

การทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
สำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ

ธีรวุฒิ กุลโพนเมือง

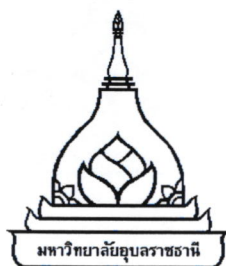
วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

พ.ศ. 2555

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยอุบลราชธานี



**TESTING OF WET JOINT FOR PRECAST REINFORCED
CONCRETE BEAMS USING VARIOUS REINFORCEMENT
DETAILINGS**

TEERAWUT KULPHONMUANG

**A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS
FOR THE DEGREE OF MASTER OF ENGINEERING
MAJOR IN CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING
UBON RATCHATHANI UNIVERSITY
YEAR 2012**

COPYRIGHT OF UBON RATCHATHANI UNIVERSITY



ใบรับรองวิทยานิพนธ์
มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
ปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

เรื่อง การทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป
ที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ

ผู้วิจัย นายธีรวุฒิ กุลโพนเมือง

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.กิตติศักดิ์ จันตยวิชัย)

..... กรรมการ
(ดร.วิเชียร โสมณวัฒน์)

..... คณบดี
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.นท แสงเทียน)

มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี รับรองแล้ว

.....
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อุทิศ อินทร์ประสิทธิ์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ

ปฏิบัติราชการแทนอธิการบดี มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

ปีการศึกษา 2555

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้ สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี เนื่องจากบุคคลที่คอยให้คำแนะนำและให้คำปรึกษาแก่ผู้วิจัย ขอกราบขอบพระคุณบุคคลต่อไปนี้

ขอกราบขอบพระคุณ ผศ.ดร. เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้คำแนะนำรวมทั้งคำปรึกษาและชี้แนะแนวทางอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการทำวิทยานิพนธ์เล่มนี้ และพร้อมที่จะสละเวลาอันมีค่าช่วยเหลือในการแก้ไขปัญหาทุกปัญหาโดยตลอดพร้อมยังเตือนสติแสดงถึงความห่วงใยและหวังดีต่อผู้วิจัยเสมอมา

ขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติศักดิ์ ชันติวิชัย และ ดร.วิเชียร โสมณวัฒน์ ที่เสียสละเวลามาเป็นกรรมการในการสอบวิทยานิพนธ์ พร้อมทั้งคำแนะนำ และข้อเสนอแนะอันเป็นประโยชน์ยิ่งต่อวิทยานิพนธ์ รวมทั้งอาจารย์ทุกท่านในภาควิชาวิศวกรรมโยธา ที่คอยอบรมสั่งสอนให้ความรู้และดูแลอำนวยความสะดวกต่างๆ

ขอบพระคุณ นายกิตติธัช หมูทอง ที่กรุณาให้คำปรึกษาและคำแนะนำในการใช้เครื่องมือวัด และความช่วยเหลือต่างๆ

ขอบพระคุณบุคคลที่รักและเพื่อนๆ พี่ น้อง ที่คอยให้กำลังใจกับทางผู้วิจัยเสมอมา จนสามารถทำวิทยานิพนธ์สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

และขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ซึ่งเป็นผู้มีพระคุณ เป็นผู้ให้ทุกสิ่งทุกอย่าง ให้โอกาสในการศึกษาและคอยส่งเสริม พร้อมด้วยความรักและกำลังใจที่มีให้แก่ผู้วิจัยมาโดยตลอด

(นาย ชีรวุฒิ กุลโพนเมือง)

ผู้วิจัย

บทคัดย่อ

ชื่อเรื่อง : การทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ

โดย : ชีรวุฒิ กุลโพณเมือง

ชื่อปริญญา : วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชา : วิศวกรรมโยธา

ประธานกรรมการที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย

ศัพท์สำคัญ : คานคอนกรีตสำเร็จรูป รอยต่อแบบเปียก เชื่อมต่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงและลักษณะการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ ภายใต้การตัด การทดสอบจะแบ่งคานตัวอย่างออกเป็นสองชุดทดสอบ โดยชุดทดสอบแรกจะทำการทดสอบเพื่อหาลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึง ที่มีประสิทธิภาพสามารถพัฒนากำลังได้ใกล้เคียงกับวิธีการเชื่อมทาบ แล้วนำผลทดสอบที่ได้มาศึกษาต่อในชุดทดสอบที่สอง

ผลการทดสอบพบว่ารอยต่อที่มีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึง โดยขอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซีที่มุม สามารถพัฒนากำลังต้านทานโมเมนต์คดได้ใกล้เคียงกับคานตัวอย่างลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบ เมื่อนำคานตัวอย่างดังกล่าวมาศึกษาต่อในชุดทดสอบที่สอง พบว่าเมื่อปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวมีค่ามากขึ้น ความสามารถในการรับโมเมนต์คดของตัวอย่างคานจะมีแนวโน้มที่มากขึ้น

ABSTRACT

TITLE : TESTING OF WET JOINT FOR PRECAST REINFORCED CONCRETE
BEAMS USING VARIOUS REINFORCEMENT DETAILINGS

BY : TEERAWUT KULPHONMUANG

DEGREE : MASTER OF ENGINEERING

MAJOR : CIVIL ENGINEERING

CHAIR : ASST. PROF. GRIENGSAK KAEWKULCHAI, Ph.D.

KEYWORDS : PRECAST CONCRETE BEAM / WET JOINT / CONNECTION

This research's objective is to study behavior and failure mode of wet joint connections of precast reinforced concrete beams, having various reinforcement detailing. Two cases of joint samples were tested. The first case of joint samples is to determine the most suitable tension bar detailing having efficiency compatible to the welding connection joint. For the second case, the best steel detailing is studied further.

From the first test results, it was found that for the beam having tension bars joined by 90-degree hook at each end with C-shape DB12 mm crossing at the corner of hook, the flexural strength can be developed close to that of welding connection joint. In addition, it was found from the second test results that when using larger amount of cross bars the flexural capacity tends to be higher.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	ก
บทคัดย่อภาษาไทย	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ค
สารบัญ	ง
สารบัญตาราง	ฉ
สารบัญภาพ	ช
บทที่	
1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขต	2
1.4 วิธีการศึกษา	3
1.5 องค์ประกอบของวิทยานิพนธ์	3
2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 บทนำ	4
2.2 ระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูป	4
2.3 ลักษณะของรอยต่อในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป	8
2.4 การส่งผ่านแรงที่กระทำระหว่างรอยต่อ	10
2.5 ขั้นตอนการก่อสร้างอาคารระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป	11
2.6 ข้อดีและข้อจำกัดการก่อสร้างที่ใช้ระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป	12
2.7 คอนกรีตเสริมเหล็ก	14
2.8 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก	19
2.9 ทฤษฎีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก	26
2.10 ผลงานวิจัยที่ผ่านมา	35
2.11 สรุป	37

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3 วิธีดำเนินงานวิจัย	
3.1 บทนำ	38
3.2 วัสดุทดสอบ	38
3.3 เครื่องมือและอุปกรณ์	39
3.4 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ	40
3.5 การทดสอบตัวอย่าง	52
3.6 การเก็บข้อมูล	54
4 ผลการวิจัยและอภิปรายผล	
4.1 บทนำ	55
4.2 กำลังของวัสดุ	55
4.3 ผลการทดสอบ	56
4.4 สรุป	85
5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	
5.1 สรุป	86
5.2 ข้อเสนอแนะ	88
เอกสารอ้างอิง	89
ภาคผนวก	
ก ตารางแสดงข้อมูลผลการทดสอบวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย	93
ข รายการคำนวณออกแบบและวิเคราะห์หน้าตัดตัวอย่างทดสอบ	97
ค ผลการทดสอบ	111
ประวัติผู้วิจัย	137

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า	
2.1	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่เล็กที่สุด	15
2.2	ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ l_{db} เมื่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึง	17
3.1	ขนาดคานและลักษณะการต่อเชื่อมของรอยต่อแบบเปียก (ชุดทดสอบที่ 1)	41
3.2	ขนาดคานและลักษณะการต่อเชื่อมของรอยต่อแบบเปียก (ชุดทดสอบที่ 2)	45
4.1	คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย	56
4.2	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดของรอยต่อคานสำเร็จรูปแบบเปียก	56
4.3	ค่าประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ	72
4.4	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดของรอยต่อคานสำเร็จรูปแบบเปียก	73
4.5	ค่าประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ	83
ก.1	ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอกสำหรับคานตัวอย่างทดสอบที่ 1 (คานตัวอย่าง B1-B7)	94
ก.2	ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอกสำหรับคานตัวอย่างทดสอบที่ 2 (คานตัวอย่าง B4-A ถึง B4-E)	94
ก.3	ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามยาวขนาด RB6 ชั้นคุณภาพ SR24	95
ก.4	ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามยาวขนาด RB9 ชั้นคุณภาพ SR24	95
ก.5	ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามยาวขนาด DB12 ชั้นคุณภาพ SD40	96
ก.6	ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามยาวขนาด DB16 ชั้นคุณภาพ SD40	96
ค.1	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B1	112
ค.2	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B2	114
ค.3	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B3	116
ค.4	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B4	118
ค.5	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B5	120
ค.6	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B6	122
ค.7	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B7	124
ค.8	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B4-A	127
ค.9	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่าง B4-B	129

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
ก.10 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่าง B4-C	131
ก.11 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่าง B4-D	133
ก.12 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่าง B4-E	135

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
2.1 โครงสร้างระบบเสาและคาน	5
2.2 โครงสร้างระบบเสาและแผ่นพื้น	6
2.3 โครงสร้างระบบผนังรับน้ำหนักสำเร็จรูป	7
2.4 โครงสร้างระบบค่อง	8
2.5 รอยต่อแบบเปียก	9
2.6 รอยต่อแบบแห้ง	9
2.7 ของมาตรฐานสำหรับเหล็กเสริมเอก	15
2.8 ของมาตรฐานสำหรับเหล็กดัดและเหล็กปลอก	16
2.9 การกระจายของหน่วยแรงในเหล็กค้ำ	19
2.10 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุก	21
2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	24
2.12 แนวของหน่วยแรงหลักในคาน	25
2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยึดหดตัวของเหล็กเสริม	28
2.14 หน่วยแรงอัดสมมูลของ WHITNEY	29
3.1 เครื่องมือและอุปกรณ์	40
3.2 ลักษณะคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ประกอบกัน โดยใช้รอยต่อแบบเปียก	41
3.3 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B1	42
3.4 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B2	42
3.5 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B3	43
3.6 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4	43
3.7 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B5	44
3.8 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B6	44
3.9 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B7	45
3.10 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-A	46
3.11 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-B	46
3.12 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-C	47

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
3.13 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-D	47
3.14 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-E	48
3.15 ผูกเหล็กเสริมของคานตัวอย่าง	48
3.16 ติดตั้งมาตรวัดความเครียด (STRAIN GAGE)	49
3.17 เตรียมตัวอย่างคานคอนกรีตสำเร็จรูป	49
3.18 เตรียมตัวอย่างคอนกรีตเทบริเวณรอยต่อ	50
3.19 บริเวณของรอยต่อแบบเปียกก่อนและหลังการเทคอนกรีต	50
3.20 ทดสอบกำลังอัดคอนกรีต	51
3.21 ทดสอบกำลังแรงดึงของเหล็กที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ	52
3.22 ติดตั้งคานตัวอย่าง	53
3.23 ตำแหน่งการให้น้ำหนักบรรทุก, ผังแรงเฉือนและ โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น	53
4.1 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B1	57
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B1	59
4.3 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B2	60
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B2	61
4.5 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B3	62
4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B3	63
4.7 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4	64
4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B4	65
4.9 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B5	66
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B5	67
4.11 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B6	68
4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B6	69
4.13 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B7	70
4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B7	71

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง ทั้งเจ็ดตัวอย่าง (ชุดทดสอบที่หนึ่ง)	71
4.16 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-A	74
4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-A	75
4.18 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-B	76
4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-B	77
4.20 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-C	78
4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-C	79
4.22 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-D	80
4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-D	81
4.24 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-E	82
4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-E	83
4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง ทั้งห้าตัวอย่าง (ชุดทดสอบที่สอง)	84
4.27 อิทธิพลของปริมาณร้อยละเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาว ที่มีผลต่อการรับแรงของคานตัวอย่าง	84
ค.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B1	113
ค.2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B2	116
ค.3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B3	117
ค.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B4	120
ค.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B5	122

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ค.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B6	124
ค.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B7	126
ค.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B4-A	128
ค.9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B4-B	130
ค.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B4-C	132
ค.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B4-D	134
ค.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง คานตัวอย่าง B4-E	136

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย

ปัจจุบันระบบการก่อสร้างบ้านสำเร็จรูป (Precast concrete) เป็นทางเลือกหนึ่งที่กำลังได้รับความนิยมจากผู้ประกอบการด้วยเหตุผลหลักคือ การใช้ระบบการก่อสร้างดังกล่าว ในแง่ของผู้ประกอบการ ที่ทำการก่อสร้างเป็นจำนวนหลายยูนิต สามารถประหยัดต้นทุนในการก่อสร้างของโครงการได้มากกว่าระบบการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (Cast-in-place) จำนวนแรงงานที่ใช้ก่อสร้างน้อยลง ลดขั้นตอนการติดตั้งค้ำยัน การติดตั้งแบบหล่อ การผูกเหล็ก การเทคอนกรีต และการบ่มคอนกรีต ขณะที่คุณภาพของโครงสร้างนั้น มีกระบวนการควบคุมคุณภาพ และขั้นตอนการผลิตที่ได้มาตรฐานจากโรงงานผลิต แล้วนำมาประกอบติดตั้ง ณ สถานที่ก่อสร้าง แต่ปัญหาในการก่อสร้างอาคารที่ประกอบขึ้นมาจากชิ้นส่วนสำเร็จรูป คือบริเวณรอยต่อ (Joint connection) ซึ่งเกิดความไม่ต่อเนื่องของเหล็กเสริมและคอนกรีต ความยาวของระยะทาบทเหล็กเสริมที่ไม่เพียงพอ ทำให้พฤติกรรมการรับน้ำหนักและโมเมนต์ดัดของรอยต่อลดลง ส่งผลให้ความปลอดภัยในการใช้อาคารลดน้อยลง ดังนั้นส่วนสำคัญที่ผู้ออกแบบและวิศวกรจะต้องใช้ดุลยพินิจในการออกแบบให้มากที่สุด คือ การออกแบบรอยต่อของโครงสร้าง ซึ่งปัจจุบันพบว่า การออกแบบรอยต่อของโครงสร้างในระบบสำเร็จรูปมีอยู่สามแบบ ได้แก่ รอยต่อแบบเปียก (Wet joint) รอยต่อแบบแห้ง (Dry joint) และรอยต่อแบบอัดแรงภายหลัง (Post-tensioned joint) ในส่วนของงานวิจัยนี้จะการศึกษาเกี่ยวกับรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบเปียก ซึ่งที่พบเห็นโดยทั่วไปการออกแบบเหล็กเสริมเพื่อให้เกิดความต่อเนื่องตรงบริเวณรอยต่อแบบเปียกนั้น มักนิยมใช้วิธีการเชื่อมทาบท การเชื่อมทาบทเหล็กเสริม นั้นถือว่ามีประสิทธิภาพเป็นที่ยอมรับในการก่อสร้าง แต่เมื่อมีปริมาณเหล็กเสริมจำนวนมาก บวกกับความจำกัดของขนาดรอยต่อ ทำให้การเชื่อมทาบทนั้นมีความยากลำบากต่อการทำงาน อาจทำให้ความสามารถในการเชื่อมลดน้อยลง ส่งผลให้การรับแรงของคานมีประสิทธิภาพต่ำลง อีกทั้งวิธีการเชื่อมทาบทนั้นอาจจะต้องใช้ระยะเวลาและสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายในการทำงานต่อจตุรรอยต่อมากพอสมควร ความไม่สะอาดตรงบริเวณรอยต่อหลังการเชื่อม ส่งผลต่อคุณภาพของคอนกรีต

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะศึกษาพฤติกรรมและลักษณะการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปภายใต้การดัด โดยทำการศึกษารายละเอียดเหล็กเสริมของรอยต่อแบบเปียกในรูปแบบต่างๆ สร้างแบบจำลองลักษณะรอยต่อแบบเปียกระหว่างเสากับ

คาน โดยมีขนาดรอยต่อของบ้านพักอาศัยขนาดเล็กทั่วไปเป็นตัวแทนในการศึกษา ให้มีความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นพร้อมกับลดการเชื่อมตาทนเหล็กเสริมต้านทานโมเมนต์ดัดให้น้อยลง เพื่อให้ผู้ประกอบการและผู้รับเหมาประหยัดค่าใช้จ่ายและลดระยะเวลาทำงานในการเชื่อมตาทนลง ปรับปรุงรูปแบบของรอยต่อแบบเปียกให้มีความทำงานที่ง่ายขึ้นและสะดวกกว่าเดิม เพื่อนำไปพัฒนาและประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างจริง ทำให้เกิดความมั่นใจในประสิทธิภาพของโครงสร้างระบบขึ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป ทั้งในขณะก่อสร้างและขณะใช้งาน

1.2 วัตถุประสงค์

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้ทำการศึกษาค้นคว้าทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ โดยมีวัตถุประสงค์หลักดังต่อไปนี้

1.2.1 เพื่อทราบถึงพฤติกรรมและลักษณะการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ภายใต้การดัดที่มีรายละเอียดของเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อที่แตกต่างกัน

1.2.2 เพื่อทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ที่ได้จากการศึกษาในวัตถุประสงค์ข้อที่ 1.2.1

1.3 ขอบเขต

จากวัตถุประสงค์หลักในการศึกษาค้นคว้าทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ ที่ได้กล่าวมาแล้วนั้น จึงกำหนดขอบเขตของการศึกษาไว้ดังนี้

1.3.1 ศึกษาเฉพาะพฤติกรรมรอยต่อแบบเปียก (Wet joint) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปเท่านั้น

1.3.2 ศึกษาคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมเฉพาะเหล็กรับแรงดัดเท่านั้น

1.3.3 ใช้ขนาดและรายละเอียดของเหล็กเสริมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารที่พักอาศัยขนาดเล็กทั่วไปเป็นตัวแทนในการศึกษา โดยใช้คานขนาดหน้าตัด 0.20 เมตร $\times$ 0.40 เมตร

1.3.4 รอยต่อคานแบบเปียกมีความยาว 0.25 เมตร และ 0.35 เมตร

1.3.5 ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตประมาณ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

1.3.6 ออกแบบตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง

1.3.7 ชั้นคุณภาพเหล็กเสริม SR24 สำหรับเหล็กกลม และ SD40 สำหรับเหล็กข้ออ้อย

1.3.8 ใช้การบ่มคอนกรีตในสภาวะอากาศปกติ

1.4 วิธีการศึกษา

ลำดับขั้นตอนในการศึกษาการทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ เพื่อให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องจึงได้กำหนดขั้นตอนในการศึกษาไว้ดังนี้

1.4.1 ศึกษาขั้นตอนการสร้างองค์อาคารในระบบคอนกรีตสำเร็จรูป

1.4.2 ศึกษาและรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับคานคอนกรีตสำเร็จรูปและรอยต่อคานแบบเปียก

1.4.3 ศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบริเวณรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป โดยการทดสอบกำลังต้านทานโมเมนต์

1.4.4 วิเคราะห์ผลการทดสอบ

1.4.5 สรุปและอธิบายผลการศึกษา

1.5 องค์ประกอบของวิทยานิพนธ์

องค์ประกอบของวิทยานิพนธ์เรื่อง “การทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ” นอกจากบทที่ 1 บทนำ ซึ่งกล่าวถึงความเป็นมาและความสำคัญ วัตถุประสงค์ และขอบเขตการศึกษา เนื้อหาของวิทยานิพนธ์ยังประกอบด้วย บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง, บทที่ 3 วิธีการดำเนินงานวิจัย, บทที่ 4 ผลและการวิเคราะห์ผลทดสอบ และบทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ ซึ่งได้นำเสนอในวิทยานิพนธ์นี้ตามลำดับ

บทที่ 2

ทฤษฎี

2.1 บทนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูป ลักษณะรอยต่อในการก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป การส่งผ่านแรงของรอยต่อ ขั้นตอนการก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป ข้อดีและข้อจำกัดของระบบสำเร็จรูป พฤติกรรมของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน ทฤษฎีและข้อกำหนดมาตรฐานทั่วไปเกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

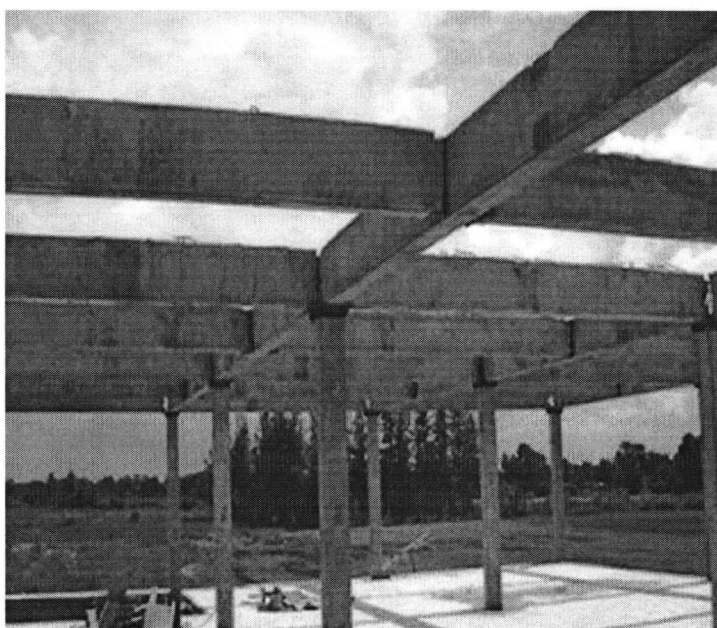
2.2 ระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูป

ระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูปแบบต่าง ๆ ในปัจจุบันได้มีการจดทะเบียนลิขสิทธิ์ไว้ในประเทศต่าง ๆ มากมายหลายระบบ ส่วนใหญ่เป็นระบบ ที่พัฒนาขึ้นในประเทศยุโรปทางตะวันออก ระบบเหล่านี้สามารถแบ่งได้หลายลักษณะ(ไตรรัตน์ จารุทัศน์, 2542) เช่น แบ่งตามชนิดของโครงสร้าง แบ่งตามชนิดของวัสดุที่เลือกใช้ แบ่งตามรูปแบบของชิ้นส่วนที่ประกอบกัน แบ่งตามลักษณะการก่อสร้าง สำหรับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ได้ทำการศึกษาและกล่าวถึงเฉพาะระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่แบ่งตามชนิดของโครงสร้าง ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้ (จุติ ไกรครวญ, 2551)

2.2.1 ระบบเสาและคาน (Skeleton Frame or Column and Beam)

ระบบนี้คือระบบโครงสร้างที่รู้จักและใช้กันอย่างแพร่หลายจนเกือบจะเป็นระบบเดียวที่ใช้กันในประเทศไทย ระบบเสาและคานนิยมใช้สำหรับอาคารที่ไม่สามารถใช้ระบบผนังรับน้ำหนักได้ เนื่องจากความจำเป็นทางด้านการใช้สอยที่ต้องการเปิดเนื้อที่ให้ผ่านถึงกันได้ตลอด เช่น อาคารโรงงาน สำนักงาน โรงเรียน เป็นต้น

หลักการโครงสร้างแบบเสาและคานก็คือ การรับน้ำหนักจากพื้นลงสู่คาน จากคานลงสู่เสา โดยโครงสร้างระบบนี้จะแตกต่างจากโครงสร้างแบบหล่อคอนกรีตในที่ ในกรณีที่เสาและคานเป็นแบบหล่อสำเร็จรูปแล้วนำมาประกอบกัน ยังมีความแตกต่างจากระบบหล่อในที่อีกประการหนึ่ง คือ โครงสร้างระบบเสาและคานสำเร็จรูปมักจะมีแนวคานสำเร็จอยู่เพียงแนวใดแนวหนึ่งเท่านั้น ไม่มีคานที่วิ่งเข้าสู่เสาทั้งสี่ด้านเหมือนกับการหล่อในที่ เพราะจะทำให้เกิดความยุ่งยากในการผลิตและการติดตั้งชิ้นส่วนสำเร็จเป็นอย่างมาก ดังนั้นในระบบสำเร็จรูปจึงมีคานเฉพาะในแนวที่รับน้ำหนักจากแผ่นพื้นเท่านั้น ส่วนในอีกแนวหนึ่งซึ่งไม่มีคานยึดนั้นจะถูกยึดโดยแผ่นพื้นหรือผนัง



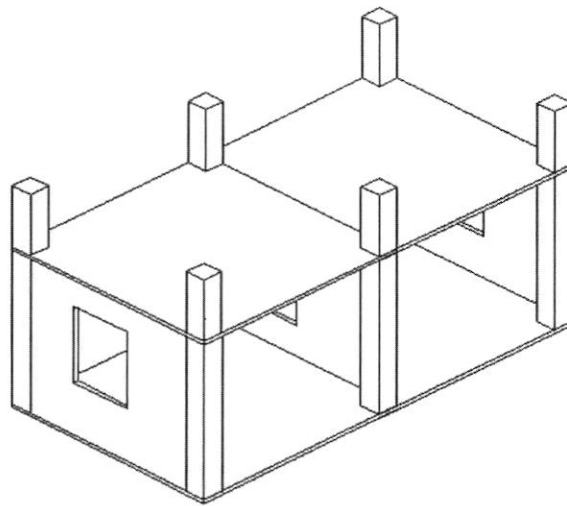
ภาพที่ 2.1 โครงสร้างระบบเสาและคาน (Akehabara, 2008)

ข้อดีของระบบนี้ คือ ขนาดของชิ้นส่วนต่าง ๆ มีขนาดเล็ก น้ำหนักเบา ทำให้ขนย้ายสะดวก อาจใช้อุปกรณ์ที่มีขนาดเล็กทำให้การขนส่งมีความสะดวกมากขึ้น

ข้อเสียของระบบนี้อยู่ตรงที่ จำนวนรอยต่อของชิ้นส่วนมีเพิ่มมากขึ้น ทำให้เสียเวลาสำหรับงานติดตั้งเพิ่มขึ้น จะต้องออกแบบรอยต่อขึ้นเป็นพิเศษที่จะให้โครงสร้างที่ต่อกันแล้วเกิดความต่อเนื่องและความแข็งแรงและรอยต่อนั้นจะต้องสามารถทำงานได้ง่ายและรวดเร็ว การกำหนดจุดที่มีการต่อกันให้น้อยลง ออกแบบชิ้นส่วนบางชิ้นให้ต่อเนื่องกันเป็นชิ้นเดียวจากโรงงาน เลือกกำหนดตำแหน่งจุดต่อที่จะทำงานได้สะดวก เป็นต้น

2.2.2 ระบบเสาและแผ่นพื้น (Beamless Skeleton System)

ระบบโครงสร้างชนิดนี้แผ่นพื้นจะถูกนำไปวางบนเสาโดยตรงโดยไม่มีคานรองรับเช่นเดียวกับโครงสร้างประเภทแผ่นพื้นสำเร็จรูป เสาจะต้องวางห่างกันไม่เกินขนาดของแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่จะวางบนเสาทั้งสี่ได้ ตามหลักการแล้วแผ่นพื้นที่จะสามารถวางอยู่บนปลายของเสาเพียงสี่จุดนั้น จะต้องการความหนาและปริมาณเหล็กในคอนกรีตมากเป็นพิเศษกว่าแผ่นพื้นชนิดอื่นๆ แต่จะได้ประโยชน์ในด้านความสะดวกรวดเร็วในการประกอบและติดตั้ง เนื่องจากสามารถตัดองค์ประกอบของโครงสร้างที่สำคัญไปได้หนึ่งส่วน นั่นคือคาน โดยจะมีพื้นที่ๆ จะถูกใช้ให้ทำหน้าที่แทนคานเพื่อยึดเสาให้เป็นโครงสร้างต่อเนื่องทั้งอาคาร โครงสร้างแบบนี้ควรที่จะมีการคำนวณด้านทานแรงลมเป็นพิเศษหรือต้องการให้มีผนังคอนกรีตเพื่อรับแรงลมรวมอยู่ในโครงสร้างด้วย

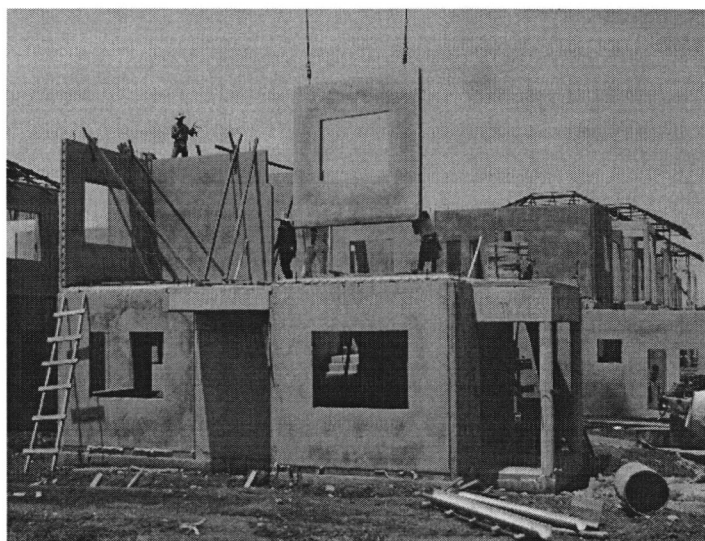


ภาพที่ 2.2 โครงสร้างระบบเสาและแผ่นพื้น

2.2.3 ระบบแผ่นผนังรับน้ำหนัก (Panel System)

ระบบนี้เริ่มเป็นที่คุ้นเคยในประเทศไทยมากขึ้น แต่ใช้กันอย่างกว้างในยุโรป ในการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยและวิธีการก่อสร้าง ทำโดยนำผนังสำเร็จรูปขนาดเท่าความสูงของชั้นนำมาติดตั้งบนพื้นสำเร็จรูป หลังจากนั้นก็จะนำแผ่นพื้นสำเร็จรูปวางบนผนังเช่นนี้เรื่อยๆ ไป ผนังและพื้นในระบบนี้สามารถผลิตได้ง่ายโดยการหล่อกับแบบที่วางนอนกับพื้นโดยวิธีการหล่อแบบนี้จะสามารถปรับความหนาของแผ่นพื้นได้อย่างสะดวกในแบบหล่อชุดเดียวกัน การผลิตผนังอีกแบบหนึ่งคือ การหล่อในแนวตั้ง วิธีนี้แบบหล่อจะวางตั้งและแผ่นเหล็กกันเป็นช่องๆ ตามความหนาของ

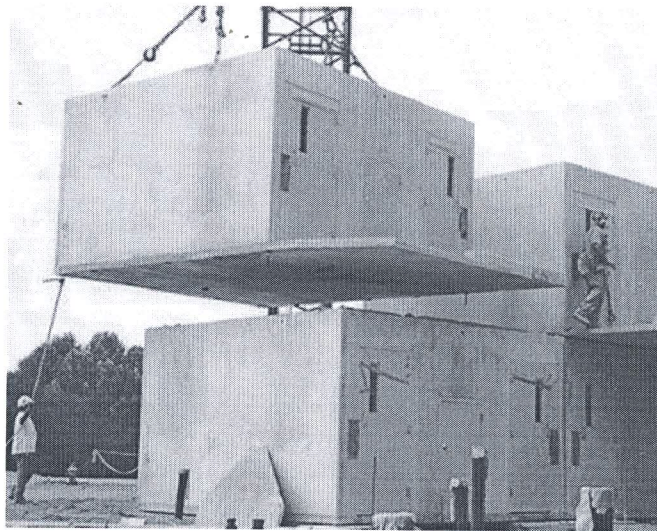
ผนังที่ต้องการ การเทคอนกรีตครั้งหนึ่งจะได้แผ่นผนังครั้งละจำนวนมากๆ แผ่นผนังเหล่านี้จะเสริมเหล็กตะแกรงสองชั้น มีการฝังท่อเดินสายไฟ ท่อน้ำไว้เสร็จก่อนที่จะเทคอนกรีต ผิวของคอนกรีตจะออกมาเรียบโดยไม่ต้องฉาบปูนอีกครั้ง เมื่อเทคอนกรีตแล้วจะต้องทิ้งระยะเวลาบ่มคอนกรีตเพื่อให้คอนกรีตแข็งตัว ระยะเวลาในการถอดแบบหล่อออกจากคอนกรีตนี้สามารถเร่งให้เร็วขึ้นได้ โดยการอบด้วยไอน้ำ ซึ่งหลังจาก 24 ชั่วโมง ก็สามารถถอดออกจากแบบได้ สำหรับผนังที่จะต้องเจาะประตูหน้าต่างก็เพียงกันเป็นแบบช่องเปิดไว้เท่านั้นในชุดแบบเดิม



ภาพที่ 2.3 โครงสร้างระบบผนังรับน้ำหนักสำเร็จรูป

2.2.4 ระบบกล่อง (Box System หรือ Modular System)

ระบบนี้เป็นระบบที่ประเทศรัสเซียได้พัฒนาขึ้นและต่อมาได้ใช้กันอย่างแพร่หลายในโครงการอาคารสงเคราะห์ของรัสเซียเอง ชิ้นส่วนต่างๆ จะถูกนำมาประกอบหรือหล่อขึ้นเป็นกล่อง สามมิติ หลักการออกแบบจะใช้แนวความคิดของการออกแบบการประสานพิคัดเป็นหลัก ในแต่ละโมเดลจะเป็นโครงสร้างที่เสถียรภาพในตนเองขนาดเท่ากับหนึ่งห้อง ซึ่งประกอบด้วยพื้น ผนัง หลังคา หรือเพดานรวมกันเป็นหนึ่งหน่วย อาจมีลักษณะ เช่น เป็นรูปตัว U รูปประฆัง รูปกล่องสี่เหลี่ยม จากนั้นจะมีการตกแต่งภายใน ติดตั้งอุปกรณ์ไฟฟ้า ระบบประปาต่างๆ เสร็จเรียบร้อยมาจากโรงงาน แล้วจึงนำไปวางประกอบเรียงกันเป็นชั้นๆ ในบริเวณก่อสร้างนับว่าเป็นระบบที่สามารถลดแรงงานและระยะเวลาที่ต้องใช้ในบริเวณก่อสร้างได้มากที่สุดมากกว่าระบบใดๆ



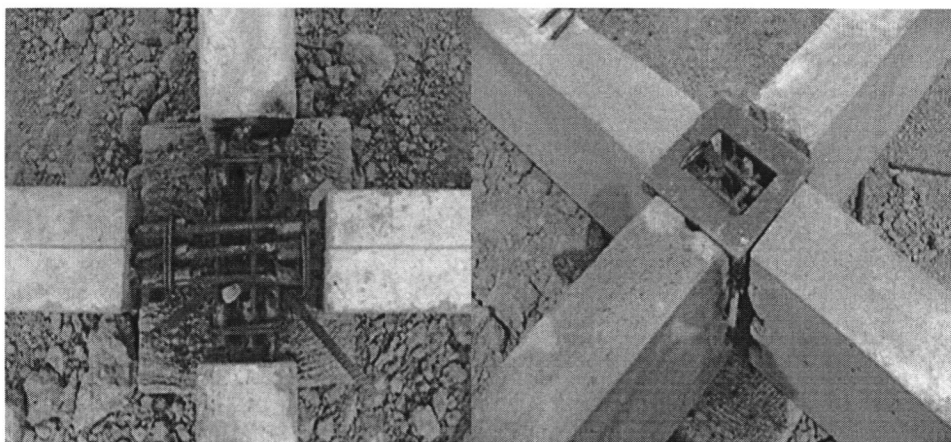
ภาพที่ 2.4 โครงสร้างระบบกล่อง (PCI Design Handbook, 2004)

2.3 ลักษณะของรอยต่อในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป

รอยต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูป สำหรับการก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีความสำคัญต่อความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร รอยต่อจะต้องสามารถรับและส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นได้ตามสมมติฐานของการออกแบบ ง่ายต่อการติดตั้ง รอยต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูปสามารถแบ่งได้เป็นสามประเภท ได้แก่ (ณัฐวุฒิ ถนอมพวงเสรี, 2549)

2.3.1 รอยต่อแบบเปียก (Wet joint)

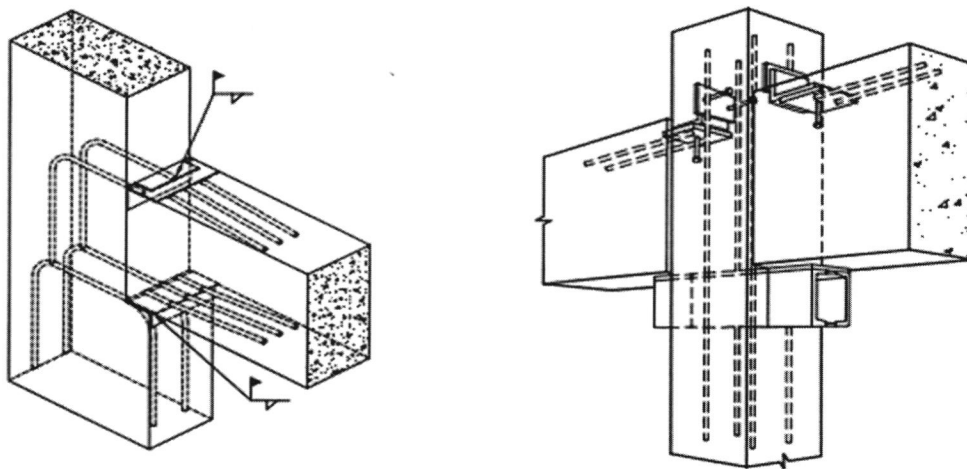
เป็นลักษณะรอยต่อที่เกิดจากการเทเกร้าท์ (Grouting) ด้วยวัสดุเชื่อมระหว่างรอยต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูป รอยต่อนี้จะไม่สามารถรับแรงต่างๆ ได้ทันทีต้องรอจนกว่าวัสดุมีความแข็งแรงตามกำหนด รอยต่อนี้จะลดปัญหาทางด้านการประกอบชิ้นส่วนสำเร็จรูปเข้าด้วยกัน รอยต่อแบบนี้ได้แก่ รอยต่อแบบการใช้เหล็กโดเวล-เกร้าท์ และแบบเกร้าท์ระหว่างรอยต่อ (Dry Pack) ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 2.5



