

อิทธิพลของการจัดเรียงเหล็กกรุปรพรรณต่อความต้านทานของเสาเชิงประกอบ



นายวรจักร จันทน์แว่น

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2556

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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

INFLUENCE OF STRUCTURAL STEEL ARRANGEMENT  
ON RESISTANCE OF COMPOSITE COLUMNS

Mr. Worajak Janwaen



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2013

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

อิทธิพลของการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณต่อความต้านทาน  
ของเสาเชิงประกอบ

โดย

นายวรจักร จันทน์แว่น

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วิฑิต ปานสุข

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

(ศาสตราจารย์ ดร.บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ

(ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติรี)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วิฑิต ปานสุข)

..... กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย

(อาจารย์ ดร.ปรีดา ไชยมหาวัน)

วรจักร จันทร์แวน : อิทธิพลของการจัดเรียงเหล็กgrupพรรณต่อความต้านทานของเสาเชิงประกอบ . ( INFLUENCE OF STRUCTURAL STEEL ARRANGEMENT ON RESISTANCE OF COMPOSITE COLUMNS) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. วิฑิต ปานสุข, 128 หน้า.

งานวิจัยครั้งนี้ได้ศึกษาเกี่ยวกับโครงสร้างเสาเชิงประกอบขององค์อาคาร (Column Composite Structure) ที่มีการนำเหล็กgrupพรรณในท้องตลาดมาประยุกต์ใช้ในการเสริมเหล็กแทนเหล็กเส้น (Longitudinal steel reinforcement) ส่วนในด้านของการรับแรง มีความเชื่อว่าเหล็กgrupพรรณจะทำให้เกิดพื้นที่การโอบรัดของคอนกรีต (Confinement) มากกว่าการใช้เหล็กเสริมตามยาวเพียงอย่างเดียว ส่งผลให้กำลังต้านทานรับแรงอัดมีค่าสูงขึ้น เหล็กgrupพรรณจะถูกนำมาจัดเรียงและเสริมในคอนกรีตรูปแบบที่แตกต่างกัน จากนั้นทำการจำลองรูปแบบโครงสร้างเสาเชิงประกอบและวิเคราะห์โดยใช้ระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) นำแบบจำลองที่ได้ไปวิเคราะห์และศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของการโอบรัดของคอนกรีต (Confinement) ในหน้าตัดที่มีการจัดรูปแบบเหล็กที่แตกต่างกัน เปรียบเทียบประสิทธิภาพของหน้าตัดในแต่ละหน้าตัด เพื่อเป็นทางเลือกในการใช้รูปแบบโครงสร้างเสาเชิงประกอบในองค์อาคาร



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต .....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก .....

ปีการศึกษา 2556

# # 5670359821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: BEHAVIOR OF COMPOSITE COLUMN / COMPOSITE STEEL CONCRETE  
STRUCTURE

WORAJAK JANWAEN: INFLUENCE OF STRUCTURAL STEEL ARRANGEMENT  
ON RESISTANCE OF COMPOSITE COLUMNS. ADVISOR: ASST. PROF. WITHIT  
PANSUK, Ph.D., 128 pp.

The research is designed to study structure of composite columns. Structural steel is used instead of longitudinal steel of an old column structure in accordance with the system. Regarding to loading capacity, it is believed that structural steel creates more confinement area of concrete than longitudinal steel contributing to higher compressive strength capacity. The analysis was conducted following these orders: having structural steel arranged and reinforced into four different section of concrete. The amount of reinforcing steel was equalized, then analyze the composite columns by using Finite Element Method (FEM) with studying column behavior including confinement effects of sections, in order to compare efficiency of each column section. As an alternative for using composite structure in the building.



Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2013

## กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วิทิต ปานสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่สละเวลาและช่วยเหลือในการให้คำปรึกษา การให้คำแนะนำในการแก้ปัญหาและแนวทางการดำเนินงาน อีกทั้งข้อคิดเห็นที่มีประโยชน์ ทำให้การจัดทำวิทยานิพนธ์สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี ขอขอบพระคุณคณาจารย์ทุกท่านที่แนะนำสั่งสอนและให้ความรู้แก่ข้าพเจ้าตลอดระยะเวลาการศึกษา และขอขอบพระคุณครูปฏิบัติการณ์ที่ให้ความช่วยเหลือในการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ และการดำเนินการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ขอขอบพระคุณศาสตราจารย์ ทักษิณ เทพชาติรี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ อาณัติ เรืองรัมย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และอาจารย์ ดร. ปรีดา ไชยมหาวัน ที่กรุณาให้แนวคิดและคำแนะนำที่เป็นประโยชน์ ตั้งแต่โครงร่างวิทยานิพนธ์จนดำเนินงานวิจัยแล้วเสร็จ

สุดท้ายขอขอบคุณ Prof. Lluís Torrests, Girona University ประเทศสเปนที่ได้ให้ความอนุเคราะห์การวิเคราะห์ผลด้วยโปรแกรม ABAQUS สำหรับใช้ในวิทยานิพนธ์นี้ด้วย



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญรูป.....	ฎ
สารบัญตาราง.....	ฅ
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตของการดำเนินงาน .....	3
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน.....	3
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ .....	4
1.6 แผนการดำเนินงาน.....	5
บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรมและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	6
2.1 ประวัติเบื้องต้นของโครงสร้างเชิงประกอบ.....	6
2.2 การทดลองเกี่ยวกับโครงสร้างเชิงประกอบ.....	6
2.3 ประสิทธิภาพของหน้าตัดเชิงประกอบ .....	11
2.4 การปรับปรุงคุณภาพของหน้าตัด .....	12
2.5 ประสิทธิภาพหน้าตัดจากผลของการโอברัด.....	12
2.6 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์.....	14
2.6.1 การสร้างแบบจำลอง.....	14
2.6.2 แบบจำลองกำลังอัดของคอนกรีต .....	16
2.6.3 แบบจำลองกำลังดึงของคอนกรีต.....	24
2.6.4 แบบจำลองของเหล็กเสริม.....	26
2.6.5 แบบจำลองของเหล็กรูปพรรณ .....	28
2.6.6 แบบจำลองของแรงยึดเหนี่ยว .....	31
2.7 ชนิดของแบบจำลองวัสดุ .....	36

2.7.1 แบบจำลองการกระจายรอยร้าว (Smeared Cracking Model) .....	36
2.7.2 แบบจำลองการแตกร้าว (Cracking Model) .....	37
2.7.3 แบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติก (Concrete Damage Plasticity Model) .....	38
2.8 คุณสมบัติของพฤติกรรมคอนกรีต .....	39
2.9 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับเสาเชิงประกอบ .....	42
2.10 ส่วนโครงสร้างเชิงประกอบ (Composite members) .....	42
2.11 ข้อกำหนดเกี่ยวกับเสาเชิงประกอบ (AISC 2005) [26] .....	43
2.11.1 ข้อกำหนดเกี่ยวกับรายละเอียดเหล็กเสริมและอุปกรณ์หรือตัวยึดรับแรงเฉือน .....	44
2.11.2 กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength) .....	45
2.11.3 กำลังแรงดึง (Tensile Strength) .....	46
2.11.4 กำลังแรงเฉือน (Shear Strength) .....	46
2.11.5 การถ่ายแรง (Load Transfer) .....	46
2.12 หลักการสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element modeling) [27] .....	49
บทที่ 3 ขั้นตอนวิธีการศึกษา .....	51
3.1 ศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและทบทวนความเป็นมาของโครงสร้างเชิงประกอบ .....	51
3.2 ศึกษาหาแนวทางและคัดเลือกหน้าตัดที่จะนำมาวิเคราะห์ .....	51
3.3 หน้าตัดที่ใช้ในการทดสอบและวิเคราะห์ .....	53
3.3.1 รายละเอียดหน้าตัดที่ทำการทดสอบและวิเคราะห์ .....	53
3.3.2 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดของหน้าตัดทดสอบ .....	54
3.4 การสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ .....	56
3.4.1 ชนิดของเอลิเมนต์ .....	57
3.4.3 รูปแบบการจำลองคอนกรีต (Modeling of concrete) .....	58
3.4.4 รูปแบบจำลองเหล็กเสริม (Modeling of steel) .....	61
3.4.5 รูปแบบจำลองเหล็กรูปพรรณ (Modeling of structural steel) .....	62
3.5 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลอง .....	63
3.5.1 การสร้างแบบจำลองคาน .....	63
3.5.2 เงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองคาน .....	65



3.5.3 การสร้างแบบจำลองเสา .....	66
3.5.4 เงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองเสา .....	68
3.5.5 การแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Meshing) .....	69
3.5.6 การจำลองผิวสัมผัส (Modelling of interfaces).....	72
บทที่ 4 ผลการทดสอบคาน และการเปรียบเทียบด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ .....	73
4.1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน .....	73
4.2 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและกำลังรับโมเมนต์ดัดของคาน.....	77
4.3 พฤติกรรมการโก่งตัว (Deformation) และความโค้งเนื่องจากโมเมนต์ดัด (Curvature).....	80
4.4 ลักษณะการแตกร้าวที่เกิดขึ้นแต่ละหน้าตัด.....	82
4.4.1 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดจากหน้าตัด RC.....	82
4.4.2 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดจากหน้าตัด SRC.....	82
4.4.3 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากหน้าตัด SRC1 .....	83
4.4.4 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากหน้าตัด SRC2 .....	83
4.5 การเปรียบเทียบด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	89
4.5.1 การเปรียบเทียบแบบจำลอง RC กับผลการทดสอบคาน.....	89
4.5.2 การเปรียบเทียบแบบจำลอง SRC กับผลการทดสอบคาน.....	90
4.5.3 การเปรียบเทียบแบบจำลอง SRC1 กับผลการทดสอบคาน.....	91
4.5.4 การเปรียบเทียบแบบจำลอง SRC2 กับผลการทดสอบคาน.....	92
บทที่ 5 การวิเคราะห์ผลการศึกษา .....	93
5.1 พฤติกรรมการไอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด RC.....	93
5.2 พฤติกรรมการไอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC .....	95
5.3 พฤติกรรมการไอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC1 .....	97
5.4 พฤติกรรมการไอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC2 .....	99
5.5 ตัวแปรการไอบรัดของคอนกรีตไอบรัดตัวปกติและไอบรัดตัวสูง.....	101
5.6 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการไอบรัดของหน้าตัด.....	102
5.6.1 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการไอบรัดของหน้าตัด SRC .....	102
5.6.2 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการไอบรัดของหน้าตัด SRC1 .....	106

5.6.3 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการไอบรัดของหน้าตัด SRC2 .....	110
5.7 การเปรียบเทียบการรับกำลังหน้าตัดของโครงสร้าง .....	114
5.8 การเปรียบเทียบผลของการไอบรัดของหน้าตัด .....	118
บทที่ 6 สรุปผล.....	124
6.1 ผลของตัวแปรการไอบรัดต่อการจัดเรียงเหล็กgrupพรรณ .....	124
6.2 ผลของการยึดเหนี่ยวต่อการการไอบรัดของหน้าตัด .....	124
6.3 ผลของการรับกำลังของหน้าตัดต่อการจัดเรียงเหล็กgrupพรรณ .....	125
6.4 ข้อเสนอแนะ .....	125
รายการอ้างอิง .....	126
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	128

## สารบัญรูป

รูปที่ 2-1	รูปแสดงการเปรียบเทียบข้อดีและข้อเสียการเทคอนกรีตในเสาโครงสร้างแบบต่าง ๆ .....	12
รูปที่ 2-2	แสดงข้อมูลหน้าตัดเกี่ยวกับการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC และ SRCp .....	13
รูปที่ 2-3	แสดงกราฟเปรียบเทียบกำลังความต้านทานแรงอัดของ SRC และ SRCp .....	13
รูปที่ 2-4	แสดงการเปรียบเทียบกำลังรับแรงดัดของโครงสร้าง SRC และ SRCp .....	13
รูปที่ 2-5	แสดงขอบเขตของพื้นที่การโอบรัดในคอนกรีต .....	15
รูปที่ 2-6	แสดงความเค้นกับความเครียดคอนกรีตของแบบจำลอง Hognestad .....	16
รูปที่ 2-7	แสดงความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดคอนกรีตของแบบจำลอง Kent และ Park .....	18
รูปที่ 2-8	แสดงความสัมพันธ์แบบจำลองความเค้นกับความเครียดของคอนกรีต ดัดแปลงโดย Benyoung .....	21
รูปที่ 2-9	แสดงความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดคอนกรีตของแบบจำลอง Mander et al. ...	23
รูปที่ 2-10	แบบจำลองกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตของ Rim Nayal และ Hayder A Rashseed ..	25
รูปที่ 2-11	แบบจำลองกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตของ Wahalathantri , .....	25
รูปที่ 2-12	แบบจำลองกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตในรูปแบบของพลังงาน .....	26
รูปที่ 2-13	แสดงแบบจำลองเหล็กเสริมของ Meakawa et al. ....	27
รูปที่ 2-14	แสดงความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมอุดมคติ .....	28
รูปที่ 2-15	แสดงแบบจำลองเหล็กรูปพรรณของ Wang Yu-hang , Nie Jian-guo Cai C.S. ....	29
รูปที่ 2-16	แสดงแบบจำลองของเหล็กรูปพรรณของ Tao et al. ....	30
รูปที่ 2-17	แสดงแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตของ Lettow .....	31
รูปที่ 2-18	แสดงแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต, CEB .....	33
รูปที่ 2-19	แสดงแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต .....	35
รูปที่ 2-20	พฤติกรรมในแนวแกนของคอนกรีตปกติ .....	37
รูปที่ 2-21	แสดงแบบจำลองแรงดัดในแนวแกน .....	38
รูปที่ 2-22	แสดงแบบจำลองแรงอัดในแนวแกน .....	39
รูปที่ 2-23	แบบจำลองการแข็งเพิ่มแบบพลาสติกสำหรับคอนกรีตของ Chen และ Han .....	40
รูปที่ 2-24	แสดงขอบเขตการคราก(yield surface)และทิศทางการไหลในระนาบ $p - q$ ของแบบจำลองเชิงเส้นของ Drucker-Prager .....	41
รูปที่ 2-25	แสดงหน้าตัดเสาเชิงประกอบ .....	42
รูปที่ 2-26	การแบ่งชั้นส่วนของปัญหา .....	49
รูปที่ 3-1	รายละเอียดของขั้นตอนการศึกษา .....	52
รูปที่ 3-2	ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด RC .....	54
รูปที่ 3-3	ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด SRC .....	54
รูปที่ 3-4	ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด SRC1 .....	55
รูปที่ 3-5	ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด SRC2 .....	55
รูปที่ 3-6	แสดงเอลิเมนต์ของแข็งทรงสี่เหลี่ยม .....	57

รูปที่ 3-7 แสดงเอลิเมนต์โครงถัก .....	57
รูปที่ 3-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของกำลังอัดคอนกรีต .....	60
รูปที่ 3-9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของกำลังดึงคอนกรีต .....	60
รูปที่ 3-10 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบเหล็กเสริมขนาด DB12.....	61
รูปที่ 3-11 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบเหล็กเสริมขนาด DB20.....	61
รูปที่ 3-12 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบเหล็กเสริมขนาด DB25.....	62
รูปที่ 3-13 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของเหล็กรูปพรรณตามมาตรฐาน ACI .....	62
รูปที่ 3-14 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองคานของหน้าตัด RC .....	63
รูปที่ 3-15 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC .....	64
รูปที่ 3-16 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC1 .....	64
รูปที่ 3-17 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC2 .....	65
รูปที่ 3-18 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด RC.....	66
รูปที่ 3-19 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC .....	67
รูปที่ 3-20 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC1 .....	67
รูปที่ 3-21 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC2 .....	68
รูปที่ 3-22 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด RC.....	69
รูปที่ 3-23 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC.....	70
รูปที่ 3-24 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC1 .....	70
รูปที่ 3-25 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC2 .....	70
รูปที่ 3-26 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด RC .....	71
รูปที่ 3-27 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC .....	71
รูปที่ 3-28 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC1.....	71
รูปที่ 3-29 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC2.....	72
รูปที่ 4-1 แสดงด้านข้างแสดงตำแหน่งการติด Strain gage ที่เหล็กปลอก .....	73
รูปที่ 4-2 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่เหล็กปลอกกับน้ำหนักบรรทุก .....	74
รูปที่ 4-3 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนแรงกระทำกับแรงเฉือนที่เหล็กปลอกรับ .....	75
รูปที่ 4-4 รอยร้าว (cracks) ที่ตั้งฉากกับคานของหน้าตัด SRC1.....	76
รูปที่ 4-5 รอยร้าว (cracks) ที่ตั้งฉากกับคานของหน้าตัด RC.....	77
รูปที่ 4-6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าการโก่งตัวของโครงสร้าง .....	78
รูปที่ 4-7 กราฟที่แสดงความสัมพันธ์ของความเครียดที่เหล็กกลางกับน้ำหนักบรรทุกในโครงสร้าง ....	79
รูปที่ 4-8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของโครงสร้าง .....	80
รูปที่ 4-9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง (Curvature) .....	81
รูปที่ 4-10 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 10 ตันของหน้าตัด RC.....	85
รูปที่ 4-11 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 20 ตันของหน้าตัด RC.....	85
รูปที่ 4-12 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 30 ตันของหน้าตัด RC.....	85
รูปที่ 4-13 แสดงการแตกร้าว (crack) ที่ตัวอย่างวิบัติของหน้าตัด RC.....	85



รูปที่ 5-24	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2_K2 .....	112
รูปที่ 5-25	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2_K3 .....	113
รูปที่ 5-26	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2_K4 .....	113
รูปที่ 5-27	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด .....	119
รูปที่ 5-28	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด .....	119
รูปที่ 5-29	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด ของสปริง $k_1$ .....	120
รูปที่ 5-30	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด ของสปริง $k_2$ .....	120
รูปที่ 5-31	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด ของสปริง $k_3$ .....	121
รูปที่ 5-32	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด ของสปริง $k_4$ .....	121
รูปที่ 5-33	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด ของสปริง $k_2$ .....	122
รูปที่ 5-34	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด ของสปริง $k_3$ .....	122
รูปที่ 5-35	แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด ของสปริง $k_4$ .....	123

## สารบัญตาราง

ตาราง 1-1 แสดงแผนการดำเนินการโครงการ.....	5
ตาราง 2-1 แสดงการทดลองเกี่ยวกับโครงสร้างเชิงประกอบเหล็กหล่อหุ้มด้วยคอนกรีต .....	8
ตาราง 2-2 แสดงการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบในการทำงาน .....	11
ตาราง 2-3 แสดงค่าของตัวแปรสมการแรงยึดเหนี่ยวที่แนะนำโดย Lettow .....	32
ตาราง 2-4 แสดงค่าของตัวแปรของเหล็กเสริม .....	33
ตาราง 2-5 ค่าตัวแปรสำหรับการประมาณค่าของสมการของแรงยึดเหนี่ยว,CEB.....	34
ตาราง 2-6 ค่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนบางในหน้าตัดเสาเหล็ก เติมด้วยคอนกรีต .....	43
ตาราง 3-1 แสดงข้อมูลหน้าตัดที่ใช้ในการทดสอบและวิเคราะห์.....	53
ตาราง 3-2 ตัวแปรสำหรับแบบจำลองความเสียหายของคอนกรีต .....	59
ตาราง 4-3 ตัวอย่างค่าความเครียดของเหล็กกล้าในหน้าตัด SRC1 ในช่วงน้ำหนักบรรทุกต่างๆ .....	80
ตาราง 5-1 แสดงการพื้นที่และตัวแปรของการโอบรัดของหน้าตัด SRC.....	102
ตาราง 5-2 แสดงการพื้นที่และตัวแปรของการโอบรัดของหน้าตัด SRC1.....	106
ตาราง 5-3 แสดงการพื้นที่และตัวแปรของการโอบรัดของหน้าตัด SRC2.....	110
ตาราง 5-4 ผลการวิเคราะห์ตัวแปรการโอบรัดและพื้นที่การโอบรัดที่ได้จากแบบจำลอง .....	116
ตาราง 5-5 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดจากแบบจำลองและวิธีประมาณ .....	117

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ที่มาและความสำคัญ

ในการก่อสร้างปัจจุบันโครงสร้างเสาส่วนใหญ่จะใช้คอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete) โดยการนำเหล็กเส้นและคอนกรีตมาหล่อเข้าด้วยกันในแบบหล่อคอนกรีต ทำให้โครงสร้างเสาคอนกรีตมีความแข็งแรง สามารถรับกำลังได้ตามที่ต้องการและทนทานต่อสภาพแวดล้อมภายนอก แต่อย่างไรก็ตามกำลังโครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กยังสามารถรับกำลังได้น้อยเมื่อเทียบกับขนาดของโครงสร้างเหล็ก และโครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ใช้กันมากจะเป็นโครงสร้างแบบหล่อในที่ (Cast in situ) ทำให้มีข้อจำกัดหลายอย่างเช่น การทำงานที่ช้าเนื่องจากขั้นตอนในการก่อสร้างมีหลายขั้นตอนเกิดขึ้นในหน้างาน ตั้งแต่การผูกและมัดเหล็ก การเตรียมแบบหล่อ การหล่อและเทคอนกรีตในที่อีกทั้งยังเกิดขยะในหน้างานเป็นจำนวนมากจากขั้นตอนการก่อสร้าง ทำให้เกิดต้นทุนที่สูงทั้งทางตรงและทางอ้อม นอกจากนี้การก่อสร้างยังไม่สามารถควบคุมคุณภาพได้ดีมากนัก จากปัญหาข้างต้นทำให้มีการพัฒนารูปแบบโครงสร้างเสาคอนกรีตที่เรียกว่า คอนกรีตสำเร็จรูป (Prefabricated Concrete) ที่ผลิตมาจากโรงงานและนำมาประกอบในสถานที่ก่อสร้างซึ่งช่วยลดขั้นตอนการก่อสร้างในหน้างาน และสามารถควบคุมคุณภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ดีกว่าแบบหล่อในที่

ทางเลือกหนึ่งของโครงสร้างเสาที่สามารถนำมาทำเป็นโครงสร้างสำเร็จรูปนั้นคือโครงสร้างเชิงประกอบ (Composite Structure)[1] โดยเสาในโครงสร้างเชิงประกอบจะแบ่งเป็นเสาเหล็กที่เติมด้วยคอนกรีต (Concrete filled steel) และเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (Concrete encased steel) แต่ความนิยมในการเลือกใช้โครงสร้างจะใช้แบบเสาคอนกรีตหุ้มเหล็กมากกว่าเนื่องจากสามารถต้านทานไฟไหม้ได้ดีกว่า หน้าตัดของโครงสร้างเสาคอนกรีตหุ้มเหล็กส่วนใหญ่จะนำเหล็กรูปพรรณมาใช้ร่วมกับเหล็กเส้นจะทำให้มีขีดความสามารถในการรับแรงที่เพิ่มขึ้น และความแข็ง (Stiffness) มากขึ้นเนื่องจากคุณลักษณะเชิงประกอบของโครงสร้าง (Composite action) [2] ความยากง่ายในการทำงานเช่น การผูกเหล็กปลอก หรือเทคอนกรีตจะขึ้นกับการจัดหน้าตัดเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดเสา [3] และจากการศึกษาวิจัยพบว่าเมื่อมีการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดเสาจะมีอิทธิพลภายใต้พื้นที่การโอบรัด (Confinement) ของคอนกรีตเนื่องจากเหล็กรูปพรรณ ทำให้คอนกรีตรับกำลังได้มากขึ้น [4-7] ในงานวิจัยจำนวนมากจะเน้นการใช้เหล็กรูปพรรณที่หน้าตัดเป็นรูปตัว H โดยนำวางไว้ตรงกลางหน้าตัด [2] ซึ่งมีข้อเสียคือพื้นที่การโอบรัดเนื่องจากเหล็กรูปพรรณไม่กระจายตัวในหน้าตัด การ



ผูกเหล็กปลอกทำได้ยากเพราะไม่มีเหล็กแกนยึด และเวลาเทคอนกรีตเหล็ก H จะขวางการไหลของคอนกรีตอีกด้วย

จากหน้าตัดดังกล่าวสามารถพัฒนาขึ้นโดยการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณให้มีการกระจายตัวในหน้าตัดเสา ซึ่งอาจจะทำให้เกิดการโอบรัดมากขึ้น เนื่องจากการกระจายตัวของผลการโอบรัดของเหล็กรูปพรรณ ส่งผลทำให้เสาสามารถรับแรงได้ดีขึ้น นอกจากนี้รูปแบบของการทำงานจะเปลี่ยนไป การกระจายหน้าตัดจะช่วยลดการขวางการไหลของคอนกรีตเวลาเทและสามารถผูกเหล็กปลอกได้ง่าย เมื่อมีการกระจายเหล็กรูปพรรณชิดกับขอบเหล็กปลอก แต่เหล็กรูปพรรณยังมีปัญหาที่สำคัญอีกอย่างคือ ผิวของเหล็กรูปพรรณนั้นมีผิวที่ลื่น ทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณมีค่าน้อย เกิดการลื่นไถล (Slip) ทำให้ได้กำลังที่น้อยลง โดยการศึกษาอิทธิพลของแรงยึดเหนี่ยวทำให้ทราบถึงแรงยึดเหนี่ยวที่ต้องการเพิ่มที่ทำให้โครงสร้างไม่เกิดการลื่นไถล อาจจะนำไปใช้ในการออกแบบต่อไปได้ โดยทั้งปัญหาการโอบรัดตัวของคอนกรีตและการลื่นไถลของเหล็กรูปพรรณ จะวิเคราะห์โดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) โดยจะทำให้ทราบข้อมูลต่างๆจากการวิเคราะห์ได้อย่างละเอียดในทุกๆตำแหน่งของโครงสร้าง จะทำให้ช่วยประหยัดเวลาในการวิเคราะห์และประหยัดค่าใช้จ่ายสำหรับการทดสอบด้วย

งานวิจัยครั้งนี้ได้ศึกษาเกี่ยวกับโครงสร้างเสาเชิงประกอบขององค์อาคาร โดยนำเหล็กรูปพรรณในท้องตลาดมาประยุกต์ใช้ร่วมกันในการเสริมเหล็กในเสาซึ่งเป็นส่วนประกอบที่สำคัญของโครงสร้างอาคารในการรับแรง เหล็กรูปพรรณจะถูกนำมาจัดเรียงและเสริมในคอนกรีตรูปแบบที่แตกต่างกัน จากนั้นทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้างเสาเชิงประกอบและวิเคราะห์โดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แล้วทำการตรวจสอบและปรับตัวแปรในแบบจำลองโครงสร้างให้ตรงกับผลการทดสอบจริงที่ได้ทำการทดสอบไว้ เพื่อให้แบบจำลองโครงสร้างเสาที่สร้างขึ้นตรงกับโครงสร้างจริงที่ใช้ในการทดสอบ และมีความถูกต้องแม่นยำในการวิเคราะห์มากที่สุด จากนั้นนำแบบจำลองที่ได้ไปวิเคราะห์และศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของการโอบรัดของคอนกรีต (Confinement) ในหน้าตัดที่มีการจัดรูปแบบเหล็กที่แตกต่างกัน และศึกษาเกี่ยวกับผลของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตในโครงสร้าง จากนั้นทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดเสาที่มีการกระจายเหล็กรูปพรรณในโครงสร้างเชิงประกอบ

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อทำการวิเคราะห์ผลการโอบรัดตัวของคอนกรีต (Confinement) ของจัดเรียงรูปแบบเหล็กที่ต่างกัน โดยการจำลองรูปแบบหน้าตัดและวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์และเปรียบเทียบความสามารถในการรับกำลังของโครงสร้างจากผลของการอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดเชิงประกอบ
2. เพื่อวิเคราะห์เกี่ยวกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจากผลของแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ระหว่างเหล็กและคอนกรีตในโครงสร้างเสาเชิงประกอบ

## 1.3 ขอบเขตของการดำเนินงาน

1. เสาที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างขนาด 40x40 ซม. ยาว 3.0 ม.
2. การจัดหน้าตัดที่วิเคราะห์จะควบคุมปริมาณเหล็กให้เท่ากันทุกหน้าตัด
3. เหล็กรูปพรรณที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างเป็นชนิด SM520 ( $F_y=2500$  กก/ซม.<sup>2</sup>,  $F_u=4050$  กก/ซม.<sup>2</sup>) โดยจะใช้เหล็กรูปพรรณหน้าตัดตัว H ขนาด 150x14 kg/m (ตัดครึ่งเป็น Cut -T ในหน้าตัดแบบ SRC2,SRC3) และขนาด 200x21.3 kg/m (SRC1)
4. เหล็กเสริมยื่นในเสาและเหล็กปลอกใช้เหล็ก Deformed Bar SD40
5. ใช้แบบจำลองของโครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ขึ้นส่วนที่วิเคราะห์เป็นแบบของแข็ง (Solid Element)
6. เสาที่วิเคราะห์เป็นเสาสั้น ไม่คิดผลของการโก่งเดาะด้านข้าง
7. แบบจำลองผลของการโอบรัดตัวของคอนกรีตรับแรงอัดสถิตตรงศูนย์กลางในแนวแกนเท่านั้น
8. การโอบรัด (Confinement) ของคอนกรีตขึ้นระยะห่างของเหล็กปลอกและส่วนประกอบของแผ่นหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ

## 1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

1. ศึกษาเกี่ยวกับทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและทบทวนความเป็นมาของโครงสร้างเสาเชิงประกอบ
2. ศึกษาหาแนวทางในการเลือกหน้าตัดที่จะนำมาวิเคราะห์
3. คัดเลือกหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์
4. ทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้าง
5. ทำการตรวจสอบและปรับค่าการโอบรัดของคอนกรีต
6. ทำการยืนยันผลการปรับค่าโดยเทียบจากผลการทดสอบโครงสร้างจริง

7. วิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างโดยใช้ระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์
8. วิเคราะห์และเปรียบเทียบความสามารถในการรับกำลังของแบบจำลองโครงสร้างเสาชิงประกอบ
9. สรุปผลการวิเคราะห์ข้อมูล

### 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. สามารถอธิบายได้ถึงพฤติกรรมการโอบรัด (Confinement) ของคอนกรีตในแต่ละหน้าตัดที่แตกต่างกันได้
2. สามารถอธิบายเกี่ยวกับผลของพันธะยึดเหนี่ยว (Bond) ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดระหว่างเหล็กและคอนกรีตในโครงสร้างเสาชิงประกอบได้
3. สามารถอธิบายได้ถึงผลของการรับกำลังในโครงสร้างเสาชิงประกอบ ของการจัดเหล็กในหน้าตัดที่แตกต่างกันได้



## บทที่ 2

### การทบทวนวรรณกรรมและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 ประวัติเบื้องต้นของโครงสร้างเชิงประกอบ

โครงสร้างเสาเชิงประกอบตามบันทึกในประวัติศาสตร์ได้มีการใช้งานมาเป็นเวลายาวนาน Holger Eggermann [8] ได้ทำการศึกษารวบรวมและแบ่งช่วงของการใช้โครงสร้างเสาเชิงประกอบ ซึ่งสามารถสรุปไว้ 4 ช่วงคือ

1. เริ่มวิจัยและพัฒนาในเริ่มแรกของศตวรรษที่ 20 เริ่มมาจากแนวคิดของการผสมผสานกันระหว่างวัสดุระหว่างเหล็กรูปพรรณและคอนกรีต ที่ต้องการการป้องกันไฟ โดยใช้คอนกรีตมาหุ้มโครงสร้างเหล็กรูปพรรณ
2. ช่วงพัฒนาการของการประยุกต์ใช้งาน ประมาณปี ค.ศ. 1930 ได้มีการทดสอบมากกว่า 500 ชิ้นงานในยุโรปและอเมริกาเหนือ ซึ่งทดสอบและตีพิมพ์ผลงานโดย Emperger ที่รัฐสภาในปารีส(1932) Emperger ได้ตั้งข้อถกเถียงเกี่ยวกับการออกแบบและข้อจำกัดเกี่ยวกับเสาเชิงประกอบในยุโรป และได้เสนอไว้ในมาตรฐานของอเมริกาสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete) จากนั้นได้พัฒนาสูตรสำหรับเสาเชิงประกอบในระหว่างปี ค.ศ. 1920-1930 จนกระทั่งได้นำมาใช้ในตึกสูงในชิคาโก
3. ช่วงขาดหายของงานวิจัยเนื่องจากสงครามโลกทำให้งานวิจัยเกี่ยวกับโครงสร้างเสาเชิงประกอบมีบทบาทน้อยลงจนกระทั่งได้ห่างหายไปช่วงหนึ่ง
4. ช่วงหลังจากปี ค.ศ. 1950 เป็นต้นมาได้มีการพัฒนาและวิจัยเป็นจำนวนมากเกี่ยวกับวิธีการออกแบบโครงสร้างเสาเชิงประกอบ และในปี ค.ศ. 1954 มาตรฐาน DIN 1050 ได้นำผลการตีพิมพ์ของ Kloppel มาตีพิมพ์เป็นมาตรฐานเกี่ยวกับเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต (Concrete filled steel columns) และได้พัฒนามาเรื่อยๆจนปัจจุบันเกี่ยวกับโครงสร้างเสาเชิงประกอบ

#### 2.2 การทดลองเกี่ยวกับโครงสร้างเชิงประกอบ

N.E. Shanmugam และ B. Laskhmi [1] ได้ศึกษาเกี่ยวกับประวัติความเป็นมาของโครงสร้างเหล็กและคอนกรีตเชิงประกอบ การทดลองเหล่านี้ได้นำมาเป็นข้อมูลพื้นฐานสำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองและการพัฒนาสูตรสำหรับการออกแบบโครงสร้างเชิงประกอบที่ใช้ในปัจจุบัน โดยการวิเคราะห์หน้าตัดโครงสร้างจะอิงตามมาตรฐานทั้ง ACI และ Euro code และอ้างอิงผลจริงจากการทดลองเป็นหลัก

งานวิจัยได้ทำการแบ่งหน้าตัดเชิงประกอบเป็นสองส่วนใหญ่ ๆ โดยส่วนแรกจะเป็นหน้าตัดเหล็กที่ห่อหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนหรือห่อหุ้มทั้งหมด ส่วนที่สองจะเป็นหน้าตัดเชิงประกอบที่ถูกเติมด้วยคอนกรีต เช่น เหล็กท่อกลวงหรือเหล็กกล่อง ที่เติมคอนกรีตไว้ด้านในช่องว่าง เป็นต้น และจากบทความทำให้ทราบว่าหน้าตัดเสาเชิงประกอบนั้นมีรูปแบบการจัดหน้าตัดเหล็กที่หลากหลายขึ้นกับการนำไปใช้งาน และผลการทดลองทำให้พบว่าการจัดหน้าตัดเหล็กที่ต่างกัน มีผลต่อกำลังของหน้าตัด นอกจากนี้บางงานวิจัยยังเปรียบเทียบกำลังรับแรงของโครงสร้างเสาเชิงประกอบโดยใช้วิธีในการคำนวณที่แตกต่างกัน เพื่อเป็นแนวทางในการคำนวณเบื้องต้นสำหรับการรับแรงของเสาโครงสร้างคอนกรีตเชิงประกอบ

ในการทดลองเกี่ยวกับโครงสร้างเสาเชิงประกอบจะทำการทดลองเพื่อให้ได้ข้อมูลพื้นฐานสำหรับการนำไปวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง เพื่อให้ได้ผลใกล้เคียงจริงและมีความถูกต้องแม่นยำมากที่สุด หรือนำไปพัฒนาสูตรเกี่ยวกับโครงสร้างเสาเชิงประกอบเพื่อนำไปใช้ในการออกแบบสำหรับการใช้งานของโครงสร้างให้มีความเสถียรและปลอดภัยต่อผู้ใช้งาน โดย N.E. Shanmugam และ B. Laskhmi ได้รวบรวมงานวิจัยจากหลาย ๆ ท่านแล้วสรุปแต่ละเรื่องที่เกี่ยวข้องกับเสาเชิงประกอบไว้ไม่ว่าจะเป็น อัตราความชะลุดของเสา ลักษณะการวิบัติ การใช้คอนกรีตกำลังสูงในเสาเชิงประกอบ รวมไปถึงการเปรียบเทียบผลการทดลองกับมาตรฐานที่ให้ในการออกแบบ และผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองกับมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบด้วย

โครงสร้างเสาเชิงประกอบที่ห่อหุ้มด้วยคอนกรีต (Encased sections) N.E. Shanmugam และ B. Laskhmi ได้สรุปงานวิจัยของแต่ละบุคคลไว้ดังตารางที่ 2.1

ตาราง 2-1 แสดงการทดลองเกี่ยวกับโครงสร้างเชิงประกอบเหล็กหล่อด้วยคอนกรีต [1]

เลขที่	ผู้แต่ง	ประเทศ	ปี	รูปร่างหน้าตัด	ชนิดของการให้แรง	จำนวนตัวอย่างการทำสอบ	ตัวแปรในการศึกษา	หมายเหตุ
1	Stevens RF	สหราชอาณาจักร	1965	สี่เหลี่ยมจัตุรัสและสี่เหลี่ยมผืนผ้า	เยื้องศูนย์กลาง	11	ผลของการให้แรงเยื้องศูนย์กลาง, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก, ขนาดของหน้าตัด	ตัวอย่างมีความยาว 4.57 เมตรและให้แรงแนวเยื้องศูนย์กลางรับแรงที่อ่อนกว่า
2	Virdi KS, Dowing PJ	สหราชอาณาจักร	1973	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	เยื้องศูนย์กลาง	9	ความยาว, การเยื้องศูนย์กลางของแกนเหล็กและแกนรอง, กำลังของคอนกรีต	ใช้ระเบียบวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข
3	Ansljin R, Janss J	เบลเยียม	1974	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	เยื้องศูนย์กลาง	30	ผลของความยาว, ความสัมพันธ์อัตราส่วนความละเอียด, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก	ทำการทดสอบโดยไม่มีเหล็กตามยาวในหน้าตัด
4	Roderick JW, Loke Yo	ออสเตรเลีย	1975	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	เยื้องศูนย์กลาง	15	การให้แรงเยื้องศูนย์กลาง, อัตราส่วนความละเอียด	เสนอวิธีคำนวณกำลังและวิธีการออกแบบ
5	Johnston BG	สหรัฐอเมริกา	1976	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เยื้องศูนย์กลาง	13	สัดส่วนเหล็ก, รูปพรรณในหน้าตัด, การเยื้องศูนย์กลาง	หน้าตัดรับแรงเหล็กทางแกนเหล็กและแกนรองและรับแรงตรงศูนย์กลางในแนวแกน
6	Marino S, Matsui C, Watanabe H	ญี่ปุ่น	1984	สี่เหลี่ยมจัตุรัสและสี่เหลี่ยมผืนผ้า	เยื้องศูนย์กลาง	40	การให้แรงเยื้องศูนย์กลาง, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก, ขนาดของหน้าตัด	เปรียบเทียบกับทฤษฎีเกี่ยวกับการออกแบบ
7	Matsui C	ญี่ปุ่น	1979	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เยื้องศูนย์กลาง	4	ผลของความยาว, ความละเอียด, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก	ทดสอบตัวอย่างโดยมีเหล็กตามยาวในหน้าตัด


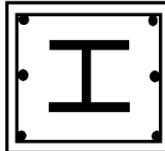
เลขที่	ผู้แต่ง	ประเทศ	ปี	รูปร่างหน้าตา	ชนิดของการให้แรง	จำนวนตัวอย่างการทดสอบ	ตัวแปรในการศึกษา	หมายเหตุ
8	Roik R, Schwalbenhofer K	เยอรมนี	1989	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เอียงศูนย์	27	การให้แรงเอียงศูนย์, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก, ขนาดหน้าตัด	ทดสอบแรงอัดแกนเดียวและแรงดัดสองแกน
9	Roik K, Bergmann R	เยอรมนี	1984	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เอียงศูนย์	12	ผลของความยาว, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก	เสนอวิธีการออกแบบและความสัมพันธ์ของสมการ
10	Mirza SA, Skrabek BW	แคนาดา	1991	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เอียงศูนย์	16	อัตราส่วนกำลังของคอนกรีตและเหล็ก, อัตราการเอียงศูนย์, อัตราส่วนความแข็งแรง	เปรียบเทียบวิธีการออกแบบและมาตรฐาน ACI
11	Elnashai AS, Takanashi K, Elghazoula AY, Dowling PJ	สหราชอาณาจักร	1991	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	แบบวิงจอร์	6	ชนิดของแรงกระทำและเปอร์เซ็นต์ของแรงในแนวแกน	ผลลัพธ์เปรียบเทียบโปรแกรมคอมพิวเตอร์
12	Mirza SA, Skrabek BW	แคนาดา	1992	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เอียงศูนย์	16	ความเครียดที่เพิ่มขึ้นของกำลังคอนกรีตและเหล็ก, อัตราส่วนความแข็งแรง	เปรียบเทียบข้อบกพร่องอาคารของ ACI
13	Matsui C	ญี่ปุ่น	1993	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เอียงศูนย์	6	ผลของความยาว, เปรียบเทียบความแข็งแรง, กำลังของคอนกรีต	เสนอวิธีการคำนวณกำลัง
14	Nakamura T	ญี่ปุ่น	1994	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เอียงศูนย์	7	ผลของความยาว, เปรียบเทียบความแข็งแรง, กำลังของคอนกรีต	เปรียบเทียบความแข็งแรงช่วง 0.15 - 1



เลขที่	ผู้แต่ง	ประเทศ	ปี	รูปร่างหน้าตัด	ชนิดของการให้แรง	จำนวนตัวอย่างการทำ	ตัวแปรในการศึกษา	หมายเหตุ
15	Hunaiti YM, Fattah BA	จอร์แดน	1994	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	เยื้องศูนย์กลาง	19	การให้แรงเยื้องศูนย์กลาง, อัตราส่วนการเยื้องศูนย์กลาง, กำลังของคอนกรีต	เปรียบเทียบกับทฤษฎี การคำนวณโดยคอมพิวเตอร์และการออกแบบโดย BS 5400
16	Wium JA, Lebet JP	แอฟริกาใต้, สวิสเซอร์แลนด์	1994	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	ผลึกและดิ่ง	27	ขนาดของเหล็กในหน้าตัด, การหัดตัวของคอนกรีต	เสนอวิธีการออกแบบอย่างง่าย
17	Ricles JM, Paboojian SD	เบลเยียม, แอริโซนา	1994	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	สันสะท้อน	8	ระดับของการโอบรับของคอนกรีต, การต้านทานแรงเฉือน, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก	เปรียบเทียบกับมาตรฐาน ACI และ AISI
18	Boyd PF, Cofer WF, McLean DI	สหรัฐอเมริกา	1995	วงกลม	นิวจักรแบบย้อนกลับในแนวแกน	5	อัตราส่วน D/t, ตัวยึดแรงเฉือน, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก	เสนอเป็นระเบียบวิธีทางราคำนวณทางตัวเลข
19	Mirza SA, Hyttinen V, Hyttinen E	แคนาดา, ฟินแลนด์	1996	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เยื้องศูนย์กลาง	16	กำลังของคอนกรีต, เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กบุพรรณ, การเยื้องศูนย์กลาง	ตรวจสอบและยืนยันกับมาตรฐาน ACI และ Euro Code และเสนอระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
20	Munoz PR, Hsu CTT	นิวเจอร์ซีย์	1997	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	ในแนวแกน, เยื้องศูนย์กลาง	4	การให้แรงเยื้องศูนย์กลาง, อัตราส่วนของความชะลูด, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก	เสนอเป็นวิธีการคำนวณทางคอมพิวเตอร์
21	Wang YC	สหราชอาณาจักร	1999	สี่เหลี่ยมจัตุรัส	เยื้องศูนย์กลาง	7	การเยื้องศูนย์กลาง, อัตราส่วนโมเมนต์, กำลังของคอนกรีตและเหล็ก	เสนอวิธีการออกแบบโดยอ้างอิงมาตรฐาน BS 5950

### 2.3 ประสิทธิภาพของหน้าตัดเชิงประกอบ

จากบทความทางวิชาการ KCI-TCA-ACF Joint Seminar on Advanced Concrete Technology[9] ที่จัดโดย Korea Concrete Institute, Institution of Engineers Malaysia และ Asian Concrete Federation เกี่ยวกับโครงสร้างขององค์อาคารเชิงประกอบเหล็กและคอนกรีต ได้ทำการเปรียบเทียบการทำงานของแต่ละรูปแบบของหน้าตัดเสาจากการรวบรวมข้อมูลในอดีตที่ผ่านมาทั้งเรื่องของ ราคา ระยะเวลาการก่อสร้าง คุณภาพของโครงสร้าง และความปลอดภัยในการทำงาน ไว้ดังตารางที่ 2-2

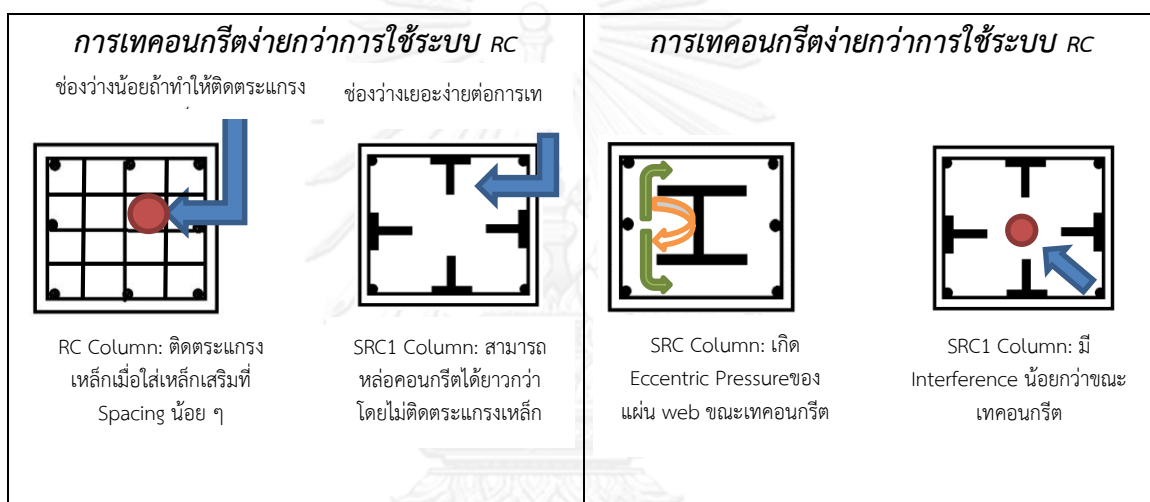
	RC	STEEL	SRC
SECTION & PHOTO			
COST EFFICIENCY	100 %	130-140 %	120-130 %
CONSTRUCTION DURATION	ใช้การประกอบ หน้างานทั้งหมด	ประกอบที่โรงงาน	ประกอบที่โรงงาน และหน้างาน บางส่วน
QUALITY	ปัจจัยเกี่ยวกับฝีมือ แรงงานในการ ก่อสร้าง	ต้องการระบบ ป้องกันไฟ	มีปัญหาเกี่ยวกับข้อ ต่อระหว่าง เสากับ คาน
SAFETY	น้อย	มาก	มากที่สุด

ตาราง 2-2 แสดงการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบในการทำงาน

จากตารางจะเห็นได้ว่าในเรื่องของระยะเวลาการก่อสร้าง ข้อได้เปรียบของโครงสร้างเชิงประกอบจะได้เปรียบกว่าหน้าตัด RC ซึ่งประกอบจากหน้างานทั้งหมดทำให้ระยะเวลาการก่อสร้างเสร็จเร็วกว่า และโครงสร้างเชิงประกอบยังสามารถควบคุมคุณภาพได้ดีและมีความปลอดภัยมากกว่าในการทำงานอีกด้วย

## 2.4 การปรับปรุงคุณภาพของหน้าตัด

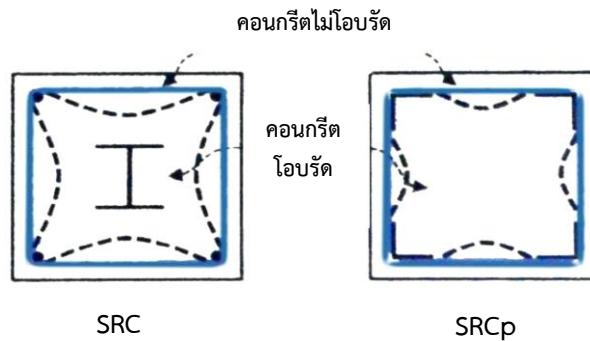
การปรับปรุงคุณภาพของหน้าตัดเสาคอนกรีตเมื่อกระจายเหล็กgrupพรรณในหน้าตัด (SRC1) จะช่วยลดปัญหาเรื่องของการแยกตัวของคอนกรีต (Segregation) ได้ ยกตัวอย่างเช่น หน้าตัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ตัวเหล็กเสริมอาจจะขวางการไหลของคอนกรีตได้ แต่หน้าตัด SRC1 นั้นสามารถช่วยแก้ปัญหาในเรื่องของความดันที่แตกต่างกันในระหว่างการเทคอนกรีตที่เกิดขึ้นเมื่อเทียบกับหน้าตัดแบบ SRC ที่ใช้กันทั่วไปเพราะตัวเหล็กgrupพรรณเป็นตัวแบ่งหน้าตัดออกเป็นสองฝั่ง ทำให้เมื่อเทคอนกรีตที่ฝั่งใดฝั่งหนึ่งก่อน ก็จะก่อให้เกิดความดันจากระดับคอนกรีตที่ไม่เท่ากัน อาจส่งผลทำให้เหล็กgrupพรรณเอียงจากแรงดันที่ต่างกันได้



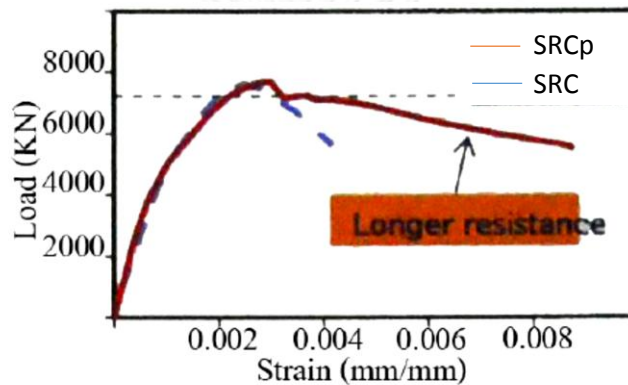
รูปที่ 2-1 รูปแสดงการเปรียบเทียบข้อดีและข้อเสียการเทคอนกรีตในเสาโครงสร้างแบบต่าง ๆ [9]

## 2.5 ประสิทธิภาพหน้าตัดจากผลของการโอบรัด

ในด้านของกำลังต้านทานรับแรงอัดของเสาเชิงประกอบหน้าตัดที่ออกแบบเป็น SRC1 โดยใช้หลักการคือ พยายามกระจายพื้นที่เหล็กgrupพรรณออกไปด้านข้าง ดังรูป 2-2 เพื่อเพิ่มผลการโอบรัดตัวของคอนกรีต (Confinement of concrete) โดยในงานวิจัยนี้กล่าวว่า ถ้าหากการโอบรัดของคอนกรีตเพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้โครงสร้างมีความเหนียวมากขึ้นด้วย ดังกราฟที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load (kN) กับ Strain (mm/mm) โดยจากกราฟพบว่า หน้าตัดแบบ SRC1 ที่มีการโอบรัดของคอนกรีตมากกว่า จะมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในช่วงที่ยาวกว่า ซึ่งจะทำให้หน้าตัดหน้าตัดนั้นมีความเหนียวมากกว่า

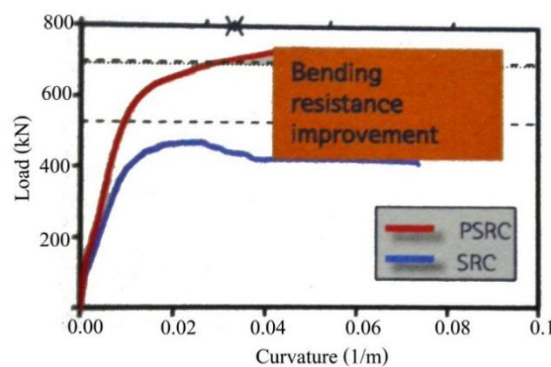


รูปที่ 2-2 แสดงข้อมูลหน้าตัดเกี่ยวกับการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC และ SRCp [9]



รูปที่ 2-3 แสดงกราฟเปรียบเทียบกำลังความต้านทานแรงอัดของ SRC และ SRCp [9]

ส่วนในด้านกำลังต้านทานแรงดัดของเสาเชิงประกอบพบว่า หน้าตัดที่ออกแบบให้เหล็กรูปพรรณกระจายตัวออกไปอยู่ด้านข้างหรือที่มุมนั้น จะมีความกำลังรับโมเมนต์ดัดมากกว่าการจัดหน้าตัดแบบเดิมที่ให้เหล็ก H หรือเหล็ก I ท่อนเดียวอยู่ตรงกลางหน้าตัดเสา โดยแสดงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load (kN) กับ Curvature (1/mm) โดยจากกราฟจะพบว่า ค่ากำลังรับแรงที่ได้จากหน้าตัดแบบ SRCp ที่ค่า Curvature เดียวกันนั้นมีค่าสูงกว่าหน้าตัดแบบ SRC ดังรูปที่ 2-4 แสดงการเปรียบเทียบกำลังรับแรงดัดของโครงสร้าง SRC และ SRCp



รูปที่ 2-4 แสดงการเปรียบเทียบกำลังรับแรงดัดของโครงสร้าง SRC และ SRCp [9]

## 2.6 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

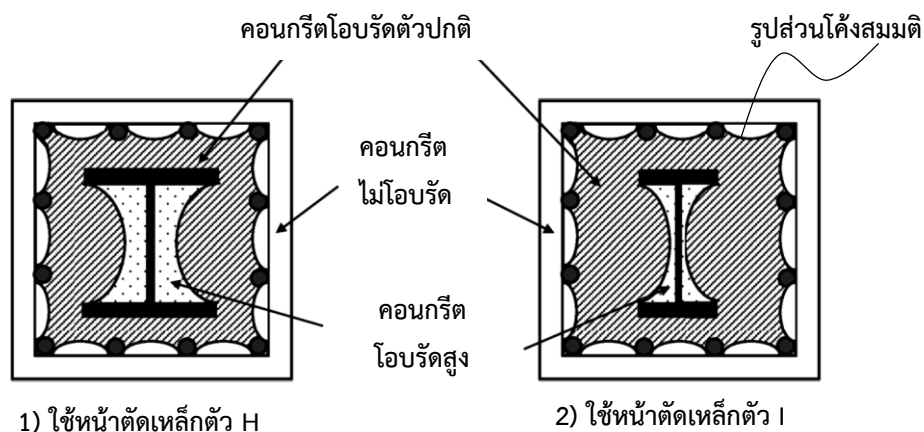
### 2.6.1 การสร้างแบบจำลอง

หน้าตัดเสาเหล็กที่ถูกหุ้มด้วยคอนกรีตในหนึ่งหน้าตัดจะประกอบไปด้วย 4 ส่วนหลักคือ หน้าตัดของเหล็กรูปพรรณ (Structural Steel) เหล็กเสริมตามยาว (Longitudinal reinforcement bars) เหล็กปลอก (Transverse reinforcement bars) และคอนกรีต (Concrete) [4] และจากการศึกษาของ Mander et al.[10] ในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงให้เห็นผลของการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด ซึ่งเกิดจากเหล็กเสริมในหน้าตัดที่โดยแบ่งขอบเขตการโอบรัดเป็น 2 ส่วนคือ ขอบเขตส่วนข้างในแกนกลางที่มีอิทธิพลการโอบรัดของคอนกรีต (Internal Effectively confined concrete core) และขอบเขตส่วนด้านนอกที่ไม่มีอิทธิพลการโอบรัดของคอนกรีต (External ineffectively confined concrete) ซึ่งอยู่บริเวณระยะหุ้ม (Covering) ของคอนกรีต โดยทั่วไปแล้วจุดเชื่อมต่อของขอบเขตจะสมมติเป็นรูปส่วนโค้งในหน้าตัดคอนกรีตและส่วนโค้งจะอยู่ระหว่างเหล็กเสริมตามยาวของแต่ละเส้นที่อยู่ในหน้าตัดคอนกรีตและบริเวณปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดดังรูป 2-5