ภาพที่ 2.5 รอยต่อแบบเปียก (Akehabara, 2008)

2.3.2 รอยต่อแบบแห้ง (Dry joint)

เป็นลักษณะรอยต่อที่เกิดจากการเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูปด้วยวัสดุที่สามารถรับแรงได้ทันที ซึ่งรอยต่อจำพวกนี้ได้แก่ การใช้สลักเกลียว (Bolting) และการเชื่อม (Welding) โดยหลังจากการประกอบเสร็จจะทำการปิดรอยต่อด้วยวัสดุปิดหน้าเพื่อป้องกันความชื้นและความเรียบร้อยของงานด้วยวัสดุจำพวก ปูนทราย อิพรอกซ์ วัสดุทากันสนิม ใดๆอย่างหนึ่ง ตามการออกแบบ ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 2.6



ภาพที่ 2.6 รอยต่อแบบแห้ง (PCI Design Handbook, 2004)

2.3.3 รอยต่อแบบอัดแรงภายหลัง (Post – Tensioned joint)

เป็นลักษณะรอยต่อที่เกิดขึ้นภายในชิ้นส่วนสำเร็จรูปแต่ละชิ้นหรือระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูป โดยจะใช้เหล็กเสริมอัดแรง (Prestressing Steel) เป็นวัสดุที่ใช้ดึงและยึดปลายของเหล็กเสริมไว้ที่ชิ้นส่วนสำเร็จรูป การดึงจะทำหลังจากหล่อชิ้นส่วนสำเร็จรูปหรือหลังจากติดตั้งชิ้นส่วนสำเร็จรูปแล้วเสร็จ สำหรับเหล็กเสริมอัดแรงทั่วไปมีสามชนิด (นเรศ พันธราทร, 2541) คือ ลวดอัดแรง (Prestressing Wire) ลวดเกลียวอัดแรง (Prestressing Strand) และเหล็กเส้นอัดแรง (Prestressing Bar) ซึ่งโดยปกติลวดอัดแรงจะถูกร้อยผ่านท่อและอัดน้ำปูนเข้าไปในท่อหลังการอัดแรง

2.4 การส่งผ่านแรงที่กระทำระหว่างรอยต่อของชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป

ตามพื้นฐานของการประกอบจากรอยต่อชิ้นส่วนสำเร็จรูปของโครงสร้างอาคาร ที่ใช้ในการก่อสร้างอาคารสำเร็จรูป ต้องสามารถส่งผ่านแรงที่กระทำระหว่างชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปของโครงสร้างได้ตามที่ออกแบบ แรงดังกล่าว (มามี โดบาร์มีกุล, 2540) ประกอบด้วย

2.4.1 แรงอัด การส่งผ่านแรงอัดระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูปสามารถใช้วิธีดังนี้

2.4.1.1 การส่งผ่านแรงโดยตรง เป็นการถ่ายแรงอัดของชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่สัมผัสกันโดยตรง จะไม่มีวัสดุใส่กันระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูป เหมาะกับจุดที่มีแรงอัดหรือแรงกดไม่มาก

2.4.1.2 การส่งผ่านแรงโดยวัสดุ เป็นการส่งผ่านแรงอัดของชิ้นส่วนสำเร็จรูปโดยมีวัสดุมารองรับระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูปและไม่ทำให้ผิวสัมผัสของชิ้นส่วนสำเร็จรูปเสียหาย

2.4.2 แรงดึง การส่งผ่านแรงดึงระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูปสามารถใช้วิธีดังนี้

2.4.2.1 การทาบเหล็ก เป็นลักษณะที่ใช้กันมาก เป็นการเว้นส่วนที่มีการทาบของเหล็กโครงสร้างที่รับแรงดึงและจะหล่อคอนกรีตในที่หลังจากติดตั้งเสร็จ จำนวนและปริมาณจะขึ้นอยู่กับกรอกแบบ

2.4.2.2 การใช้สลักเกลียว สามารถใช้ส่งผ่านแรงทั้งแรงดึงหรือแรงเฉือน สลักเกลียวมีลักษณะเป็น แบบเกลียว แบบเสมอ เป็นต้น

2.4.2.3 การเชื่อม ลักษณะเหมือนการเชื่อมทาบเหล็ก แต่ใช้ระยะทาบน้อยกว่า โดยใช้รอยเชื่อมแทน

2.4.2.4 การรับแรงดึงภายหลัง เป็นลักษณะจากรอยต่อที่เกิดขึ้นภายในชิ้นส่วนสำเร็จรูปแต่ละชิ้นส่วนสำเร็จรูป โดยจะใช้ลวดอัดแรงเป็นวัสดุที่ใช้ดึงและยึดปลายของลวดอัดแรงไว้ที่ชิ้นส่วนสำเร็จรูป การดึงจะกระทำภายหลังจากหล่อชิ้นส่วนสำเร็จรูปเสร็จแล้วหรือหลังจากติดตั้งชิ้นส่วนสำเร็จรูปเสร็จแล้ว

2.4.3 แรงเฉือน การส่งผ่านแรงเฉือนระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูปสามารถใช้วิธีดังนี้

2.4.3.1 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุ (Friction bond) เป็นแรงที่เกิดจากผิวของวัสดุสองชนิดขึ้นไป ที่ประกบหรือแนบกันแล้วก่อให้เกิดความฝืด ความฝืดดังกล่าวนี้เองจะช่วยให้เกิดแรงต้านในทิศทางตรงกันข้ามที่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ แรงดังกล่าวจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับวัสดุทั้งสองมีผิวที่ฝืดมากน้อยเพียงใด เช่น การใช้เข็มเจาะแล้วเทคอนกรีตอัดแรงลงในหลุมเจาะทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวดินกับผิวของเนื้อคอนกรีตตลอดทั้งแนวเสาเข็ม เป็นต้น

2.4.3.2 สลักรับแรงเฉือน (Shear keys) คือ องค์ประกอบในชิ้นส่วนโครงสร้างเป็นรอยหยักที่เพิ่มเข้าไปบริเวณขอบรอยต่อของชิ้นส่วน ช่วยเพิ่มผลในด้านการเพิ่มแรงเสียดทานให้กับชิ้นส่วนโครงสร้างและยังช่วยเสริมความแข็งแรงให้กับโครงสร้างนั้นๆ อีกด้วย และยังทำหน้าที่ในการเพิ่มจุดยึดเหนี่ยวและกำลังในการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับวัสดุ ทำให้การยึดเหนี่ยวมีความแข็งแรงมากกว่าปกติ

2.4.3.3 การใช้สลักเกลียวเป็นการทำให้รอยต่อชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีความแข็งแรงได้อีกวิธีหนึ่ง บางวิธีในการออกแบบรอยต่อการใช้สลักเกลียวนั้นจะช่วยให้การก่อสร้างนั้นง่ายและสะดวก สวยงามมากขึ้น ในบางครั้งการใช้สลักเกลียวอาจทำให้รอยต่อดังกล่าวแข็งแรงหรือกลายเป็นรอยต่อแบบบิสสะก็ได้

2.4.3.4 การเชื่อมเป็นวิธีการที่ง่ายสุดในการก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปในประเทศไทย วิธีนี้นิยมใช้เนื่องจากมีความแข็งแรงของโครงสร้าง

2.5 ขั้นตอนการก่อสร้างอาคารระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป (นริศรา สุขสำราญ, 2549)

ขั้นตอนการก่อสร้างอาคารสำเร็จรูปนั้น ในแต่ละโครงการมีขั้นตอนหลักที่เหมือนกัน จะมีความแตกต่างกันอยู่บ้างในส่วนของรายละเอียดตามแต่รูปแบบของอาคาร ลักษณะ โดยทั่วไปของการก่อสร้างอาคารระบบสำเร็จรูปนั้น จะมีขั้นตอนหลักๆ อยู่สามขั้นตอน

ขั้นตอนแรก คือ ทำการผลิตชิ้นส่วนสำเร็จรูปตามที่แบบกำหนด ซึ่งในขั้นตอนนี้จะประกอบด้วยส่วนงานสำคัญสามส่วน คือ งานจัดทำโรงงานหรือลานหล่อ การทำแบบหล่อ และงานผลิตชิ้นส่วนสำเร็จรูป

ขั้นตอนที่สอง คือ การขนส่งชิ้นส่วนสำเร็จรูปจากโรงงานผลิตไปยังสถานที่ก่อสร้างด้วยรถบรรทุกธรรมดาหรือรถบรรทุกที่ออกแบบมาเฉพาะขึ้นอยู่กับขนาดและลักษณะชิ้นส่วนสำเร็จรูป

ขั้นตอนที่สาม คือ ดำเนินการประกอบชิ้นส่วนสำเร็จรูปให้เป็นโครงสร้างอาคาร ในขั้นตอนนี้จะประกอบด้วยงานสำคัญสองส่วน คือ การยกชิ้นส่วนสำเร็จรูปและลักษณะอาคาร การ

ประกอบจตุรรอยต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูป จะมีการใช้อุปกรณ์ค้ำยัน เพื่อให้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปอยู่ที่ตำแหน่งในลักษณะของการใช้งานเอาไว้ชั่วคราวและทำการประกอบจตุรรอยต่ออย่างถาวร ซึ่งมีทั้งแบบใช้การเชื่อม แบบการเกราท์ และแบบใช้เหล็กโคเวล ฯลฯ หลังจากนั้นก็จะเป็นการเก็บความเรียบร้อยของส่วนโครงสร้าง เช่น การแต่งผิวรอยต่อของชิ้นส่วนแต่ละชิ้น เป็นต้น เพื่อจะได้เริ่มงานก่อสร้างส่วนอื่นๆ ต่อไป

2.6 ข้อดีและข้อจำกัดของการก่อสร้างที่ใช้ระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป

จากการศึกษาที่ผ่านมาในด้านข้อดีของระบบการก่อสร้างที่ใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปสรุปได้ดังนี้

(1) การลดระยะเวลาของงานก่อสร้างและควบคุมระยะเวลาได้แน่นอน เนื่องจากในงานโครงสร้างจะใช้ชิ้นส่วนโครงสร้างที่ถูกผลิตมาจากโรงงาน ทำให้สามารถดำเนินงานได้ในเวลาเดียวกันทั้งการเตรียมการที่สถานที่ก่อสร้างและการผลิตชิ้นส่วนสำเร็จ อีกทั้งจากลักษณะเวลาในการทำงานของระบบการก่อสร้างที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปเอง เมื่อเปรียบเทียบกับ การก่อสร้างแบบหล่อในที่

(2) ต้นทุนของการก่อสร้างที่ต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับระบบการก่อสร้างแบบหล่อในที่ ถ้ามีจำนวนอาคารที่ก่อสร้างในแบบเดียวกันจำนวนหนึ่ง ซึ่งต้นทุนที่ต่ำกว่านั้นมาจากส่วนประกอบอื่นด้วย เช่น ระยะเวลาการก่อสร้างที่เร็วกว่าจะทำให้ลดต้นทุนดอกเบี้ยการกู้เงิน ลดค่าใช้จ่ายทางอ้อม (Indirect Cost) ลดการสูญเสียวัสดุ และการใช้แรงงานที่น้อยกว่า

(3) สามารถควบคุมคุณภาพของงานได้ง่ายและเหมือนกันทั้งโครงการ เนื่องจากในการทำงานสามารถควบคุมคุณภาพของงานได้ตั้งแต่การผลิตที่ถูกผลิตในโรงงาน ทำให้คุณภาพของงานก่อสร้างดีขึ้นจากกรรมวิธีการผลิตที่มีมาตรฐานเดียวกันทั้งโครงการ จึงเหมาะกับการก่อสร้างที่มีลักษณะซ้ำๆ กัน เช่น โครงการบ้านจัดสรร อาคารชุดพักอาศัย เป็นต้น

(4) ประโยชน์สำหรับงานก่อสร้างของการทำงานคอนกรีตในที่สูงโดยการที่ผลิตบนพื้นล่างจะสามารถทำงานได้ง่ายและควบคุมคุณภาพได้ดีกว่า หลังจากนั้นจึงจะจัดส่งไปยังสถานที่ก่อสร้างเพื่อทำการติดตั้ง (Don, 1986)

(5) การลดปัญหาการขาดแคลนแรงงานบางส่วนของงานก่อสร้างในโครงการ เนื่องจากลักษณะของงานติดตั้งที่ใช้แรงงานไม่มากต่อชิ้นงาน เช่น การใช้ผนังคอนกรีตสำเร็จจะเห็นได้ว่าใช้แรงงานน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับ การก่อผนังอิฐเพื่อจะได้พื้นที่และเวลาในการทำงานเท่ากัน เป็นต้น

(6) การลดความสูญเสียวัสดุของงานก่อสร้าง เพราะวัสดุจะถูกจัดเตรียมและผลิตตั้งแต่ในโรงงานก่อนที่จะนำมาติดตั้งในสถานที่ก่อสร้าง

(7) การลดปัญหาสภาพแวดล้อมในสถานที่ก่อสร้าง เช่น ฝุ่น และเศษวัสดุ เป็นต้น

(8) การลดปัญหาในการก่อสร้างจากสภาพภูมิอากาศ เนื่องจากชิ้นส่วนสำเร็จจะถูกผลิตจากโรงงานที่ไม่ขึ้นกับสภาพอากาศ เช่น ปัญหาฝนตก เป็นต้น

ส่วนในด้านข้อจำกัดของระบบการก่อสร้างที่ใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป สรุปได้ดังนี้

(1) ต้นทุนเริ่มต้นที่สูงในการจัดเตรียมสถานที่ในการผลิต แบบหล่อ และเครื่องมือเครื่องจักรที่เกี่ยวข้องในการผลิต รวมถึงเครื่องจักรในการยกติดตั้ง ณ สถานที่ก่อสร้างด้วย

(2) การควบคุมการทำงานในการผลิตที่ต้องมีการเข้มงวดต่อคุณภาพของชิ้นส่วนสำเร็จที่ผลิตให้ได้ตามมาตรฐานตามแบบและมีความคลาดเคลื่อนเป็นที่ยอมรับได้เนื่องจากหลังจากที่ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปถูกผลิตเสร็จจะเป็นการยากที่จะมาดำเนินการแก้ไขภายหลัง เช่น ความคลาดเคลื่อนระยะฝั่งท่องานระบบ เป็นต้น

(3) กรณีที่สถานที่ผลิตและสถานที่ก่อสร้างมีระยะทางไกลกันมากการเดินทางขนส่งและมีการเดินทางในเขตชุมชน อาจเกิดปัญหาการจราจรที่ติดขัด น้ำหนักในการบรรทุกของรถขนส่งความเสียหายของชิ้นส่วนสำเร็จหลังการขนส่ง ซึ่งจะส่งผลต่อการดำเนินงานที่ต่อเนื่องของงานก่อสร้าง รวมถึงต้นทุนจากการเดินทางขนส่งเนื่องจากระยะทางที่ไกล

(4) ต้องใช้แรงงานที่ต้องมีความชำนาญในการติดตั้ง ซึ่งจะต้องมีความชำนาญและความเข้าใจถึงวิธีการทำงานที่ถูกต้องเพื่อให้การติดตั้งมีความคลาดเคลื่อนและความเรียบร้อยของงานเป็นที่ยอมรับได้

(5) รอยต่อที่เกิดขึ้นจากการติดตั้งและประกอบรอยต่อของชิ้นส่วนสำเร็จอาจไม่สวยงาม เช่น รอยต่อแบบแห้งที่ใช้สลักเกลียว เป็นต้น

(6) ปัญหาการรั่วซึมของน้ำระหว่างรอยต่อหลังการก่อสร้าง อันเนื่องจากสาเหตุ เช่น คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในรอยต่อที่ไม่ดี และการทำงานที่ไม่ได้คุณภาพ เป็นต้น

(7) การดัดแปลงอาคารที่ทำได้ยาก ในกรณีที่ใช้เป็นโครงสร้างระบบแผ่นรับน้ำหนัก (Load Bearing Structure of Panel System) ซึ่งผนังดังกล่าวจะเป็นส่วนหนึ่งที่รับแรงของงานโครงสร้างจึงทำให้การที่จะทุบเพื่อต่อเติมอาจทำไม่ได้

กล่าวโดยสรุปได้ว่าการนำเอาระบบการก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปมาช่วยในงานนั้นจะมีประโยชน์อย่างมากในโครงการที่มีปริมาณการผลิตจำนวนมากหรือมีลักษณะซ้ำๆ กัน เช่น โครงการบ้านจัดสรร เป็นต้น ด้วยข้อดีในเรื่องของการลดเวลาและต้นทุน รวมถึงการควบคุมคุณภาพของงานในโครงการเมื่อเปรียบเทียบกับการใช้ระบบหล่อในที่ ส่วนข้อจำกัด เช่น เรื่องการลงทุนเริ่มแรกในการผลิต แรงงานจะต้องมีความชำนาญ และการดัดแปลงอาคารหลังการก่อสร้างทำได้ยาก เป็นต้น โดยแต่ละขั้นตอนในการทำงานตั้งแต่การผลิต การขนส่ง และการติดตั้ง

จำเป็นต้องใช้บุคลากรที่มีความชำนาญและกระบวนการจัดการที่ดีเพื่อให้ปริมาณและคุณภาพตามที่โครงการต้องการ

2.7 คอนกรีตเสริมเหล็ก

คอนกรีตและเหล็กเสริมในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (สถาพร โภคา, 2546) มีกลสมบัติขัดแย้งกัน คอนกรีตต้านทานแรงอัดได้สูง เหล็กต้านทานทั้งแรงดึงและแรงอัดได้ดี วัสดุทั้งสองยึดเหนี่ยวกันได้ สามารถต้านทานการครูดหรือหลุดล่อนจากกันภายใต้แรงดึงหรือแรงอัด นอกจากนั้นคอนกรีตหุ้มหรือป้องกันเหล็กเสริมมิให้เกิดสนิม ขณะเดียวกันเหล็กเสริมต้านทานการยืดหดมิให้คอนกรีตแตกร้าวอันเป็นผลเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ทั้งนี้เพราะสัมประสิทธิ์การยืดหดตัวตามอุณหภูมิ (Coefficients of thermal expansion) ของเหล็กและคอนกรีตมีค่าใกล้เคียงกัน

ดังนั้น (วินิต ช่อวิเชียร, 2550) การนำเหล็กเส้นหรือเหล็กตะแกรงมาใช้ร่วมกับคอนกรีต โดยหล่ออยู่ในเนื้อคอนกรีตในลักษณะที่กำหนดให้คอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัดและเหล็กเสริมทำหน้าที่รับแรงดึงจึงได้ผลดี สามารถลดน้ำหนักและขนาดของส่วนโครงสร้างลงได้มาก การใช้เหล็กเสริมร่วมกับคอนกรีตในลักษณะดังกล่าว เรียกว่า คอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete) มีหน่วยน้ำหนักประมาณ 2,400 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร เมื่อเหล็กเสริมมีคอนกรีตห่อหุ้ม จะช่วยให้เหล็กเสริมนั้นทนทานต่อเพลิงไหม้และการเป็นสนิมผุกร่อนได้ดี ทำให้เหล็กเสริมมีกำลังรับแรงดึงได้เต็มที่ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กันแพร่หลายในปัจจุบัน มีทั้งชนิดหล่อในที่และชนิดหล่อสำเร็จ ซึ่งอาจเป็นคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบเสริมเหล็กธรรมดาหรือแบบเสริมเหล็กอัดแรงที่เรียกกันว่าคอนกรีตอัดแรง คอนกรีตหล่อสำเร็จจะผลิตจากโรงงานแล้วนำมาประกอบหรือใช้ในสถานที่ก่อสร้าง เช่น ระบบพื้นอาคาร พื้นสะพาน ถนน เสาเข็ม คอนกรีตสำหรับฐานราก เป็นต้น

2.7.1 รายละเอียดทั่วไปของการเสริมเหล็ก

การให้รายละเอียดของเหล็กเสริมที่ดีจะทำให้ส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีการต่อยึดอย่างแข็งแรงและสามารถรับแรงได้อย่างปลอดภัยตลอดระยะเวลาของการใช้งาน มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ได้ให้ข้อกำหนดของการเสริมเหล็ก เช่น การดัดงอเหล็กเสริม ของมาตรฐาน ระยะคอนกรีตหุ้ม ระยะเรียงหรือระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม เป็นต้น ควรถือปฏิบัติดังนี้

2.7.1.1 การดัดงอเหล็กเสริม

การดัดงอเหล็กเสริมให้เป็นรูปต่างๆ นั้นใช้วิธีการดัดเรียกว่า การดัดเย็น เหล็กเสริมอาจถูกดัดเป็นเหล็กถูกตั้งสำหรับคาน เหล็กปลอก ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการ

นำไปใช้งาน มาตรฐาน ว.ส.ท. ให้ข้อกำหนดของ ของมาตรฐาน ซึ่งจะถึงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของการงอเหล็กและระยะยื่นที่ปลายดังนี้

ของมาตรฐานสำหรับเหล็กเสริมเอก

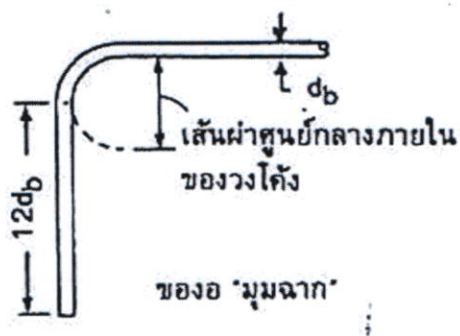
1) ส่วนที่ตัดเป็นครึ่งวงกลมและมีส่วนปลายยื่นต่อไปอีกอย่างน้อย 4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น แต่ระยะต้องไม่น้อยกว่า 6 เซนติเมตร ดังแสดงในภาพที่ 2.7(ข)

2) ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉากและมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อยประมาณ 12 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น ดังแสดงในภาพที่ 2.7(ก)

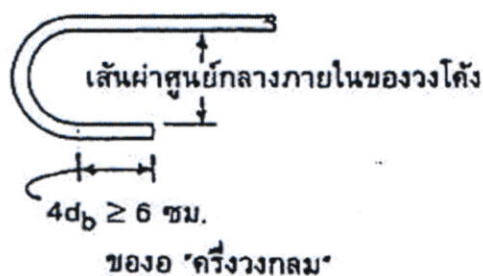
โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของวงโค้งที่เล็กที่สุดของการดัดงอเหล็กเสริมขนาดต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่เล็กที่สุด (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2550)

ขนาดของเหล็ก mm	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่เล็กที่สุด
6 - 25	6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็ก ($6d_b$)
28 - 36	8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็ก ($8d_b$)



(ก)



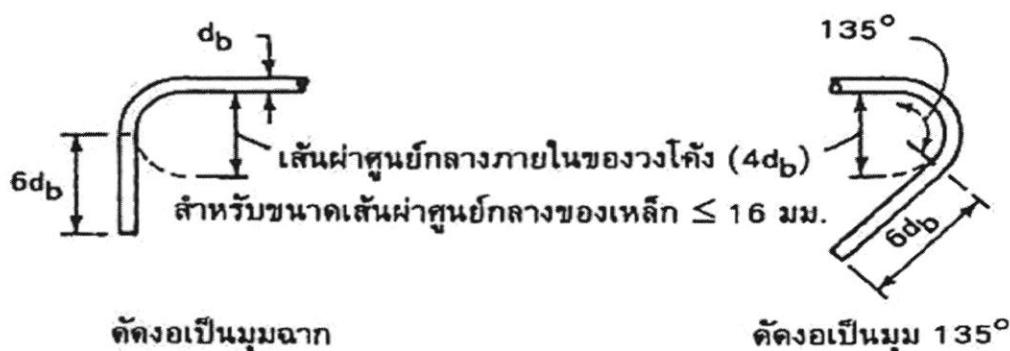
(ข)

ภาพที่ 2.7 ของมาตรฐานสำหรับเหล็กเสริมเอก (วินิต ช่อวิเชียร, 2550)

2.7.1.2 ของมาตรฐานสำหรับเหล็กดัดและเหล็กปลอก

ปลายเหล็กดัดและเหล็กปลอกที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่าหรือเท่ากับ 16 มิลลิเมตร อาจดัดเป็นมุมฉากหรือ 135 องศา โดยมีส่วนยื่นต่อออกไปถึงปลายสุด

ของเหล็กอีกอย่างน้อย 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้นและมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่เล็กที่สุดเท่ากับ 4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น ดังแสดงในภาพที่ 2.8



ภาพที่ 2.8 ของมาตรฐานสำหรับเหล็กถูกตั้งและเหล็กปลอก (วินิต ช่อวิเชียร, 2550)

2.7.1.3 ระยะห่างของเหล็กเสริม

1) ระยะของช่องว่างระหว่างผิวเหล็กที่อยู่ในชั้นเดียวกันและเรียงขนานกัน ต้องไม่แคบกว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนั้นหรือ 1.34 เท่าของขนาดโตสุดของหินหรือ 2.50 เซนติเมตร

2) เมื่อเหล็กเสริมตามยาวของคานมีมากกว่าหนึ่งชั้น ช่องว่างระหว่างผิวเหล็กแต่ละชั้นต้องไม่น้อยกว่า 2.50 เซนติเมตร และต้องเรียงเหล็กแต่ละชั้นให้ตรงกันเพื่อการเทคอนกรีตให้สะดวก

3) ระยะช่องว่างระหว่างผิวเหล็กยื่นในเสาทุกชนิด ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนั้น ทั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 4 เซนติเมตร หรือ 1.34 เท่าของขนาดโตสุดของหิน

4) ระยะห่างของเหล็กเสริมเอกในผนังกำแพงหรือแผ่นพื้น (ยกเว้นแผ่นพื้นระบบตงคอนกรีต) ต้องไม่เกิน 3 เท่าของความหนาของผนังหรือพื้น 45 เซนติเมตร

2.7.2 การยึดเหนี่ยวและระยะฝังยึดเหล็กเสริม

การฝังยึดของเหล็กเสริมในคอนกรีตเพื่อยึดหน่วยหรือด้านทานแรงร่วมกันได้ซึ่งขึ้นกับหลายปัจจัย เช่น การยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม การจับยึด รูปร่างและเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม เป็นต้น เมื่อมีแรงกระทำต่อองค์อาคาร นอกจากจะเกิดหน่วยแรงในคอนกรีตหรือเหล็กเสริมแล้วยังเกิดแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ดังนั้น

การเสริมเหล็กในองค์อาคารเพื่อต้านทานแรงต่างๆ จึงต้องคำนึงถึงการฝังยึดเหล็กเสริมให้เพียงพอที่จะต้านทานการครูดหรือลื่นไถล เพื่อไม่ให้คอนกรีตและเหล็กเสริมแยกออกจากกัน

2.7.2.1 ระยะฝังเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึง

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดความยาวของระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน l_{db} (Basic Development Length) สำหรับเหล็กเสริมข้ออ้อยที่รับแรงดึง ดังนี้

เหล็กเสริมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 36 มิลลิเมตร

$$l_{db} = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.1)$$

โดยที่ l_{db} = ความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน
 A_b = เนื้อที่ของเหล็กเสริมเส้นเดียว
 f_y = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กเสริม
 f'_c = กำลังอัดที่กำหนดของคอนกรีต

ส่วนความยาวของระยะฝังเพิ่มที่ต้องฝังจริง l_d (Development Length) ให้ปรับแก้โดยการคูณระยะฝังพื้นฐาน l_{db} ด้วยตัวคูณประกอบดังแสดงในตารางที่ 2.2 ซึ่งเป็นการพิจารณาถึงรายละเอียดต่างๆ ของการเสริมเหล็ก เช่น ระยะเรียงของเหล็กเสริม ระยะหุ้มคอนกรีต เป็นต้น อย่างไรก็ตามระยะฝังจริง l_d ต้องไม่น้อยกว่า 30 เซนติเมตร

ตารางที่ 2.2 ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ l_{db} เมื่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึง

(วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2550)

สภาพการใช้งาน	ตัวคูณประกอบ
1. เหล็กเส้นในคานหรือเสา ที่มีระยะหุ้มคอนกรีตไม่น้อยกว่าที่กำหนดและเหล็กเสริมมีระยะเรียงว่าง $\geq 3d_b$ มีเหล็กปลอกหรือเหล็กผูกตั้งตามข้อกำหนดของเสาหรือของคานตลอดระยะที่ต้องฝังยึดเหล็กเสริม	1.0
2. เมื่อระยะเรียงของเหล็กเสริม $\leq 2d_b$ และมีคอนกรีตหุ้มหนา $\leq d_b$	2.0

2.7.2.2 ระยะฝังเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึงโดยคัปปลายเป็นของมาตรฐาน

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดความยาวของระยะฝังพื้นฐานของเหล็กเสริมข้ออ้อยที่รับแรงดึง โดยคัปปลายเป็นของมาตรฐาน l_{hb} (Basic Development Length for Hook Bars) ดังนี้

$$l_{hb} = \frac{0.075 f_y d_b}{\sqrt{f_c'}} \quad (2.2)$$

โดยที่ l_{hb} = ความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐานของของมาตรฐานรับแรงดึง

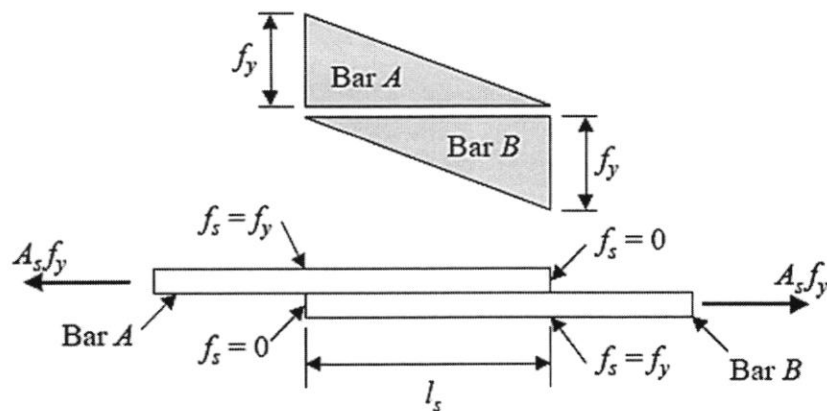
d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางระบุของเหล็กเส้น

f_y = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กเสริม

f_c' = กำลังอัดที่กำหนดของคอนกรีต

2.7.3 การต่อเหล็กรับแรงดึงโดยการทาบ (มณฑล จิรวรรณ, 2549)

คานที่มีการต่อเหล็กควรมีความเหนียวเทียบเท่ากับคานที่ไม่มีการต่อเหล็ก ข้อกำหนดของ ACI ต้องการให้แน่ใจว่าจะไม่เกิดการวิบัติที่จุดต่อเมื่อถึงกำลังสูงสุดของคานที่จุดต่อเหล็ก ข้อกำหนดของระยะทาบน้อยที่สุดของการต่อทาบแบบสัมผัสมีไว้เพื่อให้มีคอนกรีตหุ้มเพียงพอ เพื่อด้านทานการแตกแยกตัว แต่สำหรับการทาบแบบไม่สัมผัสเหล็กแต่ละเส้นไม่ควรวางห่างกันจนเกินไปดังแสดงในภาพที่ 2.9 แสดงการกระจายหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่จุดต่อทาบ โดยหน่วยแรงจะเพิ่มขึ้นจากศูนย์ที่ปลายแล้วเพิ่มขึ้นตามระยะทาบ l_s จนมีหน่วยแรงมากที่สุดคือ f_y โดยการต่อทาบจะใช้กับเหล็กที่ขนาดไม่เกิน DB36 มิลลิเมตร



ภาพที่ 2.9 การกระจายของหน่วยแรงในเหล็กต่อทาบ (มงคล จิรวรรณเดช, 2549)

การต่อเหล็กรับแรงดึงกำหนดชั้นคุณภาพของการต่อทาบเหล็กไว้สองชั้นคุณภาพ ได้แก่

ชั้นคุณภาพ A ความยาวในการต่อทาบ $l_s = 1.0l_d$

ชั้นคุณภาพ B ความยาวในการต่อทาบ $l_s = 1.3l_d$

โดยที่ l_s = ความยาวระยะทาบ

l_d = ความยาวระยะฝังเพิ่ม

2.8 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

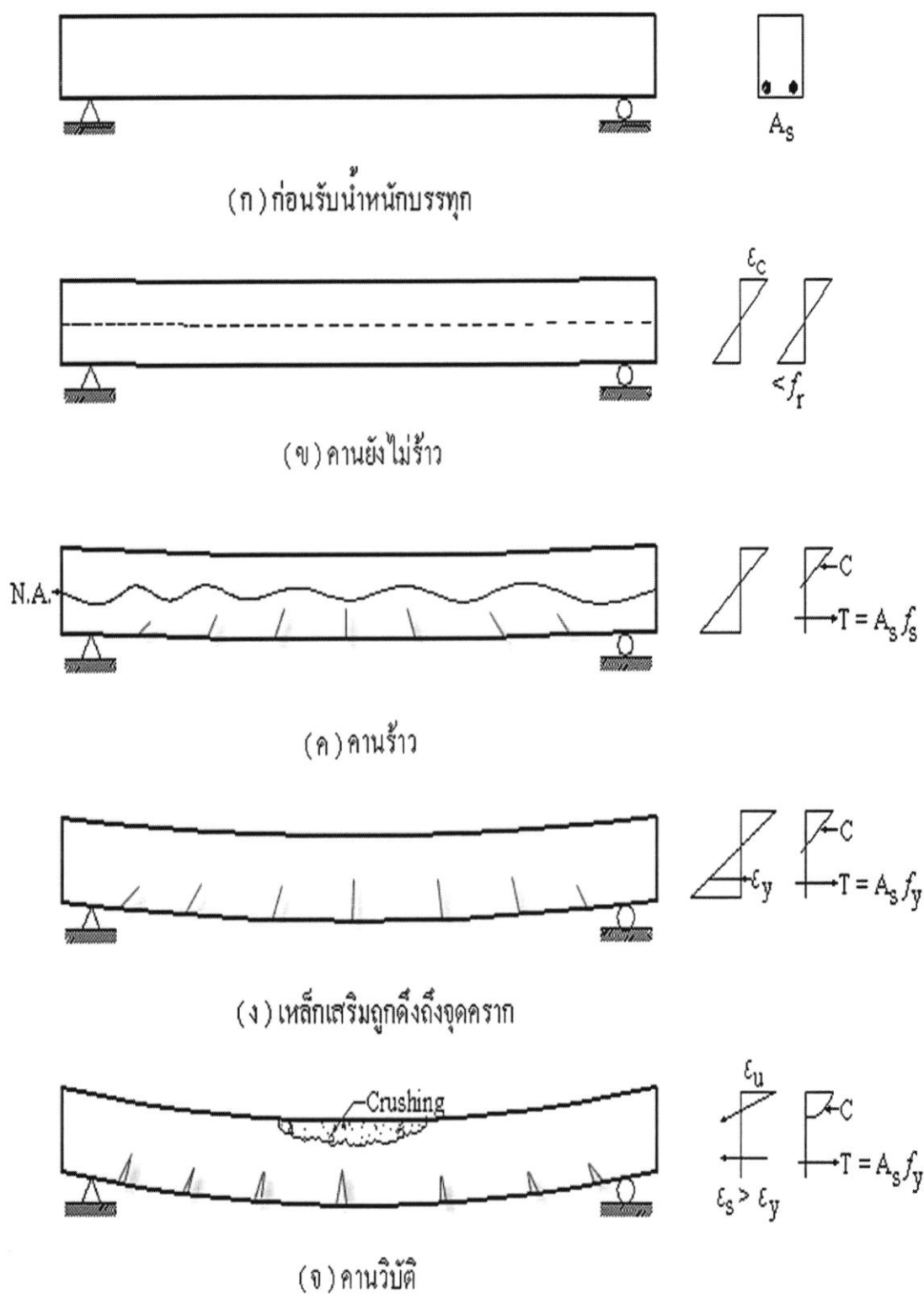
คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่พบเห็นโดยทั่วไปเป็นส่วนหนึ่งขององค์อาคารที่อยู่ในแนวนอนมีเหล็กเสริมเอก (Main Reinforcement) เรียงไปตามแนวความยาวของคานคอนกรีต โดยมีหน้าที่รับแรงดึงทั้งหมดหรือรับแรงอัดเพียงบางส่วน เพื่อด้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก น้ำหนักบรรทุกที่กระทำตั้งฉากกับแนวยาวของคาน เช่น น้ำหนักบรรทุกทุกแผ่นจากพื้นอาคาร ผนัง กำแพง หรือรับน้ำหนักบรรทุกกระทำแบบจุด แล้วถ่ายน้ำหนักไปสู่คานใหญ่หรือเสารองรับ นอกจากจะมีเหล็กเสริมเอกแล้วคานคอนกรีตเสริมเหล็กยังมีเหล็กปลอกหรือเหล็กดัดตั้งเสริมตามขวางในตัวคานด้วย เพื่อใช้ต้านทานแรงเฉือนในส่วนที่เกินกำลังของคอนกรีตจะต้านทานได้ ในบางครั้งคานคอนกรีตเสริมเหล็กไม่ได้รับเฉพาะโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน อาจจะต้องรับโมเมนต์บิดด้วยเมื่อน้ำหนักบรรทุกไม่ได้กระทำผ่านศูนย์กลางแรงเฉือน (Shear center) เป็นผลให้หน่วยแรงในคานคอนกรีตมีทั้งหน่วยแรงดัด หน่วยแรงบิด และหน่วยแรงเฉือน หรืออาจมีหน่วยแรงตามแกนร่วมด้วยเมื่อพิจารณาว่าคานต้องรับแรงกระทำตามแนวแกน

ในการคำนวณออกแบบจะต้องเลือกใช้ขนาดรูปตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและปริมาณเหล็กเสริมตลอดจนระยะเรียงเหล็กเสริมให้เหมาะสมเพียงพอให้ชิ้นส่วนนั้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการ โดยไม่แอ่นหรือโก่งตัวมากเกินไปหรือมีรอยร้าวกว้างมากในสถานะที่รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

2.8.1 พฤติกรรมการรับ โมเมนต์ดัด

ในขณะที่ยังไม่รับน้ำหนักบรรทุกใดๆ (ยกเว้นน้ำหนักของคานเอง) จะสมมติว่าคานยังไม่แอ่นหรือโก่งตัวและคอนกรีตในคานที่ด้านรับแรงดึงยังไม่เกิดรอยร้าว แม้ว่าอาจมีรอยร้าวเกิดขึ้นบ้างเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตเมื่อแข็งตัว (Drying shrinkage) แต่มองไม่เห็นด้วยตาเปล่า เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำ คานจะเริ่มโก่งตัวเนื่องจากโมเมนต์ดัด ดังแสดงในภาพที่ 2.10(ข) ในลักษณะที่หลังคานถูกอัดและที่ใต้ท้องคานถูกดึง หากหน่วยแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าน้อยและต่ำกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต (ซึ่งก็คือค่าโมดูลัสของการแตกร้าว Modulus of rupture : $f_r = 2.0\sqrt{f_c'}$) ดังนั้น ขณะนี้หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีตในคานจึงสามารถรับได้ทั้งหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่อยู่เหนือและใต้แนวแกนสะเทิน โดยเหล็กเสริมมีการยึดตัวเท่ากับการยึดตัวของคอนกรีตที่อยู่ในตำแหน่งเดียวกัน ที่สถานะนี้คานยังไม่ร้าว (Section uncracked) การกระจายของหน่วยการยืดหดตัว (Strain distribution) บนหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก จะเป็นแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน ส่วนการกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัวนั้นตามกฎของฮุก

เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเท่ากับหรือเกินกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตซึ่งในที่นี้คือค่าโมดูลัสของการแตกร้าว f_r คอนกรีตจะเริ่มร้าวอันเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking moment) รอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) จะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณกลางคานและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 2.10(ค)



ภาพที่ 2.10 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุก
(วินิต ช่อวิเชียร, 2550)

อย่างไรก็ดี ยังไม่สามารถสังเกตเห็นรอยร้าวนี้ได้ด้วยตาเปล่าตรงบริเวณที่มีรอยร้าว ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินยังสามารถรับแรงดึงได้อีกบ้างเล็กน้อย แต่การวิเคราะห์ทางทฤษฎีมักไม่นำความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตในส่วนนี้มาคิด และจะพิจารณาให้เหล็กเสริมทำหน้าที่รับแรงดึงนั้นทั้งหมด ในสถานะที่คานรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service load) หน่วยแรงอัดสูงสุดในคอนกรีตจะมีค่าไม่เกินกว่า $0.5f_c'$ (โดยประมาณ) และหน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมจะยังไม่ถึงจุดคราก ดังนั้น คานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic) โดยการกระจายของหน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัว แต่ถ้าคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก หน่วยการยืดหดตัวบนหน้าตัดคานก็เพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย และทำให้เหล็กเสริมยืดตัวมากขึ้น รอยร้าวก็จะมีมากขึ้น กว้างขึ้น และขยับตัวสูงขึ้นไปอีก ทำให้แนวแกนสะเทินขยับหนีสูงขึ้นไปเช่นกัน หน่วยแรงต่างๆ บนหน้าตัดคานก็มีค่าเพิ่มมากขึ้นและเริ่มไม่เป็นส่วนสัดส่วนกับหน่วยการยืด - หดตัวที่เพิ่มขึ้น คานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงเริ่มมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ก่อนที่จะเกิดการวิบัติเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดซึ่งมักเรียกว่าน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load)

ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีได้สามแบบ คือ

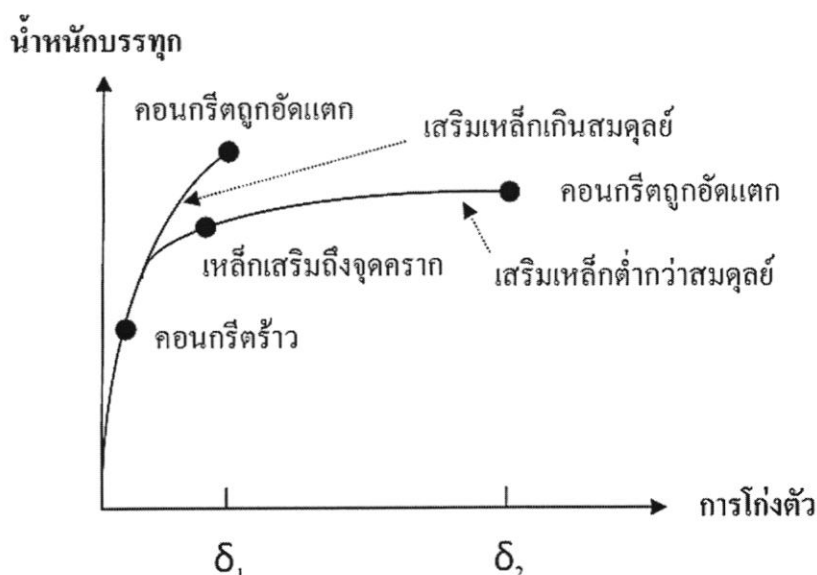
- (1) การวิบัติที่เกิดจากเหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) แล้วคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดออกตามมา ซึ่งแต่เดิมเรียกการวิบัติแบบนี้ว่า การวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก (Tension failure)
- (2) การวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดออกก่อน (Crushing failure) ที่ด้านรับแรงอัด โดยที่เหล็กเสริมถูกดึงยังไม่ถึงจุดคราก เรียกการวิบัติแบบนี้ว่า การวิบัติแบบแรงอัดเป็นหลัก (Compression failure)
- (3) การวิบัติเกิดจากเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงถูกดึงถึงจุดคราก พร้อมกันกับที่คอนกรีตด้านรับแรงอัดถูกอัดแตกหรือระเบิดออก เรียกการวิบัติแบบนี้ว่า การวิบัติแบบสมดุล (Balanced failure)

การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กในลักษณะต่างๆ ที่กล่าวขึ้นกับปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ในคาน หากเสริมเหล็กในคานไม่มากนัก โดยมีปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล ซึ่งเรียกคานแบบนี้ว่า Under - reinforced concrete beam เหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกดึงถึงกำลังที่จุดครากก่อนเสมอ $\epsilon_s = \epsilon_y$ ในขณะที่การกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเริ่มจะไม่เป็นเส้นตรง ดังแสดงในภาพที่ 2.10(ง) เรียกโมเมนต์ดัดที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากเรียกว่า โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (Yielding moment) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก โมเมนต์ที่กระทำก็มีค่าเพิ่มมากขึ้น ทำให้เหล็กเสริมยืดตัวมากขึ้นในขณะที่แรงดึงในเหล็ก

เสริม $T = A_s f_y$ มีค่าคงที่ นั่นหมายความว่าระยะช่วงแขนของโมเมนต์บนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น จะต้องมียุทธศาสตร์มากขึ้นเพื่อให้สามารถต้านทาน โมเมนต์ค้ดได้มากขึ้นอีก และในขณะที่แรงอัดในคอนกรีตต้องมีค่าเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริมตามหลักการสมดุลของแรงแต่พื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตลดน้อยลง (เนื่องจากแกนสะเทินขยับตัวสูงขึ้น) จึงทำให้หน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตก็เพิ่มขึ้น ดังนั้นการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะไม่เป็นสัดส่วนกับค่าของหน่วยการหดตัวอีกต่อไป รอยร้าวที่ปรากฏจะกว้างมากขึ้นจนเริ่มสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่าและขยับตัวสูงขึ้น ทำให้ค่าสติเฟนสการค้ดหรือความแกร่งของคานคอนกรีตเสริมเหล็กลดน้อยลง คานจึงแอ่นโก่งตัวมากขึ้นเป็นลำดับ ซึ่งเป็นเรื่องเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่า การวิบัติกำลังจะเกิดขึ้นตามมา ดังนั้น หากเอาน้ำหนักบรรทุกออกเสียบ้าง ในตอนนี้ก็จะช่วยไม่ให้คานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นถึงกับพังลงมาได้ แต่ถ้ายังขึ้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกต่อไป คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินจะถูกอัดและระเบิดออก (Crushing) ซึ่งการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติจะเป็นรูปโค้งพาราโบลา ดังแสดงในภาพที่ 2.10(จ)

สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กมากเกินไปกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล หรือในกรณีที่ใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังจุดครากสูงมาก ซึ่งเรียกว่า Over – reinforced concrete beam คานจะวิบัติโดยคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดก่อน (Crushing failure) โดยคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวสูงสุดประมาณ 0.003 – 0.004 มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร ก่อนที่เหล็กเสริมจะเริ่มคราก ซึ่งเป็นการวิบัติแบบฉับพลันทันทีทันใดโดยไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าก่อน ซึ่งเป็นอันตรายมากต่อชีวิตและทรัพย์สิน

ภาพที่ 2.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่สภาวะต่างๆ เมื่อคานเสริมเหล็กต่ำกว่าและมากกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล สังเกตว่าก่อนเกิดการวิบัติ การโก่งตัวของคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลจะมีค่ามากกว่าการโก่งตัวของคานที่เสริมเหล็กมากกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล นั้นแสดงว่า คานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลจะมีความเหนียวมากกว่า ดังนั้น เมื่อคานเสริมเหล็กเท่ากับอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดขึ้นในลักษณะที่เหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากพร้อมกับที่คอนกรีตถูกอัดแตกโดยคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวสูงสุดประมาณ 0.003 – 0.004 มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร



ภาพที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุกับการโก่งตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
(วินิต ช่อวิเชียร, 2550)

การวิเคราะห์และคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังจะอาศัยพฤติกรรมการรับน้ำหนักของคานคอนกรีตเสริมเหล็กในสภาวะก่อนเกิดการวิบัติ ดังแสดงในภาพที่ 2.10(จ) และพิจารณาออกแบบโดยเสริมเหล็กให้มีปริมาณต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล เพื่อให้คานคอนกรีตเสริมเหล็กมีพฤติกรรมแบบเหนียวก่อนเกิดการวิบัติ

การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด

การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานที่สภาวะต่างๆ ตามพฤติกรรมของการรับน้ำหนักบรรจุ นอกจากจะได้ค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่สภาวะนั้นๆ ยังสามารถหาค่าของความโค้ง (Curvature: ϕ) ซึ่งเป็นความชันของเส้นแสดงหน่วยการยึดหดตัวที่สอดคล้องกับโมเมนต์ดัดที่สภาวะนั้นๆ ค่าความโค้งที่ได้จะนำไปใช้วิเคราะห์หาค่าของการแอ่นหรือโก่งตัวของคาน ตลอดจนนำไปหาความเหนียว (Ductility) ของคานก่อนที่จะเกิดการวิบัติได้

สมมุติฐานของการวิเคราะห์หากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด

(1) หารูปตัด ยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงดัด นั้นหมายความว่า การกระจายของหน่วยการยึด-หดตัวบนหน้าตัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน

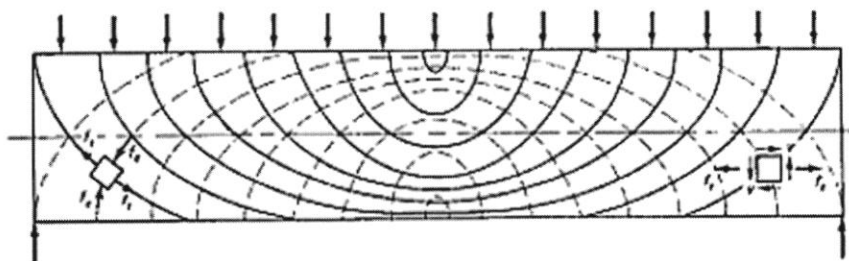
(2) การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนั้นเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือ หน่วยการยึดตัวในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับหน่วยการยึดตัวของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน

(3) ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยแรงอัดในคอนกรีต (f_c) ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่า $0.5f_y$ (โดยประมาณ) แต่ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่สภาวะก่อนเกิดการวิบัติไม่เป็นสัดส่วนกัน และให้หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร

(4) ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมเป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยการยืดตัว (ϵ_s) มีค่าไม่เกินหน่วยการยืดตัวที่จุดคราก (ϵ_y) โดยเหล็กเสริมมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 2.04×10^6 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และมีหน่วยแรงดึงสูงสุดเท่ากับกำลังที่จุดคราก (f_y)

2.8.2 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน

คานที่ทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติในการรับแรงเหมือนกันทุกทิศทาง เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำจะพบว่าที่หน้าตัดใดๆ ของคาน จะมีทั้งหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนกระทำร่วมกันเสมอ หน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดจะมีขนาดแปรเปลี่ยนไปตามแนวยาวของคานและตลอดหน้าตัดคาน ดังนั้น ขนาดและทิศทางของหน่วยแรงดัดหลักและหน่วยแรงอัดหลักที่กระทำก็จะแปรเปลี่ยนไปเช่นกันดังแสดงในภาพที่ 2.12



ภาพที่ 2.12 แนวของหน่วยแรงหลักในคาน (Nawy, 2009)

ซึ่งแสดงวิธีหรือแนวของหน่วยแรงดัดหลักและหน่วยแรงอัดหลัก (Stress trajectories) ตลอดแนวยาวของคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบแผ่นเส้นประแสดงถึงแนวของหน่วยแรงอัดหลัก ส่วนเส้นทึบแสดงแนวของหน่วยแรงดัดหลัก สังเกตว่าที่แนวแกนสะเทินซึ่งหน่วยแรงดัดมีค่าเท่ากับศูนย์ ดังนั้น แนวของหน่วยแรงหลักจะเอียงทำมุม 45 องศา กับแนวยาวของคาน ส่วนที่กลางช่วงคานทุกระดับความลึกของคาน แนวของหน่วยแรงหลักจะเป็นแนวราบ (เนื่องจากไม่มีแรงเฉือนกระทำ) และแนวของหน่วยแรงหลักที่บริเวณปลายคานหรือที่ฐานรองรับจะเอียงทำมุม 45 องศา กับแนวยาวของคานทุกระดับความลึกของคาน

(เนื่องจากค่าของโมเมนต์คัตพื้นฐานรองรับเท่ากับศูนย์) และสังเกตได้ว่าส่วนที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินของคาน หน่วยแรงอัดหลักมีค่ามากที่สุดและที่อยู่ใต้แนวแกนสะเทิน หน่วยแรงดึงหลักมีค่ามากที่สุด

เมื่อหน่วยแรงดึงหลักซึ่งได้จากหน่วยแรงเฉือน หรือจากแรงเฉือนร่วมกับหน่วยแรงคัตมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต รอยร้าวก็จะเริ่มปรากฏขึ้นในระนาบที่ตั้งฉากกับระนาบของหน่วยแรงดึงหลักที่กระทำ นั่นคือ รอยร้าวจะเกิดขึ้นตามแนวของหน่วยแรงอัดหลักนั่นเอง โดยมีแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม รอยร้าวที่บริเวณใกล้กับแกนสะเทินจะมีแนวเอียงเบนเข้าหากึ่งกลางของช่วงคานและทำมุมประมาณ 45 องศา กับแนวยาวของคาน ส่วนรอยร้าวที่ปลายคานก็จะเอียงทำมุม 45 องศา กับแนวกานเช่นกัน แต่ที่กลางคานรอยร้าวจะทำมุม 90 องศา กับแนวกาน

หน่วยแรงดึงหลักที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงเรียกว่า แรงดึงทแยง (Diagonal tension) และรอยร้าวต่างๆ ที่ปรากฏในแนวทแยงเรียกว่า รอยร้าวในแนวทแยง (Diagonal tension crack)

2.9 ทฤษฎีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก (วินิต ช่อวิเชียร, 2550)

การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นการคำนวณออกแบบเพื่อเลือกใช้ขนาดรูปตัดของคอนกรีตและปริมาณของเหล็กเสริมที่เหมาะสม โดยให้มีกำลัง (Strength) สามารถต้านทานต่อแรงหรือน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ที่กระทำตลอดอายุของการใช้งานได้อย่างปลอดภัย (Safety) ไม่เป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สินและมีราคาก่อสร้างที่ประหยัด นอกจากนี้ ส่วนโครงสร้างยังต้องมีความสามารถในการใช้งาน (Serviceability) ได้ดีในขณะที่รับน้ำหนักบรรทุกขณะใช้งาน (Service load) ตามปกติ โดยไม่แอ่นหรือโก่งตัวมากเกินไปตามที่กำหนด

การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีวิธีการเฉพาะสำหรับแต่ละส่วนโครงสร้าง ทั้งนี้ขึ้นกับแรงหรือโมเมนต์ที่ส่วนโครงสร้างนั้นต้องรับหรือต้านทาน ส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องพิจารณาออกแบบ ได้แก่ ส่วนโครงสร้างที่รับแรงตามแนวแกน ซึ่งอาจเป็นแรงดึงหรือแรงอัด ส่วนโครงสร้างที่รับโมเมนต์คัต โมเมนต์บิดและแรงเฉือน ส่วนโครงสร้างที่รับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์คัตร่วมกัน รวมถึงการพิจารณาออกแบบให้รายละเอียดการเสริมเหล็กกับส่วนโครงสร้างนั้น เพื่อให้ทุกๆ ส่วนของโครงสร้างร่วมกันทำหน้าที่รับแรงหรือน้ำหนักได้ตามต้องการอย่างประหยัดและปลอดภัย

ในการคำนวณและออกแบบโครงสร้างส่วนใด วิศวกรผู้ออกแบบต้องพิจารณาออกแบบส่วนของโครงสร้างนั้นให้สอดคล้องเป็นไปตามเกณฑ์มาตรฐานหรือข้อบัญญัติที่ได้กำหนดไว้มาตรฐานหรือข้อบัญญัตินี้ส่วนใหญ่ได้มาจากผลของการวิเคราะห์และวิจัยสำหรับโครงสร้างส่วน

นั้นๆ มาตรฐานสำหรับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กของประเทศสหรัฐอเมริกาที่นิยมใช้กัน คือ มาตรฐาน ACI (American Concrete Institute) ซึ่งวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยได้นำมาเรียบเรียงเป็นมาตรฐาน ว.ส.ท. โดยยังมีได้มีกฎหมายรองรับแต่อย่างใด แต่วิศวกรไทยนิยมใช้กัน ทั้งนี้ หากจะออกแบบให้ถูกต้องตามกฎหมายของประเทศไทยจะต้องพิจารณาจากพระราชบัญญัติควบคุมอาคารซึ่งมีทั้งกฎกระทรวงมหาดไทยและข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร

วิธีการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำได้สองวิธี คือ

- (1) โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working stress design)
- (2) โดยวิธีกำลัง (Strength design)

เหตุผลของการเลือกใช้วิธีกำลังในการคำนวณออกแบบโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่

(1) วิธีกำลังสามารถคาดหมายกำลังต้านทานสูงสุดของส่วนโครงสร้างได้ถูกต้องกว่าทฤษฎีelasติกหรือวิธีหน่วยแรงใช้งาน เนื่องจากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกมากๆ

(2) วิธีกำลังให้ทางเลือกของการใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load factor) ได้อย่างมีหลักการและเหตุผล กล่าวคือ น้ำหนักบรรทุกใดที่ทราบค่าค่อนข้างแน่นอน เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ ก็ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มให้ต่ำลง ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรที่ไม่ทราบค่าแน่นอนก็ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มให้สูงขึ้น นอกจากนี้การออกแบบโดยวิธีกำลังยังสามารถสำรองกำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างที่คำนวณได้อีกตามความเข้มงวดของการควบคุมงานโดยใช้ตัวคูณลดกำลังต้านทานตามที่ควรจะเป็นได้ด้วย จึงทำให้ทราบอัตราส่วนปลอดภัยที่แท้จริง

(3) วิธีกำลังไม่ต้องคำนึงถึงการล้าของคอนกรีต (Creep) แต่อย่างใด ซึ่งในขณะทำการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งานต้องพิจารณาถึงผลของการล้าของคอนกรีตด้วยเนื่องจากอัตราส่วนโมดูลัสของเหล็กเสริมต่อคอนกรีต (Modular ratio) มีค่าไม่คงที่และแปรเปลี่ยนตามระยะเวลาที่ใช้งาน ทำให้หน่วยแรงใช้งานที่เกิดขึ้นจริงมีค่าแตกต่างไปจากที่คำนวณได้ในตอนแรก

(4) วิธีกำลังนั้นช่วยให้เลือกใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังจุดครากสูงมากขึ้นได้ ทำให้ประหยัดมากขึ้นเพราะอาจไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กรับแรงอัด

(5) วิธีกำลังสามารถคาดคะเนความเหนียวของส่วนโครงสร้างก่อนที่จะเกิดการวิบัติได้ดีกว่าและในกรณีที่รับน้ำหนักบรรทุกที่เกิดจากแรงโน้มถ่วงของโลก ก็อาจพิจารณาเกี่ยวกับการกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดได้เมื่อเกิดจุดยึดหมุนแบบพลาสติก (Plastic hinge) ในส่วนโครงสร้างที่มีความต่อเนื่อง

สมมติฐานเบื้องต้นของการคำนวณออกแบบโดยวิธีกำลัง มีดังนี้

(1) ระบายรูปตัดยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงดัดนั้นคือการกระจายของหน่วยการยืด-หดตัวในคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน

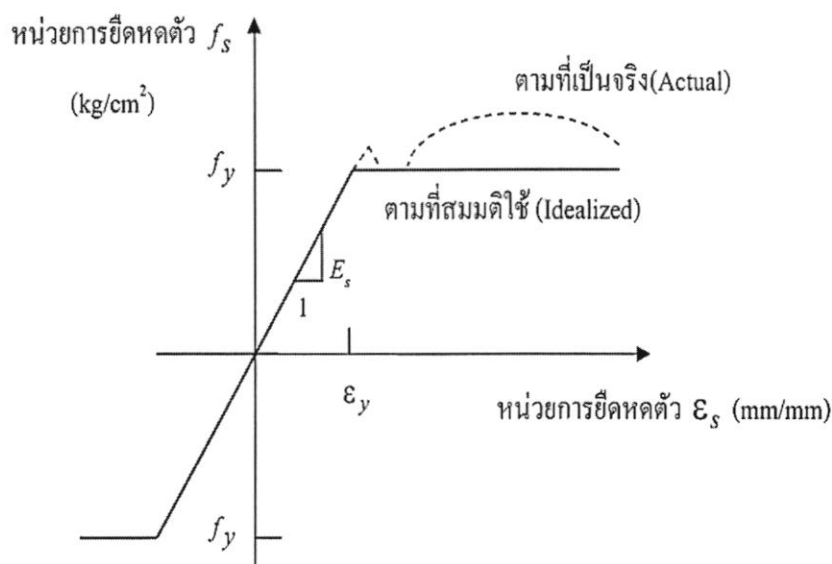
(2) การยืดเหี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับหน่วยการยืดตัวของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน

(3) หน่วยแรงสูงสุดและหน่วยการยืด-หดตัวสูงสุดไม่เป็นสัดส่วนกัน

(4) ไม่คิดกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตที่อยู่ใต้แนวแกนสะเทิน

(5) การแผ่กระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติอาจเป็นรูปใดก็ได้ที่สามารถให้ผลการคาดหมายกำลังต้านแรงอัดสูงสุดของส่วนโครงสร้างได้ถูกต้องใกล้เคียงกับผลของการทดสอบ แต่หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตต้องไม่เกิน 0.003 มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร

(6) ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืด-หดตัวของเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์ดังแสดงในภาพที่ 2.13 ซึ่งหน่วยแรงดึงหรือหน่วยแรงอัดสูงสุดของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับกำลังที่จุดคราก f_y (มาตรฐาน ACI หรือ มาตรฐาน ว.ส.ท. ยอมให้ใช้ได้ไม่เกิน 5,600 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร) และโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ 2.04×10^6 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



ภาพที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กเสริม
(วินิต ช่อวิเชียร, 2550)

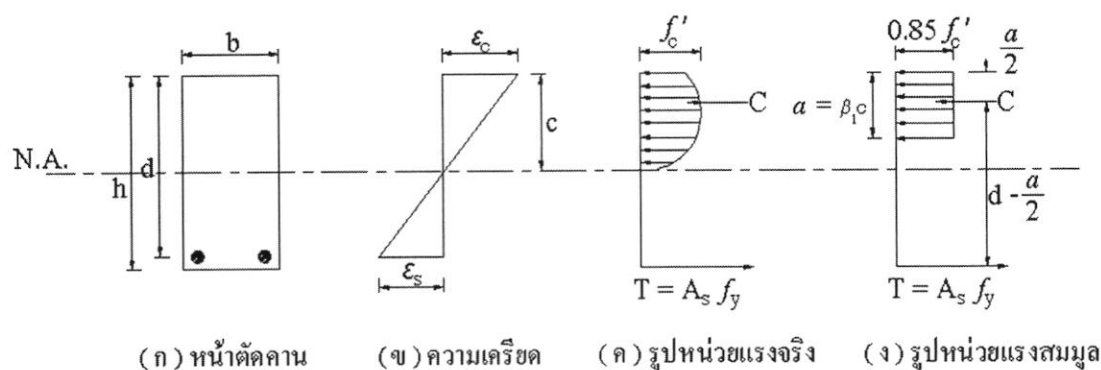
2.9.1 การกระจายหน่วยแรงอัดของ Whitney

ในปีทศวรรษ 1930 Whitney ได้เสนอการใช้การกระจายหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่สมมูลดังแสดงในภาพที่ 2.14 (ง) แทนการกระจายหน่วยแรงอัดรูปพาราโบลาโดยกำหนดให้ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงอัดมีค่าเท่ากับ $0.85f_c'$ กระจายสม่ำเสมอตามความลึกของคานเป็นระยะทาง a จุดศูนย์กลางของการกระจายหน่วยแรงอัดยังอยู่ที่ตำแหน่งเดิมและยังกำหนดให้ $a = \beta_1 C$ โดยที่

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{เมื่อ} \quad f_c' \leq 280 \text{ ksc}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f_c' - 280}{70} \right) \quad \text{เมื่อ} \quad 280 \leq f_c' \leq 560 \text{ ksc}$$

$$\beta_1 = 0.65 \quad \text{เมื่อ} \quad f_c' \geq 560 \text{ ksc}$$



ภาพที่ 2.14 หน่วยแรงอัดสมมูลของ Whitney (วิระ หอสกุลไทย, 2544)

2.9.2 การวิเคราะห์คานสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมเฉพาะเหล็กรับแรงดึง

การคำนวณหากำลังขององค์อาคารรับแรงคดโดยวิธีกำลัง จะต้องเป็นไปตามหลักการที่เป็นจริงสองประการ คือ

(1) เงื่อนไขของการสมดุลเชิงสถิตยศาสตร์ จากภาพที่ 2.14 (ง) เป็นกระจายของหน่วยแรงที่กระทำต่อหน้าตัดคาน อาศัยความสมดุลของแรง จะได้

$$C = T \quad (2.3)$$

(2) เงื่อนไขของความสอดคล้องของความเค้น กล่าวคือต้องพิจารณาหน่วยแรงและความเค้นของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นจริง ที่สถานะกำลังระบุ (Nominal strength)

ต้องสอดคล้องกัน ในการวิเคราะห์และออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง การวิบัติของหน้าตัดคานถูกกำหนดโดยความเครียดของคอนกรีต เมื่อความเครียดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ ความเครียดสูงสุด 0.003 จะถือว่าหน้าตัดคานนั้นเกิดการวิบัติ โดยไม่คำนึงถึงว่าเหล็กจะถึงกำลังครากหรือไม่ก็ตาม ดังนั้นการวิบัติของหน้าตัดคานจึงจำแนกตามความเครียดของเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นจริง ณ สถานะการวิบัติได้สามแบบ คือ

- (1) การวิบัติที่จุดสมดุล (Balanced section) เกิดเมื่อ $\varepsilon_c = 0.003$ และ $\varepsilon_s = \varepsilon_y$
- (2) การวิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก (Under-reinforced section) เกิดขึ้นเมื่อ $\varepsilon_c = 0.003$ และ $\varepsilon_s > \varepsilon_y$
- (3) การวิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก (Over-reinforced section) เกิดขึ้นเมื่อ $\varepsilon_c = 0.003$ และ $\varepsilon_s < \varepsilon_y$

เมื่อ	C	=	แรงอัดทั้งหมดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคาน
	T	=	แรงดึงทั้งหมดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคาน
	ε_c	=	ความเครียดของคอนกรีต
	ε_s	=	ความเครียดของเหล็กเสริม
	ε_y	=	ความเครียดของเหล็กเสริมกำลังคราก

2.9.3 การออกแบบคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมเฉพาะเหล็กรับแรงดึง

ในการออกแบบหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กเฉพาะรับแรงดึง โจทย์ที่ต้องแก้หาคำตอบคือขนาดหน้าตัดของคาน b, d และปริมาณเหล็กเสริม A_s เพื่อดำเนินงานโมเมนต์ระบุ $M_n = \frac{M_u}{\phi}$ สำหรับคุณสมบัติของวัสดุวิศวกรออกแบบต้องเป็นผู้กำหนดเอง f_c' และ f_y กล่าวคือ โมเมนต์ของหน้าตัดที่ออกแบบ ϕM_n ต้องมากกว่าหรือเท่ากับ โมเมนต์ที่ต้องการ M_u โดยที่ค่า $\phi = 0.90$ ดังนั้นจะได้

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.4)$$

หรือ

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} \quad (2.5)$$

เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุเปราะและตามสมมติฐานการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ณ สถานะวิบัติ จะให้ความเครียดประลัย $\varepsilon_{cu} = 0.003$ โดยไม่คำนึงถึงว่าเหล็กรับแรงดึงจะถึงกำลังครากหรือไม่ ฉะนั้นถ้ากรณีที่คานวิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก หน่วยแรงดึง f_s ที่เกิดขึ้นจะน้อยกว่ากำลังคราก f_y เมื่อน้ำหนักกระทำจนกระทั่งวิบัติรอยร้าวด้านรับแรงดึงจะไม่ขยายทำให้มองเห็นไม่ชัดเจน เนื่องจากเหล็กมีการยืดตัวน้อยขณะวิบัติและจะไม่มีสัญญาณเตือนล่วงหน้า การวิบัติจะเกิดขึ้นทันทีทันใด หน้าตัดคานลักษณะนี้เรียกว่า คานมีคุณสมบัติแบบเปราะ ส่วนกรณีที่คานวิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก (Under-reinforced section) ขณะวิบัติความเครียดของเหล็ก ε_s มีค่ามากกว่าความเครียดคราก ε_y ทำให้คานแอ่นตัวมาก รอยร้าวจะขยายกว้างเห็นได้ชัด ทำให้สังเกตเห็นได้ชัดก่อนการวิบัติ ซึ่งเป็นสัญญาณเตือน หน้าตัดคานลักษณะนี้เรียกว่า คานมีคุณสมบัติแบบเหนียว (Ductility)

ดังนั้นเพื่อให้คานมีคุณสมบัติแบบเหนียว มาตรฐาน ACI 318-99 Chapter 10 Art.10.3.3 และ ว.ส.ท. 1008-38 ข้อ 4303(ค) กำหนดให้ใช้ ρ ไม่เกินร้อยละ 75 ของ ρ_b จะได้

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b \quad (2.6)$$

$$\text{หรือ } \rho_{\max} = 0.75 \left[0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \right] \quad (2.7)$$

โดยที่ ρ = อัตราส่วนของเหล็กเสริมด้านทานแรงดึง

ρ_b = อัตราส่วนของเหล็กเสริมซึ่งทำให้เกิดสภาวะความดึง
เครียดสมดุล

สำหรับการออกแบบคานที่เสริมเฉพาะเหล็กรับแรงดึง หน้าตัดคานที่ออกแบบจะเป็นการวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก ($\rho < \rho_b$), $f_s = f_y$ จากสมการสมดุลของแรงในหน้าตัดคาน

$$C = T$$

เมื่อ $C = 0.85f_c'ba$ และ $T = A_s f_y$ จะได้

$$0.85f_c'ba = A_s f_y$$

หรือ
$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f_c' b} \quad (2.8)$$

โดยที่ C = แรงอัดทั้งหมดที่เกิดบนหน้าตัดคาน
 T = แรงดึงทั้งหมดที่เกิดบนหน้าตัดคาน
 b = ความกว้างขององค์อาคาร
 a = ความลึกของหน่วยแรงรูปกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า
 A_s = พื้นที่ภาคตัดขวางของเหล็กเสริมด้านทานแรงดึง
 f_y = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กเสริม
 f_c' = กำลังอัดที่กำหนดของคอนกรีต

ดังนั้นโมเมนต์ระบุที่หน้าตัดคานสามารถต้านทานได้, M_n จะได้

$$M_n = 0.85f_c'ba \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.9)$$

หรือ
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.10)$$

ถ้าอัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho = \frac{A_s}{bd}$ แทนลงในสมการ (2.8) จะได้

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85f_c'} \quad (2.11)$$

นำสมการ (2.11) แทนลงในสมการ (2.10) จะได้

$$M_n = bd^2 \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7f_c'} \right) \quad (2.12)$$

เมื่อกำหนดให้ $m = \frac{f_y}{0.85f_c'}$ แทนลงในสมการ (2.12) จะได้

$$M_n = bd^2 \rho f_y (1 - 0.5 \rho m) \quad (2.13)$$

เมื่อ $R_n = \rho f_y (1 - 0.5 \rho m)$ จะได้

$$M_n = R_n bd^2 \quad (2.14)$$

2.9.4 การออกแบบแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน โดยทั่วไปสำหรับองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดไม่อัดแรง เหล็กเสริมที่ใช้อาจประกอบด้วย

- (1) เหล็กดัดตั้งทำมุม 45 องศา หรือมากกว่ากับเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดึง
- (2) เหล็กคอตมัดมัดมุม 30 องศา หรือมากกว่ากับเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดึง
- (3) การผสมกันระหว่างเหล็กดัดตั้งกับ เหล็กคอตมัด
- (4) เหล็กปลอกเกลียว

โดยที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ใช้ กำลังครากที่ใช้คำนวณออกแบบต้องไม่เกิน 4,200 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตรการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน จากแรงเฉือนประลัยที่กระทำต่อน้อยกว่าแรงเฉือนที่หน้าตัดรับ (V_n) คูณด้วยตัวคูณลดกำลัง (ϕ) แล้วตามสมการที่ 2.15

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.15)$$

เมื่อแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแรงแล้ว (V_u) เกินค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่คูณตัวลดกำลังแล้ว (ϕV_c) ต้องมีเหล็กรับแรงเฉือนโดยเป็นไปตามสมการที่ 2.16

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.16)$$

เมื่อใช้เหล็กดัด ตั้งฉากกับแนวแกนขององค์อาคาร

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.17)$$

โดยที่ A_v คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรับแรงเฉือนภายในระยะ s

สำหรับพิสัยของระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ที่วางตั้งฉากกับแนวแกนขององค์อาคารพิจารณาดังนี้

$$(1) \text{ เมื่อ } V_n - V_c \leq 1.1 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ หรือ } \leq 60 \text{ เซนติเมตร}$$

$$(2) \text{ เมื่อ } 1.1 \sqrt{f_c'} b_w d \leq (V_n - V_c) \leq 2.1 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$s_{\max} = \frac{d}{4} \text{ หรือ } \leq 30 \text{ เซนติเมตร}$$

$$(3) \text{ เมื่อ } (V_n - V_c) > 2.1 \sqrt{f_c'} b_w d \text{ ออกแบบใหม่หรือขยายหน้าตัด}$$

$$(4) \text{ เมื่อ } \frac{V_c}{2} \leq V_n \leq V_c$$

$$A_{v,\min} = \frac{3.5 b_w d}{f_y} \quad (2.18)$$

$$s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ หรือ } \leq 60 \text{ เซนติเมตร}$$

$$(5) \text{ เมื่อ } V_n \leq \frac{V_c}{2} \text{ ไม่ต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือน}$$

2.10 ผลงานวิจัยที่ผ่านมา

จักษดา ชำรงวุฒิ (2550) ได้ทำการศึกษาเรื่อง “การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมทางกลของรอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูป” โดยศึกษาพฤติกรรมการรับแรงและลักษณะการวิบัติของรอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปและของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป และนำกำลังของรอยต่อที่สำรวจได้เปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากสมการออกแบบของ ว.ส.ท. ตัวอย่างในงานวิจัยเป็นคานขนาดหน้าตัดกว้าง 0.20 เมตร ลึก 0.40 เมตร และมีระยะห่างระหว่างจุกรองรับ 2.00 เมตร ตัวอย่างถูกทดสอบโดยแรงกระทำแบบสามจุด โดยลักษณะรอยต่อของคานแบ่งออกเป็นสองแบบ ได้แก่ รอยต่อที่ได้จากการนำเหล็กข้ออ้อยเชื่อมระหว่างเหล็กเดือยของคานทั้งสองข้าง และแบบที่สอง เป็นรอยต่อที่มีเหล็กเสริมคานเชื่อมต่อระหว่างคานอย่างต่อเนื่อง ซึ่งคานทั้งสองชนิดและรอยต่อได้ถูกออกแบบตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. โดยใช้น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่และน้ำหนักบรรทุกจรที่เท่ากัน จากการทดสอบพบว่า ในช่วงแรกตัวอย่างมีพฤติกรรมรับแรงแบบเชิงเส้นถึงค่าประมาณร้อยละ 75-80 ของกำลังรับแรงสูงสุด จากนั้นตัวอย่างทดสอบจะมีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น และการแอนตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งเกิดการวิบัติ นอกจากนี้ยังพบว่า สมการการออกแบบของ ว.ส.ท. ทำนายกำลังของรอยต่อได้อย่างถูกต้องเพียงพอ

จิราชัย เลหาสมพลเลิศ (2551) ได้ทำการศึกษาเรื่อง “พฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปปรับโมเมนต์ดัด” โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและกลไกการวิบัติที่บริเวณรอยต่อแบบต่างๆ ของคานคอนกรีตสำเร็จรูป จากนั้นจึงประเมินหาขนาดที่เหมาะสมของรอยต่อ ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบเป็นคานคอนกรีตสำเร็จรูป ขนาดหน้าตัด 0.15×0.30 เมตร เชื่อมต่อกันที่กึ่งกลางคานโดยการทาบทและดัดปลายเหล็กเสริมภายในรอยต่อเป็นมุม 90 องศา และเทคอนกรีตเชื่อมประสาน โดยกำหนดให้ขนาดของรอยต่อ มีขนาด 200 มิลลิเมตร และ 300 มิลลิเมตร มีระยะระหว่างจุกรองรับเท่ากับ 1.80 เมตร และเปรียบเทียบผลกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน (RC-Beam) ซึ่งใช้เป็นตัวอย่างอิง ผลการทดสอบพบว่า ขนาดของรอยต่อที่เหมาะสมสำหรับงานวิจัยนี้ คือ ขนาด 300 มิลลิเมตร ทั้งนี้เพราะคานดังกล่าวสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุดได้ใกล้เคียงกับคาน RC-Beam ค่าความเหนียวของคานซึ่งน้อยกว่าคาน RC-Beam แสดงถึงความสามารถในการโค้งตัวเพิ่มเติม ภายหลังเหล็กเสริมเกิดการครากจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติ ที่ไม่มากนัก ถือเป็นการเตือนภัยที่ค่อนข้างน้อย จึงเป็นข้อควรระวังในการนำไปใช้งานในบริเวณที่เสี่ยงต่อภัยธรรมชาติอย่างรุนแรง เช่น แผ่นดินไหว เป็นต้น