Cheng-Chin Chen และ Nan-Jiao Lin [2] ได้ทำการศึกษาน้ำตัดเสาเชิงประกอบและแบ่งขอบเขตของการโอบรัดของคอนกรีตไว้ 3 ขอบเขตในการศึกษาการวิเคราะห์หน้าตัดซึ่งประกอบด้วย

- |                                    |                               |
|------------------------------------|-------------------------------|
| (1) พื้นที่ไม่มีโอบรัดของคอนกรีต   | (Unconfined concrete)         |
| (2) พื้นที่โอบรัดตัวปกติของคอนกรีต | (Partially confined concrete) |
| (3) พื้นที่โอบรัดสูงของคอนกรีต     | (Highly confined concrete)    |

พื้นที่ไม่มีโอบรัดของคอนกรีตจะอยู่บริเวณระยะหุ้มบริเวณภายนอกของคอนกรีต ส่วนพื้นที่การโอบรัดตัวปกติจะอยู่บริเวณภายในบริเวณที่ถัดเข้ามาจากระยะหุ้มของคอนกรีต และพื้นที่การโอบรัดตัวสูงจะอยู่ระหว่างเอวของเหล็กรูปพรรณจนถึงบริเวณกึ่งของของปีกแต่ละข้างเหล็กรูปพรรณดังรูปที่ 2-5 Chen และ Lin ได้ทำการวิเคราะห์แบบจำลองโดยใช้เหล็กรูปพรรณที่มีรูปร่างต่างกัน และเสริมเหล็กในหน้าหน้าตัดที่แตกต่างกันด้วย จากนั้นทำการวิเคราะห์หาค่าของตัวแปรการโอบรัดสำหรับพื้นที่ของคอนกรีตที่โอบรัดตัวปกติและคอนกรีตที่โอบรัดตัวสูงของหน้าตัดที่แตกต่างกันเพื่อดูอิทธิพลของการโอบรัดของคอนกรีตที่เกิดขึ้นในหน้าตัดที่ทำให้กำลังคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น[2]



รูปที่ 2-5 แสดงขอบเขตของพื้นที่การโอบรัดในคอนกรีต [4]

ปัจจัยที่ส่งผลของการโอบรัดตัวของคอนกรีตในหน้าตัดเสาเหล็กที่หุ้มด้วยคอนกรีตเชิงประกอบ โดยเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมนั้นขึ้นกับปัจจัยหลาย ๆ อย่างเช่น รูปร่างของเหล็ก รูปพรรณ ขนาดของหน้าตัด จำนวนระยะห่างของเหล็กเสริมตามยาวในหน้าตัด ขนาดของเหล็กปลอก และระยะห่างของเหล็กปลอก นอกจากนี้ปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อผลการโอบรัดของคอนกรีตยังขึ้นกับค่าหน่วยแรงครากของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม รวมทั้งกำลังของคอนกรีตด้วย [2]

รูปแบบหนึ่งของการสร้างแบบจำลอง Ben Young [4] ได้ทำการสร้างแบบจำลองสามมิติของหน้าตัดเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งทำการเชื่อมต่อแต่ละชิ้นส่วนเข้าด้วยกันให้เป็นชิ้นส่วนเดียว โดยขั้นตอนการสร้างจะแบ่งเป็น 6 ขั้นตอน คือ 1) สร้างส่วนที่เป็นเหล็กเสริมทั้งเหล็กตามยาวและเหล็กปลอก 2) สร้างส่วนที่เป็นคอนกรีตที่ไม่โอบรัด 3) สร้างส่วนของเหล็กรูปพรรณ 4) สร้างส่วนของพื้นที่โอบรัดตัวสูงของคอนกรีตที่อยู่ระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณ 5) เติมส่วนที่เหลือในหน้าตัดด้วยคอนกรีตที่โอบรัดตัวปกติ จากนั้นทำการเชื่อมต่อชิ้นส่วนทุกชิ้นส่วนเข้าด้วยกันก่อนแล้วขั้นตอนสุดท้าย 6) จำลองรูปแบบของการให้แรง เพื่อนำไปวิเคราะห์และหาค่าของแรงภายในแต่ละชิ้นส่วนที่เกิดขึ้นได้ ซึ่งรูปแบบนี้จะต้องรู้พื้นที่ที่ชัดเจนของพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตแบบต่าง ๆ ก่อนแล้วใช้แบบจำลองคอนกรีตโดยแยกเป็นคอนกรีตปกติ กับคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวเพื่อเป็นตัวกำหนดพฤติกรรมของโครงสร้าง

## 2.6.2 แบบจำลองกำลังอัดของคอนกรีต

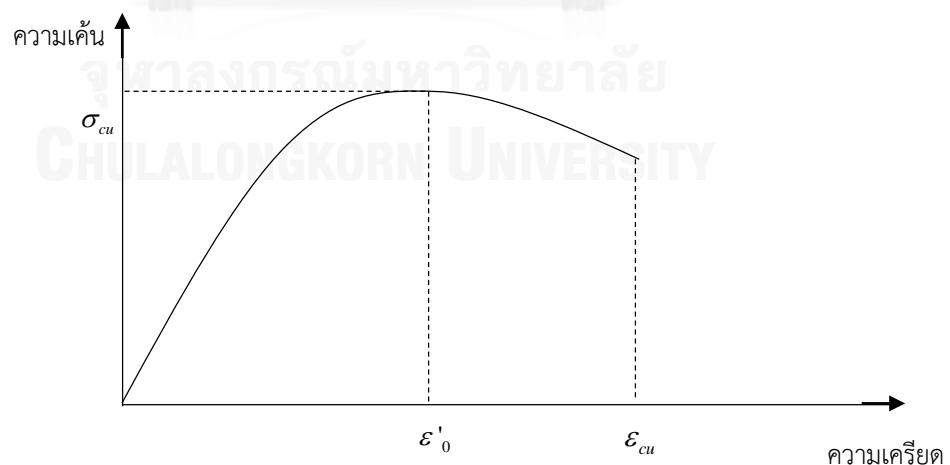
คอนกรีตถูกใช้เป็นวัสดุหลักในงานโครงสร้างทางวิศวกรรม ในการทดสอบพบว่าพฤติกรรมของคอนกรีตจะเป็นแบบไร้เชิงเส้น(Nonlinear) ของกำลังอัดในแนวแกนของคอนกรีต แบบจำลองคอนกรีตได้มีผู้เสนอแบบจำลองในหลากหลายงานวิจัย ซึ่งแบบจำลองส่วนใหญ่จะเป็นแบบจำลองแบบไร้เชิงเส้นที่เป็นไปตามผลการทดสอบจริงโดยใช้ระเบียบวิธีทางคณิตศาสตร์ในการหาสมการที่เป็นตัวแทนของความสัมพันธ์เค้น(stress) และความเครียด(strain) ของกำลังอัดคอนกรีต

จากแบบจำลองที่พัฒนาโดย Hognestad (1951) [11] ได้ทำการทดสอบคอนกรีตกำลังอัดปกติแล้วหาความสัมพันธ์โดยใช้วิธีการทางตัวเลข ซึ่งค่าความเค้นกับความเครียดช่วงแรกจะเป็นแบบพาราโบลาและช่วงหลังจะเป็นแบบเชิงเส้น โดยแสดงดังสมการ

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = 2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_0} \left( 1 - \frac{\varepsilon}{2\varepsilon'_0} \right) \quad \text{สำหรับ } 0 < \varepsilon < \varepsilon'_0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = 1 - 0.15 \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon'_0}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_0} \right) \quad \text{สำหรับ } \varepsilon'_0 < \varepsilon < \varepsilon_{cu} \quad (2.2)$$

โดยที่  $\sigma_{cu}$  คือ ความเค้นของกำลังอัดสูงสุดของคอนกรีต  
 $\varepsilon'_0$  คือ ความเครียดที่กำลังอัดสูงสุดของคอนกรีต  
 $\varepsilon_{cu}$  คือ ความเครียดที่เกิดการวิบัติแบบแตกร้าว(crushing failure) ของคอนกรีต



รูปที่ 2-6 แสดงความเค้นกับความเครียดคอนกรีตของแบบจำลอง Hognestad

แบบจำลองคอนกรีตของ Kent และ Park (1997) [12] ซึ่งได้เสนอแบบจำลองความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตโดยเสนอทั้งแบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดกับคอนกรีตที่มีการโอบรัดสำหรับคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด Kent และ Park ได้พัฒนาสมการคอนกรีตไม่โอบรัดมาจากสมการของ Hognestad โดยอธิบายพฤติกรรมความเค้นกับความเครียดเพิ่มเติมในช่วงหลังจุดสูงสุด (post-peak) ของคอนกรีต และในการเพิ่มขึ้นของความเค้นกับความเครียดช่วงแรกนั้นเขาได้ดัดแปลงจากสมการของ Hognestad ให้อยู่ในรูปของพาราโบลากำลังสองโดยแทนที่  $0.85 f'_c$  ด้วย  $f'_c$  และแทนที่  $\varepsilon'_0 = \varepsilon_{co}$  ด้วย 0.002 ซึ่งรูปแบบของสมการคือ

$$f_c = f'_c \left( \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right) \quad (2.3)$$

สำหรับช่วงหลังจุดสูงสุดของกำลังอัดคอนกรีตนั้นได้สมมติเป็นเส้นตรงซึ่งความชันจะเป็นสัดส่วนฟังก์ชันของกำลังอัดคอนกรีตตั้งสมการ (2.4)

$$f_c = f'_c (1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_{co})) \quad (2.4)$$

โดยที่  $Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}}$  และค่าของ  $\varepsilon_{50u}$  คือ ความเครียดที่ความเค้นมีค่าเท่ากับ 50%

ของกำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตสำหรับคอนกรีตไม่โอบรัดหรือหาได้จากสมการ (2.5)

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} \quad (f'_c \text{ หน่วยเมกะปาสคาล}) \quad (2.5)$$

นอกจากนี้ Kent และ Park ยังได้กำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดสำหรับกำหนดพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการโอบรัด โดยนำผลลัพธ์จากการทดสอบเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมของ Roy และ Sozen ซึ่งได้แสดงให้เห็นถึงการโอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัด แต่การทดสอบครั้งนี้ไม่ได้เห็นถึงประสิทธิภาพการโอบรัดมากนัก ด้วยเหตุผลนี้จึงได้สมมติแบบจำลองซึ่งค่าของความเค้นมากสุดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดเท่ากับกำลังอัดคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด ดังนั้นแบบจำลองในช่วงก่อนจุดสูงสุดจะเหมือนกับแบบจำลองของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดซึ่งอยู่ในรูปพาราโบลากำลังสอง

การโอบรัดส่งผลต่อความชันของกราฟช่วงหลังการโอบรัดเท่านั้นและจากสมการที่ได้มาจากการทดลองได้ถูกสร้างขึ้นเพื่ออธิบายการลดลงของความเค้นและความเครียดตั้งสมการที่ (2.6)

$$f_c = f'_c (1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_{co})) \quad (2.6)$$

โดยที่  $Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}}$  (2.7)



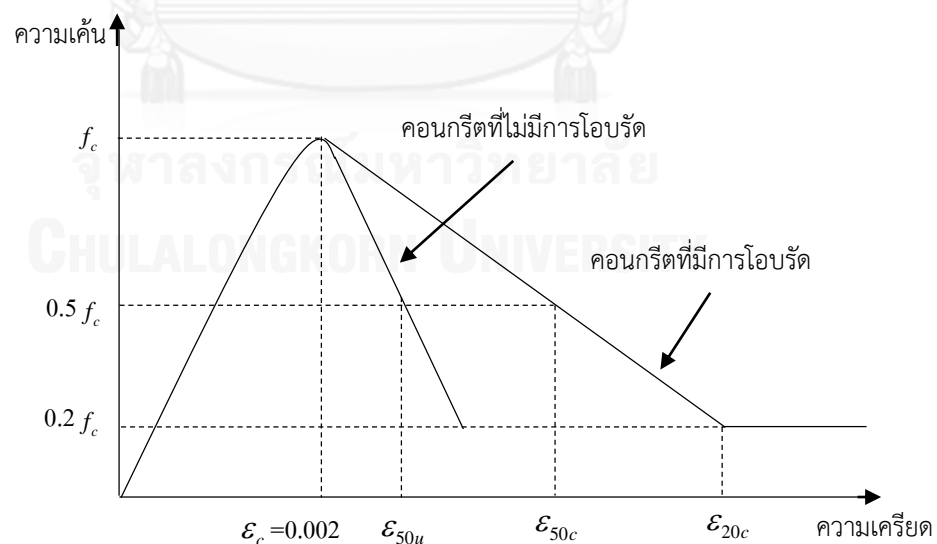
$$\varepsilon_{50h} = \varepsilon_{50c} - \varepsilon_{50u} = \frac{3}{4} p'' \sqrt{\frac{b''}{s}} \quad (2.8)$$

ซึ่งค่าของ  $\varepsilon_{50c}$  และ  $\varepsilon_{50u}$  คือ ความเครียดที่จุดความเค้นมีค่า 50% ของกำลังอัดสูงสุดสำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดและไม่โอบรัดตามลำดับ สำหรับ  $\frac{b''}{s}$  คืออัตราส่วนระหว่างความกว้างของแกนกลางคอนกรีต (Concrete core) กับระยะห่างของปลอกกรัด และ  $p''$  คืออัตราส่วนของปริมาตรของปลอกกรัด (confining hoops) กับปริมาตรของคอนกรีตแกนกลาง (Volume of concrete core) โดยวัดถึงเส้นรอบนอกของปลอกกรัดและอธิบายโดยสมการที่ (2.9)

$$p'' = \frac{2(b'' - d'')A_s''}{b''d''s} \quad (2.9)$$

โดยที่  $b''$  และ  $d''$  คือความกว้างและความลึกของแกนโอบรัด (Confined core) ตามลำดับ  $A_s''$  คือพื้นที่หน้าตัดของปลอกกรัดและ  $s$  คือ ระยะห่างของปลอกกรัดโดยวัดจากจุดศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กปลอกกรัด

สำหรับแบบจำลองการโอบรัดนี้ได้สมมติการยังคงอยู่ของความเค้นบางส่วนที่มีค่าของความเครียดมาก อย่างไรก็ตาม การวิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างอาจจะเกิดขึ้นก่อนที่กำลังคอนกรีตจะเพิ่มสูงขึ้น ดังนั้นโมเดลนี้ได้สมมติว่าคอนกรีตสามารถยังคงความเค้นที่  $0.2 f'_c$  จากความเครียดที่  $\varepsilon_{20c}$  เป็นค่าคงที่ออกไป



รูปที่ 2-7 แสดงความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดคอนกรีตของแบบจำลอง Kent และ Park

จากทฤษฎีแบบจำลองของ Mander , Priestley และ Park [13] ได้เสนอเกี่ยวกับแบบจำลองของผลของการโอบรัดของคอนกรีตสำหรับหน้าตัดที่แตกต่างกันภายใต้การแปรผันของเงื่อนไขการให้แรงโดยผลของการโอบรัดตัวของคอนกรีตจะอยู่ในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในแนวแกน และหาความเค้นกับความเครียดมากที่สุดของคอนกรีตที่ไม่มีมีการโอบรัดตัวและการโอบรัดตัวได้จากสมการ (2.10) และ (2.11)

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_1 \quad (2.10)$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon_{co} \left( 1 + k_2 \frac{f_1}{f'_{co}} \right) \quad (2.11)$$

โดยที่	$f'_{cc}$	คือ	กำลังอัดของคอนกรีตที่โอบรัดตัว (Confined Compressive)
	$f'_{co}$	คือ	กำลังอัดของคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัว (Unconfined Compressive)
	$\varepsilon'_{cc}$	คือ	ความเครียดของคอนกรีตที่โอบรัดตัว (Confined strain)
	$\varepsilon_{co}$	คือ	ความเครียดของคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัว (Unconfined strain)
	$f_1$	คือ	การโอบรัดตัวด้านข้างของแรงดันจากหน้าตัดเนื่องจากหน้าตัดเหล็ก รูปพรรณและเหล็กเสริม (Lateral confining pressure)
	$k_1, k_2$	คือ	ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งเป็นฟังก์ชันของสัดส่วนผสมคอนกรีตและแรงดันด้านข้าง (Confinement factor)

Ellobody และ Benyoung [4] ได้ทำการประยุกต์สมการของ Mander เพื่อใช้กับคอนกรีตที่โอบรัดตัวปกติและคอนกรีตที่โอบรัดตัวสูง สามารถแสดงเป็นกราฟความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดในแนวแกน (Uniaxial stress-strain curve) ของคอนกรีตที่มีการโอบรัดกับคอนกรีตที่ไม่มีมีการโอบรัด โดยให้ค่าของ  $f'_{co}$  เป็นค่าของกำลังอัดคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัวของลูกปุนทรงกระบอก (Unconfined concrete cylinder compressive strength) ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $0.8 f_{cu}$  โดยที่  $f_{cu}$  เป็นกำลังกดของลูกปุนทรงลูกบาศก์ (Unconfined concrete cube compressive strength) และใช้ค่าความเครียดของคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัว (Unconfined strain) เท่ากับ 0.003 ตามมาตรฐาน ACI และค่าของ  $f_1$  จะถูกกำหนดโดยผลการโอบรัดตัวด้านข้างของแรงดันจากหน้าตัดเนื่องจากหน้าตัดเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม ซึ่งสามารถประมาณค่าของ  $f_1$  นี้เป็นค่าของตัวแปรพื้นที่โอบรัดสูงของคอนกรีตและพื้นที่โอบรัดตัวปกติคอนกรีตใช้ค่าตัวแปรได้เสนอไว้โดย Chen และ Lin [2] โดยให้ค่าของประสิทธิภาพการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตอยู่ระหว่าง 1.1 ถึง 1.97 ขึ้นกับระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกและรูปร่างของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ ส่วนค่าสัมประสิทธิ์ของการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีต

จะอยู่ระหว่าง 1.09 ถึง 1.5 และสำหรับค่าของ  $k_1$  และ  $k_2$  ได้เสนอโดย Richart et al.[13] จะใช้ค่าเฉลี่ยของสัมประสิทธิ์สำหรับการทดสอบซึ่ง  $k_1 = 4.1$  และ  $k_2 = 5k_1$

สำหรับการหากราฟความสัมพันธ์เทียบเท่าของความเค้นและความเครียดในแนวแกนสำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสามารถหาได้จากรูปที่ 2-8 โดยจะแบ่งออกเป็น 3 ช่วง โดยช่วงแรกซึ่งจะสมมติให้เป็นช่วงยืดหยุ่น (Elastic) จนถึงจุดพิกัดยืดหยุ่น (Proportional limit stress) ค่าของพิกัดยืดหยุ่นที่เสนอโดย Hu et al. มีค่าเท่ากับ  $0.5 f'_{cc}$  ขณะที่ค่าโมดูลัสของยัง (Young's modulus,  $E_{cc}$ ) ของคอนกรีตที่โอบรัดจะใช้ค่าตามมาตรฐาน ACI ที่ค่าของ Poisson's ratio เท่ากับ 0.2 จะได้สมการคือ

$$E_{cc} = 4700\sqrt{f'_{cc}} \text{ MPa} \quad (2.12)$$

ช่วงที่สองของกราฟจะเป็นแบบไรเชิงเส้น (Nonlinear) ซึ่งจะเริ่มจากจุดพิกัดยืดหยุ่น ( $0.5 f'_{cc}$ ) ถึงค่ากำลังอัดคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัว ( $f'_{cc}$ ) ในส่วนของกราฟนี้สามารถหาได้จากสมการ (2.13) ซึ่งได้เสนอโดย Saenz [14] สมการนี้สามารถใช้เป็นตัวแทนค่าความเค้นและความเครียดหลายทิศทางของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเทียบเท่าในแนวแกนจะหาค่าได้ดังสมการ

$$f = \frac{E_{cc}\varepsilon}{1 + (R + R_E - 2)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right) - (2R - 1)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right)^2 + R\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right)^3} \quad (2.13)$$

$$\text{โดยที่ } \varepsilon = 0.5 f'_{cc} / E_{cc} \quad (2.14)$$

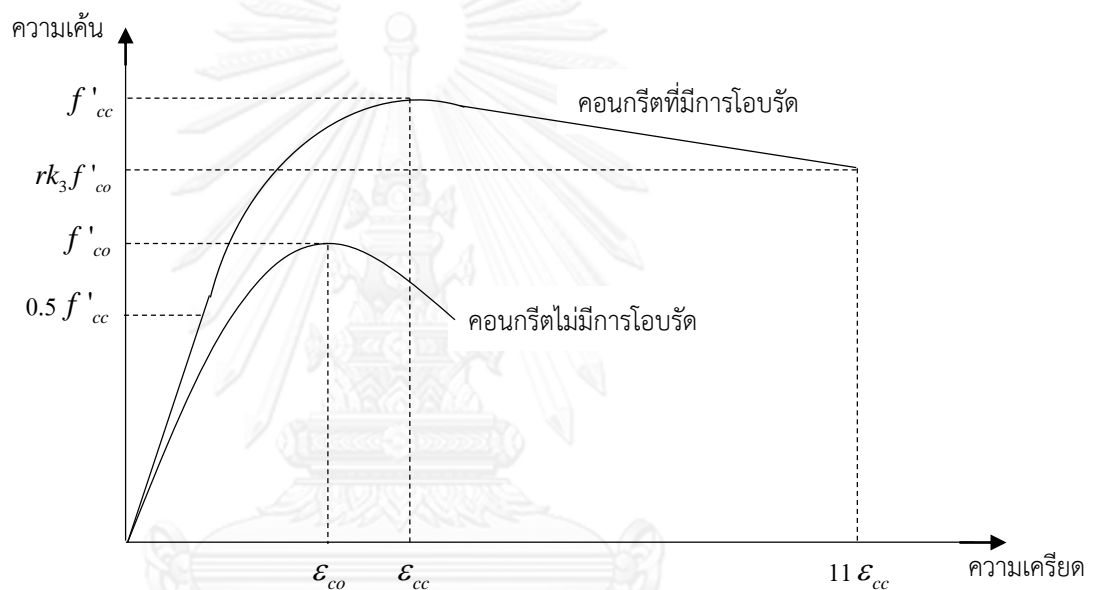
$$R_E = \frac{E_{cc}\varepsilon_{cc}}{f'_{cc}} \quad (2.15)$$

$$R = \frac{R_E(R_\sigma - 1)}{(R_e - 1)^2} - \frac{1}{R_e} \quad (2.16)$$

โดยที่ค่าคงที่ของ  $R_\sigma$  และ  $R_e$  ได้ถูกเสนอโดย Hu et al. และ Schnobrich มีค่าเท่ากับ 4 และในช่วงแรกและช่วงที่สองของกราฟความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด จะได้ค่ากำลังคอนกรีตที่โอบรัดตัว ( $f'_{cc}$ ) ต่างกันขึ้นกับการแปรผันของค่าตัวแปรของการโอบรัด ( $f_1$ ) ตามผลการวิเคราะห์ของ Chen และ Ling ที่แตกต่างกันสำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดปกติและคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูง

ช่วงที่สามของกราฟความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่โอบรัดตัวจะมีค่าลดลงจากค่าของกำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตที่โอบรัดตัว ( $f'_{cc}$ ) จนถึงจุดที่ค่าของกำลังคอนกรีตมีค่า

$rk_3f'_{co}$  กับค่าของคอนกรีตที่มีความเครียดเท่ากับ  $11\varepsilon_{cc}$  โดยค่าของ  $k_3$  จะได้จากการปรับค่าการทดลองซึ่งมีค่าต่างกันระหว่างคอนกรีตที่โอบรัดตัวสูงกับคอนกรีตโอบรัดตัวปกติ[11] ส่วนค่าของ  $r$  (reduction factor) ได้เสนอโดย Ellobody et al. ซึ่งทำการทดลองโดยต่อยอดมาจาก Giakoumelis และ Lam [4] เพื่อที่จะลดผลของกำลังคอนกรีตที่แตกต่างกันจะให้ค่า  $r$  เท่ากับ 1.0 สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดทรงลูกบาศก์เท่ากับ 30 MPa และค่าเท่ากับ 0.5 เมื่อกำลังคอนกรีตมีค่ามากกว่า 100 MPa ส่วนค่าที่อยู่ช่วงระหว่าง 30 – 100 MPa จะเทียบค่าจากสัดส่วนที่เพิ่มขึ้นของกำลังคอนกรีต



รูปที่ 2-8 แสดงความสัมพันธ์แบบจำลองความเค้นกับความเครียดของคอนกรีต

ดัดแปลงโดย Benyoung

Mander et al. (1984) [10] ไม่ได้ให้เพียงแต่ค่าของกำลังอัดสูงสุดคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวและความเครียดมากสุดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวดังสมการ (2.10) และ (2.11) แต่ยังสามารถที่แสดงถึงพฤติกรรมของคอนกรีต ซึ่งได้เสนออยู่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีต สามารถใช้ได้ทั้งหน้าตัดวงกลมและหน้าตัดสี่เหลี่ยม ซึ่งเป็นสมการที่พัฒนาจากสมการของ Propovics (1973) สำหรับอัตราการเพิ่มความเครียดเพิ่มอย่างช้า ๆ และให้แรงแบบต่อเนื่อง (Monotonic loading) ในหน้าตัดคอนกรีต โดยจะได้ความสัมพันธ์ดังสมการ

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x'} \quad (2.17)$$

และ 
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.18)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.19)$$

- โดยที่  $f'_{cc}$  คือ กำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตของคอนกรีตที่มีการโอบรัด
- $\varepsilon_{cc}$  คือ ความเครียดที่ตำแหน่งความเค้นของคอนกรีตโอบรัดมากที่สุด
- $E_c$  คือ โมดูลัสสัมผัสยืดหยุ่น(tangent modulus elasticity) ของคอนกรีต
- $E_{sec}$  คือ โมดูลัสเส้นเชื่อมจุดเริ่มกับจุดบนส่วนโค้ง(Secant Modulus) ของคอนกรีตที่ความเค้นมากที่สุดและหาได้จาก

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.20)$$

และค่าของความเครียดที่จุดความเค้นมากที่สุดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  $\varepsilon_{cc}$  ให้โดยสมการ

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.21)$$

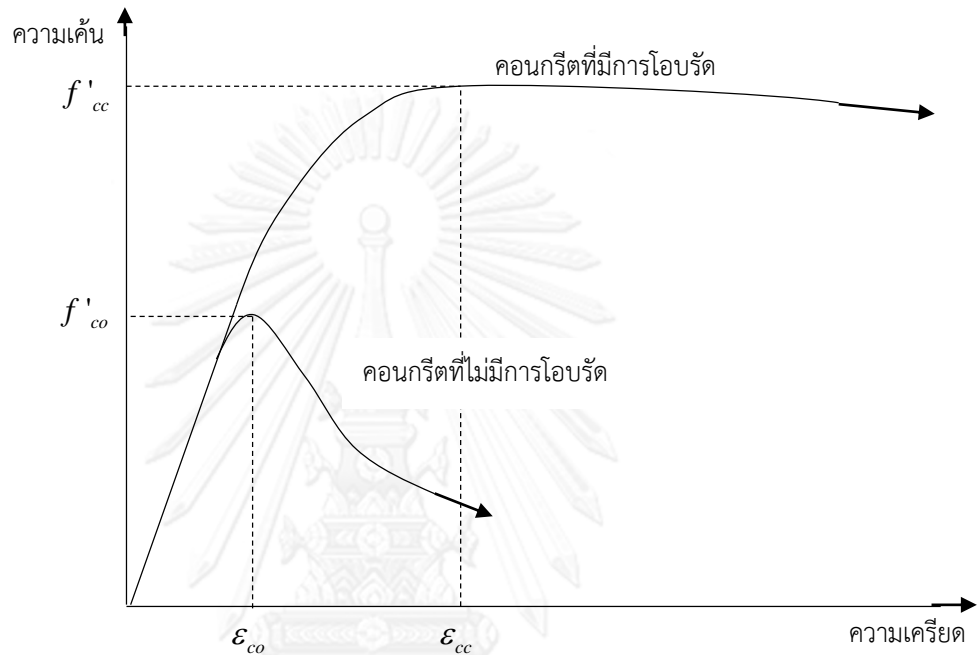
- โดยที่  $f'_{co}$  คือ กำลังอัดคอนกรีตของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัว
- $\varepsilon_{co}$  คือ ความเครียดที่ตำแหน่งความเค้นมากที่สุดของคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัว

นอกจากนี้ Mander et al. ได้เสนอการหากำลังอัดคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัว  $f'_{cc}$  โดยหากลังของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัว  $f'_{co}$  และอิทธิพลของความเค้นจากการโอบรัดด้านข้าง (lateral confining stress)  $f'_l$  ดังนั้นกำลังอัดคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัว  $f'_{cc}$  หาจากสมการ

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (2.22)$$

โดยอิทธิพลของความเค้นจากการโอบรัดด้านข้าง  $f'_l$  ขึ้นกับอัตราส่วนต่อปริมาตรของเหล็กปลอกเสริมด้านข้าง องค์ประกอบของเหล็กปลอกเสริมและเหล็กเสริมตามยาว และพื้นที่ที่มีผลต่อการโอบรัดของคอนกรีต

สำหรับการหาความสัมพันธ์ของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัวสามารถหาได้จากสมการ (2.17) โดยการแทนค่า  $f'_i \approx 0$  ในสมการที่ (22) และค่าของ  $\epsilon_{co}$  ที่แนะนำมีค่า 0.002 แทนค่าในสมการที่ (2.21) และกำลังอัดของคอนกรีต  $f'_{co}$  หาจากการทดสอบลูกปุนทรงกระบอก



รูปที่ 2-9 แสดงความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดคอนกรีตของแบบจำลอง Mander et al.

### 2.6.3 แบบจำลองกำลังดึงของคอนกรีต

ในการหาพฤติกรรมของคอนกรีตให้เป็นไปตามจริงมากที่สุดนั้น พฤติกรรมหนึ่งที่น่าสนใจ และใช้เป็นแบบจำลองคือกำลังดึงของคอนกรีต โดยปกติแล้วกำลังความต้านทานการรับแรงดึงของคอนกรีตจะมีค่าต่ำมากประมาณ 10 % ของแรงอัดคอนกรีต สำหรับแบบจำลองที่ให้พฤติกรรมของกำลังแรงดึงของคอนกรีตจะต้องครอบคลุมถึงจุดที่หลังจากกำลังแรงดึงมากที่สุดซึ่งเป็นจุดที่กำลังแรงดึงอ่อนลง (Tension softening) โดยช่วงเหล่านี้จะเป็นช่วงที่เกิดรอยร้าวหลังจากที่กำลังคอนกรีตไม่สามารถต้านทานแรงดึงได้อีก ปัจจุบันมีหลายแบบจำลองให้เลือกใช้ในการวิเคราะห์ตามความเหมาะสมของปัญหาที่พิจารณาเกี่ยวกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

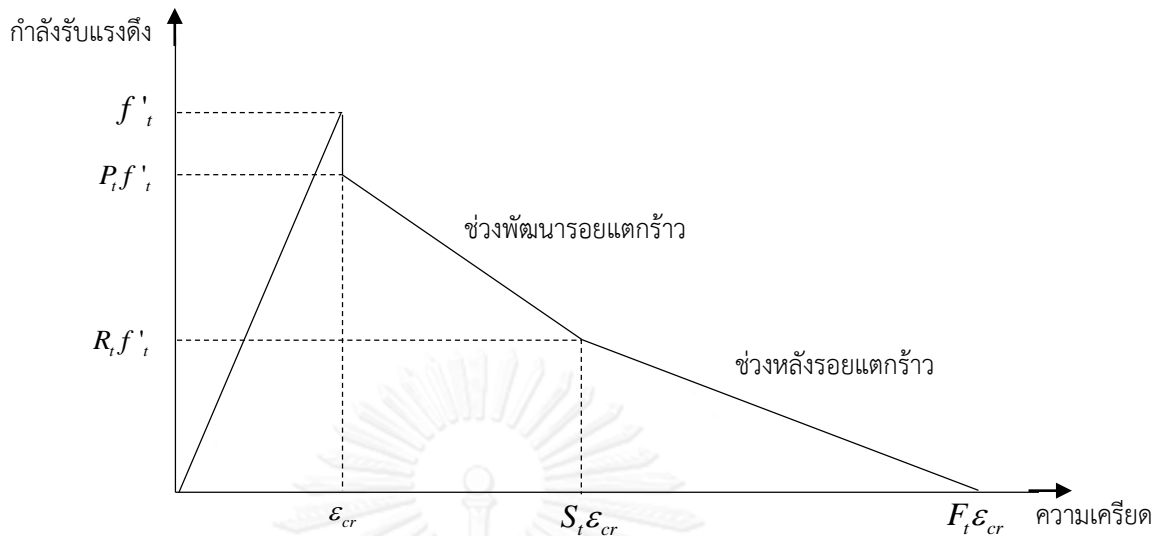
Rim Nayal และ Hayder A Rashseed[15] ได้เสนอแบบจำลองของกำลังดึงของคอนกรีต (Tension stiffening) ที่ใช้ได้ทั้งคอนกรีตปกติและคอนกรีตที่เสริมเส้นใย โดยเมื่อคอนกรีตได้รับแรงกระทำจะมีการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติวัสดุสำหรับคอนกรีต และแรงกระทำถูกถ่ายผ่านเหล็กเสริมซึ่งทำให้เกิดรอยร้าวในคอนกรีตขึ้น โดยแบบจำลองสามารถอธิบายดังสมการ (2.23)

$$f'_t = 0.3 f_{cu}^{(2/3)} \quad (2.23)$$

และ 
$$\varepsilon_{cr} = \frac{f'_t}{E} \quad (2.24)$$

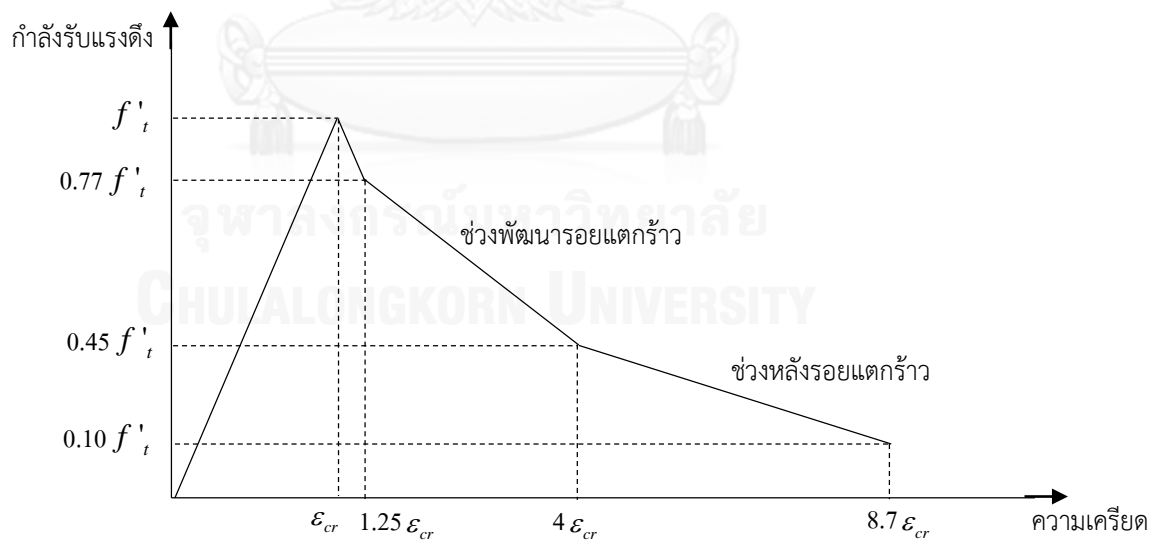
โดยที่  $f'_t$  คือ กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต  
 $f_{cu}$  คือ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต  
 $\varepsilon_{cr}$  คือ ความเครียดแตกร้าว (cracking strain)

จากแบบจำลองนี้สามารถแสดงดังรูป 2-10 โดยจะมีค่าตัวแปรที่เพิ่มขึ้นมาอีก 4 ตัวคือ  $P_t$ ,  $R_t$ ,  $S_t$  และ  $F_t$  โดยค่าเหล่านี้ได้มาจากการทดสอบถูกเสนอมีค่าเท่ากับ 0.8, 0.45, 4 และ 10 ตามลำดับ พฤติกรรมจะแบ่งออกเป็นสามช่วงหลัก ๆ คือช่วงแรกเมื่อคอนกรีตได้รับแรงดึง กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตเป็นไปตามสมการ (2.23) และไปถึงจุดที่ความเครียดมีค่าตามสมการที่ (2.24) หลังจากกำลังต้านทานแรงดึงคอนกรีตมากที่สุดช่วงแรกจะเป็นช่วงที่สองที่วัสดุค่อย ๆ มีการพัฒนารอยร้าว โดยความเค้นเริ่มจากจุด  $P_t f'_t$  ถึง  $R_t f'_t$  และความเครียดในช่วงของ  $\varepsilon_{cr}$  ถึง  $S_t \varepsilon_{cr}$  หลังจากช่วงนี้จะเป็นช่วงที่สามคอนกรีตเกิดรอยร้าวอย่างสมบูรณ์โดยความเค้นจะลดลงเหลือศูนย์ที่ความเครียดมีค่า  $F_t \varepsilon_{cr}$  ซึ่งเป็นจุดที่คอนกรีตไม่สามารถต้านทานแรงดึงได้อีก



รูปที่ 2-10 แบบจำลองกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตของ Rim Nayal และ Hayder A Rashseed

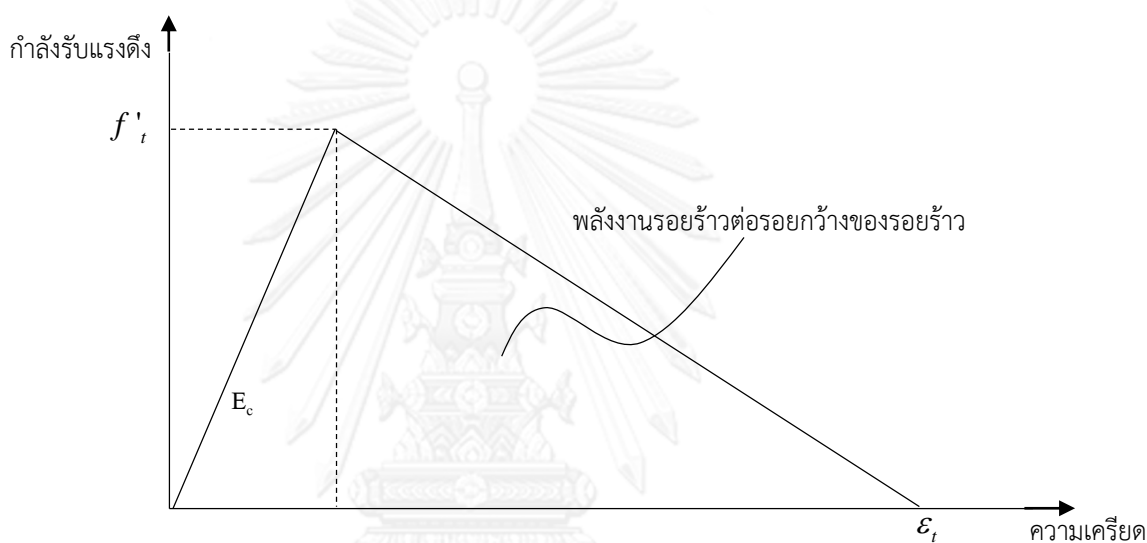
Wahalathantri , Thambiratnam และ Chan[16] ได้พัฒนาแบบจำลองกำลังรับแรงดึงของ Rim Nayal และ Hayder A Rashseed เพื่อหลีกเลี่ยงข้อผิดพลาดในการคำนวณของแบบจำลองวัสดุ โดยปรับกราฟกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากที่  $0.8 f'_t$  เหลือ  $0.77 f'_t$  และให้ความเครียดที่จุดนี้เป็น  $1.25 \epsilon_{cr}$  ซึ่งกราฟเดิมจะเป็นจุดเดียวกันกับ  $\epsilon_{cr}$  และเพิ่มจุดสิ้นสุดของกราฟอยู่ที่  $0.1 f'_t$  กับจุด  $8.7 \epsilon_{cr}$  สำหรับเป็นจุดสิ้นสุดเพื่อหลีกเลี่ยงข้อผิดพลาดในการคำนวณดังแสดงในรูปที่ 2-11



รูปที่ 2-11 แบบจำลองกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตของ Wahalathantri ,  
Thambiratnam และ Chan



นอกจากนี้การหาแบบจำลองกำลังต้านทานการรับแรงดึง แบบจำลองหลังจากจุดที่กำลังต้านทานแรงดึงมีค่ามากที่สุด  $f'$ , สามารถใช้เป็นลักษณะเส้นตรงเป็นตัวกำหนดพลังงานรอยแตกร้าว (Fracture energy) และความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้น โดยที่พลังงานรอยแตกร้าว  $G_f$  ซึ่งเป็นพลังงานที่ใช้แยกรอยร้าวต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ ซึ่งค่าของ  $G_f$  เสนอโดย CEB [15] มีค่าเท่ากับ 0.12 N/mm พลังงานรอยแตกร้าวต่อรอยกว้างของรอยร้าวจะถูกกำหนดเป็นพื้นที่ใต้กราฟของกำลังรับแรงดึงคอนกรีตโดยอยู่ในรูปความสัมพันธ์กับความเครียดของคอนกรีต แสดงดังรูปที่ 2-12



รูปที่ 2-12 แบบจำลองกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตในรูปแบบของพลังงาน

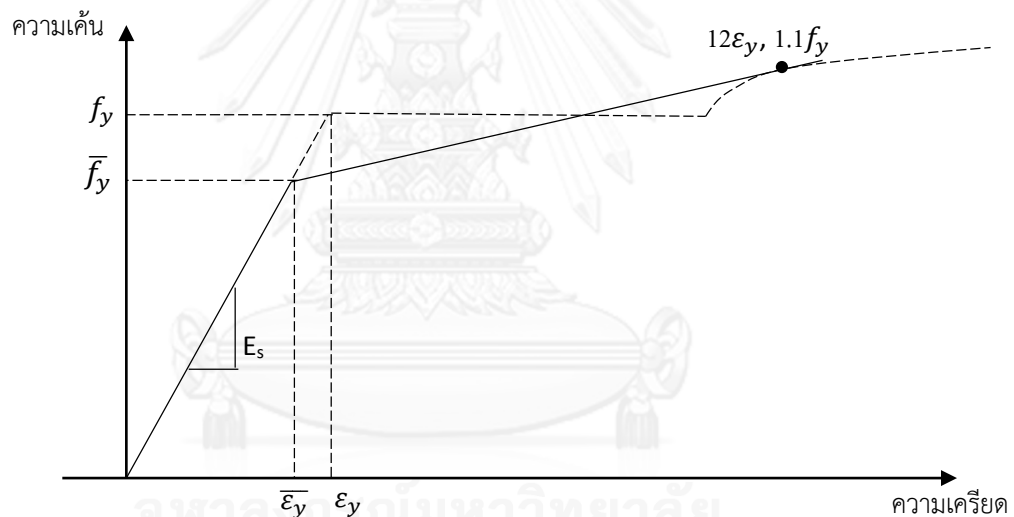
#### 2.6.4 แบบจำลองของเหล็กเสริม

โดยทั่วไปแล้วความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมหาได้จากการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็ก กราฟความสัมพันธ์ช่วงแรกจะเป็นเส้นตรงแบบยืดหยุ่น (Elastic) และช่วงที่สองหลังจากจุดพิสัยยืดหยุ่น (proportional limit) แล้วจะเป็นแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) จนกระทั่งเหล็กเกิดการคราก (yield) และการแตกร้าว (Rupture) ในที่สุด สำหรับเหล็กที่ฝังในคอนกรีต P.Chaimahawan และ A.Pimanmas [17] ได้ใช้แบบจำลองของ Meakawa et al และ Salem ประยุกต์สำหรับการจำลองเหล็กเสริมโดยใช้แบบจำลองความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2-13 ค่าของความเค้นที่จุดครากจะถูกสมมติโดยค่า  $\bar{f}_y$  ซึ่งมีค่าต่ำกว่ากำลังที่จุดครากของการทดสอบเหล็กเปล่า เนื่องจากเหล็กที่ฝังในคอนกรีตไม่ครากพร้อมกันทั้งหน้าตัด การครากครั้งแรกเกิดตำแหน่งที่มีรอยแตกร้าว และการครากของเหล็กค่อย ๆ แพร่กระจายออกจากรอยร้าว ทำให้ค่าเฉลี่ยของการครากมีค่าน้อยกว่าการทดสอบดึงเหล็กจริง ซึ่งค่าเฉลี่ยการครากของเหล็กที่ฝังในคอนกรีตสามารถหาได้ดังสมการ

$$\bar{f}_y = f_y - \frac{f_t}{2\rho} \quad (2.25)$$

- โดยที่  $\bar{f}_y$  คือ ค่าเฉลี่ยกำลังที่จุดครากของเหล็กที่ฝังในคอนกรีต (Average yield strength of reinforcing bar embedded in concrete)
- $f_y$  คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม (yield strength of bare bar)
- $f_t$  คือ กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (tensile strength of concrete)
- $\rho$  คือ อัตราส่วนการเสริมเหล็ก (reinforcement ratio)

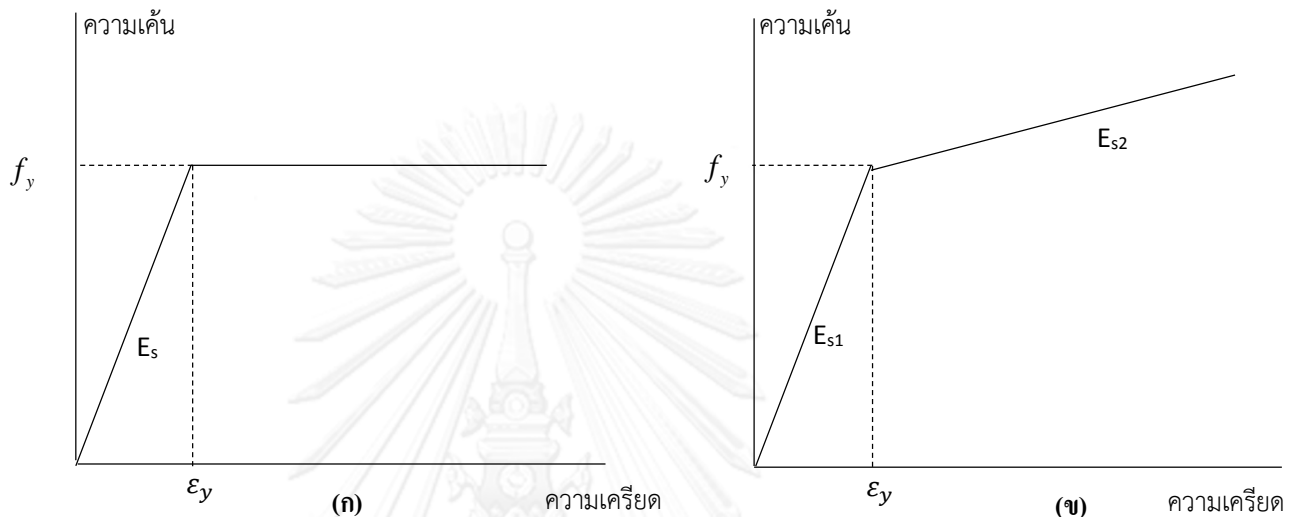
ช่วงที่สองของกราฟจะเป็นเส้นตรงจากจุดกำลังครากเฉลี่ยจนกระทั่งถึงจุด  $(12 \epsilon, 1.1f_y)$  และช่วงสุดท้ายของกราฟจะใช้ความสัมพันธ์ตามแบบจำลองของเหล็กเสริมจนถึงจุดที่เหล็กเกิดการแตกร้าว



รูปที่ 2-13 แสดงแบบจำลองเหล็กเสริมของ Meakawa et al.

ในการทดสอบหาความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมส่วนใหญ่ เมื่อนำมาใช้ในงานวิจัยจะถูกแทนที่ด้วยลักษณะกราฟที่เป็นอุดมคติของเหล็ก โดยแสดงดังรูปที่ 2-14 ซึ่งทั้งสองรูปนี้ถูกใช้สำหรับงานวิจัยขึ้นกับระดับของความถูกต้อง โดยรูป 2-14ก. จะไม่พิจารณากำลังที่เพิ่มขึ้นในช่วงการแข็งตัวเพิ่ม (Strain hardening) และเหล็กเสริมถูกจำลองเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear elastic) และค่าของความเค้นพลาสติกค่าเดียว สมมติฐานนี้ถูกใช้สำหรับการออกแบบสำหรับมาตรฐานของ ACI ซึ่งสำหรับกรณีนี้เหมาะสมสำหรับใช้ในเหล็กที่มีส่วนผสมคาร์บอนต่ำซึ่งมีกำลังครากที่ต่ำ แต่ถ้าพฤติกรรมเหล็กแข็งตัวเพิ่มหลังจากจุดครากแล้วสมมติฐานนี้จะไม่ถูกต้องซึ่งความเค้นจะมีค่าน้อยกว่าความเป็นจริงเมื่อค่าความเครียดสูงขึ้น กำลังความเค้นที่เพิ่มขึ้นนี้จำเป็น

สำหรับการประเมินกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีการเสียรูปมาก ซึ่งจะมีความถูกต้องมากกว่าที่จะพิจารณาที่จุดครากเพียงจุดเดียว สำหรับรูปที่ 2-14 ข. แบบจำลองจะให้พฤติกรรมเหมาะสมสำหรับการใช้งานมากกว่าโดยเหล็กเสริมจะเป็นความสัมพันธ์ยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear elastic) และความสัมพันธ์พลาสติกเชิงเส้น (Linear plastic hardening) หลังจากจุดครากของเหล็กเสริม



รูปที่ 2-14 แสดงความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมอุดมคติ

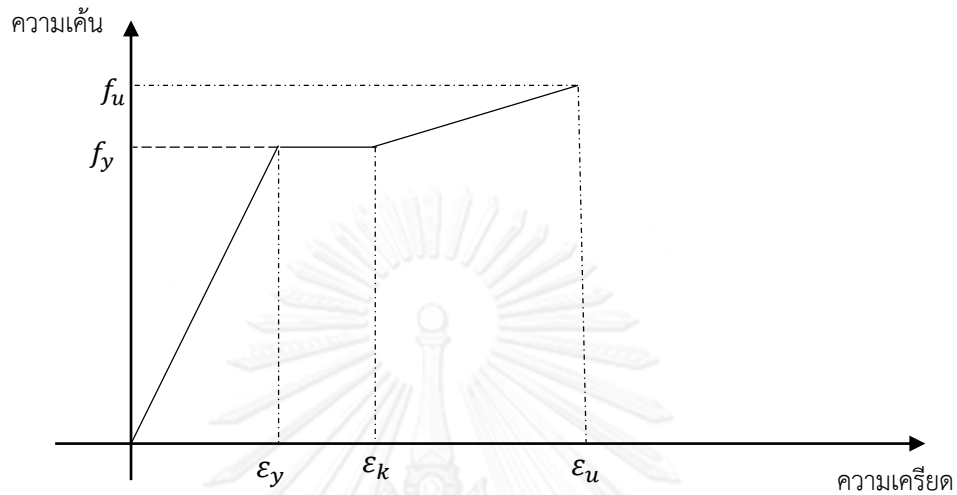
### 2.6.5 แบบจำลองของเหล็กรูปพรรณ

ในจำลองเหล็กรูปพรรณ Wang Yu-hang, Nie Jian-guo, Cai C.S. [18] ได้ใช้ความสัมพันธ์ในการสร้างแบบจำลองให้อยู่ในรูปของกราฟความเค้นและความเครียด โดยกราฟความสัมพันธ์จะแบ่งออกเป็นสี่ช่วงคือ ช่วงยืดหยุ่น ช่วงคราก ช่วงหลังจุดคราก และช่วงที่แตกหัก ซึ่งแต่ละช่วงสามารถหาความสัมพันธ์ได้ดังสมการ

$$\sigma = \begin{cases} E_s & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_k \\ E_t(\varepsilon - \varepsilon_t) + f_y & \varepsilon_k \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ f_u & \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (2.26)$$

โดยที่	$E_s$	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก (Elastic modulus)
	$f_y$	คือ	กำลังครากของเหล็ก (yield strength)
	$\varepsilon_y$	คือ	ความเครียดที่จุดคราก (yield strain, $f_y / E_s$ )
	$\varepsilon_k$	คือ	ความเครียดเริ่มแข็งตัวเพิ่ม (the beginning strain hardening, $10 \varepsilon_y$ )
	$E_t$	คือ	โมดูลัสความแข็งสัมพันธ์ (hardening modulus)

$f_u$  คือ ความเค้นประลัย (ultimate stress)  
 $\varepsilon_u$  คือ ความเครียดประลัย (ultimate strain)



รูปที่ 2-15 แสดงแบบจำลองเหล็กรูปพรรณของ Wang Yu-hang ,Nie Jian-guo Cai C.S.

ในกรณีที่ประเมินพฤติกรรมโครงสร้างที่มีการเสียรูปมาก และจำเป็นต้องพิจารณากำลังของเหล็กที่สูงขึ้นเนื่องจากการแข็งตัวมากขึ้นเมื่อความเครียดมีค่าสูงขึ้น (Strain hardening) ในกำลังปกติของเหล็กรูปพรรณแล้ว Tao et al. [19] ได้เสนอแบบจำลองสำหรับเหล็กรูปพรรณดังสมการ

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ f_u - (f_u - f_y) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_p} \right)^p & \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ f_u & \varepsilon \geq \varepsilon_u \end{cases} \quad (2.27)$$

โดยที่  $f_u$  คือ ความเค้นประลัย (ultimate stress)  
 $\varepsilon_y$  คือ ความเครียดที่จุดคราก (yield strain,  $f_y / E_s$ )  
 $\varepsilon_p$  คือ ความเครียดเริ่มแข็งตัวเพิ่ม (onset strain hardening)  
 $\varepsilon_u$  คือ ความเครียดประลัย (ultimate strain)

และ  $p$  เป็นค่าเลขชี้กำลังของความเครียดช่วงการแข็งตัวเพิ่มสามารถหาได้จาก

$$p = E_p \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_p}{f_u - f_y} \right) \quad (2.28)$$

โดยที่  $E_p$  คือ โมดูลัสเริ่มต้นของสภาวะยืดหยุ่นช่วงการแข็งตัวเพิ่ม (Initial modulus of elasticity at the onset of strain hardening) มีค่า  $0.02 E_s$

และค่าของ  $\varepsilon_p$  และ  $\varepsilon_u$  หาได้จากสมการ

$$\varepsilon_p = \begin{cases} 15\varepsilon_y & f_y \leq 300\text{MPa} \\ [15 - 0.018(f_y - 300)]\varepsilon_y & 300 < f_y \leq 800\text{MPa} \end{cases} \quad (2.29)$$

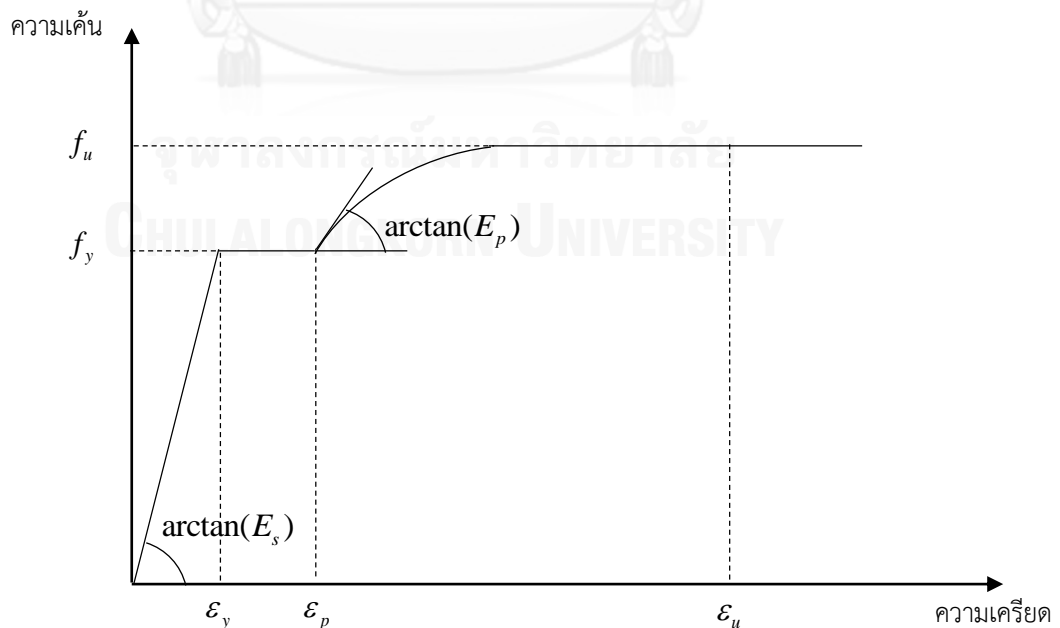
และ

$$\varepsilon_u = \begin{cases} 100\varepsilon_y & f_y \leq 300\text{MPa} \\ [100 - 0.15(f_y - 300)]\varepsilon_y & 300 < f_y \leq 800\text{MPa} \end{cases} \quad (2.30)$$

แบบจำลองยังให้ค่าของ  $E_s$  มีค่า 200,00 เมกะปาสคาล เมื่อค่าของ  $E_s$  ไม่ได้ถูกกำหนดไว้ และยังสามารถหาค่าของ  $f_u$  จาก  $f_y$  ได้เมื่อไม่สามารถหาค่า  $f_u$  จากการทดสอบได้ โดยจะคิดตามสมการ

$$f_u = \begin{cases} [1.6 - 2 \times 10^{-3}(f_y - 200)] f_y & 200 \leq f_y \leq 400\text{MPa} \\ [1.2 - 3.75 \times 10^{-4}(f_y - 400)] f_y & 400 < f_y \leq 800\text{MPa} \end{cases} \quad (2.31)$$

ความสัมพันธ์ทั้งหมดสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2-16

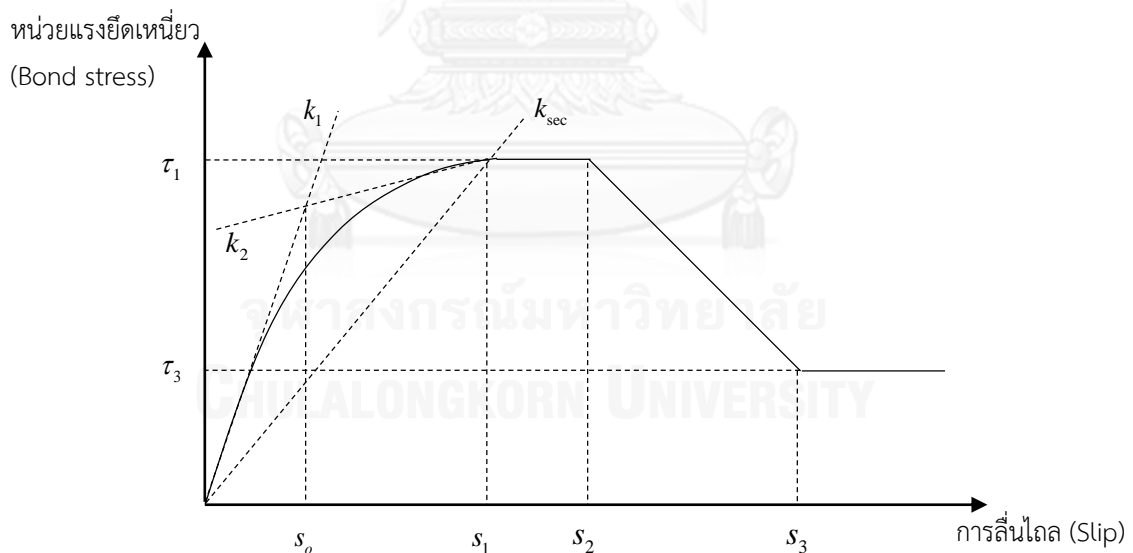


รูปที่ 2-16 แสดงแบบจำลองของเหล็กรูปพรรณของ Tao et al.

## 2.6.6 แบบจำลองของแรงยึดเหนี่ยว

### 1. แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต

โดยปกติแล้วจะสมมติให้การยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตจะเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือ ไม่คำนึงถึงผลการลื่นไถลระหว่างพื้นที่สัมผัสเหล็กเสริมกับคอนกรีต เนื่องจากผิวรอบเหล็กเสริมมีลักษณะเป็นปล้องทำให้มีแรงยึดเหนี่ยวเพียงพอที่จะไม่ทำให้เหล็กเสริมลื่นไถลออกจากคอนกรีต หรืออาจจะลื่นไถลน้อยมาก แต่อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์เพื่อให้มีความแม่นยำในการคำนวณนั้นจำเป็นต้องพิจารณาผลของแรงยึดเหนี่ยวด้วย โดยใช้แบบจำลองของแรงยึดเหนี่ยว จากการศึกษาผลของแรงยึดเหนี่ยว Lettow และ Eligehausen [20] ได้สร้างแบบจำลองโดยสมมติสปริงขึ้นมายึดระหว่างเหล็กและคอนกรีตในระนาบผิวสัมผัสหรือรอบผิวสัมผัส คุณสมบัติสปริงจะเทียบเท่ากับความสัมพันธ์ของพันธะยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัส โดยแสดงความสัมพันธ์เป็นกราฟระหว่างแรงยึดเหนี่ยวกับการลื่นไถล ค่าการต้านทานของแรงยึดเหนี่ยว (Resistance of friction,  $\tau$ ) จะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือการต้านทานเชิงกล (mechanical,  $\tau_m$ ) และการต้านทานการเสียดทาน (frictional,  $\tau_f$ ) ดังรูป 2-17



รูปที่ 2-17 แสดงแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตของ Lettow

จากกราฟเบื้องต้นสามารถอธิบายได้ดังสมการ

$$\tau = \begin{cases} \left[ \left( \frac{s}{s_o} \right) \left( \frac{k_2}{k_1} \right) + \left( 1 - \left( \frac{k_2}{k_1} \right) \right) \left( \frac{1}{1 + \left( \frac{s}{s_o} \right)^R} \right)^{\frac{1}{R}} \right] & s < s_1 \\ \tau_m + \tau_f & s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau_m \left( \frac{s_3 - s}{s_3 - s_2} \right) + \tau_f & s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau_f & s_3 < s \end{cases} \quad (2.32)$$

Lettow ได้ทำการทบทวนวรรณกรรมจากงานวิจัยในอดีตเพื่อจะหาค่าตัวแปรที่ใช้สำหรับแบบจำลองให้มีความถูกต้องแม่นยำมากที่สุด โดยสมมติให้ผลของกำลังคอนกรีตใช้รากของค่าเฉลี่ยกำลังสองของกำลังอัดคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ ( $f_{cm}$ ) ค่าของตัวแปร  $s_3$  เท่ากับค่าของระยะปล้องของเหล็กเสริม( $c$ ) ขึ้นกับขนาดเหล็ก และให้ค่าของแรงต้านทานการเสียดทานอยู่ในรูป  $\tau_f = \tau_3 = 0.4\tau_1$  โดยสรุปค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่แนะนำให้ดังตารางที่ 2-3

ตาราง 2-3 แสดงค่าของตัวแปรสมการแรงยึดเหนี่ยวที่แนะนำโดย Lettow [20]

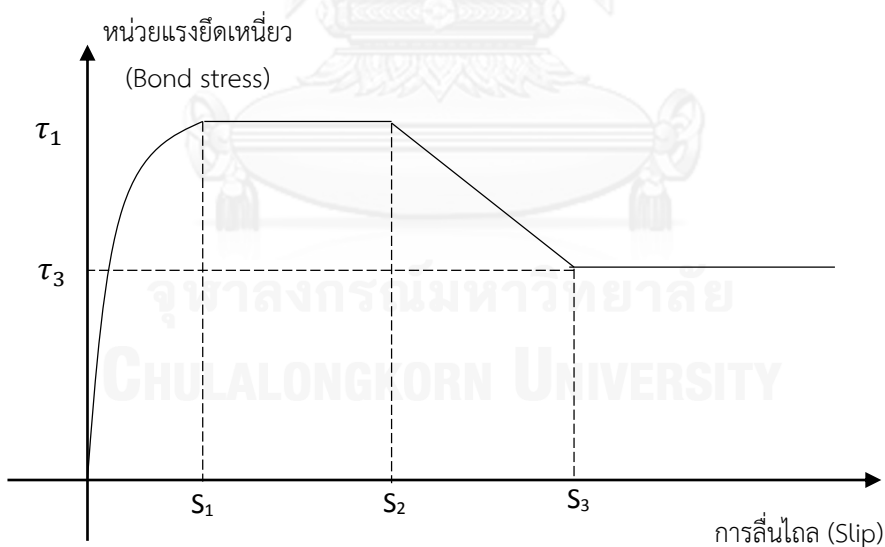
ตัวแปร	ค่าของตัวแปร	หน่วย	หมายเหตุ
$\tau_1$	$20f_r^{0.8} f_c^{0.5}$	นิวตัน/มม. <sup>2</sup>	$f_c$ หน่วย เมกะปาสคาล (MPa)
$\tau_2$	$0.4\tau_1$	นิวตัน/มม. <sup>2</sup>	$(0.3+0.5\tau_1)$
$\tau_m$	$\tau_1 - \tau_f$	นิวตัน/มม. <sup>2</sup>	
$k_{sec}$	$120f_R + 0.23f_R$	นิวตัน/มม. <sup>2</sup> /มม.	$f_c$ หน่วย เมกะปาสคาล (MPa)
$k_1$	$(0.8 + 20f_R)k_{sec}$	นิวตัน/มม. <sup>2</sup> /มม.	
$k_2$	$(0.22 - 2f_R)k_{sec}$	นิวตัน/มม. <sup>2</sup> /มม.	
$s_1$	$\tau_1 / k_{sec}$	มม.	
$s_2 - s_1$	0.8	มม.	
$s_3$	$c$	มม.	
R	5.0		

ค่าตัวแปรเหล่านี้สามารถกำหนดโดยกำลังของคอนกรีตและกำลังของเหล็ก โดยกำลังเหล็กเสริมจะอยู่ในรูปของ  $f_R$  และค่าของระยะห่างเกลียวเหล็กเสริม (Rib distance,  $c$ ) ซึ่ง Lettow, S ได้เสนอไว้ดังตาราง 2-4

ตาราง 2-4 แสดงค่าของตัวแปรของเหล็กเสริม [20]

$\phi$	[มม.]	6	10	12	16	20	25	32
$f_R$		0.05	0.06	0.07	0.08	0.085	0.09	0.094
$a$	มม.	0.25	0.42	0.6	0.8	1.02	1.26	1.52
$c$	มม.	5.0	7.0	8.5	10.0	12.0	14.0	15.4

CEB-Fib Model Code 1990 [21] ได้จำลองแบบจำลองของพฤติกรรมหน่วยแรงยึดเหนี่ยวกับการลื่นไถล เพื่อใช้ในการคำนวณสำหรับลักษณะการแตกร้าว ความกว้างของรอยแตกร้าวของคอนกรีต เป็นต้น แบบจำลองสามารถอธิบายโดยช่วงแรกหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะเพิ่มขึ้นจนถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัย ซึ่งสัมพันธ์กับค่าของการลื่นไถลที่เพิ่มขึ้นคงที่หลังจากนั้นค่าของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะลดลงเมื่อมีการลื่นไถลเพิ่มขึ้น ช่วงสุดท้ายค่าของกำลังยึดเหนี่ยวจะมีค่าคงที่ซึ่งเป็นค่าของแรงเสียดทานระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตที่แตกร้าวรอบผิวสัมผัสเพียงอย่างเดียว สามารถแสดงดังรูป 2-18



รูปที่ 2-18 แสดงแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต, CEB



จากกราฟสามารถอธิบายได้ดังสมการ

$$\tau = \begin{cases} \tau_1 \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha & s < s_1 \\ \tau_1 & s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau_1 - (\tau_1 - \tau_3) \left( \frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) & s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau_3 & s_3 < s \end{cases} \quad (2.33)$$

ในข้อกำหนดของ CEB ได้อธิบายตัวแปรในแบบจำลองเกี่ยวกับคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัว และคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัวของคอนกรีตกำลังปกติ ซึ่ง Huang et al (1993) ได้เสนอค่าตัวแปร สำหรับค่าต่าง ๆ ไว้ดังนี้

ตาราง 2-5 ค่าตัวแปรสำหรับการประมาณค่าของสมการของแรงยึดเหนี่ยว, CEB [21]

	คอนกรีตโอบรัด	คอนกรีตไม่โอบรัด
$s_1$	1.0 มม.	0.6 มม.
$s_2$	3.0 มม.	0.6 มม.
$s_3$	ระยะระหว่าง Rib	1.0 มม.
$\alpha$	0.4	0.4
$\tau_1$	$2.5 \sqrt{f'_c}$	$2.0 \sqrt{f'_c}$
$\tau_3$	$0.4 \tau_1$	$0.15 \tau_1$

## 2. แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กgrupพรรณกับคอนกรีต

เหล็กgrupพรรณเป็นที่ทราบกันดีอยู่ว่ามีผิวเรียบ ทำให้การต้านทานต่อแรงเสียดทานการยึดเกาะกับคอนกรีตที่ผิวสัมผัสมีค่าน้อยและจะทำให้เกิดการลื่นไถล ส่งผลทำให้โครงสร้างรับกำลังได้น้อย เนื่องจากเหล็กgrupพรรณและคอนกรีตไม่สามารถถ่ายแรงร่วมกันได้อย่างสมบูรณ์ ในการศึกษาผลของการลื่นไถลโดยการวิเคราะห์ทางตัวเลขนั้นจำเป็นต้องสร้างแบบจำลองระหว่างเหล็กgrupพรรณและคอนกรีต โดยจะสมมติตัวเชื่อมจุดสองจุดบนผิวเหล็กgrupพรรณกับคอนกรีตบนระนาบผิวสัมผัสหรือเชื่อมผิวสัมผัสระหว่างเหล็กgrupพรรณและคอนกรีตเข้าด้วยกัน Shiming Chen และ Xiaoyu shi [22] ได้ใช้แนวคิดแรงเสียดทานของคูลอมบ์ในการหาความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวกับการลื่นไถลของเหล็กgrupพรรณและคอนกรีต โดยอธิบายดังสมการ

$$\text{ถ้า } \tau < \mu P \quad \text{ดังนั้น } u = 0 \quad (2.34)$$

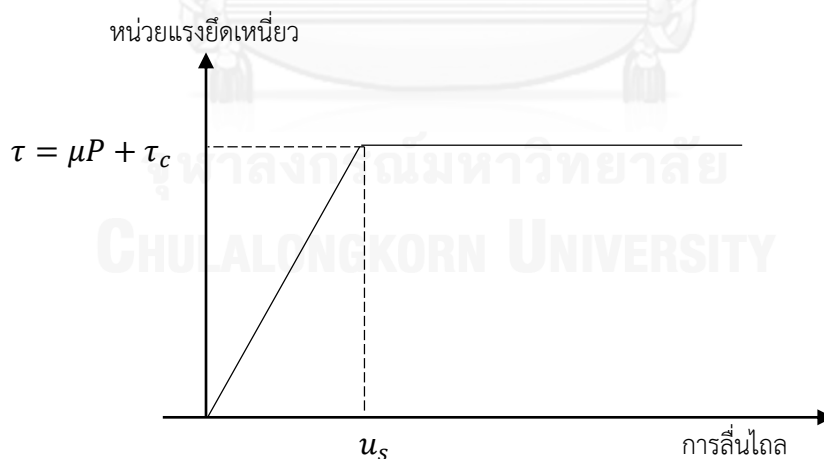
$$\text{ถ้า } \mu P \leq \tau \leq \mu P + \tau_c \quad \text{ดังนั้น } u \approx [0, u_s] \quad (2.35)$$

$$\text{ถ้า } \tau = \mu P + \tau_c \quad \text{ดังนั้น } u = u_s \quad (2.36)$$

$$\text{ถ้า } \mu > \mu_s \quad \text{ดังนั้น } \tau \approx uP \quad (2.37)$$

โดยที่	$\tau$	คือ	หน่วยแรงเฉือนสัมผัส (Tangential shear stress)
	$\tau_c$	คือ	แรงยึดเหนี่ยวภายในเนื่องจากการยึดติดของผิวสัมผัส (Cohesion)
	$\mu$	คือ	ค่าคงที่ของสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction)
	$P$	คือ	หน่วยแรงค้ำตั้งฉาก (Normal stress)
	$u$	คือ	การเคลื่อนที่ไถลใด ๆ ของผิว (Tangential displacement)
	$u_s$	คือ	ระยะเคลื่อนที่ไถลของตำแหน่งนั้นเมื่อผิวสัมผัสเลื่อนออกจากกัน (Slip)

เมื่อหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมากกว่าผลรวมของแรงยึดเหนี่ยวตลอดแนวความยาวเนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์การเลื่อนไถลของแรงเฉือนที่ผิวสัมผัส จะส่งผลให้เกิดการเลื่อนไถลของเหล็กรูปพรรณออกจากคอนกรีต ตามสมการ (2.35) ส่วนค่าของแรงยึดเหนี่ยวภายใน ( $\tau_c$ ) เป็นคุณสมบัติเฉพาะของวัสดุ จะไม่ส่งผลต่อหน่วยแรงค้ำตั้งฉาก ( $P$ ) และค่าของสัมประสิทธิ์การเลื่อนไถล ค่าของ  $\mu$  จะอยู่ระหว่าง 0.1-0.8 ขึ้นกับผิวสัมผัสระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต[22]



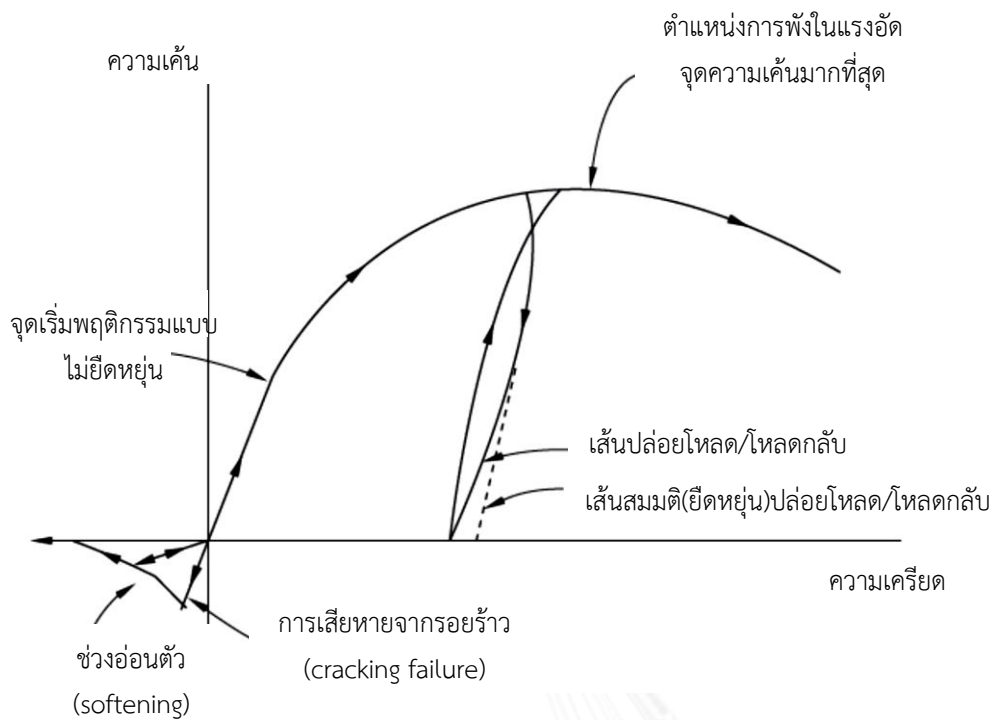
รูปที่ 2-19 แสดงแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต

## 2.7 ชนิดของแบบจำลองวัสดุ

การอธิบายพฤติกรรมของคอนกรีตในการวิเคราะห์นั้น มีหลากหลายโปรแกรมให้เลือกใช้ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม ABAQUS นั้นแบบจำลองที่จำลองคอนกรีตปกติ(Plain concrete) และคอนกรีตเสริมเหล็ก(Reinforced concrete) นั้นมีให้เลือกใช้ด้วยกันทั้งหมด 3 แบบคือ แบบจำลองการกระจายรอยร้าว(Smeared cracking model) แบบจำลองการแตกร้าว(Cracking model) และแบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติก(Concrete damage plasticity model) ซึ่งทั้ง 3 แบบจำลองจะขึ้นกับตัวแปรกำกับค่าที่ใส่ในแบบจำลองนั้น ๆ เพื่ออธิบายถึงพฤติกรรมของคอนกรีต ให้มีความถูกต้อง

### 2.7.1 แบบจำลองการกระจายรอยร้าว (Smeared Cracking Model)

แบบจำลองการกระจายรอยร้าวเป็นแบบจำลองที่มีความเหมาะสมกับการจำลองพฤติกรรม โครงสร้างคอนกรีตที่มีการให้แรงกระทำอย่างต่อเนื่อง(Monotonic loading) ภายใต้ความดันจากการ โอบรัดต่ำ(Low Confining Pressure) ที่มีค่าน้อยกว่า 4-5 เท่าของความเค้นกำลังอัดตรงศูนย์กลางใน แนวแกน(Uniaxial compressive stress) ซึ่งแบบจำลองนี้จะสมมติรอยร้าวที่กลไกหลักของการพัง เสียหาย จากการกระจายตัวรอยร้าว โดยจะไม่ได้รวมถึงรอยร้าวที่เล็กมาก ๆ (micro cracks) ของแต่ละ ตำแหน่ง Integration point และการร้าวจะเกิดเมื่อความเค้นถึงจุดพื้นผิวการพัง(failure surface) นิยามในระนาบ p-q (p-q plane) หรือเรียกอีกอย่างว่าพื้นผิวการร้าว(Crack detection surface) สำหรับพารามิเตอร์ p คือ ความเค้นเบี่ยงเบนไม่แปรเปลี่ยนอันดับหนึ่ง (First deviatoric stress invariant) และ q คือ ความเค้นเบี่ยงเบนไม่แปรเปลี่ยนอันดับสอง (Second deviatoric stress invariant) แบบจำลองนี้รอยร้าวจะส่งผลกระทบต่อความเค้นและค่าความแข็ง(Stiffness) ของวัสดุ ของแต่ละตำแหน่ง Integration point และแบบจำลองยังครอบคลุมถึงแรงอัดในหลายแกน(Multi-axial) เพื่อแสดงถึงพฤติกรรมของวัสดุให้มีความถูกต้องมากที่สุด ในรูปที่ 2-20 อธิบายพฤติกรรมใน แนวแกนของคอนกรีตปกติของแบบจำลองการกระจายรอยร้าว เมื่อคอนกรีตได้รับแรงอัดขั้นแรก พฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่น(elastic) และความเค้นมีค่ามากขึ้นพฤติกรรมจะเปลี่ยนเป็นแบบไม่ ยืดหยุ่น(inelastic) จนถึงจุดที่มีความเค้นมากที่สุดที่วัสดุเสียกำลังไม่สามารถเพิ่มกำลังขึ้นไปได้อีก และหลังจากนั้นคอนกรีตจะเสียกำลังลง ส่วนคอนกรีตเมื่อได้รับแรงดึงจนกระทั่งถึงจุดต้านทานแรงดึง มากที่สุดจะเห็นว่ารอยร้าวเกิดขึ้นในคอนกรีตอย่างรวดเร็วแต่ก็ยังคงยากที่จะทราบพฤติกรรมที่แท้จริง แบบจำลองนี้จึงสมมติรอยร้าวซึ่งทำให้คอนกรีตเกิดความเสียหายจากการเปิดของรอยร้าวที่ทำให้ สูญเสียความแข็งยืดหยุ่น(Elastic stiffness) ของโครงสร้าง ซึ่งทำให้โครงสร้างมีกำลังต้านทานน้อยลง



รูปที่ 2-20 พฤติกรรมในแนวแกนของคอนกรีตปกติ[23]

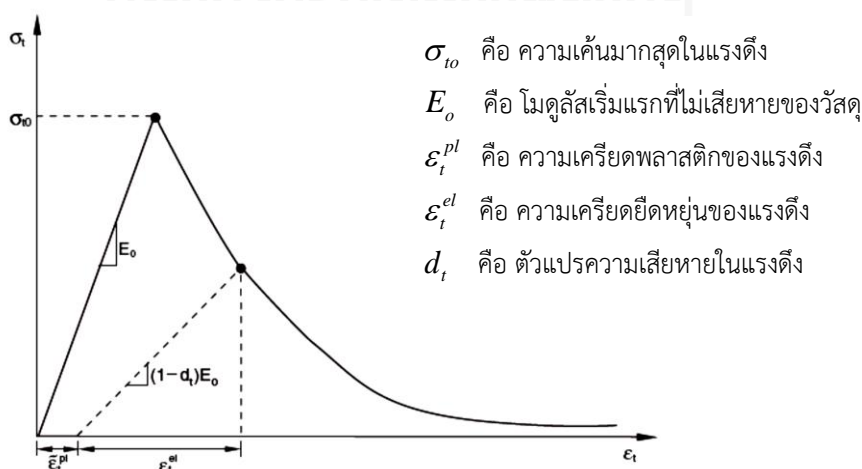
### 2.7.2 แบบจำลองการแตกร้าว (Cracking Model)

แบบจำลองนี้ได้พัฒนาขึ้นเฉพาะการจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ได้รับแรงสั่นไหว (Dynamic loading) เท่านั้น โดยกลไกความเสียหายจะเสียหายจากการร้าวจากแรงดึงของคอนกรีต ส่วนแรงอัดนั้นแบบจำลองจะแสดงพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น การพังจะถูกกำหนดคล้ายกับแบบจำลองการกระจายรอยร้าวในแง่ของการแตกร้าวเพื่อหาความไม่ต่อเนื่องของพฤติกรรมของคอนกรีต แบบจำลองนี้ใช้เกณฑ์อย่างง่ายของ Rankine ซึ่งแสดงสถานะของการสร้างรอยร้าว เมื่อความเค้นจากแรงดึงถึงจุดที่คอนกรีตจะสามารถต้านทานแรงดึงมากที่สุดได้ และหลังจากจุดมากที่สุดของความเค้นจากแรงดึงนี้แล้ว แบบจำลองจะแสดงถึงพฤติกรรมการแตกร้าวขึ้นในคอนกรีต ในการนำมาใช้สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กพฤติกรรมการแตกร้าวจะแยกกันพิจารณาระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยผลกระทบจากส่วนที่ยึดกันระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตเช่นพฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยว จะถูกประมาณโดยความแข็งจากแรงดึง (Tension stiffening) เข้าไปในแบบจำลองของการแตกร้าวนี้ และแรงกระทำจะถูกส่งข้ามผ่านรอยร้าวไปให้เหล็กเสริมในคอนกรีต นอกจากนี้แล้วแบบจำลองยังสามารถจำลองวัสดุอื่นนอกจากคอนกรีตได้อีกด้วยเช่น หินและเซรามิก เป็นต้น แต่พฤติกรรมยังคงถูกกำหนดเพียงการแตกร้าวจากแรงดึงเช่นเดียวกับคอนกรีต แบบจำลองนี้จึงเหมาะสมที่จะอธิบายการ

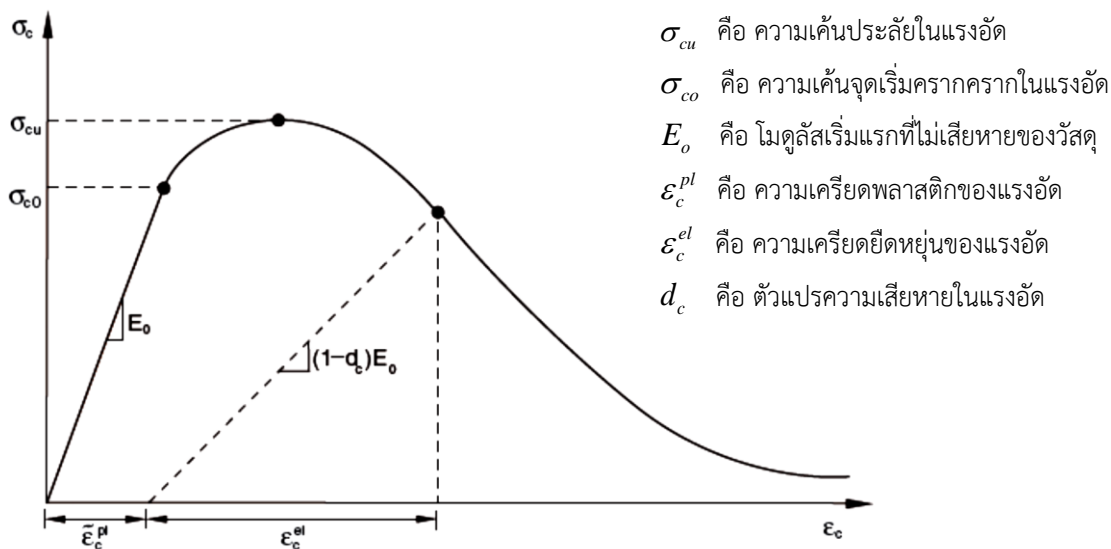
เปราะแตก(Brittle cracking) ของวัสดุได้ภายใต้เงื่อนไขความสัมพันธ์ของแรงอัดเป็นความสัมพันธ์แบบเชิงเส้น

### 2.7.3 แบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติก (Concrete Damage Plasticity Model)

แบบจำลองนี้เป็นแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับอธิบายและทำนายเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตในหลาย ๆ ด้านได้เป็นอย่างดี ทั้งรูปแบบการให้แรงอย่างต่อเนื่อง(Monotonic loading) ให้แรงแบบวัฏจักร(Cyclic loading) หรือการให้แรงแบบสั่นไหว(Dynamic loading) โดยพัฒนามาจากแบบจำลองของ Drucker-Prager และใช้แนวคิดของการเสียหายไอโซทรอปิกแบบยืดหยุ่น (Isotropic damage elasticity) โดยรวมกับไอโซทรอปิกแบบพลาสติกของแรงดึงและแรงอัดของคอนกรีต (Isotropic tensile and compressive plasticity) เพื่อใช้เป็นตัวแทนที่จะอธิบายพฤติกรรมของคอนกรีตแบบไม่ยืดหยุ่น แบบจำลองนี้ยังรวมถึงการพิจารณาผลของการโอบรัดในคอนกรีต และในส่วนของแรงอัดและแรงดึงแบบจำลองจะใช้รูปแบบของการคิดแรงในหลายแกน(Multi-axial) รวมด้วย กลไกของพฤติกรรมจะพิจารณาคอนกรีตเป็นแบบต่อเนื่องบนพื้นฐานของการอธิบายแบบพลาสติก การเสียหายของคอนกรีตจะสมมติความเสียหายหลัก จากสองส่วนคือกลไกการเสียหายจากการแตกร้าวจากแรงดึง(Tensile cracking) และการอัดแตก(Crushing) จากแรงอัดของคอนกรีต ขอบเขตพื้นที่การเสียหาย(Yield surface or failure surface) จะถูกควบคุมโดยตัวแปรของการแข็งเพิ่ม (hardening variables) ซึ่งกลไกจะเชื่อมกันกับการเสียหายภายใต้การให้แรงที่เกิดขึ้นทั้งแรงดึงและแรงอัด โดยอยู่ในรูปของความเครียดเทียบเท่าแบบพลาสติก(equivalent plastic strain) สำหรับแรงอัดและแรงดึงตรงศูนย์ในแนวแกน(uni-axial compression and tension) สามารถอธิบายได้ดังรูปที่ 2-21 และรูปที่ 2-22 ความเสียหายของคอนกรีตจะขึ้นกับตัวแปรความเสียหาย (Damage variable) ทั้งในแรงดึงและแรงอัด



รูปที่ 2-21 แสดงแบบจำลองแรงดึงในแนวแกน[23]



รูปที่ 2-22 แสดงแบบจำลองแรงอัดในแนวแกน[23]

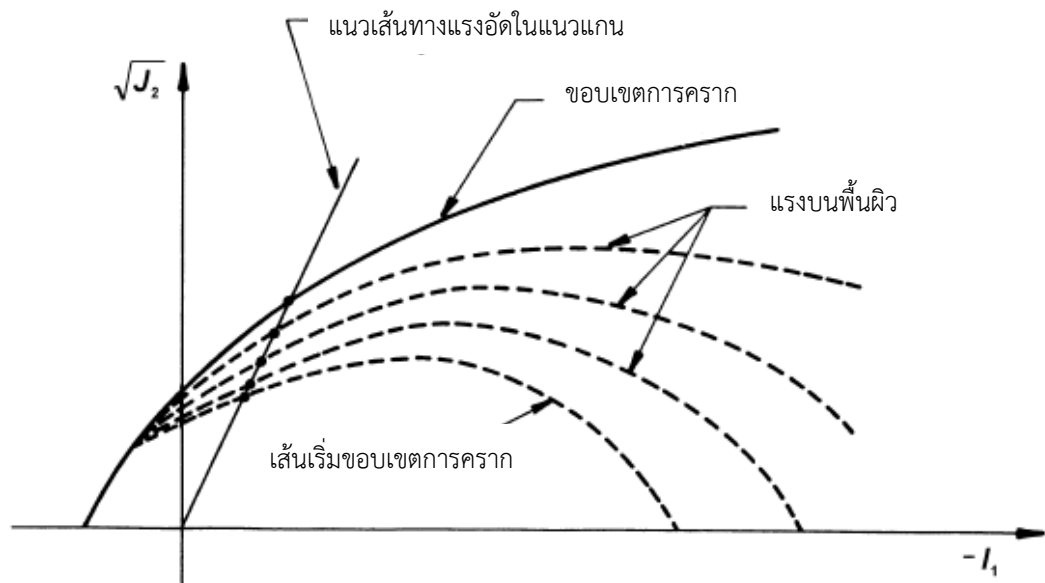
## 2.8 คุณสมบัติของพฤติกรรมคอนกรีต

คอนกรีตถือว่าเป็นวัสดุที่มีส่วนผสมหลากหลายประกอบด้วยอนุภาคมวลรวมละเอียด มวลรวมหยาบและซีเมนต์เพสต์ พฤติกรรมทางกลศาสตร์มีพฤติกรรมที่ซับซ้อนเนื่องจากโครงสร้างของวัสดุเชิงประกอบที่หลากหลาย และพฤติกรรมของความเค้นกับความเครียดนั้นรับอิทธิพลจากผลของการพัฒนาของรอยร้าวของวัสดุทั้งขนาดใหญ่ (macro cracking) และขนาดเล็ก (micro cracking) กฎของวัสดุ (Constitutive law) ที่แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของคอนกรีตภายใต้เงื่อนไขที่หลากหลายของการให้แรงและการเปลี่ยนรูปร่าง ได้มีผู้เสนอเอกสารงานตีพิมพ์มาหลากหลายงานวิจัย เช่น แบบจำลองของ Mohr-Coulomb, แบบจำลองของ Drucker-Prager, แบบจำลองของ William-Warke, แบบจำลองของ Ottosen ฯลฯ วัตถุประสงค์เพื่อที่จะจำลองพฤติกรรมที่อธิบายโดยใช้คณิตศาสตร์สำหรับความเค้นและความเครียดของคอนกรีตให้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด ซึ่งคอนกรีตโดยทั่วไปแล้วจะแสดงพฤติกรรมของความเค้นและความเครียดเป็นแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear) โดยลักษณะที่สำคัญอีกอย่างคือความเครียดจะเป็นไปในทิศทางเดียวตามการให้แรง ภายใต้การโอบรัดและแรงอัดที่กระทำ ส่วนการเสียรูปกลับมาเป็นอย่างเดิมไม่ได้ในคอนกรีตจะถูกจำลองโดยใช้ทฤษฎีของพลาสติก ซึ่ง Chen และ Han ได้ให้สมมติฐานคือ

- 1) ขอบเขตเริ่มต้นของการร้าว (yield surface) ในเนื้อที่ความเค้น (stress space) จะเป็นตัวกำหนดระดับของความเค้นที่การเสียรูปแบบพลาสติกได้เริ่มขึ้น

- 2) สำหรับกฎการไหล(flow rule) ที่ใช้ในแบบจำลองวัสดุจะสัมพันธ์กับฟังก์ชันพลังงานศักย์พลาสติก(plastic potential function) และให้ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดแบบพลาสติกเพิ่มขึ้น
- 3) กฎของการแข็งเพิ่ม(hardening rule) จะเป็นตัวกำหนดการเปลี่ยนแปลงของการให้แรงบนพื้นผิว(loadng surface) เหมือนกับการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติการแข็งเพิ่ม(hardening properties) ของวัสดุระหว่างที่เกิดการไหลแบบพลาสติก(plastic flow)

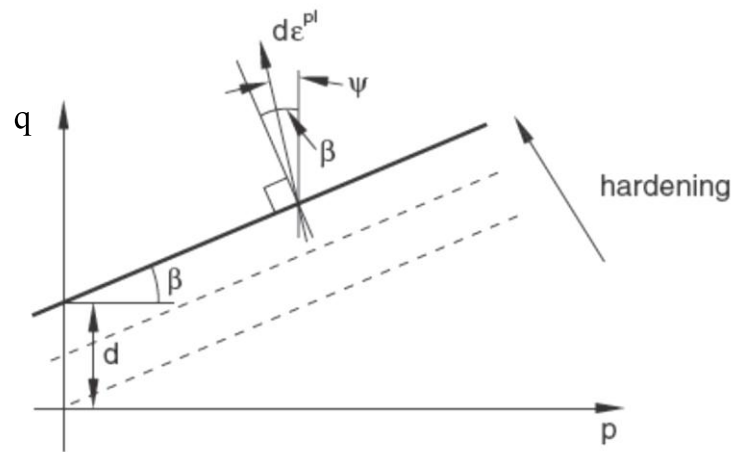
แบบจำลองคอนกรีตจะมีหลากหลายรูปร่างของการพังเสียหายและแรงบนพื้นผิวที่แตกต่างกัน กฎของการแข็งเพิ่ม และกฎการไหลใน hydrostatic plane แสดงในรูป 2-23 ขอบเขตการครากล้อมรอบไปด้วยแรงบนพื้นผิวและเปรียบเสมือนเป็นขอบเขตของแรงซึ่งสมมติว่ายังคงไม่มีการเปลี่ยนแปลงระหว่างการให้แรง เส้นเริ่มขอบเขตการคราก(initial yield surface) จะเป็นรูปปิดระหว่างเกิดการแข็งเพิ่มนั้น แรงบนพื้นผิวจะขยายอาณาเขตออกและเปลี่ยนรูปร่างจากขอบเขตการครากเริ่มต้นไปยังรูปร่างสุดท้ายซึ่งเป็นแนวขอบเขตการครากนั่นเอง



รูปที่ 2-23 แบบจำลองการแข็งเพิ่มแบบพลาสติกสำหรับคอนกรีตของ Chen และ Han [23]

ในส่วนของการแข็งเพิ่มและการไหลสำหรับแบบจำลองเชิงเส้นของ Drucker-Prager ในระนาบเบี่ยงเบน(Deviatoric plane) กฎการไหลจะสมมติว่ามุมแรงเสียดทาน(friction angle,  $\beta$ ) ของวัสดุจะมีค่าเท่ากับมุมขยายออก(dilation angle,  $\psi$ ) ของวัสดุ สำหรับวัสดุที่มีลักษณะเป็นเม็ด(granular) และคอนกรีต ส่วนที่ไม่เกี่ยวข้องกับกฎการไหลจะถูกสมมติให้อยู่ในระนาบ  $p-q$  ในแง่ที่ว่า การไหลจะถูกสมมติเป็นขอบเขตการเสียหายปกติ พลังงานศักย์การไหลจะ

เป็นแบบต่อเนื่องและราบรื่น และทิศทางการไหลจะถูกกำหนดให้มีเส้นทางที่ไม่ซ้ำซ้อนกันและมีเอกลักษณ์เฉพาะตัวดังแสดงในรูปที่ 2-24



รูปที่ 2-24 แสดงขอบเขตการคราก(yield surface)และทิศทางการไหลในระนาบ  $p-q$  ของแบบจำลองเชิงเส้นของ Drucker-Prager [23]

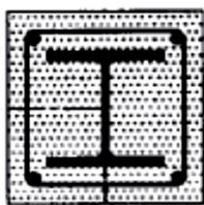


## 2.9 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับเสาเชิงประกอบ

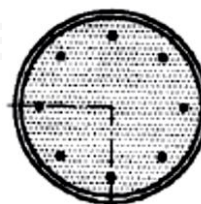
เสา (Column) คือ ส่วนประกอบขององค์อาคารที่รับแรงอัดเป็นหลัก ซึ่งปกติอยู่ในแนวตั้ง ทำหน้าที่รับแรงอัดตามแนวแกน หรือทั้งแรงอัดและแรงดัดร่วมกัน โดยทั่วไปแล้วเสาซึ่งรับแรงอัดอย่างเดียวนั้นเกิดขึ้นน้อยมาก เสาส่วนมากจะรับแรงดัดซึ่งเกิดจากการยึดรั้งที่ปลายคานเนื่องจาก การหล่อเป็นเนื้อเดียวกันของคานและเสา หรือโครงสร้างองค์อาคารที่เป็นโครงสร้างเฟรมต่อเนื่อง (Continuous frames) ซึ่งเมื่อมีแรงกระทำส่วนใดส่วนหนึ่งของโครงสร้างแล้ว จะทำให้เกิดโมเมนต์ ดัดขึ้นในทุกส่วนโครงสร้างมากหรือน้อยขึ้นกับตำแหน่งที่แรงกระทำในโครงสร้าง การถ่ายน้ำหนักลงสู่ เสาที่มีผลทำให้เกิดการเยื้องศูนย์รวมทั้งน้ำหนักพื้นที่ถ่ายลงเสาที่ไม่เกิดความสมดุลระหว่างเสาแต่ละ ต้นในองค์อาคาร แม้กระทั่งแรงกระทำด้านข้างจากลมและแผ่นดินไหว ทำให้ส่วนของโครงสร้างเสา ในอาคารต้องพิจารณาผลโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง นอกเหนือจากแรงอัดกระทำตามแนวแกน ที่เกิดขึ้น [24]

## 2.10 ส่วนโครงสร้างเชิงประกอบ (Composite members)

ส่วนโครงสร้างเชิงประกอบ เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่ประกอบขึ้นจากวัสดุ 2 ชนิดขึ้นไป เช่นประกอบจากเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ หรือจากเหล็กรูปที่นำมาประกอบขึ้นเองกับคอนกรีตหรือ คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นต้น ซึ่งในส่วนของคอนกรีตที่นำมาพิจารณากับเหล็กรูปพรรณจะมีผลทำให้ ส่วนของโครงสร้างเชิงประกอบสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น โครงสร้างเชิงประกอบนี้จะต้อง พิจารณาออกแบบโดยใช้ทั้งกำลังของเหล็กโครงสร้างและคอนกรีตเพื่อให้ร่วมกันทำหน้าที่รับน้ำหนัก บรรทุกตามที่ต้องการใช้ในการออกแบบ ตัวอย่างของโครงสร้างเชิงประกอบได้แก่ เสาเหล็กหุ้มด้วย คอนกรีต เสาคอนกรีตหุ้มด้วยท่อเหล็ก ที่ใช้ในโครงอาคารเพื่อรับแรงอัดอย่างเดียว หรือแรงอัด ร่วมกับแรงดัด



1) เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต



2) เสาเหล็กเติมด้วย

รูปที่ 2-25 แสดงหน้าตัดเสาเชิงประกอบ[25]

เสาเหล็กรูปพรรณหล่อหุ้มด้วยคอนกรีต(เสริมเหล็ก) ที่เป็นเสาเหล็กเชิงประกอบจัดเป็น โครงสร้างเชิงประกอบที่รับแรงอัดแบ่งเป็นแบบเสาคอนกรีตหุ้มด้วยท่อเหล็ก(Concrete filled steel column) และเสาเหล็กรูปพรรณหุ้มด้วยคอนกรีต (Concrete encase column) โดยเหล็กรูปพรรณ หล่อหุ้มด้วยคอนกรีต(เสริมเหล็ก) เสาเชิงประกอบแบบนี้ต้องใช้เหล็กเส้นเสริมคอนกรีตประกอบด้วย ซึ่งอย่างน้อยจะต้องเสริมเหล็กที่แต่ละมุมของหน้าตัดเสา และต้องมีเหล็กปลอกรัดรอบเป็นระยะๆ ตลอดความยาวของเสา เพื่อป้องกันมิให้เหล็กตามยาวเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่เมื่อรับน้ำหนักบรรทุก คล้ายกับเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ส่วนคอนกรีตที่หุ้มโดยรอบเสาเหล็ก จะมีส่วนช่วยให้เสาเหล็ก ไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ก่อนที่ส่วนของโครงสร้างทั้งหมดเกิดการขรุขระหรือแตกหัก

## 2.11 ข้อกำหนดเกี่ยวกับเสาเชิงประกอบ (AISC 2005) [26]

ส่วนโครงสร้างเชิงประกอบที่รับแรงอัดต้องเป็นไปตามข้อกำหนดต่าง ๆ ดังนี้

1. เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กรูปพรรณหรือเหล็กท่อกว้างมีค่าไม่น้อยกว่า 1 เพอร์เซ็นต์ ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด ( $A_g$ )
2. ในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต ให้มีเหล็กเสริมยืนและเหล็กปลอก (ปลอกเดี่ยวหรือปลอกเกลียว) โดยค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมยืน ( $\rho$ ) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.004
3. เหล็กปลอกให้ใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 10 มิลลิเมตรที่ระยะเรียงไม่เกิน 30 มิลลิเมตร หรือใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 12 มิลลิเมตรที่ระยะเรียงไม่เกิน 405 มิลลิเมตร โดยที่ระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 0.5 เท่าของระยะแคบสุดของหน้าตัดเสา
4. ในเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต แบ่งเป็น 3 ประเภท ได้แก่ เสาหน้าตัดอัดแน่น ( $\lambda \leq \lambda_p$ ) และ เสาหน้าตัดไม่อัดแน่น ( $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ) และหน้าตัดเสาชะลูด  $\lambda > \lambda_r$ ) โดยที่  $\lambda =$  อัตราส่วน ความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนบางในหน้าตัด ซึ่งค่า  $\lambda_p$ ,  $\lambda_r$ , และ  $\lambda_{max}$  ได้แสดงดังใน ตาราง

ตาราง 2-6 ค่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนบางในหน้าตัดเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต

ชิ้นส่วน	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_{max}$
1. ปีก/เอว มีความสม่ำเสมอ (เหล็กท่อ HSS)	$b/t$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$3.00 \sqrt{E/F_y}$	$5.00 \sqrt{E/F_y}$
2. ท่อกลมกลาง	$D/t$	$0.15 \sqrt{E/F_y}$	$0.19 \sqrt{E/F_y}$	$0.31 \sqrt{E/F_y}$

5. คอนกรีตมีหน่วยแรงอัด ( $f'_c$ ) ไม่น้อยกว่า 210 กก/ซม<sup>2</sup> และไม่เกิน 700 กก/ซม<sup>2</sup> สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติและหน่วยแรงครากของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมไม่เกิน 5,250 กก/ซม<sup>2</sup> เพื่อป้องกันไม่ให้คอนกรีตแตกหรือกะเทาะออกก่อนที่จะรับน้ำหนักได้สูงสุด
6. เมื่อใช้เหล็กโครงสร้างหลายขนาดในเสาเหล็กที่หุ้มด้วยคอนกรีต จะต้องยึดเหล็กโครงสร้างนั้น ๆ ด้วยแผ่นเหล็กยึดแบบเฉียง หรือแบบขวาง เพื่อป้องกันไม่ให้เหล็กโครงสร้างเกิดการโก่งงอ ก่อนที่คอนกรีตจะแข็งตัว
7. การถ่ายน้ำหนักต่อคอนกรีตตรงรอยต่อ
 

ถ้าคอนกรีตส่วนที่รองรับมีหน้าตัดใหญ่กว่าหน้าตัดของส่วนที่ถ่ายน้ำหนักในทุก ๆ ด้านกำลังรับน้ำหนักกด (bearing) ของคอนกรีตเท่ากับ  $\phi P_{nc} \leq 0.6(1.7f'_c A_B)$  ในเมื่อ  $A_B$  เป็นเนื้อที่ที่น้ำหนักกดกระทำ (loaded area)

ถ้าคอนกรีตส่วนที่รองรับมีหน้าตัดเท่ากับหน้าตัดของส่วนที่ถ่ายน้ำหนัก กำลังรับน้ำหนักกด (bearing) ของคอนกรีตเท่ากับ  $\phi P_{nc} \leq 0.6(0.85f'_c A_B)$

### 2.11.1 ข้อกำหนดเกี่ยวกับรายละเอียดเหล็กเสริมและอุปกรณ์หรือตัวยึดรับแรงเฉือน

มาตรฐาน AISC 2005 มีข้อกำหนดเกี่ยวกับการให้รายละเอียดเหล็กเสริม และตัวยึดรับแรงเฉือนสำหรับเสาโครงสร้างเชิงประกอบ ดังนี้

1. อุปกรณ์รับแรงเฉือนมีคอนกรีตหุ้มด้านข้างอย่างน้อย 25 มม.
2. ระยะเรียงของสลักมีหัวมีค่าน้อย 4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของสลักในทุกทิศทาง
3. ระยะเรียงของสลักมีหัวมีค่าไม่เกิน 32 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของสลัก สำหรับเหล็กรูปรางน้ำไม่เกิน 600 มม.

#### สำหรับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

1. ตัวยึดแรงเฉือนสำหรับถ่ายแรงระหว่างเหล็กและคอนกรีต ต้องมีการกระจายตลอดระยะถ่ายแรงที่มีความยาวเป็นระยะไม่เกิน 2 เท่าของด้านแคบของหน้าตัดเสา วัดจากตำแหน่งแรงกระทำ (ทั้งด้านบนและด้านล่าง) โดยให้มีตัวยึดอย่างน้อยที่ 2 ด้าน ของหน้าตัดเหล็ก ในลักษณะสมมาตรรอบแกนของหน้าตัดเหล็ก และตัวยึดมีระยะเรียงทั้งในและนอกระยะถ่ายแรงเป็นไปตามข้อกำหนด

2. ในเสาวัสดุผสมที่มีเหล็กรูปพรรณ 2 ชนิดหรือมากกว่า เหล็กรูปพรรณทั้งหมดจะต้องมีการยึดโดยเหล็กยึดทแยง หรือแผ่นเหล็กยึดขวาง เพื่อป้องกันการโก่งเดาะของเหล็กรูปพรรณแต่ละชนิด ก่อนการแข็งตัวของคอนกรีต

### 2.11.2 กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength)

กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนระบุ (nominal compressive strength ,  $P_n$ ) ของเสาเชิงประกอบที่สมมาตรสองแกน (double symmetric) คำนวณหาได้โดยพิจารณาการวิบัติจากการโก่งเดาะเนื่องจากแรงดัด โดยขึ้นอยู่กับความชะลูด (slenderness) ของเสาดังต่อไปนี้

เมื่อ  $P_{no}/P_e \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \times 0.658^{P_{no}/P_e} \quad (2.38)$$

เมื่อ  $P_{no}/P_e > 2.25$

$$P_n = 0.877P_e \quad (2.39)$$

โดยที่  $P_e = \pi^2 E_{eff} / (KL)^2$

$E_{eff}$  = สติฟเนสประสิทธิภาพ (effective stiffness) ของหน้าตัดวัสดุผสม กก./ตร.ซม.

=  $E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$  สำหรับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

=  $E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$  สำหรับเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต

$K$  = ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพของเสา

$L$  = ระยะไร้การค้ำยันทางข้างของเสา ซม.

$E_c$  = โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต กก./ตร.ซม.

$E_s$  = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก กก./ตร.ซม.

$I_c$  = โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของหน้าตัดคอนกรีตรอบแนวแกนสะเทินอีลาสติกของหน้าตัดวัสดุผสม ซม.<sup>4</sup>

$I_s$  = โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของเหล็กรูปพรรณรอบแนวแกนสะเทินอีลาสติกของหน้าตัดวัสดุผสม ซม.<sup>4</sup>

$I_{sr}$  = โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของเหล็กเสริมยื่นรอบแนวแกนสะเทินอีลาสติกของหน้าตัดวัสดุผสม ซม.<sup>4</sup>

$$C_1 = 0.1 + 2(A_s / (A_c + A_s)) \leq 0.3$$

$$C_2 = 0.6 + 2(A_s / (A_c + A_s)) \leq 0.9$$

ค่าใน  $P_{no}$  ในสมการที่ 2.38 คือค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนระบุของหน้าตัดเสาที่ไม่คิดผลของความชะลูด โดยมีค่าเท่ากับ ผลรวมของกำลัง แรงอัดของเหล็กแกน เหล็กเสริมยื่น และคอนกรีตดังต่อไปนี้

สำหรับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85 A_c f'c \quad (2.40)$$

เมื่อ	$A_s$ = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กรูปพรรณหรือท่อเหล็ก	ตร.ซม.
	$A_c$ = พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต	ตร.ซม.
	$A_{sr}$ = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมยื่น(เหล็กเสริมตามยาว)	ตร.ซม.
	$f'c$ = หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน	กก/ตร.ซม.
	$F_y$ = หน่วยแรงครากต่ำสุดของเหล็กรูปพรรณหรือท่อเหล็ก	กก/ตร.ซม.
	$F_{ysr}$ = หน่วยแรงครากต่ำสุดของเหล็กเสริมยื่น	กก/ตร.ซม.