ภาภิน ลอยเจริญ (2552) ได้ทำการศึกษาเรื่อง “พฤติกรรมรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปภายใต้การดัด” ขนาดคานตัวอย่าง 0.20×0.40 เมตร โดยใช้รูปแบบรอยต่อหลายรูปแบบที่แตกต่างกันและเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตเสริมที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

พบว่ารอยต่อแบบเปียกไม่มีผลต่อกำลังรับ โมเมนต์คด สำหรับรอยต่อที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้วิธีการเชื่อมทาบ สามารถรับแรงคดได้ร้อยละ 95 ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยต่อเป็นเนื้อเดียวกัน พฤติกรรมการวิบัติจะใกล้เคียงกับคานที่ไม่มีรอยต่อ ส่วนรอยต่อที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงวางทาบและงอจากสามารถรับแรงคดได้ร้อยละ 77 ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยต่อเป็นเนื้อเดียวกัน แต่จะวิบัติแบบฉับพลันจากการบีบอัดของคอนกรีต ในขณะที่รอยต่อที่ใช้เหล็กเสริมวางทาบอย่างเดียวจะมีกำลังรับโมเมนต์คดน้อยและวิบัติโดยแรงยึดเหนี่ยว จากงานวิจัยนี้ทำให้ทราบว่ารอยต่อแบบเปียกที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงวางทาบงอจากในรอยต่อ หากมีการพัฒนาให้สามารถลดการแตกร้าวของคอนกรีตในบริเวณรอยต่อได้ พฤติกรรมและกำลังรับโมเมนต์คดอาจดีขึ้น

โกวิท ฉันทจิตร (2553) ได้ทำการศึกษาเรื่อง “ความสามารถในการรับโมเมนต์คดของจุดต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูป” ซึ่งงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาโดยการทดลองในห้องปฏิบัติการ เพื่อสร้างแบบจำลองช่วยในการหาค่า ทั้งนี้จะขึ้นอยู่กับวิธีการต่อเชื่อมที่จุดต่อของคาน ซึ่งได้กำหนดไว้สาม กรณี ได้แก่ กรณีแรก ทำการเชื่อมปลายเหล็กเสริมคานคอนกรีตสำเร็จรูปติดกับเหล็กเสริมของเสา กรณีที่สอง ทำการใช้เหล็กเสริมประกบเชื่อมติดปลายเหล็กเสริมของคานคอนกรีตสำเร็จรูป และกรณีที่สาม ทำการวางคานบนฐานรองรับแบบคานช่วงเดียว มีจุดต่อเป็นแบบยึดหมุน ซึ่งทั้งสามกรณีจะทำการทดลองให้คาน ขนาด 0.15×0.25 เมตร ความยาว 3.00 เมตร อยู่ภายใต้การรับน้ำหนักกระทำเป็นจุด กระทำที่กึ่งกลางคาน จากงานวิจัยนี้ทำให้ทราบว่าจุดต่อนั้นสามารถรับโมเมนต์คดได้ตามแบบจำลองที่เสนอ แต่ในการออกแบบและก่อสร้างจุดต่อดังกล่าวนั้นต้องพิจารณาถึงหลักวิศวกรรมและข้อกำหนดมาตรฐานของงานด้วย ดังนั้น การต่อเชื่อมเหล็กเสริมที่จุดต่อนี้ ควรทำการศึกษาเฉพาะเรื่องให้เป็นที่ยอมรับต่อไป เพื่อให้สามารถอ้างอิงได้ในการนำไปใช้งานการก่อสร้างจริง

Korkmaz and Tankut (2005) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับคานยื่นคอนกรีตสำเร็จรูปที่เชื่อมต่อโดยการทาบ หรือการเชื่อมเหล็กเสริม โดยทำการศึกษารอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูปเปรียบเทียบกับคานที่หล่อเป็นชิ้นเดียวกัน โดยหล่อขึ้นทดสอบเป็นรูปตัวที และแบ่งออกเป็นสามลักษณะด้วยกันคือ 1. ชิ้นส่วนทดสอบแบบหล่อเป็นเนื้อเดียวกันตลอด 2. ชิ้นส่วนทดสอบแบบคานสำเร็จรูปเชื่อมต่อกับคานยื่น การเชื่อมต่อโดยใช้แผ่นเหล็กจำนวนสองแผ่น โดยการเชื่อมระหว่างแผ่นเหล็กและเหล็กเสริมใช้ความยาวรอยเชื่อมเท่ากับ 35 มิลลิเมตร และ 60 มิลลิเมตร 3. ชิ้นส่วนทดสอบแบบคานสำเร็จรูปเชื่อมต่อกับคานยื่น การเชื่อมต่อใช้การทาบเหล็ก โดยใช้ระยะทาบเท่ากับ 390 มิลลิเมตร และ 660 มิลลิเมตร จากการทดสอบพบว่า ความสามารถของรอยต่อแบบการเชื่อมทาบช่วยแก้ปัญหาการยึดเหนี่ยวได้เป็นอย่างดี การเชื่อมอาจทำให้เกิดปัญหา ความเครียดในเหล็กเสริม เพราะฉะนั้นสิ่งที่ต้องระมัดระวังเป็นอย่างมากคือ คุณภาพของเหล็กที่เชื่อม

2.11 สรุป

ในการทบทวนทฤษฎีและผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้องในบทนี้ ได้กล่าวถึงระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูป ลักษณะของรอยต่อในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป การส่งผ่านแรงที่กระทำระหว่างรอยต่อของชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป รายละเอียดทั่วไปของการเสริมเหล็ก พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและทฤษฎีการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และผลงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ใช้รอยต่อแบบเปียกนั้นไม่มีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมากนัก ผลกระทบต่อความสามารถในการรับแรงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ใช้รอยต่อแบบเปียก จะขึ้นอยู่กับรายละเอียดรูปแบบลักษณะของจุดต่อเชื่อมของเหล็กเสริม ซึ่งจากงานวิจัยที่ผ่านมาจะเห็นได้ว่า รูปแบบรายละเอียดของรอยต่อจะทำการศึกษาเพียงไม่กี่รูปแบบจะมีการศึกษาเพียงแคในบางส่วน เช่น วิธีการเชื่อมทาบ วิธีการวางทาบ และวิธีการงอขอมาตรฐาน 90 องศา จากข้อมูลผลงานวิจัยดังกล่าวข้างต้น จึงเป็นที่มาของการศึกษาเรื่อง “การทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ”

บทที่ 3

วิธีดำเนินงานวิจัย

3.1 บทนำ

บทนี้จะกล่าวถึงแนวทางการศึกษารอยต่อแบบเปียกคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กเสริมด้านโมเมนต์ดัดรูปแบบต่างๆ ประกอบด้วย การเตรียมตัวอย่าง วิธีการทดสอบ ขั้นตอนการทดสอบ และการเก็บข้อมูลจากการทดสอบ งานทดสอบในห้องปฏิบัติการจะทำการหล่อตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป โดยที่มีลักษณะของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปสองชิ้นมาประกอบกัน ใช้เหล็กแกนส่วนล่างของคานเป็นเหล็กเสริมรับแรงดึงในรอยต่อ โดยมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงหลากหลายรูปแบบ ลักษณะของรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบเป็นรอยต่อที่ใช้แพร่หลายทั่วไปในงานก่อสร้างระบบสำเร็จรูป โดยใช้รอยต่อแบบเปียกตัวอย่างทดสอบแบ่งออกเป็นสองชุดตัวอย่าง โดยชุดทดสอบที่หนึ่งจะทำการทดสอบคานตัวอย่างเพื่อหาลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีประสิทธิภาพใกล้เคียงกับวิธีการเชื่อมทาบ พร้อมนำคานตัวอย่างที่ได้มาทำการศึกษาต่อในชุดทดสอบที่สอง

การทดสอบคานตัวอย่างโดยให้น้ำหนักกระทำแบบจุดต่อคานตัวอย่างทดสอบ เพื่อหา กำลังรับแรงบริเวณรอยต่อที่เสริมเหล็กด้านทานโมเมนต์ดัด โดยใช้เครื่องกดทดสอบไฮดรอลิกทำการกดทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงโมเมนต์ดัดและลักษณะการวิบัติ

3.2 วัสดุทดสอบ

3.2.1 คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้หล่อคานสำเร็จรูปเป็นคอนกรีตผสมเสร็จ กำลังอัดทรงกระบอกระยะ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร การทดสอบคุณสมบัติกระทำตามมาตรฐาน ASTM C-192 โดยการเก็บตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีตทรงกระบอกมาตรฐาน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.15 เมตร สูง 0.30 เมตร ที่อายุ 28 วัน นำมาทดสอบหาค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงกดอัด

3.2.2 เหล็กเสริม

เหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 กำลังจุดครากไม่น้อยกว่า 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร กำลังดึงประลัยไม่น้อยกว่า 5,700 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ค่าการยืดตัวในช่วง 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าร้อยละ 15 การทดสอบแรงดึงตามมาตรฐาน TIS-24-2548 โดยการสุ่มตัวอย่างทดสอบจำนวนสามเส้น

3.2.3 เหล็กปลอก

เหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24 กำลังจุดครากไม่น้อยกว่า 2,400 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร กำลังดึงประลัยไม่น้อยกว่า 3,900 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ค่าการยืดตัวในช่วง 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าร้อยละ 21 การทดสอบแรงดึงตามมาตรฐาน TIS-20-2543 โดยการสุ่มตัวอย่างทดสอบจำนวนสามเส้น

3.3 เครื่องมือและอุปกรณ์

เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ทำการทดสอบ มีดังนี้

3.3.1 โครงเฟรม (Loading frame)

3.3.2 Hydraulic jack

3.3.3 Load cell

3.3.4 Transfer beam

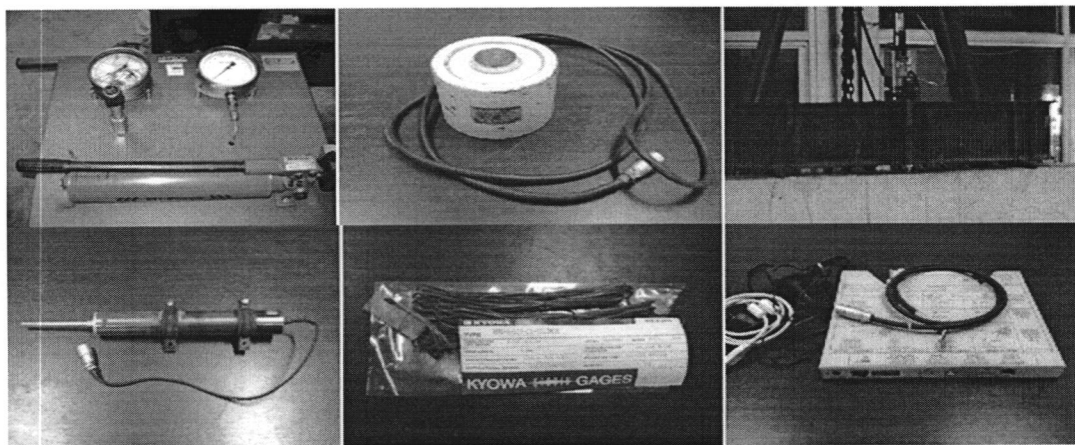
3.3.5 Linear variable differential transducers (LVDT)

3.3.6 ชูฐานรองรับ (Simple support)

3.3.7 Strain gage

3.3.8 เครื่องมือวัดความเครียดของเหล็กเสริม (Data logger)

3.3.9 คอมพิวเตอร์

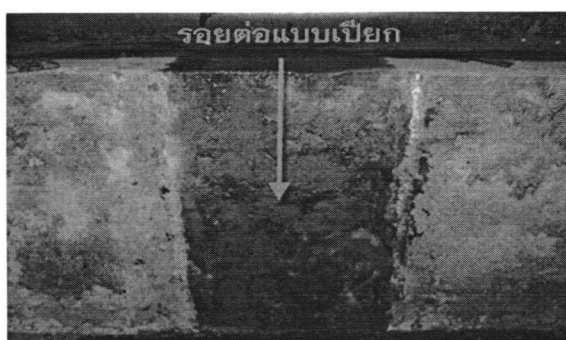


ภาพที่ 3.1 เครื่องมือและอุปกรณ์

3.4 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

3.4.1 คานคอนกรีตสำเร็จรูปตัวอย่าง

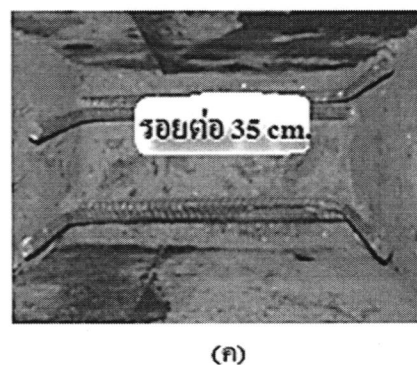
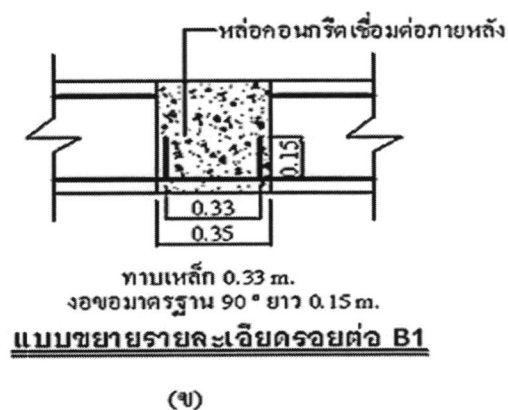
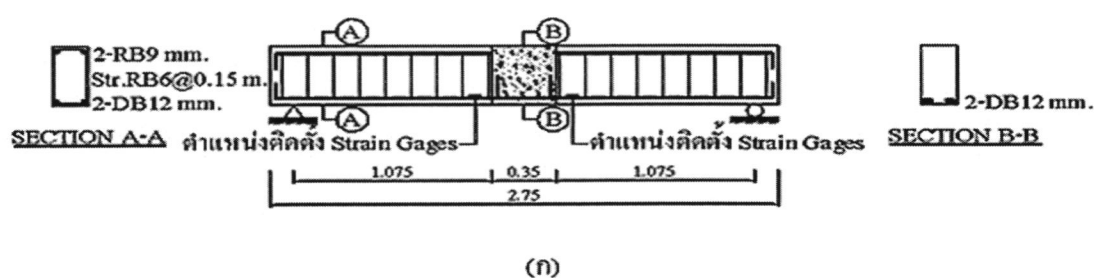
ตัวอย่างคานคอนกรีตถูกออกแบบเพื่อศึกษากำลังต้านทานโมเมนต์คดของรอยต่อแบบเปียก โดยตัวอย่างทดสอบถูกออกแบบเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดหน้าตัดคาน 0.20 เมตร x 0.40 เมตร ระยะระหว่างจุดรองรับ 2.50 เมตร รอยต่อออกแบบให้มีขนาดยาว 0.25 เมตร และ 0.35 เมตร ที่กึ่งกลางคาน โดยรอยต่อขนาด 0.25 เมตร เป็นการจำลองรูปแบบรอยต่อของอาคารที่พักอาศัยขนาดเล็กทั่วไป ส่วนรอยต่อขนาด 0.35 เมตร เป็นการจำลองรูปแบบรอยต่อของระยะฝั่งเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึงโดยคดปลายเป็นของมาตรฐาน ตามมาตรฐานการออกแบบของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (ว.ส.ท.) ลักษณะของรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบ เป็นรอยต่อที่ใช้แพร่หลายทั่วไปในงานก่อสร้างระบบสำเร็จรูป โดยใช้รอยต่อแบบเปียก โดยที่มีลักษณะของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปสองชิ้นมาประกบกัน ใช้เหล็กแกนส่วนล่างของคานเป็นเหล็กเสริมรับแรงดึงในรอยต่อ โดยมีการต่อกันของเหล็กเสริมในรอยต่อหลายรูปแบบ โดยตัวอย่างทดสอบแต่ละชุดตัวอย่างจะใช้เหล็กเสริมคอนกรีต ชั้นคุณภาพ SR24 สำหรับเหล็กเส้นกลม และชั้นคุณภาพ SD40 สำหรับเหล็กข้ออ้อย และกำลังอัดของคอนกรีตประมาณ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร การออกแบบกำลังของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบโดยให้เป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว ตามมาตรฐานการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของ ว.ส.ท. โดยที่คานคอนกรีตเสริมเหล็กและรอยต่อคานตัวอย่างถูกออกแบบตามทฤษฎีกำลังประลัย ซึ่งตัวอย่างที่จะทำการทดสอบชุดที่หนึ่งจำนวนเจ็ดตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 3.1 และทำการทดสอบชุดตัวอย่างที่สองจำนวนห้าตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 3.2



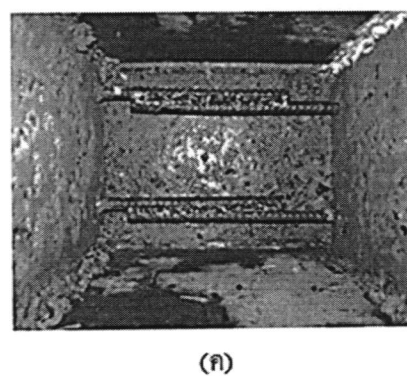
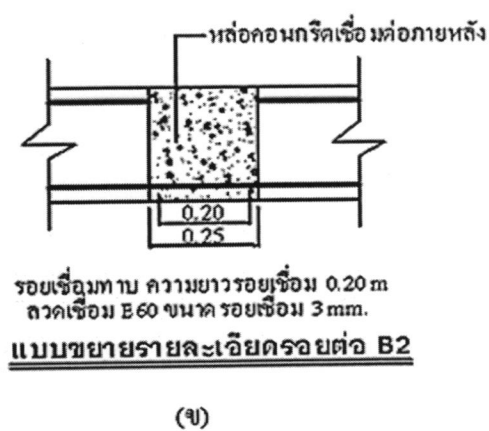
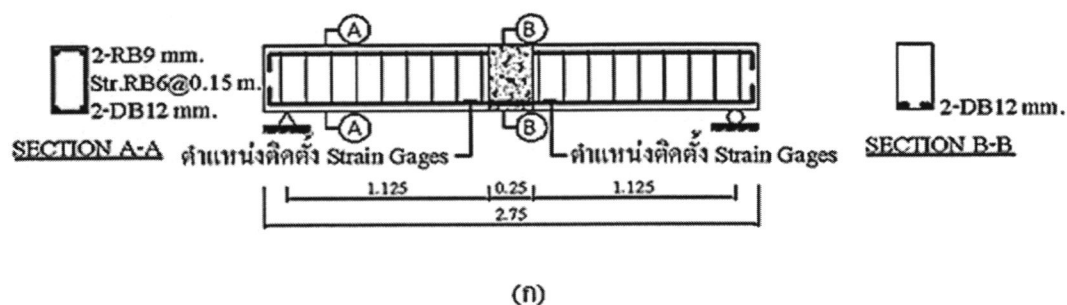
ภาพที่ 3.2 ลักษณะของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ประกอบกันโดยใช้รอยต่อแบบเปียก

ตารางที่ 3.1 ขนาดคานและลักษณะการต่อเชื่อมของรอยต่อแบบเปียก (ชุดทดสอบที่ 1)

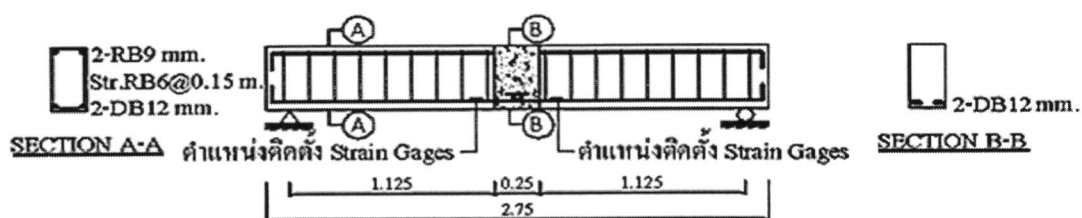
คาน ตัวอย่าง	ขนาดหน้า ตัดคาน (m)	ลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็ก เสริมรับแรงดึง	ระยะทาบ (m)	ขนาด รอยต่อ (m)
B1	0.20 x 0.40	โดยการงอขอมมาตรฐาน 90 องศา	0.33	0.35
B2	0.20 x 0.40	โดยการเชื่อมทาบ	0.20	0.25
B3	0.20 x 0.40	โดยการงอขอมมาตรฐาน 180 องศา ขัดด้วย เหล็ก DB12 รูปตัว U	-	0.25
B4	0.20 x 0.40	โดยการงอขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วย เหล็ก DB12 รูปตัว C	0.20	0.25
B5	0.20 x 0.40	โดยการงอขอลักษณะแบบ J-Shape	0.20	0.25
B6	0.20 x 0.40	โดยการงอขอมมาตรฐาน 90 องศา แล้ว เชื่อมปลายยึดด้วยเหล็ก DB12	0.20	0.25
B7	0.20 x 0.40	โดยการเชื่อมปลายด้วยเหล็ก DB12 รูป วงกลม	0.20	0.25



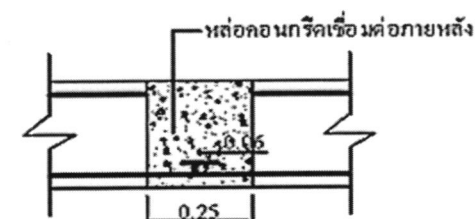
ภาพที่ 3.3 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B1



ภาพที่ 3.4 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B2



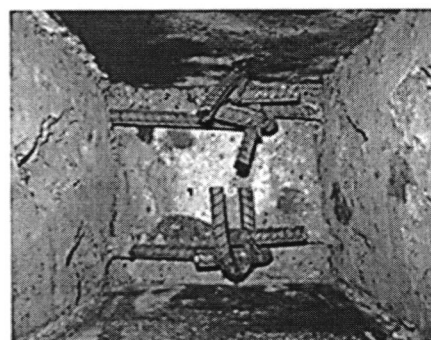
(ก)



งอขอมทรรฐาน 180°
จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัว U

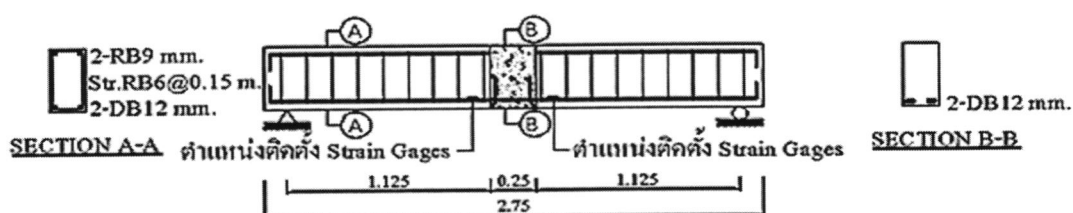
แบบขยายรายละเอียดรอยต่อ B3

(ข)



(ค)

ภาพที่ 3.5 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B3



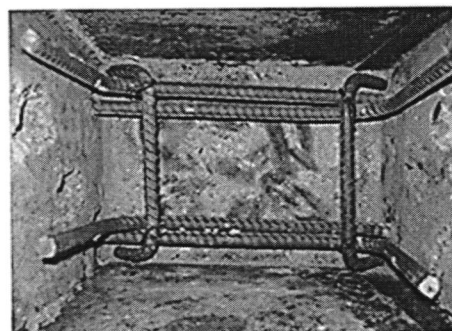
(ก)



ทาบเหล็ก 0.20 m. งอขอมทรรฐาน 90°
ความยาว 0.15 m. จัดด้วยเหล็ก DB 12 รูปตัว C

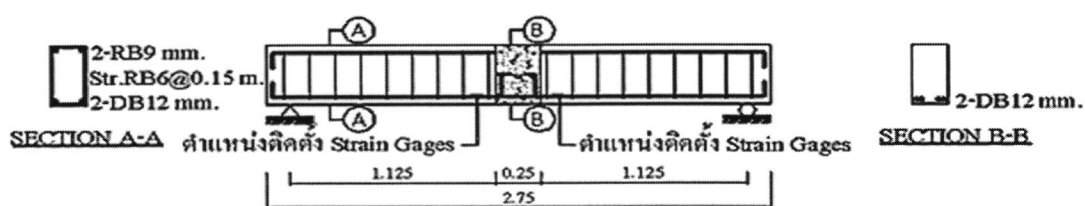
แบบขยายรายละเอียดรอยต่อ B4

(ข)



(ค)

ภาพที่ 3.6 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4



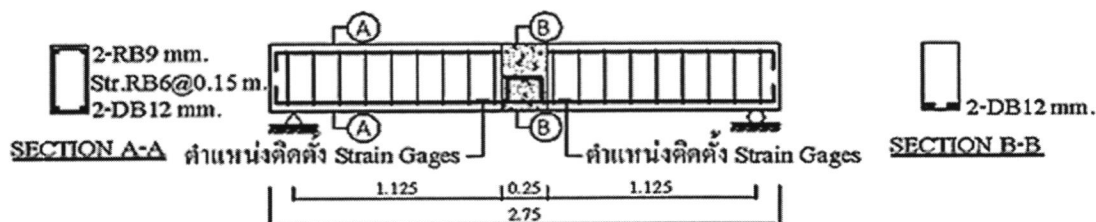
ทาบเหล็ก 0.20 m.
งอข้อลักษณะแบบ J-Shape
แบบขยายรายละเอียดรอยต่อ B5



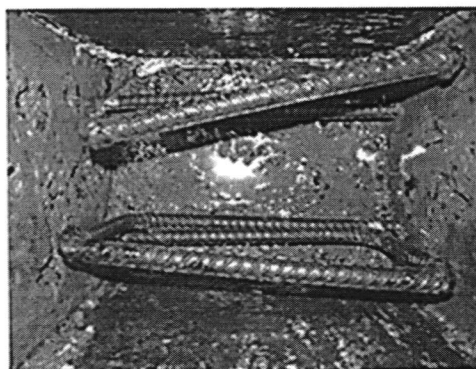
(१५)

(ก)

ภาพที่ 3.7 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B5



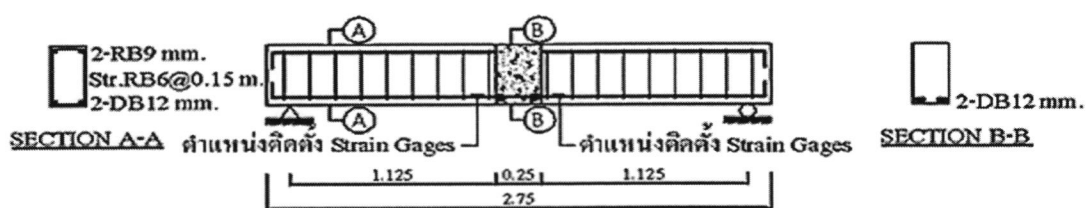
ทาบเหล็ก 0.20 ม. งอขอมมาตรฐาน 90°
ความยาว 0.15 ม. เชื่อมปลายยึดด้วยเหล็ก DB 12
แบบขยายรายละเอียดรอยต่อ B6



(9)

(ค)

ภาพที่ 3.8 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B6

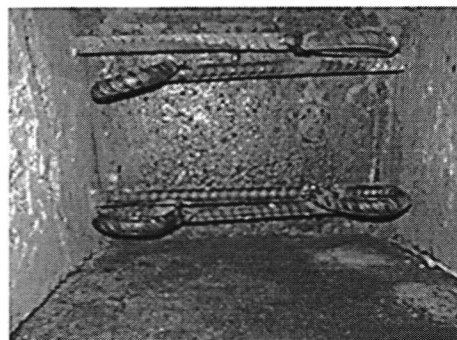


(ก)



ทาบเหล็ก 0.20 m. เชื่อมปลายยึดด้วย
เหล็ก DB12 รูปวงกลม ๑ 0.04 m.
แบบขยายรายละเอียดรอยต่อ B7

(ข)

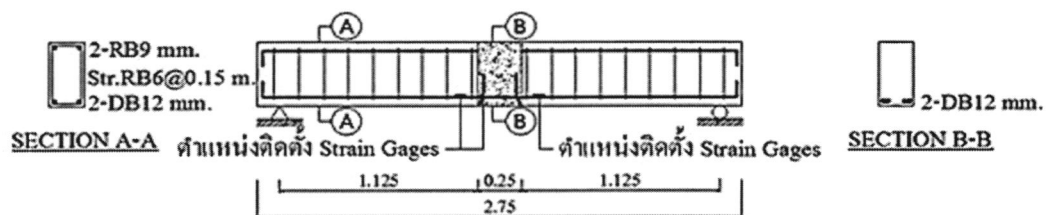


(ค)

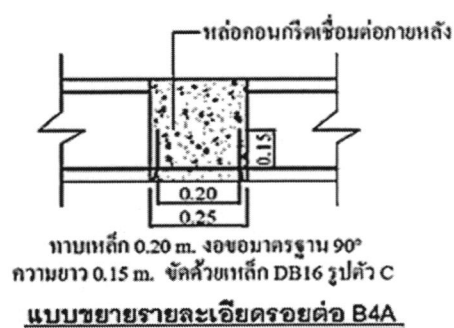
ภาพที่ 3.9 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B7

ตารางที่ 3.2 ขนาดคานและลักษณะการต่อเชื่อมของรอยต่อแบบเป็ยก (ชุดทดสอบที่ 2)

คาน ตัวอย่าง	ขนาดหน้า ตัดคาน (m)	ลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็ก เสริมรับแรงดึง	เหล็ก เสริมรับ แรงดึง	ร้อยละ เหล็ก ตามขวางต่อ เหล็กตามยาว
B4-A	0.20 x 0.40	โดยการงอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วย เหล็ก DB16 รูปตัว C	2-DB12	89
B4-B	0.20 x 0.40	โดยการงอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วย เหล็ก DB12 รูปตัว C	3-DB12	33
B4-C	0.20 x 0.40	โดยการงอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วย เหล็ก DB16 รูปตัว C	3-DB12	59
B4-D	0.20 x 0.40	โดยการงอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วย เหล็ก DB12 รูปตัว C	2-DB16	28
B4-E	0.20 x 0.40	โดยการงอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วย เหล็ก DB16 รูปตัว C	2-DB16	50



(ก)

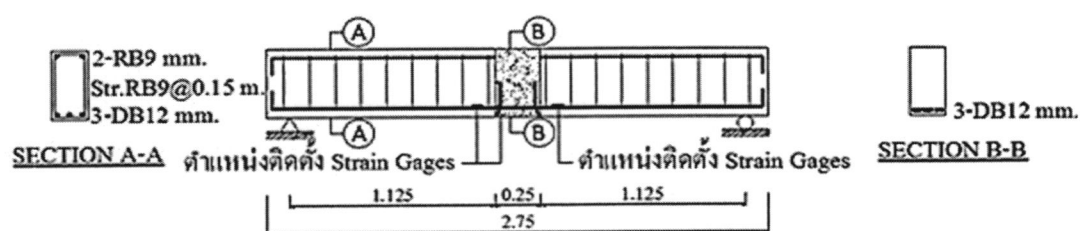


(ข)

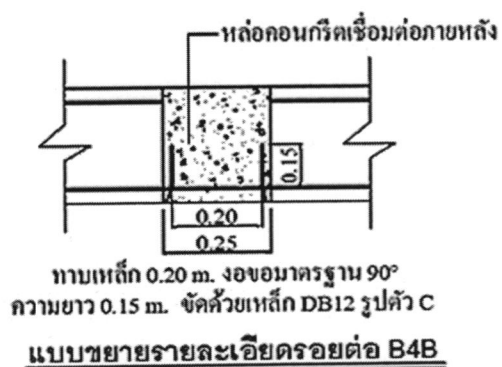


(ค)

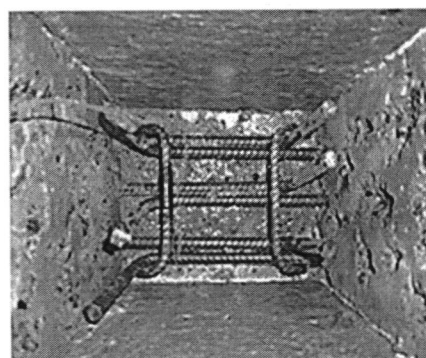
ภาพที่ 3.10 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-A



(ก)

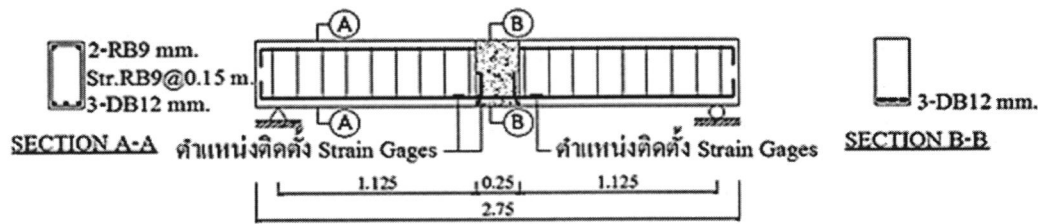


(ข)

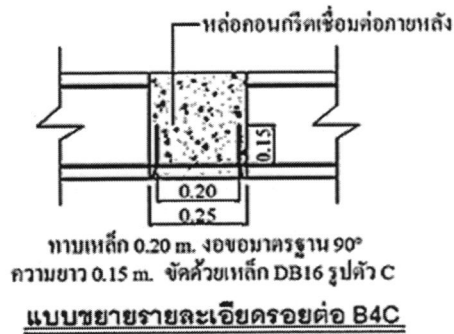


(ค)

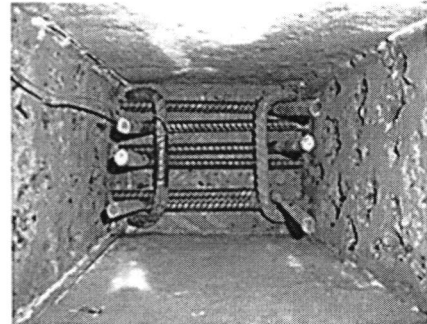
ภาพที่ 3.11 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-B



(ก)

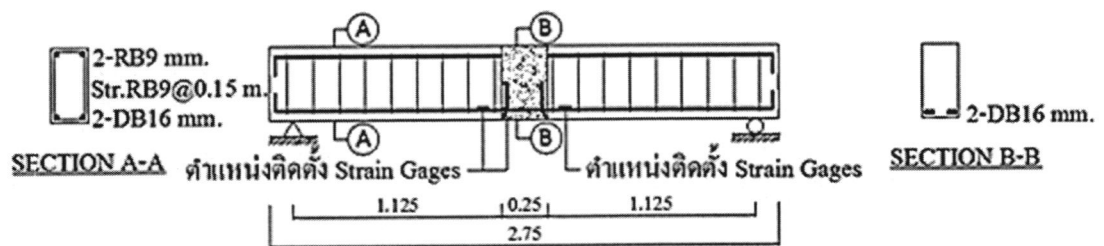


(ข)



(ค)

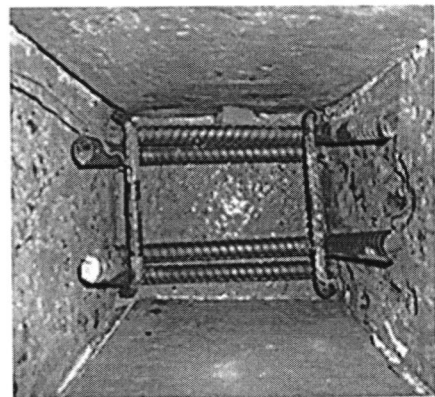
ภาพที่ 3.12 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-C



(ก)

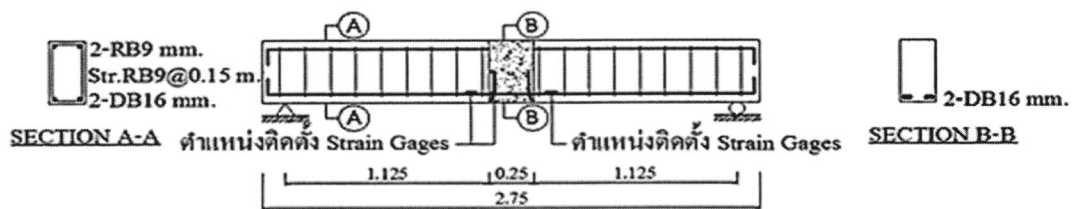


(ข)

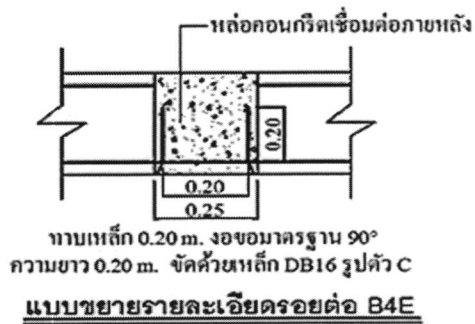


(ค)

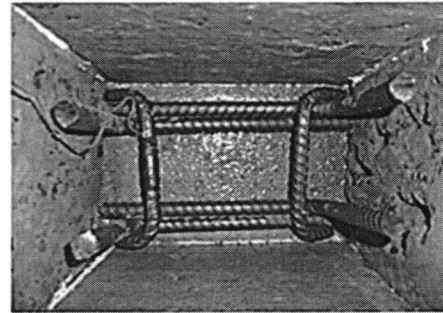
ภาพที่ 3.13 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-D



(ก)



(ข)



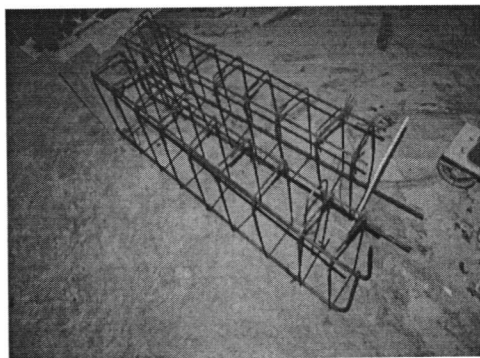
(ค)