ในการออกแบบตามวิธี ASD และ LRFD กำลังแรงอัดตามแนวแกน ที่สามารถรับได้ของเสา มีค่า  $P_n/\Omega_c$  และ  $\phi P_n$  ตามลำดับ โดยที่  $\Omega_c = 2.00$  และ  $\phi = 0.75$  และไม่น้อยกว่ากำลังรับแรงที่คิดจากเหล็กเพียงลำพัง

### 2.11.3 กำลังแรงดึง (Tensile Strength)

ในเสารับแรงดึงเนื่องจากสมมติให้คอนกรีตไม่รับแรงดึง ดังนั้นกำลังแรงดึงระบุ ( $P_n$ ) ในเสาจึงคิดจากกำลังแรงดึงระบุจากเหล็กโดยพิจารณาการวิบัติจากการครากซึ่งมีค่าดังนี้

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \quad (2.41)$$

ในการออกแบบตามวิธี ASD และ LRFD กำลังแรงดึงตามแนวแกน ที่สามารถรับได้ของเสา มีค่า  $P_n/\Omega_c$  และ  $\phi P_n$  ตามลำดับ โดยที่  $\Omega_c = 1.67$  และ  $\phi = 0.9$

### 2.11.4 กำลังแรงเฉือน (Shear Strength)

กำลังแรงเฉือนของเสาวัสดุผสมทั้ง 2 ชนิด คำนวณจากกำลังแรงเฉือนของเหล็กรูปพรรณหรือกำลังแรงเฉือนของเหล็กรูปพรรณกับกำลังแรงเฉือนของเหล็กปลอก หรือจากกำลังแรงเฉือนของส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างเดียว (ไม่คิดเหล็กแกน) ใน 2 กรณีหลังใช้  $\phi_v = 0.75$  และ  $\Omega_v = 2.00$  อนึ่งวิธีการคำนวณกำลังแรงเฉือนของเหล็กปลอกและของคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถใช้มาตรฐาน ว.ส.ท. หรือ ACI เป็นต้น

### 2.11.5 การถ่ายแรง (Load Transfer)

แรงตามแนวแกนที่กระทำต่อเสาวัสดุผสม จะต้องถ่ายลงบนเหล็กและคอนกรีตได้อย่างสมบูรณ์ โดยอาศัยกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็ก อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือน หรือกำลังแบกทานของคอนกรีต โดยในการออกแบบกำลังในการถ่ายแรงจะต้องไม่น้อยกว่าแรงเฉือนตามยาว

(longitudinal shear force) ที่ต้องการ โดยมาตรฐาน AISC ได้กำหนดแนวทางในการคำนวณค่าแรงเฉือนตามยาวที่ต้องการ และกำลังในการถ่ายแรงดังต่อไปนี้

### 1. แรงเฉือนตามยาวที่ต้องการ

การคำนวณค่าแรงเฉือนตามยาวที่ต้องการ,  $V'_r$  ให้พิจารณาจากลักษณะของแรงภายนอกที่กระทำบนหน้าตัดดังนี้

ก. เมื่อแรงภายนอกกระทำบนหน้าตัดเหล็กโดยตรง แรงเฉือนที่ต้องการ  $V'_r$  มีค่า

$$V'_r = P_r(1 - A_s F_y / P_{no}) \quad (2.42)$$

โดยที่  $V'_r$  = แรงเฉือนตามยาวที่ต้องการเพื่อให้เกิดการถ่ายแรงระหว่างเหล็กและคอนกรีต  
(แรงที่ถ่ายให้คอนกรีตรับ) กก.

$P_r$  = แรงที่กระทำบนเสาวัสดุผสม กก.

$A_s$  = พื้นที่หน้าของเหล็ก ตร.ชม.

$P_{no}$  = กำลังแรงอัดตามแนวแกนระบุที่ไม่คิดผลของความชะลูดของเสา กก.

ข. เมื่อแรงภายนอกกระทำบนส่วนที่เป็นคอนกรีตโดยตรง แรงเฉือนที่ต้องการ  $V'_r$  มีค่า

$$V'_r = P_r(A_s F_y / P_{no}) \quad (2.43)$$

โดยที่  $V'_r$  = แรงเฉือนตามยาวที่ต้องการเพื่อให้เกิดการถ่ายแรงระหว่างเหล็กและคอนกรีต  
(แรงที่ถ่ายให้เหล็กรับ)

ค. เมื่อแรงภายนอกกระทำทั้งบนหน้าตัดเหล็กและคอนกรีต ค่าแรงเฉือนที่ต้องการ  $V'_r$  ให้คำนวณจากสมมูลของแรงในหน้าตัด กล่าวคือ มีค่าเท่ากับผลต่างของแรงที่กระทำบนคอนกรีตกับแรงที่คำนวณจากสมการ 2.42 หรือผลต่างของแรงที่กระทำบนหน้าตัดเหล็ก กับแรงที่คำนวณจากสมการ 2.43

### 2. กำลังในการถ่ายแรง

กำลังในการถ่ายแรงระบุ,  $R_n$  จะพิจารณาจากกลไกถ่ายแรง ดังต่อไปนี้ โดยในการออกแบบสามารถใช้ค่าที่มากที่สุดจากกลไกการถ่ายแรงเหล่านี้ แต่ไม่ให้นำมารวมกัน และในกรณีเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต จะไม่คิดกำลังถ่ายแรง จากกำลังยึดเหนี่ยว

ก. กำลังแบกทานของคอนกรีต (direct bearing)

กำลังแบกทานระบุของคอนกรีต สำหรับการวิบัติแบบอัดประลัย มีค่า

$$R_n = 1.7f'_c A_1 \quad (2.44)$$

โดย  $A_1$  = พื้นที่รับแรงแบกทานของคอนกรีต ตร.ชม.

ในการออกแบบ AISC ระบุให้ใช้  $\phi_B = 0.65$  และ  $\Omega_B = 2.31$  ในการคำนวณค่ากำลังในการถ่ายแรง สำหรับวิธี LRFD และ ASD ตามลำดับ

ข. กำลังแรงเฉือนของอุปกรณ์รับแรงเฉือน (shear connection)

กำลังแรงเฉือนของอุปกรณ์รับแรงเฉือน เช่น สลักมีหัว หรือเหล็กรูปร่างน้ำ สามารถคำนวณได้จาก ผลรวมของกำลังแรงเฉือนของอุปกรณ์รับแรงเฉือนทุกตัวที่อยู่ภายในระยะถ่ายแรง โดยค่ากำลังแรงเฉือนของอุปกรณ์รับแรงเฉือนหนึ่งตัว ในกรณีที่มีการวิบัติไม่ได้เกิดจากการแตกของคอนกรีตมีค่าดังนี้

$$\text{สลักมีหัว: } Q_{nv} = A_{sc}F_u \quad (\phi = 0.65 \text{ (LRFD)}, \Omega = 2.31 \text{ (ASD)}) \quad (2.45)$$

โดย	$Q_{nv}$ = กำลังแรงเฉือนระบุของอุปกรณ์รับแรงเฉือนหนึ่งตัว	กก.
	$A_{sc}$ = พื้นที่หน้าตัดของอุปกรณ์รับแรงเฉือนหนึ่งตัว	ตร.ซม.
	$F_u$ = กำลังแรงดึงต่ำสุดของอุปกรณ์รับแรงเฉือน	กก/ตร.ซม.

## 2.12 หลักการสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element modeling) [27]

การใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นการใช้วิธีเชิงตัวเลขเพื่อหาผลลัพธ์โดยประมาณของปัญหาที่ได้ศึกษา โดยจะทำการแบ่งรูปร่างลักษณะออกเป็นชิ้นส่วนย่อย ๆ ซึ่งเรียกว่า เอลิเมนต์ (Element) และเอลิเมนต์เหล่านี้จะเชื่อมต่อกันที่จุดต่อ (Node) ซึ่งเป็นตำแหน่งที่จะคำนวณหาค่าตัวแปรที่ต้องการ ขั้นตอนทั่วไปของระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 การแบ่งขอบเขตรูปร่างของปัญหาออกเป็นเอลิเมนต์ย่อย ๆ โดยชิ้นส่วนย่อย ๆ อาจจะเป็น เอลิเมนต์ที่มีรูปร่างเป็นสี่เหลี่ยมหรือสามเหลี่ยมก็ได้ และชิ้นส่วนย่อยนี้จะถูกเชื่อมต่อกันด้วยจุดต่อ (Node) ซึ่งเป็นจุดที่แสดงผลลัพธ์ของปัญหา



รูปที่ 2-26 การแบ่งชิ้นส่วนของปัญหา

ขั้นตอนที่ 2 การเลือกฟังก์ชันประมาณภายในเอลิเมนต์ (Element interpolation function) จะเป็นฟังก์ชันที่เชื่อมกันระหว่างจุดต่อ โดยจุดต่อเป็นตำแหน่งของตัวไม่รู้ค่า (Nodal Unknowns) ตัวไม่รู้ค่าอาจจะเป็นฟังก์ชันการเคลื่อนที่ ฟังก์ชันการเสียรูป หรือฟังก์ชันของความเค้น เป็นต้น

ขั้นตอนที่ 3 การสร้างสมการของเอลิเมนต์ (Element equation) ขั้นตอนนี้ถือว่าเป็นหัวใจสำคัญของการศึกษาระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยความสัมพันธ์ของสมการสามารถทำได้หลายวิธีการแต่รูปแบบจะอยู่ในรูปของ  $\{F_e\} = [K_e]\{\phi_e\}$  โดยที่  $\{F_e\}$  คือเวกเตอร์ของการเพิ่มแรง ณ ตำแหน่งของจุดเชื่อมต่อ และ  $[K_e]$  คือเมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย และ  $\{\phi_e\}$  คือเวกเตอร์การเพิ่มขึ้นของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อ

ขั้นตอนที่ 4 การรวมสมการย่อยแต่ละชิ้นส่วนมาประกอบเข้าด้วยกันเป็นสมการรวมของระบบ โดยจะอยู่ในรูปของ  $\sum_{k=0}^n (\text{element\_equations})$  จะได้สมการรวมคือ  $\{F_{sys}\} = [K_{sys}]\{\phi_{sys}\}$



ขั้นตอนที่ 5 การกำหนดเงื่อนไขขอบ (Boundary Conditions) ลงในระบบสมการรวม โดยจะกำหนดเงื่อนไขขอบให้สอดคล้องกับความปัญหาจริง แล้วทำการแก้ระบบสมการรวม อันประกอบไปด้วยตัวที่ไม่รู้ค่าที่จุดต่อ ซึ่งอาจเป็นค่าการเคลื่อนตัวตามจุดต่อต่าง ๆ ของโครงสร้าง

ขั้นตอนที่ 6 การแก้สมการหลัก เมื่อคำนวณค่าต่าง ๆ ที่จุดต่อออกมาได้แล้วก็สามารถนำมาใช้เพื่อหาค่าอื่น ๆ ที่ต้องการต่อไปได้อีก เช่น เมื่อรู้ค่าการเสียรูป (displacement) ตามจุดต่อต่าง ๆ ของโครงสร้าง ก็สามารถนำไปใช้หาค่าความเครียด (strain) และความเค้น (stress) ได้ตามลำดับ

สำหรับหลักการเชิงทฤษฎีในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมจะต้องพิจารณาเงื่อนไขทั้งหมด 4 เงื่อนไขคือ

1. ความสมดุล (Equilibrium) จะประกอบไปด้วย สมดุลภายนอก (Overall equilibrium) และสมดุลภายใน (Internal equilibrium) โดยสมดุลภายนอกจะเกี่ยวข้องกับสมดุลของแรงภายนอกและโมเมนต์ ขณะที่สมดุลภายในจะเกี่ยวข้องกับความเค้นภายในที่เกิดขึ้น โดยสมการที่ใช้อธิบายของ Timoshenko และ Goodier

$$\sigma_{ji,j} + b_i = 0$$

2. สมการความสอดคล้อง (Compatibility) จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่กับความเครียด (Strain and displacement relationship) เมื่อวัสดุเกิดการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงภายนอกที่กระทำ จะต้องเคลื่อนที่ต่อเนื่องกันไปทั้งเนื้อวัสดุ อธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ที่เขียนอยู่ในรูป

$$\varepsilon_{ij} = (\varepsilon_{i,j} + \varepsilon_{j,i}) / 2$$

3. สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Constitutive law) สมการนี้จะใช้อธิบายพฤติกรรมของวัสดุ และยังเป็นตัวเชื่อมโยงระหว่างสมการสมดุลกับสมการความสอดคล้องอีกด้วย ความสัมพันธ์นี้จะขึ้นกับแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหา โดยรูปแบบของสมการจะเขียนอยู่ในรูป

$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\}$$

4. เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions) ซึ่งจะต้องเลือกสภาวะเงื่อนไขขอบให้เหมาะสมกับปัญหา โดยจะต้องสอดคล้องกับสภาพของปัญหาจริง เพื่อความถูกต้องแม่นยำในการคำนวณ

## บทที่ 3

### ขั้นตอนวิธีการศึกษา

จากการทบทวนทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องในบทที่ผ่านมา จึงได้ทำการวางแผนการดำเนินงานวิจัยและแบ่งเป็นขั้นตอนต่างๆเพื่อที่จะสามารถกำหนดแนวทางในการจัดทำงานวิจัย ให้เป็นไปตามแนวทางของการศึกษาของงานวิจัย ทำให้ได้หัวข้อวิธีการและประเด็นที่จะศึกษาอย่างครบถ้วน โดยขั้นตอนจะแบ่งออกเป็นสองส่วนหลัก ๆคือทำการทดสอบโครงสร้างและการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ จะใช้ผลจากการทดสอบเป็นตัวยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ได้สร้างขึ้น ในการศึกษาพฤติกรรมบางอย่างไม่สามารถวัดได้จากการทดสอบโดยตรง จึงจำเป็นต้องอาศัยการทำนายจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างสำหรับขั้นตอนการศึกษาสามารถสรุปดังรูปที่ 3-1

#### 3.1 ศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและทบทวนความเป็นมาของโครงสร้างเชิงประกอบ

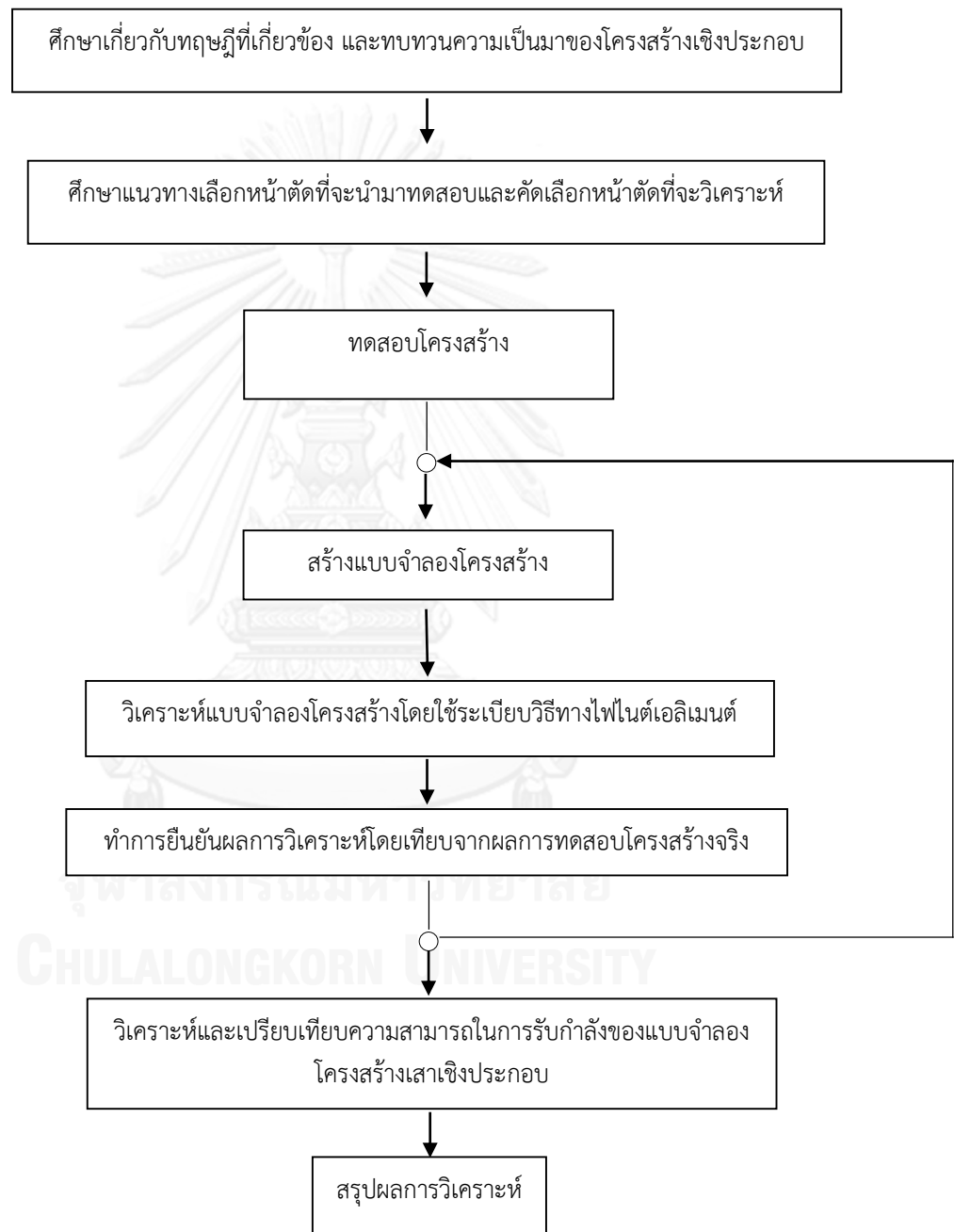
จากการศึกษาสามารถสรุปประเด็นสำคัญจากงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องคือ

- ความเป็นมาขององค์อาคารโครงสร้างเชิงประกอบเหล็กและคอนกรีต
- แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์
- ข้อกำหนดของเสาวัสดุผสมตามมาตรฐาน AISC
- พฤติกรรมของเสาในองค์อาคารโครงสร้างเชิงประกอบเหล็กและคอนกรีต
- สูตรในการวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงอัดและโมเมนต์
- การวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ระเบียบทางวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

#### 3.2 ศึกษาหาแนวทางและคัดเลือกหน้าตัดที่จะนำมาวิเคราะห์

จากการศึกษาและทบทวนงานวิจัย ทำให้ได้แนวทางในการเปรียบเทียบเกี่ยวกับ โครงสร้างเชิงประกอบเหล็กและคอนกรีตกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น กำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดัด และเวลาในการก่อสร้าง ปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลต่อประสิทธิภาพของหน้าตัด เช่น รูปแบบการเสริมเหล็ก ลักษณะที่ต่างกันบนหน้าตัดและเนื่องด้วยข้อจำกัดต่างๆในการทดสอบและการเก็บข้อมูล เนื่องจากโครงสร้างประเภทนี้ไม่มีการใช้ในประเทศไทย และหน้าตัดที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์นั้นมีทั้งหมด 4 หน้าตัดประกอบด้วย หน้าตัดคอนกรีตเสริมเฉพาะเหล็กตามยาว (Reinforce concrete) หน้าตัดเชิงประกอบ (Composite) อีก 3 หน้าตัดโดยจะยึดปริมาณเหล็กเสริมและขนาดของหน้าตัดที่เท่ากัน ซึ่งหน้าตัดที่ทำการคัดเลือกมานี้คาดว่าจะสามารถนำไปวิเคราะห์และสามารถเห็นถึงพฤติกรรมโครงสร้างเสาของความแตกต่างแต่ละรูปแบบได้

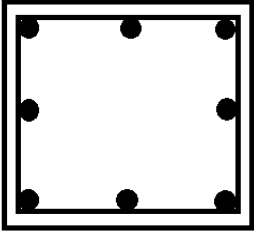
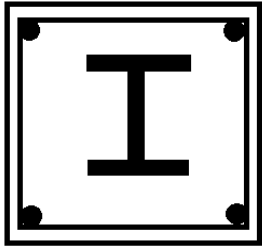
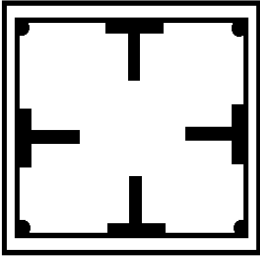
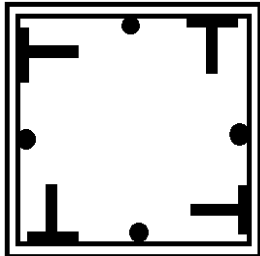
หน้าตัดเชิงประกอบหน้าตัดแรกจะใช้เหล็ก I วางตรงกลาง (Steel reinforce concrete, SRC) หน้าตัดที่สองและสาม (SRC1, SRC2) จะนำเหล็กรูปตัว H มาตัดครึ่งแล้วกระจายออกด้านข้างของหน้าตัด ซึ่งรูปแบบการตัดครึ่งของเหล็กรูปพรรณตัว H นี้ได้มีอยู่แล้วในสายการผลิตของอุตสาหกรรมเหล็กในประเทศ ซึ่งจะเป็นการประยุกต์นำมาใช้เป็นรูปแบบหนึ่งของโครงสร้างได้



รูปที่ 3-1 รายละเอียดของขั้นตอนการศึกษา

### 3.3 หน้าตัดที่ใช้ในการทดสอบและวิเคราะห์

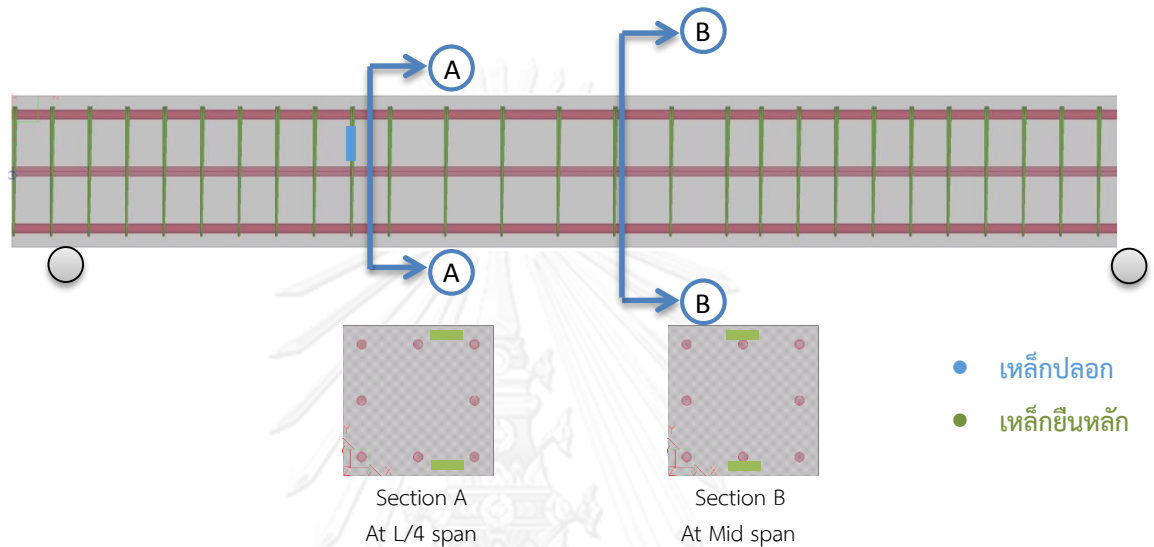
#### 3.3.1 รายละเอียดหน้าตัดที่ทำการทดสอบและวิเคราะห์

รูปแบบ	รายละเอียด
	<p><b>หน้าตัดแบบ RC</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ขนาด 40x40 ซม.</li> <li>- 8DB25 -Str. DB12@0.15</li> <li>- พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 39.27 ตร.ซม</li> <li>- ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.</li> </ul>
	<p><b>หน้าตัดแบบ SRC</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ขนาด 40x40 ซม.</li> <li>- เหล็กรูปพรรณรูปตัว H ขนาด 200x21.3 kg/m + 4DB20 - Str.DB12@0.15</li> <li>- พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 39.73 ตร.ซม</li> <li>- ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.</li> </ul>
	<p><b>หน้าตัดแบบ SRC 1</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ขนาด 40x40 ซม.</li> <li>- เหล็กรูปพรรณรูปตัว H (ตัดครึ่ง) ขนาด 150x14 kg/m + 4DB12-Str.DB9@0.15</li> <li>- พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 40.22 ตร.ซม.</li> <li>- ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.</li> </ul>
	<p><b>หน้าตัดแบบ SRC 2</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ขนาด 40x40 ซม.</li> <li>- เหล็กรูปพรรณรูปตัว H (ตัดครึ่ง) ขนาด 150x14 kg/m + 4DB12-Str.DB12@0.15</li> <li>- พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 40.22 ตร.ซม.</li> <li>- ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.</li> </ul>

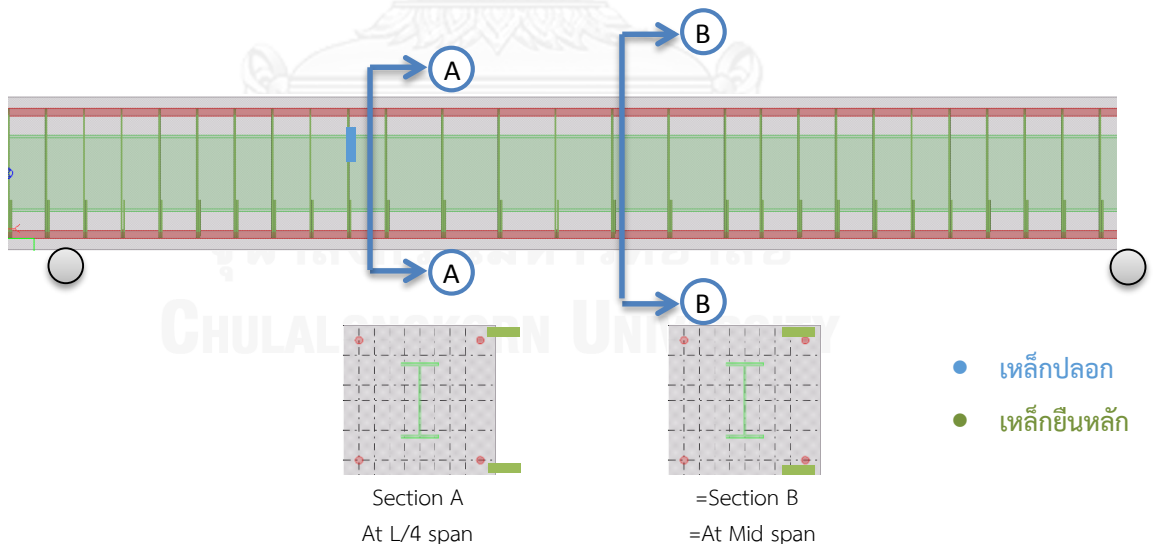
ตาราง 3-1 แสดงข้อมูลหน้าตัดที่ใช้ในการทดสอบและวิเคราะห์

### 3.3.2 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดของหน้าตัดทดสอบ

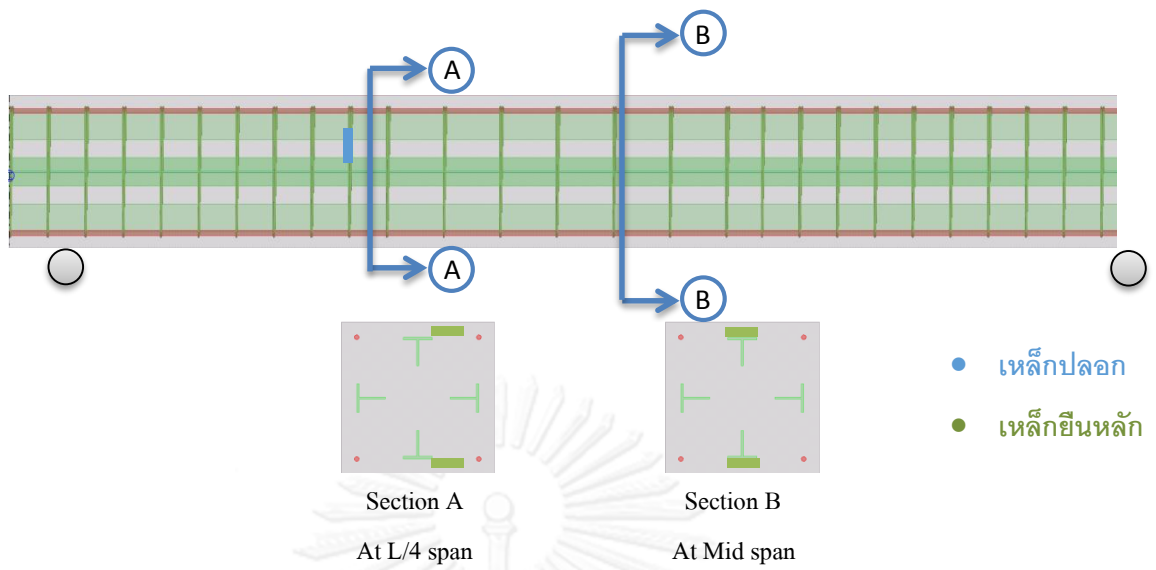
สำหรับการทดสอบจะทำการติดตั้งอุปกรณ์เครื่องมือวัดไว้ตำแหน่งต่าง ๆ เพื่อดูพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของโครงสร้าง และทำการทดสอบโครงสร้างซึ่งจะทดสอบแบบรับแรงดัด โดยจะนำผลจากการทดสอบจริงของหน้าตัดใช้ในปรับค่าและตรวจสอบผลจากการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ และในการทดสอบได้มีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดตามตำแหน่งดังรูป



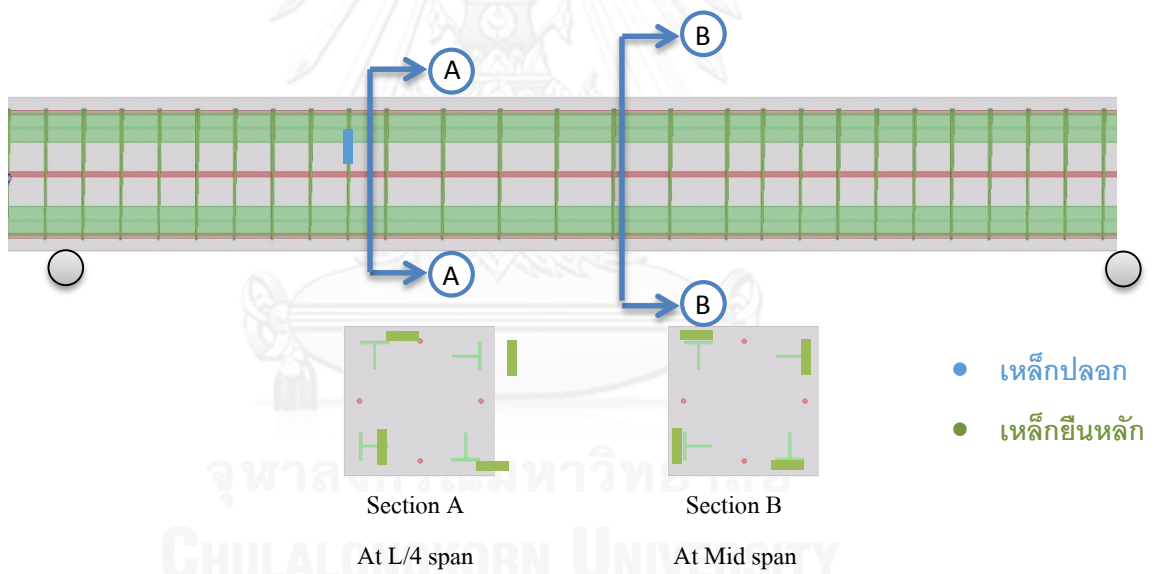
รูปที่ 3-2 ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด RC



รูปที่ 3-3 ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด SRC



รูปที่ 3-4 ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด SRC1



รูปที่ 3-5 ตำแหน่งการติดตั้ง Stain gage หน้าตัด SRC2

### 3.4 การสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

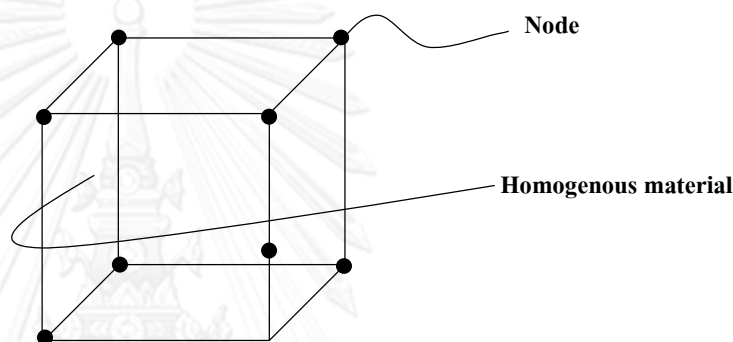
ปัจจุบันเทคนิคการคำนวณด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ได้พัฒนาขึ้นอย่างมาก การวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จึงถูกนำมาใช้เนื่องด้วยประสิทธิภาพของการคำนวณคอมพิวเตอร์ที่มีความสามารถสูงในการคำนวณทำให้ง่ายต่อการนำมาออกแบบและวิเคราะห์ ในทางโครงสร้างได้มีมาตรฐานการออกแบบในรูปแบบสมการต่าง ๆ ก็นำมาพัฒนาประยุกต์ใช้ร่วมกับการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์ รวมทั้งการศึกษาและเปรียบเทียบจากการทดสอบจริงด้วย ปัจจุบันได้มีโปรแกรมที่ช่วยในการวิเคราะห์หลากหลายโปรแกรม ในงานวิจัยนี้ได้ใช้โปรแกรม ABAQUS สำหรับการสร้างแบบจำลองและทำการวิเคราะห์แบบจำลอง โปรแกรม ABAQUS มีความสามารถในการวิเคราะห์และแก้ปัญหาทางวิศวกรรมได้ดี และใช้เวลาในการคำนวณที่รวดเร็วเนื่องจากตัวแก้ปัญหา (Solver) ได้มีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง และคุณสมบัติของโปรแกรมที่มีฟังก์ชันการวิเคราะห์ได้หลากหลาย เช่น สามารถวิเคราะห์ได้ทั้งแรงสถิตและแรงสั่นไหว สามารถวิเคราะห์แบบจำลองสองมิติและสามมิติในแบบจำลองที่มีการเปลี่ยนแปลงสูงของรูปร่างของแข็ง เป็นต้น

สำหรับการสร้างแบบจำลองโมเดลในงานวิจัยนี้จะสร้างแบบจำลองโครงสร้างแบ่งออกเป็นสองส่วนใหญ่ ๆ คือ แบบจำลองของคานเชิงประกอบ และแบบจำลองของเสาเชิงประกอบ โดยแบบจำลองของคานเชิงประกอบที่สร้างขึ้นนั้นเพื่อเป็นตัวยืนยันผลความถูกต้องของการวิเคราะห์ของแบบจำลองที่ใช้ในโครงสร้าง โดยจะนำผลการวิเคราะห์ไปปรับค่าของแบบจำลองให้ตรงกับการทดสอบคานเชิงประกอบจริงที่ได้ทำการทดสอบไว้แล้ว แล้วนำแบบจำลองวัสดุที่ปรับค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงจากแบบจำลองของคานนำมาใช้สำหรับการสร้างแบบจำลองของเสาเพื่อทำการวิเคราะห์หาประสิทธิภาพของหน้าตัด ในการสร้างแบบจำลองหน้าตัดของโครงสร้างเสาเชิงประกอบจะประกอบไปด้วยวัสดุทั้งหมด 4 ชนิดคือ คอนกรีต เหล็กรูปพรรณ เหล็กตามยาว และเหล็กปลอก โดยแต่วัสดุจะถูกสร้างโดยชนิดของเอลิเมนต์แตกต่างกัน คอนกรีตและเหล็กรูปพรรณจะใช้เอลิเมนต์ของแข็ง (solid element) ส่วนเหล็กเสริมจะใช้เอลิเมนต์แบบโครงถัก(Truss element) จำนวนของความอิสระการเคลื่อนที่ (degree of freedom) ก็จะแตกต่างกันตามชนิดของเอลิเมนต์ที่ใช้ ในการจำลองโครงสร้างจะจำลองเป็นรูปแบบสามมิติ เพื่อที่จะสามารถวิเคราะห์และเห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้างได้เหมือนกับโครงสร้างจริงมากที่สุด

### 3.4.1 ชนิดของเอลิเมนต์

#### เอลิเมนต์ของแข็ง (Solid element)

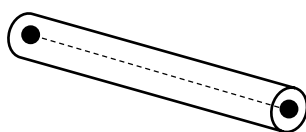
เอลิเมนต์ของแข็งที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองวัสดุในโปรแกรม ABAQUS เป็นเอลิเมนต์ชนิด C3D8 ประกอบด้วยจุดต่อ(Node) ทั้งหมด 8 จุดต่อหนึ่งเอลิเมนต์ แต่ละจุดเชื่อมต่อเอลิเมนต์มีอันดับการเคลื่อนที่อิสระเท่ากับ 3 (ทิศทาง x, y, z) และภายในปริมาตรเอลิเมนต์ของแข็งนี้จะถูกกำหนดด้วยชนิดของวัสดุที่เหมือนกัน (Homogeneous material) และใช้ในการจำลองสำหรับการวิเคราะห์ทางกลศาสตร์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น



รูปที่ 3-6 แสดงเอลิเมนต์ของแข็งทรงสี่เหลี่ยม

#### เอลิเมนต์โครงถัก (Truss element)

สำหรับเอลิเมนต์โครงถักที่ใช้ในโปรแกรม ABAQUS ชนิด T3D2 จะเป็นชนิด 3 มิติ (3-D Truss element) โดยมีความอิสระการเคลื่อนที่เท่ากับ 2 และเอลิเมนต์โครงถักนี้สามารถใช้ได้กับการจำลองส่วนที่มีลักษณะเรียวยาว(slender part) ทั้ง 2 และ 3 มิติ ซึ่งจะใช้เส้นแสดงแนวโครงสร้างเอลิเมนต์และแรงจะกระทำบนเอลิเมนต์ตามแนวแกนหรือศูนย์กลางของเอลิเมนต์เท่านั้น ไม่มีโมเมนต์หรือแรงที่ตั้งฉากกับแนวศูนย์กลางเกิดขึ้นบนเอลิเมนต์ ในหนึ่งเอลิเมนต์โครงถักที่มีสองจุดเชื่อมต่อบนเส้นตรงจะใช้การเทียบสัดส่วนของตำแหน่งและการเคลื่อนที่แบบเชิงเส้น และกำหนดพื้นที่หน้าตัดเอลิเมนต์โครงถักเป็นส่วนหนึ่งของหน้าตัดโครงสร้าง สำหรับเอลิเมนต์โครงถักนี้จะนำมาใช้ในการสร้างส่วนของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกในแบบจำลอง



รูปที่ 3-7 แสดงเอลิเมนต์โครงถัก



### 3.4.3 รูปแบบการจำลองคอนกรีต (Modeling of concrete)

ในการศึกษานี้จะใช้รูปแบบจำลองการเสียหายของคอนกรีตแบบพลาสติก (Concrete Damaged Plasticity) ที่มีใช้ในโปรแกรม ABAQUS ซึ่งแบบจำลองนี้ได้พัฒนาจากสมมติฐานของ Drucker-Prager โดยได้รับการพัฒนาแบบจำลองโดย Lubliner, Lee และ Fenves แบบจำลองนี้จะรวมผลของพฤติกรรมคอนกรีตทั้งกำลังรับแรงอัด (Compressive behavior) และกำลังรับแรงดึง (Tensile behavior) และเจาะจงพารามิเตอร์ความเสียหายของคอนกรีตผ่านตัวแปรการเสียหาย (Damage Parameter) สำหรับตัวแปรที่ใช้ในแบบจำลองการเสียหายของคอนกรีตแบบพลาสติกมีดังต่อไปนี้

#### 1. Dilation angle

เป็นตัวแปรที่ขึ้นกับมุมของแรงเสียดทานภายในของวัสดุ เป็นมุมที่แสดงถึงพื้นผิวการเสียหายในแนวแกนของไฮโดรสตาติก (Hydrostatic axis) บนระนาบ  $p-q$  สำหรับคอนกรีตได้มีผู้เสนอค่าของ Dilation angle มากมายขึ้นกับสัดส่วนผสมของคอนกรีต ในการศึกษาจะใช้ค่าตาม M.p Nielson ซึ่งค่าของ Dilation angle มีค่าเท่ากับ 31 องศา

#### 2. Eccentricity

พลังงานศักย์การไหลแบบไฮเพอร์โบลิกที่ใช้ในแบบจำลอง โดยค่านี้จะแสดงอัตราของพลังงานศักย์การไหลแบบไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic flow) หรืออีกนัยหนึ่งค่านี้จะเป็นตัวแสดงถึงความยาวของส่วนที่อยู่ระหว่างจุดยอดของไฮเพอร์โบลากับจุดตัดของเส้นกำกับของ Hyperbola โดยวัดจากแกนไฮโดรสตาติก (รายละเอียดเพิ่มเติมในคู่มือ ABAQUS) นอกจากนี้ตัวแปร Eccentricity ยังสามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนของกำลังรับแรงดึงต่อกำลังรับแรงอัด โดยโปรแกรม ABAQUS ให้ค่าเริ่มต้นของ Eccentricity มีค่าเท่ากับ 0.1

#### 3. $f_{bo} / f_{co}$

ตัวแปรนี้จะอธิบายของสถานะของวัสดุที่ตำแหน่งคอนกรีตไปถึงจุดที่เสียหายภายใต้แรงอัดสองแกน โดย  $f_{bo} / f_{co}$  เป็นอัตราส่วนของความเค้นครากสองแกนต่อความเค้นครากแนวแกนเดียวของกำลังอัด ตัวแปรนี้ได้มีการทดลองโดย Kupler โดยค่าที่เหมาะสมของ  $f_{bo} / f_{co}$  มีค่าเท่ากับ 1.16 ซึ่งโปรแกรม ABAQUS จะใช้ค่านี้เป็นค่าเริ่มต้น

#### 4. $K_c$

ตัวแปรนี้เป็นอัตราส่วนของความเค้นไม่แปรเปลี่ยนอันดับสอง (The second stress invariant) บนเส้นเมอริเดียนของแรงดึงกับแรงอัด โดยค่าพื้นฐานของโปรแกรม ABAQUS ให้ไว้มีค่าเท่ากับ 2/3 ซึ่งเป็นค่าที่เสนอโดย William และ Warnke

ตาราง 3-2 ตัวแปรสำหรับแบบจำลองความเสียหายของคอนกรีต

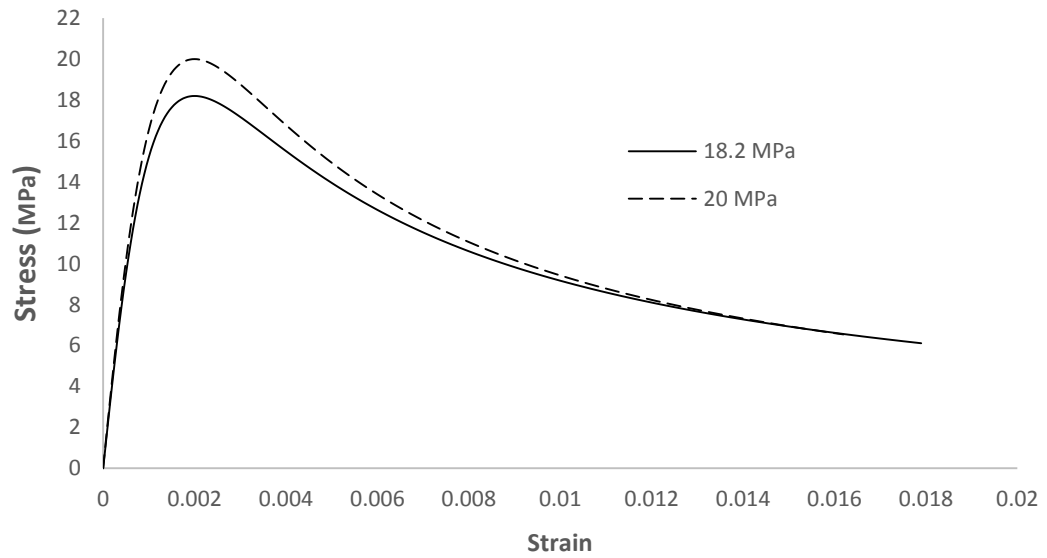
Damage Plasticity Model				
Main option				
Dilation angle	Eccentricity	$f_{bo}/f_{co}$	K	Viscosity Parameter
31°	0.1	1.16	0.666	0

### 5. Damage Parameter

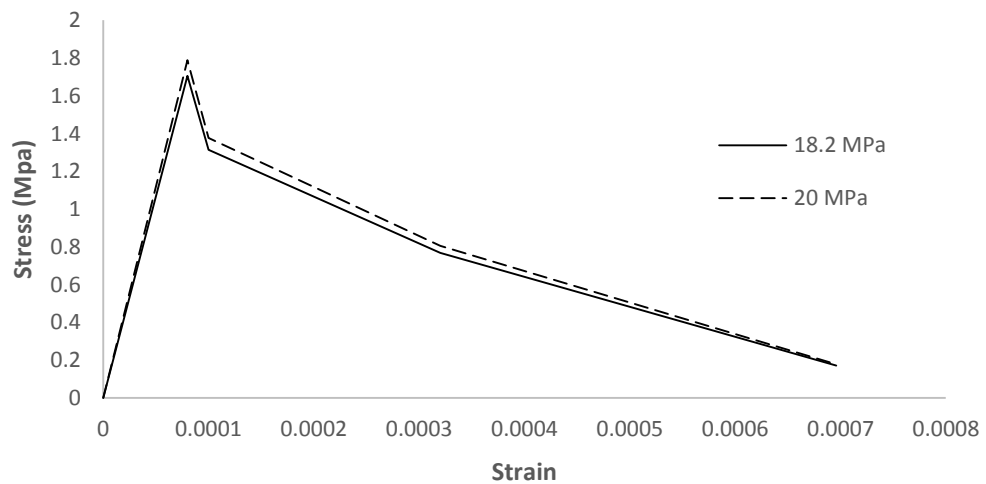
ตัวแปรเสียหายของกำลังอัด (Compressive damage parameter) ในคอนกรีตจะกำหนดโดยอัตราส่วนระหว่างความเครียดไม่ยืดหยุ่นกับความเครียดรวม และสำหรับตัวแปรความเสียหายของกำลังรับแรงดึง (Tensile damage parameter) จะกำหนดโดยอัตราส่วนของความเครียดแตกร้าวกับความเครียดรวม ถ้าตัวแปรการเสียหายไม่ถูกกำหนดพฤติกรรมของแบบจำลองจะเป็นแบบพลาสติก

สำหรับพฤติกรรมของแรงอัดที่ใช้ในแบบจำลองการเสียหายของคอนกรีตจะใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวที่เสนอโดย Mander et al. โดยจะใช้ความสัมพันธ์ดังสมการ (2.17) เพื่อเป็นตัวแทนของกำลังอัดแนวแกนของคอนกรีตปกติที่ไม่มีการโอบรัดและแทนค่า  $f'_1 \approx 0$  ในสมการที่ (2.22) และค่าของ  $\epsilon_{co}$  ที่แนะนำมีค่า 0.002 แทนค่าในสมการที่ (2.21) และกำลังอัดของคอนกรีต  $f'_{co}$  หาจากการทดสอบลูกปุนทรงกระบอก โดยจากการทดสอบลูกปุนทรงกระบอกพบว่ากำลังของลูกปุนทรงกระบอกที่ 28 วันมีค่าต่างกัน ในหน้าตัด RC จะได้กำลังอัดสูงสุดของลูกปุนทรงกระบอกมีค่าเท่ากับ 20 MPa และหน้าตัด SRC, SRC1, และ SRC2 นั้นจะได้กำลังอัดสูงสุดที่ 18.2 MPa โดยนำค่าเหล่านี้แทนค่าในสมการจากนั้นจะได้กราฟของความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดของกำลังอัดคอนกรีต

พฤติกรรมแรงดึงของคอนกรีตจะใช้ตามแบบจำลองของ Rim Nayal และ Hayder A Rashseed โดยจะใช้ความสัมพันธ์ของกราฟตามรูปที่ 2-11 ในบทที่ 2 เพื่อหลีกเลี่ยงข้อผิดพลาดในการคำนวณของแบบจำลองวัสดุ และใช้ค่าของกำลังดึงสูงสุดตามสมการ (2.23)



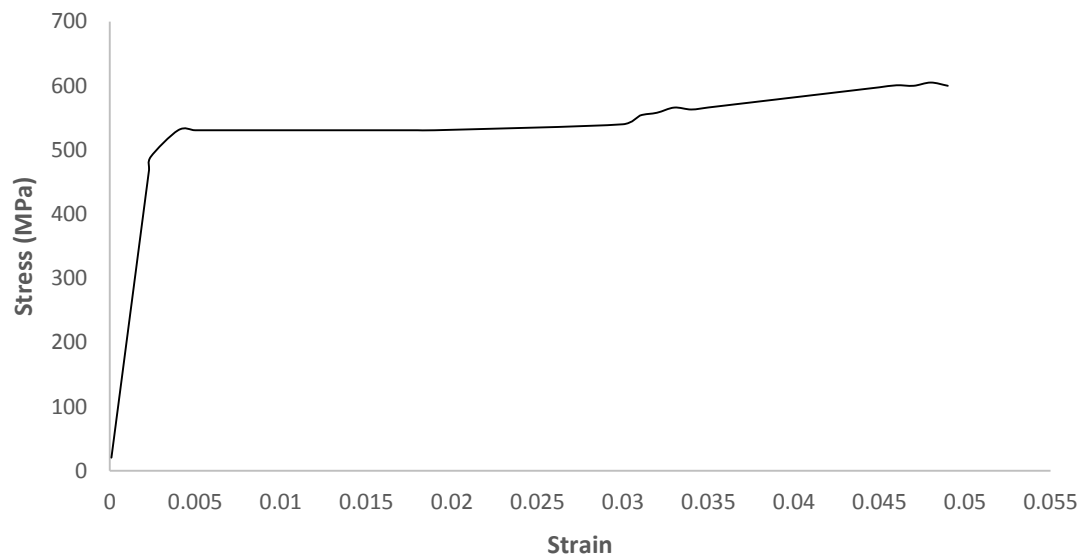
รูปที่ 3-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของกำลังอัดคอนกรีต  
ตามสมการ Mander et al.