ภาพที่ 3.14 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูป B4-E

3.4.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

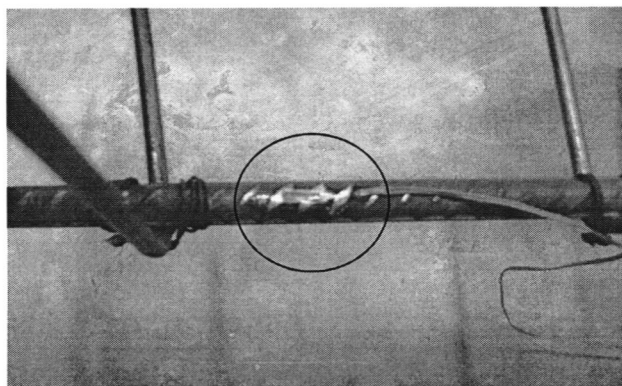
การเตรียมตัวอย่างการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเป็ยกของคานคอนกรีตสำเร็จรูป ได้ทำแบบรายละเอียดเหล็กเสริมตามรูปแบบต่างๆ ตามหัวข้อที่ 3.4.1 โดยการเตรียมตัวอย่างทดสอบจะดำเนินการตามขั้น ดังนี้

3.4.2.1 ทำการตัดและดัดเหล็กเสริมตามที่ออกแบบ โดยมีการผูกเสริมเหล็กรับแรงดึงจำนวน 2-DB12, 3-DB12 และ 2-DB16 เสริมเหล็กรับแรงเฉือนขนาด RB6 และ RB9 ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.15 เมตร เหล็กเสริมยึดเหล็กปลอกด้านบนจำนวน 2-RB9 ดังแสดงในภาพที่ 3.15



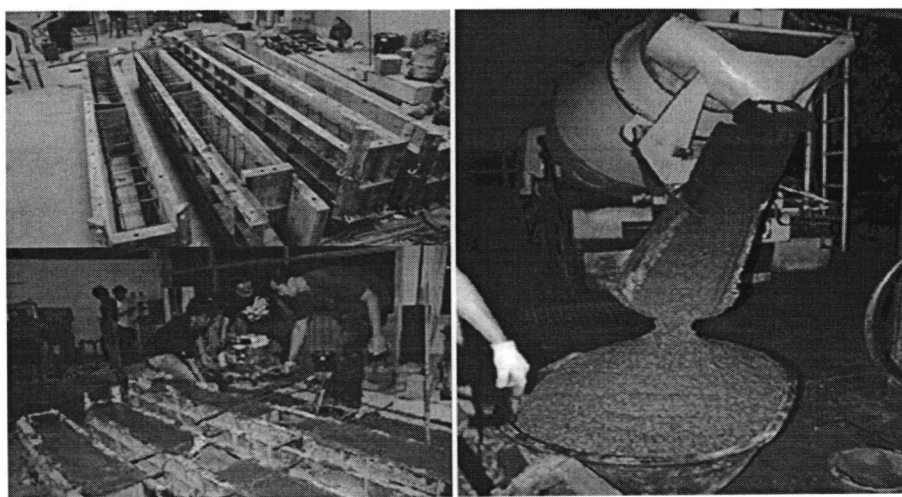
ภาพที่ 3.15 ผูกเหล็กเสริมของคานตัวอย่าง

3.4.2.2 ติดตั้งมาตรวัดความเครียด (Strain gage) ตรงบริเวณเหล็กเสริมรับแรงดึง ใกล้ๆ กับรอยต่อคานตัวอย่างตามที่กำหนดดังแสดงในภาพที่ 3.3 – 3.14 เพื่อตรวจสอบความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ถูกห่อหุ้มโดยคอนกรีตภายใต้แรงกระทำ ดังแสดงในภาพที่ 3.16

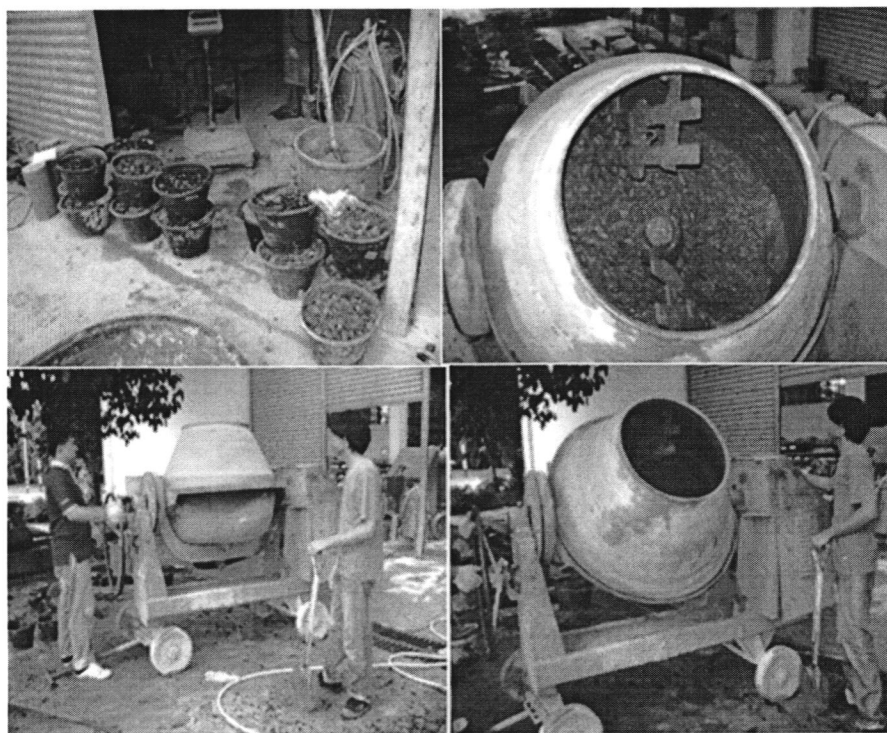


ภาพที่ 3.16 ติดตั้งมาตรวัดความเครียด (Strain gage)

3.4.2.3 ติดตั้งแบบหล่อคานคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 3.17 โดยเว้นช่องว่างระหว่างรอยต่อคานที่ไม่ได้หล่อคอนกรีตแบบต่อเนื่องตามรายละเอียดการออกแบบ พร้อมทั้งผสมและเทคอนกรีตตามค่าที่ออกแบบ จากนั้นเป็นเวลา 24 ชั่วโมง ถอดแบบหล่อคาน (แบบไม้อัด) ตรงบริเวณที่เว้นไว้สำหรับหล่อรอยต่อคานแบบเป็ยก ทำการสกัดผิวบริเวณรอยต่อให้มีความขรุขระเพื่อเพิ่มการยึดเกาะของคอนกรีตที่จะทำการหล่อภายหลัง ผสมและเทคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อ ทิ้งไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง ทำการถอดแบบคาน



ภาพที่ 3.17 เตรียมตัวอย่างคานคอนกรีตสำเร็จรูป



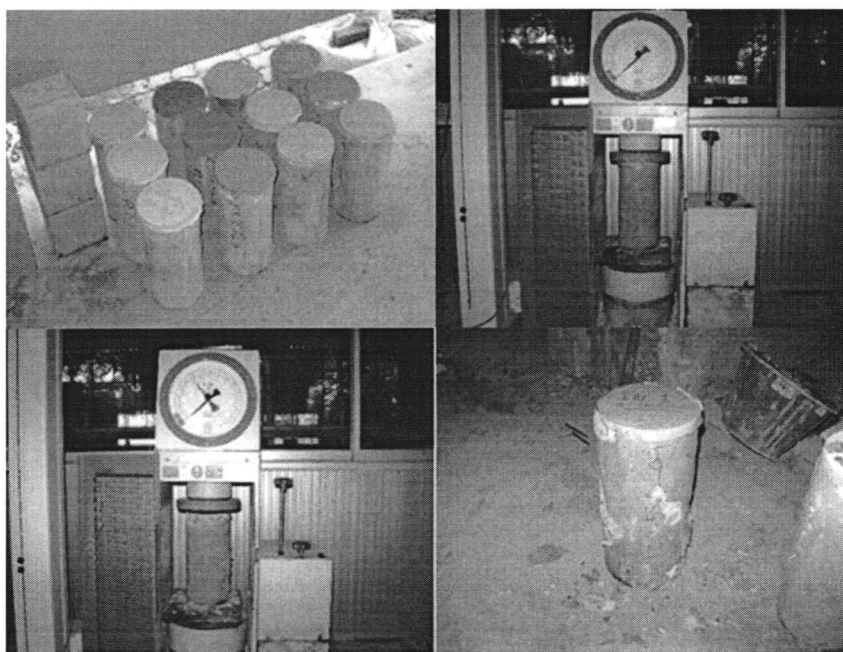
ภาพที่ 3.18 เตรียมตัวอย่างคอนกรีตเทบริเวณรอยต่อ



ภาพที่ 3.19 บริเวณของรอยต่อแบบเปียกก่อนและหลังการเทคอนกรีต

3.4.3 การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต

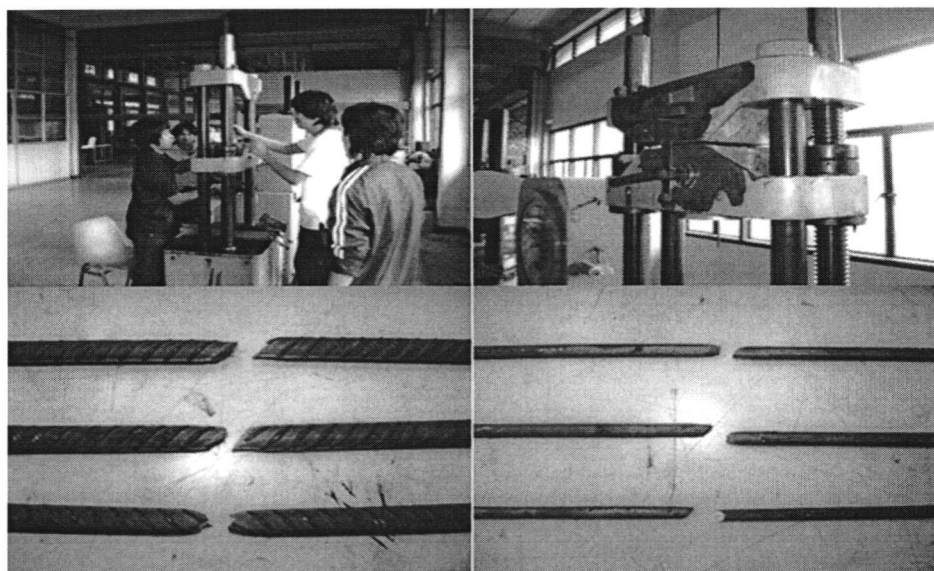
การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต เป็นการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเก็บตัวอย่างระหว่างการเทหล่อคานคอนกรีตและรอยต่อ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต โดยการทดสอบค่ากำลังอัด (Compressive Strength) ตามมาตรฐาน ASTM C-192 การเก็บตัวอย่างคอนกรีตระหว่างการเทหล่อตัวอย่างนั้น ใช้ตัวอย่างทรงกระบอก (Cylinder) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.15 เมตร สูง 0.30 เมตร จากการผสมที่ได้รับการบ่มในสภาวะอากาศปกติเป็นเวลา 28 วัน แล้วนำมาทดสอบหาค่าเฉลี่ย



ภาพที่ 3.20 ทดสอบกำลังอัดคอนกรีต

3.4.4 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม เพื่อที่จะหาค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก กำลังรับแรงดึงสูงสุด ค่าการยืดตัวและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม เพื่อนำค่าคุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมที่ได้ไปใช้ในการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก มาตรฐานที่ใช้ในการทดสอบ TIS-24-2548 สำหรับเหล็กข้ออ้อย และมาตรฐานทดสอบ TIS-20-2543 สำหรับเหล็กเส้นกลม โดยการสุ่มตัวอย่างทดสอบเหล็กข้ออ้อยและเหล็กเส้นกลม จำนวนตัวอย่างละสามเส้น



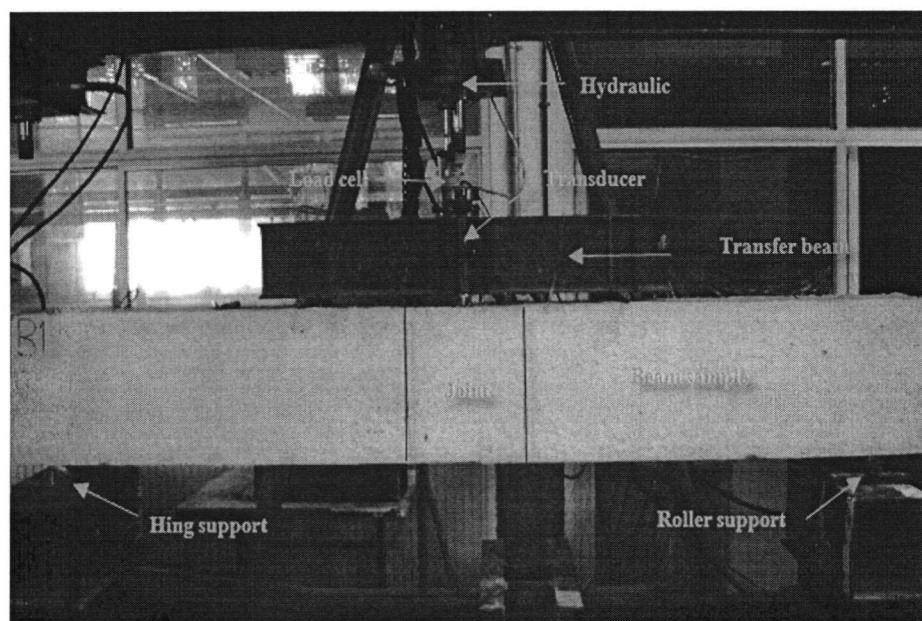
ภาพที่ 3.21 ทดสอบกำลังแรงดึงของเหล็กที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ

3.5 การทดสอบตัวอย่าง

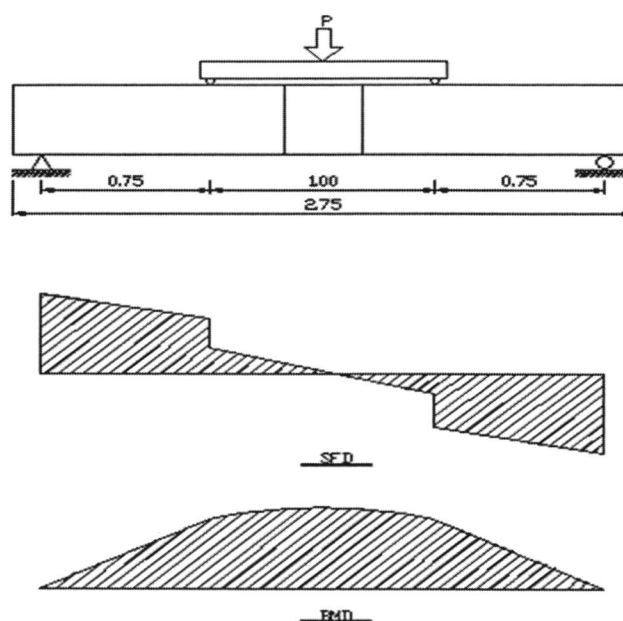
คานตัวอย่างทั้งหมด จะทำการทดสอบแบบน้ำหนักบรรทุกกระทำเป็นจุด (Point loads) ในลักษณะให้น้ำหนักบรรทุกกระทำสี่จุด (Four-point loading) ดังแสดงในภาพที่ 3.22 โดยช่วงความยาวจากกึ่งกลางฐานรองรับถึงกึ่งกลางฐานรองรับมีค่าเท่ากับ 2.50 เมตร ซึ่งมีฐานรองรับเป็นแบบธรรมดา (Simple support) ขนาดคานตัวอย่าง 0.20 เมตร x 0.40 เมตร ความยาว 2.75 เมตร การทดสอบตัวอย่าง จะติดตั้งคานตัวอย่างทดสอบเข้ากับโครงเฟรม (Loading frame) ใช้แรงกดจาก Hydraulic jack ผ่าน Load cell กระทำที่กึ่งกลาง Transferred beam เพื่อถ่ายแรงลงสู่คานตัวอย่างตามตำแหน่งที่ต้องการ เพื่อจำลองแรงกระทำที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่าง โดยเฉพาะลักษณะการค้ำตรงบริเวณรอยต่อ วัฏจักรการแอ่นตัวของคานตัวอย่างโดยใช้ Linear variable differential transducers (LVDT) ติดตั้งที่กึ่งกลางคาน ทำการต่อสายไฟจาก Strain gage, Load cell และ LVDT เข้ากับเครื่อง Data logger เพื่ออ่านผลการทดสอบและป้อนข้อมูลไปยังเครื่องคอมพิวเตอร์

ก่อนทำการทดสอบ ตัวอย่างจะถูก Pre – loading และ unloading คานตัวอย่างทดสอบ โดยให้แรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบในระดับหนึ่ง เพื่อเตรียมความพร้อมของตัวอย่างทดสอบและตรวจสอบระบบการทำงานของเครื่องมือ จากนั้นทำการทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้าๆ (เมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกแ่งคานทดสอบจะทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ค้ำ ดังแสดงในภาพที่ 3.23) จนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ขณะทดสอบทำการลากเส้นรอยแตกบนผิวตัวอย่างทดสอบที่สัมพันธ์

กับน้ำหนักที่กระทำ บันทึกภาพลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างและพิจารณาข้อมูลที่ได้ ทำการวิเคราะห์ผลการทดสอบ



ภาพที่ 3.22 ติดตั้งคานตัวอย่าง



ภาพที่ 3.23 ตำแหน่งการให้น้ำหนักบรรทุกทุก ฟังก์ชันแรงเฉือนและโมเมนต์คดที่เกิดขึ้น

3.6 การเก็บข้อมูล

ก่อนทำการทดสอบจะต้องปรับตั้งและตรวจสอบความเรียบร้อยของเครื่องมืออุปกรณ์ต่างๆ ให้พร้อมที่จะทำงาน จึงเริ่มดำเนินการทดสอบและเก็บข้อมูล การเก็บข้อมูลการทดสอบจากการทดสอบตัวอย่าง จะใช้อุปกรณ์การวัดทางไฟฟ้าผ่านการส่งข้อมูลสู่คอมพิวเตอร์ ซึ่งสามารถทำการตรวจวัดและบันทึกผลการทดสอบโดยให้ค่าต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

3.6.1 แรงที่กระทำ

3.6.2 ระยะการแอ่นตัว

3.6.3 ความเครียดในเหล็กเสริม

เมื่อเริ่มทำการทดสอบคอมพิวเตอร์จะบันทึกผลในลักษณะข้อมูลสัมพันธ์กับเวลา เมื่อทดสอบเสร็จสามารถบันทึกข้อมูลการทดสอบให้อยู่ในรูปแบบตารางได้ นอกจากนั้นในขณะทดสอบจะทำการลากเส้นรอยแตกบนพื้นผิวตัวอย่างทดสอบที่สัมพันธ์กับน้ำหนักที่กระทำ ทำการบันทึกภาพ เพื่อใช้พิจารณาผลการทดสอบ เมื่อพิจารณาพร้อมกับข้อมูลของการทดสอบวัสดุ จะทำให้สามารถวิเคราะห์ผลการทดสอบตามสมมุติฐานต่อไป

บทที่ 4

ผลและการวิเคราะห์ผลทดสอบ

4.1 บทนำ

บทนี้จะกล่าวถึงผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลของการทดสอบกำลังรับ โมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดการเชื่อมต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงรูปแบบต่างๆ เพื่อศึกษาและวิเคราะห์หารายละเอียดการเชื่อมต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับรอยต่อแบบเปียกรูปแบบใด ที่สามารถพัฒนากำลังรับ โมเมนต์ดัดได้ใกล้เคียงกับรอยต่อที่มีลักษณะการเชื่อมต่อโดยวิธีเชื่อมทาบ สามารถนำมาพัฒนาปรับปรุงรูปแบบให้มีประสิทธิภาพพร้อมที่จะนำมาใช้ในงานก่อสร้างจริงได้

การทดสอบจะทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C-192 ซึ่งจะทำการทดสอบตัวอย่างเมื่อคอนกรีตมีกำลังประมาณ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ทั้งคอนกรีตที่หล่อก่อนและคอนกรีตที่หล่อภายหลังบริเวณรอยต่อ พร้อมกันนี้ได้ทำการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมเพื่อใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบตามทฤษฎีการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก สุดท้ายจะนำมาซึ่งบทสรุปและข้อเสนอแนะในการออกแบบรอยต่อแบบเปียกสำหรับการก่อสร้างระบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

4.2 กำลังของวัสดุ

วัสดุที่ใช้ในการวิจัยได้ผ่านการทดสอบคุณสมบัติตามมาตรฐานอเมริกา (ASTM) ได้แก่ การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C-192 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กข้ออ้อยตามมาตรฐาน TIS-24-2548 และเหล็กเส้นกลมทดสอบกำลังรับแรงดึงตามมาตรฐาน TIS-20-2543 โดยวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยมีคุณสมบัติทางกลดังแสดงในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

วัสดุ	กำลังครากเฉื่อย (kg/cm ²)	กำลังสูงสุด เฉื่อย (kg/ cm ²)
คอนกรีตชุดที่ 1	-	240
คอนกรีตชุดที่ 2	-	230
เหล็ก RB6 mm	3,511	4,553
เหล็ก RB9 mm	3,553	4,698
เหล็ก DB12 mm	5,636	7,176
เหล็ก DB16 mm	5,674	7,209

4.3 ผลการทดสอบ

4.3.1 คานตัวอย่างชุดที่ 1

จากผลการทดสอบ เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง จากการทดสอบคานตัวอย่างชุดที่หนึ่ง คานตัวอย่างมีการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมทางโครงสร้างภายใต้การคัดในแต่ละจุด ดังแสดงในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงคัดสูงสุดของรอยต่อคานสำเร็จรูปแบบเปียก

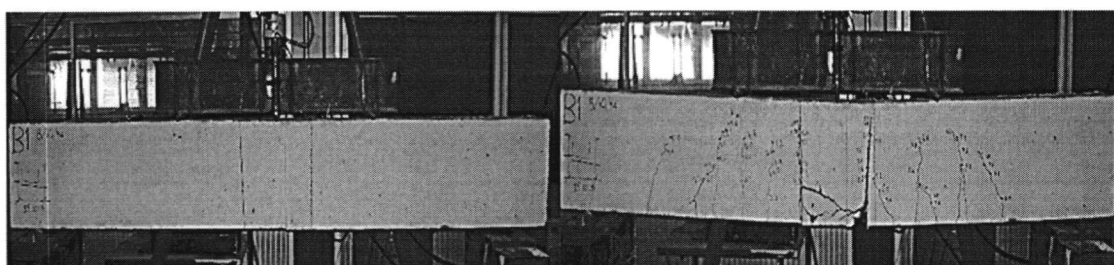
No.	Fist crack point		Yielding point		Crushing point	
	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)
B1	2,000	2.12	10,400	10.48	11,519	17.55
B2	2,400	2.87	10,809	13.11	13,763	55.33
B3	3,200	3.17	-	-	4,643	4.36
B4	2,800	3.65	11,218	12.60	13,408	30.13
B5	1,200	1.46	-	-	10,251	11.03
B6	2,800	3.83	-	-	10,793	12.80
B7	1,200	1.78	11,040	13.71	12,068	19.08

หมายเหตุ

- B1 รอยต่อขนาด 35 เซนติเมตร เหล็กรับแรงดึงต่อโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา
- B2 รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กรับแรงดึงต่อโดยการเชื่อมทาบ
- B3 รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กรับแรงดึงต่อโดยงอขอมาตรฐาน 180 องศา จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวยู
- B4 รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กรับแรงดึงต่อโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี
- B5 รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กรับแรงดึงต่อโดยงอขอแบบ J-Shape
- B6 รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กรับแรงดึงต่อโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา เชื่อมยึดปลายด้วยเหล็ก DB12
- B7 รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กรับแรงดึงต่อโดยเชื่อมยึดปลายด้วยเหล็ก DB12 รูปวงกลม

4.3.1.1 คานตัวอย่าง B1

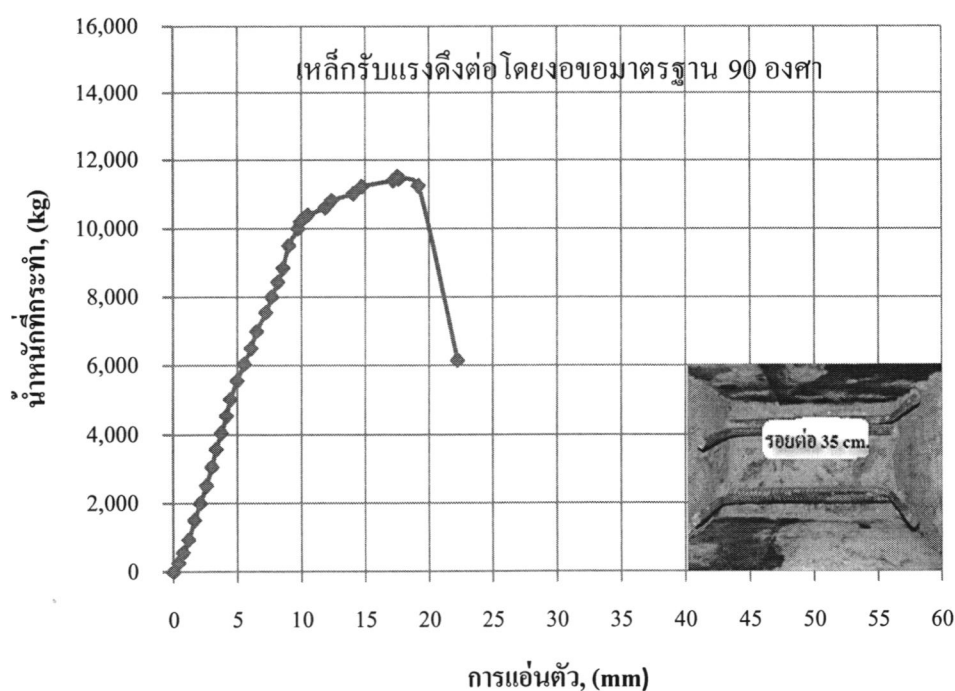
จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กรับแรงดึงต่อโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา รอยต่อแบบเปียกมีขนาดยาว 35 เซนติเมตร (B1) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,000 กิโลกรัม การแ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 2.12 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัดที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.1



ภาพที่ 4.1 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B1

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง Linear variable differential transducers (LVDT) ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.2 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 10,400 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 10.48 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 11,519 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 17.55 มิลลิเมตร

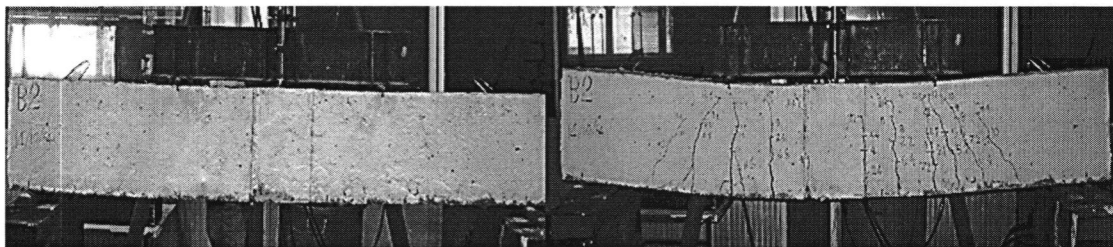
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานมีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล โดยคอนกรีตบริเวณรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวชัดเจน สาเหตุอาจเนื่องมาจากเหล็กเสริมที่ออกมาภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตก เพราะการงอจากช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นอย่างดี แต่ก็เป็นการช่วยเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตในบริเวณของรอยต่อเช่นกัน จึงส่งผลให้คานวิบัติ โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 4,320 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี ($M_n = 4,578$ กิโลกรัม-เมตร) คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎีร้อยละ 5.65 มีค่าความเหนียวของโครงสร้าง ($\frac{\delta_u}{\delta_y}$) เท่ากับ 1.67 ดังแสดงในตารางที่ 4.3



ภาพที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B1

4.3.1.2 คานตัวอย่าง B2

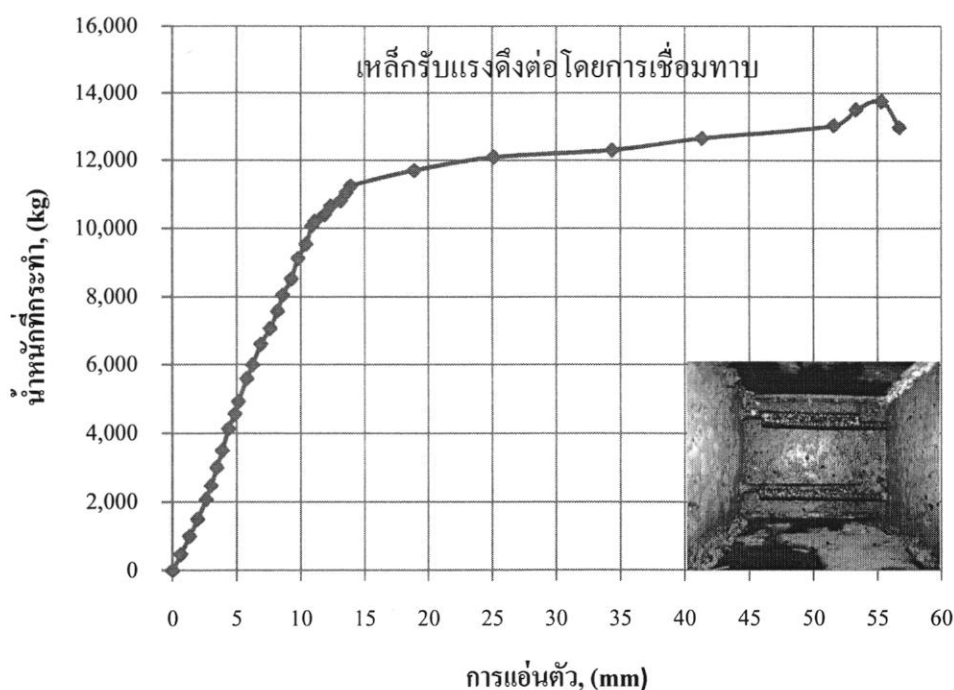
จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลังและมีเหล็กรับแรงดึงต่อโดยการเชื่อมทาบ รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B2) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเท่ากับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,400 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 2.87 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.3



ภาพที่ 4.3 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B2

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.4 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หากนำน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มร้าวภายใต้การดัดมีค่า 10,809 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 13.11 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 13,763 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 55.33 มิลลิเมตร

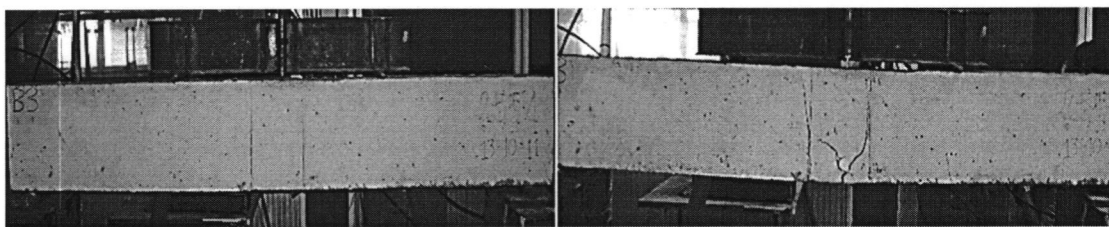
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานมีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล เนื่องจากวิธีการเชื่อมตาทาให้เหล็กเสริมรับแรงดึงเป็นเสมือนชิ้นเดียวกัน ทำให้เหล็กเสริมรับแรงดึงนั้นเกิดความต่อเนื่อง โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 5,161 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างสูงกว่าทฤษฎี ร้อยละ 12.73 มีค่าความเหนียวของโครงสร้างเท่ากับ 4.22



ภาพที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าการแอนด์ตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B2

4.3.1.3 คานตัวอย่าง B3

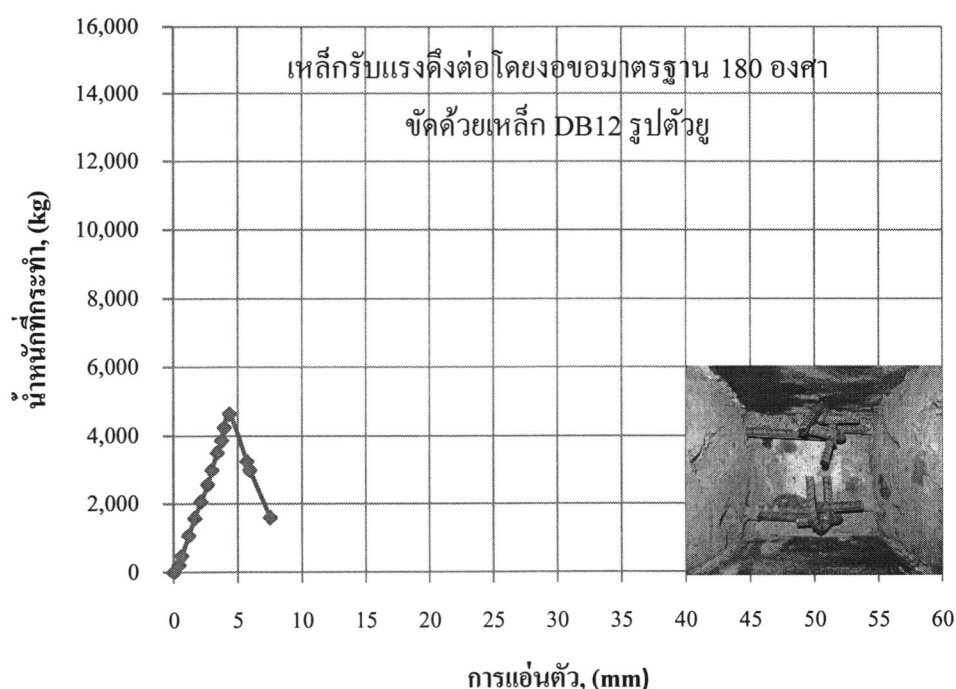
จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กรับแรงดึงต่อโดยขอมาตรฐาน 180 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวยู รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B3) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเท่ากับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 3,200 กิโลกรัม การแอนด์ตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 3.17 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนภายในบริเวณรอยต่อ ดังแสดงในภาพที่ 4.5



ภาพที่ 4.5 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B3

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.6 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 4,643 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 4.36 มิลลิเมตร

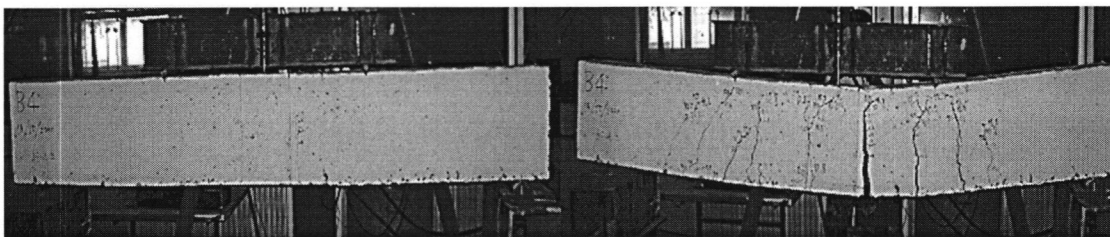
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตกก่อน (Crushing failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติจะเกิดขึ้น คอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวอย่างชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่น แต่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาที่สั้นก่อนคานจะวิบัติแบบฉับพลัน ซึ่งเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก สาเหตุอาจเกิดจากเหล็กที่ขั้วรูปตัวยูนั้นเกิดการเคลื่อนตัวทำให้เกิดการแตกร้าวที่บริเวณรอยต่อก่อน ซึ่งสามารถกล่าวได้ว่ารอยต่อวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของลักษณะการเชื่อมต่อที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงก่อนที่เหล็กเสริมจะทำการรับแรงดึง โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 1,741 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎีร้อยละ 61.97 เห็นได้ชัดว่าทั้งกำลังและพฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อลักษณะนี้ยังไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้งาน



ภาพที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B3

4.3.1.4 คานตัวอย่าง B4

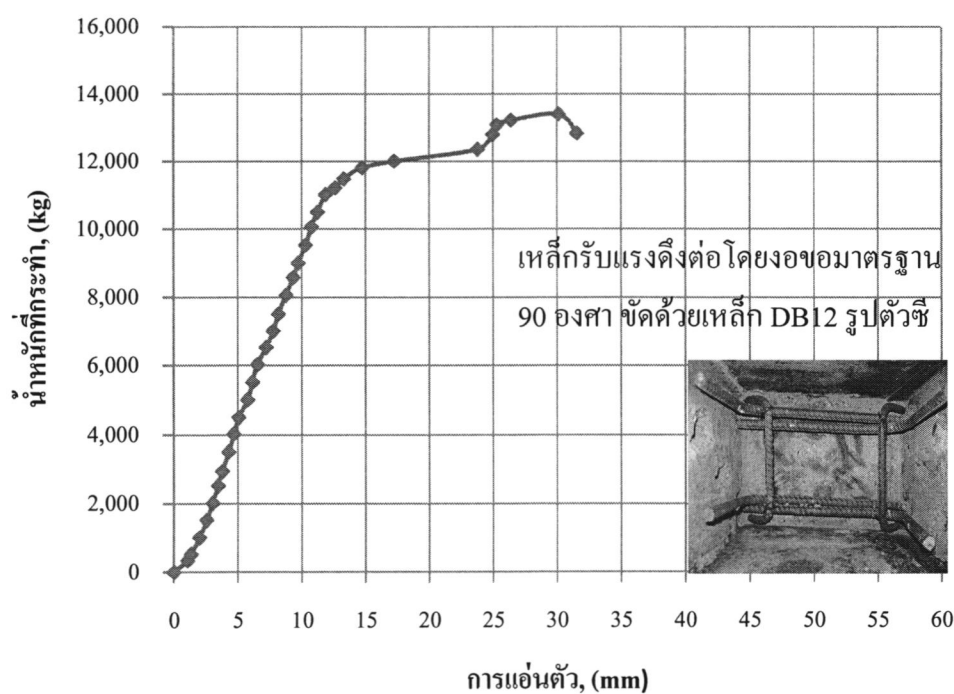
จากผลการทดสอบกำลังรับ โมเมนต์คดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลังและมีเหล็กรับแรงดึงต่อโดยขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซีที่มม รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึง ของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่า กับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดย ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การคดมีค่า 2,800 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่ กึ่งกลางคานมีค่า 3.65 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรง คด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อ และมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.7



ภาพที่ 4.7 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.8 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 11,218 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 13.91 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 13,408 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 30.13 มิลลิเมตร

ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานมีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล ซึ่งการวิบัติจะเกิดขึ้นตรงบริเวณขอบรอยต่อของคาน จะเกิดการแตกร้าวอย่างชัดเจน โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 5,028 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างสูงกว่าทฤษฎี ร้อยละ 9.82 มีค่าความเหนียวของโครงสร้างเท่ากับ 2.39 จะเห็นได้ว่าคานดังกล่าวสามารถพัฒนากำลังได้ใกล้เคียงกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี เนื่องจากเหล็ก DB12 รูปตัวซี ที่ขัดไว้ตรงบริเวณมุมของการงอขอช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและช่วยลดการแตกร้าวของคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อได้ในระดับหนึ่ง ดังนั้นหากมีการศึกษาเกี่ยวกับรอยต่อชนิดนี้อีกอย่างละเอียด ก็อาจจะสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างจริงได้



ภาพที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B4

4.3.1.5 คานตัวอย่าง B5

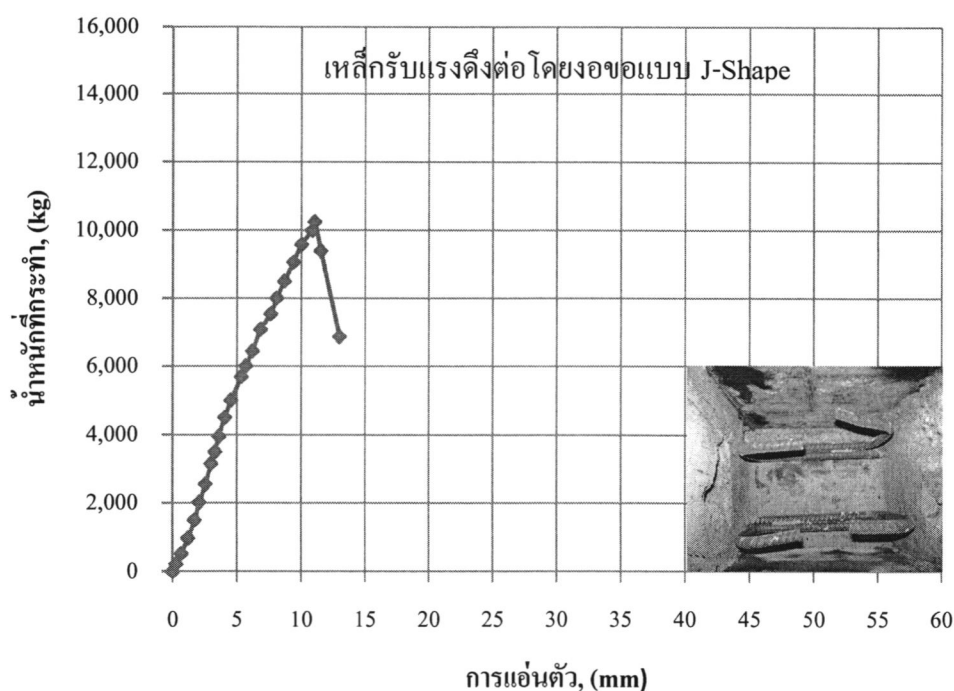
จากผลการทดสอบกำลังรับ โมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลังและมีเหล็กรับแรงดึงต่อโดยขอแบบ J-Shape รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B5) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเท่ากับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีต เริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 1,200 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.46 มิลลิเมตร และจะ เกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมี แนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดัง แสดงในภาพที่ 4.9



ภาพที่ 4.9 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B5

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.10 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การค้ำมีค่า 10,251 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 11.03 มิลลิเมตร

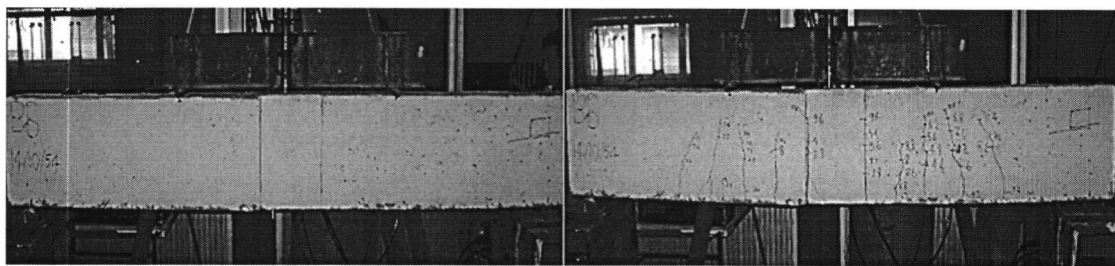
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตกก่อน (Crushing failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น คอนกรีตบริเวณรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่นก่อนคานจะวิบัติแบบฉับพลัน ซึ่งเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก สาเหตุการวิบัติอาจเกิดเนื่องจากการที่เหล็กเสริมรับแรงดึงที่ทำการงอขอแบบ J-Shape เพิ่มภาระการรับแรงอัดให้กับคอนกรีตในบริเวณรอยต่อส่งผลให้คานวิบัติ โดยคานตัวอย่างดังกล่าวสามารถรับโมเมนต์ค้ำสูงสุดได้เท่ากับ 3,844 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎี ร้อยละ 16.04



ภาพที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B5

4.3.1.6 คานตัวอย่าง B6

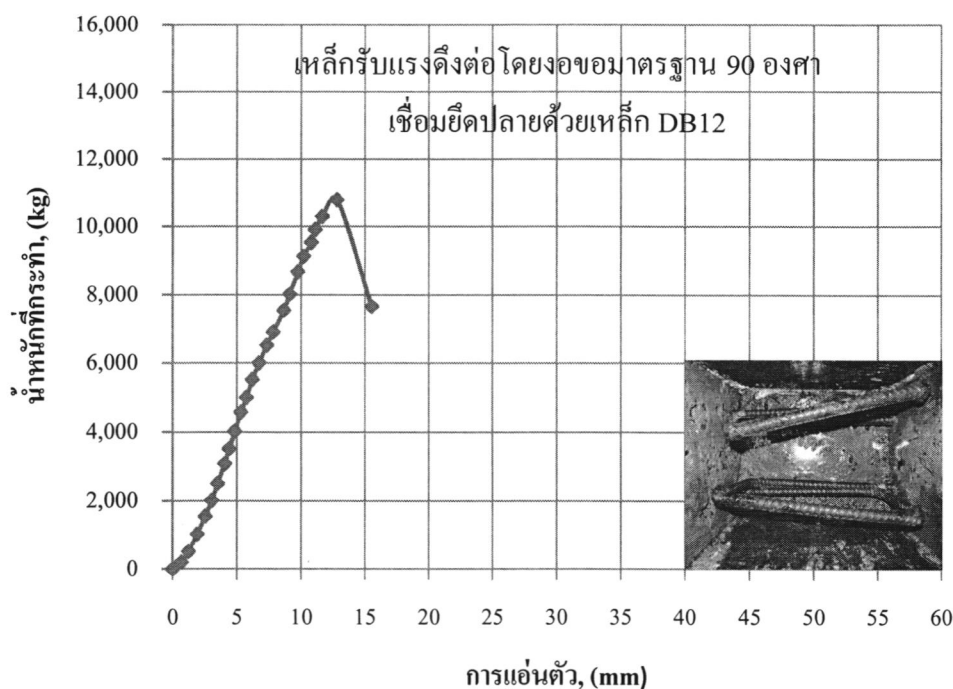
จากผลการทดสอบกำลังรับ โมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลังและมีเหล็กรับแรงดิ่งต่อโดยงอมาตรฐาน 90 องศา เชื่อมยึดปลายด้วยเหล็ก DB12 รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B6) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดิ่งของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดิ่งระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่า กับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,800 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 3.83 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อ และมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.11



ภาพที่ 4.11 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B6

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.12 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การตัดมีค่า 10,793 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 12.80 มิลลิเมตร

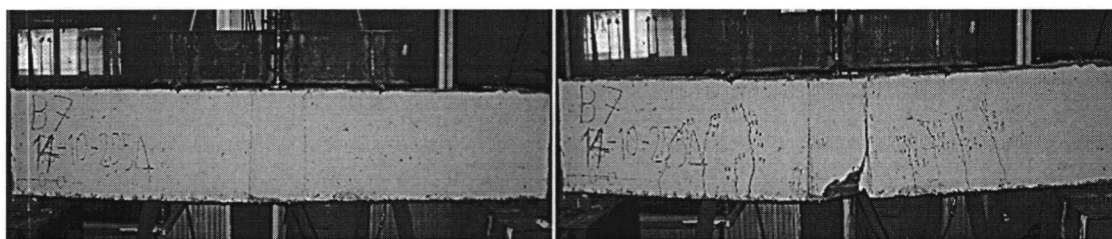
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตกก่อน (Crushing failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น คอนกรีตบริเวณขอบรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่นก่อนที่คานจะวิบัติแบบฉับพลัน ซึ่งเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก สาเหตุการวิบัติอาจเกิดเนื่องจากแรงดึงในเหล็กเสริมส่งผลให้คอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตก โดยคานตัวอย่างดังกล่าวสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 4,047 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎีร้อยละ 11.60



ภาพที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B6

4.3.1.7 คานตัวอย่าง B7

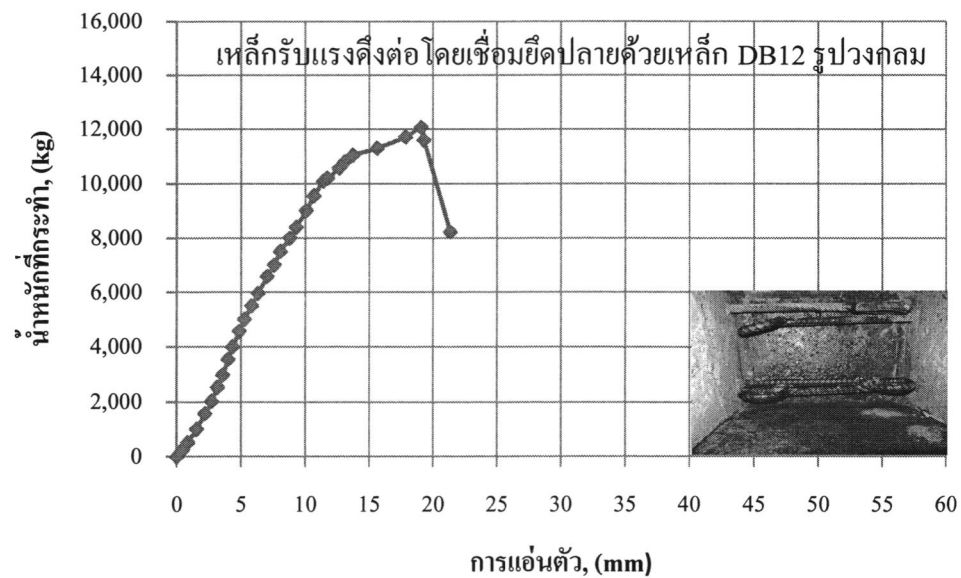
จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กรับแรงดึงต่อโดยเชื่อมยึดปลายด้วยเหล็ก DB12 รูปวงกลม รอยต่อแบบเปียก ขนาด 25 เซนติเมตร (B7) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 1,200 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.78 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัดที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.13



ภาพที่ 4.13 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B7

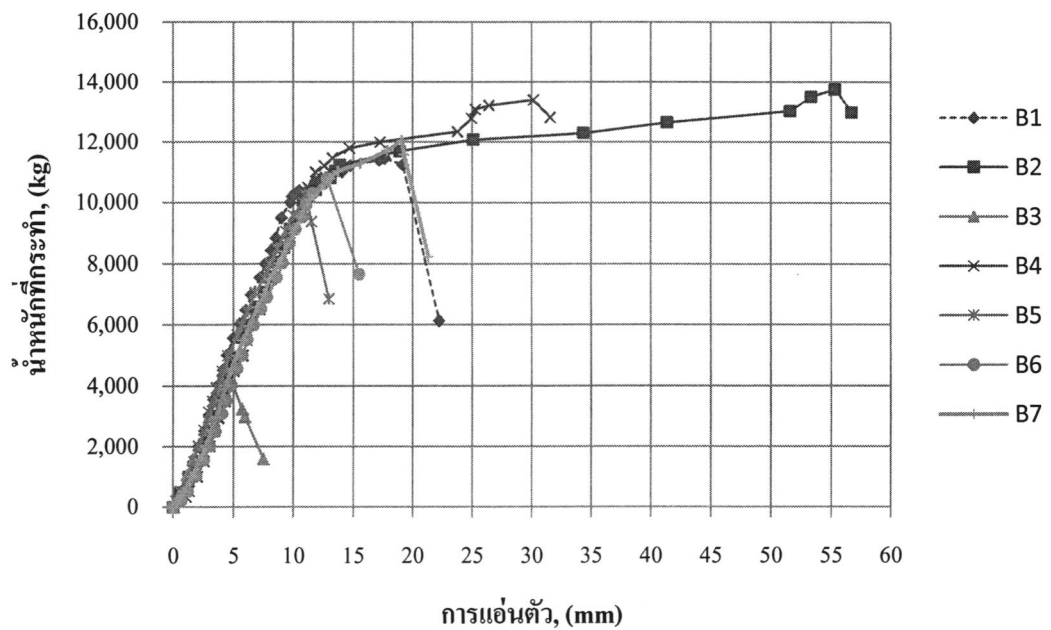
เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.14 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 11,040 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 13.71 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 12,068 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 19.08 มิลลิเมตร

ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานมีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล การวิบัติจะเกิดขึ้นตรงบริเวณรอยต่อของคาน จะเกิดการแตกร้าวอย่างชัดเจน สาเหตุการวิบัติอาจเกิดเนื่องจากเหล็ก DB 12 รูปวงกลมที่เชื่อมติดที่ปลายเหล็กเสริมรับแรงดึง ภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตกส่งผลให้คานวิบัติ โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 4,526 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎีร้อยละ 1.15 มีค่าความเหนียวของโครงสร้างเท่ากับ 1.40



ภาพที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่าง B7

จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่างทั้งเจ็ด เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของแต่ละตัวอย่างมาเปรียบเทียบกัน สามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.15



ภาพที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลาง ของคานตัวอย่างทั้งเจ็ดตัวอย่าง (ชุดทดสอบที่หนึ่ง)

จากภาพที่ 4.15 จะเห็นได้ว่าวิธีการออกแบบรอยต่อของโครงสร้าง เพื่อให้เกิดความต่อเนื่องของเหล็กเสริม นอกจากลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยวิธีการเชื่อมทาบ (B2) แล้วนั้น ลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการงอจากมาตรฐานขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซีที่มุม (B4) สามารถพัฒนากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดได้ใกล้เคียงกับคานตัวอย่างลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบ ดังนั้นหากมีการศึกษาเกี่ยวกับรอยต่อเสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการงอจากมาตรฐานขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซีที่มุม อย่างละเอียด อาจจะสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างจริงได้ ดังนั้นในการทดสอบตัวอย่างชุดที่สองจึงทำการศึกษาเกี่ยวกับรอยต่อที่มีลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการงอจากมาตรฐานขัดด้วยเหล็กข้ออ้อยรูปตัวซีที่มุม โดยทำการศึกษาอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวที่มีค่าแตกต่างกัน

เพื่อให้ง่ายในการเปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปิกทั้งเจ็ดตัวอย่างดังกล่าว ผลการทดสอบทั้งหมดของทุกกรณีมาเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้ตามทฤษฎี เพื่อแสดงถึงประสิทธิภาพคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 ค่าประสิทธิภาพกำลังรับ โมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ

คาน ตัวอย่าง	ค่าความ เหนียว	โมเมนต์ดัด สูงสุด (kg-m)	โมเมนต์ดัด ทางทฤษฎี (kg-m)	* แตกต่างจากโมเมนต์ ดัดทางทฤษฎี ร้อยละ	ลักษณะ การวิบัติ
B1	1.67	4,320	4,578	-5.65	Yielding
B2	4.22	5,161	4,578	12.73	Yielding
B3	0.00	1,741	4,578	-61.97	Crushing
B4	2.39	5,028	4,578	9.82	Yielding
B5	0.00	3,844	4,578	-16.04	Crushing
B6	0.00	4,047	4,578	-11.60	Crushing
B7	1.40	4,526	4,578	-1.15	Yielding

* ค่าเป็นบวกเมื่อค่าที่ได้จากการทดสอบมีค่ามากกว่าค่าคำนวณทางทฤษฎีและเป็นลบเมื่อค่าต่ำกว่า

4.3.2 คานตัวอย่างชุดที่ 2

จากผลการทดสอบ เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง จากการทดสอบคานตัวอย่างชุดที่ 2 คานตัวอย่างมีการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมทางโครงสร้างภายใต้การคัดในแต่ละจุด ดังแสดงในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงคัตสูงสุดของรอยต่อคานสำเร็จรูปแบบเปียก

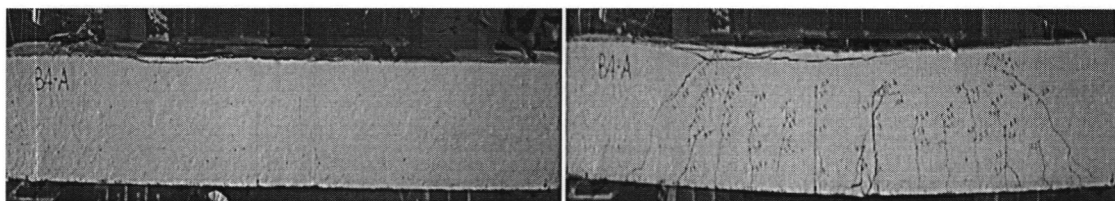
No.	Fist crack point		Yielding point		Crushing point	
	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)
B4-A	2,200	1.02	10,494	12.13	11,923	29.14
B4-B	2,400	1.04	-	-	13,859	13.11
B4-C	2,800	1.58	-	-	14,470	14.32
B4-D	2,400	1.00	-	-	13,030	17.46
B4-E	2,200	1.06	-	-	15,170	12.84

หมายเหตุ

- B4-A รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB12 เชื่อมต่อโดยงอ
ขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี
- B4-B รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 เชื่อมต่อโดยงอ
ขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี
- B4-C รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 เชื่อมต่อโดยงอ
ขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี
- B4-D รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 เชื่อมต่อโดยงอ
ขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี
- B4-E รอยต่อขนาด 25 เซนติเมตร เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 เชื่อมต่อโดยงอ
ขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี

4.3.2.1 คานตัวอย่าง B4-A

จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB12 เชื่อมต่อโดยขอมาตรฐาน 90 องศาด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 89 รอยต่อแบบ เปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-A) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของ คอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถด้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับ คอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่า น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,200 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลาง คานมีค่า 1.02 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมี แนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.16

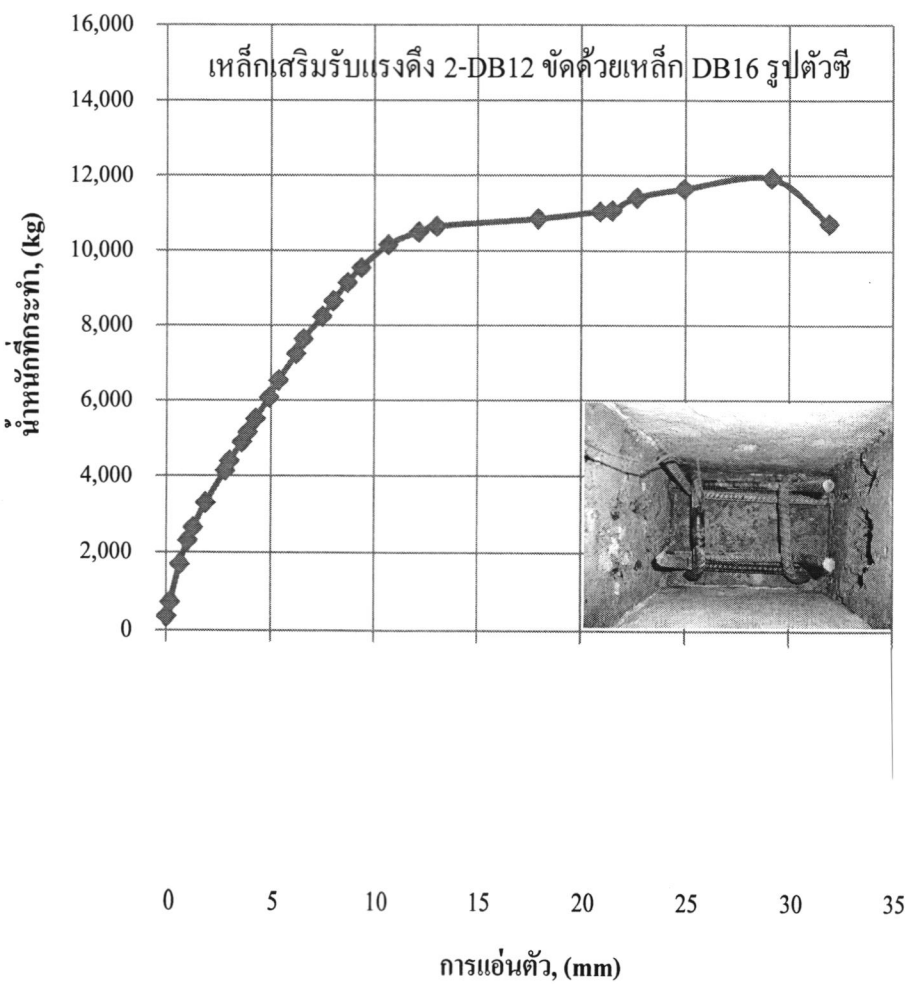


ภาพที่ 4.16 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-A

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัด ได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการ แอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.17 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้ สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 10,494 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 12.13 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 11,923 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 29.14 มิลลิเมตร

ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็ก เสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานมีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่า การวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่า อัตราส่วนที่สภาวะสมดุล โดยคอนกรีตบริเวณรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวชัดเจน สาเหตุอาจ เนื่องมาจากเหล็กเสริมที่งอฉากภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตก เพราะการ

งอจากช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นอย่างดี แต่ก็เป็นการช่วยเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตในบริเวณของรอยต่อเช่นกัน จึงส่งผลให้คานวิบัติ โดยปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 89 เสริมพิเศษที่มุ่งขอช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและช่วยลดการแตกร้าวของคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อได้ ทำให้คานสามารถรับโมเมนต์ดัดได้ใกล้เคียงกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 4,471 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี ($M_n = 4,569$ กิโลกรัม-เมตร) คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎี ร้อยละ 2.15 มีค่าความเหนียวของโครงสร้าง ($\frac{\delta_u}{\delta_y}$) เท่ากับ 2.40 ดังแสดงในตารางที่ 4.5

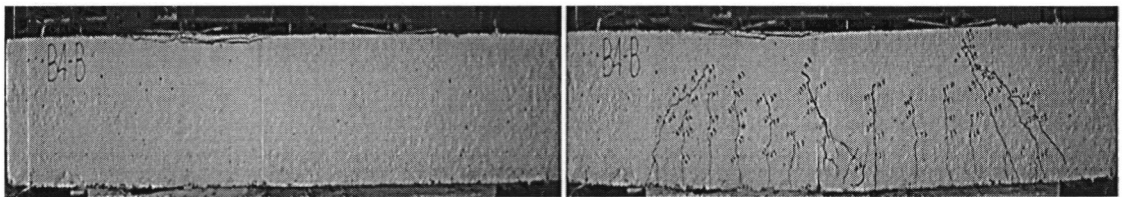


ภาพที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-A

4.3.2.2 คานตัวอย่าง B4-B

จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดิ่ง 3-DB12 เชื่อมต่อโดยขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 33 รอยต่อแบบเปิกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-B) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดิ่งของ

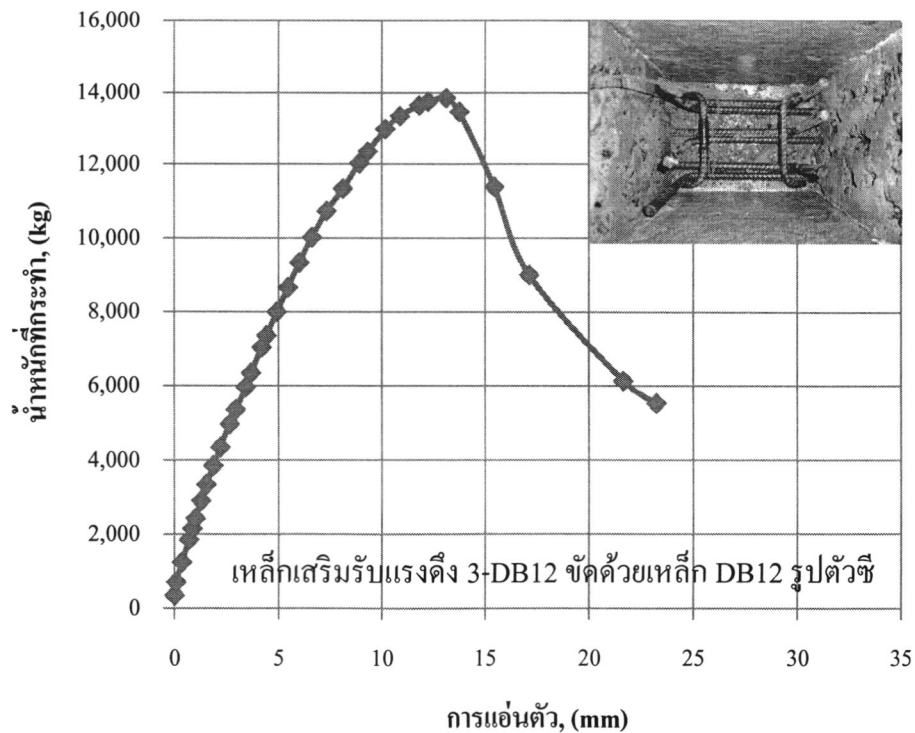
คอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถด้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,400 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.04 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.18



ภาพที่ 4.18 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-B

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.19 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 13,859 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 13.11 มิลลิเมตร

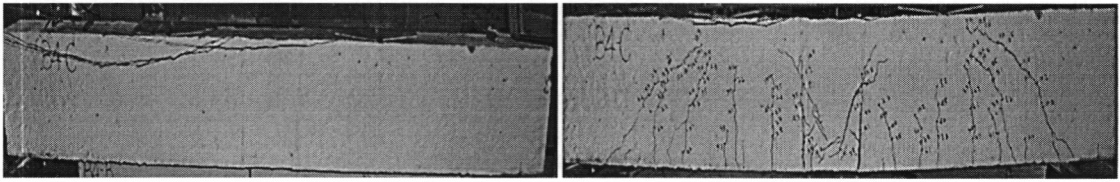
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตกก่อน (Crushing failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น คอนกรีตบริเวณรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่นก่อนที่คานจะวิบัติแบบฉับพลัน ซึ่งเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก สาเหตุอาจเนื่องมาจากเหล็กเสริมที่ออกมาภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตก เพราะการงอฉากช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นอย่างดี แต่ก็เป็นการช่วยเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตในบริเวณของรอยต่อเช่นกัน จึงส่งผลให้คานวิบัติ โดยปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 33 เสริมพิเศษที่มุงงอช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและช่วยลดการแตกร้าวของคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อได้ในระดับหนึ่ง โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 5,197 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี ($M_n = 6,626$ กิโลกรัม-เมตร) คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎีร้อยละ 21.57



ภาพที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-B

4.3.2.3 คานตัวอย่าง B4-C

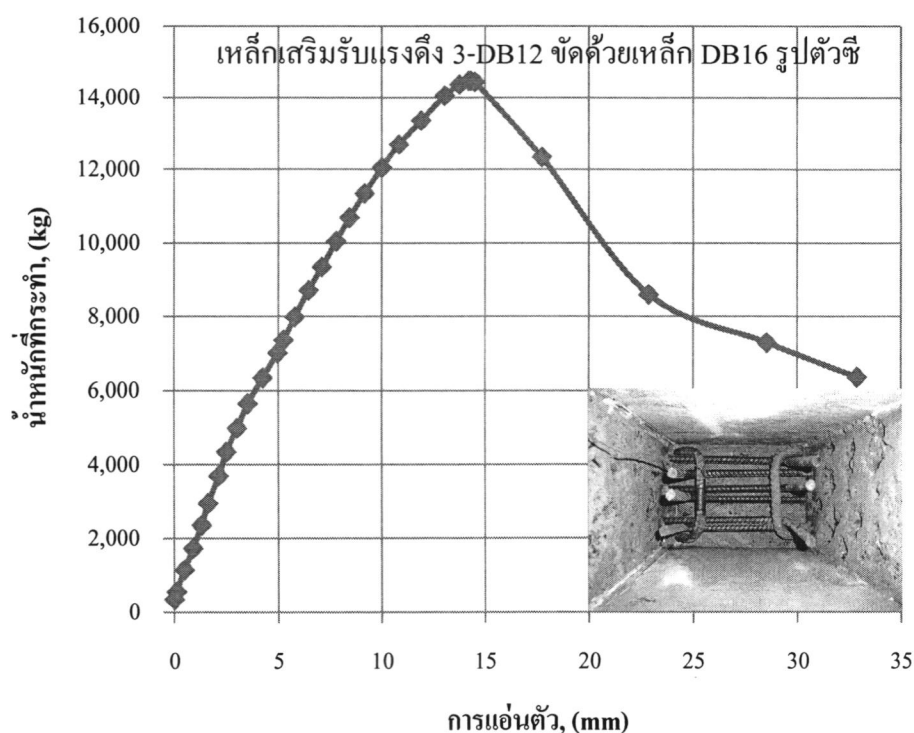
จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 เชื่อมต่อโดยขอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 59 รอยต่อแบบ เปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-C) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของ คอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถด้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเท่ากับ คอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,800 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.58 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.20



ภาพที่ 4.20 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-C

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.21 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 14,470 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 14.32 มิลลิเมตร

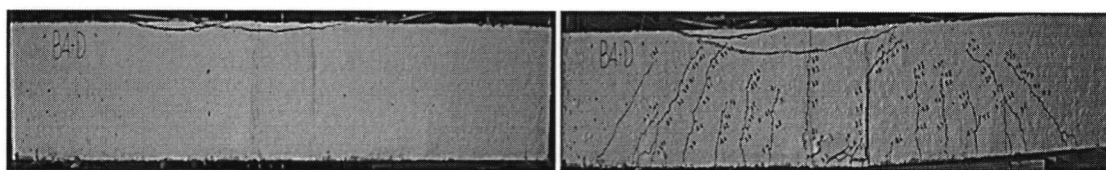
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตกก่อน (Crushing failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น คอนกรีตบริเวณตรงรอยต่อเกิดการแตกร้าวชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่นก่อนที่คานจะวิบัติแบบฉับพลัน ซึ่งเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก สาเหตุอาจเนื่องมาจากเหล็กเสริมที่งอจากภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตก เพราะการงอจากช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นอย่างดี แต่ก็เป็นการช่วยเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตในบริเวณของรอยต่อเช่นกัน จึงส่งผลให้คานวิบัติ โดยปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 59 เสริมพิเศษที่มุงงอขอช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและช่วยลดการแตกร้าวของคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อได้ในระดับหนึ่ง โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 5,426 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี ($M_n = 6,626$ กิโลกรัม-เมตร) คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎีร้อยละ 18.11



ภาพที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-C

4.3.2.4 คานตัวอย่าง B4-D

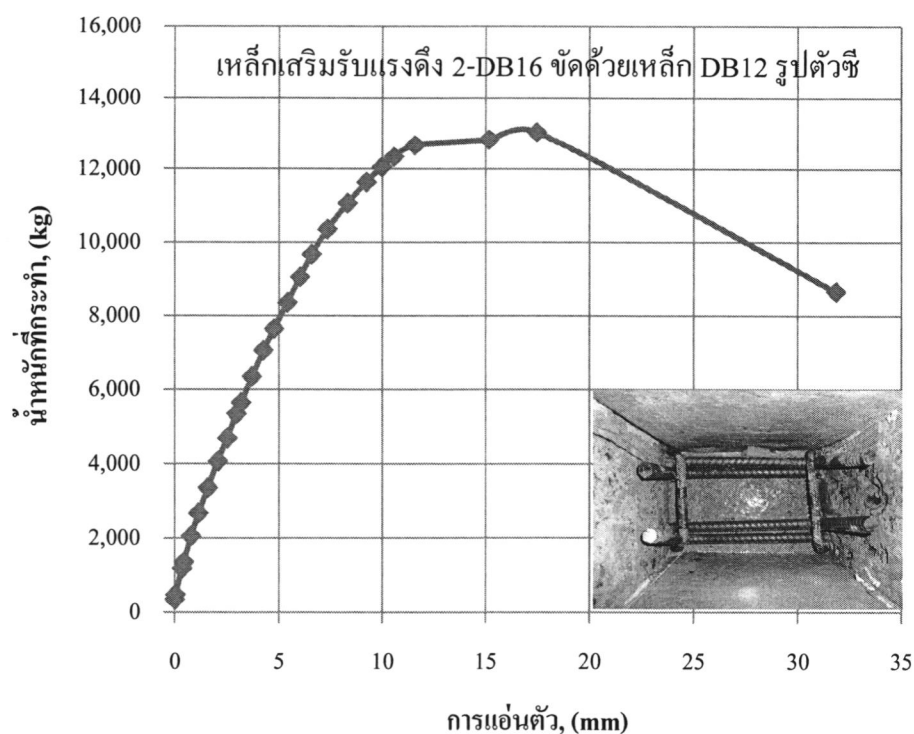
จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 เชื่อมต่อโดยขอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 28 รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-D) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยคาน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,400 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.00 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.22



ภาพที่ 4.22 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-D

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.23 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานตัวอย่างสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 13,030 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 17.46 มิลลิเมตร

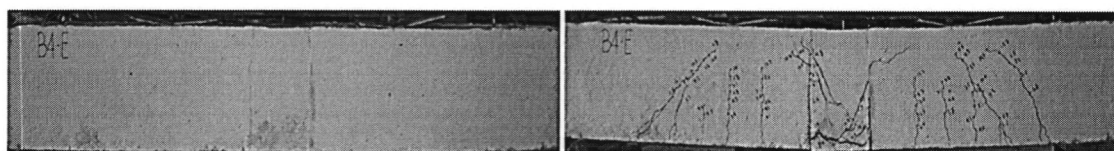
ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตกก่อน (Crushing failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น คอนกรีตบริเวณตรงรอยต่อเกิดการแตกร้าวชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่นก่อนที่คานจะวิบัติแบบฉับพลัน ซึ่งเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก สาเหตุอาจเนื่องมาจากเหล็กเสริมที่ออกมาภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตก เพราะการงออาจช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นอย่างดี แต่ก็เป็นการช่วยเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตในบริเวณของรอยต่อเช่นกัน จึงส่งผลให้คานวิบัติ โดยปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 28 เสริมพิเศษที่มุงงอช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและช่วยลดการแตกร้าวของคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อได้น้อย โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้เท่ากับ 4,886 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี ($M_n = 7,682$ กิโลกรัม-เมตร) คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎี ร้อยละ 36.40



ภาพที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-D

4.3.2.5 คานตัวอย่าง B4-E

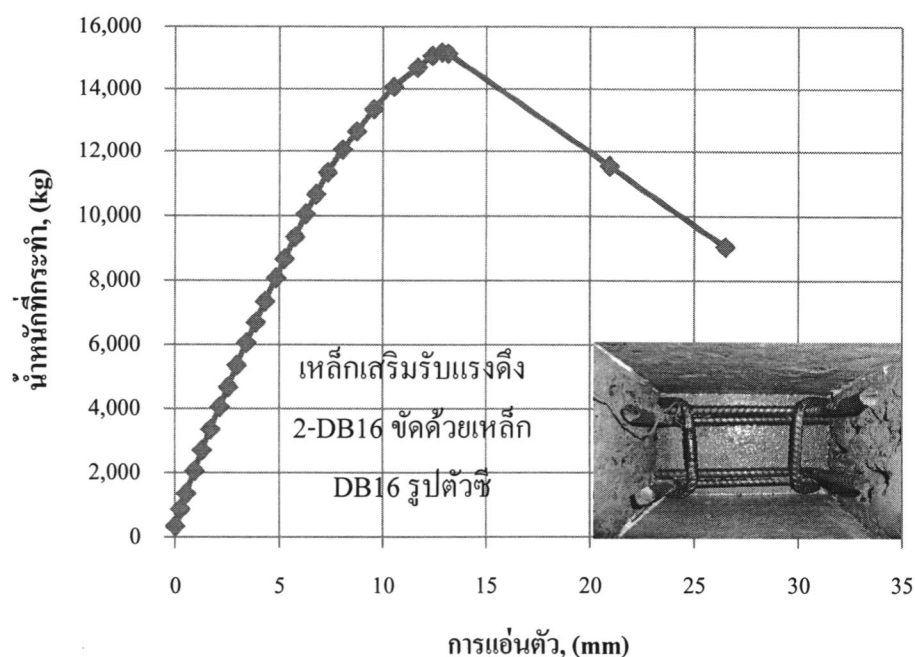
จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 เชื่อมต่อโดยขอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 50 รอยต่อแบบ เปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-E) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของ คอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเท่ากับ คอนกรีตใหม่ตรงบริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 2,200 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.06 มิลลิเมตร และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4.24



ภาพที่ 4.24 ลักษณะคานก่อนการวิบัติและหลังการวิบัติของคานตัวอย่าง B4-E

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการแอ่นตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางคาน มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4.25 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ หาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การค้ำมีค่า 15,170 กิโลกรัม ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 12.84 มิลลิเมตร

ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อถูกอัดแตกก่อน (Crushing failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งคอนกรีตบริเวณรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่นก่อนที่คานจะวิบัติแบบฉับพลัน ซึ่งเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก สาเหตุอาจเนื่องมาจากเหล็กเสริมที่งอจากภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตก เพราะการงอจากช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นอย่างดี แต่ก็เป็นการช่วยเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตในบริเวณของรอยต่อเช่นกัน จึงส่งผลให้คานวิบัติ โดยปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 50 เสริมพิเศษที่มุงงอขอช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและช่วยลดการแตกร้าวของคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อได้ในระดับหนึ่ง โดยคานตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ค้ำสูงสุดได้เท่ากับ 5,689 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี ($M_n = 7,682$ กิโลกรัม-เมตร) คานตัวอย่างมีค่าความแตกต่างต่ำกว่าทฤษฎี ร้อยละ 25.95