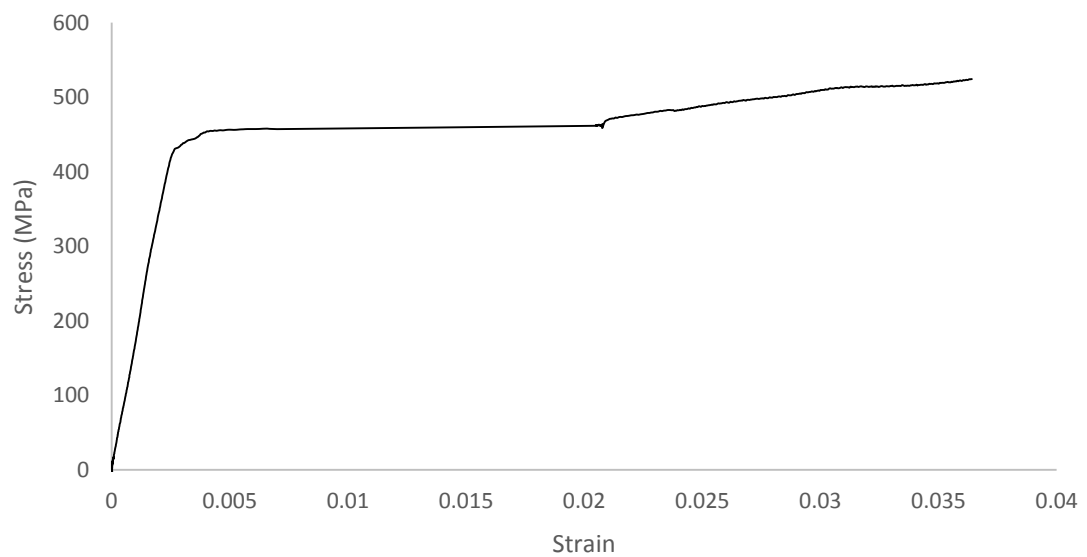
รูปที่ 3-9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของกำลังดึงคอนกรีต  
ตามสมการ Rim และ Hayder

### 3.4.4 รูปแบบจำลองเหล็กเสริม (Modeling of steel)

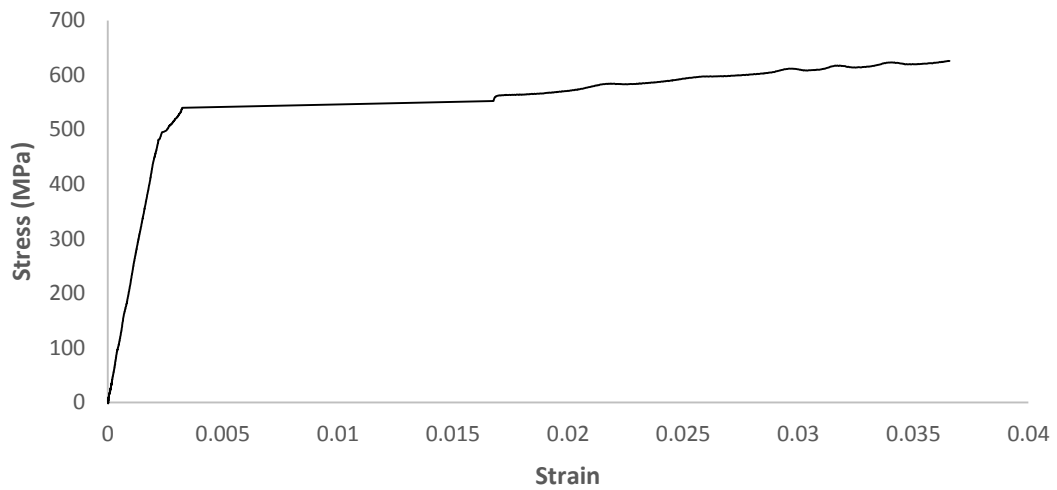
ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองจะได้รับการทดสอบเหล็กจริงของเหล็กเสริมขนาด DB12, DB20 และ DB25 โดยจะนำค่าของคู่อันดับความสัมพันธ์บนกราฟความเค้นกับความเครียดใส่ผ่านฟังก์ชัน \*Plasticity ในโปรแกรม ABAQUS ซึ่งพฤติกรรมของเหล็กเสริมในโครงสร้างจะเป็นไปตามความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดที่ได้ใส่เข้าไปในโปรแกรม และใช้อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) เท่ากับ 0.3



รูปที่ 3-10 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบเหล็กเสริมขนาด DB12



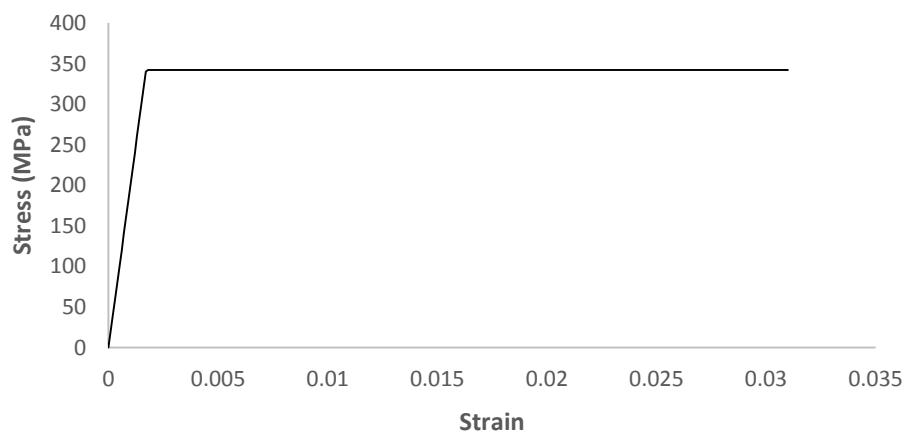
รูปที่ 3-11 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบเหล็กเสริมขนาด DB20



รูปที่ 3-12 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบเหล็กเสริมขนาด DB25

### 3.4.5 รูปแบบจำลองเหล็กรูปพรรณ (Modeling of structural steel)

ความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณจะใช้ตามมาตรฐานการออกแบบของ AISC และเนื่องจากค่าที่ได้มาจากโรงงานทราบเพียงค่าของกำลังที่จุดครากเท่านั้น ดังนั้นในการคำนวณเพื่อหาความสัมพันธ์จะคิดจากค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นโดยให้ค่าโมดูลัสมีค่าเท่ากับ 200000 MPa จนถึงจุดที่เหล็กรูปพรรณถึงจุดครากเท่ากับ 340 MPa หลังจากจุดครากแล้วกำลังของเหล็กรูปพรรณจะมีค่าคงที่ไปตลอด ในที่นี้จะไม่ได้คิดผลของการแข็งเพิ่ม (Hardening) ของเหล็กรูปพรรณเข้าไปด้วย แล้วนำค่าอันดับไปใส่ในโปรแกรม ABAQUS ผ่านฟังก์ชัน \*Plasticity และใช้อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) เท่ากับ 0.3



รูปที่ 3-13 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของเหล็กรูปพรรณตามมาตรฐาน AISC

### 3.5 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลอง

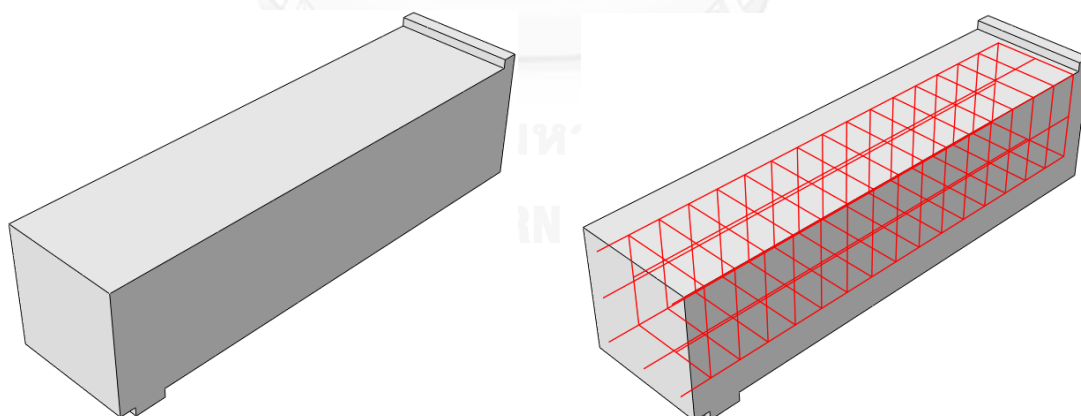
การสร้างแบบจำลองของหน้าตัดในการวิเคราะห์นั้นจะแบ่งออกเป็นการสร้างแบบจำลองคานเพื่อนำไปยืนยันกับผลการทดสอบจริง และการสร้างแบบจำลองเสาเพื่อการวิเคราะห์หาการโอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัด ค่าตัวแปรจากการปรับค่าของแบบจำลองหน้าตัดเชิงประกอบในแบบจำลองคานจะถูกนำมาใช้ในแบบจำลองของเสา ในหน้าตัดของการสร้างแบบจำลองจะประกอบด้วยวัสดุคือคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาว เหล็กปลอก และเหล็กรูปพรรณ ขึ้นกับรูปแบบของหน้าตัดที่เลือกใช้

#### 3.5.1 การสร้างแบบจำลองคาน

สำหรับการสร้างแบบจำลองคานเพื่อยืนยันผลการวิเคราะห์เบื้องต้นนั้นจะทำการสร้างแบบจำลองเพียงครึ่งหนึ่งของความยาวทั้งหมดของหน้าตัด เนื่องจากหน้าตัดเป็นหน้าตัดสมมาตร จากการทดสอบได้ทดสอบคานที่มีขนาดหน้าตัด  $40 \times 40$  ซม. และความยาว 3 เมตร ทำการให้แรงตรงกึ่งกลางคาน ฉะนั้นในการสร้างแบบจำลองจะใช้ความยาวเพียง 1.5 เมตร เพราะถือว่าความยาวอีกครึ่งหนึ่งมีความสมมาตรกัน โดยมีแต่ละขั้นตอนของการสร้างแบบจำลองดังนี้

- **หน้าตัด RC**

หน้าตัด RC จะประกอบไปด้วยคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกเท่านั้น โดยจะเริ่มจากการสร้างชิ้นส่วนของคอนกรีตและแผ่นเหล็กฐานรองรับก่อน จากนั้นสร้างส่วนของเหล็กเสริมกับเหล็กปลอก แล้วนำมาประกอบเข้าด้วยกัน และสุดท้ายจะกำหนดชนิดของเอลิเมนต์แต่ละชิ้นส่วนในหน้าตัด



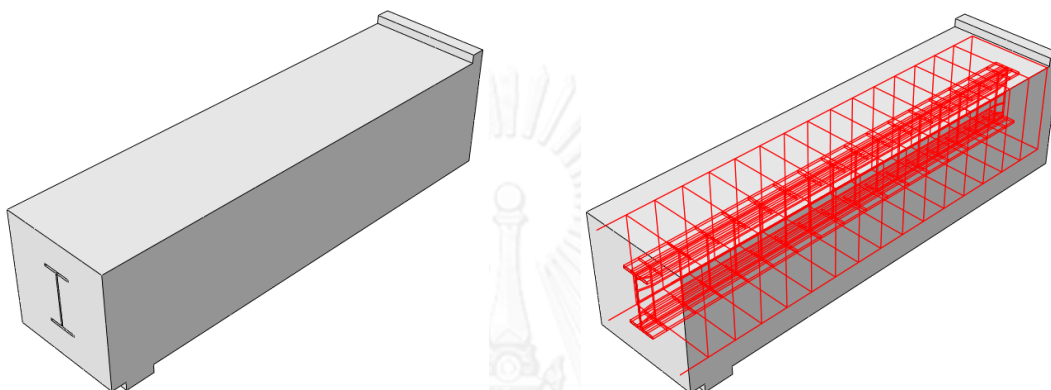
1) สร้างชิ้นส่วนคอนกรีตและแผ่นเหล็ก

2) สร้างชิ้นส่วนของเหล็กเสริม

**รูปที่ 3-14** แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองคานของหน้าตัด RC

- หน้าตัด SRC

หน้าตัด SRC ประกอบด้วยคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาว เหล็กปลอกและเหล็ก  
รูปพรรณ โดยเริ่มจากการสร้างขึ้นส่วนคอนกรีตและแผ่นเหล็กที่เป็นฐานรองรับ จากนั้น  
ทำการสร้างขึ้นส่วนของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม เสร็จแล้วนำชิ้นส่วนเหล่านี้มา  
ประกอบเข้าด้วยกัน และกำหนดชนิดของเอลิเมนต์ของแต่ละชิ้นส่วนในหน้าตัด



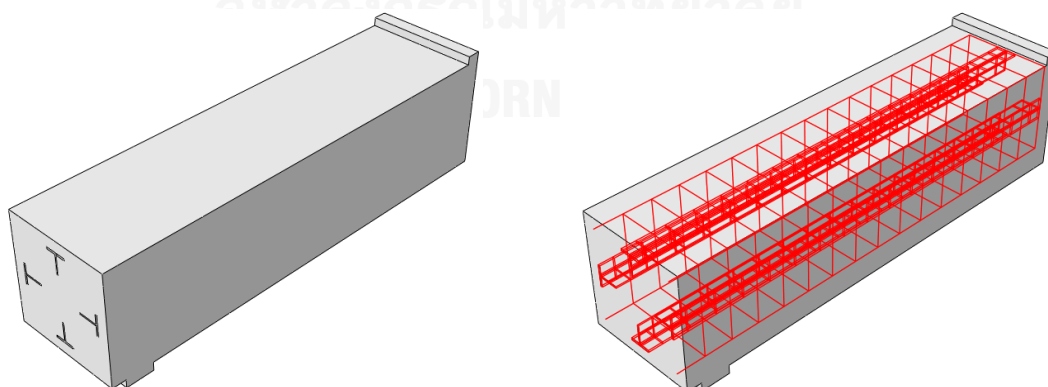
1) สร้างขึ้นส่วนคอนกรีตและแผ่นเหล็ก

2) สร้างขึ้นส่วนของเหล็กเสริมและเหล็กรูปพรรณ

รูปที่ 3-15 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองของหน้าตัด SRC

- หน้าตัด SRC1

หน้าตัด SRC1 ประกอบด้วยวัสดุเช่นเดียวกับหน้าตัด SRC และมีการกระจายของ  
เหล็กรูปพรรณในหน้าตัด ในการสร้างขึ้นส่วนโครงสร้างจะเริ่มจากคอนกรีตและแผ่นเหล็ก  
ฐานรองรับก่อน จากนั้นจะสร้างขึ้นส่วนของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมแล้วกำหนด  
ชนิดของเอลิเมนต์ของแต่ละชิ้นส่วนในหน้าตัด



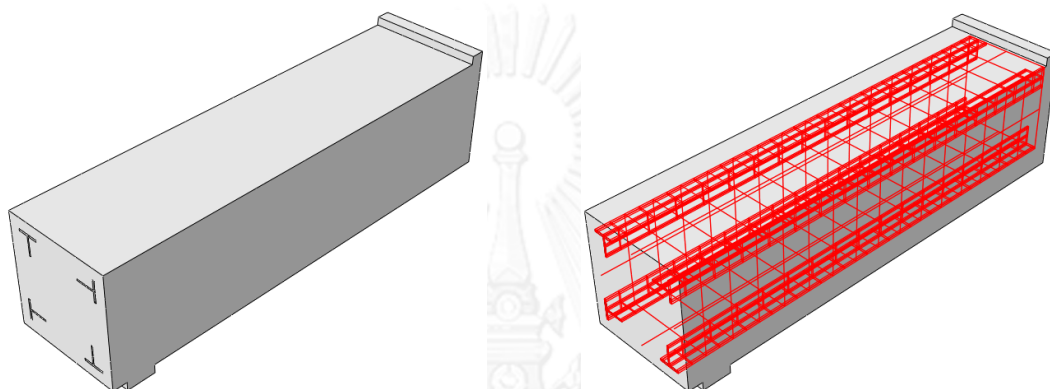
1) สร้างขึ้นส่วนคอนกรีตและแผ่นเหล็ก

2) สร้างขึ้นส่วนของเหล็กเสริมและเหล็กรูปพรรณ

รูปที่ 3-16 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองของหน้าตัด SRC1

- **หน้าตัด SRC2**

หน้าตัด SRC2 ประกอบด้วยคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาว เหล็กปลอก และเหล็ก รูปพรรณ เช่นเดียวกับหน้าตัด SRC1 แต่การจัดเรียงเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดแตกต่างกัน โดยหน้าตัด SRC2 จะกระจายเหล็กรูปพรรณออกไปที่มุมของหน้าตัด การสร้างชิ้นส่วนจะ เริ่มจากการสร้างชิ้นส่วนคอนกรีตและแผ่นเหล็กฐานรองรับก่อน แล้วสร้างชิ้นส่วนเหล็ก เสริมและเหล็กรูปพรรณ จากนั้นกำหนดชนิดของเอลิเมนต์ของแต่ละชิ้นส่วนในหน้าตัด



1) สร้างชิ้นส่วนคอนกรีตและแผ่นเหล็ก

2) สร้างชิ้นส่วนของเหล็กเสริมและเหล็กรูปพรรณ

**รูปที่ 3-17** แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC2

### 3.5.2 เงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองคาน

ในการสร้างแบบจำลองคานซึ่งสร้างเพียงครึ่งหนึ่งของความยาวคานเท่านั้น เนื่องจากคานมีความสมมาตรในการใส่เงื่อนไขขอบเขตจะไม่ยอมให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากกับระนาบสมมาตรของทุกตำแหน่งที่อยู่บนระนาบสมมาตรของแต่ละหน้าตัด ซึ่งระนาบสมมาตรก็คือระนาบที่อยู่ตำแหน่งกึ่งกลางคานหรือในแบบจำลองจะเป็นระนาบที่มีแผ่นเหล็กอยู่ด้านบน ส่วนฐานรองรับจะใส่เงื่อนไขขอบเขตคือไม่ยอมให้เคลื่อนที่ในแนวตั้ง หรือเป็นโรลเลอร์(Roller) ซึ่งเงื่อนไขเหมือนกับ การทดสอบจริง

สำหรับการให้น้ำหนักในโครงสร้างจะให้เป็นการเสียรูปที่กระทำบนแผ่นเหล็กที่อยู่ด้านบน โดยควบคุมการเสียรูปจากระยะที่เคลื่อนที่ (Displacement Control) ซึ่งจะกำหนดระยะที่เคลื่อนที่ลงมาโดยระยะที่กำหนดจะอ้างอิงจากรยะจริงที่วัดได้จากการทดสอบ เพื่อที่จะทราบระยะเบื้องต้น สำหรับการวิเคราะห์เนื่องจากถ้ากำหนดระยะมากเกินไปจะมีผลต่อระยะเวลาที่ใช้ในการคำนวณ หรือทำให้ผลการคำนวณจากโปรแกรมไม่สามารถเข้าสู่ได้

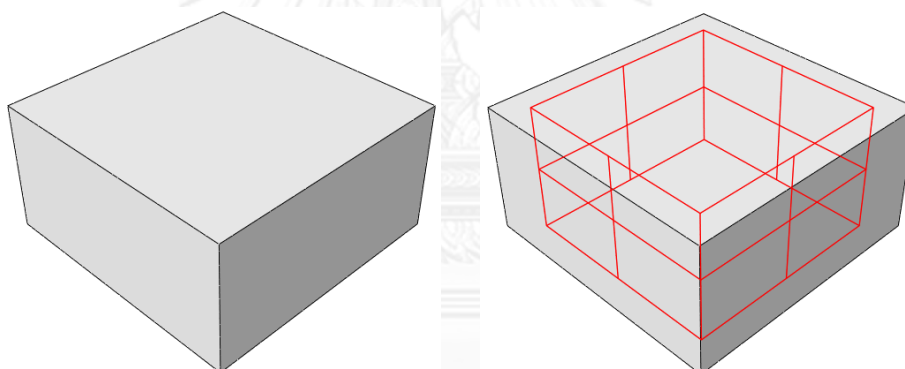


### 3.5.3 การสร้างแบบจำลองเสา

หลังจากได้ยืนยันผลการวิเคราะห์เบื้องต้นจากหน้าตัดคาน ก็จะนำแบบจำลองของวัสดุไม่ว่าจะเป็นแบบจำลองคอนกรีต เหล็กเสริม และเหล็กรูปพรรณ มาใช้ในการจำลองหน้าตัดเสา ซึ่งผลจากการวิเคราะห์หน้าตัดเสาจะนำไปวิเคราะห์หาการโอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดต่อไป รูปแบบหน้าตัดเชิงประกอบของการสร้างแบบจำลองเสาจะเหมือนกับหน้าตัดคาน โดยมีส่วนประกอบของคอนกรีต เหล็กเสริม และเหล็กรูปพรรณในหน้าตัด ซึ่งขั้นตอนการสร้างแบบจำลองหน้าตัดมีดังต่อไปนี้

- **หน้าตัด RC**

หน้าตัด RC ประกอบไปด้วยคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอก ในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างจะเริ่มจากการสร้างชิ้นส่วนของคอนกรีตขึ้นมาก่อน จากนั้นสร้างชิ้นส่วนเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอก แล้วนำมาประกอบกันในหน้าตัด เสร็จแล้วทำการกำหนดชนิดของเอลิเมนต์ของแต่ละชิ้นส่วนในหน้าตัด



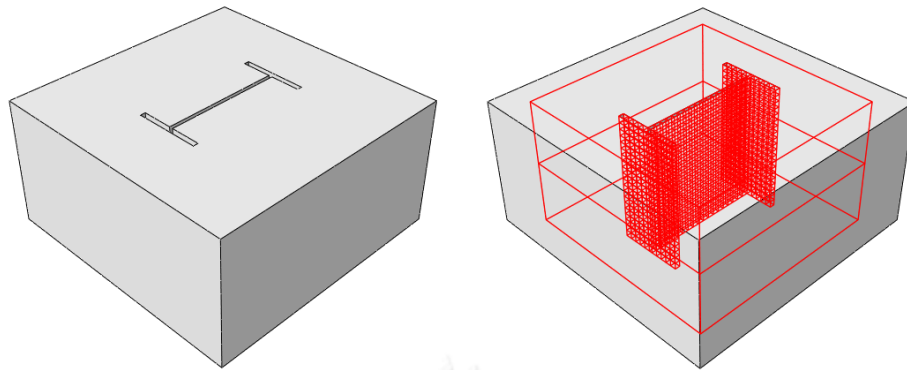
1) สร้างชิ้นส่วนคอนกรีต

2) สร้างชิ้นส่วนของเหล็กเสริม

รูปที่ 3-18 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด RC

- **หน้าตัด SRC**

หน้าตัด SRC ประกอบไปด้วยคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาว เหล็กปลอกและเหล็กรูปพรรณ การสร้างแบบจำลองเริ่มจากชิ้นส่วนคอนกรีตก่อน แล้วสร้างชิ้นส่วนของเหล็กเสริมและเหล็กปลอก จากนั้นนำชิ้นส่วนเหล็กรูปพรรณประกอบเข้าหน้าตัด โดยให้ได้ระยะตามการจัดวางหน้าตัด เสร็จแล้วทำการกำหนดชนิดของเอลิเมนต์ของแต่ละชิ้นส่วนในหน้าตัด สำหรับใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง



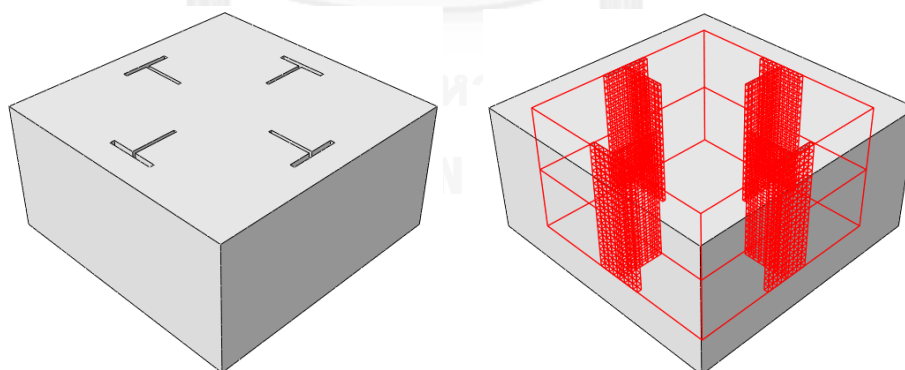
1) สร้างขึ้นส่วนคอนกรีต

2) สร้างขึ้นส่วนของเหล็กเสริม

รูปที่ 3-19 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC

- หน้าตัด SRC1

หน้าตัด SRC1 ประกอบไปด้วยคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาว เหล็กปลอกและเหล็กรูปพรรณ แต่เหล็กรูปพรรณจะแตกต่างจากหน้าตัด SRC ในการสร้างแบบจำลองจะเริ่มจากการสร้างขึ้นส่วนคอนกรีตก่อน และสร้างขึ้นส่วนเหล็กเสริมกับเหล็กปลอก เสร็จแล้วสร้างขึ้นส่วนเหล็กรูปพรรณจากรูปแบบของหน้าตัดที่มีการกระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัด โดยหน้าตัดนี้จะกระจายเหล็กรูปพรรณออกแนวกึ่งกลางของหน้าตัดให้ได้ระยะตามการจัดวาง จากนั้นทำการกำหนดชนิดของเอลิเมนต์ของแต่ละชั้นส่วนในหน้าตัด สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง



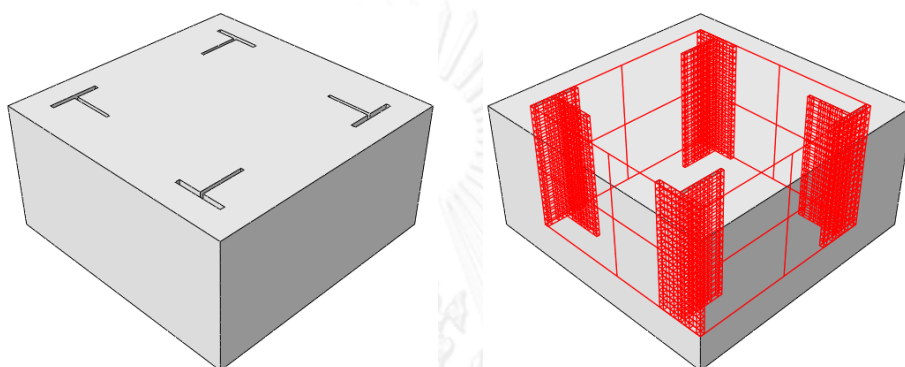
1) สร้างขึ้นส่วนคอนกรีต

2) สร้างขึ้นส่วนของเหล็กเสริม

รูปที่ 3-20 แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC1

- **หน้าตัด SRC2**

หน้าตัด SRC2 ประกอบไปด้วยคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาว เหล็กปลอกและเหล็ก  
รูปพรรณ การสร้างแบบจำลองของหน้าตัด SRC2 จะเหมือนกับหน้าตัด SRC1 ต่างกัน  
ที่การจัดเรียงเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดเท่านั้น โดยหน้าตัด SRC2 นี้จะกระจายเหล็ก  
รูปพรรณออกไปที่มุมของหน้าตัด



1) สร้างขึ้นส่วนคอนกรีต

2) สร้างขึ้นส่วนของเหล็กเสริม

**รูปที่ 3-21** แสดงขั้นตอนการประกอบแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC2

### 3.5.4 เงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองเสา

ในการสร้างแบบจำลองเสาซึ่งจะสร้างเพียงส่วนของความยาวเสาเท่านั้น เนื่องจากเสามีความ  
สมมาตรในแนวยาว ส่วนในการใส่เงื่อนไขขอบเขตที่ฐานรองรับจะไม่ยอมให้เกิดการเคลื่อนที่ใน  
แนวตั้งฉากกับระนาบบนหน้าตัดที่ฐานรองรับ

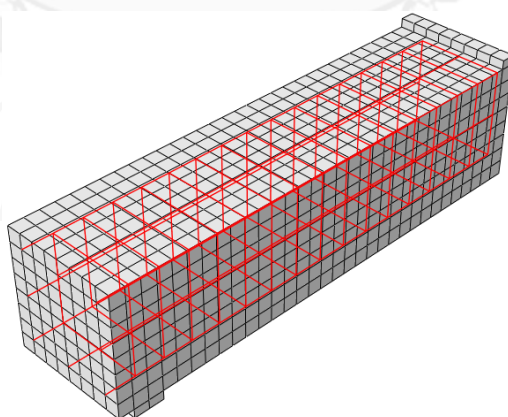
สำหรับการให้น้ำหนักในโครงสร้างจะให้เป็นการเสียรูปที่กระทำบนหน้าตัดที่อยู่ด้านบนโดย  
ควบคุมการเสียรูปจากระยะที่เคลื่อนที่ (Displacement Control) ซึ่งจะกำหนดระยะที่เคลื่อนที่ลงมา  
โดยดูจากผลการวิเคราะห์ที่การคำนวณที่โปรแกรมยังสามารถคำนวณได้แบบลู่เข้า เพื่อที่จะทราบระยะ  
เบื้องต้นสำหรับการวิเคราะห์เนื่องจากถ้ากำหนดระยะมากเกินไปจะมีผลต่อระยะเวลาที่ใช้ในการ  
คำนวณ หรือทำให้ผลการคำนวณจากโปรแกรมไม่สามารถลู่เข้าได้

### 3.5.5 การแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Meshing)

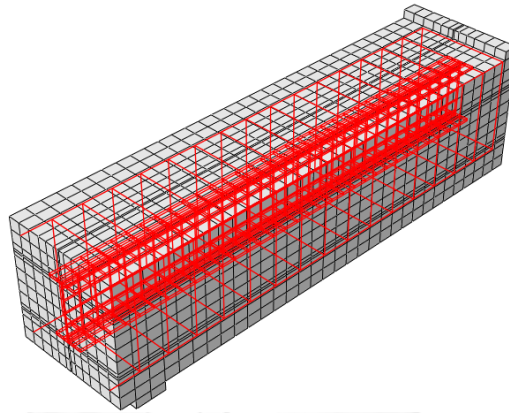
ในการวิเคราะห์ปัญหาไฟไนต์เอลิเมนต์จะแบ่งชิ้นส่วนวิเคราะห์ออกเป็นชิ้นส่วนย่อยก่อนแล้ว นำผลของแต่ละชิ้นส่วนย่อยมารวมเข้าด้วยกันเป็นชิ้นส่วนหลักจากนั้นจะคำนวณการวิเคราะห์ชิ้นส่วนหลักจากผลการวิเคราะห์ของชิ้นส่วนย่อยที่ประกอบเข้าด้วยกัน ฉะนั้นการแบ่งชิ้นส่วนสำหรับการวิเคราะห์จำเป็นอย่างมากในการแก้ปัญหาไฟไนต์เอลิเมนต์ ถ้าทำการแบ่งชิ้นส่วนของโครงสร้าง ออกเป็นชิ้นส่วนย่อยมาก ๆ ความถูกต้องของการคำนวณก็จะมีมากขึ้น แต่ใช้ระยะเวลาการคำนวณที่ นานเนื่องจากปัญหามีจำนวนตัวแปรอิสระที่มากขึ้น และการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ในโครงสร้างจะแบ่ง ของแต่ละชนิดชิ้นส่วนในโครงสร้างให้มีขนาดเท่ากันทั้งชิ้นส่วนย่อยของคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาว เหล็กปลอก และเหล็กรูปพรรณ

สำหรับการแบ่งส่วนย่อยของโครงสร้างในการคำนวณของคานจะเริ่มจากแบ่งเอลิเมนต์แบบ หยาบก่อนแล้วดูผลการวิเคราะห์โดยรวมว่าลู่เข้าใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงหรือไม่ จากนั้นค่อย แบ่งส่วนเอลิเมนต์ให้ละเอียดลงจนกว่าผลการวิเคราะห์จะเข้าใกล้ผลการทดสอบจริง และเมื่อแบ่ง ละเอียดมากขึ้นไปอีกจะพบว่า การแบ่งส่วนเอลิเมนต์จะไม่มีผลต่อผลการวิเคราะห์แล้วก็จะหยุดที่ ขนาดของการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ที่ตรงนั้น เนื่องจากถ้าแบ่งส่วนเอลิเมนต์ให้เล็กลงอีกจะทำให้ใช้เวลา การคำนวณที่มากขึ้น

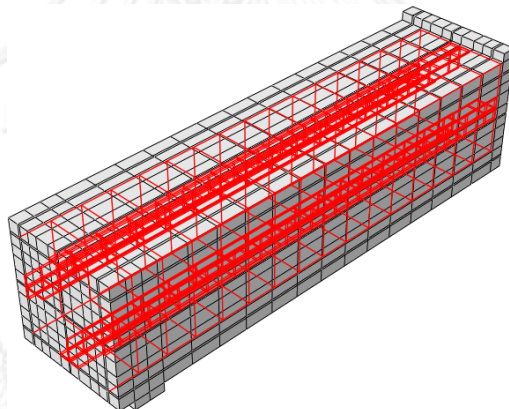
สำหรับในแบบจำลองเสาจะทำการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ให้เล็กที่สุดเนื่องจากต้องการดูผลของ อิทธิพลการโอบรัดของหน้าตัด ถ้าทำการแบ่งเอลิเมนต์แบบหยาบจะทำให้ไม่สามารถเห็นผลของการ โอบรัดในหน้าตัดได้ชัดเจน และความถูกต้องของการวิเคราะห์จะมีค่าไม่แม่นยำมากนัก



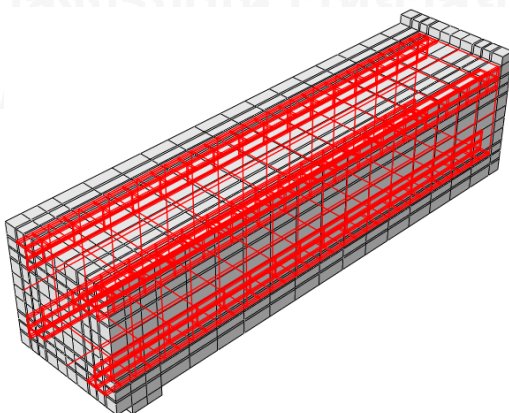
รูปที่ 3-22 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด RC



รูปที่ 3-23 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC

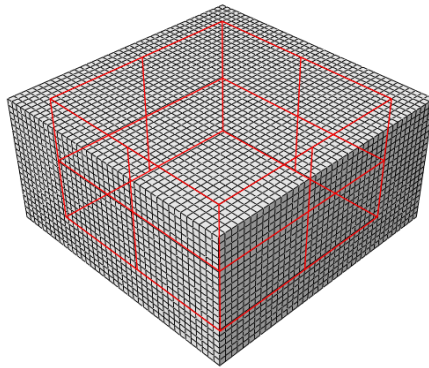


รูปที่ 3-24 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC1

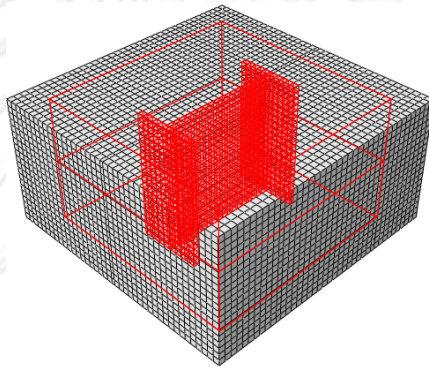


รูปที่ 3-25 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองคานของหน้าตัด SRC2

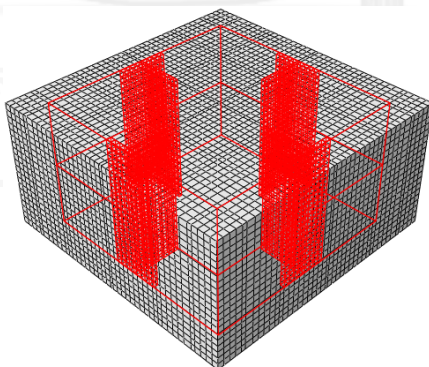




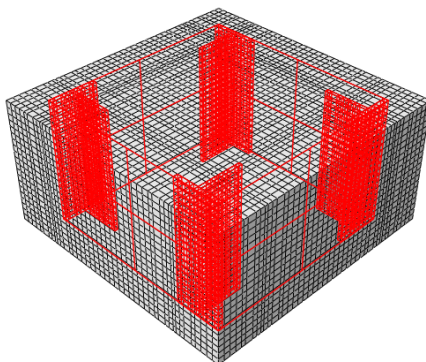
รูปที่ 3-26 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด RC



รูปที่ 3-27 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC



รูปที่ 3-28 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC1



รูปที่ 3-29 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Mesh) ในแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC2

### 3.5.6 การจำลองผิวสัมผัส (Modelling of interfaces)

การยึดเหนี่ยวของเอลิเมนต์ในแบบจำลองจะแบ่งเป็นสองส่วนด้วยกันคือ การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม และการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณ เนื่องจากโครงสร้างถูกแรงกระทำแรงจะถูกส่งผ่านไปยังเอลิเมนต์ต่างๆ ในโครงสร้างถ้าไม่มีการยึดเหนี่ยวระหว่างกันของเอลิเมนต์จะทำให้ไม่มีการส่งผ่านแรงไปยังแต่ละเอลิเมนต์นั้น

สำหรับการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมในโครงสร้าง จะจำลองผิวสัมผัสโดยใช้เอลิเมนต์ชนิดผิวสัมผัสซึ่งเป็นคำสั่งที่มีในโปรแกรม ABAQUS อยู่แล้ว คำสั่งที่ใช้เป็น \*Embedded Element ขั้นตอนการยึดจะยึดเอลิเมนต์หลักซึ่งให้เป็นคอนกรีตเข้ากับเอลิเมนต์รองซึ่งเป็นเหล็กเสริมเข้าด้วยกัน โดยถือว่าตำแหน่งของจุด(Node) เอลิเมนต์ของคอนกรีตและตำแหน่งจุด(Node)เอลิเมนต์เหล็กเคลื่อนที่ไปด้วยกัน เนื่องจากถือว่าเหล็กเสริมและคอนกรีตไม่มีการลื่นไถลเกิดขึ้นซึ่งเป็นพันธะยึดเหนี่ยวอย่างสมบูรณ์

สำหรับการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณในโครงสร้าง จะจำลองการยึดเหนี่ยวโดยใช้คำสั่ง \*Spring Element ในโปรแกรม ABAQUS ซึ่งจะยึดเอลิเมนต์ของคอนกรีตและเอลิเมนต์ของเหล็กรูปพรรณเข้าด้วยกันตามแนวผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณ การยึดด้วยสปริงนี้จะมีการกำหนดค่าของสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริง(Stiffness coefficient of spring) และยึดจุดต่อจุดเข้าด้วยกันทั้ง 3 แกน แรงจะถูกส่งผ่านสปริงไปยังเหล็กรูปพรรณและมีการเคลื่อนที่ตามค่าความแข็งของสปริง ถ้าใส่ค่าสัมประสิทธิ์ของสปริงมากก็เปรียบเสมือนโครงสร้างไม่มีการลื่นไถล ซึ่งถือว่าเป็นการยึดเหนี่ยวอย่างสมบูรณ์

## บทที่ 4

### ผลการทดสอบคาน

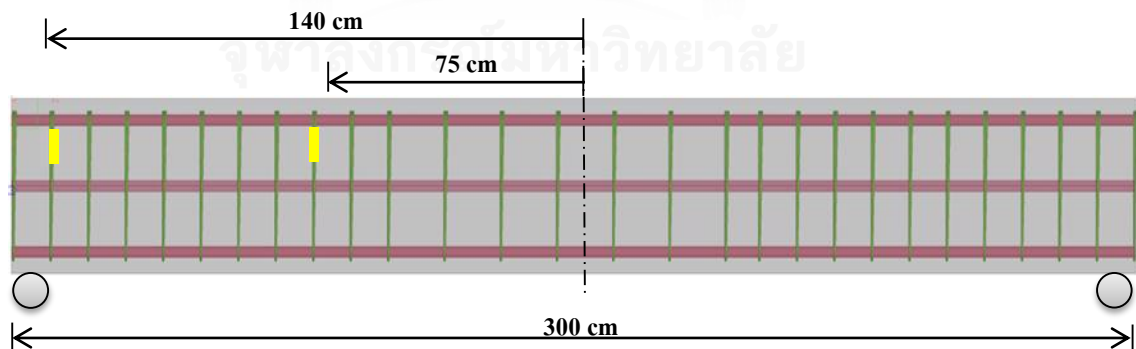
#### และการเปรียบเทียบด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

จากผลการทดสอบโดยการให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 จุด (Point Load กระทำที่กลางคาน) เพื่อหาค่ากำลังรับแรงดัดของคานในแต่ละหน้าตัดต่างๆ ซึ่งในการทดสอบได้ทำการเก็บข้อมูลโดยใช้ Data Logger ทั้งในส่วน of ค่าความเครียด ที่เกิดขึ้นกับเหล็กในส่วนต่างๆของคานที่วัดมาจาก Strain gage และค่า การโก่งตัวของคานที่ได้จากการวัดด้วย LVDT ทำให้สามารถทำการวิเคราะห์พฤติกรรมในส่วนต่างๆของคานได้ โดยสามารถแบ่งหมวดการวิเคราะห์และเปรียบเทียบหน้าตัดคานต่างๆออกเป็น 4 ส่วน ดังนี้

- พฤติกรรมการรับแรงเฉือน
- พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและกำลังรับโมเมนต์ดัด
- Deformation และ Curvature
- รอยร้าว ที่เกิดขึ้นในช่วงน้ำหนักบรรทุกต่างๆ

#### 4.1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน

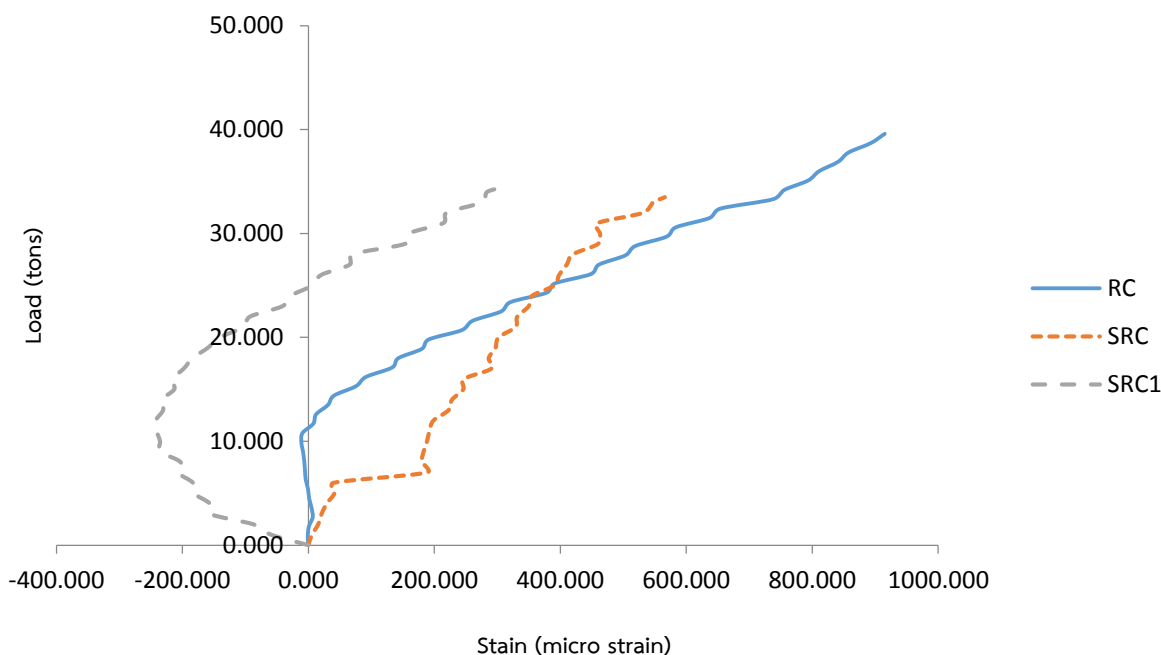
จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของทั้งเหล็กปลอกและคอนกรีต โดยทำการติด Strain gage ไว้ที่เหล็กปลอกในตำแหน่งที่ห่างออกกึ่งกลางคานไปเป็นระยะ 75 ซม. และ 140 ซม. ดังรูป



รูปที่ 4-1 แสดงด้านข้างแสดงตำแหน่งการติด Strain gage ที่เหล็กปลอก



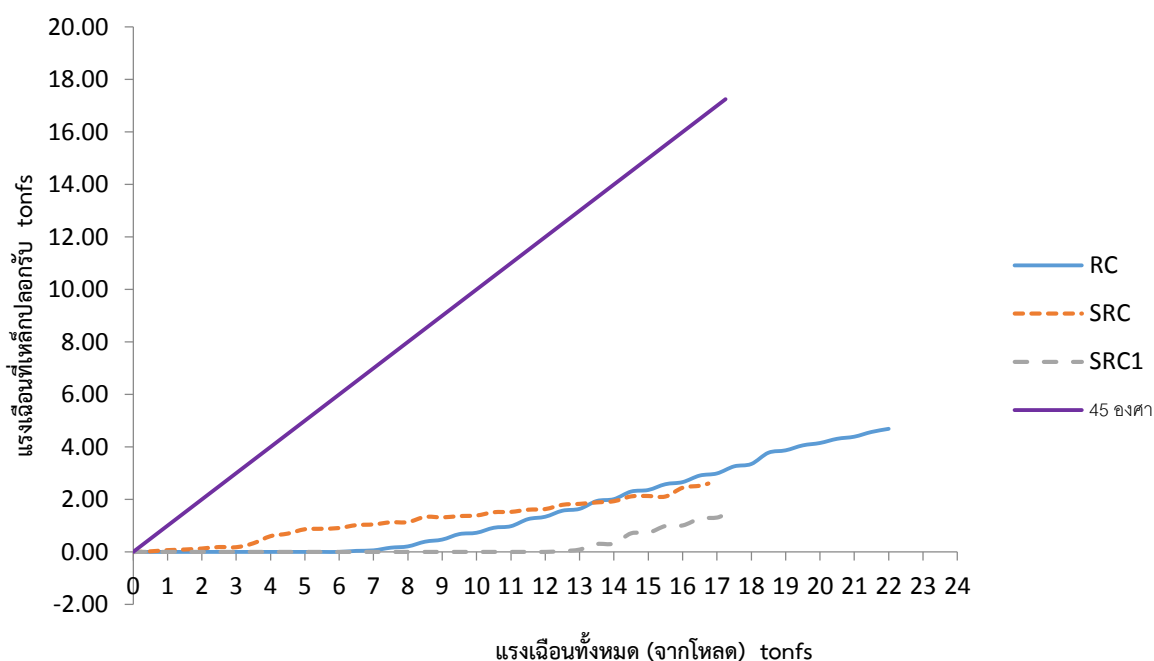
ในการทดสอบพบว่า เหล็กปลอกตำแหน่ง 140 cm ไม่ได้รับแรงแต่อย่างใด เพราะจากค่าในข้อมูลไม่เกิดการยืดตัวของ Strain gage ที่ตำแหน่งนี้เลย เป็นเพราะเงื่อนไขของค่า a/d ratio นั้นมีค่าเท่ากับ 3.75 ซึ่งเป็นค่าที่จะทำให้คานวิบัติแบบแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน แต่การทดสอบในครั้งนี้หน้าตัดทั้ง 4 หน้าตัดเกิดการวิบัติแบบแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน และวิบัติจากแรงดัดอย่างเดียวแตกต่างกันไป แล้วแต่องค์ประกอบการจัดหน้าตัดทดสอบ โดยสังเกตได้จากรอยร้าว ที่มีระยะออกมาจากกึ่งกลางของทั้ง 4 หน้าตัดไม่เกินประมาณ 60 cm รอยร้าว ในโซนนี้เป็นรอยร้าวที่เกิดจากการวิบัติแบบแรงดัด และที่ระยะที่ไกลออกมาจะเป็นรอยร้าวที่เกิดจากแรงเฉือน แต่ในการทดสอบแรงเฉือนวิ่งมาไม่ถึงตำแหน่งที่ 140 cm เพราะฉะนั้นแรงเฉือนจึงปรากฏค่าให้เห็นในช่วงที่ติด Strain gage ที่ระยะ 75 cm เท่านั้น โดยกราฟด้านล่างเป็นกราฟที่แสดงค่าความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กปลอกที่ตำแหน่ง 75 cm จากกึ่งกลางคาน



รูปที่ 4-2 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่เหล็กปลอกกับน้ำหนักบรรทุก

จากกราฟที่ได้ข้างต้น จะเห็นได้ว่า หน้าตัด RC มีค่าเป็นลบจากการให้น้ำหนักบรรทุกเริ่มต้นไปจนถึงช่วงน้ำหนักบรรทุกค่าน้อยประมาณ 12 ตันและกลับมามีค่าเป็นบวก ส่วนหน้าตัด SRC มีค่าเป็นบวกตั้งแต่เริ่มทำการให้น้ำหนักบรรทุก ซึ่งแตกต่างจากหน้าตัด SRC ที่มีค่าเป็นลบค่อนข้างมากก่อนที่จะกลับมามีค่าเป็นบวกในช่วงน้ำหนักบรรทุกประมาณ 25 ตัน จากการวิเคราะห์พบว่า เหล็กปลอกจะรับแรงก็ต่อเมื่อโครงสร้างเกิดรอยร้าวขึ้น โดยรอยร้าวนี้จะพยายามแยกตัวออกจากกัน เหล็กปลอกก็จะทำหน้าที่ในการต้านทานการแยกตัวของรอยร้าวนี้ ส่งผลให้เหล็กปลอกเกิดการยืดตัวออก เพราะฉะนั้นค่าที่วัดได้จาก Strain gage ต้องมีค่าเป็นบวกเนื่องจากการยืดออกของเหล็กปลอก ส่วน

ค่าที่เป็นลบนั้น หมายความว่าเหล็กปลอกไม่ได้ช่วยต้านการแยกตัวของรอยร้าว แต่อย่างไรเลย ซึ่งจากกราฟพบว่า หน้าตัด RC เหล็กปลอกจะเริ่มทำงานเมื่อให้น้ำหนักบรรทุกไปได้ประมาณ 12 ตัน สังเกตจากกราฟความเครียด ที่มีค่าเริ่มเป็นบวก ส่วนหน้าตัด SRC กราฟของความเครียดมีค่าเป็นบวกตั้งแต่เริ่มการให้น้ำหนักบรรทุก หมายความว่า เหล็กปลอกเริ่มรับแรงตั้งแต่แรกที่มีการให้น้ำหนักบรรทุกหรือเริ่มเกิดแรงเฉือนขึ้นกับโครงสร้าง หน้าตัด SRC1 กราฟของความเครียด มีค่าเป็นลบก่อน และกลับมาเป็นบวกประมาณ 25 ตัน ซึ่งหมายความว่าเหล็กปลอกจะเริ่มรับแรงขณะน้ำหนักบรรทุก 25 ตัน



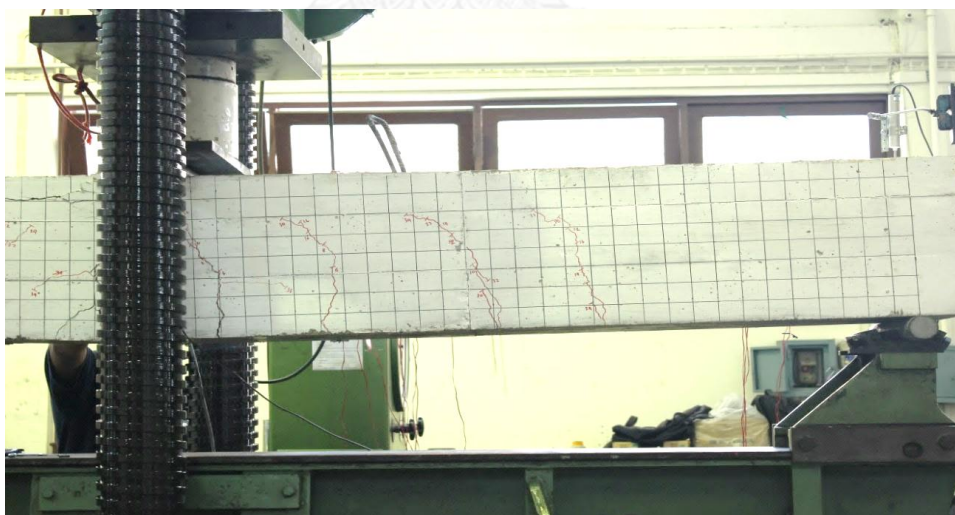
รูปที่ 4-3 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนแรงกระทำกับแรงเฉือนที่เหล็กปลอกรับ

จากกราฟเส้น 45 องศา หมายถึง เส้นที่บอกว่าการใส่แรงเฉือนเข้าไปเท่าไร โครงสร้างก็จะสามารถรับได้เท่านั้น และกราฟที่แสดงค่าแรงเฉือนของแต่ละหน้าตัดนั้นคือกราฟที่ ในช่วงของค่าแรงเฉือนหนึ่งๆนั้น เหล็กปลอกรับแรงเฉือนไปเท่าไร หรืออาจจะกล่าวโดยง่ายว่า เหล็กปลอกรับภาระของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นไปทั้งหมดเท่าไร ซึ่งจากทฤษฎีพบว่า การรับแรงเฉือนของโครงสร้างจะแบ่งออกเป็นสองส่วนอย่างง่าย ๆ คือ หนึ่ง Vc การรับแรงเฉือนด้วยคอนกรีต และสองคือ Vs การรับแรงเฉือนด้วยเหล็กปลอก ซึ่งแต่ละหน้าตัดก็จะมีมารับแรงในแต่ละส่วนแตกต่างกันออกไป ยกตัวอย่างเช่น หน้าตัด RC เหล็กปลอกจะเริ่มทำงานเมื่อค่าของแรงเฉือนเกิดขึ้นมาแล้วประมาณ 6 ตัน หน้าตัด SRC เหล็กปลอกเริ่มทำงานตั้งแต่เริ่มต้น และหน้าตัด SRC1 เหล็กปลอกเริ่มทำงานเมื่อแรงเฉือนเกิดขึ้นประมาณ 12 ตัน โดยช่วงก่อนที่เหล็กปลอกจะเริ่มทำงานนั้น ส่วนอื่นของโครงสร้างก็จะทำหน้าที่รับแรงเฉือนไปก่อน โดยอาจจะพิจารณาง่ายว่าคอนกรีตทั้งหมดที่รับแรงเฉือนส่วนนี้ไป

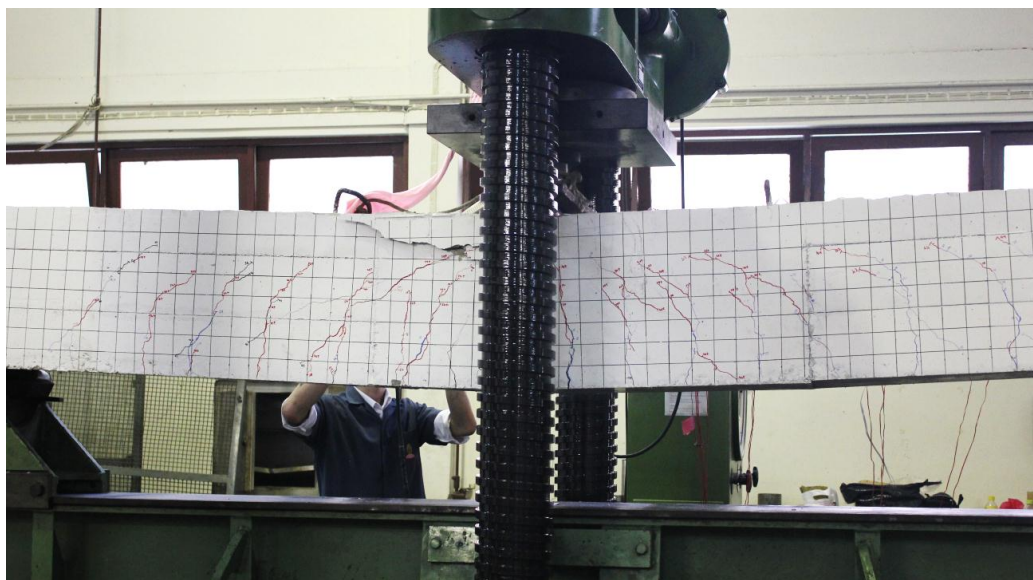
แต่ในความเป็นจริงแล้ว ส่วนของโครงสร้างอีกหลายส่วนที่สามารถรับแรงเฉือนได้อีก เช่น เหล็กยื่นของคาน และการเกิด interlocking ของหินภายในคอนกรีต เป็นต้น

ในหน้าตัด SRC มีการใช้เหล็กรูปพรรณตัวไอขนาดใหญ่ในการรับแรง ซึ่งเหล็กดังกล่าวนี้สามารถช่วยรับแรงเฉือนได้ค่อนข้างมาก ซึ่งจากกราฟข้างต้นของหน้าตัด SRC ได้หักลบแรงเฉือนที่เหล็กตัวไอนั้นช่วยรับไปแล้ว โดยให้พื้นที่ของเอวตัวไอเท่านั้นที่ช่วยรับแรงเฉือน โดยใช้หลักการที่ว่า เกิด compatibility ของความเครียด เท่ากันทั้งหน้าตัดที่ทำการติด Strain gage ในเหล็กปลอก เพราะฉะนั้นถ้าทราบค่าความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กปลอก ก็จะสามารถทราบค่าของความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กไอ ที่ตำแหน่งเดียวกันได้ เช่นเดียวกับหน้าตัด SRC1 ที่มีเหล็กตัวไอช่วยในการรับแรงเฉือนไปส่วนหนึ่ง บวกกับการรับโดยเหล็กปลอก โดยแรงเฉือนที่เหล็กก็จะรับโดยโครงสร้างส่วนอื่น

ส่วนสาเหตุที่หน้าตัด SRC1 ที่เหล็กปลอกเริ่มทำงานช้ากว่าหน้าตัดอื่นๆ เกิดจาก การที่เหล็กรูปพรรณไม่สามารถถ่ายแรงได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ เนื่องจากเกิดการ Slip ระหว่างตัวเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต โดยจะสังเกตได้จากรอยร้าว ที่ค่อนข้างจะตั้งฉากและมีระยะห่างระหว่างกันของรอยร้าว ที่มาก และจากที่กล่าวไปข้างต้นว่า ถ้าหากรอยร้าว เกิดตั้งฉากกับตัวโครงสร้าง เหล็กปลอกก็ไม่สามารถต้านทานการแยกตัวของรอยร้าวนี้ได้ ต้องรอจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกทุกมีค่าสูงขึ้น รอยร้าว ก็จะเริ่มมีลักษณะเฉียงมากขึ้น โดยรอยร้าว จะลู่เข้าสู่บริเวณรับแรงอัดซึ่งอยู่ด้านบนของตัวโครงสร้าง เมื่อรอยร้าวเริ่มเอียง เหล็กปลอกจึงจะมีความสามารถในการต้านทานการแยกตัวของรอยร้าวได้ซึ่งนั่นหมายความว่าเหล็กปลอกเริ่มทำงานนั่นเอง



รูปที่ 4-4 รอยร้าว (cracks) ที่ตั้งฉากกับคานของหน้าตัด SRC1



รูปที่ 4-5 รอยร้าว (cracks) ที่ตั้งฉากกับคานของหน้าตัด RC

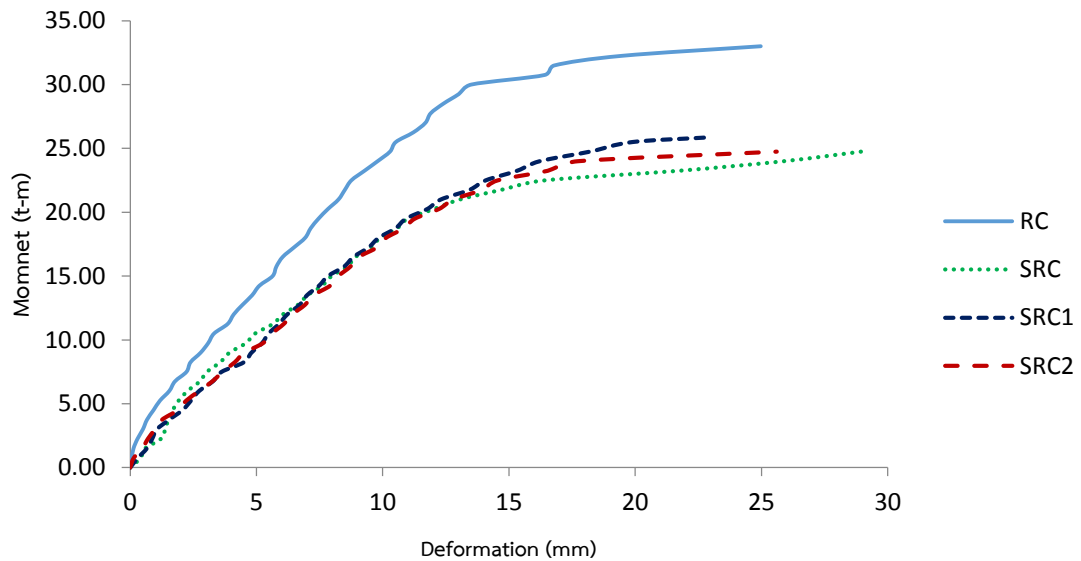
#### 4.2 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและกำลังรับโมเมนต์ดัดของคาน

จากการทดลองโดยให้แรงจุดเดียว (Point Load) ที่บริเวณกึ่งกลางคาน ตามแต่ละหน้าตัดต่างๆ โดยทำการติดตั้ง Strain gage ไว้ที่เหล็กในตำแหน่งต่างๆภายในคาน ดังที่ได้กล่าวไปแล้วในบทที่ 3 ซึ่งแน่นอนว่าเหล็กที่มีผลกับการรับโมเมนต์ดัดมากที่สุดคือ เหล็กที่อยู่บริเวณโซนรับแรงดึงของหน้าตัดหรือเหล็กด้านล่าง ในการทดสอบได้ทำการติดตั้ง Strain gage ที่เหล็กด้านล่างในตำแหน่งเดียวกัน เพื่อให้เกิดระยะความลึกหรือแขนของแรงดึงที่เกิดจากเหล็กใกล้เคียงกัน โดยเหล็กล่างที่กล่าวนี้ได้ทำการติดตั้งเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมตามยาว เพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมในการรับแรง จากการทดสอบกำลังการรับแรงดัดของแต่ละหน้าตัดที่ใช้ในการทดสอบซึ่งได้ผลดังรูปที่ 4-6

จากกราฟรูปที่ 4-6 ได้แสดงค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดที่รับได้ของแต่ละหน้าตัด โดยสามารถสรุปค่าได้ดังนี้

- หน้าตัด RC ได้ค่า Maximum Moment = 33.00 t-m
- หน้าตัด SRC ได้ค่า Maximum Moment = 24.75 t-m
- หน้าตัด SRC1 ได้ค่า Maximum Moment = 25.87 t-m
- หน้าตัด SRC2 ได้ค่า Maximum Moment = 24.75 t-m