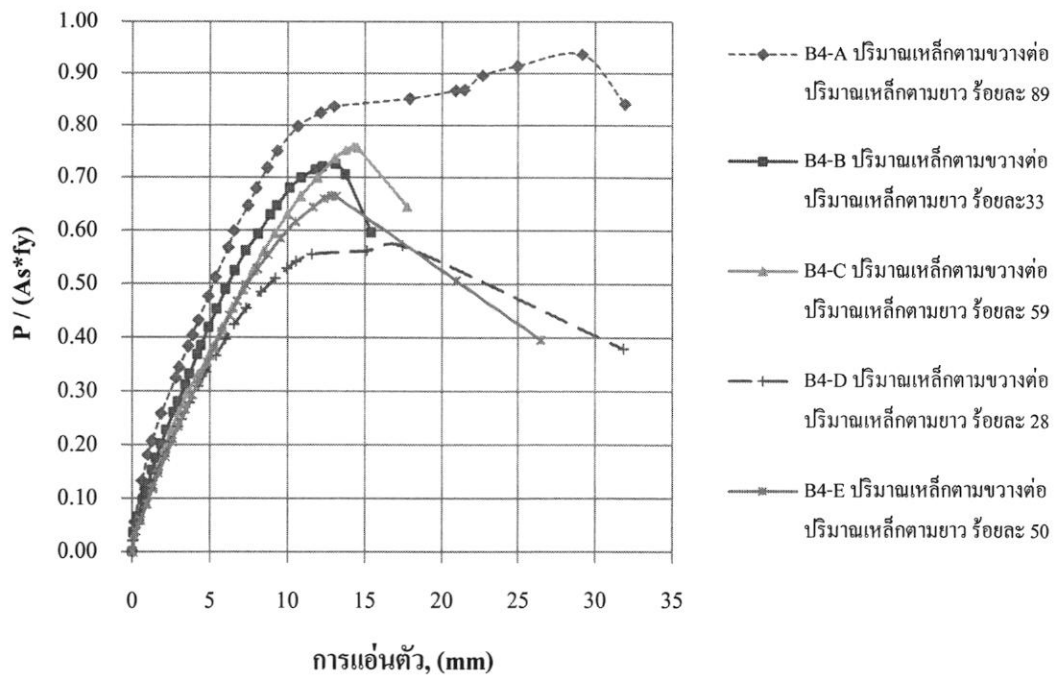
ภาพที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานตัวอย่าง B4-E

เพื่อให้ง่ายในการเปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับ โมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก ทั้งห้าตัวอย่างดังกล่าว ผลการทดสอบทั้งหมดของทุกกรณีมาเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้ตาม ทฤษฎี เพื่อแสดงถึงประสิทธิภาพคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 4.5

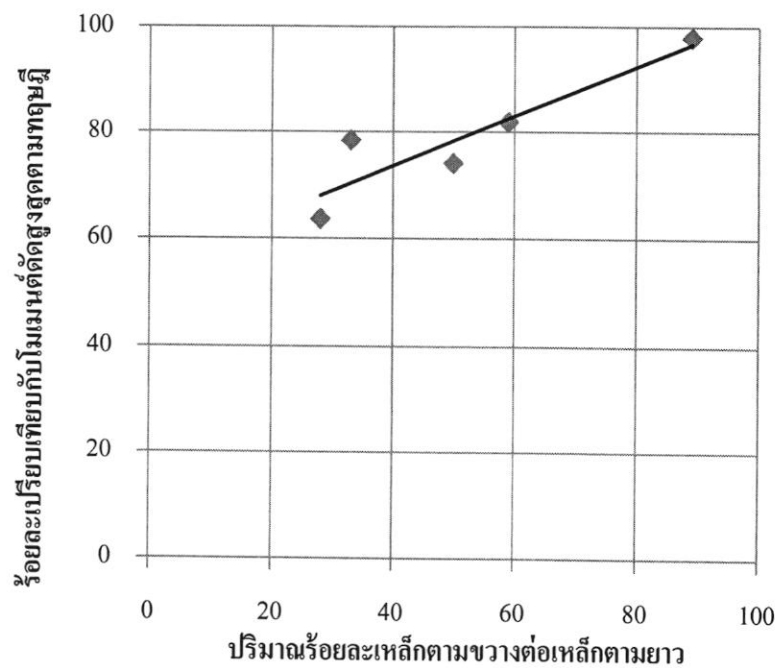
ตารางที่ 4.5 ค่าประสิทธิภาพกำลังรับ โมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ

คาน ตัวอย่าง	ค่าความ เหินยว	โมเมนต์ ดัดสูงสุด (kg-m)	โมเมนต์ดัด ทางทฤษฎี (kg-m)	* แตกต่างจาก โมเมนต์ดัดทาง ทฤษฎี ร้อยละ	ร้อยละ เหล็ก ตามขวางต่อ เหล็กตามยาว	ลักษณะ การวิบัติ
B4-A	2.40	4,471	4,569	-2.15	89	Yielding
B4-B	0.00	5,197	6,626	-21.57	33	Crushing
B4-C	0.00	5,426	6,626	-18.11	59	Crushing
B4-D	0.00	4,886	7,682	-36.40	28	Crushing
B4-E	0.00	5,689	7,682	-25.95	50	Crushing

* ค่าเป็นบวกเมื่อค่าที่ได้จากการทดสอบมีค่ามากกว่าค่าคำนวณทางทฤษฎีและเป็นลบเมื่อค่าต่ำกว่า



ภาพที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานตัวอย่างทั้งห้าตัวอย่าง (ชุดทดสอบที่สอง)



ภาพที่ 4.27 อิทธิพลของปริมาณร้อยละเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณร้อยละเหล็กเสริมตามยาว ที่มีผลต่อการรับแรงของคานตัวอย่าง

จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดของคานตัวอย่างทั้งห้าตัวอย่าง การต้านทานโมเมนต์คดของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบเปียกที่มีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงเชื่อมต่อโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็กข้ออ้อยรูปตัวซี เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำกับปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวพบว่า เมื่อปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวมีค่ามากขึ้น ความสามารถในการรับโมเมนต์คดของตัวอย่างคานจะมีแนวโน้มที่สูงขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 4.26 และภาพที่ 4.27

4.4 สรุป

จากผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ ผลการทดสอบทำให้ทราบถึงพฤติกรรมและลักษณะการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ภายใต้การคดที่มีรายละเอียดของเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อที่แตกต่างกัน ซึ่งจะนำไปสู่บทสรุปถึงลักษณะของรอยต่อแบบเปียกที่สามารถพัฒนากำลังได้ใกล้เคียงกับคานตัวอย่างลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบ ซึ่งจะกล่าวในบทต่อไป

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุป

จากการทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ สามารถสรุปผลการทดสอบได้ดังนี้

5.1.1 คานตัวอย่างชุดที่หนึ่ง

จากการทดสอบคานตัวอย่างชุดที่หนึ่งจำนวนเจ็ดตัวอย่าง ได้แก่ คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา รอยต่อแบบเปียกขนาด 35 เซนติเมตร (B1) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบ รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B2) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวยู รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B3) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซีที่มุม รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยงอขอแบบ J-Shape รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B5) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา เชื่อมยึดปลายด้วยเหล็ก DB12 รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B6) และคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยเชื่อมยึดปลายด้วยเหล็ก DB12 รูปวงกลม รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B7)

ผลการทดสอบคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยงอขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซีที่มุม (B4) สามารถพัฒนากำลังต้านทานโมเมนต์คดได้ใกล้เคียงกับคานตัวอย่างลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบ (B2) โดยคานตัวอย่างดังกล่าวสามารถรับโมเมนต์คดสูงสุดได้เท่ากับ 5,028 กิโลกรัม-เมตร เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี ($M_n = 4,578$ กิโลกรัม-เมตร) คานดังกล่าวมีความสามารถในการรับแรงได้ถึงร้อยละ 109.82 ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน

(Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานมีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล

จากการศึกษาที่ผ่านมา (ภาคิน ลอยเจริญ, 2552) ได้ทำการศึกษาคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยวางทาบกันและงอฉาก เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบทางทฤษฎี คานดังกล่าวมีความสามารถในการรับแรงได้ร้อยละ 77 แต่จากการทดสอบคานตัวอย่าง B4 มีความสามารถพัฒนากำลังได้สูงขึ้นเนื่องจากการเสริมเหล็กพิเศษ DB12 รูปตัวซี ที่ขัดไว้ตรงบริเวณมุมการงอช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและช่วยลดการแตกร้าวของคอนกรีตตรงบริเวณรอยต่อได้

5.1.2 คานตัวอย่างชุดที่สอง

จากผลการทดสอบคานตัวอย่างชุดที่หนึ่ง คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยงอขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซีที่มุม รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4) สามารถพัฒนากำลังต้านทานโมเมนต์คดโค้งได้ใกล้เคียงกับคานตัวอย่างลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบ (B2) ดังนั้นในการทดสอบตัวอย่างชุดที่สองจึงทำการศึกษาเกี่ยวกับรอยต่อที่มีลักษณะรอยต่อที่เสริมเหล็กรับแรงดึงโดยการงอขามาตรฐานขัดด้วยเหล็กข้ออ้อยรูปตัวซีที่มุม โดยทำการศึกษาอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวที่มีค่าแตกต่างกัน ได้แก่

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB12 เชื่อมต่อโดยงอขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 89 (B4-A) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 เชื่อมต่อโดยงอขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 33 (B4-B) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 เชื่อมต่อโดยงอขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 59 (B4-C) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 เชื่อมต่อโดยงอขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 28 (B4-D) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 เชื่อมต่อโดยงอขอมมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวร้อยละ 50 (B4-E)

ผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าการรับน้ำหนักและการต้านทานโมเมนต์ดัดของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบเปียกที่มีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดัดเชื่อมต่อกันโดยขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็กข้ออ้อยรูปตัวซี พบว่าเมื่อปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาวมีค่ามากขึ้น ความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่างจะมีแนวโน้มที่มากขึ้น

5.2 ข้อเสนอแนะ

จากการทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ และสรุปผลการทดสอบที่ได้ ผลการทดสอบอาจไม่ครอบคลุมเงื่อนไขอื่นๆ นอกเหนือจากขอบเขตการศึกษา จึงมีข้อเสนอแนะเกี่ยวกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ใช้รอยต่อแบบเปียกซึ่งมีลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดัดโดยขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็กข้ออ้อยเสริมพิเศษรูปตัวซีที่มุม เพื่อนำไปพัฒนาและประยุกต์ใช้กับการก่อสร้างจริง ทำให้เกิดความมั่นใจในประสิทธิภาพของโครงสร้างระบบขึ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป ทั้งในขณะก่อสร้างและขณะใช้งาน ดังนี้

5.2.1 ความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นในพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดทั้งหมดอาจมาจากความคลาดเคลื่อนของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ เช่น การหล่อตัวอย่าง ระยะหุ้มและความลึกประสิทธิผล ดังนั้นการผลิตตัวอย่างควรมีการควบคุมให้เกิดความคลาดเคลื่อนน้อยที่สุด

5.2.2 ควรศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ใช้รอยต่อแบบเปียกโดยมีทั้งการเสริมเหล็กต้านทานแรงอัดและเหล็กเสริมต้านทานแรงดัด เพื่อจะได้ครอบคลุมถึงตัวอย่างการใช้งานจริงในการก่อสร้าง

5.2.3 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบยังไม่สามารถสรุปผลได้อย่างชัดเจน ควรทำการศึกษาตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาณเหล็กเสริมตามยาว ในจำนวนตัวอย่างที่มากกว่านี้

5.2.4 ควรศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับลักษณะการวิบัติของคอนกรีตตรงบริเวณของของเหล็กเสริมภายในรอยต่อ เพื่อจะได้ทราบถึงพฤติกรรมและลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้น

เอกสารอ้างอิง

เอกสารอ้างอิง

- โกวิท ฉันทจิต. ความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของจุดต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูป. วิทยานิพนธ์
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้า
พระนครเหนือ, 2553.
- จักขดา ชำรงวุฒิ และคณะ. “การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมทางกลของรอยต่อของคานคอนกรีต
สำเร็จรูป”. ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12. 2550.
- จิราชัย เลหาสมพลเลิศ. พฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปปรับโมเมนต์ดัด. วิทยานิพนธ์
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2551.
- จตุติ ไกรครวญ. การศึกษาเปรียบเทียบต้นทุนค่าก่อสร้างบ้านพักอาศัยระบบขึ้นส่วนคอนกรีต
สำเร็จรูปกับระบบคอนกรีตหล่อในที่. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต :
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2551.
- ณัฐวุฒิ ถนอมพวงเสรี. การวิเคราะห์กระบวนการจัดการขึ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปสำหรับงาน
ก่อสร้างที่อยู่อาศัยโดยใช้กรณีศึกษา. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต :
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2549.
- ไทรรัตน์ จารุทัศน์. ระบบการก่อสร้างอุตสาหกรรมสำหรับที่พักอาศัยของผู้ที่มีรายได้ปานกลางใน
กรุงเทพมหานครและปริมณฑล. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต :
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2542.
- นเรศ พันธราชธ. การออกแบบคอนกรีตอัดแรง. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร : Library – Nine
Publishing, 2541.
- นริศรา สุขสรายุ. การศึกษาและเปรียบเทียบการก่อสร้างที่อยู่อาศัยด้วยขึ้นส่วนสำเร็จรูประหว่าง
ระบบผนังรับน้ำหนักและระบบเสาคาน : กรณีศึกษาโครงการบ้านเอื้ออาทร. วิทยานิพนธ์
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2549.
- ภาคิน ลอยเจริญ. “พฤติกรรมรอยต่อแบบเป็ยกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปภายใต้การ
ดัด”. ใน การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 6. 2553.
- มงคล จิรวรรเดช. การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก. พิมพ์ครั้งที่ 4. นครราชสีมา : มหาวิทยาลัย
เทคโนโลยีสุรนารี, 2549.
- มามี โดภารมิกุล. การศึกษาระบบการก่อสร้างอาคารสำเร็จรูปในกรุงเทพมหานครและปริมณฑล.
วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2540.

เอกสารอ้างอิง (ต่อ)

วินิต ช่อวิเชียร. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง. พิมพ์ครั้งที่ 4.

กรุงเทพมหานคร : ห้างหุ้นส่วนจำกัด ป.สัมพันธ์พาณิชย์, 2550.

วีระ หอสกุลไทย. การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง. พิมพ์ครั้งที่ 2. ขอนแก่น :

หน่วยงานสารบัญ งานบริหารและธุรการ มหาวิทยาลัยขอนแก่น, 2547.

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง. พิมพ์ครั้งที่ 6. กรุงเทพมหานคร : บริษัท โกลบอล กราฟฟิค จำกัด, 2550.

สถาพร โภคา. การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร : รุ่งแสงการพิมพ์, 2546.

Akehabara. "Precast concrete", <http://akehabara.blogspot.com/2008/11/precast.html>. January 10, 2012.

ASTM C192/C192M-98, Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. Annual Book of ASTM Standard, Philadelphia: American Society for Testing and Material.

Don, A. W. Construction Materials and Processes. Third Edition. U.S.A.: McGRAW-HILL, 1986.

Korkmaz, H. and Tankut, T. "Performance of a precast concrete beam-to-beam connection subject to reversed cyclic loading", Engineering Structures. 2005: 1392-1407; 23 May, 2005

Nawy, E. G. Reinforced Concrete a Fundamental Approach. Six Edition. New Jersey: Prentice-Hill Inc, 2009.

PCI Design Handbook, Precast and Prestressed Concrete. Six Edition. U.S.A: PCI Design, 2004.

Thai Industrial Standard. Steel Bars for Reinforced Concrete: Round Bars. TIS-20-2543, 2543.

Thai Industrial Standard. Steel Bars for Reinforced Concrete: Deformed Bars. TIS-24-2548, 2548.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก

ตารางแสดงข้อมูลผลการทดสอบวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ตารางที่ ก.1 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอกสำหรับคานตัวอย่างทดสอบที่หนึ่ง
(คานตัวอย่าง B1-B7)

ตัวอย่าง	วันที่ทดสอบ	อายุ (วัน)	น้ำหนัก (kg)	ค่าที่อ่านได้ (kN)	กำลังอัด (ksc)	ค่าเฉลี่ย (ksc)
คาน	13-ต.ค.-54	28	12.05	410	237	237
	13-ต.ค.-54	28	12.35	415	240	
	13-ต.ค.-54	28	12.34	400	232	
รอยต่อ	13-ต.ค.-54	27	12.83	420	243	245
	13-ต.ค.-54	27	12.75	425	246	
	13-ต.ค.-54	27	12.47	425	246	

ตารางที่ ก.2 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอกสำหรับคานตัวอย่างทดสอบที่สอง
(คานตัวอย่าง B4-A ถึง B4-E)

ตัวอย่าง	วันที่ทดสอบ	อายุ (วัน)	น้ำหนัก (kg)	ค่าที่อ่านได้ (kN)	กำลังอัด (ksc)	ค่าเฉลี่ย (ksc)
คาน	6-เม.ย.-55	23	12.99	390	226	228
	6-เม.ย.-55	23	12.41	390	226	
	6-เม.ย.-55	23	12.87	400	232	
รอยต่อ	6-เม.ย.-55	22	12.67	400	232	232
	6-เม.ย.-55	22	12.95	410	237	
	6-เม.ย.-55	22	12.92	390	226	

ตารางที่ ก.3 ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามขนาด RB6 ชั้นคุณภาพ SR24

No.	Diameter (mm)	Weight /Length (kg/m)	Gauge Length (cm)	Deformed Length (cm)	Percentage of Elongation	Nominal Cross- section Area (cm ²)	Reading Load		Tensile Strength	
							Yield (kg)	Ultimate (kg)	Yield (kg/cm ²)	Ultimate (kg/cm ²)
A1	6	0.213	3.0	4.2	40.00	0.283	970	1,287	3,429	4,553
A2	6	0.211	3.0	4.7	56.67	0.283	1,019	1,287	3,605	4,553
A3	6	0.209	3.0	4.2	40.00	0.283	989	1,287	3,499	4,553

จากตารางที่ ก.3 กำลังคราก (f_y) เฉลี่ยของเหล็กตามขนาด RB6 ชั้นคุณภาพ SR24 มีค่าเท่ากับ 3,511 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

ตารางที่ ก.4 ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามขนาด RB9 ชั้นคุณภาพ SR24

No.	Diameter (mm)	Weight /Length (kg/m)	Gauge Length (cm)	Deformed Length (cm)	Percentage of Elongation	Nominal Cross- section Area (cm ²)	Reading Load		Tensile Strength	
							Yield (kg)	Ultimate (kg)	Yield (kg/cm ²)	Ultimate (kg/cm ²)
B1	9	0.491	4.5	5.2	15.56	0.636	2,260	2,995	3,553	4,708
B2	9	0.494	4.5	5.5	22.22	0.636	2,211	2,995	3,475	4,708
B3	9	0.497	4.5	5.5	22.22	0.636	2,310	2,975	3,631	4,677

จากตารางที่ ก.4 กำลังคราก (f_y) เฉลี่ยของเหล็กตามขนาด RB9 ชั้นคุณภาพ SR24 มีค่าเท่ากับ 3,553 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

ตารางที่ ก.5 ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามขนาด DB12 ชั้นคุณภาพ SD40

No.	Diameter (mm)	Weight /Length (kg/m)	Gauge Length (cm)	Deformed Length (cm)	Percentage of Elongation	Nominal Cross- section Area (cm ²)	Reading Load		Tensile Strength	
							Yield (kg)	Ultimate (kg)	Yield (kg/cm ²)	Ultimate (kg/cm ²)
C1	12	0.843	6.0	7.2	20.00	1.131	6,381	8,116	5,642	7,176
C2	12	0.860	6.0	7.4	23.33	1.131	6,411	8,116	5,668	7,176
C3	12	0.869	6.0	7.3	21.67	1.131	6,331	8,116	5,598	7,176

จากตารางที่ ก.5 กำลังคราก (f_y) เฉลี่ยของเหล็กตามขนาด RB12 ชั้นคุณภาพ SR24 มีค่าเท่ากับ 5,636 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

ตารางที่ ก.6 ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กตามขนาด DB16 ชั้นคุณภาพ SD40

No.	Diameter (mm)	Weight /Length (kg/m)	Gauge Length (cm)	Deformed Length (cm)	Percentage of Elongation	Nominal Cross- section Area (cm ²)	Reading Load		Tensile Strength	
							Yield (kg)	Ultimate (kg)	Yield (kg)	Ultimate (kg)
D1	16	1.555	8.0	10.2	27.50	2.011	11,418	14,363	5,679	7,143
D2	16	1.553	8.0	9.7	21.25	2.011	11,438	14,660	5,689	7,291
D3	16	1.498	8.0	9.7	21.25	2.011	11,368	14,462	5,654	7,193

จากตารางที่ ก.6 กำลังคราก (f_y) เฉลี่ยของเหล็กตามขนาด RB16 ชั้นคุณภาพ SR24 มีค่าเท่ากับ 5,674 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

ภาคผนวก ข

รายการคำนวณออกแบบและวิเคราะห์หน้าตัดตัวอย่างทดสอบ

ข.1 รายการคำนวณวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดของคานตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปิกของคานคอนกรีตสำเร็จรูปชุดทดสอบที่ 1 คานตัวอย่าง B1-B7 (เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB12)

เกณฑ์การออกแบบ

f_c'	=	240	kg/cm ²	A_s	=	2.26	cm ²
f_y	=	5,636	kg/cm ²	ρ	=	$A_s / b \times d$	
b	=	20	cm	ρ	=	0.0031	
d	=	37	cm	β_1	=	0.85	

1) คำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดที่หน้าตัดคานสามารถรับได้จาก

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right)$$

จะได้ $M_n = 4,578 \text{ kg-m}$

2) น้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้

$$P = 12,208 \text{ kg}$$

3) ตรวจสอบลักษณะการวิบัติของหน้าตัดคาน

$$\rho_b = \left[0.85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \right]$$

$$\rho_b = 0.0160 > 0.0031$$

(Under – reinforced section)

4) กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

จะได้ $V_c = 6,076 \text{ kg}$

5) กำลังเฉือนระบุ

$$V_n = 6,104/0.85$$

$$V_n = 7,182 \text{ kg} > V_c$$

(คอนกรีตไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ เสริมเหล็กปลอก)

6) ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

จาก $V_n = V_c + V_s$

จะได้ $V_s = V_n - V_c$

$$V_s = 7,182 - 6,076$$

$$V_s = 1,106 \text{ kg}$$

เมื่อ $V_n - V_c \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

ใช้ $s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ หรือ } \leq 60 \text{ cm}$

$$1,106 \text{ kg} < 1.1 \times \sqrt{240} \times 20 \times 37 \text{ kg}$$

$$1,106 \text{ kg} < 12,610 \text{ kg}$$

$$s_{\max} = 18.50 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB6, $A_v = 0.56 \text{ cm}^2$, $f_y = 3,511 \text{ kg/cm}^2$

จะได้
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{0.56 \times 3,511 \times 37}{1,106}$$

$$s = 65 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB6 ระยะเรียง 15 cm

ข.2 รายการคำนวณวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์คัดและแรงเฉือนสูงสุดของคานตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์คัดของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตสำเร็จรูปชุดทดสอบที่ 2 คานตัวอย่าง B4-A (เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB12)

เกณฑ์การออกแบบ

f_c'	=	230	kg/cm ²	A_s	=	2.26	cm ²
f_y	=	5,636	kg/cm ²	ρ	=	$A_s / b \times d$	
b	=	20	cm	ρ	=	0.0031	
d	=	37	cm	β_1	=	0.85	

1) คำนวณหาค่าโมเมนต์คัดที่หน้าตัดคานสามารถรับได้จาก

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right)$$

จะได้ $M_n = 4,569 \text{ kg-m}$

2) น้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้

$$P = 12,184 \text{ kg}$$

3) ตรวจสอบลักษณะการวิบัติของหน้าตัดคาน

$$\rho_b = \left[0.85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \right]$$

$$\rho_b = 0.0153 > 0.0031$$

(Under – reinforced section)

4) กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

จะได้ $V_c = 5,948 \text{ kg}$

5) กำลังเฉือนระบุ

$$V_n = 6,092 / 0.85$$

$$V_n = 7,167 \text{ kg} > V_c$$

(คอนกรีตไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ เสริมเหล็กปลอก)

6) ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

จาก $V_n = V_c + V_s$

จะได้ $V_s = V_n - V_c$

$$V_s = 7,167 - 6,092$$

$$V_s = 1,075 \text{ kg}$$

เมื่อ $V_n - V_c \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

ใช้ $s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ หรือ } \leq 60 \text{ cm}$

$$1,075 \text{ kg} < 1.1 \times \sqrt{230} \times 20 \times 37 \text{ kg}$$

$$1,075 \text{ kg} < 12,345 \text{ kg}$$

$$s_{\max} = 18.50 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB6, $A_v = 0.56 \text{ cm}^2$, $f_y = 3,511 \text{ kg/cm}^2$

จะได้
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{0.56 \times 3,511 \times 37}{1,075}$$

$$s = 68 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB6 ระยะเรียง 15 cm

ข.3 รายการคำนวณวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์คดและแรงเฉือนสูงสุดของคานตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตสำเร็จรูปชุดทดสอบที่ 2 คานตัวอย่าง B4-B และคานตัวอย่าง B4-C (เหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12)

เกณฑ์การออกแบบ

f_c'	=	230	kg/cm ²	A_s	=	3.39	cm ²
f_y	=	5,636	kg/cm ²	ρ	=	$A_s / b \times d$	
b	=	20	cm	ρ	=	0.0046	
d	=	37	cm	β_1	=	0.85	

- 1) คำนวณหาค่าโมเมนต์คดที่หน้าตัดคานสามารถรับได้จาก

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right)$$

จะได้ $M_n = 6,626 \text{ kg-m}$

- 2) น้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้

$$P = 17,670 \text{ kg}$$

- 3) ตรวจสอบลักษณะการวิบัติของหน้าตัดคาน

$$\rho_b = \left[0.85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \right]$$

$$\rho_b = 0.0153 > 0.0046$$

(Under – reinforced section)

4) กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

จะได้ $V_c = 5,948 \text{ kg}$

5) กำลังเฉือนระบุ

$$V_n = 8,835/0.85$$

$$V_n = 10,394 \text{ kg} > V_c$$

(คอนกรีตไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ เสริมเหล็กปลอก)

6) ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

จาก $V_n = V_c + V_s$

จะได้ $V_s = V_n - V_c$

$$V_s = 10,394 - 5,948$$

$$V_s = 4,446 \text{ kg}$$

เมื่อ $V_n - V_c \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

ให้ $s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ หรือ } \leq 60 \text{ cm}$

$$4,446 \text{ kg} < 1.1 \times \sqrt{230} \times 20 \times 37 \text{ kg}$$

$$4,446 \text{ kg} < 12,345 \text{ kg}$$

$$s_{\max} = 18.50 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB9, $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$, $f_y = 3,553 \text{ kg/cm}^2$

จะได้
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{1.27 \times 3,553 \times 37}{4,446}$$

$$s = 37 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB9 ระยะเรียง 15 cm

ข.4 รายการคำนวณวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดของคานตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปี้ยวของคานคอนกรีตสำเร็จรูปชุดทดสอบที่ 2 คานตัวอย่าง B4-D และคานตัวอย่าง B4-E (เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16)

เกณฑ์การออกแบบ

$f_c' = 230 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 5,674 \text{ kg/cm}^2$ $b = 20 \text{ cm}$ $d = 37 \text{ cm}$	$A_s = 4.02 \text{ cm}^2$ $\rho = A_s / b \times d$ $\rho = 0.0054$ $\beta_1 = 0.85$
---	---

1) คำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดที่หน้าตัดคานสามารถรับได้จาก

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right)$$

จะได้ $M_n = 7,682 \text{ kg-m}$

2) น้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้

$$P = 20,485 \text{ kg}$$

3) ตรวจสอบลักษณะการวิบัติของหน้าตัดคาน

$$\rho_b = \left[0.85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \right]$$

$$\rho_b = 0.0152 > 0.0054$$

(Under – reinforced section)

4) กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

จะได้ $V_c = 5,948 \text{ kg}$

5) กำลังเฉือนระบุ

$$V_n = 10,243/0.85$$

$$V_n = 12,050 \text{ kg} > V_c$$

(คอนกรีตไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ เสริมเหล็กปลอก)

6) ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

จาก $V_n = V_c + V_s$

จะได้ $V_s = V_n - V_c$

$$V_s = 12,050 - 5,948$$

$$V_s = 6,102 \text{ kg}$$

เมื่อ $V_n - V_c \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

ให้ $s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ หรือ } \leq 60 \text{ cm}$

$$6,102 \text{ kg} < 1.1 \times \sqrt{230} \times 20 \times 37 \text{ kg}$$

$$6,102 \text{ kg} < 12,345 \text{ kg}$$

$$s_{\max} = 18.50 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB9, $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$, $f_y = 3,553 \text{ kg/cm}^2$

จะได้
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{1.27 \times 3,553 \times 37}{6,102}$$

$$s = 27 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กปลอก RB9 ระยะเรียง 15 cm

ข.5 ระยะฝังเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึงโดยดัดปลายเป็นของมาตรฐาน

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดความยาวของระยะฝังพื้นฐานของเหล็กเสริมข้ออ้อยที่รับแรงดึงโดยดัดปลายเป็นของมาตรฐาน l_{hb} ดังนี้

$$l_{hb} = \frac{0.075 f_y d_b}{\sqrt{f_c'}}$$

จาก

$$f_c' = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 5,636 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 1.2 \text{ cm}$$

จะได้

$$l_{hb} = \frac{0.075 \times 5,636 \times 1.2}{\sqrt{240}}$$

$$l_{hb} = 32.74 \text{ cm}$$

เลือกใช้ระยะฝังเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึงโดยดัดปลายเป็นของมาตรฐาน 33 เซนติเมตร สำหรับ
คานตัวอย่างชุดที่ 1 คาน B1 (ขนาดรอยต่อ 35 เซนติเมตร)

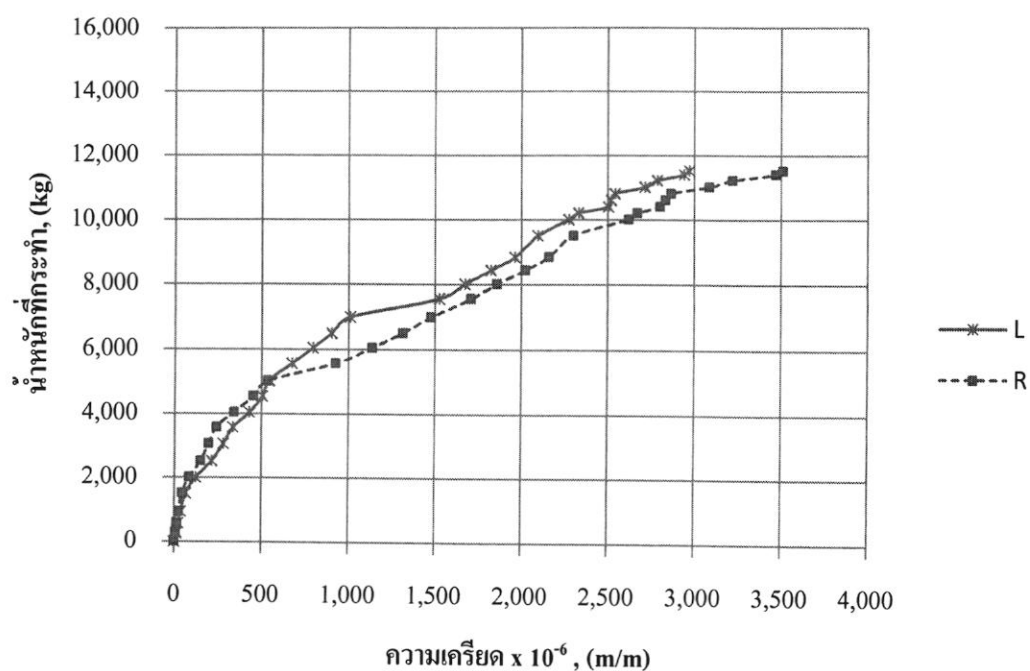
ภาคผนวก ค
ผลการทดสอบ

ตารางที่ ค.1 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอมাত্রฐาน 90 องศา รอยต่อแบบเปียกขนาด 35 เซนติเมตร (B1)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	264	0.41	11.40	6.50
3	571	0.79	21.60	13.60
4	932	1.20	36.30	23.90
5	1,509	1.67	64.30	43.50
6	2,000	2.12	122.10	83.10
7	2,519	2.59	214.30	149.50
8	3,064	3.01	280.40	197.00
9	3,572	3.35	335.80	239.90
10	4,046	3.76	431.00	340.50
11	4,540	4.15	505.00	452.20
12	5,019	4.45	543.20	536.10
13	5,565	4.98	673.10	923.90
14	6,046	5.53	794.60	1,133.90
15	6,500	6.05	901.00	1,312.50
16	6,989	6.49	1,008.20	1,477.40
17	7,550	7.22	1,524.40	1,708.00
18	8,000	7.67	1,673.10	1,856.90
19	8,435	8.15	1,824.80	2,021.20
20	8,839	8.54	1,961.50	2,161.10
21	9,505	9.00	2,097.30	2,301.90
22	10,009	9.73	2,276.40	2,619.23

ตารางที่ ค.1 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 องศา รอยต่อแบบเปียกขนาด 35 เซนติเมตร (B1) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
23	10,206	9.90	2,331.10	2,669.42
24	10,400	10.48	2,504.40	2,800.14
25	10,608	11.85	2,519.50	2,831.01
26	10,817	12.33	2,542.50	2,863.35
27	11,017	14.04	2,714.40	3,084.06
28	11,223	14.73	2,785.10	3,220.56
29	11,407	17.18	2,940.20	3,468.99
30	11,519	17.55	2,971.00	3,510.47



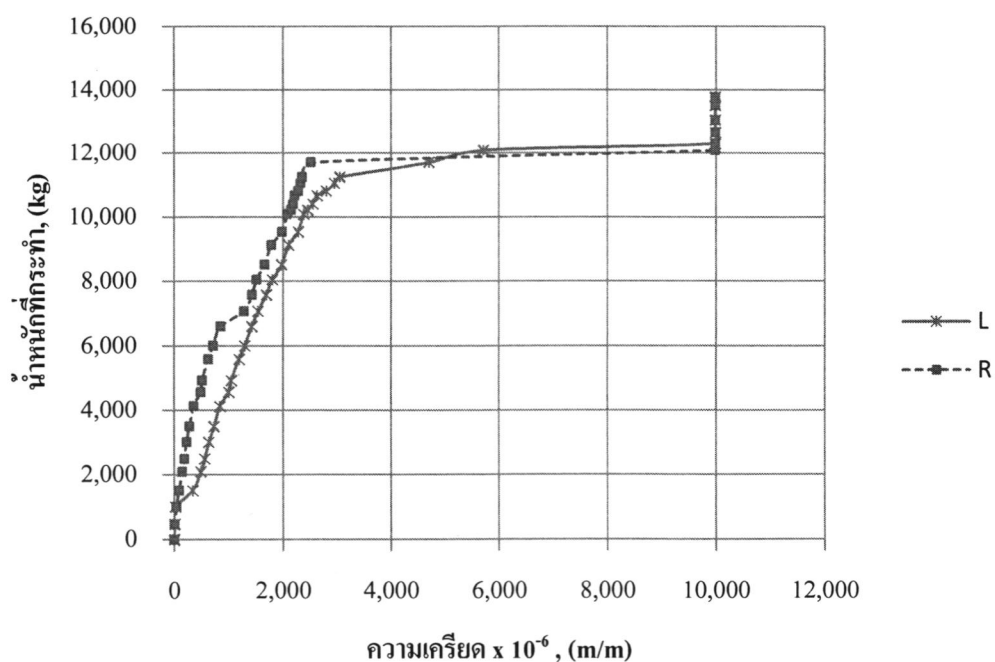
ภาพที่ ค.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B1

ตารางที่ ค.2 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบ รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B2)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10 ⁻⁶ , L (m/m)	Strain gage x 10 ⁻⁶ , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	470	0.64	6.90	5.60
3	1,006	1.32	18.70	38.60
4	1,506	1.95	341.80	83.80
5	2,082	2.61	487.70	147.40
6	2,400	2.87	563.20	185.70
7	3,007	3.44	639.00	226.60
8	3,495	3.88	734.80	284.70
9	4,127	4.36	842.00	359.30
10	4,562	4.86	1,003.60	488.30
11	4,921	5.13	1,047.00	513.80
12	5,585	5.79	1,189.20	626.30
13	6,000	6.24	1,295.30	718.10
14	6,597	6.87	1,423.90	853.50
15	7,068	7.60	1,538.60	1,281.70
16	7,575	8.17	1,690.60	1,427.10
17	8,046	8.58	1,799.90	1,510.80
18	8,521	9.24	1,976.80	1,659.20
19	9,124	9.77	2,105.10	1,784.00
20	9,541	10.41	2,276.50	1,980.90
21	10,086	10.85	2,376.10	2,077.50
22	10,215	11.12	2,447.60	2,145.70

ตารางที่ ค.2 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบรอยต่อแบบเป็ยขนาด 25 เซนติเมตร (B2) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
23	10,408	11.87	2,544.50	2,180.00
24	10,662	12.33	2,619.70	2,214.90
25	10,809	13.11	2,794.70	2,277.50
26	11,050	13.54	2,948.60	2,321.10
27	11,243	13.89	3,050.40	2,348.60
28	11,701	18.90	4,692.50	2,508.90
29	12,084	25.11	5,713.20	9,986.20
30	12,299	34.38	9,986.20	9,986.20
31	12,655	41.36	9,986.20	9,986.20
32	13,038	51.60	9,986.20	9,986.20
33	13,515	53.34	9,986.20	9,986.20
34	13,763	55.33	9,986.20	9,986.20



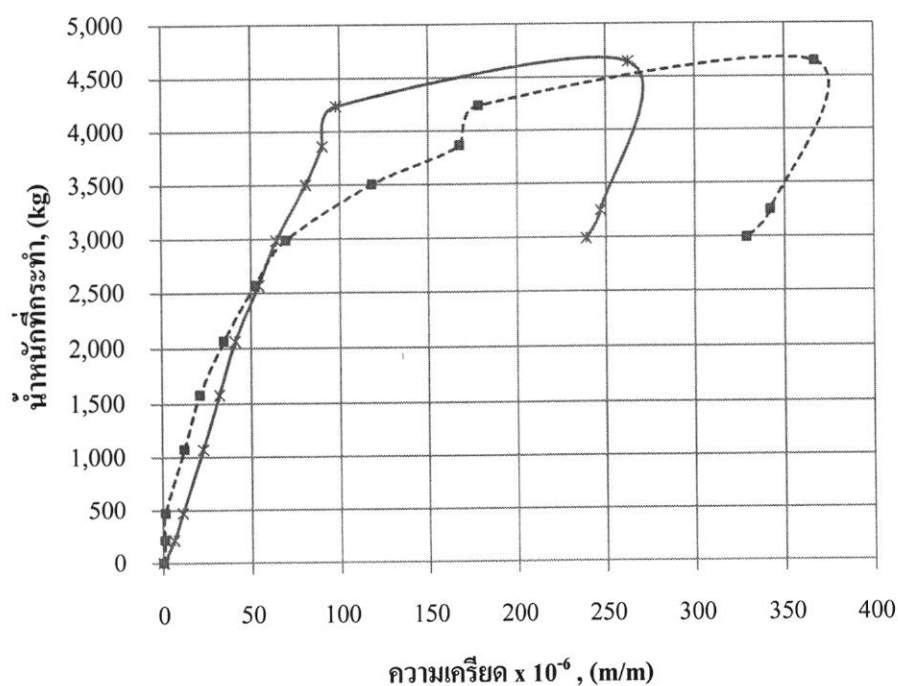
ภาพที่ ค.2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B2

ตารางที่ ค.3 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอมাত্রฐาน 180 องศา จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวยูรอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B3)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
1	0	0	0	0
2	216	0.41	6.20	1.00
3	469	0.61	11.10	1.30
4	1,071	1.17	22.60	12.10
5	1,577	1.63	31.90	20.90
6	2,061	2.13	41.00	34.60
7	2,566	2.65	54.20	52.20
8	2,986	2.97	64.10	69.50

ตารางที่ ค.3 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 180 องศา ด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวยู รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B3) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
9	3,200	3.17	70.67	87.65
10	3,501	3.40	80.70	118.10
11	3,862	3.76	90.10	167.50
12	4,235	3.95	97.70	178.30
13	4,643	4.36	262.60	366.60
14	3,247	5.71	246.90	342.00
15	2,990	5.94	239.00	328.80



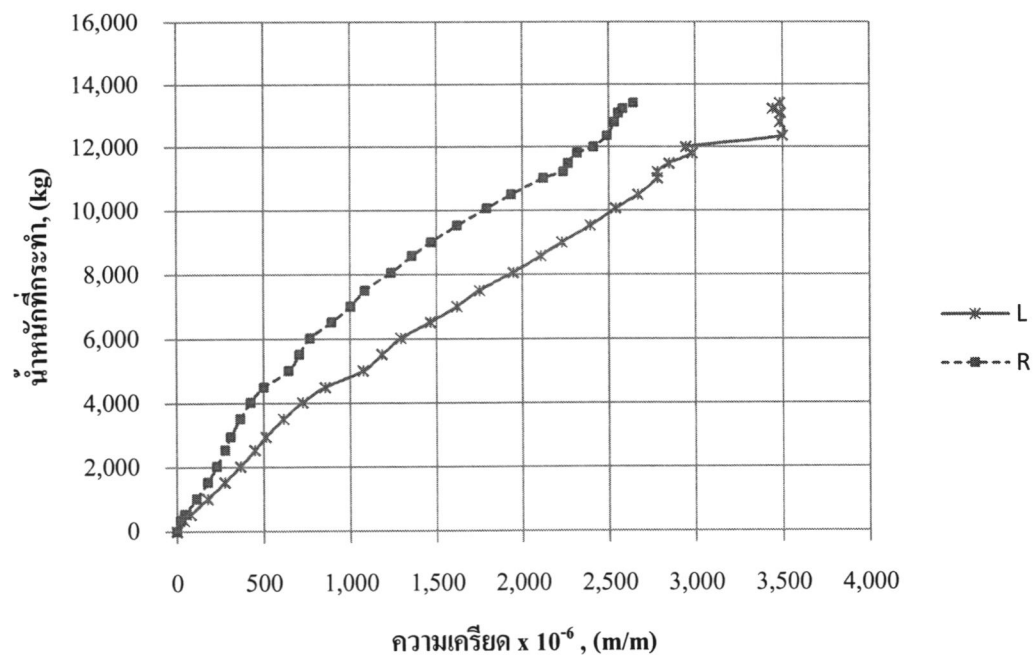
ภาพที่ ค.3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B3

ตารางที่ ก.4 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอมาตรฐาน 90 องศา จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B4)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	344	1.06	40.20	20.20
3	531	1.33	77.70	43.10
4	1,009	2.00	176.90	113.00
5	1,522	2.54	275.20	176.70
6	2,018	3.02	365.30	230.40
7	2,525	3.44	449.00	277.20
8	2,800	3.65	513.00	310.40
9	3,505	4.29	614.40	364.90
10	4,026	4.69	724.10	424.70
11	4,501	5.06	854.80	501.10
12	5,010	5.77	1,075.60	644.50
13	5,515	6.13	1,185.70	705.30
14	6,021	6.51	1,293.80	765.80
15	6,522	7.20	1,463.70	890.40
16	7,007	7.75	1,619.50	1,002.40
17	7,503	8.15	1,749.00	1,085.10
18	8,059	8.74	1,946.00	1,236.90
19	8,579	9.31	2,106.10	1,357.60
20	9,006	9.71	2,228.50	1,467.20
21	9,529	10.28	2,392.30	1,620.50
22	10,068	10.74	2,539.60	1,790.50

ตารางที่ ค.4 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอมาตรฐาน 90 องศา ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
23	10,502	11.21	2,667.10	1,936.30
24	11,017	11.85	2,781.00	2,121.20
25	11,218	12.60	2,781.40	2,236.80
26	11,482	13.27	2,848.60	2,264.80
27	11,805	14.69	2,981.60	2,317.20
28	12,001	17.24	2,945.00	2,410.70
29	12,355	23.76	3,498.90	2,490.10
30	12,796	24.95	3,484.60	2,532.00
31	13,091	25.27	3,490.20	2,555.00
32	13,228	26.41	3,443.70	2,581.10
33	13,408	30.13	3,484.10	2,642.30



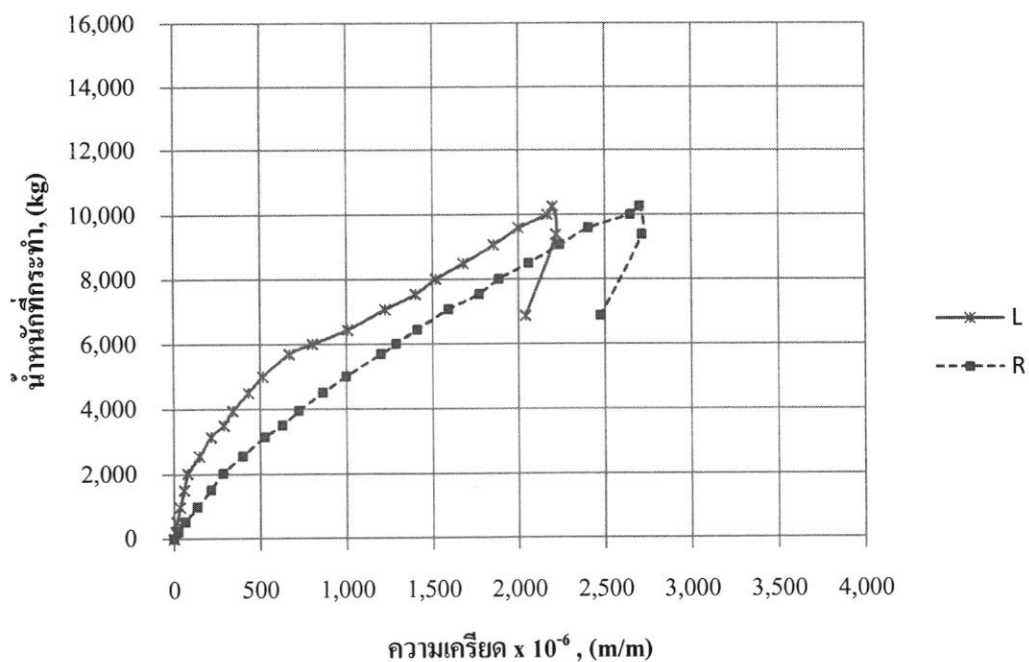
ภาพที่ ค.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B4

ตารางที่ ค.5 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอลักษณะแบบ J-Shape รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B5)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
1	0	0	0	0
2	218	0.27	7.80	22.70
3	518	0.66	18.20	66.70
4	971	1.19	34.90	134.70
5	1,200	1.46	45.54	189.79
6	1,507	1.70	58.60	214.60
7	2,023	2.08	79.40	284.80
8	2,557	2.55	148.20	399.50

ตารางที่ ค.5 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอลักษณะแบบ J-Shape รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B5) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
9	3,145	2.98	216.90	524.40
10	3,504	3.29	291.60	627.60
11	3,947	3.59	342.30	723.00
12	4,501	4.04	432.30	861.60
13	5,002	4.54	514.90	997.20
14	5,691	5.34	667.50	1,200.40
15	6,005	5.68	802.10	1,287.20
16	6,443	6.19	1,006.90	1,409.10
17	7,070	6.82	1,224.20	1,592.60
18	7,540	7.61	1,400.50	1,769.40
19	8,004	8.08	1,518.90	1,885.10
20	8,502	8.67	1,677.60	2,057.50
21	9,062	9.38	1,855.00	2,239.10
22	9,584	10.00	2,001.70	2,404.90
23	10,001	10.83	2,168.30	2,647.70
24	10,251	11.03	2,197.90	2,701.30
25	9,389	11.51	2,217.50	2,713.60
26	6,865	12.97	2,041.00	2,475.00



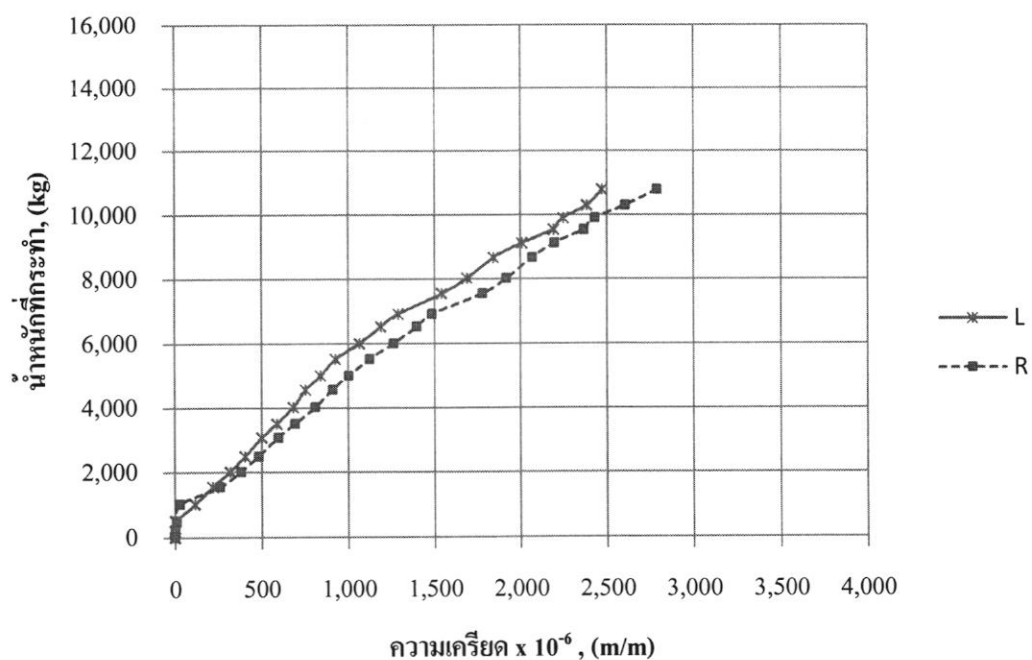
ภาพที่ ค.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B5

ตารางที่ ค.6 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 แล้วเชื่อมปลายยึดด้วยเหล็ก DB12 รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B6)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
1	0	0	0	0
2	207	0.69	1.10	1.70
3	518	1.23	3.70	8.30
4	1,025	1.92	117.10	27.40
5	1,555	2.54	218.80	260.10
6	2,018	3.05	318.80	379.70
7	2,502	3.50	404.50	481.80
8	2,800	3.83	450.98	532.65

ตารางที่ ค.6 ผลการทดสอบกำลังรับ โมเมนต์ค้ดคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอมมาตรฐาน 90 แล้วเชื่อมปลายยึดด้วยเหล็ก DB12 รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B6) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
9	3,087	4.04	500.60	595.70
10	3,517	4.41	586.10	690.10
11	4,027	4.84	681.50	807.90
12	4,576	5.31	752.60	907.60
13	5,006	5.74	839.50	1,000.40
14	5,519	6.18	925.40	1,122.90
15	6,002	6.72	1,064.60	1,263.50
16	6,525	7.31	1,188.20	1,396.70
17	6,914	7.82	1,288.70	1,483.60
18	7,550	8.64	1,541.00	1,778.00
19	8,023	9.11	1,689.20	1,917.70
20	8,670	9.72	1,841.90	2,068.40
21	9,124	10.19	2,008.70	2,195.80
22	9,538	10.79	2,191.30	2,366.60
23	9,547	10.79	2,192.00	2,367.40
24	9,912	11.09	2,247.20	2,429.40
25	10,301	11.64	2,383.90	2,605.10
26	10,793	12.80	2,471.50	2,788.90



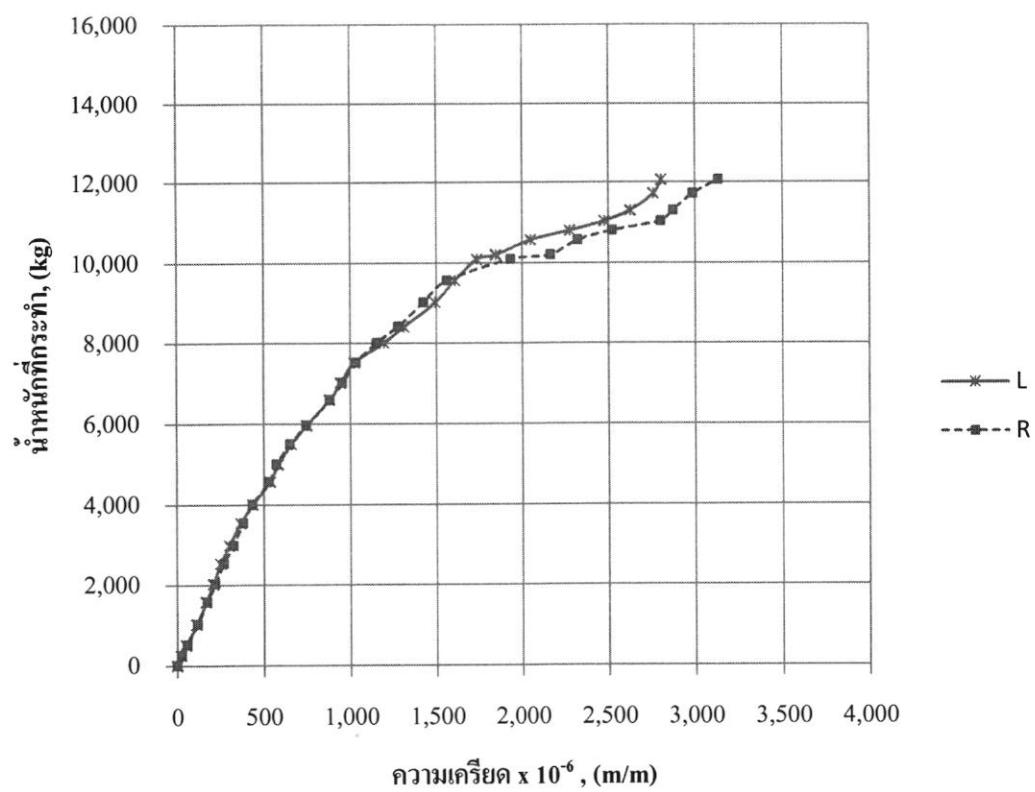
ภาพที่ ค.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B6

ตารางที่ ค.7 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการเชื่อมปลายด้วยเหล็ก DB12 รูปวงกลม รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B7)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
1	0	0	0	0
2	253	0.45	23.10	25.90
3	518	0.86	51.40	56.50
4	1,200	1.78	112.30	117.00
5	1,572	2.20	166.00	171.30
6	2,023	2.72	206.90	218.60
7	2,529	3.17	249.40	268.80
8	2,984	3.58	302.10	324.90

ตารางที่ ก.7 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการเชื่อมปลายด้วยเหล็ก DB12 รูปวงกลม รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B7) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10 ⁻⁶ , L (m/m)	Strain gage x 10 ⁻⁶ , R (m/m)
9	3,545	4.01	367.80	380.40
10	4,000	4.36	435.60	434.30
11	4,573	4.85	537.20	529.10
12	5,004	5.26	582.40	572.40
13	5,503	5.82	659.60	650.00
14	5,962	6.32	748.10	745.30
15	6,583	7.02	880.20	879.90
16	7,009	7.58	944.20	953.10
17	7,508	8.04	1,022.10	1,032.50
18	8,002	8.78	1,196.80	1,152.00
19	8,403	9.27	1,311.90	1,276.90
20	9,011	10.05	1,493.00	1,424.80
21	9,559	10.66	1,606.50	1,560.60
22	10,090	11.38	1,736.80	1,932.10
23	10,201	11.72	1,847.41	2,163.41
24	10,572	12.61	2,048.22	2,322.65
25	10,805	13.06	2,276.54	2,521.49
26	11,040	13.71	2,476.56	2,799.13
27	11,302	15.62	2,626.05	2,871.50
28	11,719	17.85	2,759.13	2,986.25
29	12,068	19.08	2,804.13	3,059.63
30	11,593	19.28	3,031.97	3,253.14



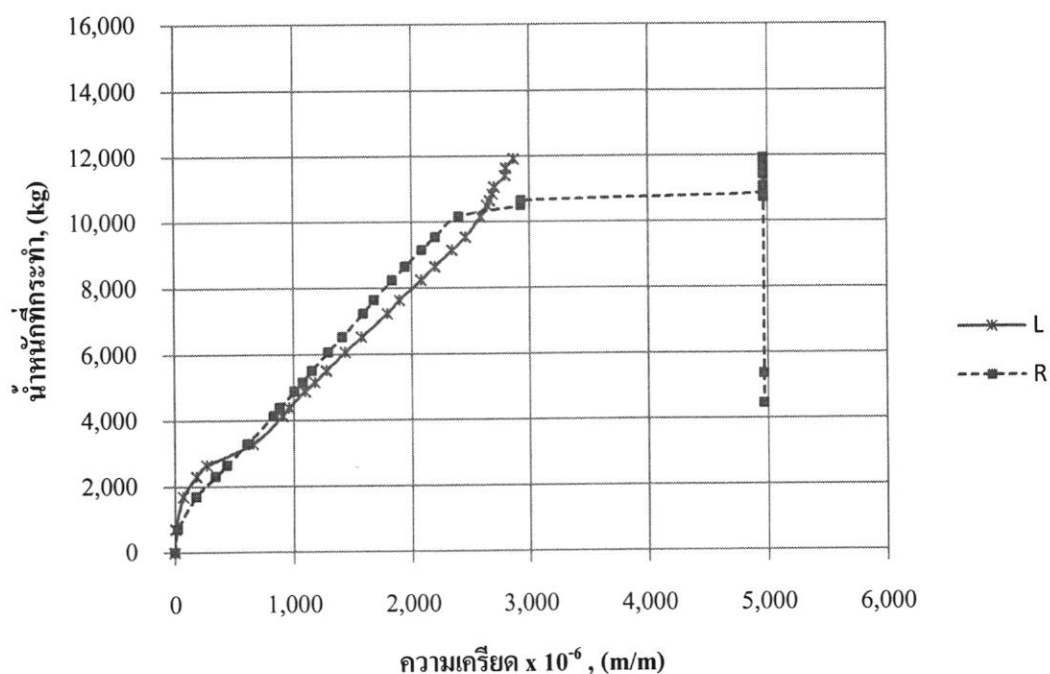
ภาพที่ ค.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคาน
ตัวอย่าง B7

ตารางที่ ก.8 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB12 ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี รอยต่อแบบเปิกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-A)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	716	0.18	5.50	24.30
3	1,696	0.64	70.20	178.30
4	2,200	1.02	181.60	341.00
5	2,644	1.28	265.70	436.50
6	3,293	1.87	656.40	608.10
7	4,142	2.79	906.00	829.30
8	4,386	3.00	959.70	882.60
9	4,889	3.60	1,096.50	1,007.60
10	5,158	3.88	1,178.70	1,075.80
11	5,507	4.25	1,275.20	1,152.80
12	6,071	4.90	1,435.30	1,291.10
13	6,525	5.36	1,573.80	1,409.40
14	7,234	6.20	1,792.00	1,587.30
15	7,638	6.56	1,895.40	1,677.30
16	8,238	7.47	2,078.30	1,833.30
17	8,649	8.00	2,195.40	1,943.30
18	9,145	8.69	2,342.70	2,084.80
19	9,546	9.35	2,456.50	2,200.50
20	10,160	10.66	2,587.50	2,398.00
21	10,494	12.13	2,643.60	2,928.50
22	10,649	13.00	2,664.40	2,926.40

ตารางที่ ค.8 ผลการทดสอบกำลังรับ โมเมนต์ค้ดคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB12 ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-A) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
23	10,848	17.92	2,690.20	4,967.40
24	11,041	20.89	2,704.60	4,967.40
25	11,060	21.48	2,703.70	4,967.40
26	11,414	22.67	2,798.50	4,967.40
27	11,641	24.93	2,802.10	4,967.40
28	11,923	29.14	2,869.00	4,967.40
29	10,715	31.92	2,976.80	4,967.40



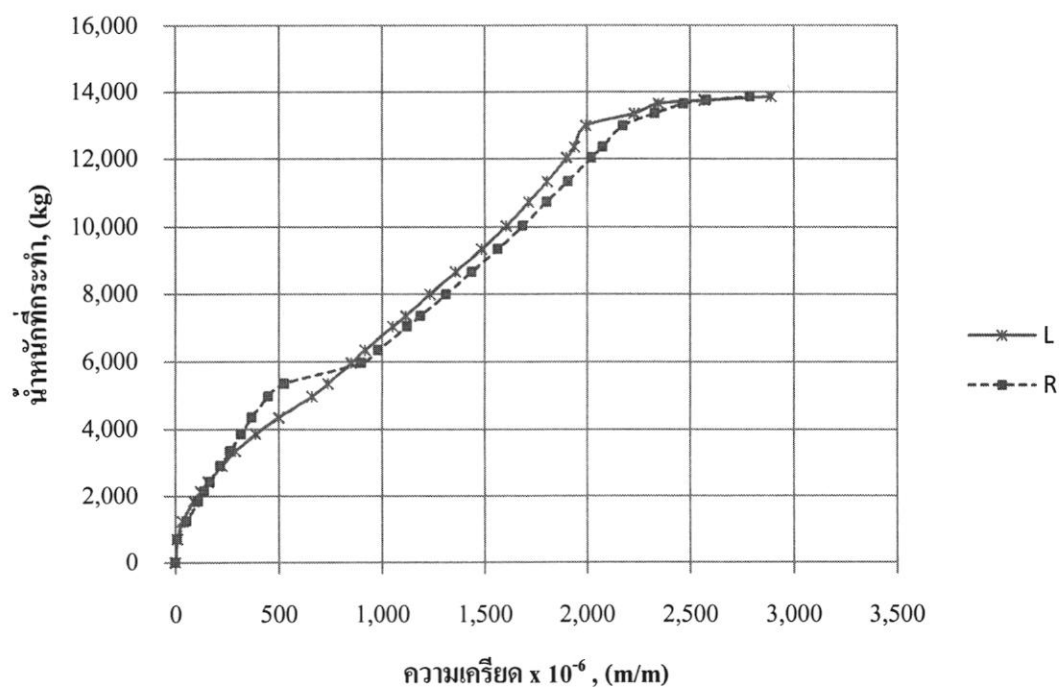
ภาพที่ ค.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B4-A

ตารางที่ ก.9 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึง โดยการงอขอมাত্রฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-B)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	702	0.09	9.00	8.10
3	1,246	0.36	34.00	54.60
4	1,853	0.70	87.80	110.10
5	2,155	0.86	121.60	138.70
6	2,400	1.04	158.40	166.70
7	2,910	1.27	223.80	216.60
8	3,347	1.52	290.70	263.60
9	3,852	1.87	387.70	318.80
10	4,350	2.20	499.30	369.40
11	4,975	2.65	659.90	449.90
12	5,356	2.94	737.60	527.40
13	5,962	3.43	850.70	899.30
14	6,347	3.68	916.70	981.40
15	7,044	4.19	1,052.70	1,123.40
16	7,360	4.42	1,116.20	1,188.80
17	8,000	4.92	1,233.10	1,311.80
18	8,665	5.45	1,357.70	1,437.50
19	9,350	6.00	1,485.40	1,563.60
20	10,025	6.61	1,604.30	1,686.10
21	10,733	7.33	1,715.30	1,803.80
22	11,337	8.11	1,806.10	1,907.20

ตารางที่ ค.9 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการรอกมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 ขัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-B) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
23	12,029	8.90	1,901.70	2,022.00
24	12,350	9.33	1,938.30	2,075.40
25	12,983	10.16	1,995.50	2,174.70
26	13,354	10.88	2,228.70	2,328.70
27	13,646	11.81	2,346.80	2,468.60
28	13,749	12.24	2,569.40	2,580.10
29	13,859	13.11	2,889.50	2,790.90



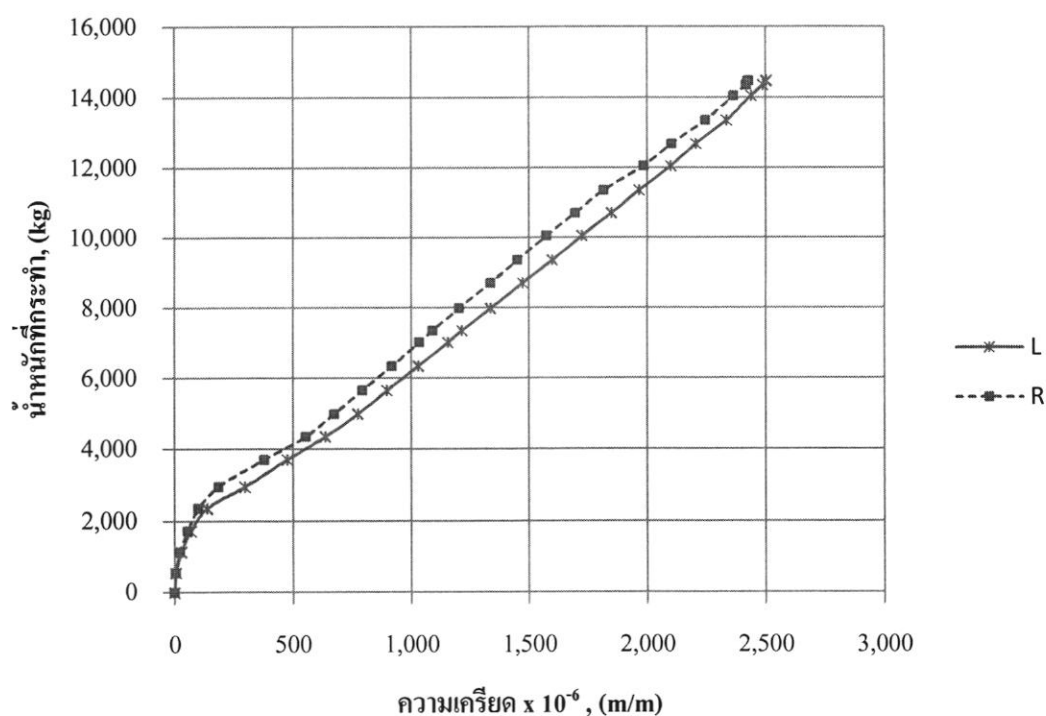
ภาพที่ ค.9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B4-B

ตารางที่ ค.10 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 ขนาดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี รอยต่อแบบเปียกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-C)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10 ⁻⁶ , L (m/m)	Strain gage x 10 ⁻⁶ , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	552	0.11	5.70	5.00
3	1,147	0.48	27.90	22.00
4	1,729	0.90	68.60	54.50
5	2,358	1.30	136.90	100.30
6	2,800	1.58	298.50	185.20
7	3,697	2.13	475.60	378.40
8	4,348	2.50	636.90	553.20
9	4,986	3.01	774.20	673.50
10	5,653	3.53	897.70	792.10
11	6,341	4.24	1,030.30	918.00
12	7,015	4.96	1,155.30	1,034.10
13	7,350	5.25	1,215.70	1,089.80
14	7,988	5.79	1,335.50	1,203.40
15	8,703	6.45	1,473.60	1,335.90
16	9,356	7.11	1,599.90	1,451.50
17	10,048	7.79	1,724.50	1,574.40
18	10,699	8.44	1,849.20	1,696.20
19	11,359	9.17	1,966.80	1,817.40
20	12,052	10.00	2,099.10	1,984.80
21	12,681	10.83	2,206.70	2,103.60
22	13,355	11.90	2,334.50	2,245.60

ตารางที่ ค.10 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 3-DB12 ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี รอยต่อแบบเปิกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-C) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
23	14,052	13.04	2,439.80	2,364.90
24	14,353	13.75	2,489.40	2,418.10
25	14,460	14.22	2,502.80	2,427.90
26	14,470	14.32	2,503.10	2,425.80



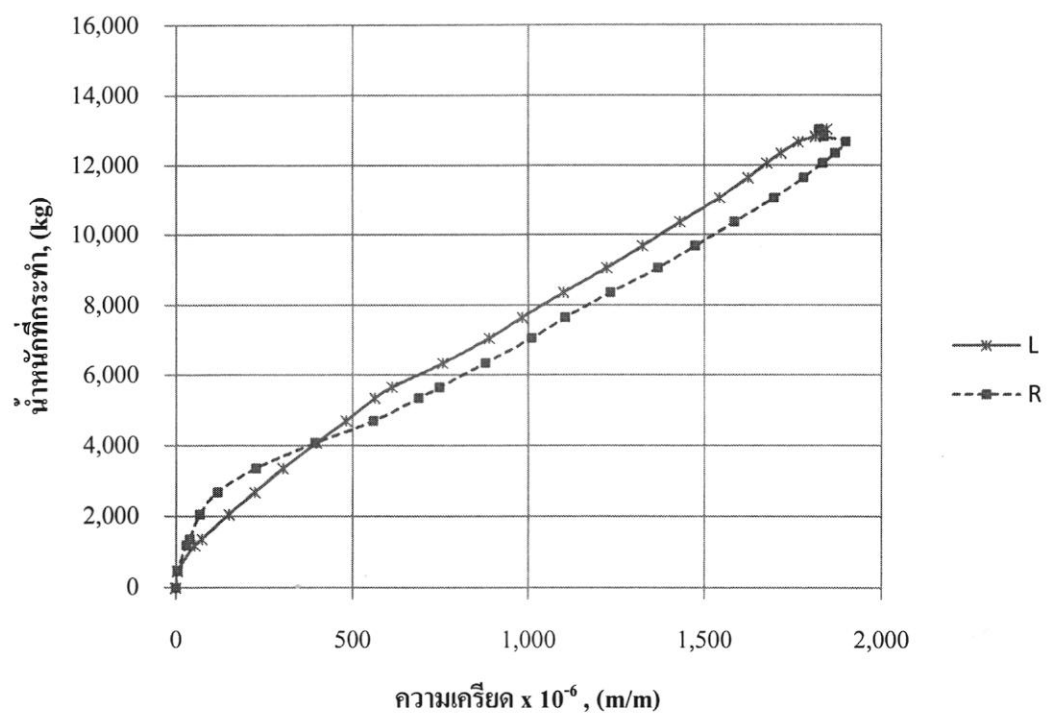
ภาพที่ ค.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B4-C

ตารางที่ ค.11 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดคานตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 ขนาดค้ำยันเหล็ก DB12 รูปตัวซี รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-D)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	471	0.04	4.60	4.10
3	1,187	0.34	51.20	28.40
4	1,356	0.44	72.30	37.70
5	2,054	0.78	149.50	66.80
6	2,400	1.00	223.10	118.00
7	3,357	1.58	302.90	225.90
8	4,071	2.06	395.80	393.10
9	4,691	2.51	480.10	558.10
10	5,340	2.95	562.50	687.00
11	5,646	3.18	611.20	747.10
12	6,344	3.70	756.10	877.20
13	7,055	4.26	887.80	1,009.90
14	7,647	4.76	982.50	1,104.90
15	8,357	5.40	1,099.90	1,233.50
16	9,052	6.01	1,222.20	1,368.50
17	9,677	6.58	1,324.30	1,473.50
18	10,363	7.34	1,430.40	1,584.80
19	11,061	8.31	1,541.80	1,696.40
20	11,646	9.23	1,623.50	1,780.80
21	12,062	9.98	1,676.70	1,834.80
22	12,349	10.56	1,715.80	1,869.00

ตารางที่ ค.11 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอมাত্রฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 จัดด้วยเหล็ก DB12 รูปตัวซี รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-D) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
23	12,667	11.57	1,764.90	1,899.60
24	12,822	15.17	1,813.60	1,836.90
25	13,030	17.46	1,845.90	1,823.90



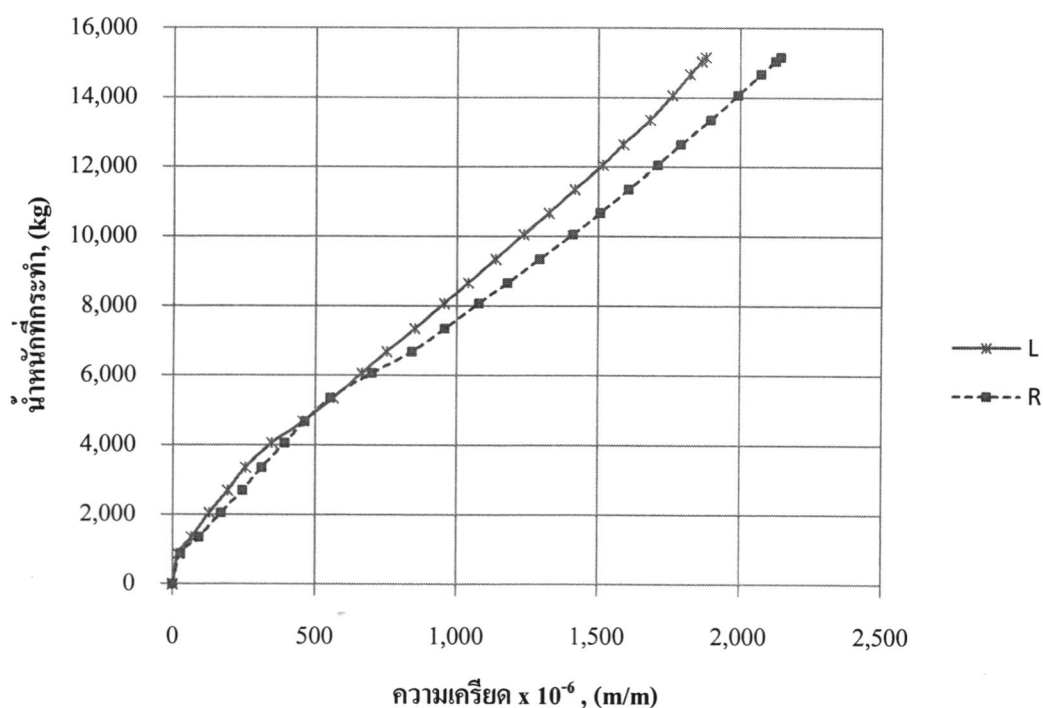
ภาพที่ ค.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B4-D

ตารางที่ ค.12 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอขอมมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 ขนาดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-E)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage x 10^{-6} , L (m/m)	Strain gage x 10^{-6} , R (m/m)
1	0	0	0	0
2	869	0.25	19.00	27.30
3	1,347	0.53	65.40	91.80
4	2,200	1.06	127.80	169.00
5	2,699	1.29	192.90	243.80
6	3,354	1.69	254.60	311.60
7	4,057	2.14	347.00	392.50
8	4,677	2.54	457.30	462.70
9	5,355	2.95	562.10	552.90
10	6,062	3.41	663.10	699.90
11	6,687	3.86	751.50	840.40
12	7,351	4.31	850.60	955.90
13	8,073	4.84	953.40	1,076.70
14	8,666	5.25	1,039.20	1,179.10
15	9,353	5.75	1,135.30	1,292.40
16	10,056	6.26	1,236.50	1,410.00
17	10,672	6.77	1,325.40	1,506.70
18	11,347	7.33	1,417.20	1,607.20
19	12,053	8.05	1,515.70	1,710.20
20	12,648	8.74	1,587.60	1,791.20
21	13,355	9.55	1,681.70	1,896.20
22	14,062	10.51	1,761.60	1,991.70

ตารางที่ ค.12 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์คดโค้งตัวอย่างลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการงอมาตรฐาน 90 องศา เหล็กเสริมรับแรงดึง 2-DB16 ขัดด้วยเหล็ก DB16 รูปตัวซี รอยต่อแบบเป็ยกขนาด 25 เซนติเมตร (B4-E) (ต่อ)

No.	Load (kg)	Deflection (mm)	Strain gage $\times 10^{-6}$, L (m/m)	Strain gage $\times 10^{-6}$, R (m/m)
23	14,679	11.66	1,824.40	2,072.80
24	15,048	12.37	1,865.60	2,123.30
25	15,170	12.84	1,878.70	2,142.00



ภาพที่ ค.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงคานตัวอย่าง B4-E

ประวัติผู้วิจัย

ชื่อ

นาย ชีรวุฒิ กุลโพนเมือง

ประวัติการศึกษา

พ.ศ. 2551 ระดับปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

ผลงานที่ได้รับการตีพิมพ์

ชีรวุฒิ กุลโพนเมือง และเกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย, 2555
“การทดสอบประสิทธิภาพของรอยต่อแบบเปียกสำหรับ
คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดเหล็ก
เสริมต่างๆ” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ
ครั้งที่ 17

ประวัติการทำงาน

พ.ศ. 2551-2553 บริษัท ซอยล์ซัพพอร์ทติ้ง จำกัด
ตำแหน่งวิศวกรโยธา