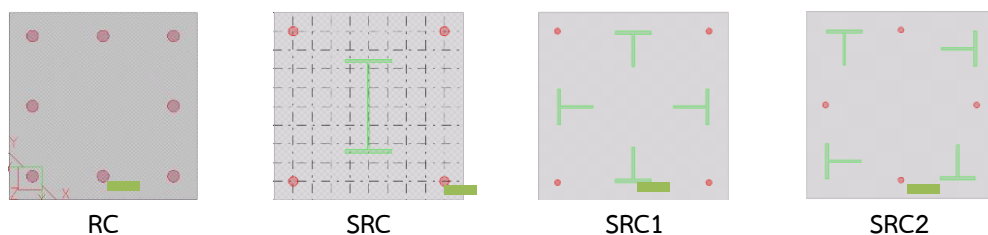
ทั้งนี้ค่าที่แสดงข้างต้นเป็นค่าจริงจากการทดสอบจนถึงจุดที่คานวิบัติจากการรับแรงดัด โดยเอาจุดที่ เครื่อง UTM 500 ตันไม่สามารถขึ้นน้ำหนักบรรทุกสูงกว่านี้ได้แล้ว เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกตก เพราะคานเกิดการวิบัติ เป็นเกณฑ์ในการหยุดการทดสอบและบันทึกค่าการทดสอบ แต่ในความเป็นจริงแล้วยังไม่สามารถเปรียบเทียบผลการทดสอบทั้งสี่หน้าตัดได้อย่างร้อยเปอร์เซ็นต์เนื่องจาก



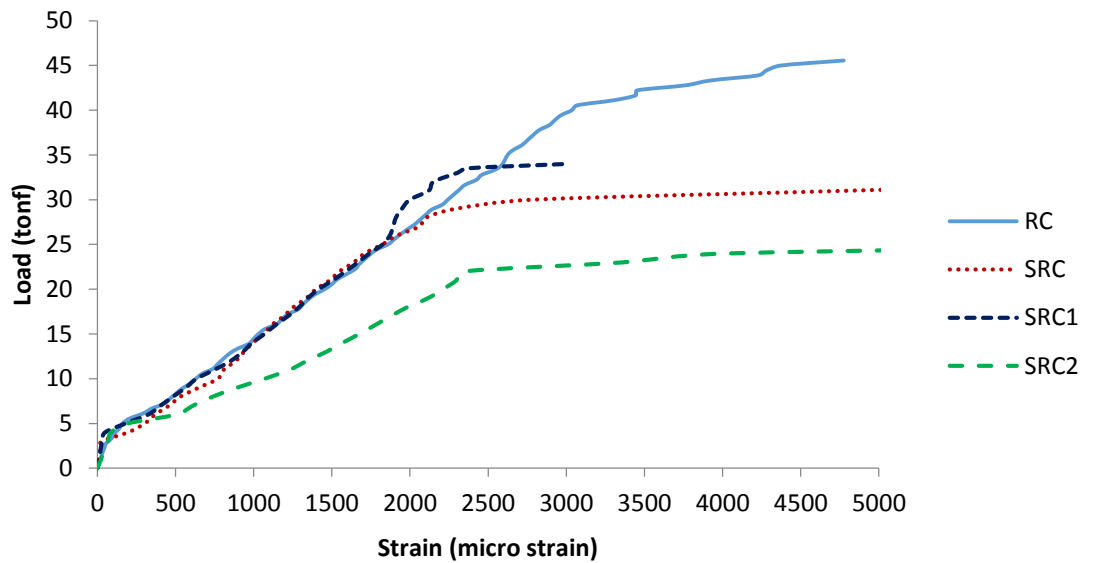
รูปที่ 4-6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าการโก่งตัวของโครงสร้าง

1. คอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบมีค่ากำลังไม่เท่ากัน ดังนั้นในการสรุปผลการทดสอบเพื่อเปรียบเทียบจะต้องมีการทำให้พจน์ของโมเมนต์อยู่ในรูปที่ลดอนค่ากำลังของคอนกรีตทิ้งไปแล้ว แต่ทั้งนี้ค่าที่ได้จากการลดทอนก็อาจจะไม่มีความถูกต้องเท่าที่ควร
2. มีการจัดหน้าตัดทดสอบที่ต่างกันก็จริง แต่เปอร์เซ็นต์ของเหล็กด้านล่างของแต่ละหน้าตัดนั้นมีค่าต่างกัน เมื่อคานได้รับแรงดัดนั้น ตามทฤษฎีแล้วกำลังการรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัด จะขึ้นอยู่กับแรงดัดที่เกิดขึ้นกับเหล็กล่าง พื้นที่หน้าตัดของเหล็กล่างและระยะลึกประสิทธิผล (effective depth) เพื่อที่ค่าเหล่านี้จะคูณกันกลายเป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ได้
3. จากการทดสอบพบว่าเกิดการลื่นไถลของเหล็กรูปพรรณขึ้นระหว่างตัวเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต ทั้งเหล็กตัวที่ และตัวไอส่งผลให้หน้าตัดไม่สามารถต้านทานแรงดัดได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ

และจากกราฟรูปที่ 4-7 เป็นกราฟที่แสดงผลของค่าความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กล่างของหน้าตัดต่างๆ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน เนื่องจากอาจจะทราบค่าความเครียดที่เกิดขึ้นของจุดที่มีโมเมนต์สูงสุด โดยที่มีตำแหน่งการติด ดังนี้







รูปที่ 4-7 กราฟที่แสดงความสัมพันธ์ของความเครียดที่เหล็กกลางกับน้ำหนักบรรทุกทุกในโครงสร้าง

จากภาพแสดงตำแหน่งการติด Strain gage ในหน้าตัด RC มี Strain gage ติดอยู่กับเหล็ก DB25 หน้าตัดของ SRC มี Strain gage ติดอยู่กับเหล็ก DB20 ส่วนหน้าตัด SRC1 มี Strain gage ติดกับเหล็กรูปพรรณรูปตัวที และหน้าตัด SRC2 ติดที่เหล็ก DB12 ซึ่งจะเห็นความแตกต่างได้อย่างชัดเจนในเรื่องของตำแหน่งการติดและการจัดหน้าตัดทดสอบ เนื่องจากที่ได้กล่าวไปข้างต้นว่า หน้าตัดที่มีการใช้เหล็กรูปพรรณนั้น เกิดการถ่ายแรงไม่สมบูรณ์ เนื่องจากการลื่นไถลระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต ส่งผลให้เหล็กรูปพรรณไม่ได้รับแรงอย่างเต็มประสิทธิภาพ ซึ่งแตกต่างจากหน้าตัด RC ที่มีการถ่ายแรงอย่างสมบูรณ์ เนื่องจากเป็นเหล็กข้ออ้อย ทำให้สามารถรับแรงดัดได้ดีกว่าหน้าตัดอื่น ในเมื่อเกิดการลื่นไถล (slip) ขึ้นในเหล็กรูปพรรณ ส่งผลให้ตัวเหล็กรูปพรรณเองไม่สามารถรับแรงได้ แรงที่เหล็กดัดกล่าวจึงไปตกกับเหล็กที่ตำแหน่งอื่นๆ ยกตัวอย่างเช่น หน้าตัด SRC2 มีค่าการครากของเหล็กกลางที่ค่าน้ำหนักบรรทุกต่ำมาก ส่วนหนึ่งมาจาก Strain gage ติดอยู่กับตำแหน่งของเหล็กที่มีขนาดเล็ก ผนวกกับการที่เหล็กรูปพรรณด้านข้างทั้งสองฝั่ง ไม่สามารถถ่ายแรงหรือช่วยรับแรงได้มากเท่าที่ควร ภาระการรับแรงจึงมาตกอยู่ที่เหล็ก DB12 เท่านั้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น ส่งผลให้เกิดการครากของเหล็กกลางอย่างรวดเร็ว อีกตัวอย่างหนึ่งก็คือ หน้าตัด SRC1 ที่มีการติด Strain gage ที่เหล็กรูปพรรณตัวที ตัวอย่างนี้จะเห็นได้อย่างชัดเจนเลยว่า เหล็กตัวทีไม่สามารถช่วยรับแรงดัดได้เลย โดยสังเกตว่าเมื่อมีการเริ่มครากของเหล็กตัวที คานก็ถูกกดจนวิบัติทันทีหลังจากนั้น ซึ่งแสดงให้เห็นถึงการทำงานที่ไม่เต็มประสิทธิภาพของเหล็กรูปพรรณที่เกิดขึ้นจากการลื่นไถล (slip) ในโครงสร้าง

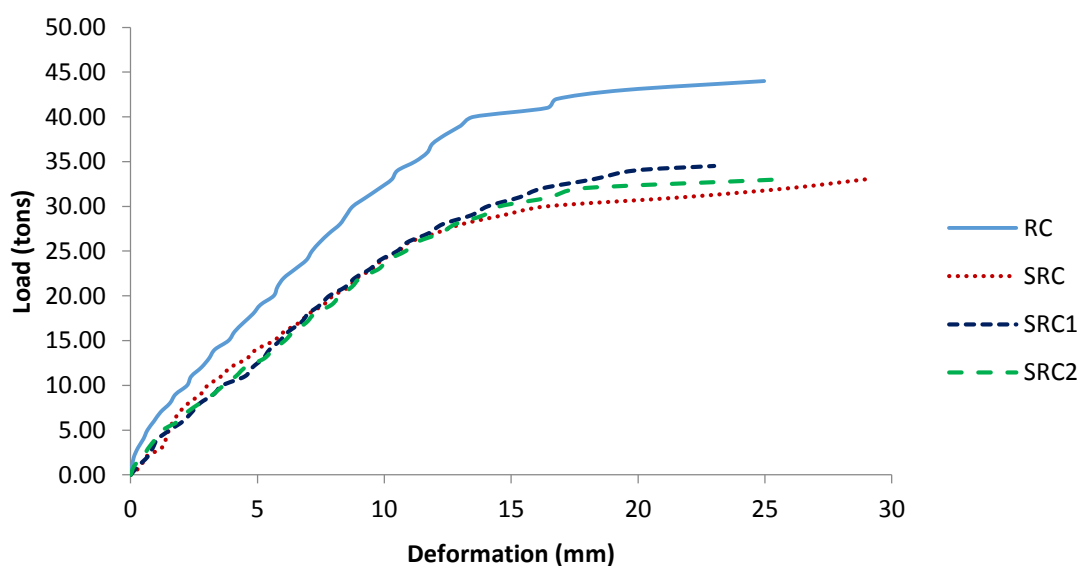
ตาราง 4-3 ตัวอย่างค่าความเครียดของเหล็กภายในหน้าตัด SRC1 ในช่วงน้ำหนักบรรทุกต่างๆ

Load	DB12	เหล็ก T	DB12
10	2017.12	791.76	1178.48
20	2575.11	1445.31	1894.53
25	2927.88	1883.71	2001.80
30	3153.54	1854.86	2054.98
32	4877.69	2157.20	5683.58
34	6135.20	2664.66	9845.83

จากตารางที่ 4-3 จะเห็นได้ว่าค่าความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กรูปพรรณนี้มีค่าน้อยมาก โดยอาศัยทฤษฎีที่ว่า ในหน้าตัดหนึ่งๆ ค่าความเครียดที่ตำแหน่งเดียวกันต้องมีค่าเท่ากันหรือไปพร้อมกัน โดยจากตารางจะเห็นว่าเหล็ก DB12 ค่าความเครียดเพิ่มขึ้นไปจนถึงค่าสูงสุดของค่าที่วัดได้จาก Data Logger แล้ว แต่ค่าความเครียดของเหล็กตัวที่ยังมีค่าแค่ประมาณ 2600 ไมโครเท่านั้น

#### 4.3 พฤติกรรมการโก่งตัว (Deformation) และความโค้งเนื่องจากโมเมนต์ดัด (Curvature)

จากผลการทดสอบสามารถนำค่าที่อ่านได้จาก LVDT ในทุกๆช่วงการให้น้ำหนักบรรทุก มาพล็อตแสดงความสัมพันธ์ได้ดังรูปที่ 4-8

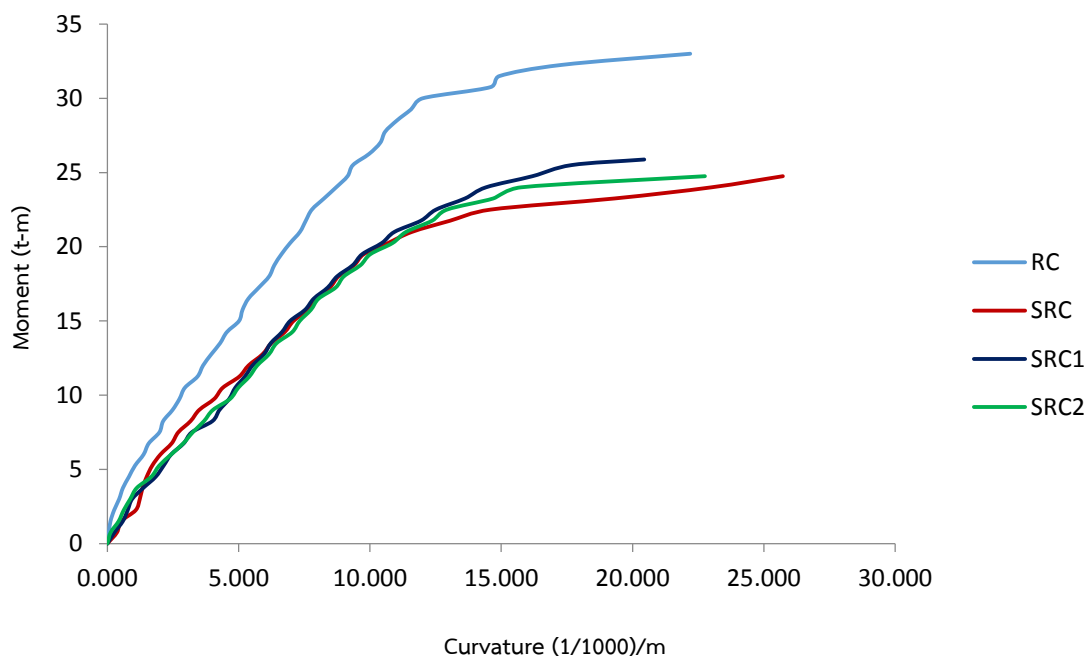


รูปที่ 4-8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของโครงสร้าง

จากกราฟสามารถสรุปเป็นค่า Maximum Deformation (mm) ได้ดังนี้

- หน้าตัด RC ได้ค่า Maximum Deformation = 24.97 mm
- หน้าตัด SRC ได้ค่า Maximum Deformation = 28.94 mm
- หน้าตัด SRC1 ได้ค่า Maximum Deformation = 23.00 mm
- หน้าตัด SRC2 ได้ค่า Maximum Deformation = 25.60 mm

จากการทดสอบพบว่า ค่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้นจากการให้น้ำหนักบรรทุกแบบวัฏจักร(Cyclic) จะมีค่ากลับมาใกล้เคียงศูนย์ในช่วงน้ำหนักบรรทุกค่าหนึ่งๆแล้วแต่หน้าตัดที่ใช้ในการทดสอบ โดยขึ้นอยู่กับว่าหน้าตัดไหนจะเกิดการครากก่อนกัน นั้นหมายถึงการเริ่มมีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น (Inelastic) โดยจะสังเกตได้จากเส้นของกราฟที่เริ่มโค้งออกจากแนวเส้นตรง โดยที่ค่าการโก่งตัวจะขึ้นอยู่กับความแข็ง(Stiffness) ของโครงสร้าง กำลังของคอนกรีต และรอยร้าวที่เกิดขึ้น เนื่องจากจะทำให้ค่าโมเมนต์ความเฉื่อย(Moment of inertia) ลดลงและจากค่าที่ได้จากการโก่งตัว สามารถนำมาหาค่าของความโค้ง (Curvature) ของโครงสร้างได้ดังที่รูปที่ 4-9



รูปที่ 4-9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง (Curvature)



#### 4.4 ลักษณะการแตกร้าวที่เกิดขึ้นแต่ละหน้าตัด

จากการทดสอบรูปแบบหน้าตัดต่าง ๆ พบว่าลักษณะของรอยร้าว (Crack) ที่เกิดขึ้นนั้นมีลักษณะที่แตกต่างกันในแต่ละหน้าตัด ในการทดสอบนั้นได้ทำการตีตารางขนาด 5x5 ซม. ด้านข้างของคาน จากนั้นเมื่อติดตั้งตัวอย่างพร้อมที่จะทดสอบ ทำการรดน้ำหนักลงที่คานที่ละ 2 ตันและทำการวาดรอยร้าวที่เกิดขึ้น จากนั้นก็คืนน้ำหนักที่กดมาที่ศูนย์ แล้วรดน้ำหนักเพิ่มจากเดิมอีกทีละ 2 ตันเป็นรอบ ๆ อย่างนี้ไปจนกว่าชิ้นตัวอย่างจะเกิดการวิบัติ และระหว่างการทดสอบได้มีการถ่ายรูปรอยร้าวในทุก ๆ น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น สามารถอธิบายรอยร้าว (Crack) ในแต่ละหน้าตัดได้ดังต่อไปนี้

##### 4.4.1 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดจากหน้าตัด RC

หน้าตัด RC พบว่ารอยร้าวแรกที่เกิดขึ้นเมื่อทำการนำน้ำหนักบรรทุกน้ำหนักกดที่คานมีค่าเท่ากับ 6 ตัน มีรอยร้าวเล็ก ๆ ที่ข้างคานบริเวณขอบด้านล่าง และเมื่อทำการนำน้ำหนักบรรทุกไป 8 ตัน รอยร้าวเริ่มยาวขึ้น และเริ่มกระจายเป็นเส้น ๆ ตั้งฉากกับแนวคาน ออกไปด้านข้างไปหาจุดรองรับ แต่รอยร้าวดังกล่าวยังถือว่าอยู่ในช่วงของโซนรอยร้าวที่เกิดจากแรงดัดและเมื่อกด 16 ตันจะเห็นรอยร้าวมีขนาดยาวขึ้นชัดเจนวิ่งจากล่างขึ้นไปด้านบนของคาน จากนั้นทำการนำน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ ถึงที่ 24 ตัน รอยแตกข้างบนเริ่มโค้งเข้าหากกลางคาน และเห็นรอยแตกใต้คานทะลุถึงกันสองฝั่งที่น้ำหนักบรรทุก 28 ตัน stain gage ตัวแรกขาดที่ 40 ตันซึ่งเป็นเหล็กที่ติดอยู่ด้านล่าง กดต่อไปจนน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ 44 ตัน จนกระทั่งคานไม่สามารถรับแรงต่อไปได้อีก คอนกรีตแตกและหลุดร่อนออกจากบริเวณที่ทำการกดและเกิดการวิบัติของคานขึ้น

จากรอยร้าวที่เกิดขึ้นเริ่มแรกที่ท้องคานจะเป็นรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัด (flexural cracks) ที่เกิดขึ้นก่อนรอยร้าวนี้จะมีแนวตั้งฉากกับแนวยาวของคานวิ่งขึ้นถึงใกล้จุดกึ่งกลางคาน จากนั้นมีรอยร้าวแนวเฉียงเกิดขึ้นที่บริเวณโซนกลาง ๆ แล้วบรรจบกับรอยร้าวที่วิ่งขึ้นจากด้านล่าง ทำให้เกิดรอยร้าวที่เป็นลักษณะโค้งเข้าหาจุดที่น้ำหนักกระทำ ลักษณะรอยร้าวเช่นนี้จะเป็รอยร้าวแบบโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือน (flexural-shear cracks) โดยรอยร้าวที่เกิดในโซนของแรงเฉือนจะเกิดในช่วงน้ำหนักบรรทุกประมาณ 36 ตัน และไล่ยาวเฉียงขึ้นไปหาโซนคอนกรีตรับแรงอัดด้านบนจนถึง 44 ตัน ที่คานเกิดการวิบัติ

##### 4.4.2 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดจากหน้าตัด SRC

หน้าตัด SRC รอยร้าวเกิดขึ้นเมื่อทำการรดน้ำหนักที่ 4 ตัน แนวสั้น ๆ วิ่งจากล่างคานขึ้นไป รอยร้าวเกิดขึ้นตามแนวเดิมขึ้นไปจนถึงประมาณ 18 ตัน พบว่าเริ่มมีจำนวนมากขึ้น และรอยร้าวกระจายตัวแนวตั้งฉากกับคานออกมาหาจุดรองรับเป็นช่วง ๆ ตามน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ และรอยแตกเริ่มมีขนาดใหญ่ขึ้นเมื่อกดน้ำหนักที่ 30 ตัน และ stain gage ตัวแรก ซึ่งเป็นตัวที่ติดกับเหล็กล่าง

พังที่น้ำหนักบรรทุก 32 ตัน และไม่สามารถให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มต่อไปได้อีก คอนกรีตส่วนบนด้านรับแรงอัดแตกออกเป็นชิ้นและหยุดทำการทดสอบ จากการสังเกตพบว่า รอยร้าวของหน้าตัด SRC มีระยะห่างระหว่างรอยร้าวถัดไปมากกว่าของหน้าตัด RC รวมถึงรอยร้าวมีการกระจายตัวไปถึงโซนรอยร้าวที่เกิดจากแรงเฉือนน้อยกว่าหน้าตัด RC และในช่วงน้ำหนักบรรทุกท้ายๆ ก่อนที่คานจะวิบัตินั้น รอยร้าวไม่ค่อยมีการโค้งตัวเข้าหาจุดกึ่งกลางคานเหมือนหน้าตัด RC ซึ่งอาจจะกล่าวได้ว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นนี้เกิดจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนก็ได้ แต่อาจจะมียผลของแรงเฉือนที่ค่อนข้างน้อย

#### 4.4.3 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากหน้าตัด SRC1

หน้าตัด SRC 1 พบว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นรอยแรกเมื่อน้ำหนักกระทำที่ 6 ตัน เกิดใกล้บริเวณแนวที่น้ำหนักกระทำตรงกลางด้านล่างวิ่งขึ้นจากล่างขึ้นบน กระจายออกไปด้านข้างหาจุดรองรับโดยแนวรอยแตกตั้งฉากกับแนวคาน และเมื่อน้ำหนักบรรทุกไปที่ 14 ตันรอยแตกตรงกลางด้านล่างทะลุถึงกันเรียบร้อยแล้ว จากนั้นทำการให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ จนถึงประมาณ 34 ตัน stain gage ที่ติดอยู่กับเหล็กด้านล่างไม่สามารถอ่านค่าต่อไปได้ เพราะเนื่องจาก Strain ของเหล็กเกินค่าที่ตั้งไว้ในโปรแกรม จากนั้นกดต่อไปจนกระทั่งถึงที่ 36 ตัน คานไม่สามารถรับแรงกดต่อไปได้อีก คอนกรีตส่วนของคานแตกออกและหลุดทดสอบหลังจากที่คานวิบัติ จากการสังเกตรอยร้าวที่เกิดขึ้นตลอดการทดสอบนั้น พบว่ารอยร้าวมีลักษณะตั้งฉากกับตัวคานในช่วงน้ำหนักบรรทุกแรกๆ และรอยร้าวจะวิ่งต่อไปในแนวเดิม ขึ้นไปจนถึงค่าประมาณ 14 ตัน หลังจากนั้นรอยร้าวมาเกิดอีกที ในช่วงน้ำหนักบรรทุกประมาณ 22 ตัน หลังจากนั้นรอยร้าวก็ได้หายไปอีก แล้วกลับมาปรากฏอีกตอนน้ำหนักบรรทุกประมาณ 32 ตัน ซึ่งหลังจากนั้นคานก็วิบัติแล้ว รอยร้าวลักษณะนี้ย่อมไม่เป็นผลดีกับการใช้งานจริงของโครงสร้าง เพราะรอยร้าวจะไม่เกิดให้เห็นเป็นระยะๆ หรือไม่มีสัญญาณเตือนใดๆ ก่อนเลย แต่รอยร้าวจะมาเกิดในช่วงน้ำหนักบรรทุกหลายๆ ซึ่ง ณ ตอนนั้น คานก็ใกล้ที่จะวิบัติแล้ว ข้อสังเกตอีกอย่างคือ รอยร้าวที่เกิดขึ้นค่อนข้างกระจุกตัวอยู่ในโซนของรอยร้าวที่เกิดจากแรงดัดเป็นเพราะความสามารถในการรับแรงดัดของหน้าตัดนี้ค่อนข้างต่ำ จึงทำให้คานวิบัติแบบแรงดัดอย่างเดียว

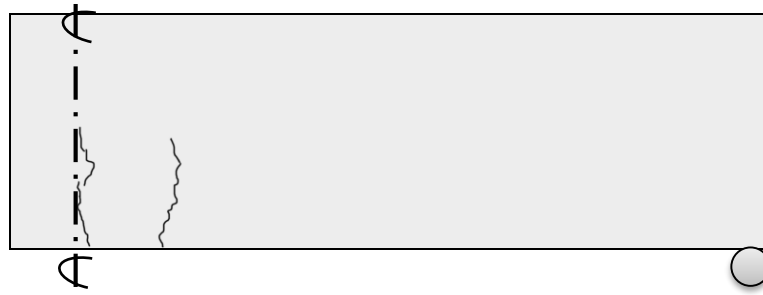
#### 4.4.4 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากหน้าตัด SRC2

หน้าตัด SRC 2 พบว่ารอยร้าวแรกที่เกิดขึ้นเมื่อทำการกดน้ำหนักลงบนคานเท่ากับ 6 ตัน ห่างจากแนวกลางที่น้ำหนักกดกว่าตัวอื่น ๆ เมื่อถึง 10 ตัน เกิดรอยร้าวที่ถัดออกไปหาจุดรองรับอีกแนว ยาวขึ้นถึงประมาณกึ่งกลางคาน เมื่อน้ำหนักบรรทุกถึง 16 ตันเกิดรอยร้าวแนวยาวขึ้นจากบนลงล่างที่ใกล้แนวที่น้ำหนักกระทำลงมา และเกิดรอยร้าวแทรกใหม่ระหว่างรอยร้าวเดิม มีความถี่ของรอยร้าวมากขึ้น และเมื่อกดถึง 24 ตัน รอยร้าวเริ่มกระจายตัวออกและเอียงเฉียงขึ้นจากแนวกลางของคาน stain gage ตัวแรกขาดที่ 26 ตันเป็นตัวที่ติดกับเหล็กเส้นตรงกลาง และเมื่อน้ำหนักบรรทุกขึ้นไป

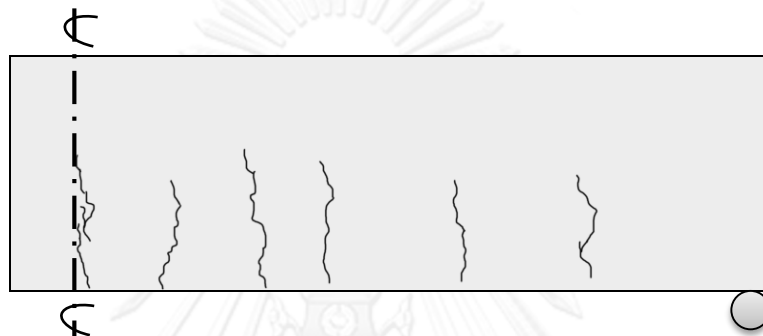
อีกเรื่อย ๆจนกระทั่ง 33 ตัน คานไม่สามารถรับน้ำหนักต่อไปได้อีก คอนกรีตด้านบนรับแรงอัดแตกและหยุดทำการทดสอบ รอยร้าวในหน้าตัดนี้มีลักษณะคล้ายคลึงกับของหน้าตัด SRC เนื่องจากรอยร้าวส่วนมากเกิดบริเวณโซนแรงดัดและมีการกระจายตัวเข้าไปในโซนของแรงเฉือนเล็กน้อย และมีการแตกแขนงของรอยร้าวออกจากแนวรอยเดิมเหมือนกัน ซึ่งรอยร้าวเช่นนี้เป็นรอยร้าวที่เกิดจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY



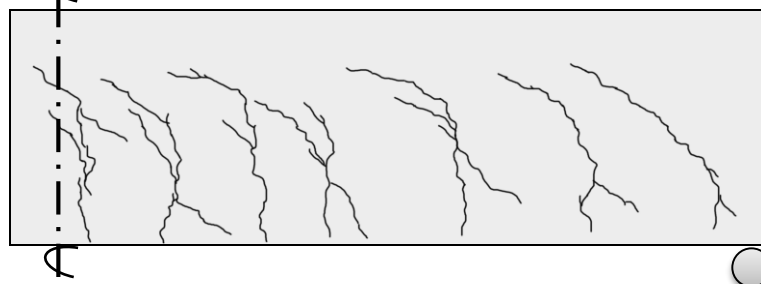
รูปที่ 4-10 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 10 ตันของหน้าตัด RC



รูปที่ 4-11 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 20 ตันของหน้าตัด RC



รูปที่ 4-12 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 30 ตันของหน้าตัด RC



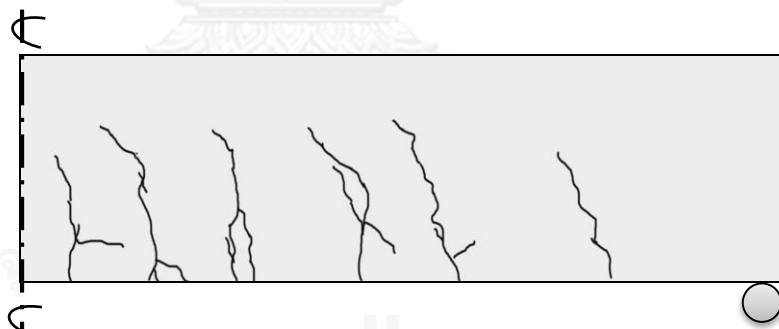
รูปที่ 4-13 แสดงการแตกร้าว (crack) ที่ตัวอย่างวิบัติของหน้าตัด RC



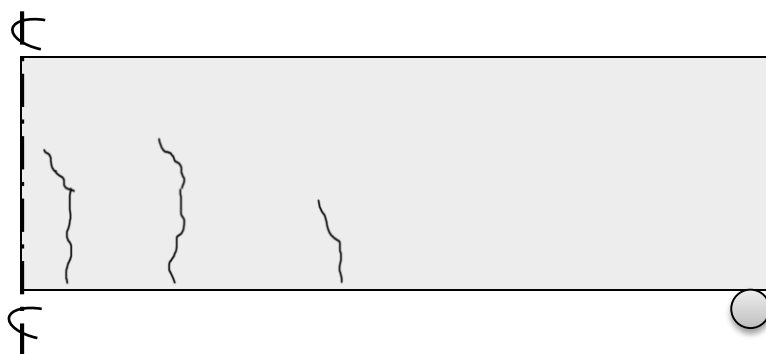
รูปที่ 4-14 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 10 ตันของหน้าตัด SRC



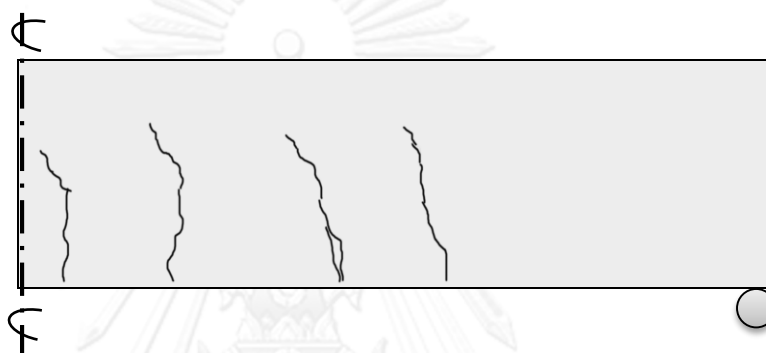
รูปที่ 4-15 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 20 ตันของหน้าตัด SRC



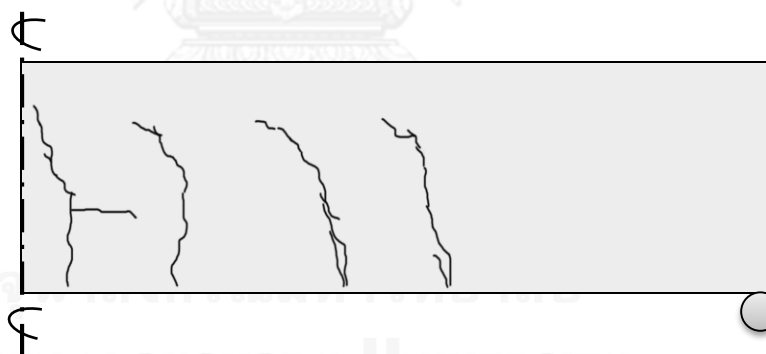
รูปที่ 4-16 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่ตัวอย่างวิบัติของหน้าตัด SRC



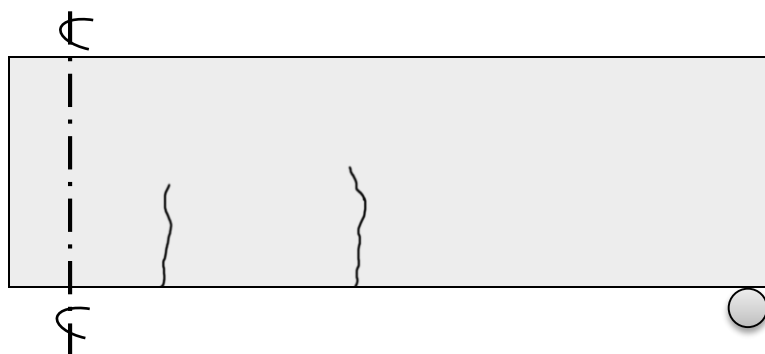
รูปที่ 4-17 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 10 ตันของหน้าตัด SRC1



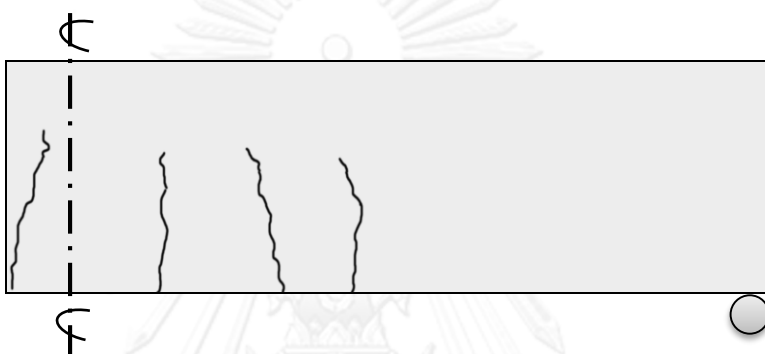
รูปที่ 4-18 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 20 ตันของหน้าตัด SRC1



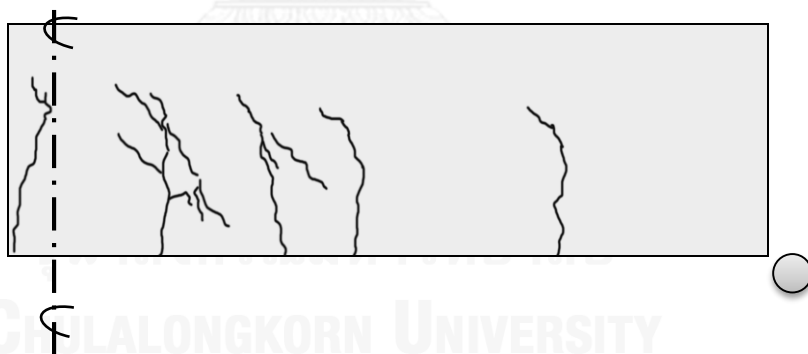
รูปที่ 4-19 แสดงการแตกร้าว (crack) ที่ตัวอย่างวิบัติของหน้าตัด SRC1



รูปที่ 4-20 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 10 ตันของหน้าตัด SRC2



รูปที่ 4-21 แสดงการแตกร้าว (crack) น้ำหนักที่กด 20 ตันของหน้าตัด SRC2



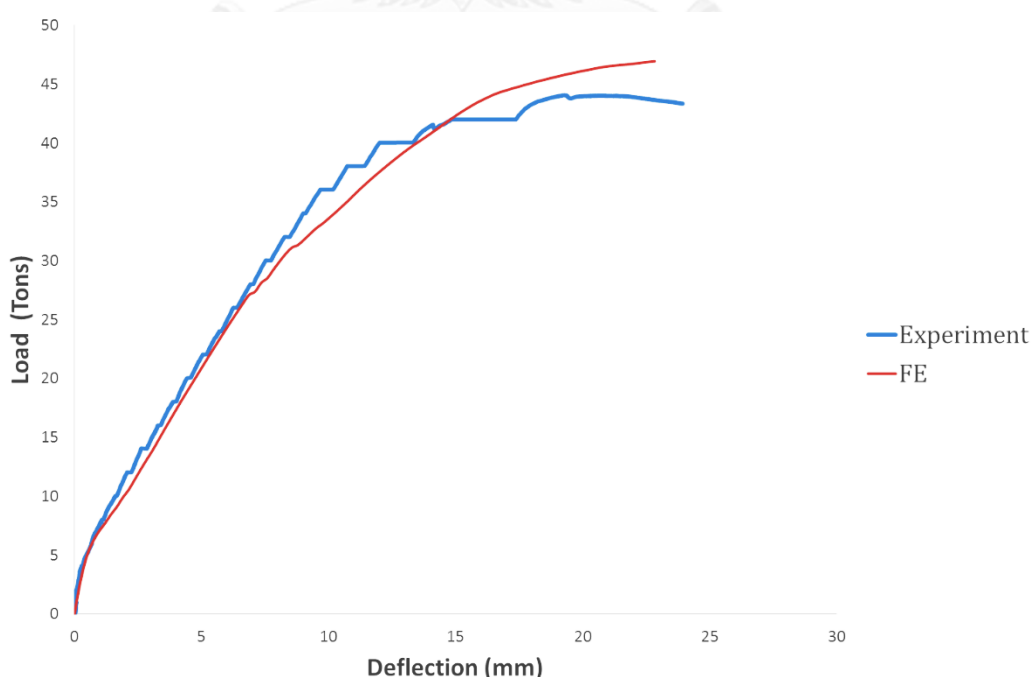
รูปที่ 4-22 แสดงการแตกร้าว (crack) ที่ตัวอย่างวิบัติของหน้าตัด SRC2

#### 4.5 การเปรียบเทียบด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

จากการทดสอบคานทำให้ได้ข้อมูลจากการทดสอบของโครงสร้างและสามารถนำข้อมูลไปใช้ในการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ของการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งแบบจำลองที่ดีจะต้องมีผลการวิเคราะห์เหมือนหรือใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริง ในการเปรียบเทียบหน้าตัดคานจะเปรียบเทียบกับกันทั้งหมด 4 หน้าตัดคือ RC, SRC, SRC1 และ SRC2 ตามลำดับ การตรวจสอบและยืนยันผลการวิเคราะห์หน้าตัดคานเบื้องต้นจะเทียบระหว่างแรงที่กระทำบนโครงสร้างกับค่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้นของผลการทดสอบหน้าตัดจริงกับผลการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ของแต่ละหน้าตัด ในการตรวจสอบและยืนยันผลจากแบบจำลองนี้ เมื่อได้แบบจำลองที่มีความถูกต้องเบื้องต้นแล้วจะนำแบบจำลองไปใช้ในการหาอิทธิพลของการโอบรัดของหน้าตัด และอิทธิพลของแรงยึดเหนี่ยวของหน้าตัดต่อไป

##### 4.5.1 การเปรียบเทียบแบบจำลอง RC กับผลการทดสอบคาน

สำหรับการเปรียบเทียบผลการทดสอบหน้าตัดคานกับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ระหว่างแรงที่กระทำกับการโก่งตัวของโครงสร้างได้ดังรูปที่ 4-23 ซึ่งการวิเคราะห์หน้าตัด RC ถือว่ามีความถูกต้องระดับหนึ่งจากกราฟจะเห็นว่าเส้นของการวิเคราะห์กับการทดสอบแทบจะเป็นเส้นเดียวกัน จึงถือว่าการยืนยันผลเบื้องต้นของหน้าตัด RC มีความถูกต้องพอและเชื่อถือได้

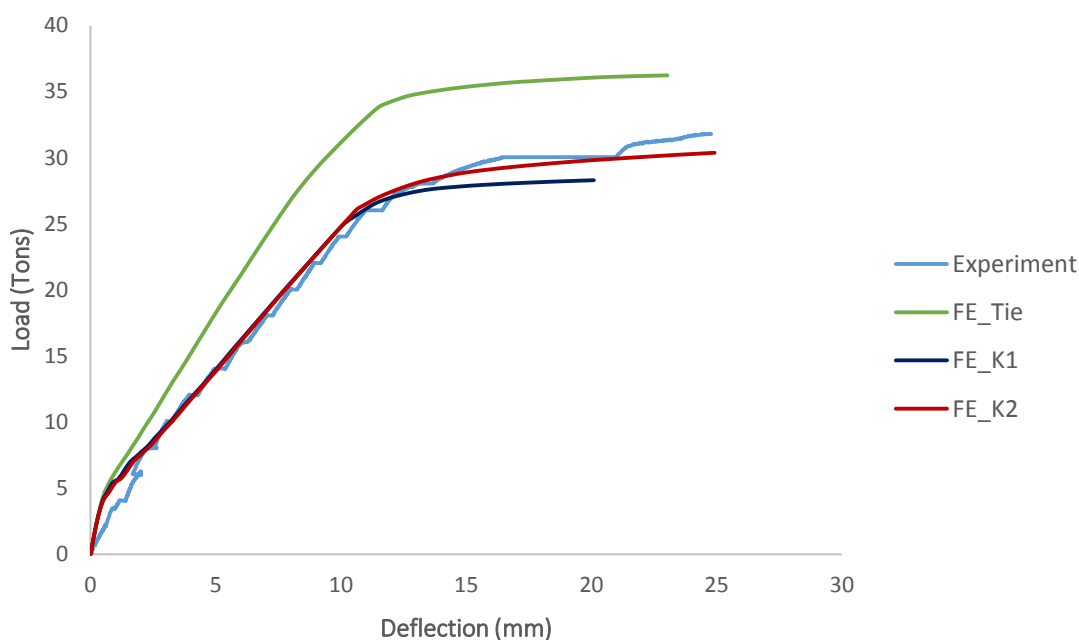


รูปที่ 4-23 แสดงการเปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อการโก่งตัวของคาน RC



#### 4.5.2 การเปรียบเทียบแบบจำลอง SRC กับผลการทดสอบคาน

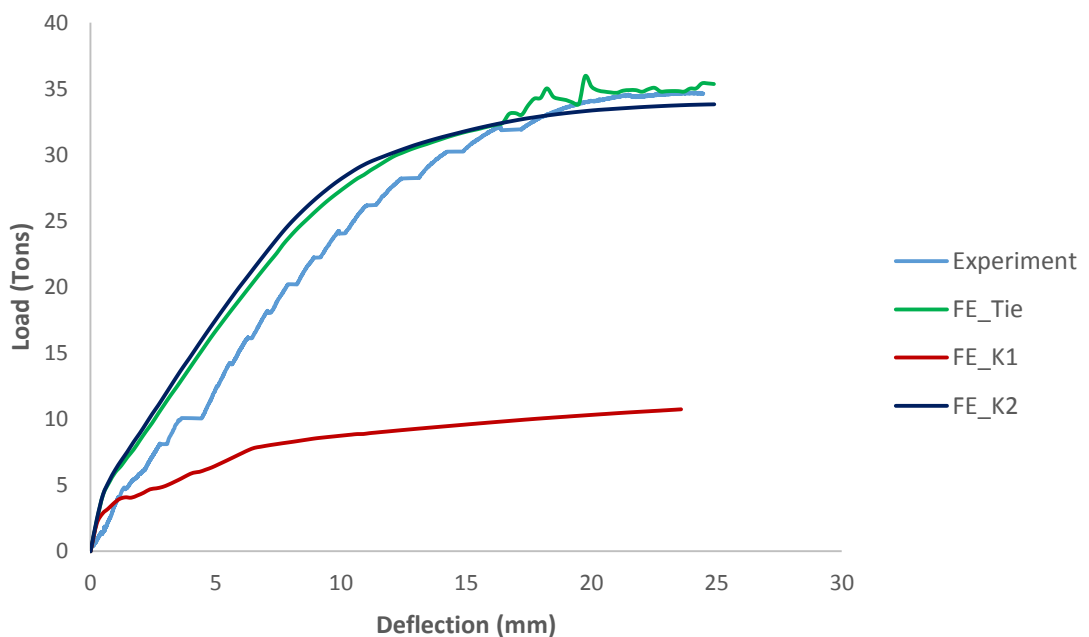
สำหรับการเปรียบเทียบผลการทดสอบหน้าตัดคาน SRC กับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ระหว่างแรงที่กระทำกับการโก่งตัวของโครงสร้างได้ดังรูปที่ 4-24 ซึ่งในการสร้างแบบจำลองจะทำการแปรผันค่าของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของเอลิเมนต์คอนกรีตกับเหล็ก รูปพรรณหลากหลายค่าเพื่อดูผลของการยึดเหนี่ยวที่ส่งผลต่อกำลังการรับแรงดัดของโครงสร้างซึ่งพบว่าจากแบบจำลอง ถ้ามีการยึดแน่นของเอลิเมนต์ระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็ก รูปพรรณ (FE-Tie) จะทำให้กำลังการรับน้ำหนักของโครงสร้างเพิ่มขึ้นอีกมาก แต่จากการทดสอบพบว่าเหล็ก รูปพรรณเกิดการลื่นไถลขึ้นทำให้โครงสร้างสามารถรับกำลังได้น้อย และจากแบบจำลองที่ไม่มีค่าของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัส, FE\_K1 ค่าของการวิเคราะห์จากไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริง สำหรับแบบจำลอง FE\_K2 นั้นเป็นแบบจำลองที่ได้ปรับค่าแรงยึดเหนี่ยวเพื่อให้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ จะเห็นได้ชัดว่าการลื่นไถลของเหล็ก รูปพรรณในโครงสร้างนั้นมีผลอย่างมากต่อกำลังการรับแรงดัดของโครงสร้าง ซึ่งในการยืนยันและปรับค่าแบบจำลองที่เทียบกับการทดสอบเบื้องต้นนี้จะนำไปใช้ในการศึกษาเกี่ยวกับการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัดในบทต่อไป



รูปที่ 4-24 แสดงการเปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อการโก่งตัวของคาน SRC

#### 4.5.3 การเปรียบเทียบแบบจำลอง SRC1 กับผลการทดสอบคาน

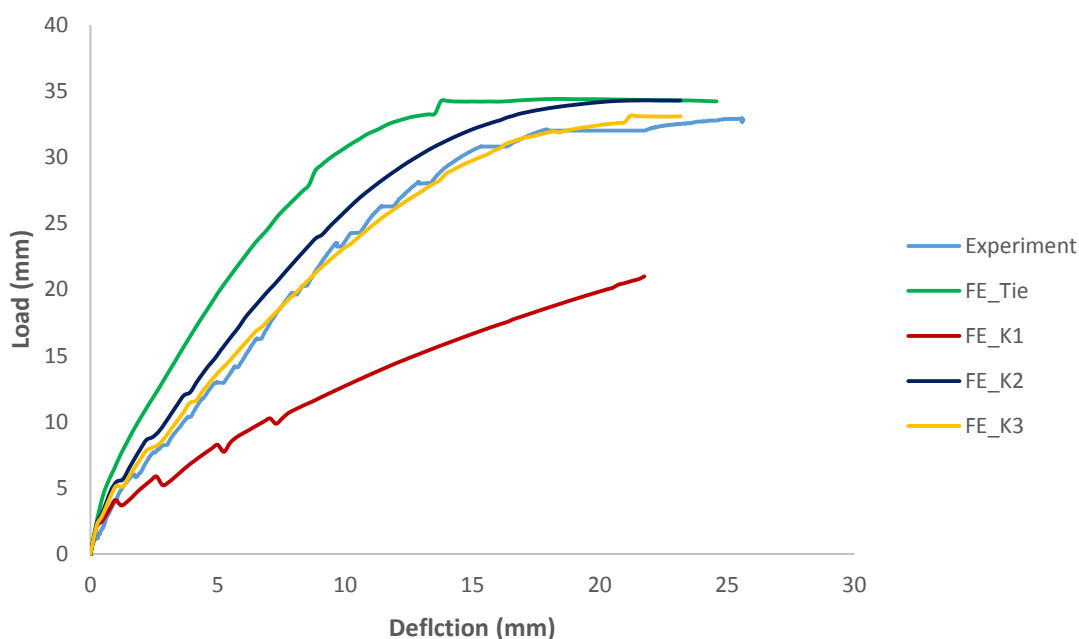
สำหรับการเปรียบเทียบผลการทดสอบหน้าตัดคาน SRC1 กับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ระหว่างแรงที่กระทำกับการโก่งตัวของโครงสร้างได้ดังรูปที่ 4-25 จากแบบจำลองจะพบว่าถ้าไม่มีการยึดเหนี่ยวระหว่างเอลิเมนต์ของคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณจะทำให้กำลังโครงสร้างลดลงมาก และถ้ามีการยึดแน่นของคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณพบว่ากำลังของโครงสร้างใกล้เคียงกับผลการทดสอบ เนื่องจากขั้นตอนการประกอบหน้าตัดนี้ได้ทำการเชื่อมเหล็กรูปพรรณกับเหล็กปลอกไว้ด้วยกัน ทำให้มีแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต และการลื่นไถลในโครงสร้างเกิดได้ยาก และจากกราฟมีความคลาดเคลื่อนเล็กน้อยนั้นเนื่องจากตอนให้แรงแผ่นเหล็กที่เป็นตัวฐานรองรับของคานได้เกิดการโก่งตัวขึ้น ทำให้การวัดมีความคลาดเคลื่อน



รูปที่ 4-25 แสดงการเปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อการโก่งตัวของคาน SRC1

#### 4.5.4 การเปรียบเทียบแบบจำลอง SRC2 กับผลการทดสอบคาน

สำหรับการเปรียบเทียบผลการทดสอบหน้าตัดคาน SRC2 กับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ระหว่างแรงที่กระทำกับการโก่งตัวของโครงสร้างได้ดังรูปที่ 4-26 และจากแบบจำลองพบว่าถ้าไม่มีแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตเลยกำลังการรับแรงของโครงสร้างจะเหลือน้อยมากดูจากกราฟ FE\_K1 และเมื่อมีการยึดแน่นของเอลิเมนต์เหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตจะทำให้กำลังโครงสร้างสูงขึ้นโดยดูจากกราฟ FE\_Tie สำหรับหน้าตัดจากการทดสอบได้เชื่อมเหล็กรูปพรรณกับเหล็กปลอกไว้ จึงช่วยลดการลื่นไถลของเหล็กรูปพรรณในโครงสร้าง กำลังการรับน้ำหนักของโครงสร้างจึงไม่ค่อยต่างกับการวิเคราะห์ที่มีการยึดแน่นของเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตมากนัก ซึ่งในการสร้างแบบจำลองได้แปรผันค่าของแรงยึดเหนี่ยวของผิวสัมผัสให้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบดังกราฟ FE\_K3 ซึ่งจากการวิเคราะห์จากแบบจำลองโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น ถือว่าสามารถอธิบายพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของโครงสร้างได้ในระดับหนึ่ง และแบบจำลองนี้จะถูกนำไปใช้เพื่อศึกษาการโอบรัดของหน้าตัดเชิงประกอบในบทต่อไป



รูปที่ 4-26 แสดงการเปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อการโก่งตัวของคาน SRC2

แบบจำลองของวัสดุและผลจากการปรับค่าของแบบจำลองที่ได้จากหน้าตัด RC, SRC, SRC1 และ SRC2 จะถูกนำไปใช้ในการศึกษาสำหรับหาพฤติกรรมการโอบรัดของหน้าตัดเสา โดยจะสร้างแบบจำลองเสาขึ้นและใช้แบบจำลองวัสดุและผลการปรับค่าตามผลการยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองคาน เพื่อวิเคราะห์ถึงพฤติกรรมและประสิทธิภาพของการใช้หน้าตัดเชิงประกอบในโครงสร้างที่คิดผลของการโอบรัดในหน้าตัดในบทต่อไป

## บทที่ 5

### การวิเคราะห์ผลการศึกษา

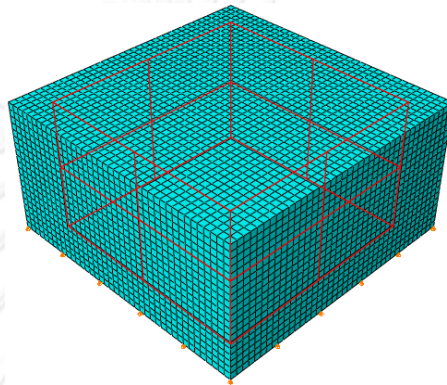
แบบจำลองเสาเชิงประกอบถูกสร้างขึ้นเพื่อหาอิทธิพลการโอบรัดของคอนกรีตจากการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณในหน้าตัด ซึ่งการโอบรัดนั้นจะมีผลต่อกำลังของหน้าตัด และพฤติกรรมการโอบรัดไม่สามารถเห็นได้โดยตรงหรือศึกษาได้จากการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ การศึกษาพฤติกรรมจากแบบจำลองวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จึงเป็นทางเลือกที่จะสามารถอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างได้ในระดับหนึ่ง เพื่อที่จะทำความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างได้อย่างถูกต้องมากที่สุด และจากการศึกษาพบว่า การโอบรัดของคอนกรีตจะแบ่งเป็นการโอบรัดตัวปกติ (Partially Confinement) และการโอบรัดตัวสูง (Highly Confinement) ซึ่งบริเวณพื้นที่ของการโอบรัดจะขึ้นกับรูปแบบของการจัดเหล็กรูปพรรณในหน้าตัด และการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตนั้นจะอยู่ระหว่างบริเวณปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณ ส่วนพื้นที่คอนกรีตส่วนนอกจะให้เป็นพื้นที่ที่ไม่มีการโอบรัดตัว (Unconfined concrete) ในการศึกษาหน้าตัดประกอบด้วยหน้าตัดทั้งหมด 4 หน้าตัดคือ RC, SRC, SRC1 และ SRC2 ตามลำดับ ซึ่งเป็นหน้าตัดเชิงประกอบ 3 หน้าตัดคือ SRC, SRC1 และ SRC2 ในหน้าตัดเชิงประกอบนี้จะมีการสร้างแบบจำลองที่มีผลของพันธะยึดเหนี่ยวเข้ามาเกี่ยวข้องด้วย โดยแปรผันค่าของความแข็งของสปริง (Coefficient stiffness of spring) ที่ใช้เป็นตัวเชื่อมระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต ในหนึ่งหน้าตัดเชิงประกอบจะมีการแปรผันค่าความแข็งของสปริง 4 ค่า และเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่มีการยึดแน่นโดยไม่มีการลื่นไถลของตำแหน่งเหล็กรูปพรรณและคอนกรีตระหว่างผิวสัมผัส

#### 5.1 พฤติกรรมการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด RC

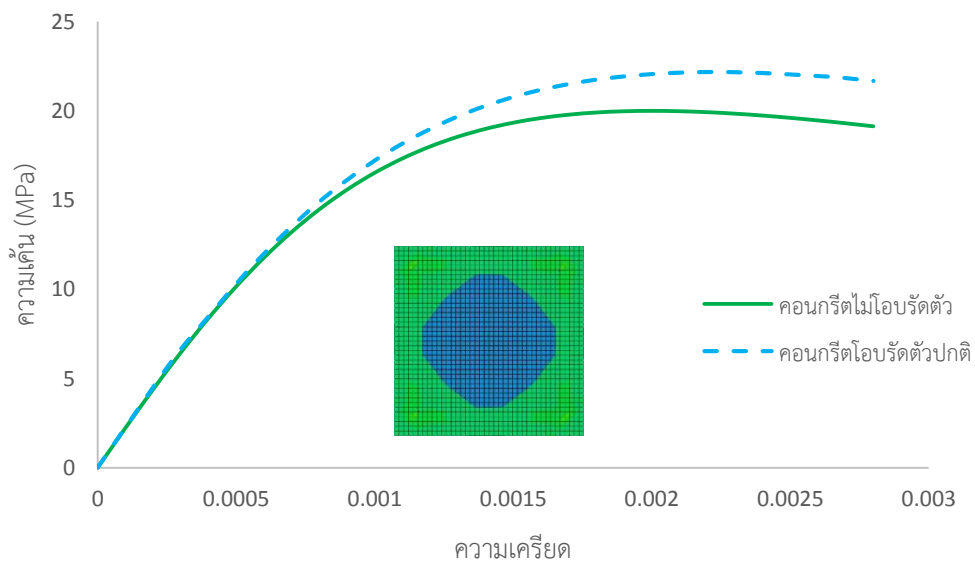
การโอบรัดของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปแล้วจะขึ้นกับระยะและขนาดของเหล็กปลอก รวมถึงกำลังอัดของคอนกรีตด้วย ในคอนกรีตปกติเมื่อหน้าตัดคอนกรีตรับแรงแล้วจะเกิดการขยายตัวออกด้านข้างตามอัตราส่วนปัวซอง และเกิดการวิบัติเมื่อถึงขีดความสามารถรับกำลังอัดของคอนกรีต แต่หน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก ในส่วนของคอนกรีตไม่สามารถขยายตัวออกไปได้อย่างอิสระเนื่องจากถูกต้านทานการขยายตัวทางด้านข้างส่วนหนึ่งไว้ด้วยเหล็กเสริมและเหล็กปลอกในหน้าตัด ทำให้การขยายตัวออกด้านข้างมีค่าน้อย เหล็กปลอกจะเป็นตัวโอบรัดคอนกรีตไม่ให้เกิดการอัดแตก (Crushing) ทำให้เกิดพื้นที่ของการโอบรัดจากการไหลของความเค้น (Stress flow) ที่กระจุกตัวอยู่บริเวณกึ่งกลางของหน้าตัด อันเนื่องมาจากแรงดันรอบข้าง (Hydrostatic Pressure) ที่สูงขึ้น

ตามแบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติกของคอนกรีต (Damage Concrete Plasticity) ที่มีการดัดแปลงมาจากแบบจำลองของดรักเกอร์-พริกเกอร์ (Drucker-Prager) พบว่าความเค้นของของ

คอนกรีตมีค่าสูงขึ้นบริเวณโซนตรงกลางของหน้าตัด เนื่องจากเอลิเมนต์ของคอนกรีตรับแรงดันรอบข้าง (Hydrostatic Pressure) ที่เพิ่มขึ้น อันเนื่องมาจากการโอบรัดของเหล็กปลอก เมื่อพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดจะได้ดังรูปที่ 5-2 ค่าของความเค้นที่เพิ่มขึ้นจากการโอบรัดนั้นมีค่าประมาณ 21.2 MPa หรือประมาณ 1.06 เท่าของกำลังอัดปกติซึ่งถือว่าแทบไม่มีความแตกต่างกัน เนื่องจากแบบจำลองหน้าตัดได้ให้ระยะห่างของเหล็กปลอกที่มีระยะห่างมาก ทำให้ผลของการโอบรัดเนื่องจากเหล็กปลอกจึงเห็นได้ไม่ชัดเจนมากนัก



รูปที่ 5-1 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ของแบบจำลองเสาหน้าตัด RC



รูปที่ 5-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด RC

## 5.2 พฤติกรรมการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC

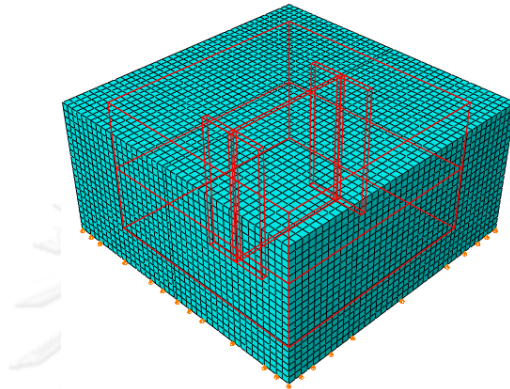
การโอบรัดตัวของคอนกรีตในหน้าตัด SRC จะมีทั้งการโอบรัดตัวของคอนกรีตปกติและการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีต ซึ่งการโอบรัดตัวสูงที่เกิดขึ้นนั้นอันเนื่องมาจากการใส่เหล็กรูปพรรณเข้าไปในหน้าตัด และจะอยู่บริเวณปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณ เมื่อหน้าตัดได้รับแรงจะเกิดการแรงดันรอบข้างสูงมากบริเวณนี้เนื่องจากการขยายตัวออกด้านข้างของคอนกรีตถูกต้านไว้กับตัวแผ่นของปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณ ทำให้คอนกรีตไม่สามารถเกิดการอัดแตกได้ง่ายจากแรงดันด้านข้างที่เพิ่มขึ้น โดยรอบส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตจึงมีค่ามากขึ้น

จากแบบจำลองเสาของหน้าตัด SRC พบว่าคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัวจะอยู่บริเวณด้านนอกของระยะหุ้มหรือถัดเข้ามาในบริเวณระยะหุ้มเล็กน้อยเนื่องจากสามารถขยายตัวออกด้านข้างได้อย่างอิสระและความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดในแนวแกนของคอนกรีตจึงเป็นไปตามแบบจำลองที่ไม่มีการโอบรัดตัวของคอนกรีต

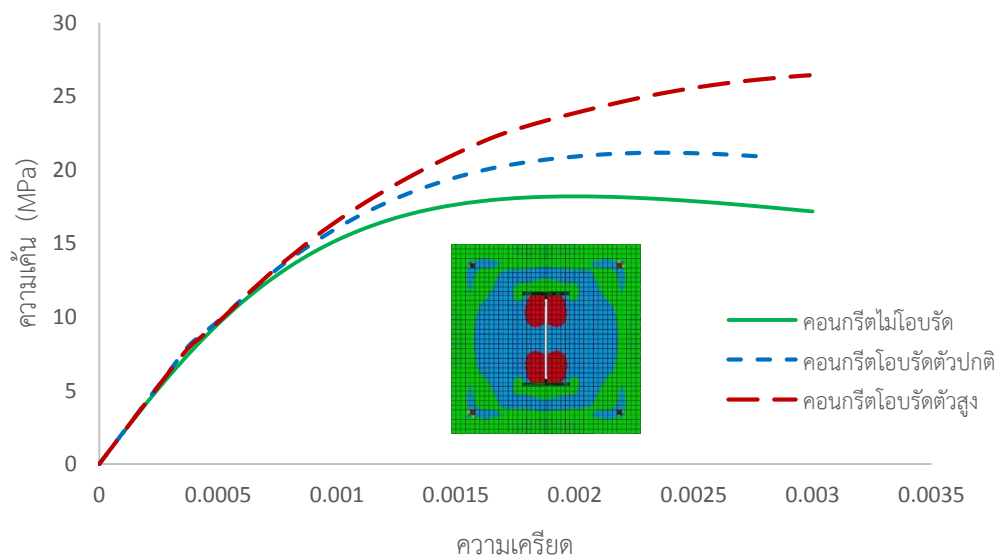
สำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวปกติ พื้นที่การโอบรัดตัวปกติจะอยู่บริเวณถัดเข้ามาจากระยะหุ้มของคอนกรีต และจากแบบจำลองหน้าตัดเสาจะพบว่าความเค้นของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวปกติมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 21.3 MPa จากความเค้นของคอนกรีตแบบไม่โอบรัดตัวเท่ากับ 18.2 MPa หรือเพิ่มขึ้นประมาณ 1.17 เท่าของความเค้นของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด การโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตนั้นเกิดขึ้นจากการที่เอลิเมนต์ของคอนกรีตถูกล้อมรอบด้วยแรงดันด้านข้าง หรือความเค้นด้านข้างที่สูงขึ้นเนื่องจากเหล็กปลอกเป็นตัวต้านการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตรวมทั้งมีเหล็กรูปพรรณเป็นตัวช่วยในการต้านการขยายตัวทางด้านข้างด้วยซึ่งพฤติกรรมนี้จะส่งผลต่อแบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติกของคอนกรีตทำให้จุดครากของคอนกรีตตามแบบจำลองมีค่าสูงขึ้น ส่งผลให้ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดมีค่าสูงขึ้นดังรูปที่ 5-4 ช่วงการแข็งเพิ่มของคอนกรีต (hardening) จึงมีมากขึ้น จะเห็นว่าความเค้นของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวปกติของหน้าตัด SRC จะมีความมากกว่าหน้าตัด RC ซึ่งเป็นผลมาจากการใส่เหล็กรูปพรรณเข้าไปในหน้าตัด

สำหรับการโอบรัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูง พื้นที่การโอบรัดตัวสูงจะอยู่บริเวณระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณเนื่องจากบริเวณนี้จะมีแรงดันรอบข้างของเอลิเมนต์คอนกรีตที่สูงทำให้การขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตเกิดยาก และแผ่นเหล็กรูปพรรณนั้นมีความแข็งมากกว่าคอนกรีตหลายเท่าตัวจึงมีประสิทธิภาพการโอบรัดในหน้าตัดมากที่สุด แรงดันรอบข้างเอลิเมนต์คอนกรีตที่สูงมากนี้ส่งผลให้จุดครากของคอนกรีตตามแบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติกของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นด้วย จากแบบจำลองพบว่าความเค้นของคอนกรีตที่โอบรัดตัวสูงมีค่าเพิ่มเป็น 26.6 MPa จากความเค้นของคอนกรีตแบบไม่โอบรัดตัวเท่ากับ 18.2 MPa หรือประมาณ 1.46 เท่าของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัว ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดช่วงการแข็งเพิ่มที่เพิ่มขึ้นเป็นไปดังรูปที่ 5.4

จากรูปที่ 5-4 จะได้ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัว คอนกรีตที่โอบรัดตัวปกติและคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูงตามลำดับ ซึ่งค่าของความเค้นในหน้าตัดจากการโอบรัดที่เพิ่มขึ้นนี้จะส่งผลต่อกำลังหน้าตัดเสาโดยรวม ทำให้หน้าตัดเสามีกำลังรับแรงที่สูงขึ้นด้วย



รูปที่ 5-3 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ของแบบจำลองเสาหน้าตัด SRC



รูปที่ 5-4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC

### 5.3 พฤติกรรมการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC1

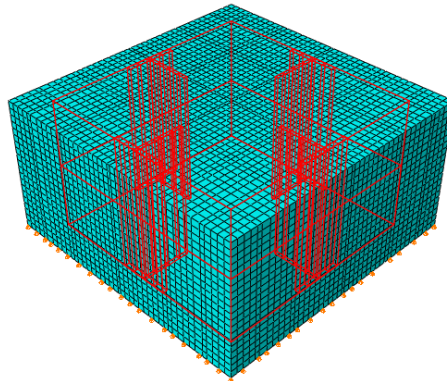
ในหน้าตัด SRC 1 จะเป็นการกระจายเหล็กรูปพรรณแบบ Cut-T เข้าไปในหน้าตัดแทนที่จะใช้เหล็กรูปพรรณเพียงตัวเดียว การกระจายเป็นไปดังรูปที่ 5-5 สำหรับการโอบรัดตัวของที่เกิดขึ้นนั้น ภายในแกนกลางของคอนกรีตจะเป็นการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีต และเช่นเดียวกันระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณจะเป็นการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีต ซึ่งผลของการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณนั้นจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าความเค้นที่เกิดขึ้นในหน้าตัด

จากแบบจำลองหน้าตัดเสา SRC1 จะพบว่าคอนกรีตที่ไม่โอบรัดจะอยู่ด้านนอกของระยะหุ้มคอนกรีตซึ่งจะดูจากความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นภายในบริเวณนี้เนื่องจากเป็นไปตามแบบจำลองของคอนกรีตไม่โอบรัดในแนวแกนดังรูปที่ 5-6 และคอนกรีตมีการขยายตัวออกด้านข้างได้อิสระ ไม่มีการต้านทานการขยายตัวด้านข้างเกิดขึ้นหรืออาจจะมีน้อยมาก จึงทำให้ไม่เกิดแรงดันด้านข้างที่จะส่งผลต่อแบบจำลองการเสียหายคอนกรีตแบบพลาสติกที่ทำให้กำลังครากของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น

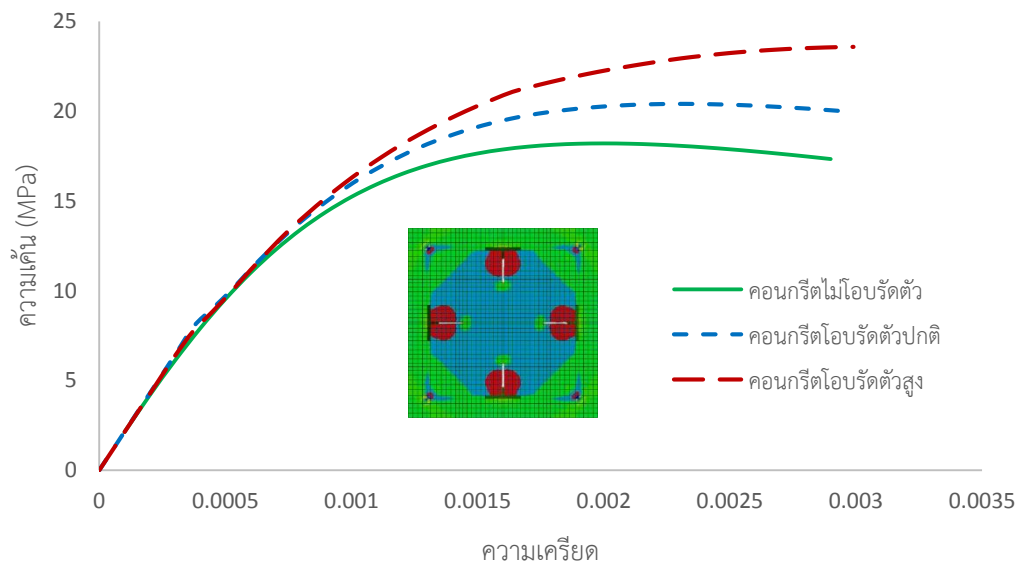
การโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตในหน้าตัดนั้นจะเป็นบริเวณที่ถัดเข้ามาจากระยะหุ้มของคอนกรีต ซึ่งเป็นบริเวณแกนกลางของคอนกรีต การโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตที่เกิดขึ้นนั้นเกิดจากการที่เอลิเมนต์ของคอนกรีตถูกล้อมรอบด้วยแรงดันด้านข้างที่สูงขึ้นเนื่องจากเหล็กปลอกเป็นตัวต้านทานการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีตรวมทั้งเหล็กรูปพรรณเป็นตัวช่วยในการต้านทานการขยายตัวด้านข้างด้วย ซึ่งจะส่งผลต่อแบบจำลองความเสียหายแบบพลาสติกของคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีความเค้นสูงขึ้น และมีพฤติกรรมของการแข็งตัวเพิ่มที่มากขึ้นอีกด้วย จากแบบจำลองหน้าตัดเสาจะพบว่าความเค้นของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวปกติมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 20.6 MPa จากความเค้นของคอนกรีตแบบไม่โอบรัดตัวเท่ากับ 18.2 MPa หรือเพิ่มขึ้นประมาณ 1.17 เท่าของความเค้นของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด โดยความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดแสดงดังรูปที่ 5-6

สำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูง พื้นที่การโอบรัดตัวสูงจะอยู่บริเวณระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณเนื่องจากบริเวณนี้จะมีแรงดันรอบข้างของเอลิเมนต์คอนกรีตที่สูงทำให้การขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตเกิดยาก และแผ่นเหล็กรูปพรรณนั้นมีความแข็งมากกว่าคอนกรีตหลายเท่าตัวจึงมีประสิทธิภาพการโอบรัดในหน้าตัดมาก แรงดันรอบข้างเอลิเมนต์คอนกรีตที่สูงมากนี้ส่งผลให้จุดครากของคอนกรีตตามแบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติกของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นด้วย จากแบบจำลองพบว่าความเค้นของคอนกรีตที่โอบรัดตัวสูงมีค่าเพิ่มเป็น 24.6 MPa จากความเค้นของคอนกรีตแบบไม่โอบรัดตัวเท่ากับ 18.2 MPa หรือประมาณ 1.35 เท่าของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัว ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดช่วงการแข็งเพิ่มที่เพิ่มขึ้นเป็นไปดังรูปที่ 5-6





รูปที่ 5-5 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ของแบบจำลองเสาหน้าตัด SRC1



รูปที่ 5-6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC1

CHULALONGKORN UNIVERSITY

#### 5.4 พฤติกรรมการโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด SRC2

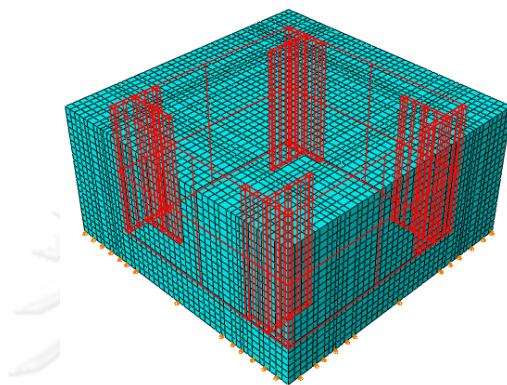
หน้าตัด SRC2 เป็นการใช้เหล็กรูปพรรณในหน้าตัดแบบเดียวกับหน้าตัด SRC1 แต่ต่างที่การจัดเรียงหน้าตัดที่แตกต่างกันโดยจะกระจายเหล็กรูปพรรณเข้ามาของหน้าตัดให้มากที่สุด ในการกระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดนี้ จะเห็นถึงการเปลี่ยนแปลงความเค้นที่เกิดขึ้นในหน้าตัดของความเค้นคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวปกติและคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูง

จากแบบจำลองหน้าตัดเสา SRC2 จะพบว่าพื้นที่คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัวจะอยู่บริเวณภายนอกของระยะหุ้มและมีบางส่วนที่กัดเข้ามาจากระยะหุ้ม ซึ่งเป็นพื้นที่ที่คอนกรีตมีพฤติกรรมของความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตเป็นไปตามแบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัวในแนวแกน ลักษณะการครากของคอนกรีตจะเริ่มจากบริเวณภายนอกชายเข้าสู่ภายในที่กัดจากแนวระยะหุ้มของคอนกรีต ซึ่งถือว่าในโซนพื้นที่นี้เอลิเมนต์ของคอนกรีตไม่มีการล้อมรอบด้วยแรงดันด้านข้างหรืออาจจะมีน้อยมากส่งผลทำให้ไม่มีการเพิ่มขึ้นของกำลังตามแบบจำลองความเสียหายแบบพลาสติกของคอนกรีต

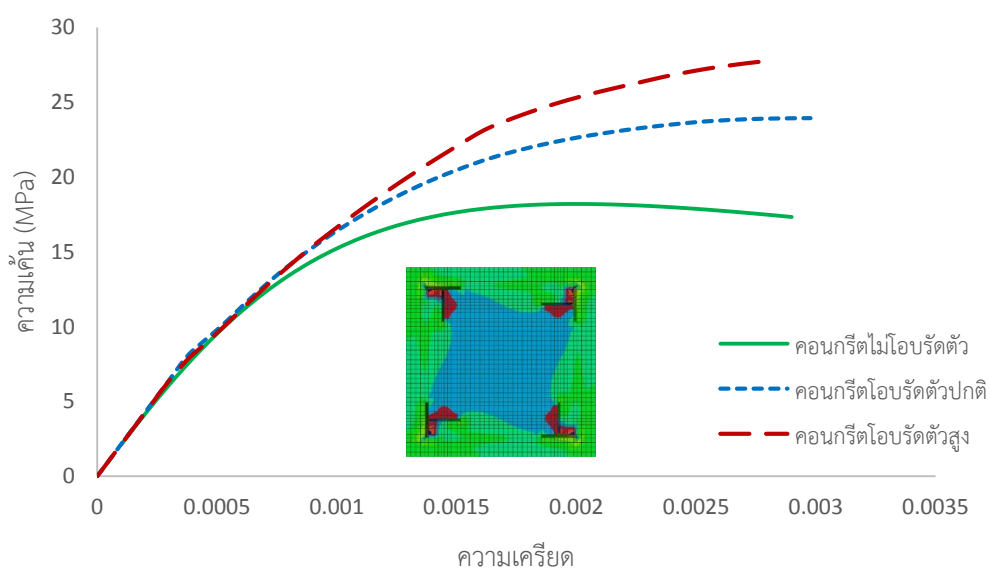
การโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตในหน้าตัดนั้น พื้นที่โอบรัดตัวปกติจะเป็นบริเวณที่กัดเข้ามาจากระยะหุ้มของคอนกรีตซึ่งติดกับพื้นที่ของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัว เข้าสู่บริเวณแกนกลางของคอนกรีต และรูปร่างของพื้นที่โอบรัดตัวปกติของคอนกรีตจะมีลักษณะคล้ายกับก้างฟัน ในการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตที่เกิดขึ้นนั้นเกิดจากการที่เอลิเมนต์ของคอนกรีตถูกล้อมรอบด้วยแรงดันด้านข้างที่สูงขึ้นเนื่องจากเหล็กปลอกเป็นตัวต้านทานการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีตรวมทั้งเหล็กรูปพรรณเป็นตัวช่วยในการต้านทานการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตด้วย ซึ่งจะส่งผลต่อแบบจำลองความเสียหายแบบพลาสติกของคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีความเค้นสูงขึ้น และมีพฤติกรรมของการแข็งตัวเพิ่มที่มากขึ้นอีกด้วย ทำให้รูปแบบของพื้นที่โอบรัดตัวปกติของคอนกรีตมีความชัดเจนในโซนกลาง จากแบบจำลองหน้าตัดเสาจะพบว่าความเค้นของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวปกติมีค่าเพิ่มขึ้นจากความเค้น 18.2 MPa เป็น 24.2 MPa หรือประมาณ 1.33 เท่าของความเค้นของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดโดยความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดแสดงดังรูปที่ 5-8

สำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูง พื้นที่การโอบรัดตัวสูงจะอยู่บริเวณระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณเพียงฝั่งเดียว เนื่องจากอีกฝั่งหันออกทางระยะหุ้มของคอนกรีต ทำให้ไม่มีการต้านทานการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตจึงเป็นพื้นที่ของคอนกรีตไม่มีการโอบรัด ในพื้นที่ด้านในระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณที่เป็นพื้นที่โอบรัดตัวสูงของคอนกรีตนั้น เป็นผลมาจากบริเวณนี้มีแรงดันรอบข้างของเอลิเมนต์คอนกรีตที่สูงทำให้การขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตเกิดยาก และอยู่บริเวณมุมของหน้าตัดทำให้การขยายตัวยากขึ้นไปอีก ประกอบกับแผ่นเหล็กรูปพรรณนั้นมีความแข็งแรงมากกว่าคอนกรีตหลายเท่าตัวจึงมีประสิทธิผลการโอบรัดในหน้าตัดมาก แรงดันรอบข้างเอลิเมนต์คอนกรีตที่สูงมากนี้ส่งผลให้จุดครากของคอนกรีตตามแบบจำลองการเสียหายแบบพลาสติกของ

คอนกรีตมีค่าสูงขึ้นด้วย จากแบบจำลองพบว่าความเค้นของคอนกรีตที่โอบรัดตัวสูงมีค่ามากกว่าหน้าตัดอื่นที่พบคือเพิ่มจาก 18.2 MPa จากความเค้นของคอนกรีตแบบไม่โอบรัดตัวเป็น 28 MPa หรือประมาณ 1.54 เท่าของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดตัว โดยความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดช่วงการแข็งเพิ่มที่เพิ่มขึ้นเป็นไปดังรูปที่ 5-8



รูปที่ 5-7 แสดงการแบ่งส่วนเอลิเมนต์ของแบบจำลองเสาหน้าตัด SRC2



รูปที่ 5-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2

### 5.5 ตัวแปรการโอบรัดของคอนกรีตโอบรัดตัวปกติและโอบรัดตัวสูง

กำลังที่เพิ่มขึ้นของคอนกรีตที่เป็นผลมาจากการโอบรัดนั้น ปัจจัยที่ส่งผลต่อกำลังของคอนกรีตที่โอบรัดคือระยะของห่างของเหล็กปลอก อัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอก และการกระจายของเหล็กเสริมตามยาวในหน้าตัด แต่ถ้าหน้าตัดที่มีเหล็กรูปพรรณมาเกี่ยวข้องด้วยแล้ว จำเป็นต้องพิจารณาผลการโอบรัดเนื่องจากเหล็กรูปพรรณเข้ามาด้วย จากการศึกษาแบบจำลองที่ผ่านมาพบว่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีต(Partially confinement factor) จะขึ้นกับระยะห่างของเหล็กปลอก ยิ่งถ้ามีระยะห่างของเหล็กปลอกที่มีค่าน้อยแล้ว ค่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติก็จะมีค่ามากขึ้น อย่างไรก็ตามในการกระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดก็ส่งผลทำให้ตัวแปรการโอบรัดตัวปกติเพิ่มขึ้นได้เช่นกัน ซึ่งจะเห็นได้จากแบบจำลองที่สร้างขึ้นค่าตัวแปรการโอบรัดปกติของหน้าตัดที่มีการใส่เหล็กรูปพรรณมีค่ามากกว่าค่าตัวแปรการโอบรัดปกติของหน้าตัดที่ไม่มีการใส่เหล็กรูปพรรณ โดยค่าที่ได้จะมากหรือน้อยขึ้นกับการจัดเรียงรูปแบบเหล็กรูปพรรณในหน้าตัด และจากการวิเคราะห์พบว่าเมื่อกระจายเหล็กรูปพรรณออกไปที่มุมของหน้าตัดจะมีค่าตัวแปรการโอบรัดปกติมากกว่าการกระจายเหล็กรูปพรรณบริเวณกึ่งกลางหน้าตัดอีกด้วย สำหรับการหาตัวแปรการโอบรัดปกติของคอนกรีตนั้นจะนำไปใช้ในการทำนายกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวปกติซึ่งหาได้จากสมการ (5.1) โดยที่  $k_p$  เป็นตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีต

$$f'_{cc} = k_p f'_{co} \quad (5.1)$$

สำหรับตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตคอนกรีต(Highly confinement factor) เป็นผลมาจากรูปร่างของเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดที่ทำให้ประสิทธิภาพของการโอบรัดตัวมีค่าแตกต่างกัน และจากวิเคราะห์จากแบบจำลองเสาของการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณพบว่าเมื่อมีการกระจายเหล็กรูปพรรณเข้าบริเวณมุมของหน้าตัดจะทำให้ประสิทธิภาพการโอบรัดนั้นมีมากกว่าการกระจายเหล็กรูปพรรณไว้บริเวณแนวกลางหน้าตัด เนื่องจากคอนกรีตที่ถูกอัดในมุมนั้นถูกต้านการขยายตัวทางด้านข้างจากเหล็กรูปพรรณและจากอิทธิพลของเหลี่ยมมุมทำให้ยากที่จะเกิดการขยายตัวของคอนกรีตด้านข้าง ส่งผลทำให้กำลังอัดแนวข้างหรือแรงดันรอบข้างของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น เป็นผลทำให้กำลังอัดในแนวแกนมีค่าสูงมากขึ้นตามลำดับ สำหรับการหาตัวแปรการโอบรัดของตัวสูงคอนกรีตนั้นจะนำไปทำนายกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูงได้จากสมการ (5.2) โดยที่  $k_h$  เป็นตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีต

$$f'_{cc} = k_h f'_{co} \quad (5.2)$$

## 5.6 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการโอบรัดของหน้าตัด

เหล็กgrupพรรณเป็นที่ทราบกันดีอยู่แล้วว่ามีผิวสัมผัสที่ลื่นมาก การนำเหล็กgrupพรรณมาใช้ในโครงสร้างต้องคำนึงถึงผิวสัมผัสที่สามารถลื่นไถล(Slip) เมื่อใช้ในโครงสร้างเชิงประกอบ ซึ่งจะทำให้การถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตกับเหล็กgrupพรรณไม่สามารถถ่ายแรงร่วมกันได้อย่างสมบูรณ์ ส่งผลต่อกำลังของโครงสร้างจะมีค่าน้อยลง จากแบบจำลองที่ผ่านมาในการวิเคราะห์พฤติกรรมการโอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนั้น ได้มีการยึดแน่นระหว่างเอลิเมนต์ของเหล็กgrupพรรณกับเอลิเมนต์ของคอนกรีตไว้ด้วยกัน การเคลื่อนที่ของจุดต่อในเอลิเมนต์ของคอนกรีตและเอลิเมนต์ของเหล็กgrupพรรณจะเคลื่อนที่ไปพร้อมกันเมื่อได้รับแรงกระทำบนแบบจำลองโครงสร้าง จึงทำให้การถ่ายแรงระหว่างเหล็กgrupพรรณกับคอนกรีตเกิดการถ่ายแรงร่วมกันอย่างสมบูรณ์

ในการศึกษาี้ได้ทำการแปรผันค่าของค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริง(Coefficient of stiffness spring) โดยแปรผันค่าให้เท่ากันทุกทิศทาง(x,y,z) แล้วทำการเปรียบเทียบเพื่อดูพฤติกรรมของการโอบรัดที่เปลี่ยนแปลงไปจากพื้นที่ของการโอบรัดและค่าของตัวแปรการโอบรัดที่เปลี่ยนไป โดยหน้าตัดที่ทำการศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดจะเป็นหน้าตัดเชิงประกอบคือ SRC, SRC1 และ SRC2

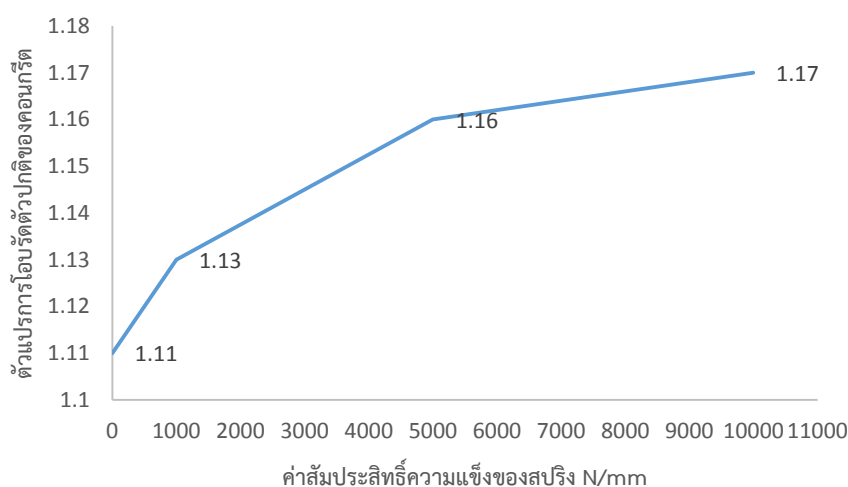
### 5.6.1 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการโอบรัดของหน้าตัด SRC

สำหรับหน้าตัด SRC ค่าที่แปรเปลี่ยนของค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่ใช้เชื่อมเอลิเมนต์ระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็กgrupพรรณนั้นมีทั้งหมด 4 ค่าโดยแต่ละค่าจะเป็นดังนี้  $k_1 = 0 \text{ N/mm}$ ,  $k_2 = 1000 \text{ N/mm}$ ,  $k_3 = 5000 \text{ N/mm}$  และ  $k_4 = 10000 \text{ N/mm}$  และจากการวิเคราะห์สามารถเปรียบเทียบหน้าตัดที่มีการเชื่อมเอลิเมนต์ด้วยสปริงกับหน้าตัดที่มีการยึดแน่นของเอลิเมนต์ระหว่างผิวสัมผัสคอนกรีตกับเหล็กgrupพรรณได้ดังตารางที่ 5-1

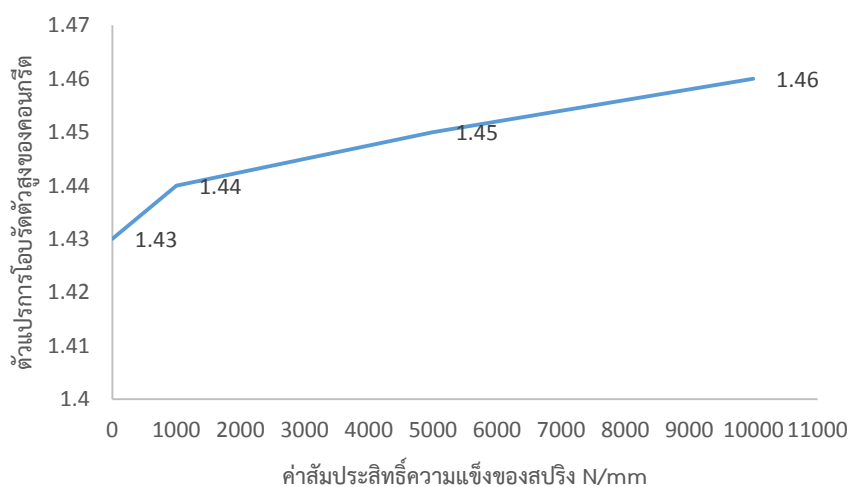
ตาราง 5-1 แสดงการพื้นที่และตัวแปรของการโอบรัดของหน้าตัด SRC

แบบจำลอง	พื้นที่คอนกรีต ไม่โอบรัด $A_{cu} \text{ (mm}^2\text{)}$	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวปกติ $A_{cp} \text{ (mm}^2\text{)}$	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวสูง $A_{ch} \text{ (mm}^2\text{)}$	ตัวแปรการโอบรัด ตัวปกติของ คอนกรีต, $K_p$	ตัวแปรการโอบรัด ตัวสูงของคอนกรีต $K_h$
SRC	88919	57321	9788	1.17	1.46
SRC_K1	96496	56632	2900	1.11	1.43
SRC_K2	97418	55401	3209	1.13	1.44
SRC_K3	86860	61479	7689	1.16	1.45
SRC_K4	89146	58019	8863	1.17	1.46

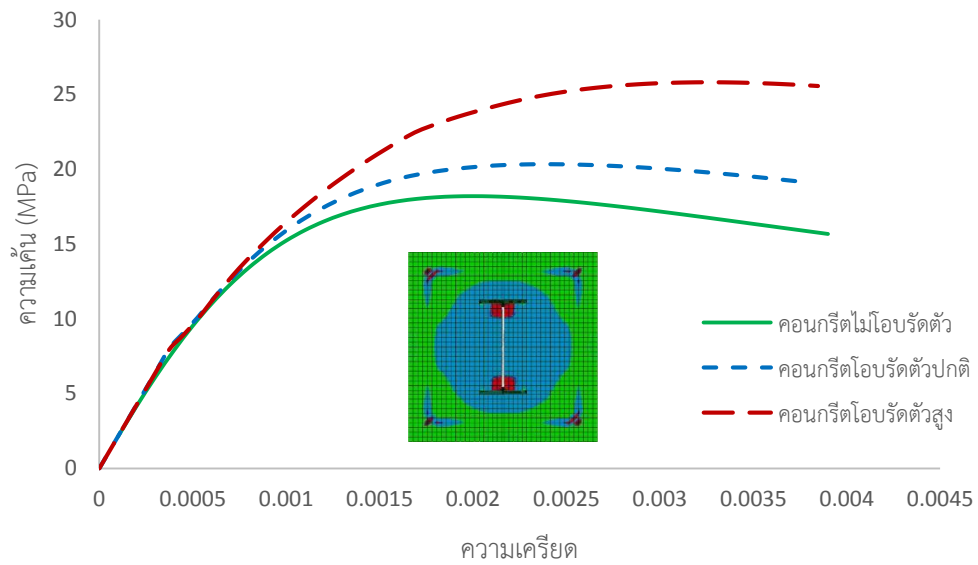
จากการวิเคราะห์พบว่าเมื่อน้ำตัดมีค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่เพิ่มขึ้นหรือกล่าวอีกอย่างคือมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณที่มากขึ้น จะทำให้ค่าของตัวแปรการโอบรัดมีแนวโน้มที่มีค่าสูงขึ้น โดยดูจากผลการวิเคราะห์ดังตารางที่ 5-1 ค่าการโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตคอนกรีตมีแนวโน้มที่สูงขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัส ทำให้คอนกรีตและเหล็กรูปพรรณสามารถถ่ายแรงร่วมกันได้ดีมากขึ้นค่าตัวแปรการโอบรัดจึงสูงขึ้นตามลำดับ และเมื่อดูจากพื้นที่ของการโอบรัดแล้วจะพบว่าพื้นที่ของการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตจะมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นตามค่าของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสที่มากขึ้นด้วย



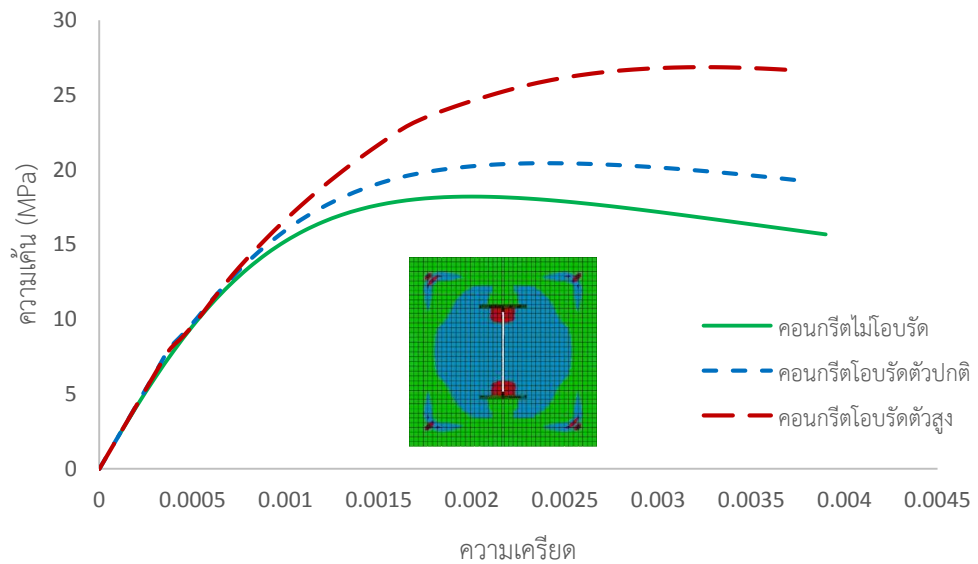
รูปที่ 5-9 แสดงค่าของตัวแปรการโอบรัดตัวปกติกับค่าความแข็งของสปริงหน้าตัด SRC



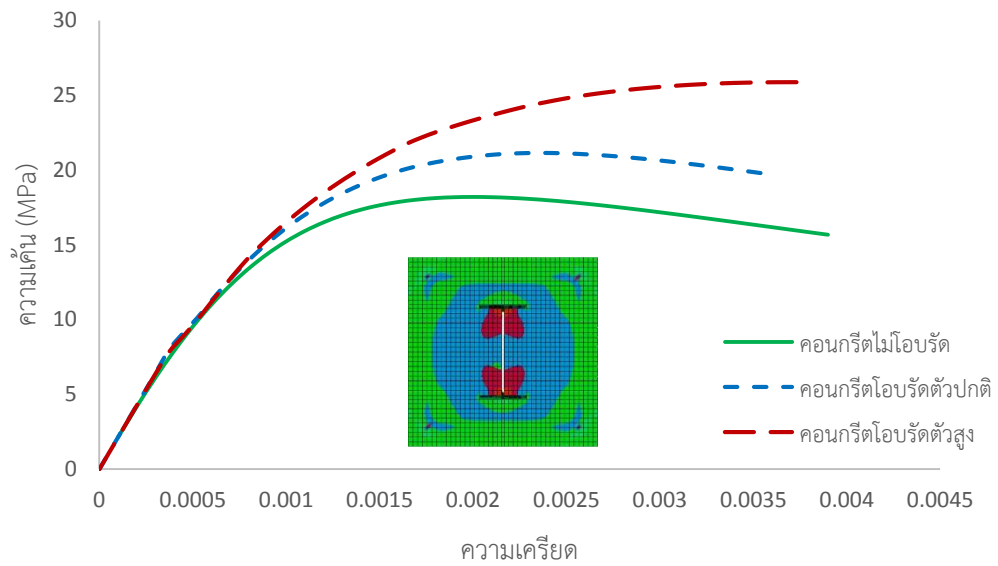
รูปที่ 5-10 แสดงค่าของตัวแปรการโอบรัดตัวสูงกับค่าความแข็งของสปริงหน้าตัด SRC



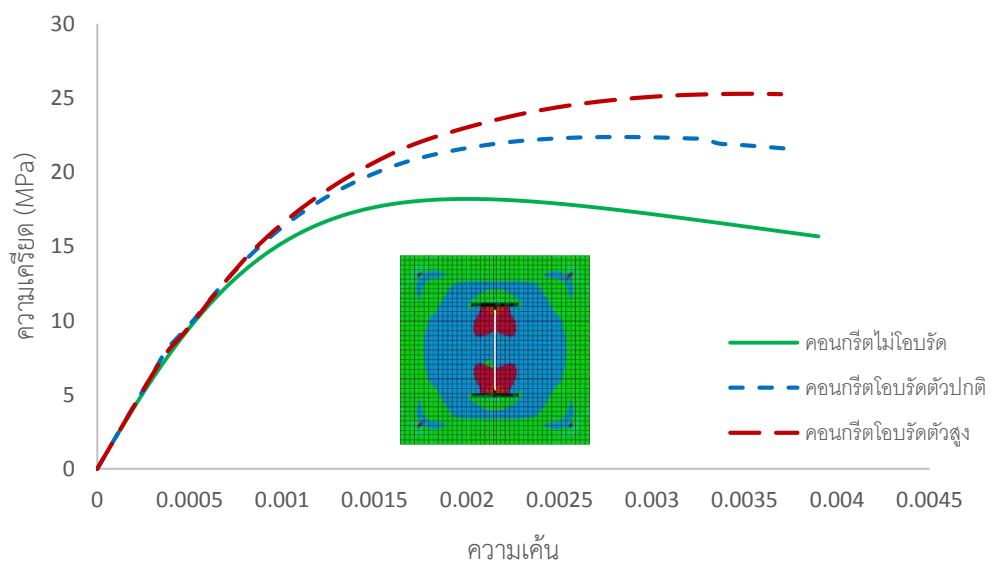
รูปที่ 5-11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC\_K1



รูปที่ 5-12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC\_K2



รูปที่ 5-13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC\_K3



รูปที่ 5-14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC\_K4



### 5.6.2 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการโอบรัดของหน้าตัด SRC1

สำหรับหน้าตัด SRC1 ค่าที่แปรเปลี่ยนของค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่ใช้เชื่อมเอลิเมนต์ระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณนั้นมีทั้งหมด 4 ค่าโดยแต่ละค่าจะเป็นดังนี้  $k_1 = 0$  N/mm,  $k_2 = 1000$  N/mm,  $k_3 = 5000$  N/mm และ  $k_4 = 10000$  N/mm และจากการวิเคราะห์สามารถเปรียบเทียบหน้าตัดที่มีการเชื่อมเอลิเมนต์ด้วยสปริงกับหน้าตัดที่มีการยึดแน่นของเอลิเมนต์ระหว่างผิวสัมผัสคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณได้ดังตารางที่ 5-2 ดังนี้

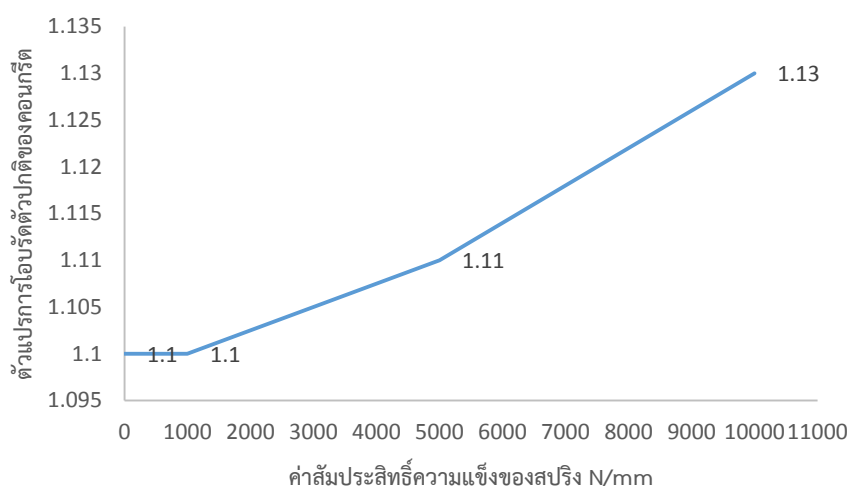
ตาราง 5-2 แสดงการพื้นที่และตัวแปรของการโอบรัดของหน้าตัด SRC1

แบบจำลอง	พื้นที่คอนกรีต ไม่โอบรัด $A_{cu}$ (mm <sup>2</sup> )	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวปกติ $A_{cp}$ (mm <sup>2</sup> )	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวสูง $A_{ch}$ (mm <sup>2</sup> )	ตัวแปรการโอบรัด ตัวปกติของ คอนกรีต, $K_p$	ตัวแปรการโอบรัด ตัวสูงของคอนกรีต $K_h$
SRC1	80711	62267	13000	1.13	1.35
SRC1_K1	99718	56260	-	1.10	-
SRC1_K2	95012	58645	2321	1.10	1.27
SRC1_K3	91228	57173	7577	1.11	1.34
SRC1_K4	88752	57935	9291	1.13	1.35

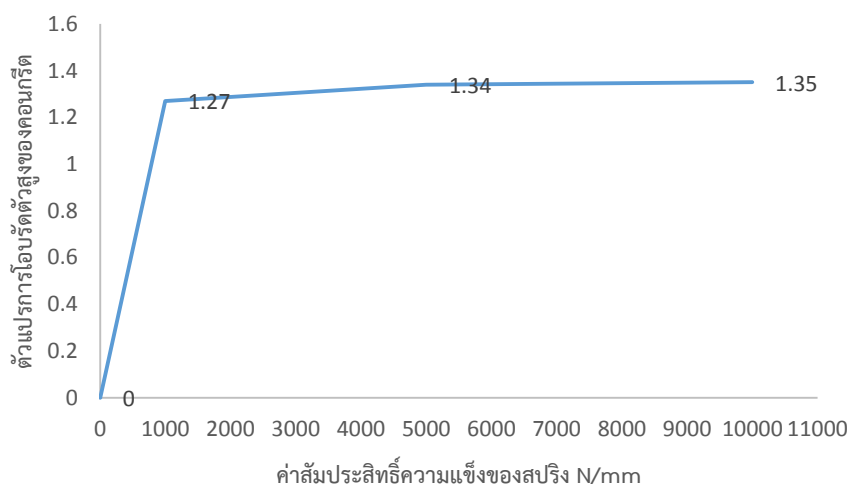
จากผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองหน้าตัดเสา SRC1 พบว่าหน้าตัด SRC1\_K1 ซึ่งเป็นหน้าตัดที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณจะไม่สามารถหาค่าตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตได้แสดงดังรูปที่ 5-17 เนื่องจากไม่มีการถ่ายแรงที่ดีหลังจากการให้แรงกระทำบนหน้าตัด ทำการให้กระจายตัวของความเค้นในหน้าตัดไม่สูงมากเนื่องจากความดันรอบข้างของเอลิเมนต์คอนกรีตมีน้อย ทำให้การเพิ่มขึ้นของกำลังน้อยตามด้วย แต่เมื่อน้ำตัดมีค่าของสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่มากขึ้น ก็คือแรงยึดเหนี่ยวของเอลิเมนต์ระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณมากขึ้น จะทำให้เห็นพื้นที่ของการโอบรัดตัวสูงได้อย่างชัดเจนบริเวณปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณ โดยเมื่อค่าสัมประสิทธิ์ของสปริงไปถึงค่า ๆ หนึ่งแล้วจะทำให้พฤติกรรมการโอบรัดเข้าใกล้กับหน้าตัดที่มีการยึดแน่นของเอลิเมนต์คอนกรีตและเหล็กรูปพรรณเข้าด้วยกันหรือหน้าตัดที่ไม่เกิดการลื่นไถลของเหล็กรูปพรรณนั่นเอง ทำให้แรงสามารถถ่ายไประหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตได้อย่างสมบูรณ์ จากการศึกษาพบว่าหน้าตัดของ SRC1\_K4 ที่มีความแข็งของค่าสัมประสิทธิ์สปริงที่มีค่ามากจะมีตัวแปรการโอบรัดเท่ากับหน้าตัด SRC แต่จะต่างกันที่พื้นที่ของหน้าตัดที่มีการยึดแน่นของเอลิเมนต์จะมีพื้นที่ของการโอบรัดมากกว่า

ถึงแม้ตัวแปรการโอบรัดตัวของคอนกรีตทั้งการโอบรัดปกติและการโอบรัดตัวสูงจะมีค่าใกล้เคียงกันแต่สิ่งหนึ่งที่ต้องพิจารณาในหน้าตัดคือพื้นที่ของการโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูง

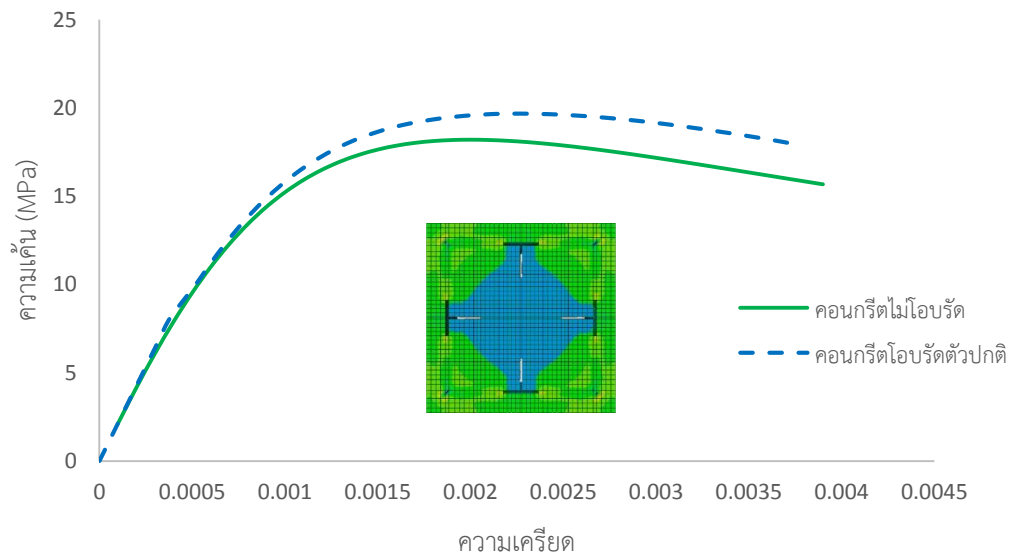
เนื่องจากพื้นที่ของการโอบรัดจะเป็นตัวบ่งบอกถึงการกระจายตัวของความเค้นในหน้าตัดว่ามีการกระจายตัวมากน้อยเพียงใด จากการวิเคราะห์จะเห็นว่าพื้นที่ของการโอบรัดตัวปกติจะไม่ค่อยมีความแตกต่างกันมากนัก รวมทั้งตัวแปรการโอบรัดตัวปกติด้วย แต่สิ่งที่ต่างกันคือพื้นที่ของการโอบรัดตัวสูงที่เพิ่มขึ้นมาจากการที่มีค่าความแข็งของสปริงระหว่างผิวสัมผัสมากขึ้น และจะมีพื้นที่การโอบรัดตัวสูงมากที่สุดเมื่อมีการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณไม่ให้เกิดการลื่นไถลขึ้น หรือการเคลื่อนที่ของเอลิเมนต์คอนกรีตและเหล็กรูปพรรณเคลื่อนที่ไปพร้อมกัน



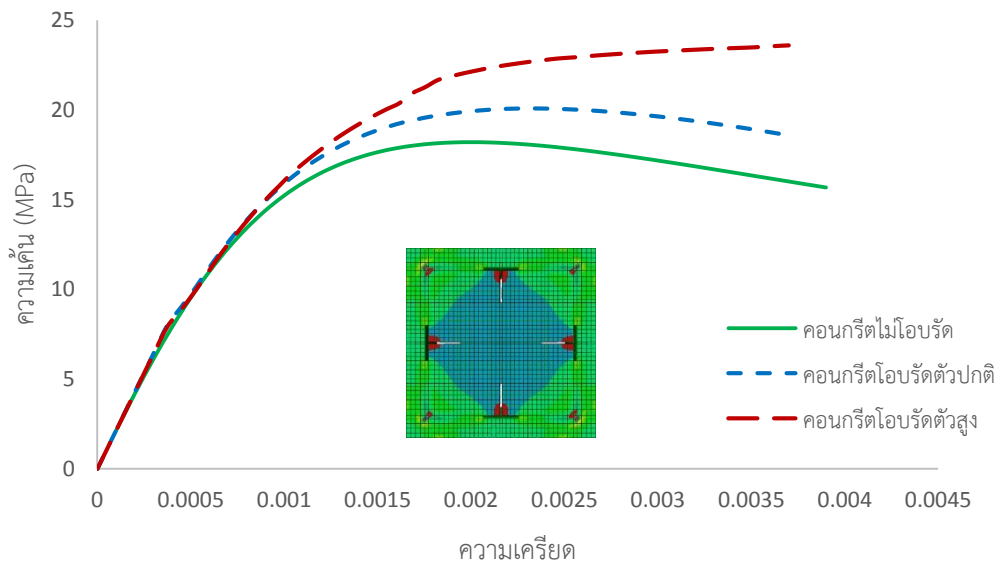
รูปที่ 5-15 แสดงค่าของตัวแปรการโอบรัดตัวปกติกับค่าความแข็งของสปริงหน้าตัด SRC1



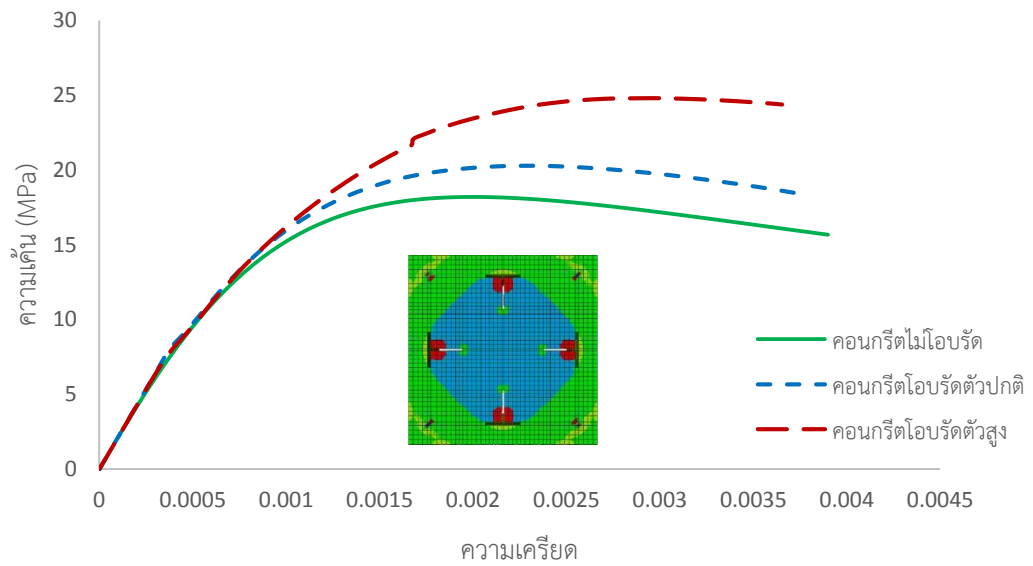
รูปที่ 5-16 แสดงค่าของตัวแปรการโอบรัดตัวสูงกับค่าความแข็งของสปริงหน้าตัด SRC1



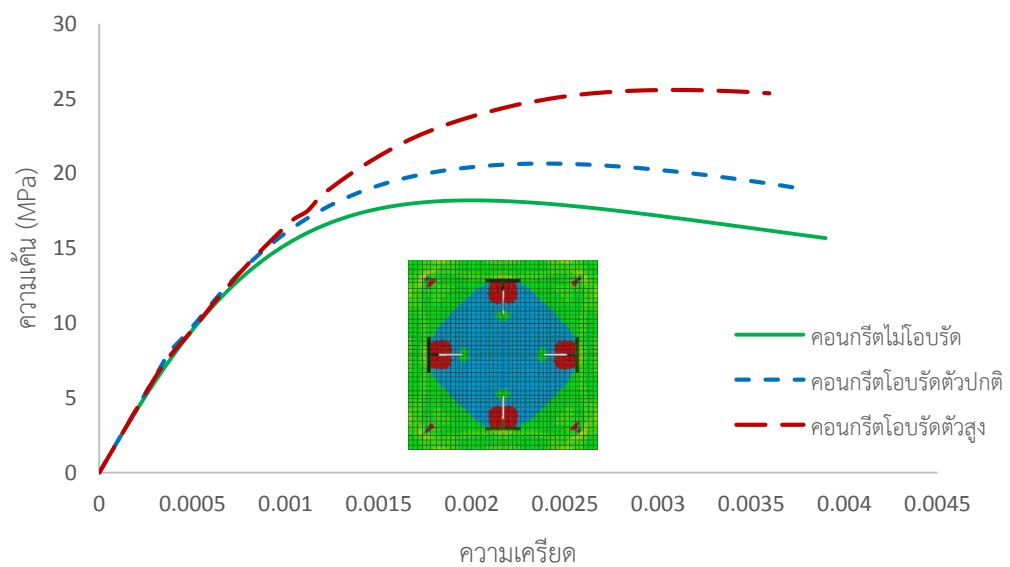
รูปที่ 5-17 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC1\_K1



รูปที่ 5-18 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC1\_K2



รูปที่ 5-19 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC1\_K3



รูปที่ 5-20 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC1\_K4

### 5.6.3 ผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมการโอบรัดของหน้าตัด SRC2

สำหรับหน้าตัด SRC2 ค่าที่แปรเปลี่ยนของค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่ใช้เชื่อมเอลิเมนต์ระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณนั้นมีทั้งหมด 4 ค่าโดยแต่ละค่าจะเป็นดังนี้  $k_1 = 0$  N/mm,  $k_2 = 1000$  N/mm,  $k_3 = 5000$  N/mm และ  $k_4 = 10000$  N/mm และจากการวิเคราะห์สามารถเปรียบเทียบหน้าตัดที่มีการเชื่อมเอลิเมนต์ด้วยสปริงกับหน้าตัดที่มีการยึดแน่นของเอลิเมนต์ระหว่างผิวสัมผัสคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณได้ดังตารางที่ 5-3 ดังนี้

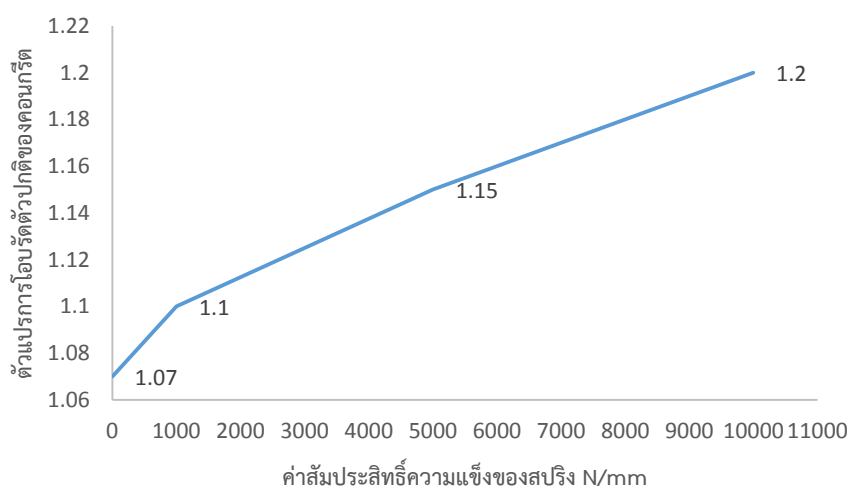
ตาราง 5-3 แสดงการพื้นที่และตัวแปรของการโอบรัดของหน้าตัด SRC2

แบบจำลอง	พื้นที่คอนกรีต ไม่โอบรัด $A_{cu}$ (mm <sup>2</sup> )	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวปกติ $A_{cp}$ (mm <sup>2</sup> )	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวสูง $A_{ch}$ (mm <sup>2</sup> )	ตัวแปรการโอบรัด ตัวปกติของ คอนกรีต, $K_p$	ตัวแปรการโอบรัด ตัวสูงของคอนกรีต $K_h$
SRC2	89687	59871	6420	1.33	1.54
SRC2_K1	101079	54899	-	1.07	-
SRC2_K2	81927	72546	1505	1.10	1.35
SRC2_K3	86744	67263	1971	1.15	1.43
SRC2_K4	90477	63252	2249	1.20	1.45

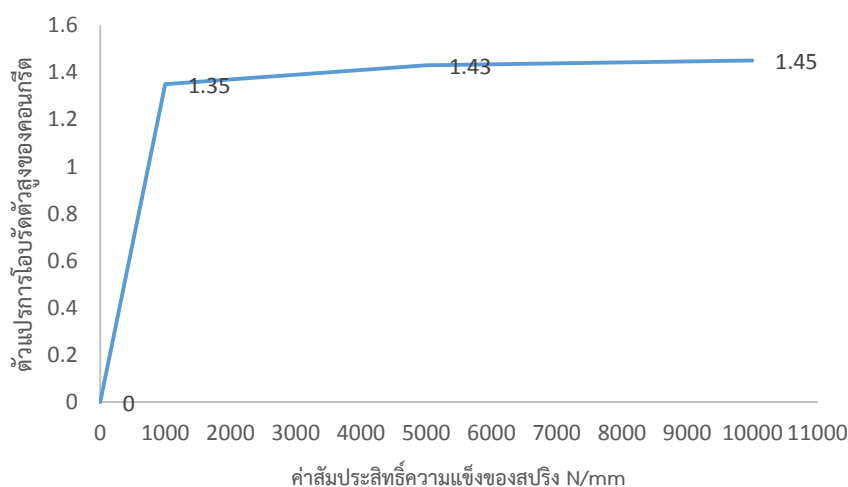
จากการวิเคราะห์แบบจำลองหน้าตัดเสา SRC2 พบว่าแบบจำลองเสาหน้าตัด SRC2\_K1 จะไม่มีพื้นที่การโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตในหน้าตัด แต่จะเป็นพื้นที่การโอบรัดตัวปกติ เนื่องจากค่าของความเค้นที่ได้จากผลการวิเคราะห์บนพื้นที่ที่มีการโอบรัดมีค่าเท่ากันดังรูปที่ 5-23 เนื่องจากไม่มีการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีต การถ่ายแรงของเอลิเมนต์ทั้งสองจึงถ่ายแรงได้ไม่ดันทัก และเกิดการลื่นไถลขึ้นแรงดันรอบข้างของเอลิเมนต์คอนกรีตจึงมีค่าน้อย ทำให้ไม่พบพื้นที่ของการโอบรัดตัวสูง และเมื่อเพิ่มค่าของสัมประสิทธิ์ความแข็งมากขึ้นพบว่าค่าของตัวแปรการโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตมีค่ามากขึ้นด้วย ซึ่งจากหน้าตัดที่ผ่านมาค่าของการโอบรัดตัวปกติจะไม่ค่อยมีความแตกต่างกันมากนัก แต่หน้าตัด SRC2 นี้ค่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติจะต่างกันอย่างเห็นได้ชัดกว่าและมีแนวโน้มมากขึ้นจากตารางที่ 5-3 ตามการเพิ่มขึ้นของค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงด้วย และพบว่าเมื่อมีการยึดเหนี่ยวอย่างสมบูรณ์ในหน้าตัดจะทำให้ค่าตัวแปรการโอบรัดปกติสูงขึ้นอย่างมาก เนื่องมาจากการกระจายเหล็กรูปพรรณออกไปที่มุมของหน้าตัดนั่นเอง ซึ่งส่งผลของการโอบรัดของหน้าตัด สำหรับตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตแนวโน้มเช่นเดียวกับตัวแปรการโอบรัดตัวปกติที่เพิ่มขึ้นตามค่าของสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่เพิ่มขึ้น และมีค่าเพิ่มสูงประมาณ 50% เมื่อมีการยึดแน่นของผิวสัมผัสเอลิเมนต์ของคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณ เนื่องจากแรงสามารถ

ถ่ายรวมกันได้อย่างสมบูรณ์ และปัจจัยการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของตัวแปรการโอบรัดนี้ด้วย

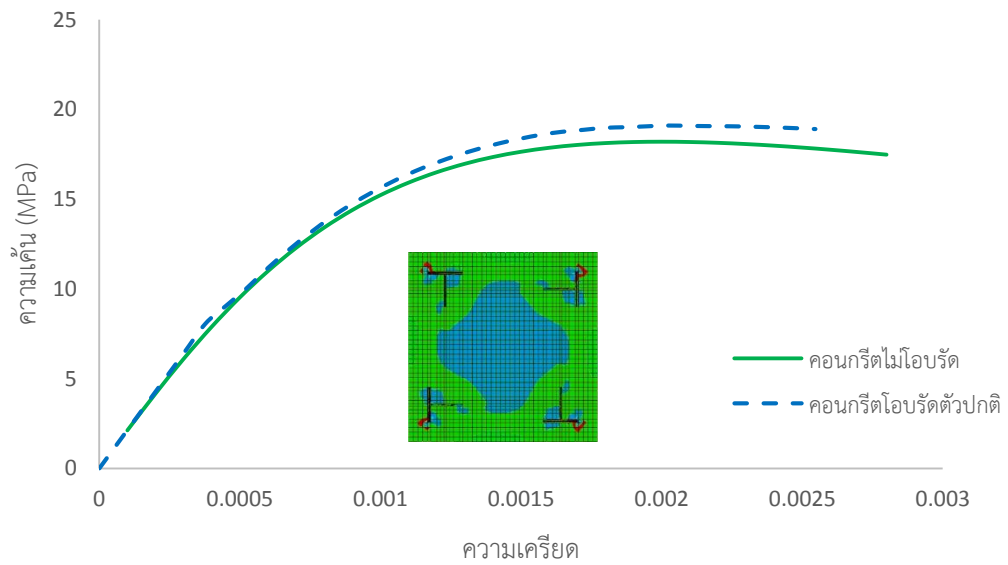
ในส่วนของพื้นที่การโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูงแล้วจากตารางที่ 5-3 พบว่าแนวโน้มของพื้นที่ก็เพิ่มขึ้นตามตัวแปรการโอบรัดด้วย จะเห็นได้ชัดในพื้นที่ของการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตเมื่อมีค่าของสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงมีค่ามากขึ้นพื้นที่ของการโอบรัดตัวสูงก็เพิ่มขึ้นตามด้วย และในการแสดงการเปรียบเทียบค่าของสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่เพิ่มขึ้นกับค่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูงสามารถเปรียบเทียบได้ดังรูปที่ 5-21 และ 5-22 ตามลำดับ



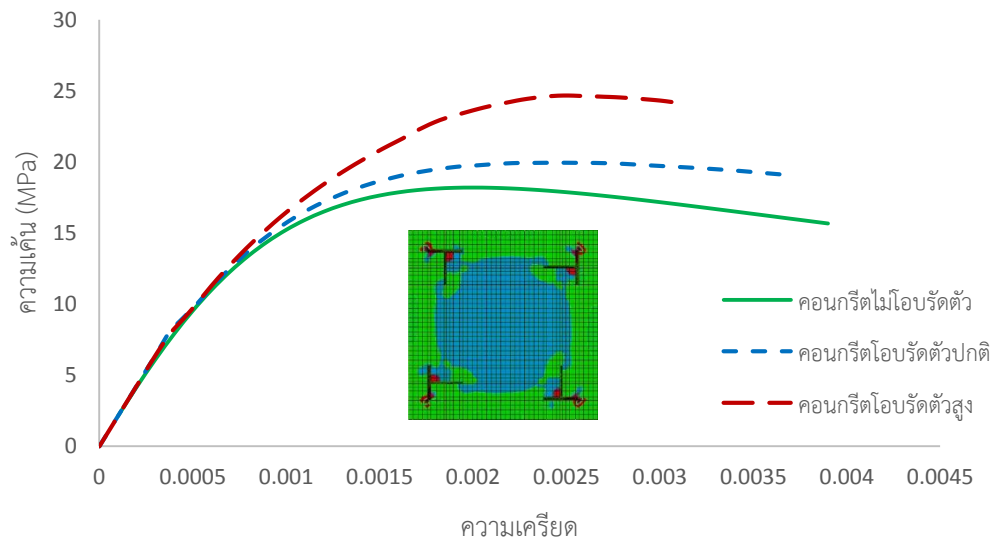
รูปที่ 5-21 แสดงค่าของตัวแปรการโอบรัดตัวปกติกับค่าความแข็งของสปริงหน้าตัด SRC2



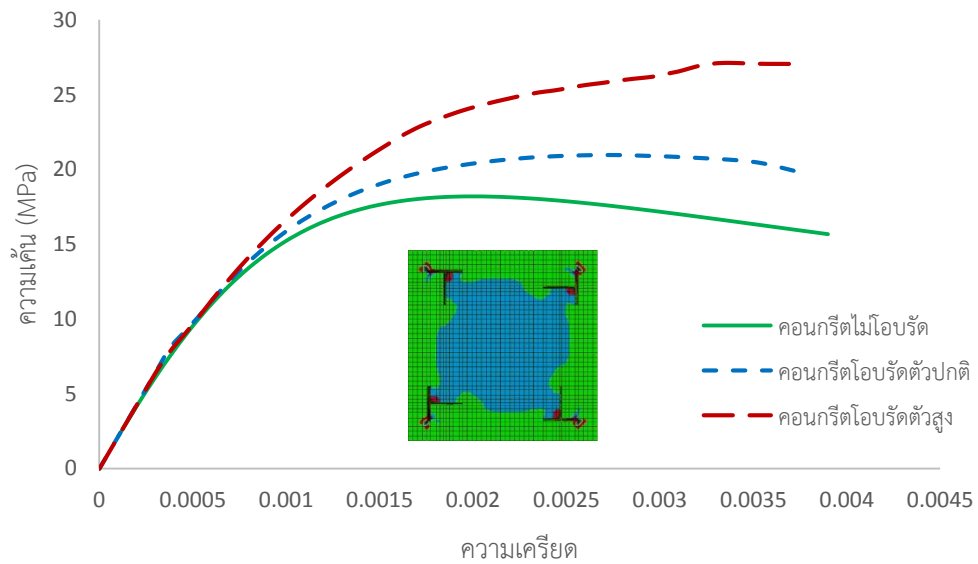
รูปที่ 5-22 แสดงค่าของตัวแปรการโอบรัดตัวสูงกับค่าความแข็งของสปริงหน้าตัด SRC2



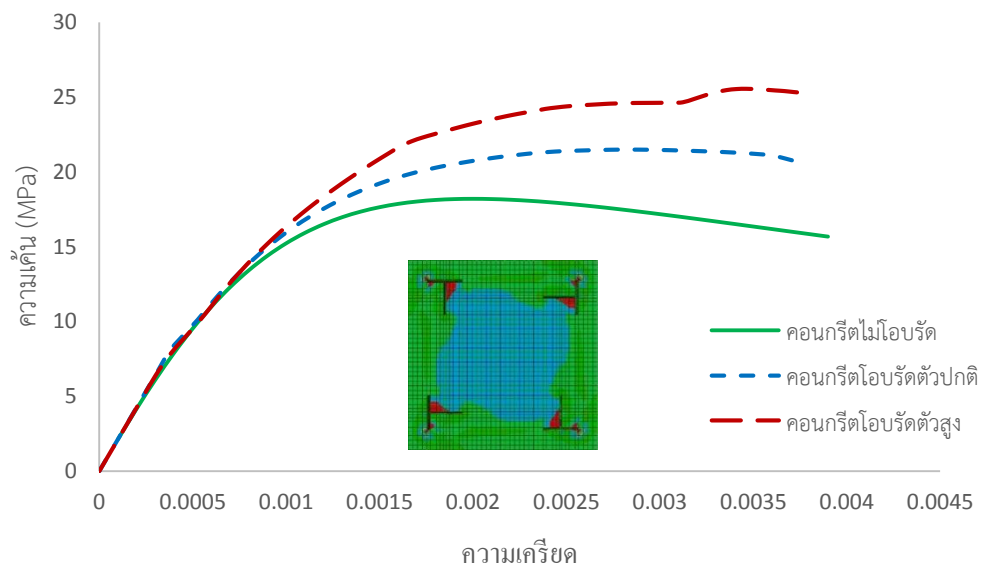
รูปที่ 5-23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2\_K1



รูปที่ 5-24 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2\_K2



รูปที่ 5-25 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2\_K3



รูปที่ 5-26 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตหน้าตัด SRC2\_K4



## 5.7 การเปรียบเทียบการรับกำลังหน้าตัดของโครงสร้าง

จากการวิเคราะห์หน้าตัดจากแบบจำลองเสาทำให้ได้ทราบกำลังอัดมากที่สุดของแต่ละพื้นที่ การโอบรัดในหน้าตัดและสรุปได้ดังตารางที่ 5-4 และการวิเคราะห์ผลในการรับแรงในแนวแกน  $P_{analyze}$  จะพิจารณาจากค่ามากที่สุดของความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดในแต่ละหน้าตัด รวมทั้งการพิจารณาพื้นที่การโอบรัดทั้งการโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตด้วย และแรงในแนวแกนสำหรับโครงสร้างเสาหาได้จากสมการ

$$P_{analyze} = f_s A_s + f_{sr} A_r + f_{cu} A_{cu} + f_{cp} A_{cp} + f_{ch} A_{ch} \quad (5.3)$$

โดยที่  $f_s$  คือ ความเค้นของเหล็กรูปพรรณ,  $f_{sr}$  คือ ความเค้นของเหล็กเสริมตามยาว,  $f_{cu}$  คือ ความเค้นของคอนกรีตไม่โอบรัดตัว,  $f_{cp}$  คือ ความเค้นของคอนกรีตโอบรัดตัวปกติ,  $f_{ch}$  คือ ความเค้นของคอนกรีตโอบรัดตัวสูง,  $A_s$  คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กรูปพรรณ,  $A_r$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาว,  $A_{cu}$  คือพื้นที่ของคอนกรีตไม่โอบรัดตัว,  $A_{cp}$  คือพื้นที่คอนกรีตโอบรัดตัวปกติ และ  $A_{ch}$  คือพื้นที่คอนกรีตโอบรัดตัวสูง

จากผลการวิเคราะห์ทั้ง 4 หน้าตัดโดยที่พิจารณาแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของเหล็กรูปพรรณเป็นแบบสมบูรณพบว่าหน้าตัด RC รับกำลังได้มากที่สุดเนื่องจากใช้ปริมาณเหล็กเสริมตามยาวเพียงอย่างเดียวซึ่งเหล็กเสริมตามยาวนั้นมีกำลังครากที่สูงกว่าเหล็กรูปพรรณมาก ทำให้กำลังต้านทานรวมของหน้าตัด RC มีค่าสูงกว่าหน้าตัดเชิงประกอบ แต่เมื่อดูจากตัวแปรการโอบรัดแล้วมีค่าน้อยที่สุดและจะเห็นจากแบบจำลองของ SRC, SRC1 ซึ่งค่าตัวแปรของการโอบรัดตัวปกติจะมีค่าใกล้เคียงกัน แต่พื้นที่ต่างกันเนื่องจากการจะเรียงหน้าตัดต่างกันทำให้อิทธิพลของการโอบรัดไม่เท่ากันในหน้าตัดซึ่งทำให้ทราบว่า การจัดเรียงหน้าตัดในเสามีผลอย่างมากต่อรูปแบบการโอบรัดที่เกิดขึ้นซึ่งส่งผลต่อกำลังของเสาด้วย และจากการวิเคราะห์พบว่า การกระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดทำให้พื้นที่การโอบรัดตัวปกติมีค่ามากขึ้น และมีค่ามากในหน้าตัดที่มีกระจายเหล็กรูปพรรณออกไปที่มุมของหน้าตัดเสา จะเห็นในหน้าตัด SRC2 ซึ่งไม่เพียงแต่พื้นที่การโอบรัดปกติมากขึ้นแล้วเมื่อเทียบกับหน้าตัด SRC แต่ค่าตัวแปรการโอบรัดปกติยังมีมากขึ้นอีกด้วย ส่งผลทำให้กำลังของเสามากขึ้น ส่วนพื้นที่คอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูงจะพบว่า จะเกิดบริเวณปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณกระจายตามความเค้นจากการโอบรัดตัวเองของหน้าตัดอันเนื่องมาจากแรงดันรอบข้างที่สูงขึ้น และการกระจายเหล็กรูปพรรณเข้าใกล้ที่มุมของหน้าตัดทำให้ค่าของตัวแปรคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูงมีค่ามากกว่าการกระจายเหล็กรูปพรรณในกึ่งกลางของหน้าตัดด้วย เป็นผลให้กำลังการรับน้ำหนักของหน้าตัด SRC2 มีกำลังรับน้ำหนักมากกว่าหน้าตัด SRC และ SRC1 ตามลำดับ

สำหรับรูปแบบการการแปรเปลี่ยนแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณนั้นจะมีผลต่อกำลังการรับน้ำหนักของเสาด้วย เนื่องจากพื้นที่ของการโอบรัดเปลี่ยนแปลงทั้งการโอบรัดปกติและการโอบรัดตัวสูงแล้ว ค่าของตัวแปรการโอบรัดปกติและตัวแปรการโอบรัดตัวสูงยังมีค่าเปลี่ยนแปลงตามแรงยึดเหนี่ยวที่เปลี่ยนไปด้วย



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ตาราง 5-4 ผลการวิเคราะห์ตัวแปรการโยบริดและพื้นที่การโยบริดที่ได้จากแบบจำลอง

แบบจำลอง	พื้นที่เหล็ก รูปพรรณAs (mm <sup>2</sup> )	พื้นที่เหล็ก เสริม As(mm <sup>2</sup> )	พื้นที่คอนกรีตไม่ โยบริด Acu (mm <sup>2</sup> )	พื้นที่คอนกรีตโยบ ริตตัวปกติ Acp (mm <sup>2</sup> )	พื้นที่คอนกรีตโยบ ริตตัวสูง Ach (mm <sup>2</sup> )	กำลังครากของ เหล็กเสริม f <sub>yr</sub> (MPa)	กำลังครากของ เหล็กรูปพรรณ f <sub>ys</sub> (MPa)	กำลังอัดคอนกรีต f <sub>co</sub> (MPa)	ตัวแปรการโยบริดตัว ปกติของคอนกรีต, K <sub>p</sub>	ตัวแปรการโยบริดตัว สูงของคอนกรีต K <sub>h</sub>
RC	-	3920	99290	56790	-	531	-	20	1.06	-
SRC	2716	1256	88919	57321	9788	429	340	18.2	1.17	1.46
SRC_K1	2716	1256	96496	56632	2900	429	340	18.2	1.11	1.43
SRC_K2	2716	1256	97418	55401	3209	429	340	18.2	1.13	1.44
SRC_K3	2716	1256	86860	61479	7689	429	340	18.2	1.16	1.45
SRC_K4	2716	1256	89146	58019	8863	429	340	18.2	1.17	1.46
SRC1	3570	452	80711	62267	13000	531	340	18.2	1.13	1.35
SRC1_K1	3570	452	99718	56260	-	531	340	18.2	1.10	-
SRC1_K2	3570	452	95012	58645	2321	531	340	18.2	1.10	1.27
SRC1_K3	3570	452	91228	57173	7577	531	340	18.2	1.11	1.34
SRC1_K4	3570	452	88752	57935	9291	531	340	18.2	1.13	1.35
SRC2	3570	452	89687	59871	6420	531	340	18.2	1.33	1.54
SRC2_K1	3570	452	101079	54899	-	531	340	18.2	1.07	-
SRC2_K2	3570	452	81927	72546	1505	531	340	18.2	1.10	1.35
SRC2_K3	3570	452	86744	67263	1971	531	340	18.2	1.15	1.43
SRC2_K4	3570	452	90477	63252	2249	531	340	18.2	1.20	1.45

ในการคำนวณกำลังรับแรงอัดของเสา(Stub column) ในแนวแกน สามารถคำนวณจากสูตร เพื่อที่จะทำนายกำลังรับแรงอัดสำหรับเสาในเบื้องต้น โดยสมมติจากกำลังมากที่สุดของแต่ละวัสดุ และสามารถหาได้จากสมการ

$$P_{predict} = 0.85f'_c A_c + f_{ys} A_s + f_{yr} A_r \quad (5.4)$$

โดยที่  $f'_c$  คือกำลังอัดสูงสุดของคอนกรีต,  $f_{ys}$  คือพื้นที่เหล็กรูปพรรณ,  $f_{yr}$  คือพื้นที่เหล็กเสริมตามยาว,  $A_c$  คือพื้นที่คอนกรีต,  $A_s$  คือพื้นที่เหล็กรูปพรรณ และ  $A_r$  คือพื้นที่เหล็กเสริมตามยาว ในสมการนี้ใช้กำลังคอนกรีตที่  $0.85f'_c$  เป็นตัวแทนของกำลังคอนกรีตในหน้าตัด โดยไม่พิจารณาผลของการโอบรัด ซึ่งโดยทั่วไปแล้วสำหรับมาตรฐานการออกแบบไม่ได้รวมผลของการโอบรัดของคอนกรีตไว้ด้วย

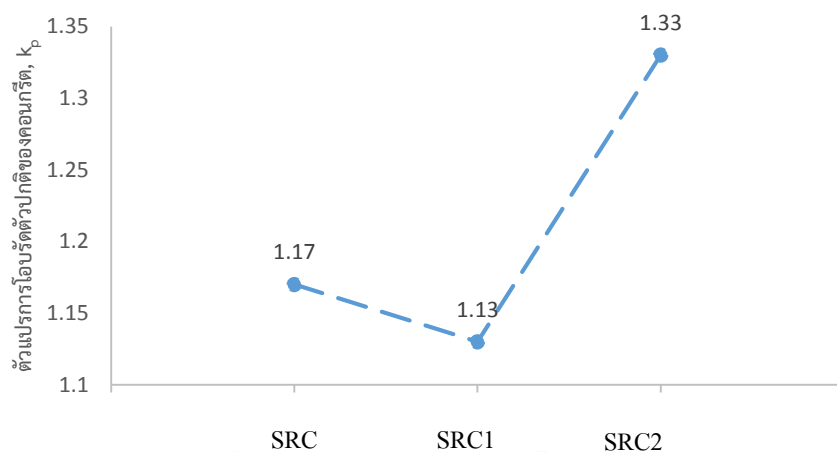
ตาราง 5-5 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดจากแบบจำลองและวิธีประมาณ

หน้าตัด	$P_{analyze}$ (KN)	$P_{predict}$ (KN)	$P_{ana}/P_{pre}$
RC	5271	4735	1.11
SRC	4561	3876	1.18
SRC_K1	4438	3876	1.15
SRC_K2	4459	3876	1.15
SRC_K3	4540	3876	1.17
SRC_K4	4556	3876	1.18
SRC1	4523	3867	1.17
SRC1_K1	4395	3867	1.14
SRC1_K2	4411	3867	1.14
SRC1_K3	4454	3867	1.15
SRC1_K4	4489	3867	1.16
SRC2	4715	3867	1.22
SRC2_K1	4363	3867	1.13
SRC2_K2	4434	3867	1.15
SRC2_K3	4492	3867	1.16
SRC2_K4	4541	3867	1.17

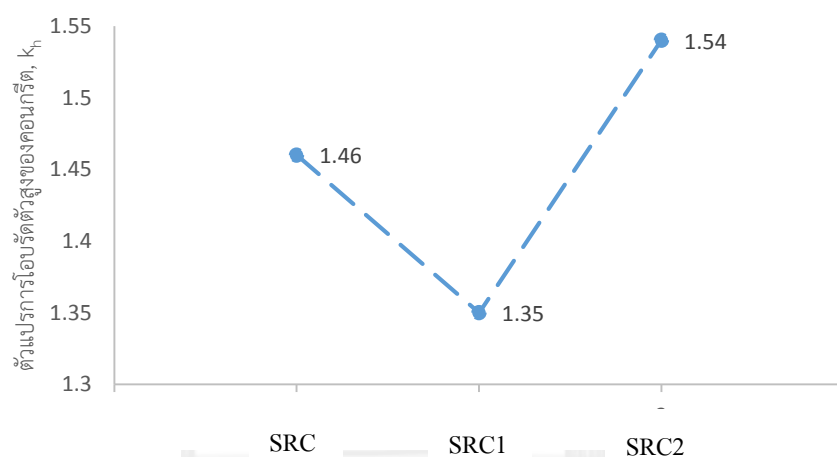
จากการวิเคราะห์ข้อมูลข้างต้นพบว่าวิธีการคำนวณจากสูตรการทำนายกำลังอัดของเสาจะได้กำลังรับน้ำหนักที่น้อยกว่าเนื่องจากไม่คิดถึงผลของการโอบรัดเข้ามาเกี่ยวข้องด้วย และสำหรับผลของแรงยึดเหนี่ยวที่มีผลต่อกำลังของเสาสังเกตว่าจากวิธีการคำนวณจากสูตรการทำนายกำลังอัดของเสาไม่ได้คำนึงถึงผลการยึดเหนี่ยวเข้าไปเกี่ยวข้องด้วย อย่างไรก็ตามสำหรับเสาที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตเลยจากการวิเคราะห์ก็ยังให้กำลังที่มากกว่าวิธีการคำนวณจากสูตรการทำนาย ซึ่งการใช้สูตรในการทำนายกำลังของเสาถือว่ามีความปลอดภัยเพียงพอสำหรับผู้ใช้น้ำตัดเชิงประกอบที่ไม่ได้คิดผลของการยึดเหนี่ยวเข้าไปเกี่ยวข้อง แต่ในทางปฏิบัติการที่จะให้ประสิทธิภาพของหน้าตัดมีมากที่สุดจะต้องคิดถึงผลการยึดเหนี่ยวด้วยซึ่งจะส่งผลต่อผลของการโอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดทำให้กำลังของหน้าตัดสามารถรับแรงได้ดียิ่งขึ้นและมีความปลอดภัยมากขึ้นในการใช้งานโครงสร้าง

## 5.8 การเปรียบเทียบผลของการโอบรัดของหน้าตัด

จากการวิเคราะห์กำลังการรับแรงของหน้าตัดทำให้ทราบถึงกำลังรับแรงของหน้าตัดในแต่ละหน้าตัดเชิงประกอบ แต่รูปแบบของการจัดเรียงในหน้าตัดจะมีผลต่อตัวแปรการโอบรัดที่เกิดขึ้น สำหรับการนำค่าตัวแปรนี้ไปประยุกต์ใช้จะต้องกำหนดโซนพื้นที่ของการโอบรัดให้ชัดเจนถึงจะคำนวณกำลังหน้าตัดได้ สำหรับวิธีเบื้องต้นในการกำหนดโซนพื้นที่ของการโอบรัดนั้นจะมีส่วนที่อยู่นอกระยะหุ้มเป็นคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด ส่วนที่ถัดเข้ามาจากระยะหุ้มจะให้เป็นคอนกรีตที่มีการโอบรัดปกติ และคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูงจะอยู่ระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณอาจจะสมมติเป็นแท่งสี่เหลี่ยมตรงอยู่ในพื้นที่ระหว่างปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณ และในการพิจารณาตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตในแต่ละหน้าตัดจะเป็นไปดังรูปที่ 5-27 จะพบว่าสำหรับหน้าตัดที่มีการยึดแน่นของผิวสัมผัสระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตด้วยกันนั้นหน้าตัด SRC2 จะให้ค่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตที่สูงกว่าหน้าตัด SRC และ SRC1 ตามลำดับ และการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตในแต่ละหน้าตัดเป็นไปดังรูปที่ 5-28 จะพบว่าสำหรับหน้าตัดที่มีการยึดแน่นของผิวสัมผัสระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตด้วยกันนั้นหน้าตัด SRC2 จะให้ค่าตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตที่สูงกว่าหน้าตัด SRC และ SRC1 อีกด้วย ทำให้ทราบว่าประสิทธิภาพของหน้าตัด SRC2 นั้นมีประสิทธิภาพดีกว่าหน้าตัด SRC และ SRC1 เนื่องจากมีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดที่ดีกว่า ส่งผลทำให้เกิดความดันรอบข้างที่สูง กำลังอัดของคอนกรีตบริเวณที่เกิดการโอบรัดจึงมีค่าเพิ่มขึ้น

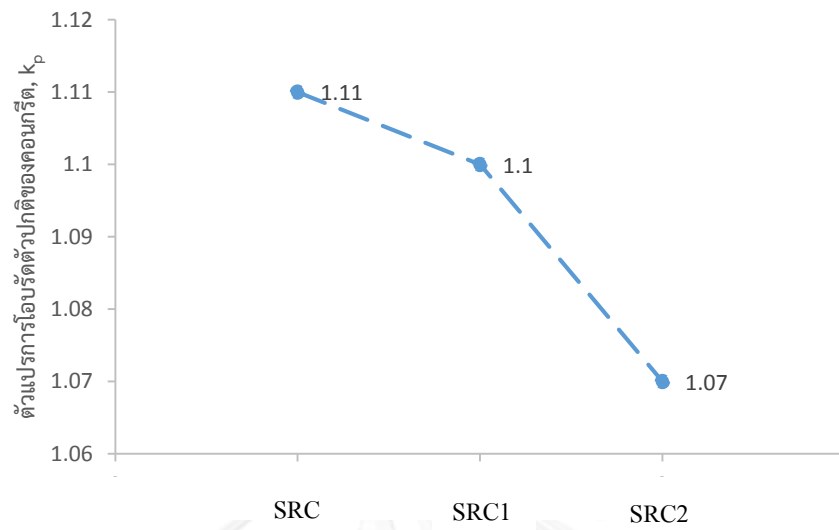


รูปที่ 5-27 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด

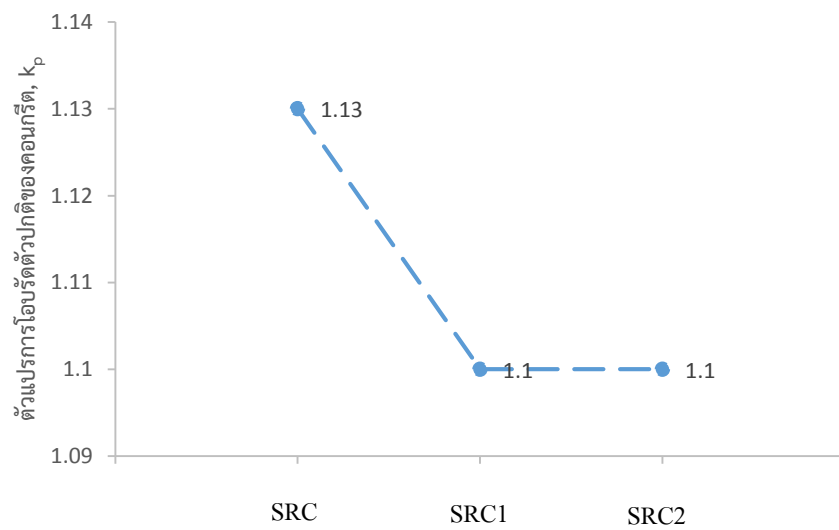


รูปที่ 5-28 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัด

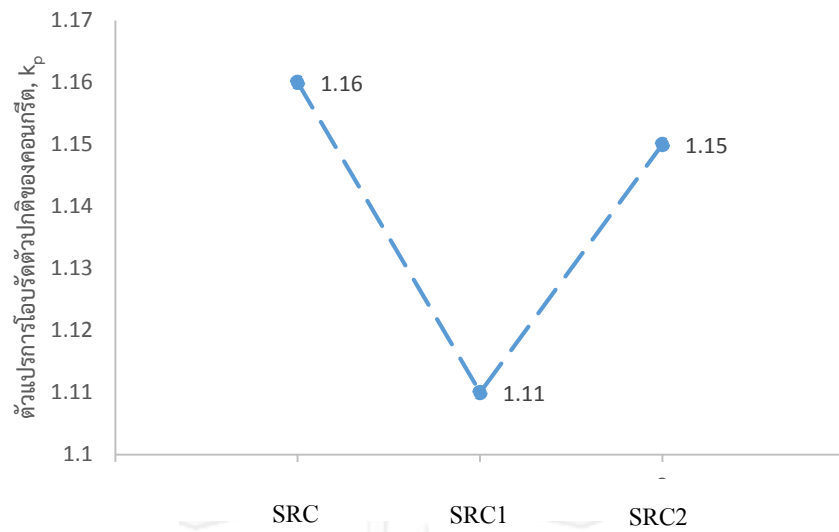
สำหรับการแปรผันค่าของแรงยึดเหนี่ยวจากค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงพบว่าถ้าไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตจะพบว่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของหน้าตัด SRC จะมีค่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติมากกว่าหน้าตัด SRC1 และ SRC2 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 5-29 และตัวแปรการโอบรัดตัวสูงจะมีเพียงเฉพาะหน้าตัด SRC เท่านั้น ในหน้าตัด SRC1 และ SRC2 จะมีการกระจายของความเค้นเพียงพื้นที่การโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตและคอนกรีตที่ไม่โอบรัดตัว สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงระหว่างผิวสัมผัสของเอลิเมนต์คอนกรีตและเหล็กรูปพรรณที่เพิ่มขึ้นนั้นเมื่อเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตในแต่ละหน้าตัดแสดงดังรูปที่ 5-29, 5-30, 5-31, 5-32, 5-33, 5-34 และ 5-35 ตามลำดับ



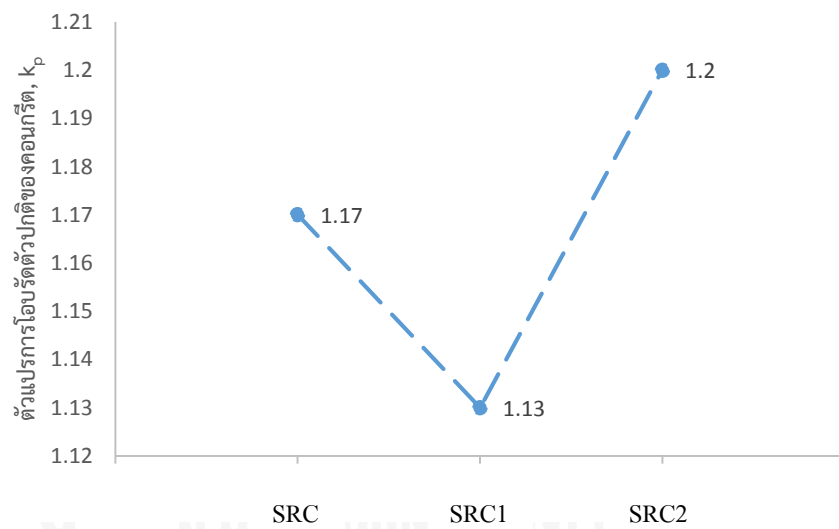
รูปที่ 5-29 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอเบิร์ตตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัดของสปริง  $k_1$



รูปที่ 5-30 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอเบิร์ตตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัดของสปริง  $k_2$

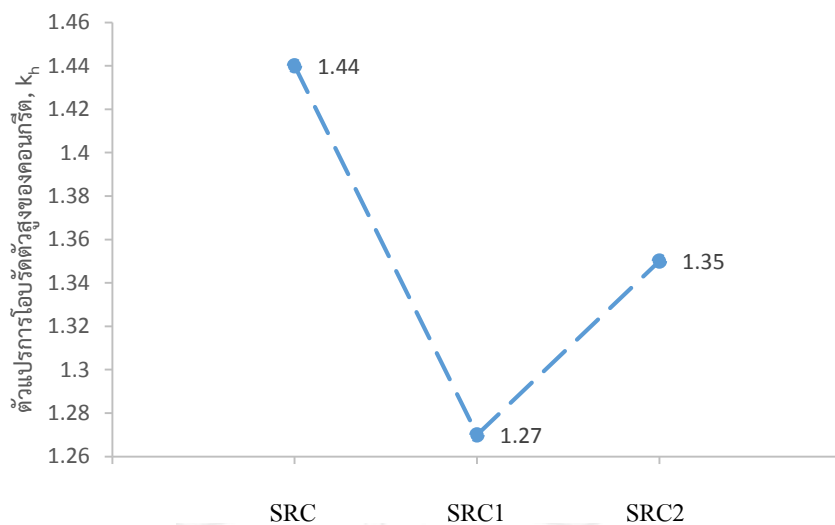


รูปที่ 5-31 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัดของสปริง  $k_3$

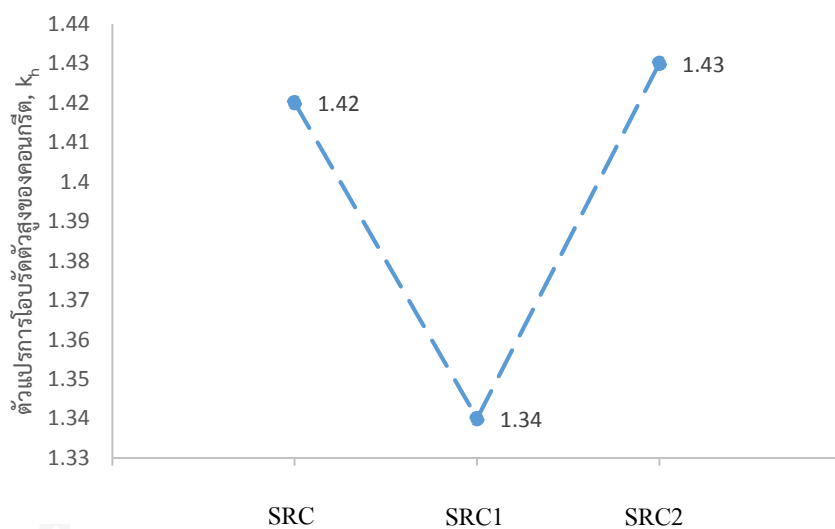


รูปที่ 5-32 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการโอบรัดตัวปกติของคอนกรีตแต่ละหน้าตัดของสปริง  $k_4$

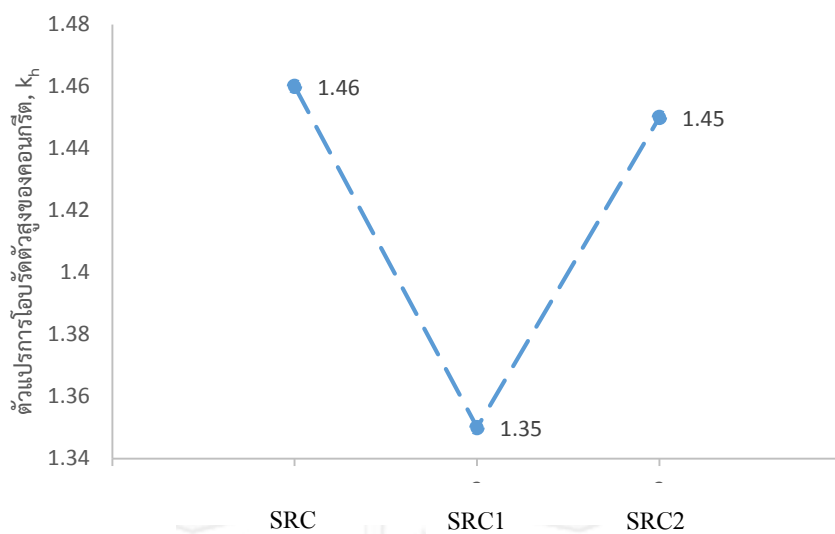




รูปที่ 5-33 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการไอบร็ดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัดของสปริง  $k_2$



รูปที่ 5-34 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการไอบร็ดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัดของสปริง  $k_3$



รูปที่ 5-35 แสดงการเปรียบเทียบตัวแปรการไอบรัดตัวสูงของคอนกรีตแต่ละหน้าตัดของสปริง  $k_4$

## บทที่ 6

### สรุปผล

#### 6.1 ผลของตัวแปรการโอบรัดต่อการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณ

จากการวิเคราะห์แบบจำลองหน้าตัดเชิงประกอบสามารถสรุปได้คือ การกระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดที่ทำให้ค่าของการโอบรัดตัวของคอนกรีตมีค่ามากขึ้น รูปแบบของเหล็กรูปพรรณที่จัดเรียงจะเป็นแบบการกระจายเข้ามุมของหน้าตัดเสา ซึ่งอธิบายได้จากแบบจำลองที่ได้สร้างขึ้น และสามารถอธิบายการพัฒนากำลังด้วยตัวเองของคอนกรีตเมื่อมีการใส่เหล็กรูปพรรณในหน้าตัด ทำให้คอนกรีตมีกำลังที่สูงขึ้นเนื่องจากคอนกรีตได้รับแรงดันรอบข้างที่มากขึ้นทำให้กำลังของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นกว่าเดิม ซึ่งต่างจากเหล็กรูปพรรณที่มีการกระจายตัวไว้บริเวณตำแหน่งตรงกลางหน้าตัดที่มีค่าตัวแปรการโอบรัดที่น้อยกว่า ดังนั้นการกระจายตัวเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดจึงมีความสำคัญต่อการพัฒนากำลังของหน้าตัด จากค่าของตัวแปรการโอบรัดที่เพิ่มขึ้นทำให้เห็นถึงพฤติกรรมการโอบรัดที่เกิดขึ้นของการกระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดของแต่ละหน้าตัด และสำหรับคอนกรีตที่โอบรัดตัวปกติผลการโอบรัดจะขึ้นกับเหล็กปลอกและการกระจายเหล็กเสริมตามยาวรวมถึงการกระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดซึ่งการกระจายเหล็กรูปพรรณเข้าบริเวณมุมหน้าตัดทำให้ค่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติมากกว่าการกระจายเหล็กรูปพรรณบริเวณกลางหน้าตัดอีกด้วย และการพัฒนากำลังของคอนกรีตที่มีการโอบรัดตัวสูงจะอยู่บริเวณปีกและเอวของเหล็กรูปพรรณ เนื่องจากเมื่อเสาได้รับแรงในแนวแกน คอนกรีตจะถูกบีบอัดเข้าชิดกับแผ่นของเหล็กรูปพรรณทำให้คอนกรีตไม่เกิดการแตกร้าว จึงทำให้กำลังคอนกรีตมีค่าสูงกว่าคอนกรีตปกติ หน้าตัดที่มีการกระจายเหล็กรูปพรรณเข้าบริเวณมุมจะมีค่าตัวแปรการโอบรัดสูงกว่าหน้าตัดที่กระจายเหล็กรูปพรรณบริเวณกึ่งกลาง

#### 6.2 ผลของการยึดเหนี่ยวต่อการการโอบรัดของหน้าตัด

สำหรับค่าการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณนั้นแรงยึดเหนี่ยวมีผลต่อการโอบรัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัด ถ้าหน้าตัดไม่มีแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตจะทำให้ไม่เกิดพื้นที่การโอบรัดตัวสูงของหน้าตัดเชิงประกอบ และค่าตัวแปรการโอบรัดตัวปกติและการโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นตามแรงยึดเหนี่ยวของผิวสัมผัสคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณที่มากขึ้นด้วย ในการพิจารณาแรงยึดเหนี่ยวของหน้าตัดในโครงสร้างจึงเป็นสิ่งสำคัญ เนื่องจากการถ่ายแรงในโครงสร้างจะได้ถ่ายแรงร่วมกันระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตได้อย่างสมบูรณ์ ทำให้โครงสร้างมีกำลังรับแรงที่ดีขึ้น และประสิทธิภาพการโอบรัดของหน้าตัดเชิงประกอบดีขึ้นด้วย

### 6.3 ผลของการรับกำลังของหน้าตัดต่อการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณ

สำหรับการรับกำลังของหน้าตัดโครงสร้าง ในหน้าตัดเชิงประกอบถ้ามีการกระจายเหล็ก รูปพรรณเข้าบริเวณมุมของหน้าตัดจะทำให้กำลังรับแรงของโครงสร้างมีค่าสูงขึ้นกว่าการกระจายเหล็ก รูปพรรณบริเวณกลางหน้าตัดหรือการใช้เหล็กรูปพรรณรูปตัวไอในหน้าตัด ดังนั้นการกระจายเหล็ก รูปพรรณในหน้าตัดจะมีผลต่อกำลังการรับแรงของหน้าตัดเป็นอย่างมาก ประสิทธิภาพของหน้าตัดเชิง ประกอบจากการกระจายตัวเหล็กรูปพรรณของหน้าตัดเมื่อเทียบกับวิธีการทำนากำลังเบื้องต้นจะมี กำลังการรับแรงที่สูงกว่า เพราะมีการคิดผลของการโอบรัดตัวของคอนกรีตเข้ามาด้วย ในหน้าตัดที่ กระจายเหล็กออกที่มุมมีการรับแรงสูงสุดโดยมีกำลังการรับแรงจากการวิเคราะห์จากแบบจำลอง มากกว่ากำลังการรับแรงจากวิธีการทำนากำลังเบื้องต้นประมาณ 20 % ซึ่งในการประยุกต์ใช้หน้าตัด เชิงประกอบในโครงสร้างโดยการนำเหล็กรูปพรรณมาใช้ร่วมกับเหล็กเสริมแล้ว รูปแบบของการ กระจายเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดที่จะทำให้ได้กำลังและประสิทธิภาพการโอบรัดของหน้าตัดสูงสุด จะต้องมีการกระจายตัวของเหล็กรูปพรรณเข้าบริเวณที่มุมของหน้าตัด และไม่กระจายเหล็กรูปพรรณ ในแนวกึ่งกลางของหน้าตัดเนื่องจากจะทำให้กำลังของหน้าตัดมีค่าน้อยลงจากประสิทธิภาพการโอบ รัดที่น้อยกว่ามาก

### 6.4 ข้อเสนอแนะ

1. ควรมีการใช้กำลังครากของเหล็กเสริมเท่ากับกำลังครากของเหล็กรูปพรรณในหน้าตัด ซึ่งทำ ให้สามารถเปรียบเทียบหน้าตัดของเหล็กเสริมคอนกรีตกับหน้าตัดเชิงประกอบได้ชัดเจนขึ้น
2. ควรมีการใช้กำลังอัดคอนกรีตในหน้าตัดที่สูงขึ้นหลากหลายค่าในการสร้างแบบจำลอง เพื่อ ศึกษาถึงผลการโอบรัดต่อกำลังคอนกรีตกำลังสูง
3. ควรเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมตามยาวในหน้าตัดเพื่อที่จะเห็นผลของการโอบรัดตัวปกติของ คอนกรีตในหน้าตัดเชิงประกอบ และแปรผันค่าของระยะห่างของเหล็กปลอกที่หลากหลาย
4. ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเชิงประกอบ ควรพิจารณาถึงผลการโก่งเดาะ (Buckling) ของโครงสร้างในกรณีที่เป็นเสายาว เพื่อให้แบบจำลองมีประสิทธิภาพและ สามารถอธิบายพฤติกรรมของเสายาวภายใต้การโอบรัดได้ดีขึ้น

### รายการอ้างอิง

1. N.E. shanmugam and B. Lakshmi, *State of the art report on steel-concrete composite columns*. Journal of constructional steel research, 2001. 57: 1041-1080.
2. Cheng-Chin Chen and Na-Jio Lin, *Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns*. Journal of constructional steel research, 2006. 62: 424-433.
3. Ehab Ellobody, Ben Young, and Densis Lam, *Eccentrically loaded concrete encased steel composite columns*. Journal of constructional steel research, 2011. 49: 53-65.
4. Ehab Ellobody and Ben Young, *Numerical simulation of concrete encased steel composite columns*. Journal of constructional steel research, 2011. 67: 211-22.
5. Ellobody, E., *A consistent nonlinear approach for anylising steel, cold-formed steel, stainless steel and composite columns at ambient and fire conditions*. Journal of constructional steel research, 2013. 68: 1-17.
6. Hsuan-The Hu, Huang CS, and Ming-Hsien Wu, *Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect*. Journal of constructional steel research, 2013. 10: 1332-9.
7. Ehab Ellobody and Ben Young, *Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns*. Thin-Walled Structures, 2006. 44: 919-930.
8. Eggermann, H., *Simplified Design of composite columns, Based on a Comparative Study of the Development of Building Regulations in Germany and the United States*. 2003.
9. Lee, S., *Prefabricated SRC Column System*. KCI-TCA-ACF Joint Seminar on Advanced Concrete Technology, EIT Building, Bangkok, Thailand, 2012.
10. J.B Mander and J.N. Priestley, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of constructional steel Engineering, ASCE, 1998. 114(8): 1804-26.
11. S.V. Chaudhri and M.A. Chakrabarti, *Modeling of concrete for nonlinear analysis Using Finite Element Code ABAQUS*. International Journal of Computer Applications, 2012. 44(0975-8887).
12. Madhu, Karthik , and Murugesan reddiar, *Stress-Strain model of unconfined and confined concrete and stress block parameter*. Civil Engineering Texas, 2009.
13. Richart FE, Brandzaeg A, and Brown RL, *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*. Champaign, Illinois, USA: Univ. of Illinois Engineering Experimental station, 1982.
14. Seanz LP, Desayi P, and Krishnan. S, *Discussion of Equation for the stress-strain curve of concrete*. ACI Journal, 1964. 61: 1229-35.

15. S.Alih and A.Khelil, *Tension Stiffening Parameter in Composite Concrete Reinforced with Inoxydable Steel*. International Journal of Civil and Environmental Engineering 6, 2012.
16. Wahalathantri B.L. and Thambiratnam D.P., *A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete element using ABAQUS*. Infrastructure Transport and Urban Development, 2008: p. 260-264.
17. Preeda Chaimahawan and Amorn Pimanmas, *Nonlinear FEM Analysis of RC Beam-Column Joint Strengthened by Cast In-Situ Joint Expansion*. Journal of Advanced Concrete Technology, 2009. 7: p. 307-326.
18. Wang Yu-hang, Nie Jian-guo, and Cai C.S., *Numerical Modeling on concrete structures and steel-concrete composite frame structures*. Composite, 2013. Part B 51: p. 58-67.
19. Zhog Tao, Zhi-Bin Wang, and Qing Yu, *Finite element modeling of concrete-filled steel stub columns under axial compression*. Journal of Construction Steel Research, 2013. 89: p. 121-131.
20. Lettow S., Eligehausen R., and Ožbolt J., *The simulation of bond between concrete and reinforcement in nonlinear threedimensional finite element analysis*. The 5th fib International PhD Symposium in Civil Engineering 2004.
21. P. Desnerck, G. De Schutter, and L. Taerwe, *A local bond stress-slip model for reinforcing bars in self-compacting concrete*. Korea Concrete Institute, 2010.
22. Shiming Chen and Xiaoyu Shi, *Shear bond Mechanism of composite slabs- A universal FE approach*. Journal of constructional steel research, 2011. 67: 1478-1484.
23. Hibbitt, Karisson, and Sorensen, *ABAQUS standard user's manual*. Vol. vols. 1-3. 2008.
24. ช่อวิเชียร, ว., การออกแบบโครงสร้างเหล็ก. Vol. 3. 2553, จตุจักร กรุงเทพฯ.
25. P. VALACH and Š. GRAMBLIČKA, *Theoretical and experimental analysis of composite steel-reinforced concrete (SRC) column*. SLOVAK UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, 2007.
26. ทักษิณ เทพชาตรี and อัครวัชร เล่นวารี, *พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก*. 2553, สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
27. เดชะอำไพ, ป., *ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิศวกรรม*. 2553, สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายวรจักร จันทน์แว่น เกิดเมื่อวันที่ 1 ธันวาคม พ.ศ. 2533 ที่จังหวัดพะเยา สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา จากจุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัย เมื่อพ.ศ. 2556 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขา วิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2556



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY