

การพัฒนาคนสำเร็จรูปแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำหรับอาคารขนาดเล็ก

นายกรรณ คำดี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2549

ISBN 974-533-602-5

**DEVELOPMENT OF PRECAST PARTIALLY-
PRESTRESSED CONCRETE BEAMS
FOR SMALL BUILDINGS**

Kan Kumlue

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the

Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Suranaree University of Technology

Academic Year 2006

ISBN 974-533-602-5

การพัฒนาแกนคอนกรีตสำเร็จรูปแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำหรับอาคารขนาดเล็ก

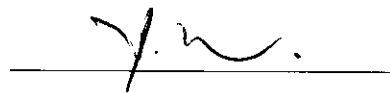
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นักวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



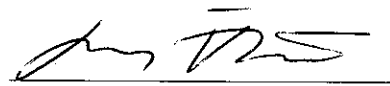
(รศ. ดร.อำนาจ อภิชาติวัลลภ)

ประธานกรรมการ



(รศ. ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



(ผศ. ดร.มงคล จิรวัชเรช)

กรรมการ



(รศ. ดร.เสาวณี รัตน์พานี)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ



(รศ. น.อ. ดร.วรพจน์ จำพิศ)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

กรรม คำลือ : การพัฒนาความสำเร็จรูปแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำหรับอาคาร
ขนาดเล็ก (DEVELOPMENT OF PRECAST PARTIALLY-PRESTRESSED
CONCRETE BEAMS FOR SMALL BUILDINGS) อาจารย์ที่ปรึกษา :
รองศาสตราจารย์ ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์, 126 หน้า. ISBN 974-533-602-5

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมรับแรงของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน
สำเร็จรูปเทียบกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป และเปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกกับ
สมการออกแบบที่ถูกดัดแปลงของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย คานทั้ง 2 แบบได้ออกแบบ
ให้วิบัติ 3 ลักษณะ คือ วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก และวิบัติด้วย
แรงอัดเป็นหลัก


คานตัวอย่างมีหน้าตัดกว้าง 175 mm ลึก 350 mm และยาว 4.0 m คานแต่ละลักษณะวิบัติ
มี 3 ตัวอย่าง รวม 18 ตัวอย่าง คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปได้รับการออกแบบโดย
ใช้ทฤษฎีอีลาสติก และตรวจสอบโดยวิธีกำลังตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1009-34 ส่วนคานคอนกรีต
เสริมเหล็กสำเร็จรูปได้รับการออกแบบโดยวิธีกำลังตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38

ผลการศึกษาพบว่า สำหรับคานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง
คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป และคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปมีกำลังรับน้ำหนัก
ใกล้เคียงกัน สำหรับคานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน
มีกำลังรับน้ำหนักมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กประมาณ 14%, 29% และ 33% ที่สภาวะใช้งาน
ที่จุดครากของเหล็กเสริม และที่กำลังสูงสุด ตามลำดับ สำหรับคานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัด
เป็นหลัก คานคอนกรีตเสริมเหล็กมีกำลังรับน้ำหนักมากกว่าคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนประมาณ
22%, 32% และ 31% ที่สภาวะใช้งาน ที่จุดครากของเหล็กเสริม และที่กำลังสูงสุดตามลำดับการวิบัติ
ของคานทั้ง 2 กลุ่ม เป็นแบบ flexure failure ตามที่ได้ออกแบบไว้ เมื่อเปรียบเทียบดัชนีราคา
ต่อความสามารถในการรับแรงกระทำที่สภาวะใช้งาน และที่จุดครากของเหล็กเสริม พบว่า
คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนมีประสิทธิภาพมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2549

ลายมือชื่อนักศึกษา 

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา 

KAN KUMLUE : DEVELOPMENT OF PRECAST PARTIALLY-
PRESTRESSED CONCRETE BEAMS FOR SMALL BUILDINGS.
THESIS ADVISOR : ASSOC. PROF. SITTICHAJ SEANGATITH, Ph.D.
126 PP. ISBN 974-533-602-5

PRECAST PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE BEAMS, TRANSVERSE
LOAD.

The objective of this research is to study the behavior of partially prestressed concrete precast (P.C.) beams compared to that of reinforced modified concrete precast (R.C.) beams and to compare the strength with that provided by the design equations of the Institute of Engineers, Thailand (EIT) building code. The 2 types of beam were designed to failed in 3 modes namely: flexure-shear crack, tension crack and compression crack.

The beam specimens were 175 mm wide, 350 mm deep and 4.0 m long (effective). Three specimens were constructed for each failure mode. The P.C. beams were designed using the elastic theory and checked using the ultimate strength method (EIT.1009-34). The R.C. beams were designed using the ultimate strength method (EIT.1008-38).

It was found that for beams designed to fail by flexure-shear crack, both the P.C. and the R.C. beams behaved similarly. For beams designed to fail by tension crack, the P.C. beams had higher strength than the R.C. beams by 14%, 29% and 33% at working point, reinforcements's yield point and at ultimate point, respectively. For beams designed to fail by compression crack the R.C. beams had higher strength than

the P.C. beams by 22%, 32% and 31% at the working point, the yield point and at the ultimate point, respectively. Both types of beam had flexural failure as designed. Comparing the ratio of cost to strength at the working point and the yield point, it was found that the P.C. beams were more efficient than the R.C. beams.

School of Civil Engineering

Academic Year 2006

Student's Signature Kan Kum/ue

Advisor's Signature Y.M.

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ บุคคล และกลุ่มบุคคลต่าง ๆ ที่ได้กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำ และช่วยเหลืออย่างดียิ่ง ทั้งในด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย อาทิเช่น

รองศาสตราจารย์ ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์

รองศาสตราจารย์ ดร.อำนาจ อภิชาติวัลลภ ที่กรุณาตรวจสอบวิทยานิพนธ์และได้ชี้แนะจนสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

อาจารย์ ดร.ทงศักดิ์ พิศาลสิน ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวรรณ และคณาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีทุกท่าน ที่ให้คำปรึกษา

คุณจิระ วงศ์พรหม คุณสวัสดิ์ เกตุสระน้อย คุณวิชาญ วีรชัยสุนทร และคุณจิรวัดน์ ด่านทองกลาง เจ้าหน้าที่ศูนย์เครื่องมือ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือและคำแนะนำมาโดยตลอด

คุณพรรณพิจิตร สุรอรักษ์ และคุณณัฐญา กิ่งโคกกรวด ที่ช่วยเหลือเกี่ยวกับการติดต่อประสานงาน และอนุเคราะห์วัสดุที่จำเป็นการดำเนินงานวิจัย

คุณจักษดา ชำรงวุฒิ คุณศิวฤทธิ์ หิรัญเรือง คุณอภิชาติ คำภาห้ำ และคุณนริศ พิเชียรโชติ เพื่อนนักศึกษาระดับปริญญาโทที่ให้กำลังใจ กำลังกาย ให้คำปรึกษาและคำแนะนำมาโดยตลอด

ขอขอบพระคุณ คุณวิสูตร มณีอินทร์ และบริษัท ไทยคอนกรีต ซัพพลาย จำกัด ที่ช่วยเหลือด้านวัสดุและสถานที่ใช้ในการดำเนินงานวิจัย

ขอขอบพระคุณสถาบันวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ให้ทุนสนับสนุนในการทำวิจัย

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา และผู้ที่มีอุปการะทุกคนที่ให้การอบรมและส่งเสริมการศึกษาเป็นอย่างดีมาโดยตลอด ทำให้ผู้วิจัยมีความรู้ ความสามารถ มีจิตใจที่เข้มแข็งและช่วยเหลือตัวเองได้จนประสบความสำเร็จในชีวิตตลอดมา

กรรม คำลือ

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ)	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป	ฎ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	ฏ
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย	3
2 ปรัชญ่วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 บทนำ.....	4
2.2 ประวัติและความเป็นมาของคอนกรีตอัดแรง.....	4
2.3 ปรัชญ้งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.4 คานคอนกรีตอัดแรง.....	8
2.4.1 หน้าที่บรรทุกและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตอัดแรงชนิดดิ่งลวดก่อน.....	10
2.4.2 ชนิดของการวิบัติของคานที่รับแรงค้ำ.....	14
2.4.3 พฤติกรรมการเอนของคานคอนกรีตอัดแรง	16
2.4.4 ข้อกำหนดของการออกแบบ	18
3 วิธีการดำเนินการวิจัย.....	24
3.1 บทนำ.....	24

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.2 การออกแบบการศึกษา.....	24
3.3 การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป.....	28
3.3.1 การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปด้วยทฤษฎีอีลาสติก.....	28
3.3.2 การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปโดยวิธีกำลัง.....	34
3.3.3 การคำนวณการแอ่นตัวของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป.....	42
3.4 การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป.....	43
3.5 การทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย.....	43
3.5.1 การทดสอบคอนกรีตภายใต้แรงกดอัด.....	43
3.5.2 การทดสอบแรงดึงของลวดอัดแรง.....	44
3.5.3 การทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริม.....	44
3.6 รายละเอียดคานที่ออกแบบแล้ว.....	44
3.7 ขั้นตอนการผลิตตัวอย่าง.....	49
3.8 การทดสอบกำลังรับแรงของคานคอนกรีตสำเร็จรูป.....	51
4 ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล.....	54
4.1 บทนำ.....	54
4.2 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย.....	54
4.3 พฤติกรรมการรับแรงดัดของคาน.....	55
4.3.1 คานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง.....	55
4.3.2 คานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก.....	59
4.3.3 คานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก.....	64
4.3.4 ตัวคูณลดกำลัง.....	68
4.4 เปรียบเทียบดัชนีอัตราส่วนค่าก่อสร้างต่อกำลังของคาน.....	69
5 สรุปผลงานวิจัย.....	71
5.1 บทนำ.....	71
5.2 พฤติกรรมของคาน.....	71
5.2.1 พฤติกรรมการรับแรงดัดของคาน.....	71

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
5.2.2 ลักษณะการวิบัติ.....	72
5.3 เปรียบเทียบดัชนีอัตราส่วนราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังของคาน	73
5.4 ข้อจำกัดของงานวิจัย	73
5.5 ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป	73
5.6 ข้อเสนอแนะในการนำไปใช้งาน	73
รายการอ้างอิง	74
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก ผลการสอบเทียบเครื่องสูบ Hydraulic ram	76
ภาคผนวก ข วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย	78
ข.1 คอนกรีต	79
ข.2 เหล็กเสริม	86
ข.3 ลวดอัดแรง	89
ภาคผนวก ค วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบวัสดุ	92
ค.1 ผลทดสอบการรับแรงกดอัดของคอนกรีต.....	93
ค.2 ผลทดสอบการรับแรงดึงของเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อย.....	94
ค.3 ผลทดสอบการรับแรงดึงของลวดอัดแรง	97
ภาคผนวก ง แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป.....	98
ง.1 แผนภูมิการออกแบบคอนกรีตอัดแรงโดยทฤษฎีอีลาสติก.....	99
ง.2 แผนภูมิการออกแบบแรงเฉือนด้วยวิธีกำลังของคอนกรีตอัดแรง	103
ง.3 แผนภูมิการตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดด้วยวิธีกำลัง	104
ภาคผนวก จ Spreadsheet excel สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปและคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป	105
จ.1 Spreadsheet การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนกรณีวิบัติด้วยแรงดึง	106
จ.2 Spreadsheet การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปกรณีวิบัติด้วยแรงดึง	115

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

ภาคผนวก ฉ บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่.....	121
ภาคผนวก ช ดัชนีราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังของงาน.....	123
ประวัติผู้เขียน	126

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	รูปแบบการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงเสริมด้วย AFRP 6
2.2	พิกัดหน่วยแรงชั่วคราวที่ยอมให้ของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารรับแรงค้ำ..... 19
2.3	พิกัดหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้ของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารรับแรงค้ำ..... 20
2.4	หน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริมอัดแรง..... 20
2.5	ระยะการโก่งตัวสูงสุดที่ยอมให้..... 21
2.6	ค่าตัวคูณลดกำลัง..... 22
3.1	การเสื่อมลดแรงดึงในลวดอัดแรงเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต..... 32
3.2	รายละเอียดเหล็กเสริมของตัวอย่างคานคอนกรีตสำเร็จรูป..... 45
4.1	คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการศึกษา..... 54
4.2	กำลังของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้ วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง..... 59
4.3	กำลังของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้ วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก..... 64
4.4	กำลังของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้ วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก..... 68
4.5	เปรียบเทียบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ลักษณะ การวิบัติ 3 แบบ..... 69
ข.1	ชนิดของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์..... 79
ข.2	ระยะเวลาบ่มคอนกรีต..... 81
ข.3	พื้นที่ น้ำหนัก และเส้นรอบรูป ของเหล็กเสริมมาตรฐานขนาดต่าง ๆ..... 87
ข.4	คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมตามมาตรฐาน..... 89
ข.5	ขนาดและรูปร่างของลวดอัดแรง..... 89
ข.6	คุณสมบัติของลวดเหล็กสำหรับงานคอนกรีตอัดแรงมาตรฐาน ASTM A421..... 90
ข.7	คุณสมบัติของลวดเหล็กสำหรับงานคอนกรีตอัดแรงมาตรฐาน มอก.95-2534..... 91
ค.1	ผลทดสอบของเหล็กเส้นกลม RB6, RB9 และเหล็กข้ออ้อย DB16, DB 20..... 95

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
ช.1	124
ช.2	125

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1	ระบบการก่อสร้างโดยใช้วิธีขึ้นส่วนสำเร็จรูป 1
2.1	ตัวอย่างของขนาดคานคอนกรีตอัดแรงเสริมด้วย AFRP 6
2.2	คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ 7
2.3	แรงคู้ทว $C-T$ และแขนของโมเมนต์ z ในคอนกรีตอัดแรง 9
2.4	แรงคู้ทว $C-T$ และแขนของโมเมนต์ jd ในคอนกรีตเสริมเหล็ก..... 10
2.5	กราฟน้ำหนักบรรทุก – การแอ่นตัวของคานคอนกรีตอัดแรงที่เสริมลวดอัดแรงต่ำกว่า สภาวะสมดุล..... 11
2.6	หน่วยแรงในคอนกรีตและลวดอัดแรง..... 13
2.7	ลักษณะการวิบัติเมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล 14
2.8	ลักษณะการวิบัติเมื่อปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงเกินอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล.. 15
2.9	กราฟน้ำหนักบรรทุก-การแอ่นตัวของคาน โดยใช้ลวดอัดแรงในปริมาณที่ต่างกัน 15
2.10	ลักษณะการแตกร้าวในคานเนื่องจากแรงเฉือน..... 17
2.11	แรงเฉือนโดยตรง (direct shear)..... 18
3.1	แบบจำลองน้ำหนักบรรทุก..... 25
3.2	แผนภาพแรงเฉือนและโมเมนต์ค้ดของการทดสอบแบบ four-point loading..... 26
3.3	แผนภูมิแสดงการดำเนินงานวิจัย 27
3.4	การกระจายของหน่วยแรงในขณะถ่ายแรงและขณะใช้งาน..... 29
3.5	การกระจายของหน่วยแรงและความเครียดของคาน 39
3.6	ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าการแอ่นตัว 42
3.7	รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติ เนื่องจากแรงเฉือนตามแนวทแยง..... 46
3.8	รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติ เนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก 46
3.9	รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติ เนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก..... 47

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.10 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติ เนื่องจากแรงเฉือนตามแนวทแยง	47
3.11 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติ เนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก.....	48
3.12 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติ เนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก	48
3.13 การเตรียมร้อยลวดและดิ่งลวด PC-wire	49
3.14 การผูกเหล็กปลอกและเหล็กข้ออ้อย.....	49
3.15 การเทคอนกรีต	50
3.16 การบ่มคอนกรีต.....	50
3.17 การติดตั้งคานคอนกรีตสำเร็จรูปเข้ากับอุปกรณ์ถ่ายแรงสำหรับคานช่วงเดียว	51
3.18 การติดตั้งตัวอย่างคานและเครื่องมือวัด	52
3.19 ตำแหน่งติดตั้งมาตรวัดละเอียดสำหรับคานช่วงเดียว	52
3.20 Hydraulic pump และ Digital pressure gauge	53
3.21 เครื่องวัดความเครียด (Strain gauge indicator and recorder).....	53
4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีต อัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง	56
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีต เสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง	57
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีต อัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วย แรงเฉือนตามแนวทแยง	58
4.4 ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วย แรงเฉือนตามแนวทแยง	58
4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีต อัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก	60

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก	61
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก	62
4.8 ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก	63
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติแรงอัดเป็นหลัก	65
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก	66
4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก	67
4.12 ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก	67
ก.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกที่ได้จากเครื่อง UTM กับความดันที่ได้จากเครื่องสูบ Hydraulic	77
ข.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดกดอัดของคอนกรีต	83
ข.2 วิธีการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต	84
ข.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของเหล็กเสริม	88
ค.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและค่าความเครียดกดอัดของคอนกรีต	93
ค.2 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างคอนกรีตภายใต้แรงกดอัด	94
ค.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของตัวอย่างเหล็กเสริม RB6, RB 9, DB16 และ DB20	96
ค.4 ลักษณะการวิบัติของเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง	96
ค.5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของลวดอัดแรง	97

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

a	=	ความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีต
A_c	=	พื้นที่หน้าตัดของคาน
A_{ps}	=	พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง
A_s	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง
A'_s	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด
A_v	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
A_{vf}	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ใช้ขวางรอยร้าว
b	=	ความกว้างของคาน
b_w	=	ความกว้างของตัวแกนคาน
c	=	ความลึกของแกนสะเทิน
CR	=	การเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต
d	=	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง
d'	=	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงอัด
d_p	=	ระยะจากผิววนอกสุดที่เกิดหน่วยแรงอัดถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของลวดอัดแรง
DL	=	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่
e	=	ค่าเยื้องศูนย์กลางของลวดอัดแรง
E_c	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
E_{ci}	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตขณะถ่ายแรง
E_s	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม
E_{ps}	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรง
ES	=	การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวอีลาสติกของคอนกรีต
E_{ps}	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรง
F_i	=	แรงอัดที่ถ่ายแรงเข้าสู่องค์อาคาร
f'_c	=	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

f'_{ci}	=	กำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรง
f_{ct}	=	กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต
f_{pu}	=	กำลังประลัย (breaking strength) ของลวดอัดแรง
f_r	=	โมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต
f_{pc}	=	หน่วยแรงในคอนกรีตบริเวณศูนย์กลางของหน้าตัดเนื่องจากการอัดแรง
f_{pe}	=	หน่วยแรงในคอนกรีตบริเวณผิวที่จะเกิดการแตกร้าว
f_s	=	กำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึง
f'_s	=	กำลังของเหล็กเสริมรับแรงอัด
f_u	=	กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเสริมรับแรงดึง
f_y	=	กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม
h	=	ความลึกของคาน
I_{cr}	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตกร้าว
I_e	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพ
I_g	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคาน
L, l	=	ความยาวของคาน
LL	=	น้ำหนักบรรทุกจร
M_a	=	โมเมนต์คดมากที่สุดที่กระทำต่อหน้าตัดที่พิจารณา
M_{cr}	=	โมเมนต์แตกร้าว
M_D	=	โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักคงที่รวมกับน้ำหนักของคาน
M_g	=	โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักคาน
M_{LL}	=	โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร
M_n	=	กำลังต้านทาน โมเมนต์ระบุ
M_u	=	กำลังที่ต้องการของโมเมนต์
M_T	=	โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักคงที่รวมกับน้ำหนักจร
N	=	จำนวนลวดอัดแรง
n	=	อัตราส่วน โมดูลัส
n_p	=	อัตราส่วน โมดูลัสของลวดอัดแรง

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

n_s	=	อัตราส่วนโมดูลัสของเหล็กเสริมต่อ โมดูลัสของคอนกรีตขณะใช้งาน
P	=	กำลังของคาน
$P_{L/100}$	=	กำลังสูงสุดของคานที่มีระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวเท่ากับ $L/100$
$P_{L/240}$	=	กำลังที่สภาวะใช้งานที่มีระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคานเท่ากับ $L/240$
P_y	=	กำลังที่คานสามารถรับได้ ณ จุดที่เหล็กเสริมของคานเกิดการคราก
RE	=	การเสื่อมลงเนื่องจากการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง
RH	=	ค่าเฉลี่ยความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศตลอดปี
s	=	ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
S_1	=	หน่วยแรงที่ตัวอย่างทดสอบเกิดความเครียดกอดอัด
S_2	=	หน่วยแรงที่มีค่าประมาณ 40 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงกอดอัดประลัย
SH	=	การเสื่อมลงเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต
T	=	แรงดึงในเหล็กเสริม
U	=	กำลังที่ต้องการ
V_D	=	แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่
V_c	=	กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต
V_{ci}	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนกรณีการแตกร้าวเนื่องจากผลร่วมนกันของแรงเฉือนและ โมเมนต์ดัด
V_{cw}	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนกรณีการแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนในแนวแกน
V_{LL}	=	แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจร
V_n	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ
V_p	=	แรงประกอบย่อยแนวตั้งของแรงอัดในลวดอัดแรงที่หน้าตัด
V_s	=	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
V_u	=	กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ
w_c	=	หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต
w_g	=	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
w_T	=	น้ำหนักจรรวมกับน้ำหนักคงที่

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

y_b	=	ระยะจากจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดถึงผิวล่างสุดของคาน
y_t	=	ระยะจากจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดถึงผิวบนสุดของคาน
z	=	ระยะห่างระหว่างแรงคู่ควบของคอนกรีตอัดแรง
z_b	=	โมดูลัสของหน้าตัดสำหรับผิวล่างสุดของคาน
z_t	=	โมดูลัสของหน้าตัดสำหรับผิวบนสุดของคาน
ϕ	=	ตัวคูณลดกำลัง
Δ	=	ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวของคาน
Δ_{fs}	=	การเสื่อมลดของแรงดึงในลวดอัดแรงทั้งหมด
Δ_i	=	การโก่งตัวสุทธิขณะถ่ายแรง
Δ_F	=	การโก่งตัวขึ้นขณะใช้งานเนื่องจากการอัดแรง
Δ_T	=	การโก่งตัวลงขณะใช้งานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกรวมกับน้ำหนักคงที่
ε_c	=	ความเครียดของคอนกรีต
ε_{ct}	=	ความเครียดดึงของคอนกรีต
ε_s	=	ความเครียดของเหล็กเสริม
ε_u	=	ความเครียดสูงสุดของคอนกรีต
ε_y	=	ความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริม
ε_2	=	ความเครียดกดอัดที่เกิดจากหน่วยแรง S_2
η	=	อัตราส่วนระหว่างแรงอัดประสิทธิภาพต่อแรงอัดขณะถ่ายแรง
ω	=	ดัชนีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง
ω'	=	ดัชนีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงอัด
ω_p	=	ดัชนีลวดอัดแรง
ρ	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง
ρ'	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด
ρ_b	=	ปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุลที่มีเหล็กเสริม
$\bar{\rho}_b$	=	ปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุลที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึง อย่างเดียว
ρ_{\max}	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมากที่สุดที่ยอมให้
ρ_{\min}	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงน้อยที่สุดที่ยอมให้

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

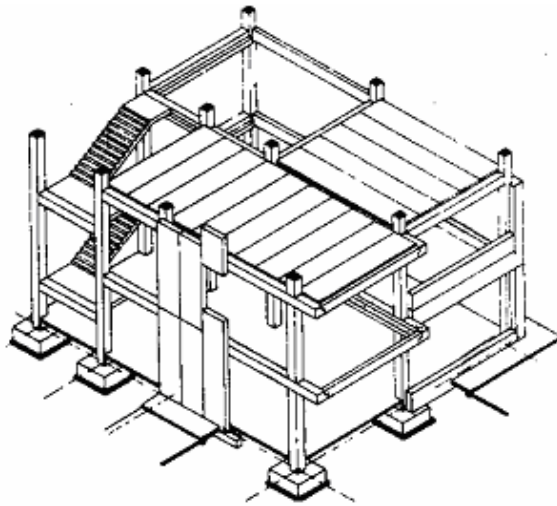
ρ_p	=	อัตราส่วนลวดอัดแรง
σ_c	=	หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นขณะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน
$\bar{\sigma}_c$	=	หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ยอมให้ของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด
σ_{ci}	=	หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นขณะถ่ายแรง
$\bar{\sigma}_{ci}$	=	หน่วยแรงอัดชั่วคราวที่ยอมให้ในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากลวดอัดแรงก่อนการเชื่อมลวดของแรงดัดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด
σ_t	=	หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในขณะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน
$\bar{\sigma}_t$	=	หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ยอมให้ของคอนกรีต
σ_{ti}	=	หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นขณะถ่ายแรง
$\bar{\sigma}_{ti}$	=	หน่วยแรงดึงชั่วคราวที่ยอมให้ในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากลวดอัดแรง
AASHTO	=	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	=	American Concrete Institute
ASTM	=	American Society for Testing and Materials
FS.	=	Factor of Safety
JIS	=	Japan Industrial Standard
PC-C	=	ตัวอย่างคานสำเร็จรูปแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วนออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก
PC-S	=	ตัวอย่างคานสำเร็จรูปแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วนออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนเป็นหลัก
PC-T	=	ตัวอย่างคานสำเร็จรูปแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วนออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดัดเป็นหลัก
RC-C	=	ตัวอย่างคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก
RC-S	=	ตัวอย่างคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนเป็นหลัก
RC-T	=	ตัวอย่างคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดัดเป็นหลัก
UTM	=	Universal Testing Machine

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย

การก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปจะใช้วิธีหล่อในที่ (cast-in-place) ซึ่งต้องติดตั้งค้ำยัน แบบหล่อ ผูกเหล็ก และเทคอนกรีตขึ้นส่วนของโครงสร้าง (structural member) และจะถูกหล่อตามลำดับโดยต้องรอให้คอนกรีตมีอายุ เพื่อให้มีกำลังที่เหมาะสมจึงสามารถถอดแบบหล่อ ทำให้ต้องใช้เวลาในการก่อสร้างมาก ต้องจ้างแรงงานจำนวนมากต่อเนื่องเป็นเวลานาน และค่าใช้จ่ายสูงตามไปด้วย ปัจจุบัน ได้มีผู้รับเหมาก่อสร้างหลายรายได้นำระบบการก่อสร้างสำเร็จรูป (prefabrication) มาใช้ในการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแล้วในบางส่วน เช่น แผ่นพื้นสำเร็จรูป ผนังสำเร็จรูป และคานสำเร็จรูปดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ระบบการก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป (Richardson, 1973)

รูปที่ 1 แสดงการก่อสร้างที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป ซึ่งประกอบด้วย แผ่นพื้นและผนังที่ใช้กันแพร่หลายในปัจจุบัน ซึ่งประหยัดเวลา ผนังและไม้แบบ ส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป (precast reinforced concrete beams) ยังมีการใช้งานที่จำกัดอยู่เพราะคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปประหยัดได้เฉพาะระยะเวลาในการก่อสร้างที่รวดเร็วขึ้นเท่านั้น แต่ค่าวัสดุยังสิ้นเปลืองอยู่

คานสำเร็จรูปอีกแบบหนึ่ง คือ คานคอนกรีตอัดแรงซึ่งสามารถประหยัดเหล็กเสริม และลดขนาดของหน้าตัดลงได้ รวมทั้งประหยัดเวลาในการก่อสร้าง นอกจากนี้คานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกทุกเกินซึ่งอาจทำให้เกิดรอยร้าวในคานดังกล่าว รอยร้าวเหล่านี้ (ถ้าไม่เสียหายมากนัก) จะถูกปิดลงทันทีเมื่อนำน้ำหนักบรรทุกทุกเกินออก คานคอนกรีตอัดแรงจะแอ่นตัวน้อยกว่าคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเกิดจากผลของแรงยกตัวจากการอัดแรง ซึ่งมีทิศทางตรงกันข้ามกับน้ำหนักบรรทุกทุก

แต่อย่างไรก็ตาม คานคอนกรีตอัดแรงมักเกิดการ โกงตัวซึ่งเกิดจากการอัดแรงก่อนใช้งาน โดยเฉพาะในงานโครงสร้างขนาดใหญ่ เช่น สะพาน อีกประการหนึ่งเมื่อเกิดเพลิงไหม้ลวดอัดแรงจะสูญเสียกำลังอัดอย่างรวดเร็ว นอกจากนี้การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงต้องใช้ความละเอียดรอบคอบมาก ต้องมีการตรวจสอบหน่วยแรงขณะอัดแรง และขณะใช้งาน ปัญหาเหล่านี้ อาจแก้ไขได้โดยการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปที่อัดแรงไม่เต็มส่วน เพื่อลดการ โกงตัว และใส่เหล็กเสริมเพื่อเพิ่มกำลังในการรับน้ำหนักบรรทุก คานนี้เรียกว่าคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป (precast partially prestressed concrete beams) ปัญหาที่เกิดจากการสูญเสียกำลังจากเพลิงไหม้ก็ให้เพิ่มระยะหุ้มเหล็กให้มากขึ้น ส่วนปัญหาในการคำนวณที่ต้องตรวจสอบอย่างละเอียดก็สร้างโปรแกรมอย่างง่ายช่วยในการคำนวณ ปัจจุบันการศึกษาเรื่องนี้ยังมีจำนวนน้อย ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาพฤติกรรม และพัฒนาการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1.2.1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำ และการวิบัติของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ชนิดดึงเหล็กก่อน (pretensioning) เพื่อเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป
- 1.2.2) เพื่อศึกษาเสนอแนวทางการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปชนิดดึงเหล็กก่อน

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาคานคอนกรีตสำเร็จรูป สำหรับอาคารพักอาศัยซึ่งมีช่วงคาน 4.00 m โดยจะศึกษาเปรียบเทียบ คาน 2 กลุ่ม คือ คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน และคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยมีขอบเขตของการวิจัย ดังนี้

- 1.3.1) คานสำเร็จรูปทั้ง 2 กลุ่ม จะได้รับการออกแบบให้วิบัติ 3 แบบคือ วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง วิบัติด้วยแรงดึง และวิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก โดยแต่ละกลุ่มออกแบบให้ประหยัดที่สุด
- 1.3.2) หน้าตัดของคานคอนกรีตสำเร็จรูปมีขนาดกว้าง 175 mm ลึก 350 mm ความยาวประสิทธิภาพเท่ากับ 4.00 m
- 1.3.3) คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนชนิดคั้งเหล็กก่อนถูกออกแบบตามทฤษฎีอีลาสติก (working stress design) และตรวจสอบความสามารถในการรับน้ำหนักของหน้าตัดโดยวิธีกำลัง (ultimate strength design) ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.1009-34 ส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กถูกออกแบบโดยวิธีกำลัง ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38
- 1.3.4) น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ออกแบบคานทั้งสองกลุ่มคือน้ำหนักผนังก่ออิฐ 450 kg/m (4.5 kN/m) น้ำหนักของแผ่นพื้นที่ย้ายลงสู่คาน 980 kg/m (9.8 kN/m) และน้ำหนักจรที่ย้ายจากแผ่นพื้นลงสู่คาน 800 kg/m (8 kN/m)
- 1.3.5) คานถูกรองรับแบบคานช่วงเดี่ยว (simply supported) และรับแรงกระทำแบบ 4 จุด (four point loading test)
- 1.3.6) คอนกรีตที่ใช้เป็นคอนกรีตผสมเสร็จ ผลิตโดย บริษัท ไทยคอนกรีตซ์พพลาย จำกัด กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (f'_c) มีค่ามากกว่า 380 kg/cm² (38 MPa) ของแท่งทดสอบทรงกระบอกมาตรฐานเส้นผ่าศูนย์กลาง 150 mm สูง 300 mm ระยะเวลาบ่มคอนกรีต 28 วัน
- 1.3.7) เหล็กเสริมตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.20-2543, มอก.24-2536)
- 1.3.8) ลวดอัดแรงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 7 mm ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.95-2540)

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย

- 1.4.1) เข้าใจพฤติกรรมการรับแรง และลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปชนิดคั้งเหล็กก่อน และนำไปสู่การออกแบบและใช้งานจริง
- 1.4.2) ได้รูปแบบการผลิตคานสำเร็จรูปสำหรับอาคารที่อยู่อาศัยขนาดเล็ก และสามารถก่อสร้างในปริมาณมากในเวลาจำกัด เช่น บ้านจัดสรรที่มีราคาถูก บ้านของเกษตรกรแห่งชาติ

บทที่ 2

ปรีทศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

บทนี้กล่าวถึงประวัติและความเป็นมาของคอนกรีตอัดแรงโดยทั่วไป งานวิจัยที่ผ่านมาที่มีส่วนคล้ายคลึงกับงานวิจัยที่กำลังศึกษา ทฤษฎีคอนกรีตอัดแรง พฤติกรรมของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน สมการการออกแบบ และข้อกำหนดโดยทั่วไปของการออกแบบ ทั้งทฤษฎีอิลาสติกและวิธีกำลัง ส่วนวัสดุของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ได้แก่ คอนกรีต ลวดอัดแรง เหล็กเสริม กล่าวไว้ในภาคผนวก ก

2.2 ประวัติและความเป็นมาของคอนกรีตอัดแรง

ความรู้ในการอัดแรง (prestressing) ได้ปรากฏเป็นหลักฐานมาเป็นเวลาหลายร้อยปีแล้ว เช่น ถึงแม้ใช้เหล็กแบนรัดรอบตัวถังเพื่อให้สามารถรับแรงดันได้มากขึ้น ผู้ที่นำความรู้เรื่องการอัดแรงมาใช้กับงานคอนกรีตเป็นคนแรกในปี ค.ศ. 1886 คือ Jackson เป็นวิศวกรชาวอเมริกา โดยการใส่แท่งเหล็กชั้นยึดก่อนคอนกรีตเพื่อใช้เป็นพื้นและหลังคา

Doehring (1888) ชาวเยอรมันได้ทำการจดลิขสิทธิ์การก่อสร้างแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง (prestressed concrete slabs) โดยการอัดแรงก่อนการรับน้ำหนักบรรทุก อย่างไรก็ตามวิธีการก่อสร้างในสมัยนั้นไม่ประสบความสำเร็จ ทั้งนี้เพราะลวดเหล็กในสมัยนั้นมีกำลังรับแรงดึงต่ำ เมื่อเวลาผ่านไปนาน ๆ แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงเกิดการหดตัวเนื่องจากสูญเสียความชื้น (shrinkage) และการหดตัวเนื่องจากการคืบ (creep) ทำให้สูญเสียแรงดึงไปมาก

Steiner (1908) ชาวอเมริกันได้เสนอวิธีการทำให้ลวดอัดแรงแน่นใหม่อีกครั้งโดยการดึงลวดซ้ำ หลังจากปล่อยให้คอนกรีตหดตัวไปบ้างแล้ว แต่การก่อสร้างวิธีนี้ ค่าก่อสร้างจะสูงกว่าการก่อสร้างพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำให้ไม่เป็นที่นิยม

Freyssinet (1928) ชาวฝรั่งเศส ได้ให้ความสำคัญของการสูญเสียแรงดึงของลวดเหล็กอัดแรงเป็นอย่างมาก จึงได้นำลวดเหล็กกำลังสูงมาใช้ในงานคอนกรีตอัดแรงทำให้ปัญหาการสูญเสียแรงดึงของลวดอัดแรงลดลง

คอนกรีตอัดแรงได้ถูกพัฒนา และวิจัยอย่างต่อเนื่อง ผู้ที่มีบทบาทในการวิจัยเกี่ยวกับเรื่องการอัดแรง ได้แก่ E. Freyssinet ชาวฝรั่งเศส, G. Magnel ชาวเบลเยียม, Y. Guyon ชาวฝรั่งเศส,

P. Abeles ชาวอังกฤษ, F. Leonhardt ชาวเยอรมัน และ V. V. Mikhailov ชาวรัสเซีย ส่วนผู้ที่วิจัยเกี่ยวกับการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงโดยใช้หลักการของน้ำหนักสมดุล (load balancing) ก็คือ T. Y. Lin ชาวอเมริกา

สำหรับประเทศไทยได้เริ่มมีการก่อสร้างสะพานคอนกรีตอัดแรงในช่วงหลังปี พ.ศ. 2505 โดยมีการผลิตคานสะพานคอนกรีตอัดแรงช่วงความยาวตั้งแต่ 5.0 m จนถึง 60.0 m ในระยะหลังได้มีโรงงานผลิตคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปเป็นจำนวนมากทำการผลิตเสาเข็ม พื้นและคาน (ต่อกุล, 2528)

2.3 ปรีक्षणงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Saafi และ Toutanji (1998) ได้ศึกษากำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตอัดแรงที่เสริมด้วยโพลีเมอร์แห่งสี่เหลี่ยมเสริมเส้นใยอะรามิดแทนลวดอัดแรง (Flexural capacity of prestressed concrete beams reinforced with aramid fiber reinforced polymer (AFRP) rectangular tendons) โดยตัวอย่างคานคอนกรีตอัดแรง ขนาดกว้าง 150 mm ลึก 300 mm และยาว 2.50 m จำนวน 6 ตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 2.1 และตารางที่ 2.1 การศึกษาได้ผลสรุปได้ดังนี้

1. กำลังรับแรงดัดที่จุดประลัย (ultimate flexural strength) ของคานคอนกรีตอัดแรงที่ใช้แห่งสี่เหลี่ยม AFRP ชนิดไม่มีการยึดเหนี่ยว (unbonded) มีค่าต่ำกว่าการอัดแรงชนิดมีการยึดเหนี่ยว (bonded) ที่ค่า 10% ถึง 20%

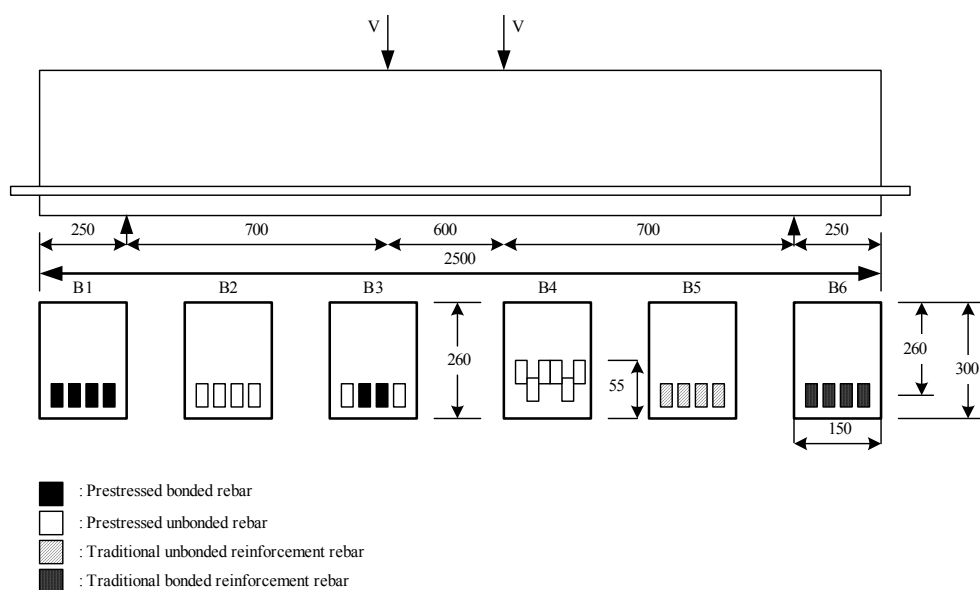
2. คานคอนกรีตอัดแรงที่ใช้แห่งสี่เหลี่ยม AFRP ชนิดไม่มีการยึดเหนี่ยวจะต้องเพิ่มแห่งสี่เหลี่ยม AFRP ที่ไม่ต้องดึง จะทำให้คานคอนกรีตอัดแรงมีความเหนียว (อัตราส่วนระหว่างการแอ่นตัวสูงสุดต่อการแอ่นตัวที่จุดคราก) มากขึ้น

3. คานคอนกรีตอัดแรงที่ใช้แห่งสี่เหลี่ยม AFRP ทั้งแบบมีการยึดเหนี่ยวและไม่มีการยึดเหนี่ยวในคานตัวเดียวกัน จะทำให้คานมีความเหนียวมากกว่าคานที่ผลิตโดยใช้แห่งสี่เหลี่ยม AFRP ที่มีการยึดเหนี่ยวอย่างเดียว

4. คานคอนกรีตอัดแรงที่ใช้แห่งสี่เหลี่ยม AFRP ชนิดยึดเหนี่ยว และเสริมแห่งสี่เหลี่ยม AFRP โดยไม่ต้องดึง พบว่ารอยร้าวมีมากกว่าคานคอนกรีตอัดแรงชนิดใช้แห่งสี่เหลี่ยม AFRP มีการยึดเหนี่ยว และไม่มีการยึดเหนี่ยวในคานตัวเดียวกัน

ตารางที่ 2.1 รูปแบบการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงเสริมด้วย AFRP (Saafi and Toutanji, 1988)

Beam	Tensioning force (kN per rebar)	Reinforcing material		
		Bond property	Reinforcement method	Reinforcement ratio (%)
B1	20	Bonded	Prestressed	0.32
B2	20	Unbonded	Prestressed	0.32
B3	20	Bonded and unbonded	Prestressed	0.32
B4	20	Unbonded	Prestressed and reinforced	0.48
B5	0	Unbonded	Reinforced	0.32
B6	0	Bonded	Reinforced	0.32



รูปที่ 2.1 ตัวอย่างของขนาดคานคอนกรีตอัดแรงเสริมด้วย AFRP (Saafi and Toutanji, 1998)

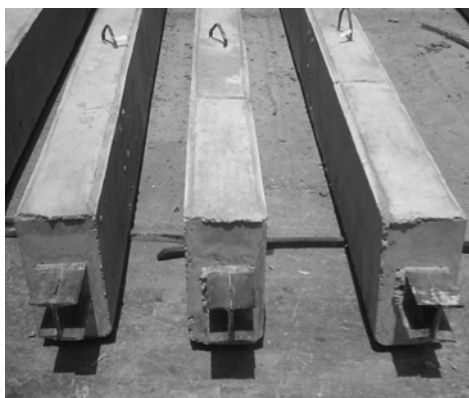
จักษดา และสิทธิชัย (2548) ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่เสริมเหล็กทรงน้ำ (channel) ฟังก์ชันรองรับ เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกกับสมการการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กของ ว.ศ.ท. ภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง ดังแสดงในรูปที่ 2.2 คานคอนกรีตสำเร็จรูป ขนาดกว้าง 175 mm ลึก 350 mm และยาว 4.00 m ใช้เหล็กทรงน้ำขนาด 100x50

mm เสริมในคานที่ระยะ 0.50 m, 1.10 m และ 1.40 m จากการศึกษพบว่า คานส่วนใหญ่มีพฤติกรรมรับแรงแบบ Bilinear ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

1. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคานมีลักษณะเป็นเส้นตรงสองเส้น ช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น จนกระทั่งแรงกระทำต่อคานมีค่าประมาณ 80-90% ของกำลังสูงสุด จากนั้นจะเข้าสู่ช่วงที่สอง โดยที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนคานวิบัติ

2. กำลังที่สภาวะใช้งาน (การแอ่นตัวมีค่าเท่ากับ $L/240$) คานคอนกรีตสำเร็จรูปที่เสริมเหล็กวางน้ำ มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงกว่าคานอ้างอิง (คอนกรีตเสริมเหล็ก) ประมาณ 5.8–37.6%

3. กำลังรับแรงเฉือนคานมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความยาวระยะฝังเหล็กวางน้ำมีค่าเพิ่มมากขึ้น กำลังรับแรงเฉือนจะแปรผันตามความยาวของเหล็กวางน้ำแบบเชิงเส้นตรง คานที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ทดสอบได้มีอัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อเทียบกับสมการคอนกรีตเสริมเหล็กของ ว.ส.ท. อยู่ในช่วงระหว่าง 1.06 – 1.59



รูปที่ 2.2 คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ

Padmarajaiah และ Ramaswamy (2002) ได้ศึกษากำลังรับแรงคัดของคานคอนกรีตอัดแรงแบบเต็มส่วนและบางส่วนโดยเสริมเส้นใยเหล็ก (Flexural strength predictions of steel fiber reinforced high-strength concrete in fully/partially prestressed beam specimens) คานตัวอย่างประกอบด้วย คานคอนกรีตอัดแรงเต็มส่วน (fully prestressed) จำนวน 8 ตัวอย่าง และคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน (partially prestressed) จำนวน 7 ตัวอย่าง คานทั้งสองชนิดมี ขนาดกว้าง 105 mm ลึก 240 mm ยาว 2.2 m และมีกำลังอัด 65 MPa (cube) การศึกษาครั้งนี้ต้องการหาอิทธิพล

ของเส้นใยเหล็ก (steel fiber) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.5 mm และยาว 40 mm ผสมกับคอนกรีต ซึ่งจะทำให้กำลังรับแรงดัดเปลี่ยนแปลงตั้งแต่จุดเริ่มเกิดรอยร้าวจนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ นอกจากนี้ได้ศึกษา ความสัมพันธ์ระหว่าง load-deflection ความเหนียว moment-curvature และการดูดซับพลังงาน การทดสอบครั้งนี้ได้ให้ตัวแปรเป็นขนาดของแรงอัด เปอร์เซ็นต์ของเส้นใยเหล็ก ต่อปริมาตรของหน้าตัดคานจาก 0% ถึง 1.5% และตำแหน่งที่ใส่เส้นใยเหล็ก ทั้งใส่เต็มหน้าตัดคาน และใส่เฉพาะส่วนที่รับแรงดัด ผลการศึกษาพบว่า

1. การผสมเส้นใยเหล็กกับคอนกรีตทั้งคานอัดแรงเต็มส่วนและคานอัดแรงบางส่วน รับน้ำหนักที่จุดเริ่มเกิดรอยร้าว และที่จุดประลัย เพิ่มขึ้นจากปกติ นอกจากนี้จะทำให้กราฟ load-deflection มีความชันมากกว่าคานคอนกรีตอัดแรงที่ไม่ได้ผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีต

2. เมื่อผสมเส้นใยเหล็กกับคอนกรีตเฉพาะส่วนที่รับแรงดัด และใส่ในส่วนที่มีแรงเฉือน เท่านั้น (บริเวณปลายคาน) คานจะรับแรงเฉือนได้ดีเมื่อเทียบกับคานคอนกรีตที่ไม่ได้ผสมเส้นใยเหล็ก

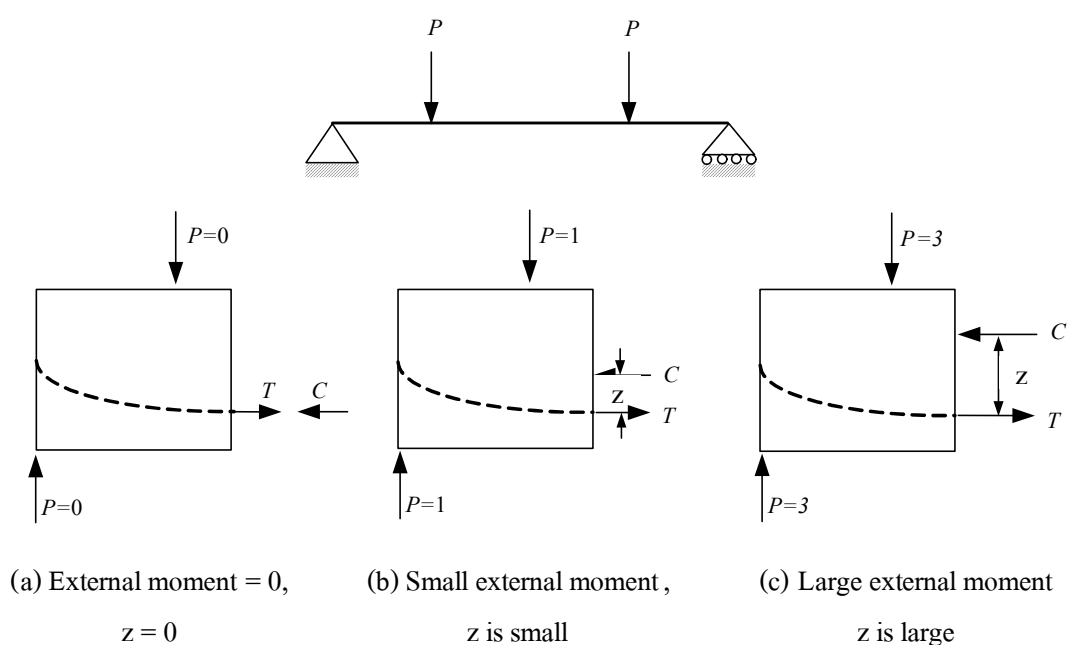
3. คานอัดแรงเต็มส่วนมีกำลังสูงกว่าคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ที่ใส่เส้นใยเหล็ก 0.5% , 1% และ 1.5% จะมีกำลังสูงกว่า 8%, 16% และ 21% ตามลำดับ

4. คานอัดแรงเต็มส่วน จะมีความแกร่งและความเหนียวเพิ่มมากตามปริมาณของเส้นใยเหล็กที่ผสมกับคอนกรีต คานที่ใส่เส้นใยเหล็กเต็มหน้าตัดจะมีกำลังมากกว่าคานที่ใส่เส้นใยเหล็กเฉพาะส่วนที่รับแรงดัด นอกจากนี้ทำให้คานมีความเหนียวเพิ่มขึ้น 18%, 45% และ 68% และจะมีค่าดูดซับพลังงานเพิ่มขึ้น 25%, 78% และ 88% โดยผสมเส้นใยเหล็ก 0.5%, 1.0% และ 1.5% ตามลำดับ สำหรับคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนที่ผสมเส้นใยเหล็กกับคอนกรีตเฉพาะส่วนที่รับแรงดัด พบว่าค่าความเหนียวเพิ่มขึ้น 28% และ 39% และความสามารถในการดูดซับพลังงานมีค่าเพิ่มขึ้น 34% และ 53% สำหรับปริมาณเส้นใยเหล็ก 1.0% และ 1.5% ตามลำดับ

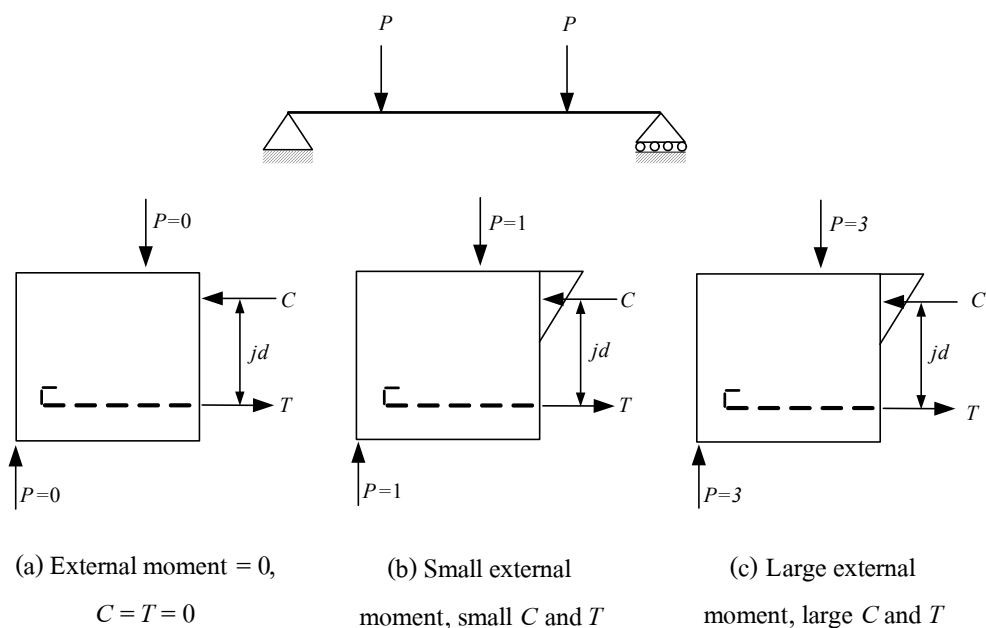
2.4 คานคอนกรีตอัดแรง

หลักการทั่วไปในการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงก็เหมือนกับการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก กล่าวคือ โมเมนต์ภายนอกทั้งหมด (external moment) ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกและน้ำหนักตัวเอง จะถูกต้านทานโดยโมเมนต์ภายใน (internal resisting moment) ซึ่งเกิดจากแรงคู่ควบ C และ T โดยที่ C คือ แรงดัดของแรงอัดในคอนกรีตเหนือแกนสะเทิน (neutral axis) และ T คือแรงดัดในลวดอัดแรงซึ่งมีค่าเท่ากับแรงอัดประสิทธิภาพ และ z คือระยะห่างของแรงคู่ควบ C และ T ดังแสดงในรูปที่ 2.3 ส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กโมเมนต์ภายใน C และ T จะมีระยะระหว่างแรงคู่ควบคือ jd ดังแสดงในรูปที่ 2.4 แม้ว่าหลักการนี้จะสามารถใช้ได้ทั้งคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

และคานคอนกรีตอัดแรงแต่ยังมีข้อแตกต่างระหว่างพฤติกรรมของโครงสร้างทั้งสอง กล่าวคือ ในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อไม่มีโมเมนต์ภายนอกกระทำ แรงดึง T และแรงอัด C ก็จะไม่เกิดขึ้น เมื่อโมเมนต์ภายนอกค่อย ๆ เพิ่มขึ้น C และ T ก็จะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นตามโดยที่ค่า jd มีค่าคงเดิม แต่ในคานคอนกรีตอัดแรงลวดอัดแรงได้ถูกดึงตั้งแต่แรก แม้วางไม่มีโมเมนต์ภายนอกกระทำ ดังนั้นแรงอัดในคอนกรีต C และแรงดึงในลวดอัดแรง T ก็มีค่าตั้งแต่แรก แต่เนื่องจากโมเมนต์ภายในต้องมีค่าเท่ากับโมเมนต์ภายนอก ดังนั้นขณะที่ไม่มีโมเมนต์ภายนอกกระทำ ระยะระหว่าง C และ T จึงต้องเป็นศูนย์เพื่อทำให้โมเมนต์ภายในมีค่าเป็นศูนย์ด้วย แต่ถ้าโมเมนต์ภายนอกมีค่าเพิ่มขึ้น ค่า z จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วยโดยที่ค่า C และ T จะมีค่าคงที่



รูปที่ 2.3 แรงคู่ควบ $C-T$ และแกนของโมเมนต์ z ในคอนกรีตอัดแรง



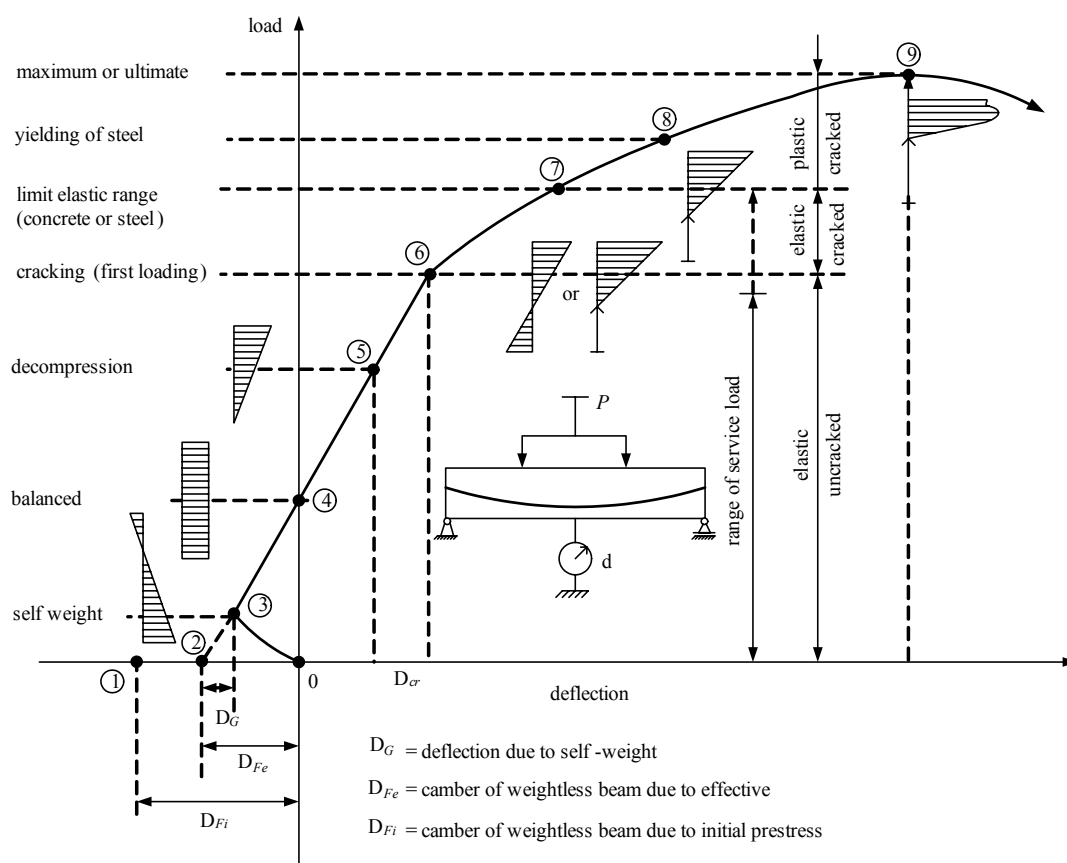
รูปที่ 2.4 แรงคู่ควบ $C - T$ และแขนของโมเมนต์ jd ในคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.4.1 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตอัดแรงชนิดดึงลวดก่อน

คานคอนกรีตอัดแรงสามารถแสดงพฤติกรรมของการตัดได้หลายแบบ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับวิธีการออกแบบ ซึ่งสามารถที่จะกำหนดให้คานมีความเหนียวเพียงพอหลังจากที่คานเกิดรอยร้าวหรือให้คานเกิดการวิบัติแบบทันทีทันใดก็ได้ จากการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงที่เสริมเหล็กต่ำกว่าสถานะสมดุล (underreinforced) สามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน ดังแสดงในรูปที่ 2.5

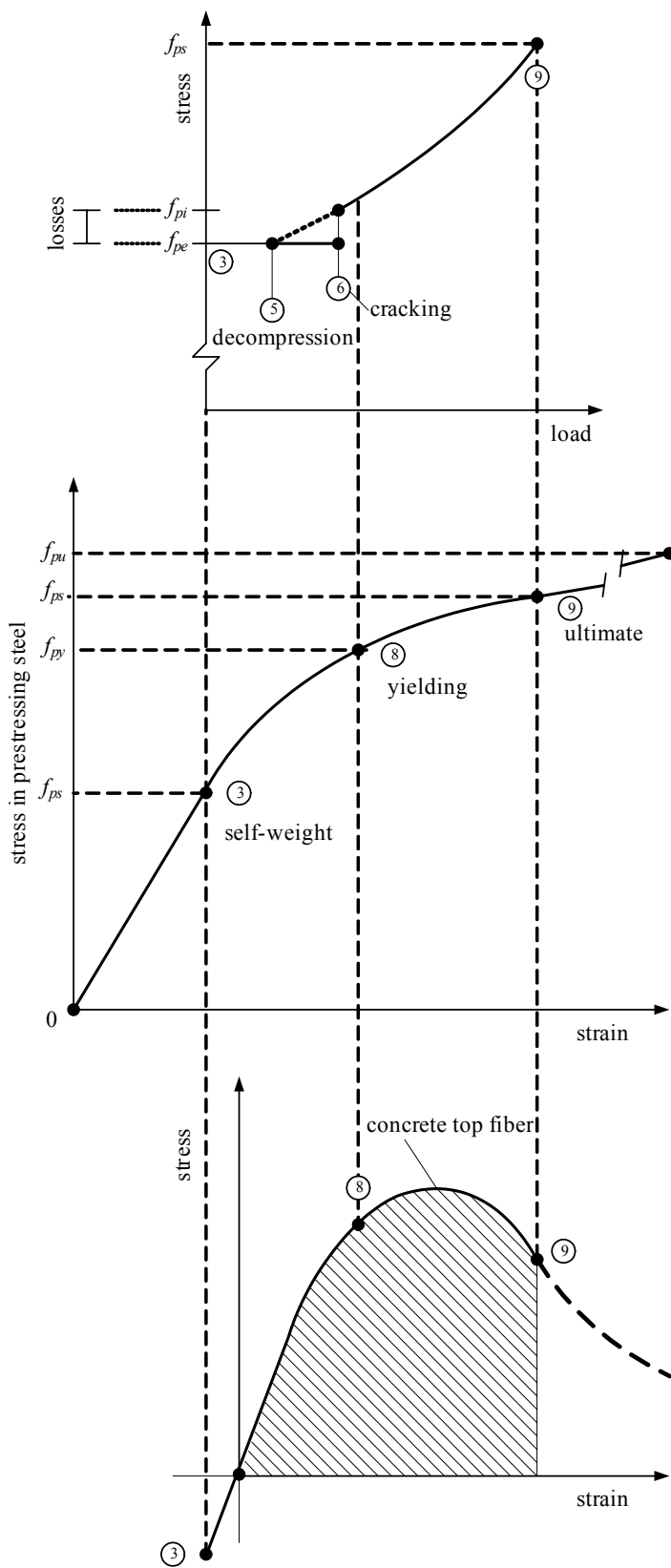
รูปที่ 2.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว พบว่าจุดต่าง ๆ ที่ระบุบนกราฟแสดงให้เห็นพฤติกรรมที่สถานะต่าง ๆ คือ จุดที่ 1 และจุดที่ 2 เป็นการทำนายการโก่งตัวขึ้นของคานตามทฤษฎี ซึ่งถ้าสมมติว่าไม่คานน้ำหนักของคาน (dead load) โดยจุดที่ 1 เกิดจากการตัดลวดอัดแรงทำให้คานเกิดการยกตัวขึ้นเนื่องจากผลของแรงเยื้องศูนย์ ส่วนจุดที่ 2 เป็นผลต่อเนื่องจากจุดที่ 1 แต่ลวดอัดแรงได้เกิดการเสื่อมลดของแรงทำให้การโก่งตัวขึ้นมีค่าน้อยลง แต่อย่างไรก็ตามเมื่อมีการตัดลวดอัดแรงและคานเป็นอิสระ น้ำหนักของคานจะต่อต้านการยกตัวขึ้นโดยทันที จุดที่ 3 เป็นค่าการโก่งตัวขึ้นของคานที่ได้ผลลัพธ์มาจากการโก่งตัวขึ้นเนื่องจากการอัดแรง และการแอ่นตัวลงเนื่องจากน้ำหนักของคาน พิจารณาจุดที่ 3 ถึงจุดที่ 9 ถ้ามีน้ำหนักบรรทุกมากระทำนอกเหนือจากน้ำหนักของคานแล้ว จะมีจุดที่น่าสนใจ สามารถที่จะอธิบายรายละเอียดของพฤติกรรมของคาน เริ่มตั้งแต่มีน้ำหนักบรรทุกน้อย ๆ จนกระทั่งมีน้ำหนักบรรทุกมาก จนทำให้คาน

วิบัติโดยเริ่มจาก จุดที่ 4 เป็นจุดที่การ โกงตัวของคานามีค่าเป็นศูนย์ เนื่องจากการอัดแรงที่ทำให้คานา โกงตัวขึ้น หักล้างกับน้ำหนักของคานารวมกับน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานาเกิดการแอ่นตัวลงที่ จุดนี้เรียกว่าสถานะสมดุล (balanced state) และหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะเป็นหน่วยแรงอัดทั้งหมด จุดที่ 5 ที่ผิวล่างของคานาค่าหน่วยแรงมีค่าเป็นศูนย์ หรือสมมุติว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตมีค่า เป็นศูนย์ จุดที่ 6 เป็นจุดเริ่มต้นการแตกร้าวภายใต้น้ำหนักบรรทุกนอกจากนี้คานาคอนกรีตอัดแรงจะมีพฤติกรรมคล้ายกับคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีแรงอัดและแรงอัดร่วมกัน ถ้าเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ขึ้นไปเรื่อย ๆ ค่าหน่วยแรงในลวดอัดแรงและที่ผิวด้านรับแรงอัดของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นจนกระทั่ง หน่วยแรงของวัสดุวัสดุทั้งสองเริ่มไม่เป็นสัดส่วน ที่จุดนี้แทนด้วยจุดที่ 7 และเมื่อเพิ่มน้ำหนัก บรรทุกต่อไปอีกลวดอัดแรงจะถึงจุดคราก ที่จุดนี้แทนด้วยจุดที่ 8 และในที่สุดความสามารถในการ รับน้ำหนักของคานาก็สิ้นสุดลงที่จุดที่ 9 ซึ่งจุดดังกล่าวน้ำหนักบรรทุกจะเพิ่มขึ้นน้อยมาก แต่ค่าการ แอ่นตัวจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และในที่สุดคานาก็เกิดการวิบัติ



รูปที่ 2.5 กราฟน้ำหนักบรรทุก – การแอ่นตัวของคานาคอนกรีตอัดแรงที่เสริมลวดอัดแรง ต่ำกว่าสถานะสมดุล (Naaman, 1982)

รูปที่ 2.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงของลวดอัดแรงผิวล่างของคาน และหน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับความเครียด ตั้งแต่เริ่มต้นรับน้ำหนักบรรทุก จนคานเกิดการวิบัติ พบว่าจุดที่ 9 ค่าหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรงที่สภาวะวิบัติ (calculated stress in prestressing steel at section considered and loading considered, f_{ps}) มีค่าน้อยกว่าค่ากำลังสูงสุดของลวดอัดแรง (specified tensile strength of prestressing steel, f_{pu}) สาเหตุเนื่องจากเมื่อคอนกรีตถึงจุดที่มีความสามารถสูงสุด ค่าหน่วยแรงในลวดอัดแรงเพิ่มขึ้นจนถึงระดับที่รักษาสมดุลของหน้าตัด ค่า f_{ps} จะมีค่ามากกว่าจุดคราก (specified yield strength of prestressing steel, f_{py}) ซึ่งเหตุผลที่เกิดขึ้นทั้งหมดใช้ได้เฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงที่เสริมเหล็กต่ำกว่าสภาวะสมดุล ซึ่งจะอธิบายต่อไปในรูปแบบของการวิบัติ



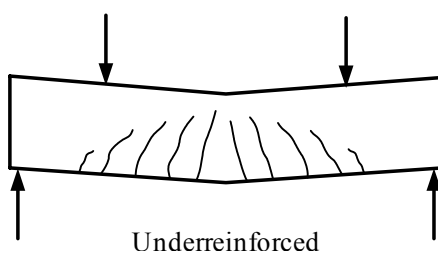
รูปที่ 2.6 หน่วยแรงในคอนกรีตและลวดอัดแรง (Naaman,1982)

2.4.2 ชนิดของการวิบัติของคานที่รับแรงดัด

พฤติกรรมการรับแรงดัดและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตอัดแรงนอกจากจะเป็นไปตามหัวข้อ 2.4.1 แล้วยังมีพฤติกรรมอื่น ๆ อีกที่สามารถสังเกตจากการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงที่เสริมลวดอัดแรงรับแรงดัดในปริมาณที่ต่างกัน พฤติกรรมของการวิบัติที่แตกต่างกันสามารถอธิบายได้เป็น 3 ลักษณะดังต่อไปนี้

1) เมื่อคานคอนกรีตอัดแรงถูกออกแบบให้เสริมลวดอัดแรงรับแรงดัดน้อยกว่าค่าน้อยที่สุดที่ยอมรับ (less than minimally reinforced) เมื่อคอนกรีตเกิดการแตกร้าวที่บริเวณด้านรับแรงดัด หน่วยแรงดัดจะถ่ายแรงไปยังลวดอัดแรง แต่ลวดอัดแรงมีปริมาณที่น้อยเกินไปจึงทำให้ถึงจุดประลัย และทำให้ลวดอัดแรงขาดในทันทีทันใด

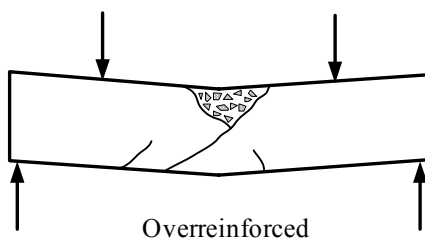
2) เมื่อคานคอนกรีตอัดแรงถูกออกแบบให้เสริมลวดอัดแรงรับแรงดัดต่ำกว่าสถานะสมดุล ลวดอัดแรงจะถูกดึงจนถึงจุดคราก ในขณะที่การกระจายของหน่วยแรงดัดในคอนกรีตเริ่มจะไม่เป็นเส้นตรง และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีก โมเมนต์จะเพิ่มตามทำให้ลวดอัดแรงยึดตัวมากขึ้น รอยร้าวที่ปรากฏจะกว้างมากขึ้นจนเริ่มสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่าและขยับตัวสูงขึ้น คานจึงแอ่นตัวมากขึ้น ซึ่งเป็นการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น หากเอาน้ำหนักบรรทุกออกในตอนนี้ก็จะช่วยไม่ให้เกิดการวิบัติ แต่ถ้าเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกต่อไป คอนกรีตที่อยู่เหนือแกนสะเทินจะถูกอัดและระเบิดออก กรณีนี้คานมีการแอ่นตัวมากจึงเป็นพฤติกรรมแบบเหนียว ดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 ลักษณะการวิบัติเมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดต่ำกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล

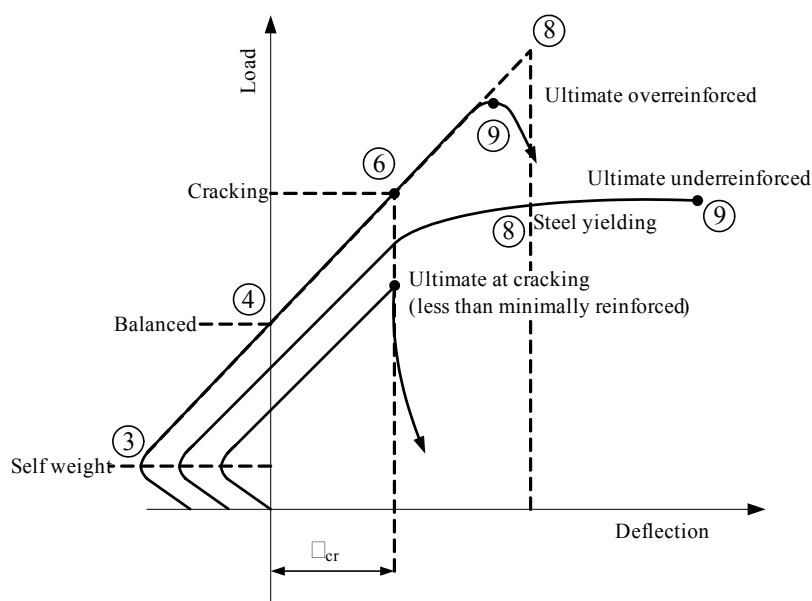
3) เมื่อคานคอนกรีตอัดแรงถูกออกแบบให้เสริมลวดอัดแรงรับแรงดัดเกินกว่าสถานะสมดุล (overreinforced) คานแบบนี้จะให้ค่าการรับน้ำหนักบรรทุกที่สูงกว่าคานที่ออกแบบโดยเสริมลวดอัดแรงต่ำกว่าสถานะสมดุล คานจะวิบัติโดยคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิด (crushing failure) โดยคอนกรีตมีความเครียดสูงสุดประมาณ 0.003-0.004 mm/mm ก่อนที่ลวดอัดแรงจะเริ่ม

คราก และการแอ่นตัวก็ยังมีค่าน้อย ดังแสดงในรูปที่ 2.8 การวิบัติจะเกิดขึ้นในทันทีทันใดโดยไม่มี การเตือนให้ทราบล่วงหน้าทำให้เป็นอันตรายต่อการใช้งานจึงเป็นพฤติกรรมแบบเปราะ



รูปที่ 2.8 ลักษณะการวิบัติเมื่อปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วน ที่สภาวะสมดุล

เมื่อนำกราฟของการวิบัติทั้ง 3 ลักษณะมาเปรียบเทียบกันดังแสดงในรูปที่ 2.9 จะ เห็นว่าพฤติกรรมแบบเหนียวคานจะมีการแอ่นตัวมากกว่าก่อนที่จะวิบัติจึงเหมาะสมที่จะใช้งาน โดยทั่วไป เพราะเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นมากกว่าปกติคานจะเกิดรอยร้าวให้เห็นก่อน เป็นการ เตือนภัยล่วงหน้าให้หยุดใช้งานหรือนำน้ำหนักบรรทุกออก



รูปที่ 2.9 กราฟน้ำหนักบรรทุก-การแอ่นตัวของคานโดยใช้ลวดอัดแรงในปริมาณที่ต่างกัน

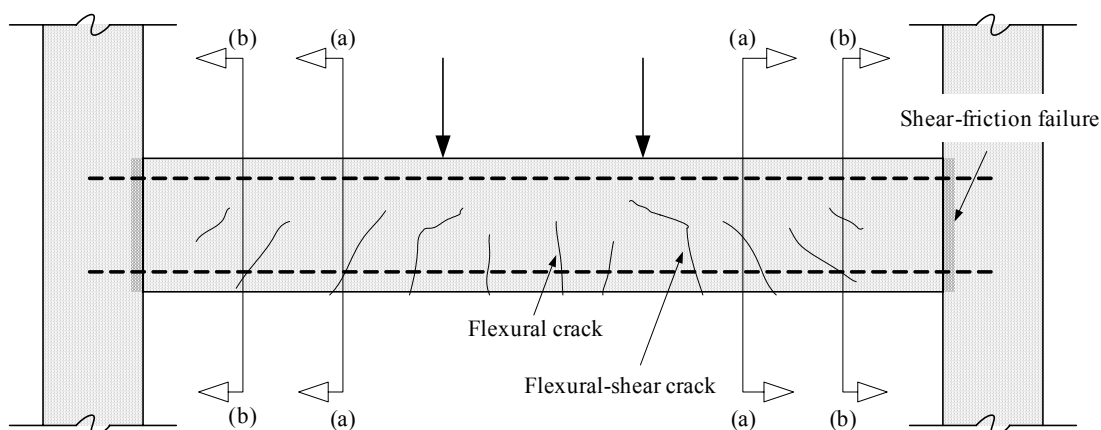
(Naaman, 1982)

2.4.3 พฤติกรรมการเลื่อนของคานคอนกรีตอัดแรง

นอกจากคานจะต้องรับโมเมนต์ดัดซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำแล้ว คานยังต้องรับแรงเฉือน แรงบิด และแรงตามแนวแกน แรงต่าง ๆ ดังกล่าวสามารถทำให้คานเกิดการวิบัติได้เช่นกัน และอาจเกิดขึ้นอย่างฉับพลัน ซึ่งเป็นเหตุให้คานไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดได้ถึงกำลัง ตามต้องการ การวิบัติของคานเนื่องจากแรงเฉือน (shear failure) โดยทั่วไปมิได้เกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรง (direct shear) แต่เกิดจากแรงดึงทแยง (diagonal tension) ซึ่งเป็นผลจากการกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ในกรณีที่แรงเฉือนมีอิทธิพลต่อการวิบัติของคาน เช่น ในช่วงระหว่างจุดรองรับและจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำซึ่งเรียกว่าช่วงเฉือนในคานช่วงเดี่ยวธรรมดา ดังแสดงในรูปที่ 2.10 การวิบัติจะเกิดขึ้นเนื่องจากการแตกร้าวในแนวทแยง ณ ที่ใดที่หนึ่ง ในช่วงเฉือนของคาน และการวิบัตินี้จะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วก่อนที่โมเมนต์ดัดที่บริเวณกลางคาน มีค่าเท่ากับกำลังประลัย ในที่นี้จะกล่าวถึงพฤติกรรมของแรงเฉือน 3 ลักษณะได้แก่

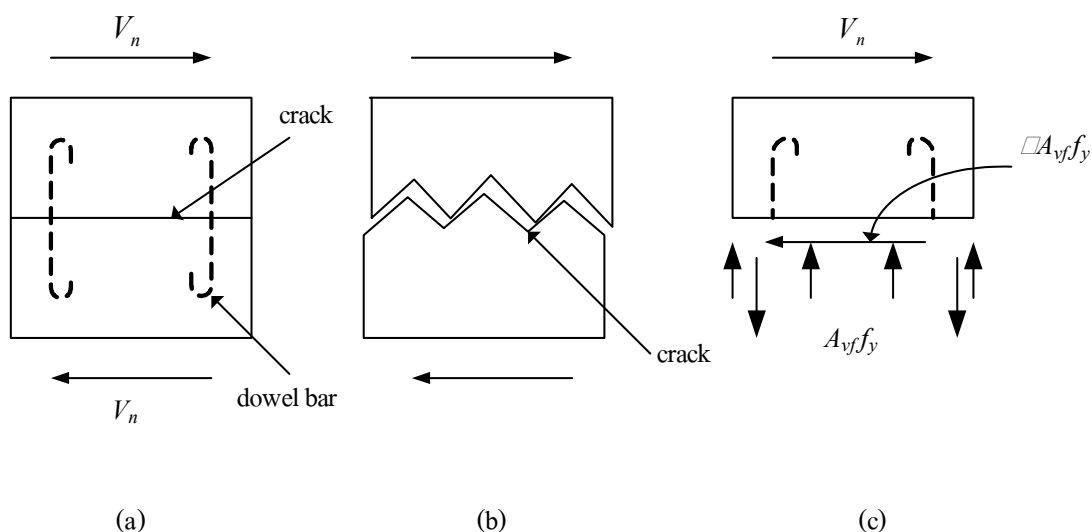
1) การแตกร้าวเนื่องจากผลรวมกันของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด การแตกร้าวชนิดนี้เป็นการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในบริเวณที่โมเมนต์ดัด และแรงเฉือนที่กระทำต่อคานมีค่ามากทั้งคู่ การแตกร้าวลักษณะนี้เริ่มจากการแตกร้าวเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัดก่อน (flexural cracking) โดยรอยแตกร้าวจะเริ่มที่ผิวล่างสุดของคานและรอยแตกร้าวอยู่ในแนวตั้งฉากกับแนวแกน ในช่วงแรก เมื่อผนวกกับผลของแรงเฉือน รอยแตกร้าวก็จะแตกลึกลงไปในแนวทแยงดังแสดงในรูปที่ 2.10 ตามรูปตัด (a)-(a) ถ้าไม่ได้ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนให้เพียงพอ รอยแตกร้าวนี้จะแตกลึกเข้าไปในส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด (compression zone) พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงอัดบริเวณปลายบนของรอยแตกร้าวจึงลดลงทำให้หน้าตัดคานบริเวณนี้ไม่สามารถรับแรงอัดในคอนกรีตอันเกิดมาจากผลของโมเมนต์ได้อย่างเพียงพอการวิบัติจึงเกิดขึ้น การวิบัติชนิดนี้เรียกว่าการวิบัติเนื่องจากผลของแรงเฉือนและแรงอัด (shear-compression failure)

2) การแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนในตัวเอง การแตกร้าวชนิดนี้เป็นการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในบริเวณที่แรงเฉือนมีค่าสูงมาก และโมเมนต์มีค่าน้อย การแตกร้าวชนิดนี้มักจะพบบริเวณใกล้กับที่รองรับบริเวณปลายคานเนื่องจากแรงเฉือนมีค่ามาก และผลของแรงเฉือนนี้ก่อให้เกิดรอยแตกตามแนวทแยงในบริเวณตัวเองแกนของคานการแตกร้าวชนิดนี้พบมากในคานที่มีหน้าตัดรูปตัวที หรือรูปตัวไอ ซึ่งมีความกว้างของแกนน้อย การแตกร้าวชนิดนี้จะเห็นเป็นรอยแตกทแยง ดังแสดงในรูปที่ 2.10 ตามรูปตัด (b)-(b)



รูปที่ 2.10 ลักษณะการแตกร้าวในคานเนื่องจากแรงเฉือน

3) การแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนที่ขอบเสา การแตกร้าวชนิดนี้จะคล้ายกับรอยต่อของโครงสร้างบางประเภท เช่น เป็นหูช้าง (bracket) หรือเชิงยื่น (corbel) จากเสา รอยแตกร้าวที่ปรากฏจะเกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรง (direct shear) และมีผลทำให้โครงสร้างวิบัติได้เช่นกัน เรียกการวิบัติแบบนี้ว่า shear-friction failure ดังนั้นเพื่อป้องกันมิให้เกิดการวิบัติดังกล่าวจึงต้องเสริมเหล็กขวางรอยร้าวให้เพียงพอ พฤติกรรมของแรงเฉือน-ความเสียหายที่เกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรงซึ่งต้องใช้เหล็กเสริมต้านทาน จะพิจารณาได้จากรูปที่ 2.11 (a) เมื่อสมมุติว่ามีรอยร้าวเกิดขึ้นจากแรงเฉือนโดยตรง V_n โดยรอยร้าวนี้ตัดผ่านเหล็กเสริมที่เสริมไว้เพื่อช่วยถ่ายแรงเฉือนที่ระนาบนั้นดังรูป แรงเฉือนที่กระทำนี้จะพยายามทำให้คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือและอยู่ใต้รอยร้าวเกิดการเคลื่อนตัวจากกัน แต่เนื่องจากความขรุขระของผิวคอนกรีตตรงรอยร้าวซึ่งอาจสมมุติให้เหมือนกับพื้นปลา ฉะนั้นในขณะที่คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือและอยู่ใต้รอยร้าวเคลื่อนตัวจากกัน ก็จะแยกตัวห่างออกจากกันด้วยดังรูปที่ 2.11 (b) ผลของการแยกตัวจากกันทำให้เหล็กเสริมนั้นต้องรับแรงดึง หากเสริมเหล็กให้ตั้งฉากกับรอยร้าวและมีการฝังยึดเหล็กเสริมนี้ อย่างพอเพียง เหล็กเสริมจะสามารถต้านแรงดึงได้สูงสุดเท่ากับกำลังที่จุดคราก f_y นั่นคือมีค่าเท่ากับ $A_{vf} f_y$ ในเมื่อ A_{vf} เป็นเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ใช้ขวางรอยร้าว จากสมดุลของแรงในแนวตั้ง ดังนั้นคอนกรีตต้องรับแรงอัดซึ่งมีค่าเท่ากับ $A_{vf} f_y$ จึงทำให้เกิดแรงเสียดทานด้านการเคลื่อนตัวของคอนกรีต แรงเสียดทานนี้จะมีแนวขนานกับรอยร้าวแต่มีทิศทางตรงกันข้ามกับการกระทำของแรงเฉือน ดังรูปที่ 2.11 (c) ถ้าสมมุติให้ μ เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของความเสียดทานของคอนกรีตระหว่างรอยร้าว ดังนั้นจะได้แรงเสียดทานมีค่าเท่ากับ $\mu A_{vf} f_y$ นั่นคือเหล็กเสริมที่ใช้จะมีกำลังต้านทานแรงเฉือน-ความเสียหายเท่ากับ $\mu A_{vf} f_y$ หรือเขียนเป็นสมการได้เป็น $V_n = \mu A_{vf} f_y$



รูปที่ 2.11 แรงเฉือนโดยตรง (direct shear)

2.4.4 ข้อกำหนดของการออกแบบ

การออกแบบคอนกรีตอัดแรงมีขั้นตอนมากกว่าคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปเนื่องจาก การที่มีขั้นตอนการทำงานที่มากกว่า การออกแบบต้องครอบคลุมถึงความปลอดภัยของ โครงสร้าง ภายใต้น้ำหนักบรรทุก และการเสียรูป (deformation) ซึ่งอาจจะเกิดขึ้นในระหว่างก่อสร้างและใน ระหว่างการใช้งานรวมทั้งต้องมีความคงทน (durability) เพียงพอตลอดอายุการใช้งานด้วย โดยปกติ ขั้นตอนการออกแบบต้องมีการวิเคราะห์การตรวจสอบโครงสร้างภายใต้สถานะ 2 ดังนี้

1) สถานะสิ้นสุดใช้งาน (serviceability limit state) หมายถึง สถานะซึ่งโครงสร้าง สิ้นสุดความเหมาะสมในเชิงใช้งานได้ตามกำหนด อาทิเช่น การโก่งตัว (deflection) หรือ การเสียรูป มากเกินไป การแตกร้าวก่อนกำหนด หรือการแตกร้าวมากเกินไป การเสียหายจากการกัดกร่อน (corrosion) การสั่นไหวมากเกินไป (vibration) ซึ่งในการออกแบบที่สถานะนี้จะต้องเป็นไปตาม มาตรฐาน ว.ส.ท. 1009-34 โดยมีรายละเอียดดังนี้

ข้อกำหนดที่ 3.2 (3.2.1.1 และ 3.2.1.2) กำหนดให้พิจารณาหน่วยแรงในคอนกรีต ภายใต้อาณัติสถานะสิ้นสุดการใช้งาน เฉพาะหน่วยแรงชั่วคราว ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 พิกัดหน่วยแรงชั่วคราวที่ยอมให้ของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

หน่วยแรงชั่วคราวในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากลวดอัดแรง ก่อนการเสื่อมลดของแรงดึงอันเนื่องมาจากการหดตัวของคอนกรีต (shrinkage) การคืบของคอนกรีต (creep) และการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (steel relaxation) ต้องไม่เกินค่าดังต่อไปนี้		หน่วยแรงที่ยอมให้ kg/cm ²
หน่วยแรงอัด	สำหรับหน่วยแรงที่เกิดจากการอัดแรงเป็นรูปสามเหลี่ยม (triangular distribution of prestress)	$\bar{\sigma}_{ci} = 0.60f'_{ci}$
	สำหรับหน่วยแรงที่เกิดจากการอัดแรงเท่า ๆ กันตลอดหน้าตัดขององค์อาคาร (uniform distribution of prestress)	$\bar{\sigma}_{ci} = 0.45f'_{ci}$,
หน่วยแรงดึง	สำหรับองค์อาคารที่ไม่มีเหล็กเสริมธรรมดาชนิดเหนียว (bonded reinforcement) ในการช่วยรับแรงดึง	$\bar{\sigma}_{ti} = 0.80\sqrt{f'_{ci}}$
	สำหรับองค์อาคารที่มีเหล็กเสริมธรรมดาชนิดเหนียว ซึ่งจะต้องเสริมเหล็กยึดเหนียวให้สามารถรับแรงดึงทั้งหมดในส่วนของคอนกรีตที่เกิดหน่วยแรงดึง (tensile zone) โดยที่แรงดึงคำนวณจากสมมติฐานของหน้าตัดไม่แตกร้าว	$\bar{\sigma}_{ti} = 1.60\sqrt{f'_{ci}}$

ข้อกำหนดที่ 3.2 (3.2.2.1 และ 3.2.2.2) กำหนดให้พิจารณาหน่วยแรงในคอนกรีตภายใต้สถานะสิ้นสุดการใช้งาน เฉพาะหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน ดังแสดงในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 พิกัดหน่วยแรงใช้งานที่ยอมรับให้ของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

หน่วยแรงในคอนกรีตที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (หลังการเสื่อมลดทั้งหมดของแรงดึงในลวดอัดแรง) ต้องไม่เกินค่าต่อไปนี้		
หน่วยแรง		หน่วยแรงที่ยอมรับให้ kg/cm ²
หน่วยแรงอัด	กรณีโครงสร้างรับหน่วยแรงเนื่องจากแรงดัด	$\bar{\sigma}_c = 0.45f'_c$
	กรณีโครงสร้างรับหน่วยแรงอัดโดยตรง	$\bar{\sigma}_c = 0.30f'_c$
หน่วยแรงดึง	หน่วยแรงดึงในบริเวณคอนกรีตซึ่งถูกอัดแรงมาก่อน (precompressed tensile zone)	$\bar{\sigma}_t = 1.6\sqrt{f'_c}$
สำหรับองค์อาคารซึ่งไม่ใช่ชนิดไม่ยึดเหนี่ยว หากค่าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเกินกว่าค่าที่กำหนดข้างต้นอาจจะใส่เหล็กเสริมธรรมดาชนิดยึดเหนี่ยวให้เพียงพอเพื่อควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าวไม่เกิน 0.2 mm สำหรับองค์อาคารทั่วไป และไม่เกิน 0.1 mm สำหรับองค์อาคารที่อาจได้รับความเสียหายจากสิ่งแวดล้อมที่กัดกร่อน (corrosive atmosphere)		

โดยที่ f'_{ci} คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรง โดยทดสอบจากแท่งคอนกรีต

ทรงกระบอกมาตรฐาน (kg/cm²)

f'_c คือ กำลังประลัยของคอนกรีต เมื่ออายุ 28 วัน โดยทดสอบจากแท่งคอนกรีต

ทรงกระบอกมาตรฐาน (kg/cm²)

ข้อกำหนดที่ 3.3 (3.3.1 และ 3.3.2) กำหนดให้พิจารณาหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรง

ดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 หน่วยแรงที่ยอมรับให้ของเหล็กเสริมอัดแรง

หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงจะต้องไม่เกินค่าดังต่อไปนี้	
ขณะดึงด้วยเครื่องดึงลวด	$0.94f_{py}$ แต่ไม่เกิน $0.8f_{pu}$
ในทันทีที่ถ่ายแรงเข้าสู่องค์อาคาร	$0.7f_{pu}$

โดยที่ f_{py} คือ กำลังคราก (yield strength) ของเหล็กเสริมอัดแรง (kg/cm²)

f_{pu} คือ กำลังประลัย (breaking strength) ของเหล็กเสริมอัดแรง (kg/cm²)

ข้อกำหนดที่ 3.6 (3.6.1.3) กำหนดให้พิจารณาการควบคุมการโก่งตัว ดังแสดงใน

ตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ระยะการ โกงตัวสูงสุดที่ยอมรับ

ประเภทของชิ้นส่วน	การ โกงตัวที่พิจารณา	พิกัดการ โกงตัว
คานฟ้าเรียบไม่รองรับหรือเชื่อมยึดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (non-structural) ซึ่งอาจเสียหายจากการ โกงตัวมากได้	การ โกงตัวทันทีเนื่องจากน้ำหนักจร	$\frac{L}{180}$
พื้นไม่รองรับหรือเชื่อมยึดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งอาจเสียหายจากการ โกงตัวมากได้	การ โกงตัวทันทีเนื่องจากน้ำหนักจร	$\frac{L}{360}$
พื้นและคานฟ้ารองรับหรือเชื่อมยึดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งอาจเสียหายจากการ โกงตัวมากได้	ส่วนของการ โกงตัวทั้งหมด ที่เกิดขึ้นหลังจากการติดตั้งชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างแล้ว (ผลรวมของการ โกงตัวระยะยาวจากน้ำหนักบรรทุกคงค้างและการ โกงตัวทันทีจากน้ำหนักบรรทุกจรใด ๆ ที่เพิ่มขึ้น)	$\frac{L}{480}$
พื้นและคานฟ้ารองรับหรือเชื่อมยึดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งไม่น่าจะเสียหายจากการ โกงตัวมาก		$\frac{L}{240}$

หมายเหตุ : ความยาวช่วง L หน่วยเป็น cm

ข้อกำหนดที่ 4.2 (4.2.3, 4.2.4, 4.2.5 และ 4.2.6) กำหนดให้พิจารณาการเสื่อมลดของแรงดึงในลวดอัดแรงอันเนื่องมาจากการหดตัวอีลาสติกของคอนกรีต (elastic shortening loss, ES) การคืบของคอนกรีต (creep loss, CR) การหดตัวของคอนกรีต (shrinkage loss, SH) และการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (steel relaxation loss, RE)

2) สถานะสิ้นสุดประลัย (ultimate limit state) หมายถึง สถานะซึ่งโครงสร้างสิ้นสุดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกอีกต่อไป อาทิเช่น การแตกหักของหน้าตัดวิกฤติ (critical section) ของโครงสร้าง การสูญเสียสถานะสมดุลของส่วนใดส่วนหนึ่ง หรือทั้งหมดของโครงสร้าง อันยังผลให้เกิดการเปลี่ยนรูปแบบกลไก (mechanism deformation) การเสียความเสถียร (instability) การเสื่อมโดยการด้าหรือจากอค์คิภัย การวิเคราะห์ที่สถานะนี้เป็นการวิเคราะห์เพื่อตรวจสอบความสามารถ ในการรับน้ำหนักเกินน้ำหนักบรรทุก (overload) ก่อนที่โครงสร้างจะพัง ซึ่งในการออกแบบจะต้องมีค่าตัวคูณน้ำหนัก (load factor) หรือเรียกว่า กำลังที่ต้องการ (required strength, U) ต้องมีค่าไม่เกินกว่ากำลังที่ใช้ออกแบบ (design strength) ซึ่งเป็นผลคูณของกำลังระบุ (nominal strength) ของโครงสร้างกับตัวคูณลดกำลัง (reduction factor, ϕ) นั่นคือ

$$\text{load factor} \times \text{service load} \leq \text{reduction factor } (\phi) \times \text{nominal strength} \quad (2.1)$$

กำลังที่ต้องการเป็นน้ำหนักที่ถูกสมมติให้อยู่ในสถานะที่คาดว่าจะทำให้ส่วนโครงสร้างนั้นเริ่มเกิดการวิบัติหรือไม่สามารถใช้งานได้อีกต่อไป ซึ่งค่ากำลังที่ต้องการจะได้อาจการคูณน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ด้วยตัวคูณเพิ่ม ซึ่งมีค่าขึ้นอยู่กับประเภทหรือชนิดของน้ำหนักบรรทุกนั้น

ข้อกำหนดที่ 2.2 (2.2.1) ให้พิจารณาหาลำดับที่ต้องการหรือน้ำหนักประลัย เช่น สำหรับอาคารที่ไม่ได้รับแรงลม หรือแรงจากแผ่นดินไหว

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (2.2)$$

โดยที่ U คือ กำลังที่ต้องการ (required strength)

D คือ ผลของน้ำหนักคงที่

L คือ ผลของน้ำหนักบรรทุกจร

กำลังที่ใช้ออกแบบ หมายถึง กำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างที่คำนวณได้จากกำลังระบุ แต่ถูกลดค่าลงโดยการคูณด้วยตัวลดกำลัง การลดค่ากำลังต้านทานถือว่าเป็นการสำรองกำลังต้านทานของโครงสร้างอย่างหนึ่งขึ้นอยู่กับควบคุมคุณภาพของงานและวัสดุที่นำมาใช้งาน

ข้อกำหนดที่ 2.3 (2.3.1) กำหนดค่าของตัวคูณลดกำลัง (ϕ) ซึ่งมีค่าต่าง ๆ กัน (แต่น้อยกว่า 1.00) ขึ้นอยู่กับประเภทส่วนโครงสร้างสำหรับกรณีต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 ค่าตัวคูณลดกำลัง

ค่าตัวคูณลดกำลังให้ใช้ค่าต่อไปนี้	มาตรฐานการควบคุมคุณภาพ	
	สูงกว่าเกณฑ์	กรณีปกติหรือต่ำกว่าเกณฑ์
แรงดัด อาจมีหรือไม่มีแรงดึงในแนวแกนรวม	0.90	0.80
แรงดึงในแนวแกน	0.90	0.80
แรงอัด และแรงอัดร่วมกับแรงดัด		
- สำหรับชิ้นส่วนที่เสริมด้วยเหล็กปลอกเกลียว	0.75	0.65
- สำหรับชิ้นส่วนที่เสริมด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว	0.75	0.60
แรงเฉือนและแรงบิด	0.85	0.75
แรงแบกทานบนคอนกรีตทั่วไป	0.70	0.60

จากข้อกำหนดของการออกแบบคอนกรีตอัดแรงที่ต้องใช้ทั้งสถานะสิ้นสุดใช้งาน และสถานะสิ้นสุดประลัย จึงต้องเลือกใช้ทฤษฎีใดทฤษฎีหนึ่ง และต้องตรวจสอบคานที่ออกแบบไว้ แล้วจากอีกทฤษฎีหนึ่ง ยกตัวอย่างเช่น ถ้าใช้ทฤษฎีอีลาสติกในการออกแบบเพื่อควบคุมให้คานมีหน่วยแรงไม่เกินหน่วยแรงปลอดภัยขณะถ่ายแรงและขณะใช้งาน ผู้ออกแบบจะต้องตรวจสอบกำลังของคานที่ระดับแรงประลัยตามวิธีกำลัง ในทางตรงกันข้ามถ้าออกแบบตามวิธีกำลังโดย ออกแบบคานให้มีกำลังค้ำประลัยพอเพียง จะต้องตรวจสอบพฤติกรรมขณะใช้งานว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะไม่มากเกินไป และจะต้องตรวจสอบการ โกงตัวของคานด้วย

บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 บทนำ

บทนี้จะกล่าวถึงแนวคิดการศึกษาคานสำเร็จรูปสำหรับอาคารพักอาศัยขนาดเล็ก ซึ่งต้องการอาคารที่มีราคาถูก ก่อสร้างได้เร็ว และไม่โก่งตัวก่อนนำไปใช้งาน จึงเลือกทำการวิจัยคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน แต่กำลังคานอาจน้อยเกินไปจึงเสริมเหล็กข้ออ้อยเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดที่กึ่งกลางคาน และเพื่อรับแรงเฉือนที่ปลายคาน โดยงานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ งานภาคทฤษฎี และงานทดสอบในห้องปฏิบัติการ งานภาคทฤษฎีจะทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ทฤษฎีการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรง และทฤษฎีการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก งานทดลองในห้องปฏิบัติการจะทดสอบวัสดุได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม และลวดอัดแรง โดยหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ค่ากำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม และลวดอัดแรงตามมาตรฐาน มอก. เมื่อได้คุณสมบัติทางกลแล้วจึงออกแบบและสร้างตัวอย่าง คานทั้ง 2 กลุ่มให้วิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก แต่การวิบัติอื่นที่อาจจะ มีประโยชน์ จึงทำการศึกษาเพิ่ม คือ วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนตามแนวทแยง และวิบัติเนื่องจากแรงอัด การทดสอบคานจะทดสอบแบบ 4 จุด ดังแสดงในรูป 3.2 เพื่อหาค่ากำลังและลักษณะการวิบัติ แผนการศึกษาสามารถแสดงเป็นแผนภูมิได้ดังรูปที่ 3.3

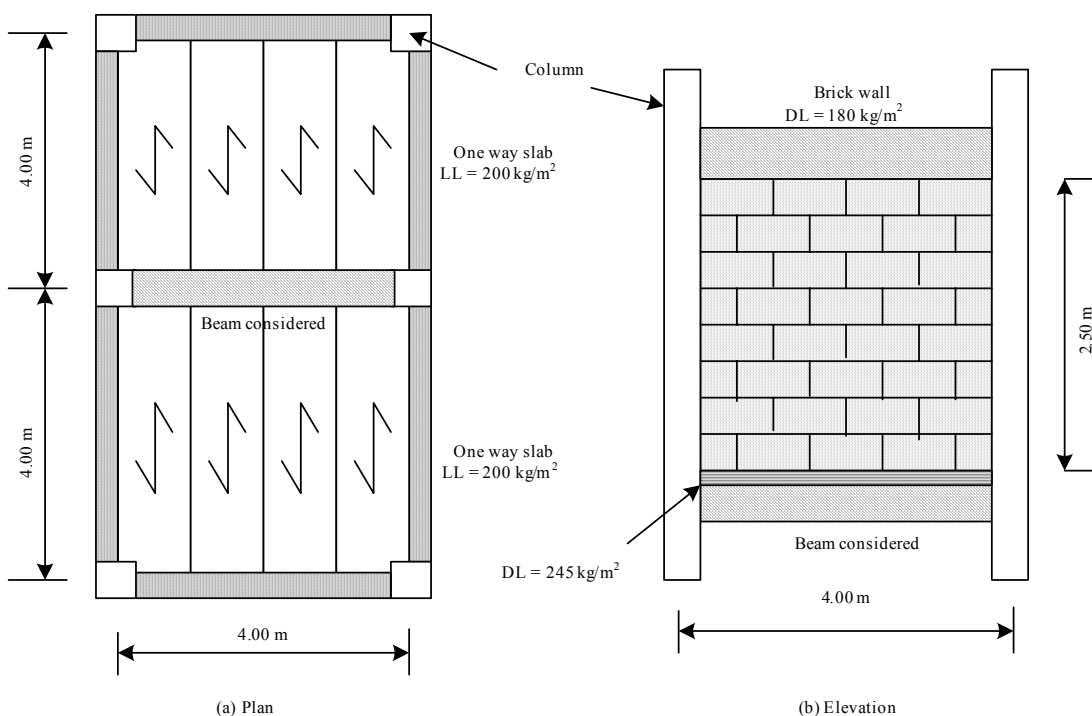
3.2 การออกแบบการศึกษา

กำหนดให้อาคารพักอาศัยใช้คานคอนกรีตสำเร็จรูปความยาวประสิทธิภาพ 4.00 m ดังแสดงในรูป 3.1 ลักษณะการใช้งานของโครงสร้างดังกล่าวเป็นอาคารที่พักอาศัย กฎกระทรวงมหาดไทย (ฉบับที่ 6 พ.ศ.2527) กำหนดให้ใช้น้ำหนักบรรทุกจร (live load, LL) 200 kg/m^2 ดังแสดงในรูปที่ 3.1(a) และน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load, DL) เป็นน้ำหนักกำแพงก่ออิฐ 180 kg/m^2 น้ำหนักพื้นสำเร็จรูปรวมกับคอนกรีตทับหน้า 245 kg/m^2 ดังแสดงในรูปที่ 3.1(b) สมมุติให้น้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่แผ่กระจายสม่ำเสมอตลอดความยาวคาน การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนในงานวิจัยนี้ จะออกแบบด้วยทฤษฎีอีลาสติก และตรวจสอบด้วยวิธีกำลังตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1009-34 คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เป็นคานเปรียบเทียบจะออกแบบด้วยวิธีกำลัง ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 สำหรับอาคารพักอาศัยขนาดเล็กขนาดหน้าตัดที่เหมาะสมคือ กว้าง 175 mm ลึก 350 mm ซึ่งเป็นขนาดที่ประหยัดทั้งประเภทคอนกรีตอัดแรงและคอนกรีตเสริม

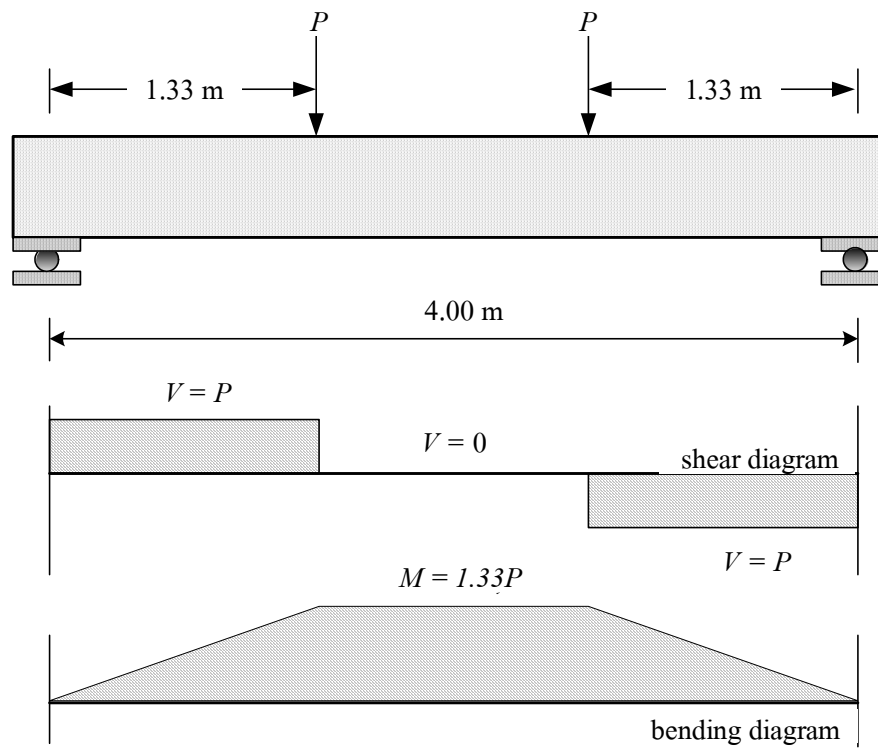
เหล็กงานวิจัยนี้ได้กำหนดคานตัวอย่าง กลุ่มละ 9 ตัวอย่าง โดยแต่ละกลุ่มแบ่งออกเป็น 3 ลักษณะการวิบัติ รวมคานทั้ง 2 กลุ่ม เท่ากับ 18 ตัวอย่าง

- กลุ่มที่ 1 คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้เหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนสภาวะสมดุล โดยให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง จำนวน 3 ตัวอย่างและวิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก 3 ตัวอย่าง ออกแบบให้เหล็กเสริมรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วนสภาวะสมดุล โดยให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลักจำนวน 3 ตัวอย่าง
- กลุ่มที่ 2 คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบให้เหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนสภาวะสมดุล โดยให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง จำนวน 3 ตัวอย่าง และวิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก 3 ตัวอย่าง ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วนสภาวะสมดุล ให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลักจำนวน 3 ตัวอย่าง

สาเหตุที่ออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีกำลังเพราะเป็นวิธีที่ประหยัดที่สุด และจะเปรียบเทียบกับคอนกรีตอัดแรงได้โดยตรงด้วยวิธีกำลัง



รูปที่ 3.1 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุก



รูปที่ 3.2 แผนภาพแรงเฉือนและโมเมนต์ค้ดของการทดสอบแบบ four-point loading

แผนการศึกษาสามารถแสดงเป็นแผนภูมิดังในรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 แผนภูมิแสดงการดำเนินงานวิจัย

3.3 การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

บทที่ 2 ได้กล่าวถึงน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคาน ชนิดการวิบัติของคานที่รับแรงคด และพฤติกรรมการเลื้อนของคานคอนกรีตอัดแรงรวมถึงข้อกำหนดในการออกแบบตามทฤษฎีอิลาสติก และวิธีกำลังตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1009-34 หัวข้อนี้จะกล่าวถึงการออกแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วน (partial prestressing) ชนิดดึงเหล็กก่อน เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดตามทฤษฎีอิลาสติก จะยอมให้มีหน่วยแรงดึงในคอนกรีตอยู่บ้าง แต่ควบคุมไม่ให้หน่วยแรงดึงสูงเกินกว่าข้อกำหนดของ ว.ส.ท. ตามตารางที่ 2.2 และ 2.3 จากนั้นให้ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักตามวิธีกำลัง ถ้าลวดอัดแรงรับแรงดึงที่เกิดจากแรงคดไม่เพียงพอหรือต้องการเพิ่มกำลังประลัยของหน้าตัด ให้เสริมเหล็กข้ออ้อย ดังนั้นการอัดแรงบางส่วนเป็นวิธีการนำข้อดีของคอนกรีตอัดแรงเต็มส่วนและคอนกรีตเสริมเหล็กมาใช้งานร่วมกัน นอกจากนี้เหล็กข้ออ้อยที่ใช้สำหรับเพิ่มกำลังให้กับหน้าตัดที่กึ่งกลางคานยังนำมาใช้ในการรับแรงเฉือนที่ปลายคาน

3.3.1 การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปด้วยทฤษฎีอิลาสติก

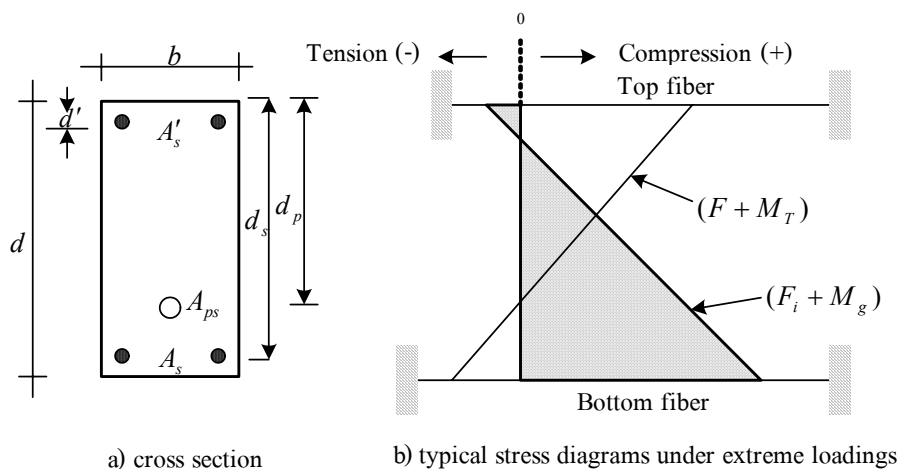
ทฤษฎีอิลาสติกมีสมมุติฐานดังนี้

1) ระบุรูปตัดยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงคด นั่นคือการกระจายของค่าความเครียดดึง-ค่าความเครียดอัดบนหน้าตัดเป็นสัดส่วน โดยตรงกับระยะทางที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน

2) ขณะที่บรรทุกน้ำหนักใช้งานและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นไม่เกินหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้ ความสัมพันธ์ ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตให้ถือว่าเป็นเส้นตรง กล่าวคือหน่วยแรงแปรผัน โดยตรงกับระยะจากแกนสะเทิน

3) การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับลวดอัดแรงเป็นไปอย่างสมบูรณ์

พิจารณาคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด $b \times d$ ที่มีลวดอัดแรงและเหล็กข้ออ้อย การออกแบบจะต้องตรวจสอบหน่วยแรงในขณะถ่ายแรงและขณะใช้งาน ดังแสดงในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 การกระจายของหน่วยแรงในขณะถ่ายแรงและขณะใช้งาน

ขั้นตอนการออกแบบ มีดังนี้

- 1) คำนวณคุณสมบัติของวัสดุและของหน้าตัดที่จะใช้ในการคำนวณ A_c, I_g, z_b
- 2) คำนวณโมเมนต์รวม M_T จากน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจร

$$M_T = M_D + M_{LL} \tag{3.1}$$

โดยที่ M_T คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักคงที่รวมกับน้ำหนักจร (kg-m)

M_D คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักคงที่รวมกับน้ำหนักของคาน (kg-m)

M_{LL} คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (kg-m)

3) คำนวณแรงอัดโดยประมาณในลวดอัดแรงโดยสมมุติค่าเชิงศูนย์กลาง e และอัตราส่วนแรงดึงประสิทธิภาพต่อแรงดึงทันทีหลังจากถ่ายแรง η ให้แรงในลวดอัดแรงลดลงประมาณ 20% ขณะถ่ายแรง ดังนั้นค่า η เท่ากับ 0.8 แรงอัดประสิทธิภาพ (effective prestressing force) F หาได้จากสมการ

$$F = \frac{M_T + \bar{\sigma}_t z_b}{z_b / A_c + e} \tag{3.2}$$

$$N = \frac{F}{0.7 f_{pu} \eta A_{ps}} \tag{3.3}$$

โดยที่ Δ_{fs} คือ การเสื่อมลดของแรงดึงในลวดอัดแรงทั้งหมด (total losses in pretensioned members) (kg/cm^2)

$\eta = \frac{F}{F_i}$ คือ อัตราส่วนระหว่างแรงอัดประสิทธิผลต่อแรงอัดขณะถ่ายแรง (ratio of final prestressing force to initial prestressing)

F_i คือ แรงอัดที่ถ่ายเข้าสู่คาน (kg)

F คือ แรงอัดประสิทธิผล (kg)

$\bar{\sigma}_t$ คือ หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของคอนกรีตที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน สำหรับองค์อาคารรับแรงคด $= -1.6\sqrt{f'_c}$ (หน่วยแรงดึงกำหนดให้เป็นเครื่องหมายลบ) (kg/cm^2)

z_b คือ โมดูลัสของหน้าตัดสำหรับผิวล่างสุดของคาน $= \frac{I_g}{y_b}$ (cm^3)

y_b คือ ระยะจากจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดถึงผิวล่างสุดของคาน (cm)

I_g คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคาน (cm^4)

A_c คือ พื้นที่หน้าตัดของคาน (cm^2)

e คือ ค่าเยื้องศูนย์กลางของลวดอัดแรง (cm)

N คือ จำนวนลวดอัดแรง

$0.7f_{pu}$ คือ หน่วยแรงอัดขณะถ่ายแรงเข้าสู่องค์อาคารตามตารางที่ 2.3 (kg/cm^2)

f_{pu} คือ กำลังประลัย (breaking strength) ของลวดอัดแรง (kg/cm^2)

A_{ps} คือ พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง (cm^2)

f'_c คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน โดยทดสอบจากแท่งคอนกรีตทรงกระบอกมาตรฐาน (kg/cm^2)

4) เมื่อได้ขนาดหน้าตัดและจำนวนลวดอัดแรงแล้ว ก็จัดลวดอัดแรงให้อยู่ในตำแหน่งที่สามารถจะเทคอนกรีตได้สะดวก แล้วหาค่าเยื้องศูนย์กลาง e ที่เกิดขึ้นจริงทั้งหมดในลวดอัดแรงและคำนวณการเสื่อมลดแรงดึงในลวดอัดแรง จากสมการ

$$\Delta_{fs} = ES + CR + SH + RE \quad (3.4)$$

โดยที่ ES คือ การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวอีลาสติกของคอนกรีต (elastic shortening loss) (kg/cm^2)

CR คือ การเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต (creep loss) (kg/cm^2)
SH คือ การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต (shrinkage loss) (kg/cm^2)
RE คือ การเสื่อมลดเนื่องจากการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (steel relaxation loss) (kg/cm^2)

การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวอีลาสติกของคอนกรีต คำนวณได้จากสมการ

$$ES = n f_{cir} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} f_{cir} \quad (3.5)$$

โดยที่ *n* คือ อัตราส่วนโมดูลัสของลวดอัดแรงต่อโมดูลัสของคอนกรีตขณะถ่ายแรง
f_{cir} คือ หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นที่คอนกรีต ณ ตำแหน่งศูนย์กลางของลวดอัดแรง (คำนวณได้จาก $f_{cir} = F_i/A_c + F_i e^2/I_g - M_g e/I_g$) (kg/cm^2)
E_{ci} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตขณะถ่ายแรงหาได้จาก $E_{ci} = 15,200 \sqrt{f'_{ci}}$ (kg/cm^2)
E_{ps} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรง (kg/cm^2)
f'_{ci} คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรง โดยทดสอบจากแท่งคอนกรีตทรงกระบอกมาตรฐาน (kg/cm^2)
M_g คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักคาน (kg-m)
 การเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต (creep loss) คำนวณได้จากสมการ

$$CR = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} \quad (3.6)$$

โดยที่ *f_{cds}* คือ หน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่จุดศูนย์กลางของลวดอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักคานทั้งหมด ยกเว้นน้ำหนักคานที่ซึ่งมีอยู่แล้วในขณะอัดแรง $\left(f_{cds} = \frac{M_D}{I_g} \right)$ (kg/cm^2)
 การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต (shrinkage loss) คำนวณได้จากสมการ

$$SH = 1200 - 11RH \quad (3.7)$$

โดยที่ *RH* คือ ค่าเฉลี่ยความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศตลอดปี (หน่วยเป็นร้อยละ)

การคำนวณหาการเสื่อมลดแรงดึงเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตอาจใช้ค่าประมาณตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 การเสื่อมลดแรงดึงในลวดอัดแรงเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต

ค่าเฉลี่ยความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศตลอดปี (ร้อยละ)	ค่าหน่วยแรงดึงที่สูญเสีย (kg/cm ²)	
	คอนกรีตอัดแรงชนิด	
	ดึงเหล็กก่อน	ดึงเหล็กทีหลัง
0 – 25	1,060	850
26 – 75	700	560
76 – 100	350	280

การเสื่อมลดเนื่องจากการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (steel relaxation loss) สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$RE = 1270 - 0.4ES - 0.2(SH + CR) \quad (3.8)$$

เมื่อกำหนดการเสื่อมลดทั้งหมดของแรงดึงในลวดอัดแรง จำนวน η จากสมการ

$$\eta = \frac{(f_{pi} - \Delta f_s)}{f_{pi}} \quad (3.9)$$

โดยที่ f_{pi} คือ หน่วยแรงอัดขณะถ่ายแรงเข้าสู่องค์อาคาร ($f_{pi} = 0.7 f_{pu}$) (kg/cm²)

5) ตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นขณะถ่ายแรงและขณะรับน้ำหนักบรรทุก ทั้งผิวบนและผิวล่างของคาน ซึ่งต้องไม่เกินค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ตามตารางที่ 2.2 และ 2.3

$$\text{หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวบนของคานขณะถ่ายแรง, } \sigma_{ti} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i e}{z_t} + \frac{M_g}{z_t} \geq \bar{\sigma}_{ti} \quad (3.10)$$

$$\text{หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวล่างของคานขณะถ่ายแรง, } \sigma_{ci} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i e}{z_b} - \frac{M_g}{z_b} \leq \bar{\sigma}_{ci} \quad (3.11)$$

$$\text{หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวบนของคานขณะใช้งาน, } \sigma_c = \eta \frac{F_i}{A_c} - \eta \frac{F_i e}{z_t} + \frac{M_T}{z_t} \leq \bar{\sigma}_c \quad (3.12)$$

$$\text{หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวล่างของคานขณะใช้งาน, } \sigma_t = \eta \frac{F_i}{A_c} + \eta \frac{F_i e}{z_b} - \frac{M_T}{z_b} \geq \bar{\sigma}_t \quad (3.13)$$

โดยที่ $\bar{\sigma}_t$ คือ หน่วยแรงดึงชั่วคราวที่ยอมให้ในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากลวดอัดแรงก่อนการเสื่อมลดของแรงดึงสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด $= -0.80\sqrt{f'_{ci}}$ (kg/cm²)

$\bar{\sigma}_c$ คือ หน่วยแรงอัดชั่วคราวที่ยอมให้ในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากลวดอัดแรงก่อนการเสื่อมลดของแรงดึงสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด $= 0.60f'_{ci}$ (กำหนดให้หน่วยแรงอัดเป็นบวก) (kg/cm²)

$\bar{\sigma}_c$ คือ หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ยอมให้ของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด $= 0.45f'_c$ (kg/cm²)

σ_{ti} คือ หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นขณะถ่ายแรง (kg/cm²)

σ_{ci} คือ หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นขณะถ่ายแรง (kg/cm²)

σ_c คือ หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นขณะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (kg/cm²)

σ_t คือ หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในขณะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (kg/cm²)

z_t คือ โมดูลัสของหน้าตัดสำหรับผิวบนสุดของคาน $= \frac{I_g}{y_t}$ (cm³)

y_t คือ ระยะจากจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดถึงผิวบนสุดของคาน (cm)

6) คำนวณหาค่าโมเมนต์ที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าว M_{cr} โดยค่าดังกล่าวนี้จะต้องมีค่ามากกว่า M_T

$$M_{cr} = \eta F_i e + \eta F_i \frac{z_b}{A_c} - f_r z_b \quad (3.14)$$

โดยที่ M_{cr} คือ โมเมนต์ที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าว (kg-m)

f_r คือ โมดูลัสของการแตกหักของคอนกรีต $= -2.0\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²)

7) คำนวณหาค่าการโก่งตัวขณะถ่ายแรงและขณะรับน้ำหนักบรรทุกจร โดยค่าการโก่งตัวจะต้องมีค่าไม่เกินข้อกำหนดของ ว.ส.ท. ดังแสดงในตารางที่ 2.5

$$\text{การโก่งตัวขึ้นขณะถ่ายแรง, } \Delta_{Fi} = -\frac{F_i e l^2}{8E_{ci} I_g} \quad (3.15)$$

$$\text{การโก่งตัวลงขณะถ่ายแรง, } \Delta_{gi} = \frac{5w_g l^4}{384E_{ci} I_g} \quad (3.16)$$

$$\text{การโก่งตัวสุทธิขณะถ่ายแรง, } \Delta_i = \Delta_{Fi} + \Delta_{gi} \quad (3.17)$$

$$\text{การโก่งตัวขึ้นขณะใช้งาน, } \Delta_F = -\frac{\eta F_i e l^2}{8E_c I_g} \quad (3.18)$$

$$\text{การโก่งตัวลงขณะใช้งาน, } \Delta_T = \frac{5w_T l^4}{384E_c I_g} \quad (3.19)$$

$$\text{การโก่งตัวสุทธิขณะใช้งาน, } \Delta = \Delta_F + \Delta_T \quad (3.20)$$

โดยที่	Δ_{Fi}	คือ การโก่งตัวขึ้นขณะถ่ายแรงเนื่องจากการอัดแรง (cm)
	Δ_{gi}	คือ การโก่งตัวลงขณะถ่ายแรงเนื่องจากน้ำหนักคาน (cm)
	Δ_i	คือ การโก่งตัวสุทธิขณะถ่ายแรง (cm)
	Δ_F	คือ การโก่งตัวขึ้นขณะใช้งานเนื่องจากการอัดแรง (cm)
	Δ_T	คือ การโก่งตัวลงขณะใช้งานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรรวมกับน้ำหนักคงที่ (cm)
	Δ	คือ การโก่งตัวสุทธิขณะใช้งาน (cm)
	w_T	คือ น้ำหนักจรรวมกับน้ำหนักคงที่ (kg/m)
	E_c	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตขณะใช้งาน (kg/cm ²)
	l	คือ ความยาวของคานที่เป็นชิ้นส่วนสำเร็จรูป (m)
	w_g	คือ น้ำหนักคงที่ของคาน (kg/m)

8) ตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นขณะถ่ายแรงบริเวณปลายคาน ซึ่งต้องไม่เกินข้อกำหนดของ ว.ส.ท. ดังแสดงในตารางที่ 2.2 ถ้าหน่วยแรงเกินให้ทำการลดแรงอัดของลวดอัดแรงบริเวณปลายคานโดยการนำสายยางหรือท่อพีวีซีมาหุ้มลวดอัดแรง (debonded) ในส่วนที่หน่วยแรงเกินกว่าข้อกำหนดแล้วตรวจสอบรายการคำนวณจนกว่าจะผ่านตามข้อกำหนดดังกล่าวเพื่อให้แน่ใจว่าที่ปลายคานจะไม่เกิดการแตกร้าว

3.3.2 การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปโดยวิธีกำลัง

สมมติฐานของวิธีกำลัง

- 1) ระบายรูปตัดยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงตัด นั่นคือการกระจายของค่าความเครียดของคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะทางที่ห่างจากแกนสะเทิน
- 2) การยืดเหี่ยวระหว่างคอนกรีตกับลวดอัดแรงเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือความเครียดในลวดอัดแรงเท่ากับความเครียดของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน
- 3) กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตไม่นำมาพิจารณา
- 4) การแผ่กระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนการวิบัติอาจเป็นรูปใดก็ได้ที่สามารถให้ผลการคาดหมายกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของโครงสร้างใกล้เคียงกับผลของการทดลองแต่ความเครียดสูงสุดของคอนกรีตต้องไม่เกิน 0.003 mm/mm

การออกแบบตามทฤษฎีอีลาสติก จะได้จำนวนลวดอัดแรงเพื่อต้านทานโมเมนต์ตัดจากนี้ออกแบบกำลังรับแรงเฉือนในกรณีต่าง ๆ ตามวิธีกำลัง ตรวจสอบกำลังรับแรงตัดตามวิธีกำลังตามมาตรฐาน ว.ศ.ท. เพื่อให้แน่ใจว่าคานมีความปลอดภัยทั้งด้านการนำไปใช้งานตามปกติหรือ มีน้ำหนักบรรทุกทุกเกิน เพราะว่าการออกแบบด้วยวิธีหนึ่งไม่ได้มีหลักประกันว่าการตรวจสอบอีกวิธีหนึ่งจะยอมรับได้เสมอไป

การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่หน้าตัดคานตามวิธีกำลัง

การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงสำหรับรับแรงเฉือน ให้คานมีกำลังรับแรงเฉือนตามเงื่อนไขดังนี้

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.21)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.22)$$

$$V_u = 1.4V_D + 1.7V_{LL} \quad (3.23)$$

โดยที่	V_u	คือ แรงเฉือนเพิ่มส่วนที่หน้าตัดที่พิจารณา (kg)
	ϕ	คือ ตัวคูณลดกำลังของแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.85 ตามตารางที่ 2.6
	V_n	คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ (nominal shear strength) ของหน้าตัด (kg)
	V_c	คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีต (kg)
	V_s	คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (kg)

V_D คือ แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (kg)

V_{LL} คือ แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (kg)

แรงเฉือนที่จะออกแบบจะแบ่งเป็นแรงเฉือนส่วนหนึ่งที่คอนกรีตจะรับและอีกส่วนหนึ่งเหล็กปลอกจะรับ และแรงเฉือนบริเวณปลายคานจะรับ โดยเหล็กข้ออ้อย (dowel bar) ที่บริเวณปลายคานที่จุดต่อระหว่างคานกับเสา โดยพิจารณาได้จากกรณีต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

กรณีที่ 1 กำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีต

1) กำลังต้านทานแรงเฉือนกรณีการแตกร้าวเนื่องจากผลรวมกันของแรงเฉือนและโมเมนต์คัต V_{ci} ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. สำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรง หาได้จากสมการ

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{\Delta V_i \Delta M_{cr}}{\Delta M_{\max}} \quad (3.24)$$

โดยที่ V_{ci} คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนกรณีการแตกร้าวเนื่องจากผลรวมกันของแรงเฉือนและโมเมนต์คัต $\geq 0.45\sqrt{f'_c}b_w d_p$ (kg)

b_w คือ ความกว้างของตัวแกนคาน (cm)

d_p คือ ระยะจากผิวนอกสุดที่เกิดหน่วยแรงอัดถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของลวดอัดแรงแต่ละระยะนี้ ต้องไม่น้อยกว่า $0.8d$ โดยที่ d เป็นความลึกของหน้าตัด (cm)

V_d คือ แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักของตัวเองที่หน้าตัดที่พิจารณา (kg)

ΔV_i คือ แรงเฉือนเพิ่มส่วน (factored shear) เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดยกเว้นน้ำหนักของตัวเองที่หน้าตัดที่พิจารณา (kg)

ΔM_{\max} คือ โมเมนต์เพิ่มส่วน (factored moment) ที่มากที่สุด เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด ยกเว้นน้ำหนักของตัวเองที่หน้าตัดที่พิจารณา (อาจต้องมีการจัดรูปแบบของน้ำหนักบรรทุก เพื่อให้โมเมนต์ที่หน้าตัดที่พิจารณานี้มีค่ามากที่สุด) (kg-cm)

ΔM_{cr} คือ โมเมนต์ที่เพิ่มเติมจากโมเมนต์ของน้ำหนักตัวเองที่ทำให้เกิดการแตกร้าวเนื่องจากผลของโมเมนต์ ที่หน้าตัดที่พิจารณา (kg-cm) โดย ΔM_{cr} สามารถหาได้จาก

$$\Delta M_{cr} = \frac{I_g}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d) \quad (3.25)$$

โดยที่ f_{pe} คือ หน่วยแรงในคอนกรีตบริเวณผิวที่จะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากการอัดแรง

$$\text{(คำนวณได้จาก } f_{pe} = \eta \frac{F_i}{A_c} + \eta \frac{F_i e}{z_b} \text{) (kg/cm}^2\text{)}$$

f_d คือ หน่วยแรงในคอนกรีตบริเวณผิวที่จะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากน้ำหนักตัวเอง

$$\text{(คำนวณได้จาก } f_d = \frac{M_g}{z_b} \text{) (kg/cm}^2\text{)}$$

2) กำลังต้านทานแรงเฉือนกรณีการแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนที่แกนคาน
มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้เสนอวิธีการคำนวณค่า V_{cw} ดังสมการ

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (3.26)$$

โดยที่ V_{cw} คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนกรณีการแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนในตัวแกน
(kg)

f_{pc} คือ หน่วยแรงในคอนกรีตบริเวณศูนย์กลางของหน้าตัดเนื่องจากการอัดแรง

$$\text{(คำนวณได้จาก } f_{pc} = \eta \frac{F_i}{A_c} \text{) (kg/cm}^2\text{)}$$

V_p คือ แรงประกอบย่อยแนวตั้งของแรงอัดในลวดอัดแรงที่หน้าตัดที่พิจารณาซึ่ง
มีค่าเท่ากับ $P \sin \alpha$ หรือ $P \alpha$ (kg)

กรณีที่ 2 กำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

กำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีตมีค่าไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงเฉือน
ภายนอกต้องเสริมเหล็กเพื่อช่วยในการต้านทานแรงเฉือน ดังนี้

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad (3.27)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.28)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_p}{s} \quad (3.29)$$

โดยที่ V_c คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีตซึ่งเป็นค่าที่น้อยระหว่าง V_{ci} และ
 V_{cw} (kg)

A_v คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ซึ่งโดยปกติเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะตัดเป็นปลอกสี่เหลี่ยมทำให้ A_v ของเหล็กปลอกมีค่าเท่ากับสองเท่าของพื้นที่หน้าตัดเหล็กที่ใช้ (cm^2)

f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (kg/cm^2)

s คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (cm)

ข้อกำหนดสำหรับการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

1) ระยะเรียง (spacing) ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่วางตั้งฉากกับแนวแกนของคานจะต้องไม่ห่างเกินกว่า $3/4d$ หรือ 60 cm และถ้า V_s มีค่าเกิน $1.06\sqrt{f'_c}b_wd_p$ ระยะเรียงจะต้องลดลงเหลือครึ่งหนึ่ง

2) เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่เป็นเหล็กปลอก ที่วางเอียงจะต้องจัดวางโดยที่เส้นตรงทุกเส้นที่ลากจากจุดกึ่งกลางความลึกของคาน ทำมุม 45 องศา ไปยังแนวเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดึง จะต้องผ่านเหล็กเสริมรับแรงเฉือนอย่างน้อย 1 เส้น

3) ปริมาณการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนค่า V_s ในการออกแบบรับแรงเฉือน จะต้องมิต่ำไม่มากกว่า $2.12\sqrt{f'_c}b_wd_p$ ถ้ามากกว่าให้ออกแบบหน้าตัดคานให้ใหญ่ขึ้น

4) ถ้าค่าแรงเฉือนเพิ่มส่วน V_u มีค่าน้อยกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีต $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$ ไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

5) ถ้าค่าแรงเฉือนเพิ่มส่วน V_u มีค่ามากกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังต้านทานแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีต $V_u \geq \frac{\phi V_c}{2}$ ให้เสริมเหล็กรับแรงเฉือนไม่น้อยกว่าปริมาณต่ำสุดของการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน $A_{v\min}$ ซึ่งหาได้จากสมการ

$$A_{v\min} = \frac{3.5b_w s}{f_y} \quad (3.30)$$

ในกรณีของคานคอนกรีตอัดแรงซึ่งมีแรงอัดประสิทธิผลในลวดอัดแรง F ไม่น้อยกว่า 40% ของกำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมอัดแรง F_{pu} ปริมาณต่ำสุดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนอาจใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่างสมการที่ 3.30 และ 3.31

$$A_{v\min} = \frac{A_{ps} f_{ps} s}{80 f_y d_p} \sqrt{\frac{d_p}{b_w}} \quad (3.31)$$

กรณีที่ 3 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่ขอบเสาหรือที่ปลายคาน

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.32)$$

$$A_{VF} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (3.33)$$

เมื่อ V_n คือ กำลังต้านทานแรงเฉือน-ความเสียดทานของเหล็กเสริมต้องไม่มากกว่า

$$0.2 f'_c A_c \text{ หรือมากกว่า } 56 A_c \text{ (kg)}$$

A_{VF} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ใช้ขวางรอยร้าว (cm^2)

μ คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความเสียดทาน

$$= 1.4\lambda \text{ สำหรับคอนกรีตที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน}$$

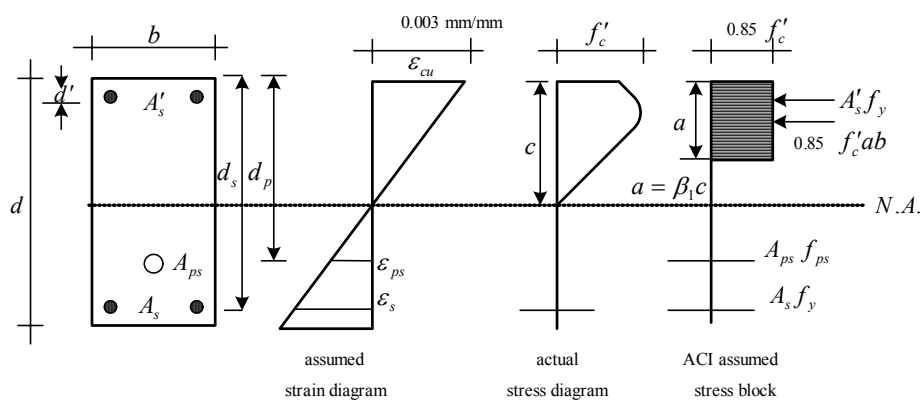
$$= 1.0\lambda \text{ สำหรับคอนกรีตที่หล่อติดกับคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว โดยทำผิวรอยต่อให้หยาบ ขรุขระลึกประมาณ 6 mm}$$

$$= 0.7\lambda \text{ สำหรับคอนกรีตยึดกับเหล็กรูปพรรณ โดยใช้สลักแบบมีหัวหรือเหล็กเส้นเสริมเชื่อม}$$

$$\lambda = 1 \text{ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา}$$

การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงสำหรับโมเมนต์ดัด

เมื่อออกแบบด้วยวิธีอีลาสติก จะได้ปริมาณลวดอัดแรงที่ถูกต้อง แล้วคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดภายในโดยวิธีกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 การกระจายของหน่วยแรงและความเครียดของคาน

1) คำนวณกำลัง (โมเมนต์) ที่ต้องการ

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_{LL} \quad (3.34)$$

โดยที่ M_u คือ โมเมนต์ที่ต้องการ (kg-m)

2) คำนวณหากำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ ดังนี้

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y \left(\frac{a}{2} - d'\right) \quad (3.35)$$

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f_y}{0.85f'_c b} \quad (3.36)$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{r_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\} \quad (3.37)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0008(f'_c - 300) \geq 0.65 \text{ เมื่อ } f'_c > 300 \quad (3.38)$$

$$r_p = 0.40 \text{ เมื่อ } 0.85 \leq \frac{f_{py}}{f_{pu}} < 0.9 \quad (3.39)$$

$$r_p = 0.28 \text{ เมื่อ } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.9 \quad (3.40)$$

$$\omega_p + (\omega - \omega') \frac{d_s}{d_p} \leq 0.36\beta_1 \quad (3.41)$$

$$\omega_T = \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] \geq 0.17 \text{ และ } d' \leq 0.15d_p \quad (3.42)$$

$$\omega_T = \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] < 0.17 \text{ การคำนวณ } f_{ps} \text{ แทนค่า } \omega' \text{ ด้วยศูนย์} \quad (3.43)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.44)$$

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (3.45)$$

โดยที่	M_n	คือ	กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (kg-m)
	ϕ	คือ	ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.9 แสดงในตารางที่ 2.6
	ω_p	คือ	ดัชนีลวดอัดแรง = $\rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c}$
	ω	คือ	ดัชนีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง = $\rho \frac{f_y}{f'_c}$
	ω'	คือ	ดัชนีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงอัด = $\rho' \frac{f_y}{f'_c}$
	ρ_p	คือ	อัตราส่วนลวดอัดแรง = $\frac{A_{ps}}{bd_p}$
	ρ	คือ	อัตราส่วนเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงดึง = $\frac{A_s}{bd_s}$
	ρ'	คือ	อัตราส่วนของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด = $\frac{A'_s}{bd_s}$
	d_p	คือ	ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของลวดอัดแรง (cm)
	d_s	คือ	ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงดึง (cm)
	b	คือ	ความกว้างของคาน (cm)
	A_{ps}	คือ	พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง (cm ²)
	A_s	คือ	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงดึง (cm ²)
	A'_s	คือ	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด (cm ²)
	f_{ps}	คือ	หน่วยแรงดึงในลวดอัดแรงที่สภาวะวิบัติ (kg/cm ²)
	f_y	คือ	หน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริมธรรมดา (kg/cm ²)

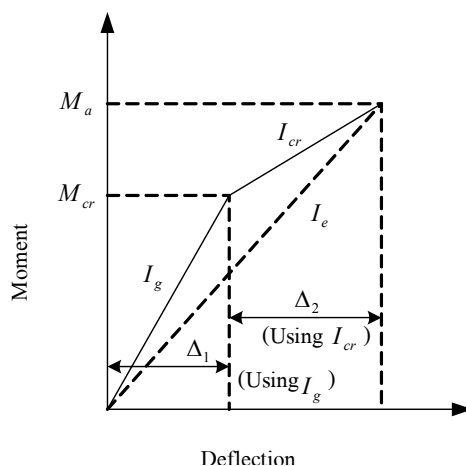
3) แปลงกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (M_n) เป็นกำลังรับแรง (P) แบบ four-point loading test เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ตามสมการที่ 3.46

$$P = \left(M_n - \frac{w_g L^2}{8} \right) \frac{3}{l} \quad (3.46)$$

โดยที่ P คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (kg)

3.3.3 การคำนวณการแอ่นตัวของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

การคำนวณการแอ่นตัวของคานที่ใช้ทฤษฎีอีลาสติก โดยแบ่งเป็นช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกทุกภายนอกเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ จนหน่วยแรงดึงในคอนกรีตเกิดขึ้นเกินค่าโมดูลัสของการแตกหักของคอนกรีต f_r การแตกร้าวจะเกิดขึ้นในคอนกรีต ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคอนกรีตจะลดลง จาก I_g เป็น โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดที่แตกร้าว I_{cr} ดังแสดงในรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าการแอ่นตัว

การแอ่นของคอนกรีตอัดแรงบางส่วนตามทฤษฎีอีลาสติก สามารถคำนวณได้ดังนี้

- 1) คำนวณหาโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล ดังสมการ 3.47

$$I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 (I_g - I_{cr}) \leq I_g \tag{3.47}$$

$$I_{cr} = (n_p A_{ps} d_p^2 + n_s A_s d_s^2) (1 - \sqrt{\rho_p + \rho}) \tag{3.48}$$

$$n_p = \frac{E_{ps}}{E_c} \tag{3.49}$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.50)$$

โดยที่	I_e	คือ	โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล (cm^4)
	M_a	คือ	โมเมนต์ดัดมากที่สุดที่กระทำต่อหน้าตัดที่พิจารณา (kg-m)
	I_{cr}	คือ	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดเดกร้าว (cm^4)
	n_p	คือ	อัตราส่วน โมดูลัสของลวดอัดแรงต่อ โมดูลัสของคอนกรีตขณะใช้งาน
	n_s	คือ	อัตราส่วน โมดูลัสของเหล็กเสริมต่อ โมดูลัสของคอนกรีตขณะใช้งาน
	E_s	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (kg/cm^2)
	E_{ps}	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรง (kg/cm^2)

2) ระยะเวลา โกงตัวที่กึ่งกลางคาน (Δ) เป็นผลรวมของระยะเวลา โกงตัวเนื่องจากการอัดแรง น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนที่กระทำแบบแผ่กระจายและระยะเวลา โกงตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบ 4 จุด ดังสมการที่ 3.51

$$\Delta = -\eta \frac{F e l^2}{8 E_c I} + \frac{5}{384} \frac{w_g l^4}{E_c I} + \frac{23}{648} \frac{P l^3}{E_c I} \quad (3.51)$$

โดยที่	I	คือ	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคาน (cm^4)
	$I = I_g$	เมื่อ	โมเมนต์น้อยกว่าโมเมนต์เดกร้าวของคาน (cm^4)
	$I = I_e$	เมื่อ	โมเมนต์มากกว่าโมเมนต์เดกร้าวของคาน (cm^4)

3.4 การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบตามมาตรฐาน ว.ส.ท. ด้วยวิธีกำลังซึ่งเป็นวิธีที่ดีที่สุดสำหรับคานขนาดเล็กที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้ น้ำหนักบรรทุกทุก เหล็กปลอก และเหล็กข้ออ้อยสำหรับรับแรงเฉือนที่ปลายคานใช้เหมือนคานคอนกรีตอัดแรงอัดแรงบางส่วน แต่เหล็กรับแรงดึงใช้ตามที่ออกแบบที่ประหยัดที่สุด

3.5 การทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

การทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย ประกอบด้วย

3.5.1 การทดสอบคอนกรีตภายใต้แรงกดอัด

เก็บตัวอย่างคอนกรีตที่ใช้ในการผลิตคานนำไปหาค่ารับแรงกดอัดประลัยและค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ตาม มอก. 409-2525 เพื่อใช้ในการออกแบบ ตัวอย่างแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 150 mm สูง 300 mm ที่อายุป่ม 28 วัน จำนวน 10 ตัวอย่าง

3.5.2 การทดสอบแรงดึงของลวดอัดแรง

การทดสอบแรงดึงของลวดอัดแรงเพื่อหาค่ารับแรงดึงที่จุดคราก ค่ารับแรงดึงสูงสุด ค่าการยืดตัวและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรงเส้นผ่าศูนย์กลาง 7 mm จำนวน 3 ตัวอย่าง ตาม มอก. 95-2540 เพื่อนำไปใช้ในการออกแบบคอนกรีตอัดแรง

3.5.3 การทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริม

การทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมเพื่อหาค่ารับแรงดึงที่จุดคราก ค่ารับแรงดึงสูงสุด ค่าการยืดตัวและค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ทดสอบตาม มอก. 20-2543 สำหรับเหล็กเส้นกลมและ มอก. 24-2536 สำหรับเหล็กข้ออ้อย ตัวอย่างทดสอบมีขนาดดังนี้

เหล็กเสริมชนิดเส้นกลม ขนาด 6 mm (SR24) จำนวน 3 ตัวอย่าง

เหล็กเสริมชนิดเส้นกลม ขนาด 9 mm (SR24) จำนวน 3 ตัวอย่าง

เหล็กเสริมชนิดข้ออ้อย ขนาด 16 mm (SD30) จำนวน 3 ตัวอย่าง

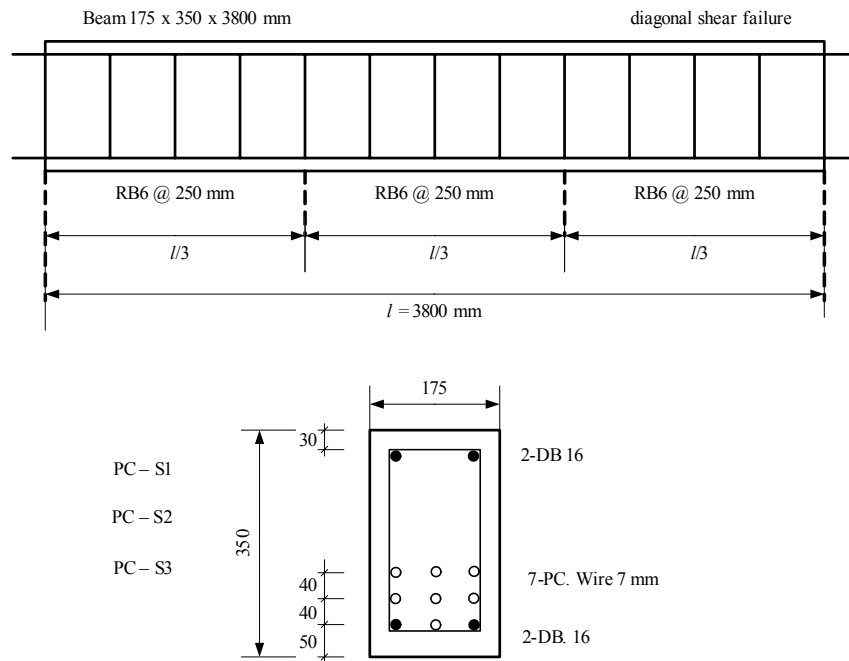
เหล็กเสริมชนิดข้ออ้อย ขนาด 20 mm (SD30) จำนวน 3 ตัวอย่าง

3.6 รายละเอียดคานที่ออกแบบแล้ว

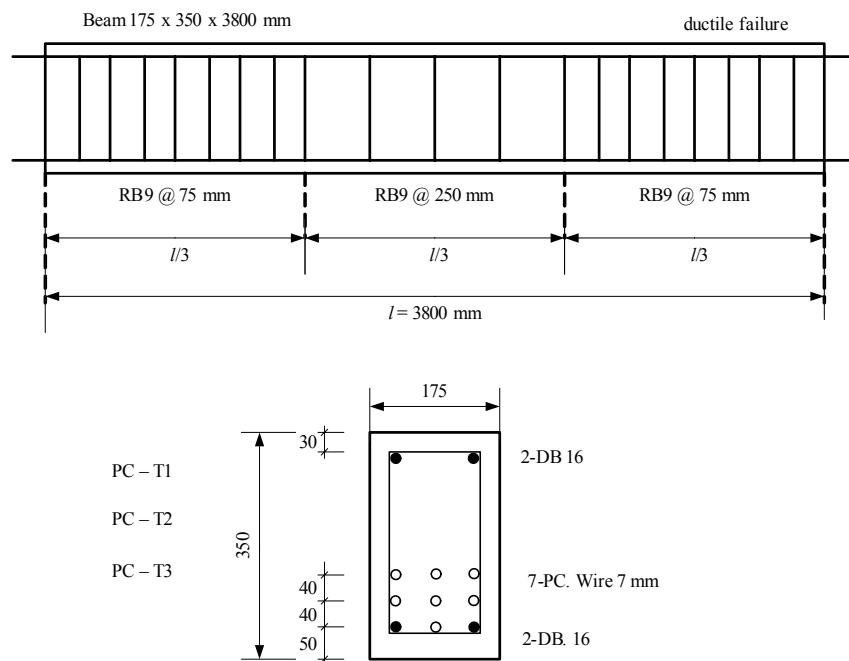
เมื่อออกแบบคานคอนกรีตสำเร็จรูปทั้งคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้รายละเอียดคานทั้งสองแบบ ตามตารางที่ 3.2 และรายละเอียดเหล็กเสริมตามแบบดังแสดงในรูปที่ 3.7 – 3.12

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดเหล็กเสริมของตัวอย่างคานคอนกรีตสำเร็จรูป

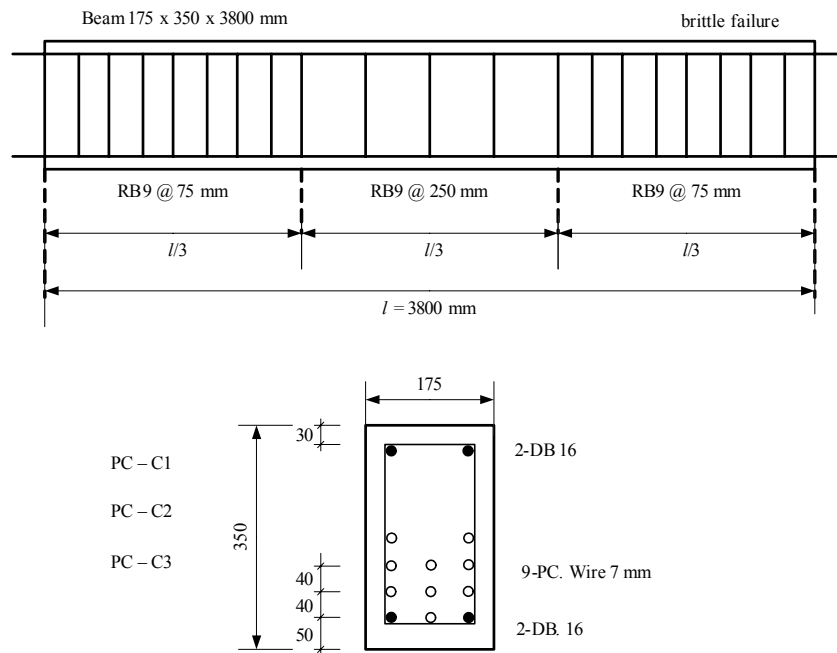
ตัวอย่าง	ลักษณะการวิบัติ	เหล็กเสริม	ลวดอัดแรง	เหล็กปลอก
PC S1, S2, S3	วิบัติด้วยแรงเฉือน ตามแนวทแยง	4-DB16 mm	7-PC.Wire 7 mm (underreinforced)	6 mm @ 25 cm
RC S1, S2, S3	วิบัติด้วยแรงเฉือน ตามแนวทแยง	8-DB16 mm (underreinforced)	-	6 mm @ 25 cm
PC T1, T2, T3	วิบัติด้วยแรงดึง เป็นหลัก	4-DB16 mm	7-PC.Wire 7 mm (underreinforced)	9 mm @ 25 cm 9 mm @ 7.5 cm
RC T1, T2, T3	วิบัติด้วยแรงดึง เป็นหลัก	7-DB16 mm (underreinforced)	-	9 mm @ 25 cm 9 mm @ 7.5 cm
PC C1, C2, C3	วิบัติด้วยแรงอัด เป็นหลัก	4-DB16 mm	9-PC.Wire 7 mm (overreinforced)	9 mm @ 25 cm 9 mm @ 7.5 cm
RC C1, C2, C3	วิบัติด้วยแรง อัดเป็นหลัก	4-DB16 mm 6-DB20 mm (overreinforced)	-	9 mm @ 25 cm 9 mm @ 7.5 cm



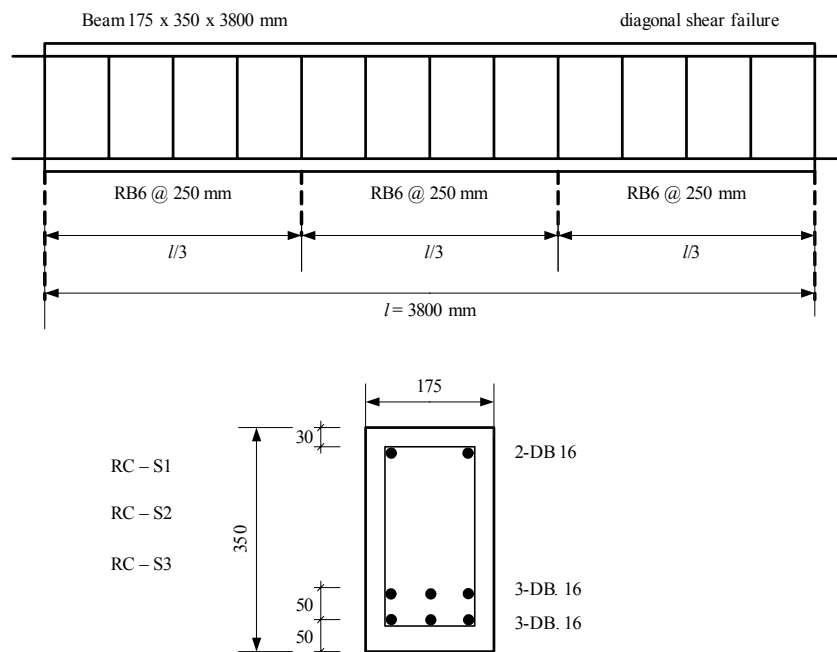
รูปที่ 3.7 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนตามแนวทแยง



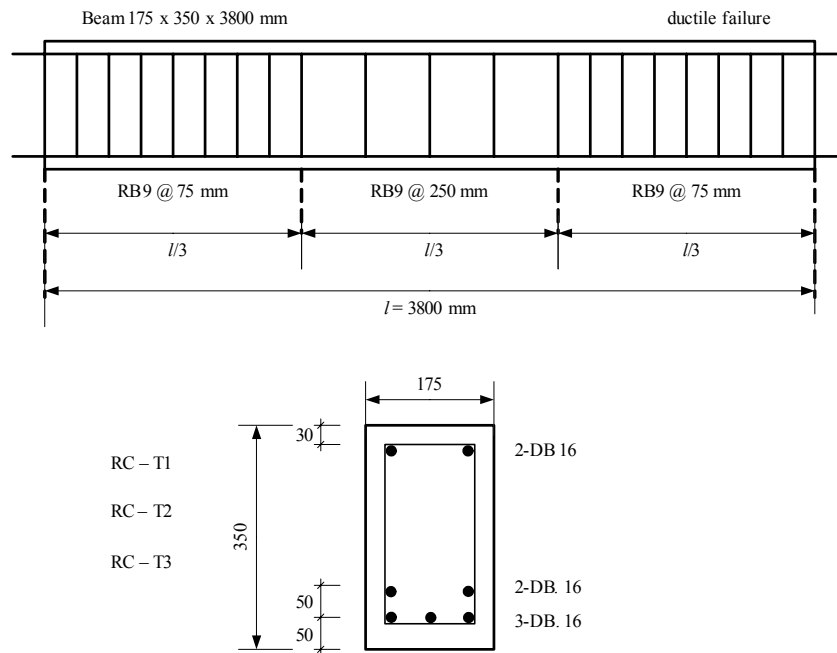
รูปที่ 3.8 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก



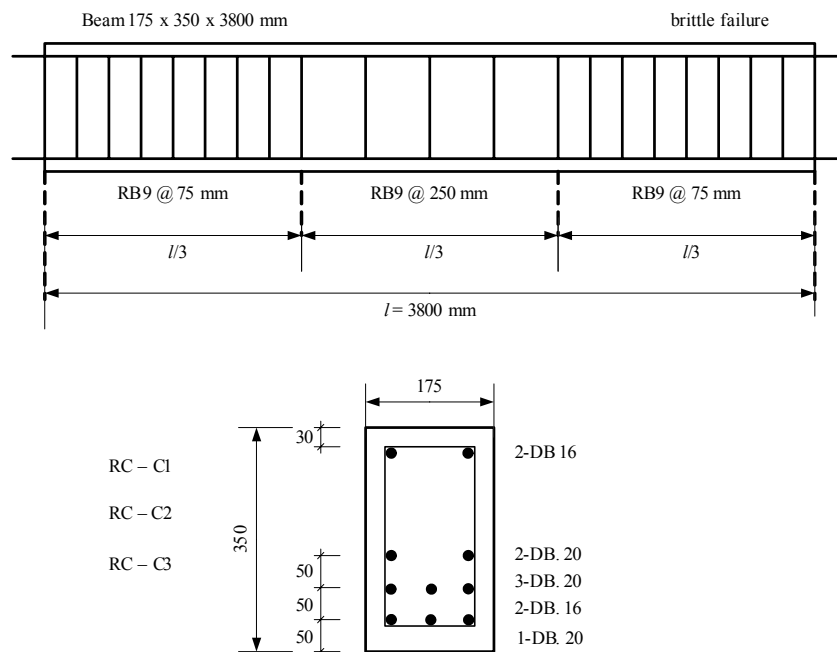
รูปที่ 3.9 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก



รูปที่ 3.10 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนตามแนวทแยง



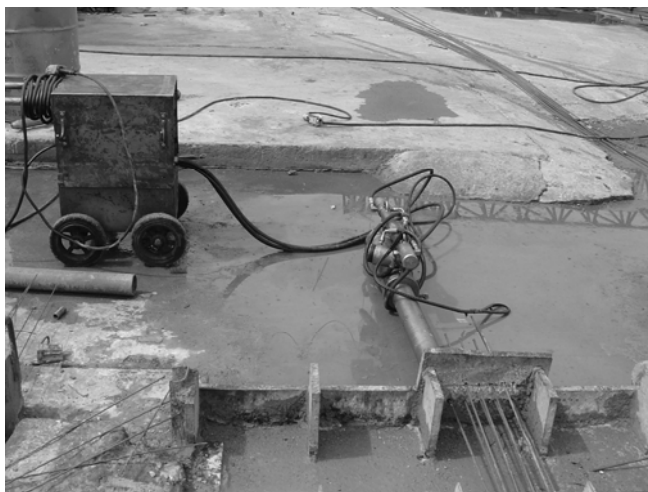
รูปที่ 3.11 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก



รูปที่ 3.12 รายละเอียดเหล็กเสริมคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก

3.7 ขั้นตอนการผลิตตัวอย่าง

- 1) ร้อยลวดอัดแรงตามรายการในตารางที่ 3.2 และทำการดึงลวดด้วยแรงดึง 80% ของกำลังสูงสุดของลวดอัดแรง ดังแสดงในรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 การเตรียมร้อยลวดและดึงลวด PC-wire

- 2) ผูกเหล็กปลอกและเหล็กข้ออ้อยตามรายการในตารางที่ 3.2 ดังแสดงในรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.14 การผูกเหล็กปลอกและเหล็กข้ออ้อย

3) เข้าแบบและเทคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.15 การเทคอนกรีต

4) ตัดลวดอัดแรงเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตมีค่ามากกว่า $0.80 f'_c$ แล้วเก็บเข้าที่กอง พร้อมทั้งบ่มคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.16 การบ่มคอนกรีต

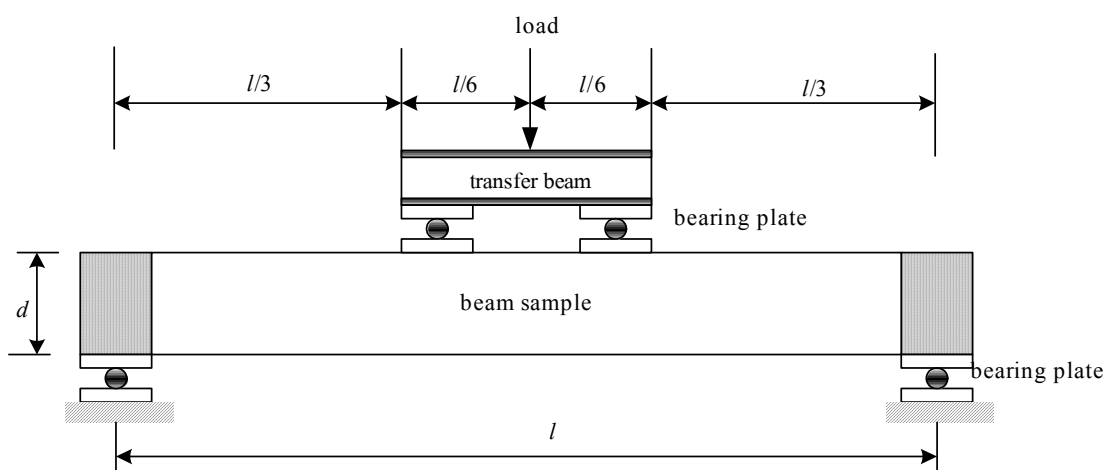
3.8 การทดสอบกำลังรับแรงของคานคอนกรีตสำเร็จรูป

จุดประสงค์การทดสอบ

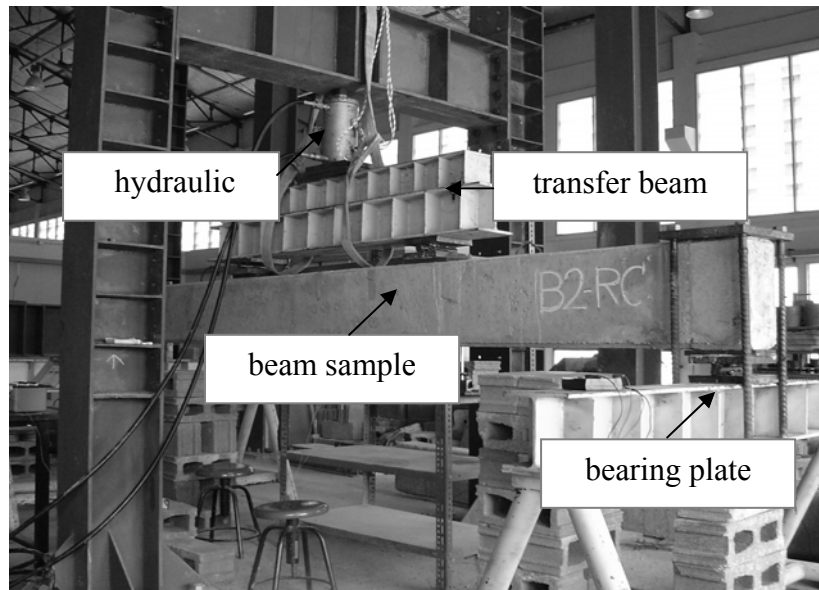
การทดสอบกำลังรับแรงของคานคอนกรีตสำเร็จรูป เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรง ลักษณะการวิบัติ เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกกับสมการการออกแบบของ ว.ส.ท. กับการวิเคราะห์ทางทฤษฎี รายละเอียดของเสริมเหล็กแสดงในตารางที่ 3.2

เครื่องมือทดสอบ

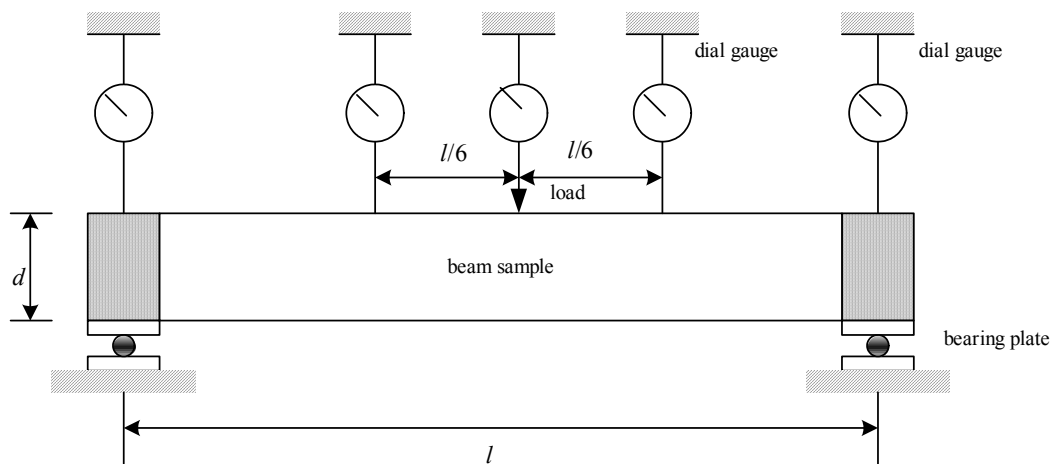
- 1) โครงเฟรมที่ใช้ในการทดสอบ (loading frame) ดังแสดงในรูปที่ 3.17
- 2) Hydraulic ram กำลังทดสอบสูงสุด 500 kN ดังแสดงในรูปที่ 3.18
- 3) Digital pressure gauge และ Hydraulic pump (test Materials รุ่น LS-01) ดังแสดงในรูปที่ 3.20
- 4) ชุดฐานรองรับแบบหมุน (pin supports) จำนวน 4 ชุด
- 5) Dial gauge (scale 0.01 mm) จำนวน 5 ชุด ดังแสดงในรูปที่ 3.19
- 6) เครื่องวัดความเครียด (Strain gauge indicator and recorder) (Vishay รุ่น P3) ดังแสดงในรูปที่ 3.21



รูปที่ 3.17 การติดตั้งคานคอนกรีตสำเร็จรูปเข้ากับอุปกรณ์ถ่ายแรงสำหรับคานช่วงเดียว



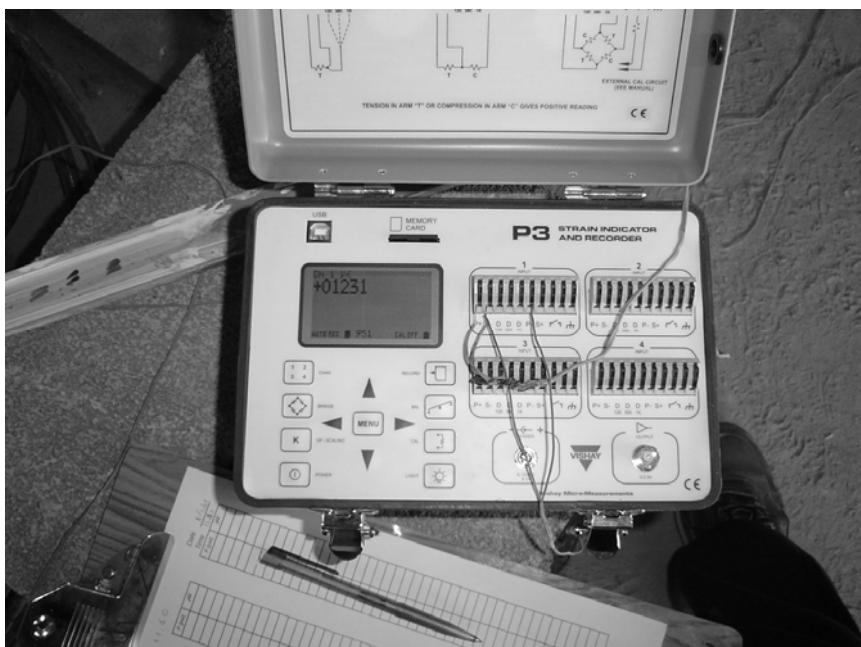
รูปที่ 3.18 การติดตั้งตัวอย่างคานและเครื่องมือวัด



รูปที่ 3.19 ตำแหน่งติดตั้งมาตรวัดละเอียดสำหรับคานช่วงเดียว



รูปที่ 3.20 Hydraulic pump และ Digital pressure gauge



รูปที่ 3.21 เครื่องวัดความเครียด (Strain gauge indicator and recorder)

บทที่ 4

ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล

4.1 บทนำ

บทนี้กล่าวถึงผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่นำมาใช้ในการทำวิจัย ผลการทดสอบคานสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงบางส่วน และคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ผลที่ได้เสนอเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน รูปแบบการวิบัติของคาน กำลังรับแรงกระทำที่สภาวะการใช้งาน (ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/240$) และที่กำลังสูงสุด (การแอ่นตัวเท่ากับ $L/100$) เปรียบเทียบกำลังของคานที่วิบัติแบบต่าง ๆ หาค่าความปลอดภัยและหาประสิทธิภาพโดยใช้ค่าดัชนีราคาต่อกำลังของคานเป็นตัวชี้วัด

4.2 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

เมื่อทดสอบคุณสมบัติของ คอนกรีต เหล็กเสริม และลวดอัดแรง ตามหัวข้อที่ 3.5 ได้ค่าดังแสดงในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการศึกษา

วัสดุ	กำลังครากเฉลี่ย (MPa)	กำลังประลัยเฉลี่ย (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ย (MPa)
คอนกรีต	-	45.7	26.9×10^3
เหล็กเสริม RB6	317.0	457.8	193.5×10^3
เหล็กเสริม RB9	350.0	505.5	194.5×10^3
เหล็กเสริม DB16	411.9	612.6	202.1×10^3
เหล็กเสริม DB20	398.7	575.5	200.4×10^3
ลวดอัดแรง 7 mm	1539.6	1686.7	204.0×10^3

4.3 พฤติกรรมการรับแรงดัดของคาน

เมื่อทดสอบคานคอนกรีตสำเร็จรูปตามหัวข้อ 3.8 และบันทึกน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน สามารถหาค่าดังที่ 3 สภาวะคือ

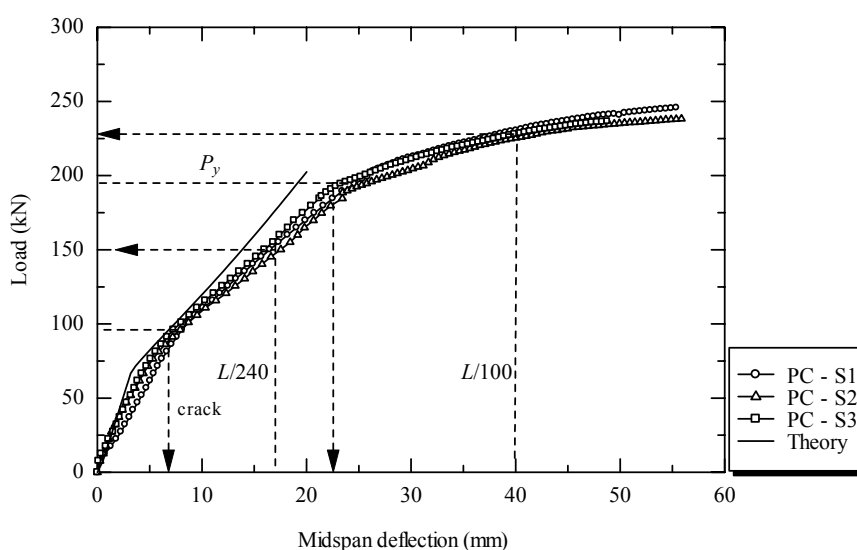
- 1) สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$) คือ น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานเกิดการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาว (midspan deflection) เท่ากับ $L/240$
- 2) จุดที่เหล็กเสริมของคานเกิดการคราก (P_y)
- 3) ที่กำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) คือ น้ำหนักบรรทุก ทำให้คานเกิดการแอ่นตัวเท่ากับ $L/100$ ระยะเวลาแอ่นตัวดังกล่าวมีค่าเป็น 2.4 เท่าโดยประมาณ ของระยะเวลาแอ่นตัวที่ยอมไว้ในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรง (ว.ส.ท. 1009-34 ข้อกำหนดที่ 3.6.1.3) ในกรณีการแอ่นตัวของคานไม่ถึงค่า $L/100$ แต่คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือแกนสะเทิน (neutral axis) ถูกอัดแตก (crushing) ถือว่าจุดนี้เป็นกำลังสูงสุดของคาน

4.3.1 คานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง

สำหรับคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง (คาน PC-S) พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะเวลาแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวของคาน แบ่งออกเป็นสามช่วง เป็นเส้นตรง 2 ช่วง ช่วงที่ 3 เป็นเส้นโค้งดังแสดงในรูปที่ 4.1 ในช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น (linear) แรงกระทำที่จุดสุดท้ายของช่วงแรกมีค่าประมาณ 42-43% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้เริ่มเกิดรอยร้าว (first cracking) ในแนวตั้งขึ้นเล็กน้อยบริเวณใต้ท้องคานที่กึ่งกลางคาน ค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงยังมีค่าน้อยกว่าค่าความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมที่ได้จากการทดสอบคุณสมบัติทางกล (0.0011 ถึง 0.0012 mm/mm)

กราฟช่วงที่สอง ยังคงเป็นเส้นตรงแต่ค่าความชันลดลง รอยร้าวได้ขยายตัวขึ้นจากเดิม ค่าความเค้นดึงที่ส่วนล่างของคานมีค่าเกินกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตหรือ โมดูลัสของการแตกร้าว (modulus of rupture) เมื่อคอนกรีตแตกร้าวจะถ่ายแรงไปสู่เหล็กเสริมรับแรงดึง ในช่วงนี้หน้าตัดคานจะเริ่มลดลงทำให้แกนสะเทินของคานขยับสูงขึ้น คานจึงมีความแกร่งลดลง แรงกระทำที่จุดสิ้นสุดของช่วงนี้มีค่าที่ประมาณ 85-87% ของกำลังสูงสุด และที่จุดนี้เหล็กเสริมเกิดการคราก โดยมีค่าความเครียดอยู่ระหว่าง 0.0015 ถึง 0.0016 mm/mm พฤติกรรมเช่นนี้เกิดจากการอัดแรง ทำให้เหล็กเสริมที่รับแรงดึงเกิดหน่วยแรงอัด (compressive stress) ล่วงหน้า ทำให้เกิดความเครียดอัด (compressive strain) ที่จะช่วยหักล้างกับค่าความเครียดดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก ความเครียดดึงที่เกิดขึ้นจะมากกว่าปกติเพราะ stain gauge ที่ติดไว้กับเหล็กเสริมที่รับแรงดึงตั้งเป็นค่าศูนย์ไว้ในขณะที่มีความเครียดอัดอยู่ส่วนหนึ่ง

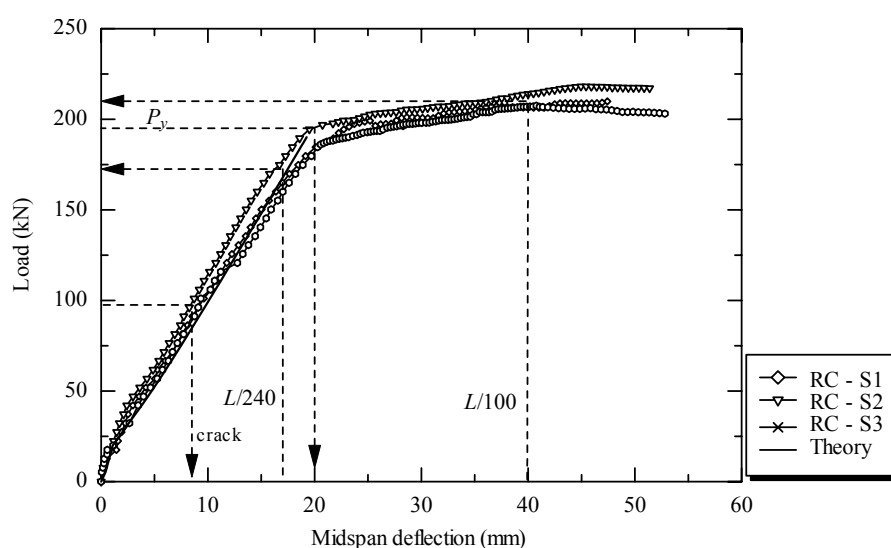
กราฟช่วงสุดท้ายเป็นเส้นโค้ง แรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นไม่มากนัก ในขณะที่การแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว รอยร้าวในแนวตั้งเพิ่มจำนวนมากขึ้นและขยับตัวสูงขึ้นไปอีก ทำให้แนวแกนสะเทินขยับสูงขึ้นด้วย หน่วยแรงต่าง ๆ บนหน้าตัดคานมีค่าเพิ่มมากขึ้น และไม่เป็นส่วนกับค่าความเครียด ลักษณะเช่นนี้เป็นพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic) และบริเวณใกล้จุดรองรับ รอยร้าวขยายแนวใกล้บริเวณที่มีแรงดัด และแรงเฉือนผสมกันเนื่องจากไม่ได้เสริมเหล็กป้องกันแรงเฉือนอย่างพอเพียงจึงเกิดแรงค้ำทแยง รอยร้าวซึ่งเดิมอยู่ในแนวตั้ง (flexural cracks) จะเปลี่ยนเป็นแนวทแยง (flexure-shear cracks) ตามที่ได้ออกแบบไว้ ดังแสดงในรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง

ส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบให้เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง (คาน RC-S) พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน เป็นเส้นตรงสองช่วง (bilinear) ดังแสดงในรูปที่ 4.2 ช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นมีรอยร้าวในแนวตั้งเกิดขึ้นเล็กน้อยบริเวณใต้ท้องคานที่กึ่งกลางคาน ที่จุดนี้แรงกระทำมีค่าประมาณ 37–41% ของกำลังสูงสุด เมื่อเลยจุดที่คอนกรีตเกิดรอยร้าว กราฟยังมีความชันใกล้เคียงกับช่วงก่อนที่คอนกรีตจะร้าว แสดงว่ารอยร้าวยังไม่ยาว จึงทำให้การลดลงของหน้าตัดเป็นไปอย่างช้า ๆ ความแกร่งของคานในช่วงนี้จึงไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก โดยค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดัดมีค่าน้อยกว่าค่าความเครียดที่จุดคราก

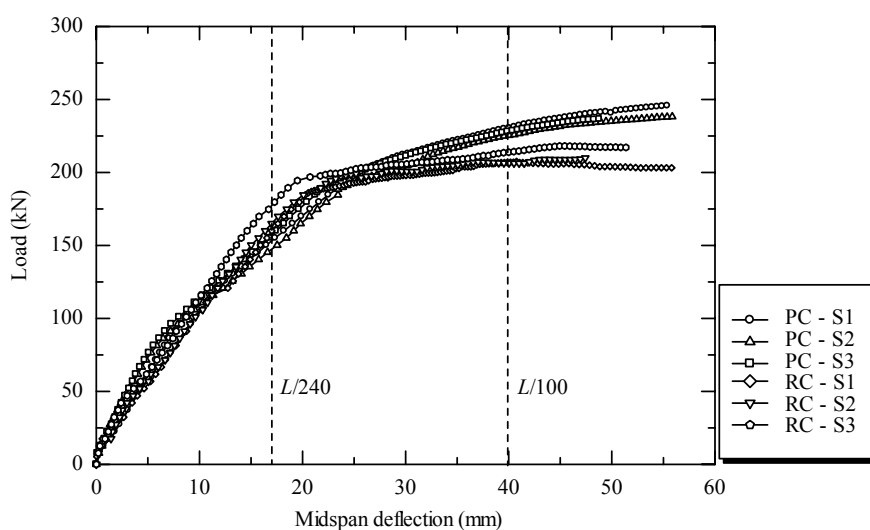
เมื่อแรงกระทำถึงจุดครากพฤติกรรมของคานเข้าสู่ช่วงที่สองความชันมีค่าน้อย แรงกระทำที่จุดนี้มีค่าประมาณ 89-91% ของกำลังสูงสุด รอยร้าวแนวตั้งยาวขึ้นและเพิ่มจำนวนมากขึ้นทำให้แนวแกนสะเทินขยับตัวสูงขึ้นคานจึงมีความแข็งแรงลดลง หน่วยแรงต่าง ๆ บนหน้าตัดไม่เป็นสัดส่วนกับค่าความเครียด เป็นพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น และเมื่อรอยร้าวขยายแนวใกล้บริเวณที่มีแรงคด และแรงเฉือนผสมกันเนื่องจากไม่ได้เสริมเหล็กปดล็อกป้องกันแรงเฉือนอย่างพอเพียงจึงเกิดแรงคดทแยงรอยร้าวซึ่งเดิมอยู่ในแนวคด (flexural cracks) จะเปลี่ยนเป็นแนวทแยง (flexure-shear cracks) ตามที่ได้ออกแบบไว้ ดังแสดงในรูปที่ 4.4



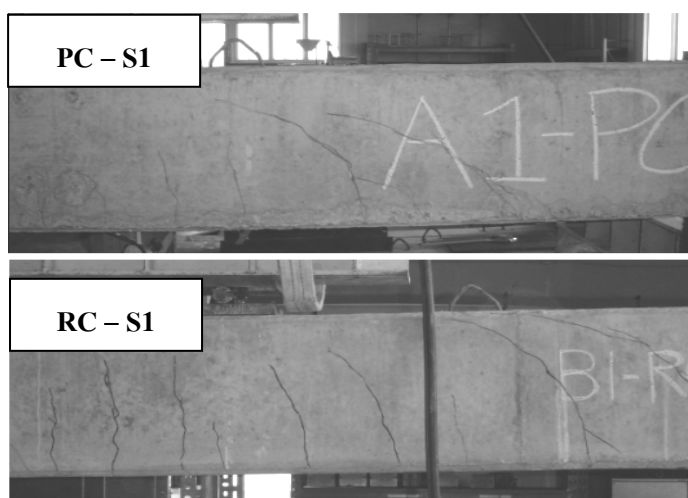
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง

รูปที่ 4.3 เปรียบเทียบคาน PC-S กับ RC-S พบว่าตั้งแต่จุดเริ่มต้นจนถึงจุดที่เกิดรอยร้าว คาน PC-S มีความแข็งแรงมากกว่า ประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ แม้เหล็กเสริมรับแรงคดมีพื้นที่หน้าตัดน้อยกว่าประมาณ 44% สาเหตุเกิดจากการอัดแรงมีผลทำให้คานแกร่งขึ้นเพราะการอัดแรงจะทำให้เกิดหน่วยแรงอัดที่ท้องคานล่างหน้า ที่จะช่วยหักล้างกับค่าหน่วยแรงคดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจึงทำให้คานยังไม่ถึงค่าโมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต เมื่อถึงจุดที่คานเกิดรอยร้าว คาน PC-S มีความแข็งแรงลดลงเล็กน้อย เนื่องจากเมื่อคอนกรีตร้าวจะถ่ายแรงสู่เหล็กเสริมรับแรงคดและลวดอัดแรง ซึ่งมีกำลังรับแรงคดได้สูง รอยร้าวจึงขยายตัวอย่างค่อยเป็นค่อยไป ส่งผลให้แกนสะเทินขยับตัวสูงขึ้น ความแข็งแรงจึงลดลงเล็กน้อย ส่วนคาน RC-S จะมีความแข็งแรงสม่ำเสมอจนถึงจุดครากของเหล็กเสริม

รับแรงดึงเพราะมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเหมาะสมตามวิธีกำลัง ทำให้รอยร้าวขยายตัวช้า ความแกร่งจึงเปลี่ยนแปลงไม่มากนัก จากจุดครากถึงจุดสูงสุดที่ $P_{L/100}$ คาน PC-S ยังคงมีกำลังมากกว่าประมาณ 8% แม้ว่าคาน RC-S จะมีกำลังที่ต่ำกว่าแต่จะมีความเหนียว (ductility, u) (อัตราส่วนระหว่างระยะการแอ่นตัวเท่ากับ $L/100$ ต่อระยะการแอ่นตัวที่จุดคราก) มากกว่าประมาณ 18% คานทั้งสองกลุ่มเสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนสถานะสมดุล (underreinforced concrete) โดยวิธีกำลัง



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง



รูปที่ 4.4 ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง

ตารางที่ 4.2 แสดงการคำนวณตามมาตรฐาน ว.ส.ท. สำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรง และอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังจะเห็นว่าคาน PC-S มีกำลังที่จุด P_y เป็น 87% ของการคำนวณ ส่วนคาน RC-S มี P_y เท่ากับการคำนวณ กำลังที่ $P_{L/240}$, P_y และ $P_{L/100}$ สำหรับคานทั้งสองกลุ่มมีค่าต่างกันไม่เกิน 10% ดังนั้นคานทั้งสองกลุ่มสามารถใช้ได้ตามวัตถุประสงค์

ตารางที่ 4.2 กำลังของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง

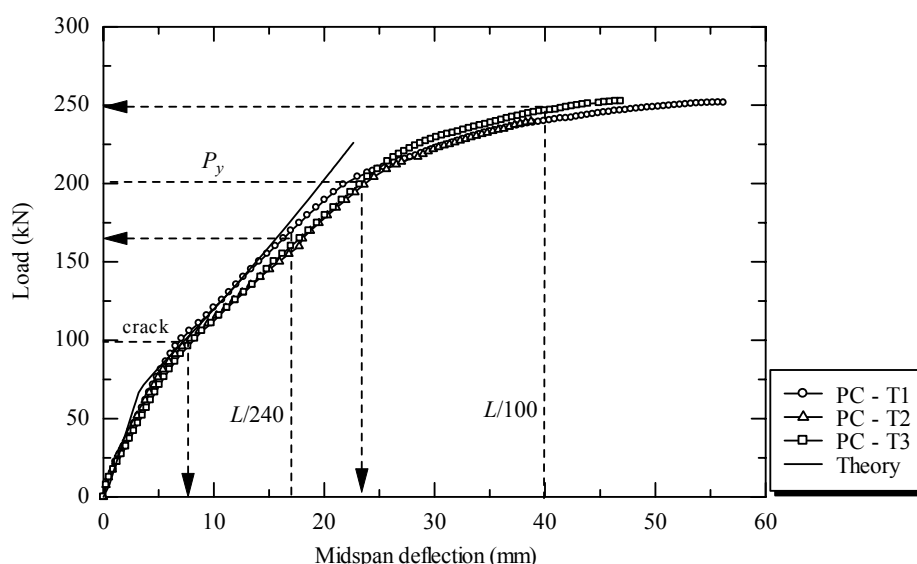
คาน คอนกรีต อัดแรง	ผลการทดสอบ $P_{L/240}$ (kN)	P_y (kN)		$P_{L/100}$ (kN) ผลการ ทดสอบ	ความเหนียว		ความแกร่ง kN/mm	
		จากการ คำนวณ	ผลการ ทดสอบ		u	ค่าเฉลี่ย	k	ค่าเฉลี่ย
		PC-S1	150	226	200	230	1.54	1.63
PC-S2	146	193	228		1.60	12.06		
PC-S3	156	195	229		1.74	13.45		
ดัชนีเหล็กเสริมรับแรงดึง $0.1878 < 0.2582$					under-reinforced concrete			
คาน คอนกรีต เสริมเหล็ก	ผลการทดสอบ $P_{L/240}$ (kN)	P_y (kN)		$P_{L/100}$ (kN) ผลการ ทดสอบ	ความเหนียว		ความแกร่ง kN/mm	
		จากการ คำนวณ	ผลการ ทดสอบ		u	ค่าเฉลี่ย	k	ค่าเฉลี่ย
		RC-S1	158	190	190	209	1.90	1.98
RC-S2	162	185	208		2.00	10.88		
RC-S3	174	195	215		2.05	11.82		
ปริมาณเหล็กรับแรงดึง $0.0251 < 0.03731$					under-reinforced concrete			

4.3.2 คานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก

คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก (คาน PC-T) พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน แบ่งออกเป็นสามช่วง เป็นเส้นตรง 2 ช่วง ช่วงที่ 3 เป็นเส้นโค้ง ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ในช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นแรงกระทำที่จุดสุดท้ายของช่วงแรกมีค่าประมาณ 42-43% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้เริ่มเกิดรอยร้าวในแนวตั้งขึ้นเล็กน้อยบริเวณใต้ท้องคานที่กึ่งกลางคาน ค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงยังมีค่าน้อยกว่าค่าความเครียดที่จุดคราก

กราฟเข้าสู่ช่วงที่สอง ยังคงเป็นเส้นตรงแต่ค่าความชันลดลง รอยร้าวได้ขยายตัวขึ้นจากเดิม ค่าความเค้นดึงที่ส่วนล่างของคานามีค่าเกินกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต เมื่อคอนกรีตแตกร้าวจะถ่ายแรงไปสู่เหล็กเสริมรับแรงดึง ในช่วงนี้หน้าตัดคานจะเริ่มลดลงทำให้แกนสะเทินของคานาขยับสูงขึ้น คานจึงมีความแกร่งลดลง แรงกระทำที่จุดสิ้นสุดของช่วงนี้มีค่าที่ประมาณ 84-85% ของกำลังสูงสุด และที่จุดนี้เหล็กเสริมเกิดการคราก โดยมีค่าความเครียดระหว่าง 0.0015 ถึง 0.0016 mm/mm พฤติกรรมเช่นนี้เกิดขึ้นจากการอัดแรงทำให้เหล็กเสริมที่รับแรงดึงเกิดหน่วยแรงอัดล่วงหน้า ทำให้เกิดความเครียดอัด ที่จะช่วยหักล้างกับค่าความเครียดดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก ความเครียดดึงที่เกิดขึ้นจะมากกว่าปกติเพราะ stain gauge ที่ติดไว้กับเหล็กเสริมที่รับแรงดึงตั้งค่าศูนย์ไว้ในขณะที่มีความเครียดอัดอยู่ส่วนหนึ่ง

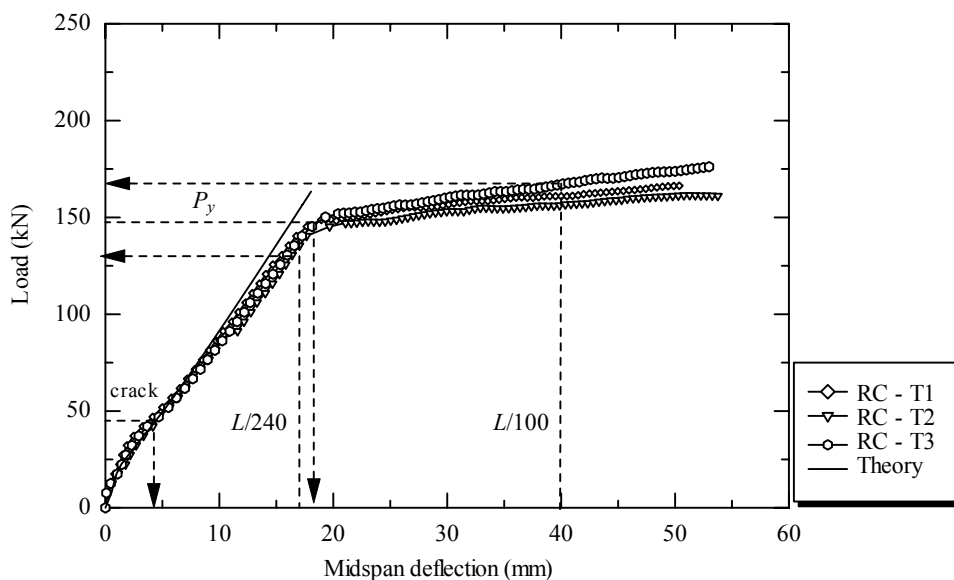
กราฟช่วงสุดท้ายเป็นเส้นโค้ง แรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นไม่มากนัก ในขณะที่การแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว รอยร้าวที่ปรากฏอยู่ตามแนวตั้งเพิ่มจำนวนมากขึ้นและขยับตัวสูงขึ้นไปอีก ทำให้แนวแกนสะเทินขยับสูงขึ้นเช่นกัน หน่วยแรงต่าง ๆ บนหน้าตัดคานามีค่าเพิ่มมากขึ้น และไม่เป็นสัดส่วนกับค่าความเครียด ลักษณะเช่นนี้เป็นพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น และเมื่อรอยร้าวขยายแนวใกล้จุดที่มีแรงคด และแรงเฉือนผสมกันซึ่งบริเวณนี้ได้เสริมเหล็กปลอกป้องกันแรงเฉือนอย่างพอเพียงจึงทำให้ไม่ปรากฏแรงเฉือนตามแนวทแยง ลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบ flexural failure ชนิดแรงดึงเป็นหลัก (tension failure) ตามที่ได้ออกแบบไว้ ดังแสดงในรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานาคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก

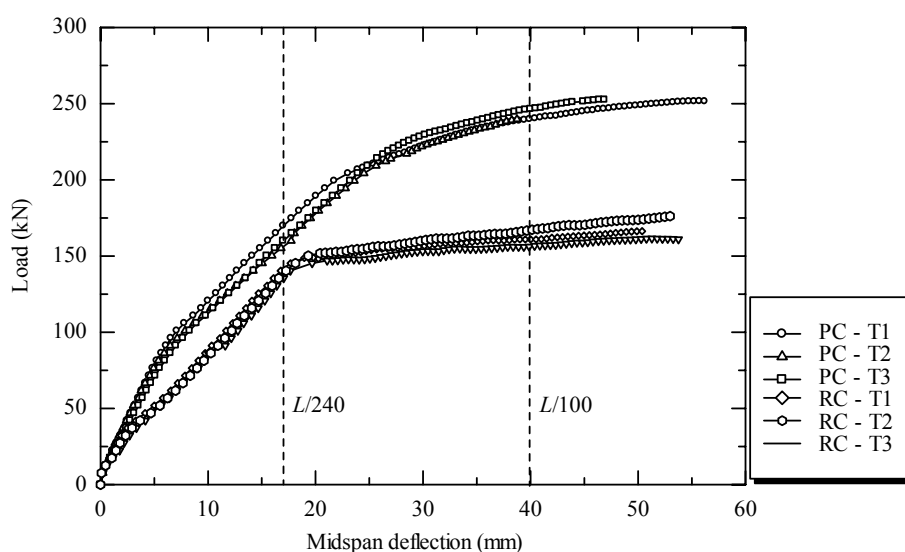
ส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ออกแบบให้วิบัติด้วยดึงเป็นหลัก (คาน RC-T) พบว่า กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคานแบ่งออกเป็น เส้นตรงสองช่วง ดังแสดงในรูปที่ 4.6 ช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น มีรอยร้าวแนวตั้ง เกิดขึ้นเล็กน้อยบริเวณใต้ท้องคานที่กึ่งกลางคานเมื่อเลยจุดที่เกิดรอยร้าว กราฟยังมีความชัน ใกล้เคียงกับช่วงก่อนที่คอนกรีตจะร้าว แสดงว่ารอยร้าวยังไม่ยาว จึงทำให้การลดลงของหน้าตัด เป็นไปอย่างช้า ๆ ความแกร่งของคานในช่วงนี้จึงไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก โดยค่าความเครียดใน เหล็กเสริม รับแรงดึงมีค่าน้อยกว่าค่าความเครียดที่จุดคราก

เมื่อแรงกระทำถึงจุดครากพฤติกรรมของคานเข้าสู่ช่วงที่สอง ความชันมีค่าน้อย แรงกระทำที่จุดนี้มีค่าประมาณ 88-90% ของกำลังสูงสุด รอยร้าวแนวในดึงยาวขึ้น และเพิ่มจำนวน มากขึ้น ทำให้แนวแกนสะเทินขยับตัวสูงขึ้น คานจึงมีความแกร่งลดลง หน่วยแรงต่าง ๆ บนหน้าตัด ไม่เป็นสัดส่วนกับค่าความเครียด เป็นพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น และเมื่อรอยร้าวขยายแนวบริเวณ ที่มีแรงดัด และแรงเฉือนผสมกัน เนื่องจากได้เสริมเหล็กปลอกป้องกันแรงเฉือนอย่างพอเพียงจึง ทำให้ไม่ปรากฏแรงตามแนวทแยง ลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบ flexural failure ชนิดแรงดึง เป็นหลักตามที่ได้ออกแบบไว้ ดังแสดงในรูปที่ 4.8

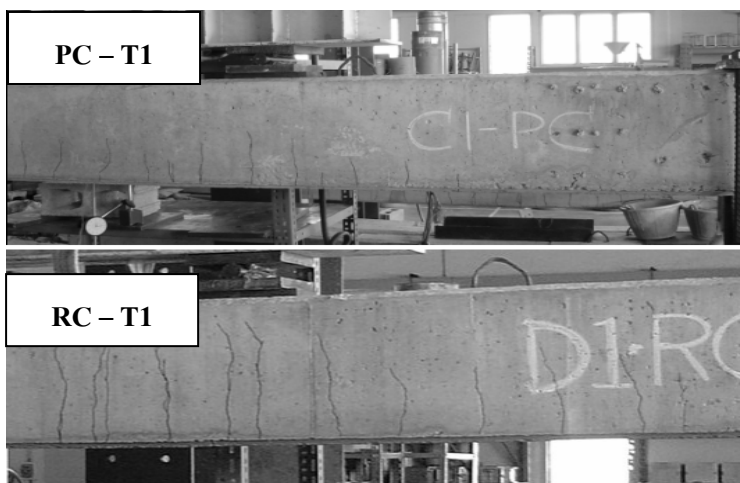


รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก

รูปที่ 4.7 แสดงการเปรียบเทียบคาน PC-T กับ RC-T พบว่าตั้งแต่จุดเริ่มต้นจนถึงจุดที่เกิดรอยร้าว คาน PC-T มีความแข็งแรงมากกว่าประมาณ 32% แม้เหล็กเสริมรับแรงดึงจะมีพื้นที่หน้าตัดน้อยกว่าประมาณ 33% สาเหตุเกิดจากการอัดแรงมีผลทำให้คานแกร่งขึ้นเนื่องจากการอัดแรงจะทำให้เกิดหน่วยแรงอัดที่ท้องคานล่วงหน้า ที่จะช่วยหักล้างกับหน่วยแรงดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก จึงทำให้คานยังไม่ถึงค่าโมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต เมื่อถึงจุดที่คานเกิดรอยร้าว คาน PC-T มีความแรงแลดลงเล็กน้อย เนื่องจากเมื่อคอนกรีตร้าวจะถ่ายแรงสู่เหล็กเสริมรับแรงดึงและลดอัดแรงซึ่งมีกำลังรับแรงดึงได้สูง รอยร้าวจึงขยายตัวอย่างค่อยเป็นค่อยไป ส่งผลให้แกนสะเทินขยับตัวสูงขึ้นความแรงแจึงลดลงเล็กน้อย ส่วนคาน RC-T จะมีความแรงแสม่ำเสมอจนถึงจุดครากของเหล็กเสริมรับแรงดึง เพราะมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเหมาะสมตามวิธีกำลังทำให้รอยร้าวขยายตัวช้า ความแรงแจึงเปลี่ยนแปลงไม่มากนัก จากจุดครากถึงจุดสูงสุดที่ $P_{L/100}$ คาน PC-T ยังคงมีกำลังมากกว่าประมาณ 33% แม้ว่าคาน RC-T จะมีกำลังรับแรงดัดที่ต่ำกว่าแต่ในทางกลับกันจะมีความเหนียวมากกว่าประมาณ 23% คานทั้งสองกลุ่มออกแบบให้เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนสภาวะสมมูล (underreinforced concrete) โดยวิธีกำลัง



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก



รูปที่ 4.8 ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก

ตารางที่ 4.3 แสดงการคำนวณตามมาตรฐาน ว.ส.ท. สำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรง และอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง จะเห็นได้ว่า คาน PC-T มีกำลังที่ P_y เป็น 91% ของการคำนวณ ส่วนคาน RC-T มีกำลังที่จุด P_y เป็น 90% ของการคำนวณ คาน PC-T มีกำลังมากกว่าคาน RC-T ที่จุด $P_{L/240}$ P_y และ $P_{L/100}$ ประมาณ 14%, 29% และ 33% ตามลำดับ ดังนั้นคานทั้งสองกลุ่มสามารถใช้ได้ตามวัตถุประสงค์

ตารางที่ 4.3 กำลังของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก

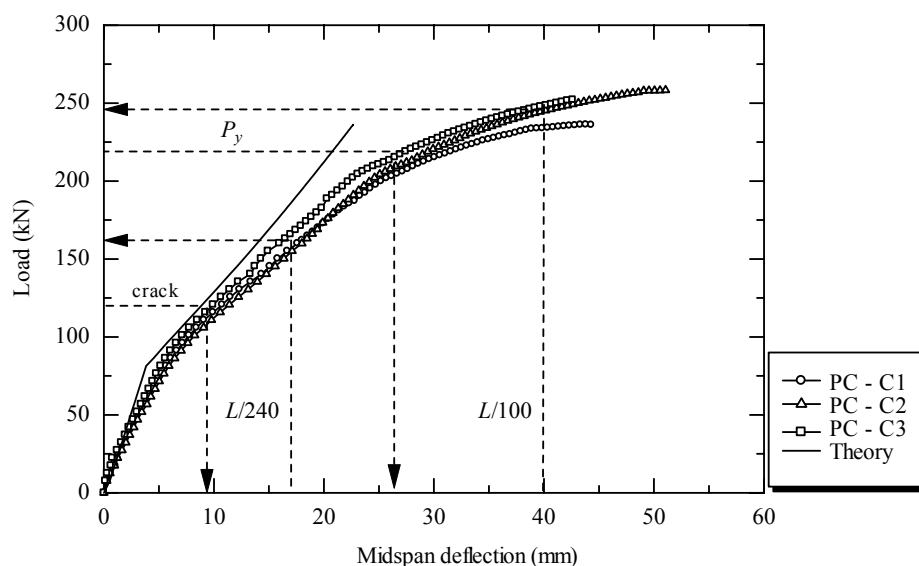
คาน คอนกรีต อัดแรง	ผลการทดสอบ $P_{L/240}$ (kN)	P_y (kN)		$P_{L/100}$ (kN)	ความเหนียว		ความแกร่ง kN/mm	
		จากการ คำนวณ	ผลการ ทดสอบ	ผลการ ทดสอบ	u	ค่าเฉลี่ย	k	ค่าเฉลี่ย
PC-T1	166	226	202	240	1.81	1.68	14.43	12.91
PC-T2	155		205	240	1.63		12.63	
PC-T3	156		210	246	1.60		11.67	
ดัชนีเหล็กเสริมรับแรงดึง $0.1878 < 0.2585$ under-reinforced concrete								
คาน คอนกรีต เสริมเหล็ก	ผลการทดสอบ $P_{L/240}$ (kN)	P_y (kN)		$P_{L/100}$ (kN)	ความเหนียว		ความแกร่ง kN/mm	
		จากการ คำนวณ	ผลการ ทดสอบ	ผลการ ทดสอบ	u	ค่าเฉลี่ย	k	ค่าเฉลี่ย
RC-T1	140	163	150	160	2.22	2.17	9.10	8.78
RC-T2	133		140	158	2.22		8.54	
RC-T3	135		152	168	2.07		8.69	
ปริมาณเหล็กรับแรงดึง $0.0205 < 0.03655$ under-reinforced concrete								

4.3.3 คานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก

คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก (คาน PC-C) พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน แบ่งออกเป็นสามช่วงเป็นเส้นตรง 2 ช่วง ช่วงที่ 3 เป็นเส้นโค้ง ดังแสดงในรูปที่ 4.9 ในช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นแรงกระทำที่จุดสุดท้ายของช่วงแรกมีค่าประมาณ 49-54% ของกำลังสูงสุดและที่จุดนี้เริ่มเกิดรอยร้าวในแนวตั้งขึ้นเล็กน้อยบริเวณใต้ท้องคานที่กึ่งกลาง ค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงยังมีค่าน้อยกว่าค่าความเครียดที่จุดคราก

กราฟช่วงที่สอง ยังคงเป็นเส้นตรงแต่ค่าความชันลดลง รอยร้าวได้ขยายตัวขึ้นจากเดิม ค่าความเค้นดึงที่ส่วนล่างของคาน มีค่าเกินกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต เมื่อคอนกรีตแตกร้าวจะถ่ายแรงไปสู่เหล็กเสริมรับแรงดึง ในช่วงนี้หน้าตัดคานจะเริ่มลดลงทำให้แกนสะเทินของคานขยับสูงขึ้น คานจึงมีความแกร่งลดลง แรงกระทำที่จุดสิ้นสุดของช่วงนี้มีค่าอยู่ที่ประมาณ 90-91% ของกำลังสูงสุด

กราฟช่วงสุดท้ายเป็นเส้นโค้ง รอยร้าวแนวตั้งเพิ่มจำนวนมากขึ้นและขยับตัวสูงขึ้น ทำให้แนวแกนสะเทินขยับสูงขึ้น หน่วยแรงต่าง ๆ บนหน้าตัดคานมีค่าเพิ่มมากขึ้นและไม่เป็นสัดส่วนกับค่าความเครียด ลักษณะเช่นนี้เป็นพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น ในขณะที่เดียวกันคอนกรีตที่ผิวด้านบนบริเวณกึ่งกลางคานได้เริ่มปริแตก คอนกรีตที่อยู่เหนือแกนสะเทินถูกอัดแตกออก (crushing) การวิบัติที่เกิดขึ้นมีลักษณะเป็นแบบ flexural failure ชนิดแรงอัด (compression failure) ในการออกแบบคาน PC-C ไม่สามารถที่จะออกแบบให้เป็น overreinforced concrete ได้โดยสิ้นเชิง เพราะทฤษฎีคอนกรีตอัดแรงควบคุมหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงอัดไม่เกินข้อกำหนดตามมาตรฐาน ว.ส.ท. ทำให้เสริมลวดอัดแรงมากเกินไปจึงทำให้เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากไปพร้อมกับคอนกรีตถูกอัดแตก ดังแสดงในรูปที่ 4.12

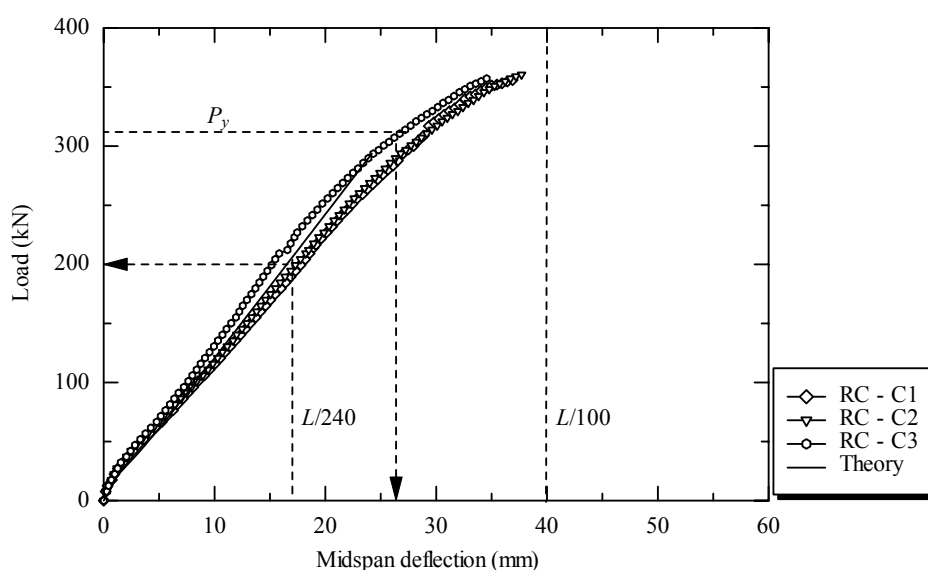


รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก

ส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก (คาน RC-C) พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคานแบ่งออกเป็นเส้นตรงสองช่วง ดังแสดงในรูปที่ 4.10 ช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น ในช่วงนี้รอยร้าวเกิดขึ้นเล็กน้อยบริเวณใต้ท้องคานตามแนวตั้งที่กึ่งกลางคาน เมื่อผ่านจุดที่เกิดรอยร้าว กราฟยังมีความชันใกล้เคียงกับช่วงก่อนที่คอนกรีตจะร้าว แสดงว่ารอยร้าวยังไม่มาก สาเหตุเนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมีจำนวนมาก จึงทำให้หน้าตัดคานลดลงช้า ความแกร่งของคานในช่วง

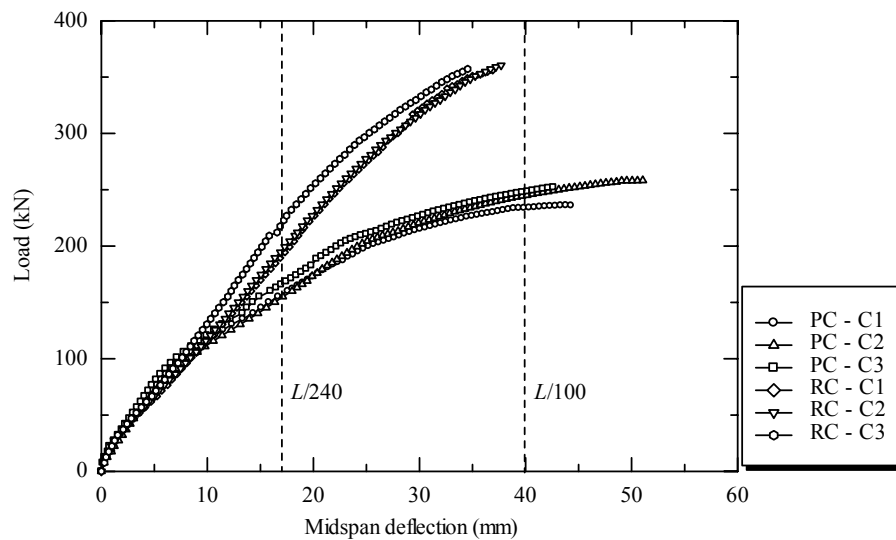
นี้จึงไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก โดยค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าน้อยกว่าค่าความเครียดที่จุดคราก

จากนั้นพฤติกรรมของคานเข้าสู่ช่วงที่สองค่าความชันมีค่าใกล้เคียงกับช่วงแรก จุดเริ่มต้นของช่วงนี้แรงกระทำมีค่าประมาณ 91-93% ของกำลังสูงสุดของคาน รอยร้าวที่ปรากฏอยู่ตามแนวคิงได้เพิ่มขึ้นเป็นลำดับ ที่ส่วนบนของคานได้เริ่มปริแตก และระเบิดออกในที่สุด ซึ่งค่าการแอ่นตัวที่จุดคิงกล่าวนี้ยังไม่ถึง $L/100$ ลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบ flexural failure ชนิดแรงอัดเป็นหลักตามที่ได้ออกแบบ ดังแสดงในรูปที่ 4.12

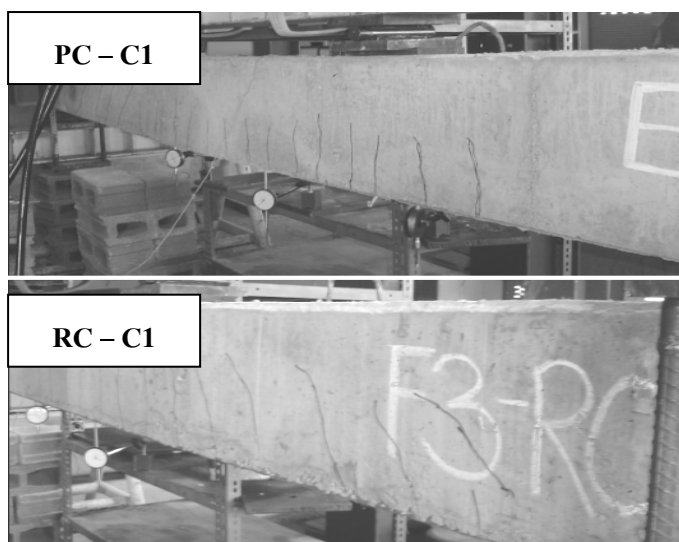


รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก

รูปที่ 4.11 เปรียบเทียบคาน PC-C กับ RC-C พบว่าตั้งแต่จุดเริ่มต้นจนถึงจุดที่เกิดรอยร้าว คานมีความแกร่งใกล้เคียงกัน แต่เหล็กเสริมรับแรงดึงคาน PC-C มีพื้นที่หน้าตัดน้อยกว่าประมาณ 67% เมื่อถึงจุดที่คานเกิดรอยร้าว คาน PC-C มีความแกร่งลดลงเล็กน้อย เนื่องจากเมื่อคอนกรีตร้าวจะถ่ายแรงสู่เหล็กเสริมรับแรงดึงและลวดอัดแรงซึ่งมีกำลังรับแรงดึงได้สูง รอยร้าวจึงขยายตัวอย่างค่อยเป็นค่อยไป ส่งผลให้แกนสะเทินขยับตัวสูงเป็นลำดับ ความแกร่งจึงลดลงเล็กน้อย ส่วนคาน RC-C จะมีความแกร่งสม่ำเสมอไปจนถึงจุดที่คานเกิดแตกร้าว แต่อย่างไรก็ตาม คาน PC-C จะมีกำลังที่ต่ำกว่าแต่จะมีความเหนียว มากกว่าประมาณ 15% ซึ่งคานทั้งสองกลุ่มออกแบบเสริมเหล็กมากกว่าอัตราส่วนสถานะสมดุล (overreinforced concrete) โดยวิธีกำลัง



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก



รูปที่ 4.12 ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก

ตารางที่ 4.4 แสดงการคำนวณตามมาตรฐาน ว.ส.ท. สำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรงและอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง คาน PC-C มีกำลังที่จุด P_y มากกว่า 10% ของการ

คำนวณ คาน PC-C มีค่าเป็น 89% ของการคำนวณ คาน PC-C มีกำลังน้อยกว่าคาน RC-C ที่ $P_{L/240}$ P_y และ $P_{L/100}$ ประมาณ 22% , 32% และ 31% ตามลำดับ ดังนั้นคานทั้งสองกลุ่มไม่ควรใช้เพราะจะทำให้เกิดการวิบัติแบบทันทีทันใดซึ่งไม่ปลอดภัยสำหรับการนำไปใช้งาน

ตารางที่ 4.4 กำลังของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก

คาน คอนกรีต อัดแรง	ผลการทดสอบ $P_{L/240}$ (kN)	P_y (kN)		$P_{L/100}$ (kN) ผลการ ทดสอบ	ความเหนียว		ความแข็งแรง kN/mm	
		จากการ คำนวณ	ผลการ ทดสอบ		u	ค่าเฉลี่ย	k	ค่าเฉลี่ย
		PC-C1	155	246	210	232	1.43	1.45
PC-C2	154	220	244		1.33	11.60		
PC-C3	162	230	255		1.60	12.78		
ดัชนีเหล็กเสริมรับแรงดึง $0.2637 > 0.2582$					over-reinforced concrete			
คาน คอนกรีต เสริมเหล็ก	ผลการทดสอบ $P_{L/240}$ (kN)	P_y (kN)		$P_{L/100}$ (kN) ผลการ ทดสอบ	ความเหนียว		ความแข็งแรง kN/mm	
		จากการ คำนวณ	ผลการ ทดสอบ		u	ค่าเฉลี่ย	k	ค่าเฉลี่ย
		RC-C1	190	292	330	355	1.19	1.23
RC-C2	196	330	360		1.18	11.74		
RC-C3	216	310	340		1.33	13.18		
ปริมาณเหล็กรับแรงดึง $0.0519 > 0.03921$					over-reinforced concrete			

4.3.4 ตัวคูณลดกำลัง (reduction factor, ϕ)

ตารางที่ 4.5 เปรียบเทียบกำลังที่จุดคราก ($P_{y,observed}$) ต่อกำลังที่ได้จากการคำนวณตามมาตรฐาน ว.ศ.ท. ($P_{y,predicted}$) ที่ถอดตัวคูณลดกำลังออก การวิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลักทั้งคาน PC-T และ RC-T จะมีค่าใกล้เคียงกับค่าตัวคูณลดกำลังตามทฤษฎี ($\phi = 0.9$) ดังนั้นการคำนวณสำหรับคอนกรีตอัดแรงบางส่วนที่ถูกออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง หรือวิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก สามารถใช้ได้เหมือนกับคอนกรีตอัดแรงแบบเต็มส่วน

ตารางที่ 4.5 เปรียบเทียบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ลักษณะ
การวิบัติ 3 แบบ

ชนิดของ การวิบัติ	คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน kN			คานคอนกรีตเสริมเหล็ก kN		
	$P_{y,observed}$	$P_{y,predicted}$	$\phi = \frac{P_{y,observed}}{P_{y,predicted}}$	$P_{y,observed}$	$P_{y,predicted}$	$\phi = \frac{P_{y,observed}}{P_{y,predicted}}$
วิบัติด้วย แรงเฉือนตาม แนวทแยง	200	226.00	0.88	190	190.30	1.00
	193		0.85	185		0.97
	195		0.86	195		1.02
วิบัติด้วย แรงดึง เป็นหลัก	202	226.00	0.89	150	163.36	0.92
	205		0.91	140		0.86
	210		0.93	152		0.93
วิบัติด้วย แรงอัด เป็นหลัก	210	246.43	0.85	330	292.58	1.13
	220		0.89	330		1.13
	230		0.93	310		1.06

4.4 เปรียบเทียบดัชนีอัตราส่วนราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังของคาน

เมื่อเปรียบเทียบค่าใช้จ่ายดำเนินการก่อสร้างคานสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงบางส่วน กับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้ต้นทุนการบริบทที่เท่ากัน จะต้องคิดค่าวัสดุ แรงงาน และค่าดำเนินการ แต่โดยที่ค่าแรงงานและค่าดำเนินการไม่มีมาตรฐานที่อ้างอิงได้ งานวิจัยนี้จึงคิดเฉพาะค่าวัสดุเท่านั้น ราคาค่าวัสดุในส่วนกลาง และคำนวณราคากลางในเดือนกันยายน ปี 2549 จากกลุ่มดัชนีการก่อสร้าง สำนักงานดัชนีเศรษฐกิจการค้า กรมการค้าภายใน ซึ่งเป็นราคาซื้อขายด้วยเงินสด ณ โรงงานหรือร้านค้าโดยไม่รวมค่าขนส่งแสดงผลการเปรียบเทียบดัชนีของคานสำเร็จรูปทั้งสองกลุ่มที่สถานะใช้งาน ($P_{L/240}$) และที่ก้ำกึ่งสูงสุดตามวิธีก้ำกึ่ง (P_y) แสดงในภาคผนวก ข โดยแยกเป็นแต่ละลักษณะการวิบัติ ดังนี้

ก) การวิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง คาน PC-S มีดัชนีอยู่ระหว่าง 7.29 - 7.79 และ 5.69 - 5.90 ส่วนคาน RC-S มีดัชนีอยู่ระหว่าง 7.71 - 8.49 และ 6.88 - 7.25

ข) การวิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก คาน PC-T มีดัชนีอยู่ระหว่าง 8.19 - 8.77 และ 6.48 - 6.73 ส่วนคาน RC-T มีดัชนีอยู่ระหว่าง 10.34 - 10.89 และ 9.53 - 10.34

ค) การวัดด้วยแรงอัดเป็นหลัก คาน PC-C มีดัชนีอยู่ระหว่าง 8.83 – 9.29 และ 6.22 - 6.81 ส่วนคาน RC-C มีดัชนีอยู่ระหว่าง 9.66 - 10.98 และ 6.32 - 6.73

จากค่าดัชนีข้างต้นจะเห็นว่าคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป มีข้อได้เปรียบ คือ ราคาโดยรวมถูกกว่าแต่รับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป และถ้าต้องการลดขนาดหน้าตัดลงอีกก็สามารถทำได้โดยใช้หลักการคำนวณที่ได้จากการวิจัยดังกล่าว

บทที่ 5

สรุปผลงานวิจัย

5.1 บทนำ

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรง และลักษณะการวิบัติ ของคานคอนกรีตอัดแรง บางส่วนสำเร็จรูป ภายใต้แรงกระทำแบบ 4 จุด จากการศึกษาสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

5.2 พฤติกรรมของคาน

5.2.1 พฤติกรรมการรับแรงดัดของคาน

ผลทดสอบกำลังรับแรงกระทำของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนตามแนวทแยง พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอนตัวที่กึ่งกลางความยาวคานแบ่งออกเป็นสามช่วง ที่ปลายสุดของช่วงแรกแรงกระทำมีค่าประมาณ 42-43% ของกำลังสูงสุด จากนั้นพฤติกรรมเข้าสู่ช่วงที่สอง เส้นกราฟยังเป็นเส้นตรงแต่ความชันมีค่าลดลง แรงกระทำที่ปลายสุดของช่วงนี้มีค่าประมาณ 85-87% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่าเหล็กเสริมเกิดการคราก โดยมีค่าความเครียดอยู่ในช่วง 0.0015 ถึง 0.0016 mm/mm ซึ่งมากกว่าค่าความเครียดที่จุดคราก ของเหล็กเสริมที่ได้จากการทดสอบคุณสมบัติทางกล (0.0010 ถึง 0.0012 mm/mm) พฤติกรรมเช่นนี้เกิดจากการอัดแรง ทำให้เหล็กเสริมที่รับแรงดึงเกิดหน่วยแรงอัดไว้ล่วงหน้า ทำให้เกิดค่าความเครียดอัดที่จะช่วยหักล้างกับค่าความเครียดดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก ความเครียดดึงจึงมากกว่าปกติ กราฟช่วงสุดท้ายเป็นเส้นโค้ง แรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นไม่มากนัก ในขณะที่การแอนตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว รอยร้าวที่ปรากฏอยู่แล้วตามแนวดิ่ง ได้เพิ่มจำนวนมากขึ้นและขยับตัวสูงขึ้น และเมื่อรอยร้าวขยายแนวถึงจุดที่มีแรงดัด และแรงเฉือนผสมกัน ซึ่งบริเวณนี้ไม่ได้เสริมเหล็กปลอกป้องกันแรงเฉือนอย่างพอเพียง รอยร้าวจะเปลี่ยนจากการวิบัติแบบ flexural cracks และขยายตัวเป็น flexure-shear cracks ตามที่ได้ออกแบบไว้

สำหรับคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปแบบ ออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ และระยะการแอนตัวที่กึ่งกลางความยาวคานแบ่งออกเป็นสามช่วง ที่ปลายสุดของช่วงแรกแรงกระทำมีค่าประมาณ 42-43% ของกำลังสูงสุด จากนั้นพฤติกรรมของคานเข้าสู่ช่วงที่สอง เส้นกราฟยังคงเป็นเส้นตรงแต่ความชันเริ่มลดลง แรงกระทำที่ปลายสุดของช่วงนี้มีค่าอยู่ที่ประมาณ 84-85% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่าเหล็กเสริมเกิด

การคราก โดยมีค่าความเครียดอยู่ในช่วง 0.0015 ถึง 0.0016 mm/mm ซึ่งมากกว่าค่าความเครียดที่จุดคราก ของเหล็กเสริมที่ได้จากการทดสอบคุณสมบัติทางกล กราฟช่วงสุดท้ายเป็นเส้นโค้ง แรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นน้อยมากในขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว รอยร้าวที่ปรากฏอยู่แล้วตามแนวตั้งได้เพิ่มจำนวนมากขึ้นและขยับตัวสูงขึ้น ทำให้แนวแกนสะเทินขยับสูงขึ้นเช่นกัน หน่วยแรงต่าง ๆ บนหน้าตัดคาน มีค่าเพิ่มมากขึ้นและไม่เป็นสัดส่วนกับค่าความเครียด ลักษณะเช่นนี้เป็นพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบ flexural failure ชนิดแรงดึงเป็นหลัก

สำหรับคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ และระยะการแอ่นตัวที่ถึงกลางความยาวคานแบ่งออกเป็นสามช่วง ที่ปลายสุดของช่วงแรกแรงกระทำมีค่าประมาณ 49-54% ของกำลังสูงสุด จากนั้นพฤติกรรมของคานเข้าสู่ช่วงที่สอง เส้นกราฟเป็นเส้นตรงแต่ความชันเริ่มมีค่าลดลง แรงกระทำที่ปลายสุดของช่วงนี้มีค่าประมาณ 90-91% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่าเหล็กเสริมเกิดการคราก กราฟช่วงสุดท้ายเป็นเส้นโค้ง แรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นช้ามาก ในขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว รอยร้าวที่ปรากฏอยู่แล้วในแนวตั้งได้เพิ่มจำนวนมากขึ้น และขยับตัวสูงขึ้น ในขณะที่เดียวกันคอนกรีตที่ผิวบนได้เริ่มปริแตก คอนกรีตที่อยู่เหนือแกนสะเทินถูกอัดแตกออก การวิบัติที่เกิดขึ้นมีลักษณะเป็นแบบ flexural failure ชนิดแรงดึงและแรงอัดเกิดในเวลาใกล้เคียงกัน

5.2.2 ลักษณะการวิบัติ

คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง มีลักษณะการวิบัติแบบ shear failure โดยช่วงแรกระหว่างการเพิ่มแรงกระทำอย่างต่อเนื่อง คอนกรีตที่ผิวล่างบริเวณกึ่งกลางความยาวคานจะเกิดรอยร้าวในแนวตั้ง และมีแนวตั้งฉากกับความยาวคาน จากนั้นรอยร้าวดังกล่าวจะค่อย ๆ เพิ่มจำนวนและขยับตัวสูงขึ้น เมื่อรอยร้าวขยายแนวใกล้บริเวณที่มีแรงดัดและแรงเฉือนผสมกันจะเกิดแรงดัดทแยง ทำให้คานวิบัติตามที่ได้ออกแบบไว้

สำหรับคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก มีลักษณะการวิบัติแบบ flexural failure โดยช่วงเริ่มต้นระหว่างการเพิ่มแรงกระทำอย่างต่อเนื่อง คอนกรีตที่ผิวล่างบริเวณกึ่งกลางความยาวคานจะเกิดรอยร้าวในแนวตั้งขึ้น และมีแนวตั้งฉากกับความยาวคาน จากนั้นรอยร้าวดังกล่าวจะค่อย ๆ เพิ่มจำนวนและขยับตัวสูงขึ้น เมื่อแรงกระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้น ขณะที่ระยะการแอ่นตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ

สุดท้าย คานสำเร็จรูปแบบคอนกรีตอัดแรงบางส่วนออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก มีลักษณะการวิบัติแบบ flexural failure โดยช่วงแรกระหว่างการเพิ่มแรงกระทำอย่างต่อเนื่อง คอนกรีตที่ผิวล่างบริเวณกึ่งกลางความยาวคานจะเกิดรอยร้าวในแนวตั้งขึ้น และมี

แนวตั้งฉากกับความยาวคาน จากนั้น รอยร้าวดังกล่าวค่อย ๆ เพิ่มจำนวนและขยับตัวสูงขึ้น เมื่อแรงกระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้น ขณะที่ระยะการแอ่นตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งคานเกิดการอัดแตกจนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ

5.3 เปรียบเทียบดัชนีอัตราส่วนราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังของคาน

ค่าดัชนีอัตราส่วนราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังของคานที่สถานะใช้งาน ($P_{L/240}$) และที่กำลังสูงสุดตามวิธีกำลัง (P_y) การวิบัติด้วยแรงเฉือนตามแนวทแยง คาน PC-S มีดัชนีอยู่ที่ระหว่าง 7.29 - 7.79 และ 5.69 - 5.90 การวิบัติด้วยแรงดึงเป็นหลัก คาน PC-T มีดัชนีอยู่ระหว่าง 8.19 - 8.77 และ 6.48 - 6.73 การวิบัติด้วยแรงอัดเป็นหลัก คาน PC-C มีดัชนีอยู่ระหว่าง 8.83 - 9.29 และ 6.22 - 6.81 จากค่าดัชนีดังกล่าวข้างต้นทั้ง 3 ลักษณะการวิบัติ คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปมีประสิทธิภาพมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปทุกลักษณะการวิบัติ

5.4 ข้อจำกัดของงานวิจัย

- 1) งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมเบื้องต้นของคานรูปคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จ โดยใช้แรงกระทำแบบ 4 จุดเท่านั้น ซึ่งแตกต่างกับสถานะการใช้งานจริงที่เป็นน้ำหนักบรรทุกซึ่งถ่ายแรงจากแผ่นพื้นในลักษณะแบบแผ่กระจายสม่ำเสมอ
- 2) ความยาวของคานมีเพียงค่าเดียว คือ 4.00 m ซึ่งอาจน้อยเกินไป ทำให้ผลการทดสอบไม่ครอบคลุมเท่าที่ควร

5.5 ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป

- 1) ควรมีการศึกษาจุดเชื่อมต่อระหว่างคานกับเสา ในลักษณะที่เป็นคานต่อเนื่อง
- 2) ควรมีการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำแบบพลศาสตร์ของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

5.6 ข้อเสนอแนะในการนำไปใช้งาน

จากการวิจัยได้นำไปสู่การใช้งานจริงในหลายหน่วยงานพบปัญหา คือ เหล็กข้ออ้อยที่ยื่นจากปลายคานจะไปขัดกับเหล็กเสาในขณะที่ขุดติดตั้งเพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว ควรออกแบบเสาให้มีขนาดใหญ่กว่าคานประมาณ 1.5 เท่า ของความกว้างคาน นอกจากนี้ถ้าต้องการให้คานมีกำลังรับแรงเฉือนที่ปลายคานได้ดีขึ้น ให้ทำรอยบากที่หัวคาน (shear keys) ทั้งสองปลาย

รายการอ้างอิง

- Antoine E. Naaman , 1982. **Prestressed Concrete Analysis and Design**, United States of America. : McGraw-Hill Book Company.
- ASTM C469-94, **Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression**. Annual Book of ASTM Standard, Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Edward G. Nawy, **2000. Prestressed Concrete A Fundamental Approach**, New Jersey : Prentice Hall, Inc.
- Elliott, K.S. (2002). **Precast Concrete Structures**. Great Britain: Butterworth-Heinemann.
- Haas, A.M. (1983). **Precast Concrete Design and Applications**. Essex: Applied Science Publishers Ltd.
- MacGregor, J.G. (1992). **Reinforced Concrete Mechanics and Design**. Second edition, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- McCormac, J.C. (1998). **Design of Reinforced Concrete**. Fourth edition, California: Addison
- Mohamed Saafi*, Houssam Toutanji. **Flexural capacity of prestressed concrete beams reinforced with aramid fiber reinforced polymer (AFRP) rectangular tendons**. Construction and Building Materials 12 (1998) 245-249. Wesley Longman Inc.
- Nawy, E.G. (2000). **Reinforced Concrete a Fundamental Approach**. Fourth edition, New Jersey: Prentice-Hall Inc.
- Richardson, J.G. (1973). **Precast Concrete Production**. London: George Berridge & Co. Ltd.
- Sibunruang, T. (1977). **Construction Methods of Public Housing in Thailand**. Bangkok: International Conference on Low Income Housing-Techmology and Policy: 903-917.
- S.K. Padmarajaiah, Ananth Ramaswamy. **Flexural strength predictions of steel fiber reinforced high-strength concrete in fully/partially prestressed beam specimens**. Cement & Concrete Composites 26 (2004) 275-290.
- Wang, C.K. and Salmon C.G. (1992). **Reinforced Concrete Design**. Fifth edition, New York: Haper Collins Publishers Inc.

- กรรม คำลือ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2548). พฤติกรรมของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรง
บางส่วนภายใต้แรงกระทำตามขวาง. ชลบุรี: การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ
ครั้งที่ 10 ., STR58-63
- จักษดา ชำรงวุฒิ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2548). คานคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วน
รองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง. ชลบุรี: การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธา
แห่งชาติ ครั้งที่ 10 ., STR1-6
- ต่อกุล กาญจนาลัย, การออกแบบคอนกรีตอัดแรง, กรุงเทพฯ : หจก.สำนักพิมพ์ฟิสิกส์เซ็นเตอร์
นเรศ พันธราช, ครั้งที่ 2, 2541. การออกแบบคอนกรีตอัดแรง, กรุงเทพฯ : ไลบารี นาย
มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 20-2543). เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กเส้นกลม.
กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 95-2534). เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : ลวดอัดแรง.
กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 24-2536). เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กข้ออ้อย.
กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 409-2525). วิธีการทดสอบความต้านทานของแท่ง
คอนกรีต. กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, 2537. มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตอัด
แรง, กรุงเทพฯ
- วินิต ช่อวิเชียร (2540). การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะ
วิศวกรรมศาสตร์: จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วินิต ช่อวิเชียร (2539). คอนกรีตเทคโนโลยี. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา. คณะวิศวกรรมศาสตร์:
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (2538). มาตรฐานการสำหรับออกแบบ
อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008.38, กรุงเทพฯ: วิศวกรรม
สถานแห่งประเทศไทย.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (2544). ศัพท์วิทยาการวิศวกรรมโยธา.
กรุงเทพฯ: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.
- สมโพธิ วิวิธเกยุรวงศ์ (2544). การออกแบบคอนกรีตอัดแรง. กรุงเทพฯ: มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- สิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2541). คู่มือปฏิบัติการทดสอบวัสดุ. สาขาวิศวกรรมโยธา, สำนักวิชา
วิศวกรรมศาสตร์: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

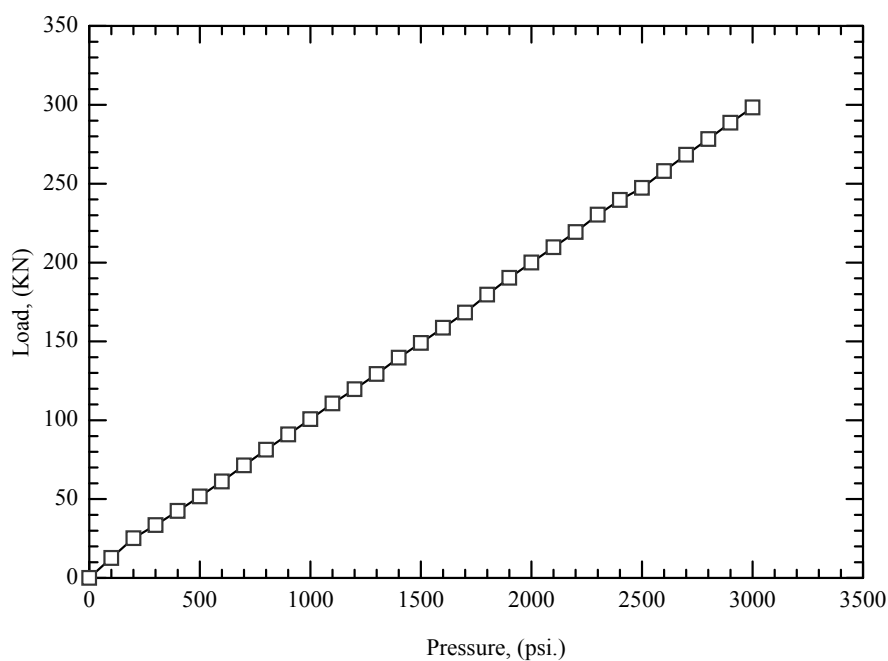
ภาคผนวก ก

ผลการสอบเทียบ Hydraulic Ram

ผลการสอบเทียบเครื่องสูบล้ำ Hydraulic

จากผลการสอบเทียบเครื่องสูบล้ำ Hydraulic กับเครื่องกด UTM พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากเครื่อง UTM กับความดันที่ได้จากเครื่องสูบล้ำ Hydraulic มีลักษณะแสดงดังรูปที่ ก.1 ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับความดันได้ดังนี้

$$\text{Loads (kN.)} = (0.0983 \times \text{Pressure (psi)}) + 2.7513$$



รูปที่ ก.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากเครื่อง UTM กับความดันที่ได้จากเครื่องสูบล้ำ Hydraulic

ภาคผนวก ข

วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ข.1 คอนกรีต

คอนกรีต เป็นวัสดุผสม (composite materials) ที่ได้จากการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์กับวัสดุผสม ได้แก่ ทราย หินหรือกรวด ซึ่งรวมเรียกว่า มวลรวม (aggregates) และน้ำผสมเข้าด้วยกันตามอัตราส่วนที่กำหนดไว้ โดยให้ส่วนผสมของคอนกรีตที่เหลวพอเทได้และสะดวกในการใช้งาน (good workability) คอนกรีตที่ดีนั้น ได้จากการที่อนุภาคของมวลรวมทั้งหมด (all-in aggregate) ทั้งอนุภาคเล็กและใหญ่ ทุก ๆ อนุภาคถูกเคลือบและหุ้มไว้ด้วยซีเมนต์เพสต์ (cement paste) ซึ่งทำให้เกิดปฏิกิริยาทางเคมีระหว่างกัน ทำให้เกิดเป็นคุณสมบัติจับตัวเกาะแน่นกับวัสดุผสมได้ โดยทั่วไปคอนกรีตจะแข็งตัวเมื่ออายุประมาณ 24 ชั่วโมง และเมื่อได้รับการบ่มชื้นจะสามารถพัฒนากำลังรับแรงอัดได้ดีขึ้นเรื่อย ๆ ตามอายุ ทั้งนี้ความแข็งแรงและความทนทานของคอนกรีตจะขึ้นอยู่กับสัดส่วนของการผสมที่ใช้

ข.1.1 ส่วนผสมสำหรับคอนกรีต

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Portland Cement)

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ เป็นวัสดุก่อสร้างที่สำคัญในการก่อสร้างทางวิศวกรรม เพราะเมื่อนำไปผสมรวมกับทราย และน้ำ จะได้เป็นมอร์ตาร์ (mortar) ซึ่งนำไปใช้เป็นปูนก่อ สำหรับงานก่ออิฐ หรือ ปูนฉาบ สำหรับงานฉาบปูน เป็นต้น และหากนำไปผสมรวมกับหิน ทราย และน้ำด้วยอัตราส่วนที่เหมาะสมจะได้เป็นคอนกรีต (concrete)

โดยทั่วไปปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะแบ่งเป็น 5 ชนิดตามตารางที่ ข.1

ตารางที่ ข.1 ชนิดของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

ชนิด	ประเภท	การใช้งานหรือคุณลักษณะทั่วไป
I	ทั่วไป	ใช้ในงานทั่วไป
II	ปานกลาง	มีความต้านทานต่อซัลเฟตดีกว่าชนิดที่ I และมีความร้อนปานกลาง
III	High strength	ให้กำลังได้รวดเร็ว ถอดแบบได้เร็ว ใช้เร่งงานก่อสร้าง
IV	ความร้อนต่ำ	มีความร้อนต่ำ ใช้ในงานก่อสร้างที่มีหน้าตัดใหญ่ เช่น เขื่อน
V	ต้านทานซัลเฟต	ใช้เมื่อคอนกรีตอยู่ในที่ที่มีซัลเฟตสูง

ในงานก่อสร้างทั่วไป จะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทหนึ่ง (ordinary portland cement) แต่ในงานก่อสร้างที่ต้องการใช้งานเร็ว หรือรีบแบบเร็ว จะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทสาม (high-early strength portland cement) หรือที่เรียกว่า ซูเปอร์ซีเมนต์ ส่วนในงาน

ก่อสร้างที่อยู่ในสถานที่ที่มีการกระทำของซัลเฟตรุนแรง ก็จะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทห้า (sulfate-resistant portland cement)

วัสดุผสม (aggregates)

วัสดุผสมที่ใช้เป็นส่วนผสมของคอนกรีต ได้แก่ หินย่อย กรวด และทราย ซึ่งต้องแข็งแรง ทนทาน สามารถรับแรงอัดได้ดี ไม่ขยายตัวมาก และไม่มีสารเคมีเจือปน นอกจากนี้วัสดุผสมต้องมีขนาดใหญ่และขนาดเล็กกละกัันดี เพื่อช่วยให้ได้คอนกรีตที่มีเนื้อแน่นสม่ำเสมอ มีช่องว่างระหว่างก้อนน้อย ทำให้ใช้ซีเมนต์เพสต์ที่น้อยลงและราคาของคอนกรีตก็ถูกลง

น้ำ (water)

น้ำที่ใช้ผสมคอนกรีต ต้องสะอาดมีความขุ่นได้ไม่เกิน 2,000 ppm. (ส่วนในล้าน) ปราศจากกรด ด่าง น้ำมันและสารอินทรีย์อื่น ๆ ในปริมาณที่จะเป็นอันตรายต่อคอนกรีตหรือเหล็กเสริม โดยปกติน้ำประปาและน้ำจืดตามธรรมชาติส่วนใหญ่ ถือว่ามีคุณภาพดีพอสำหรับงานคอนกรีต นอกจากนั้นหน้าที่หลักของน้ำในการใช้ผสมคอนกรีต คือ

- ทำหน้าที่เข้าผสมกับปูนซีเมนต์และทำปฏิกิริยาทางเคมีแล้วเกิดความร้อนที่เรียกว่า heat of hydration ทำให้ผงซีเมนต์นั้นกลายเป็นวุ้น และเป็นซีเมนต์เหนียว ซึ่งเป็นตัวประสานผิวระหว่างเม็ดของวัสดุผสม เกาะยึดกันแน่นเมื่อแข็งตัว
- ทำหน้าที่เคลือบหินและทรายให้เปียก เพื่อให้ปูนซีเมนต์เข้าเกาะ โดยรอบและแข็งตัวยึดติดกันแน่น
- ทำหน้าที่หล่อลื่นให้วัสดุทั้ง 3 อย่างนี้ เกิดความเหลว สามารถเทและเขย่าเข้าแบบหล่อให้เป็นรูปต่าง ๆ ได้

สารผสมเพิ่ม (admixtures)

ในการทำงานบางครั้งอาจต้องใช้สารผสมเพิ่มในส่วนผสมของคอนกรีต เพื่อปรับปรุงให้คอนกรีตสดหรือคอนกรีตที่แข็งตัวแล้วมีคุณสมบัติอื่นที่ต้องการ เช่น ให้คอนกรีตสดมีความสามารถในการเทได้ดีขึ้น หรือก่อตัวช้าลง ประเภทของสารผสมเพิ่มที่นิยมใช้ประกอบด้วย

- สารเพิ่มฟองอากาศ (air-entraining admixture) ตามมาตรฐาน ASTM C 260 ซึ่งเป็นสารอินทรีย์ละลายน้ำ ช่วยเพิ่มปริมาณฟองอากาศในเนื้อคอนกรีต
- สารเคมีผสมเพิ่ม (chemical admixture) ตามมาตรฐาน ASTM C 494 ซึ่งเป็นสารประกอบเคมีที่ละลายน้ำ เพื่อปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตสด เช่น สารลดปริมาณน้ำ สารหน่วงหรือเร่งการก่อตัว เป็นต้น
- สารผสมเพิ่มแบบแร่ธาตุ (mineral admixture) ตามมาตรฐาน ASTM C 618 ซึ่งเป็นวัสดุผงละเอียด เพื่อปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตสดและคอนกรีตที่แข็งตัว

แล้ว โดยการช่วยปรับส่วนขนาดผลของวัสดุผสมให้ดีขึ้น และยังช่วยลดปริมาณปูนซีเมนต์ลงได้บางส่วน ได้แก่ เช่น ใ้ล้อย วัสดุปอชโซลาน และซิลิกาฟูม

- สารผสมเพิ่มอื่น ๆ (miscellaneous admixtures) เป็นสารผสมเพิ่มที่ยังไม่จัดอยู่ในมาตรฐานของ ASTM ได้แก่ สารเพิ่มการยึดเหนี่ยว (bonding agent) สารลดการกัดกร่อน (corrosion agent) เป็นต้น

ข.1.2 การบ่มคอนกรีต

การบ่มคอนกรีต (curing) เป็นการควบคุมและป้องกันมิให้น้ำที่เหลือจากการทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ ระเหยออกมาจากคอนกรีตที่เทลงแบบหล่อและแข็งตัวแล้ว เร็วเกินไป เพื่อให้คอนกรีตมีคุณสมบัติในการรับแรงและทนทานตามต้องการ ซึ่งระยะเวลาการบ่มคอนกรีตขึ้นอยู่กับชนิดของปูนซีเมนต์ที่ใช้ ส่วนผสมของคอนกรีต กำลังของคอนกรีตที่ต้องการ อุณหภูมิและความชื้นขณะทำการบ่ม ตลอดจนระยะเวลาในการบ่มให้นับจากวันที่หล่อคอนกรีตเสร็จแล้ว 24 ชั่วโมงเป็นต้นไป โดยทั่วไปแล้วคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ชนิดธรรมดา ควรได้รับการบ่มขึ้นติดต่อกันอย่างน้อย 7-14 วัน ปูนซีเมนต์ชนิดให้ความแข็งแรงสูงต้องการเวลาน้อยกว่าประมาณครึ่งหนึ่ง และปูนซีเมนต์ชนิดแข็งตัวช้าต้องการเวลามากกว่าปูนซีเมนต์ชนิดธรรมดา ดังตารางที่ ข.2 ซึ่งกำหนดเวลาอย่างน้อยที่สุดที่คอนกรีตควรได้รับการบ่ม ก่อนถอดแบบหล่อคอนกรีต

ตารางที่ ข.2 ระยะเวลาบ่มคอนกรีต

ประเภทของงานคอนกรีต	ระยะเวลาบ่มคอนกรีตของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1, วัน
เสา คาน และกำแพง	7
พื้น พื้นถนนในบ้าน	8
ถนนชั้นหนึ่ง หรือลานบิน	14
โครงสร้างโค้งหรือพิเศษอื่นๆ	14

ข.1.3 คุณสมบัติของคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

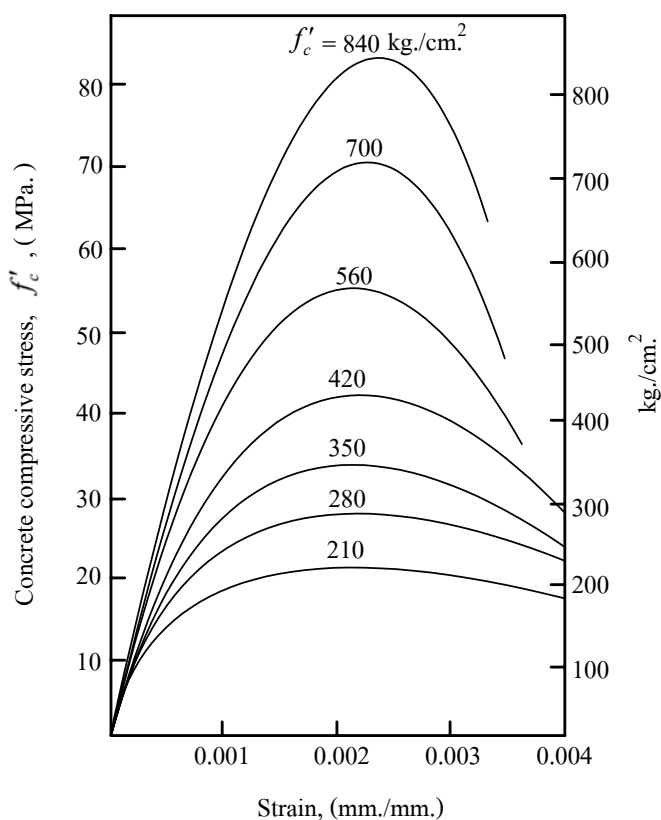
คุณสมบัติที่สำคัญที่สุดที่ต้องการของคอนกรีตเมื่อแข็งตัวแล้วคือ กำลังต้านทานแรงอัด เนื่องจากพบว่า กำลังต้านทานหรือกำลังรับแรงแบบอื่นของคอนกรีต เช่น กำลังต้านทานแรงดึง กำลังต้านทานแรงดัด กำลังต้านทานแรงเฉือน และกำลังยึดเหนี่ยว รวมทั้งความทนทานและการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ล้วนเป็นสัดส่วนเทียบได้กับ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตทั้งสิ้น

ซึ่งหมายความว่า เมื่อคอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงอัดสูง กำลังต้านทานแรงอย่างอื่นหรือความทนทานก็จะสูงตามไปด้วย

การทดสอบหาลำกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตให้ปฏิบัติตามวิธีของ ASTM C39 โดยการกดหรืออัดแรงตามแนวแกนของแท่งทดสอบมาตรฐานอย่างช้าๆ ด้วยเครื่องทดสอบจนกระทั่งคอนกรีตถูกอัดแตก และเมื่อหารน้ำหนักกดอัดสูงสุดที่ได้ด้วยเนื้อที่หน้าตัดของแท่งตัวอย่างที่รับแรงกระทำ จะเป็นค่ากำลังต้านทานแรงกดอัดสูงสุด (f'_c) ของแท่งคอนกรีตนั้น กำลังของคอนกรีตจะถือเป็นที่ยอมรับได้เมื่อผลเฉลี่ยกำลังอัดของการทดสอบ 3 ครั้งต่อเนื่องกันให้ค่าเท่ากับหรือมากกว่ากำลังรับแรงกดอัดสูงสุดที่กำหนด โดยที่กำลังอัดของการทดสอบแต่ละครั้ง อาจให้ค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงกดอัดสูงสุดได้ไม่เกิน 35 kg./cm.^2 (3.5 MPa.)

จากรูปที่ ข.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับค่าความเครียดของแท่งคอนกรีตมาตรฐานที่มีกำลังต้านทานแรงอัดต่างๆ กัน เมื่อรับแรงกดอัดตามแนวแกนอย่างเดียว (uniaxial stress) จนกระทั่งคอนกรีตถูกอัดแตก จะเห็นได้ว่าจากจุดเริ่มต้นที่รับน้ำหนักจนถึงระดับของหน่วยแรงอัดประมาณ 40-50 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงกดอัดสูงสุด ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นเส้นโค้งเล็กน้อยซึ่งดูเหมือนเป็นเส้นตรง อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติเมื่อคอนกรีตรับน้ำหนักอยู่ในช่วงใช้งานและกระทำในช่วงระยะเวลาสั้น ๆ (short-time loading) มักจะสมมติว่าคอนกรีตมีค่าความเครียดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรงอัดที่กระทำ

เมื่อหน่วยแรงอัดเพิ่มสูงขึ้น ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นเส้นโค้งคล้ายพาราโบลา ซึ่งพบว่าที่หน่วยแรงอัดสูงสุดคอนกรีตจะมีความเครียดประมาณ 0.002 mm./mm. และแท่งคอนกรีตยังสามารถต้านแรงอัดต่อไปได้ ในขณะที่ความเครียดมีค่าเพิ่มมากขึ้น แต่หน่วยแรงอัดจะลดลงเรื่อยๆ จนกระทั่งวิบัติที่ค่าความเครียดสูงสุดประมาณ 0.003 - 0.004 mm./mm. (มาตรฐาน ACI และ ว.ส.ท. กำหนดให้ใช้ค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 mm./mm.) และจากรูปที่ ข.1 จะสังเกตเห็นว่า คอนกรีตที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูง หน่วยแรงอัดจะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อเลยจากหน่วยแรงอัดสูงสุดไปแล้ว แต่คอนกรีตที่มีกำลังต้านทานแรงอัดต่ำกว่าหน่วยแรงอัดจะลดลงอย่างช้า ๆ และมีค่าความเครียดสูงสุดมากกว่า ซึ่งแสดงว่า คอนกรีตที่มีกำลังต่ำกว่าจะมีความเหนียว (ductility) มากกว่าคอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า



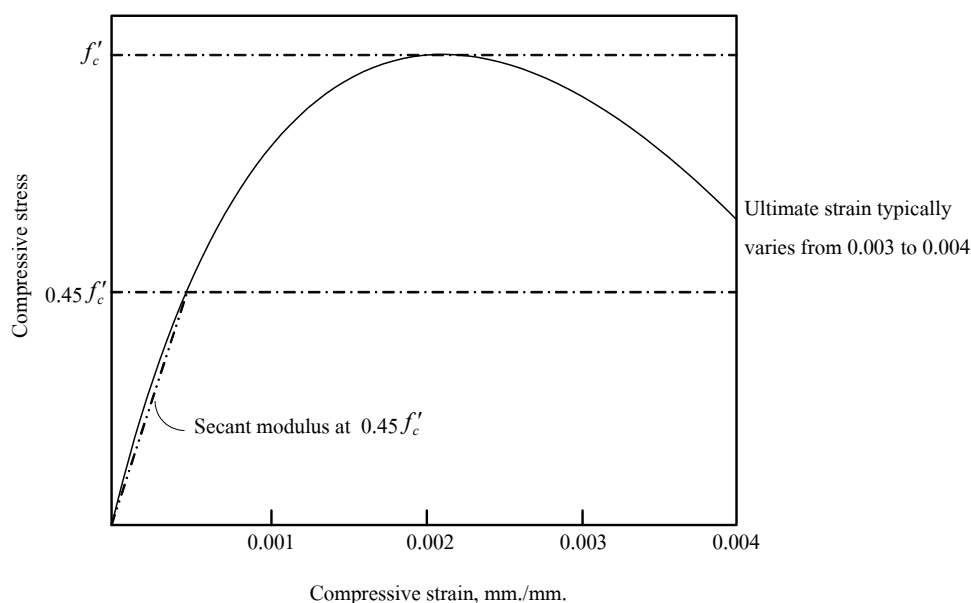
รูปที่ ข.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดกดอัดของคอนกรีต
(Chu-Kia Wang, 1992)

กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต

กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต (tensile strength) มีค่าแปรเปลี่ยนมาก อยู่ในช่วงประมาณ 8–15% ของกำลังรับแรงอัด ความแตกต่างระหว่างกำลังต้านทานแรงดึงและกำลังรับแรงอัด เป็นผลมาจากรอยแตกร้าวเล็ก ๆ ที่มีอยู่ทั่วไปในเนื้อคอนกรีต รอยแตกร้าวจะไม่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต เนื่องจากแรงอัดจะบีบรอยแตกร้าวเข้าหากันและถ่ายแรงผ่านรอยแตก ดังนั้นเนื้อคอนกรีตทั้งส่วนที่มีรอยแตกและไม่มีรอยแตกก็จะช่วยกันส่งถ่ายแรงอัดแต่ภายใต้แรงดึงการกระจายหน่วยแรงผ่านหน้าตัดจะเปลี่ยนแปลงไป เนื่องจากแรงดึงไม่สามารถถ่ายผ่านรอยแตกแต่จะถ่ายผ่านเฉพาะในพื้นที่ที่ไม่มีรอยแตกเท่านั้น ทำให้พื้นที่ประสิทธิภาพในการส่งผ่านแรงดึงมีน้อยกว่าพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงจะมีค่าสูงกว่าหน่วยแรงเฉลี่ยทำให้รอยแตกร้าวเกิดการขยายตัว รวมทั้งหน่วยแรงจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และนำไปสู่การวิบัติแต่ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก จะไม่นำกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตมาพิจารณา โดยพิจารณาให้เหล็กเสริมทำหน้าที่รับแรงดึงแทน

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (modulus of elasticity), E_c เป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูป (deformation) ของคอนกรีตเมื่อมีแรงกดอัดมากระทำ จากการทดสอบจะพบว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าแปรเปลี่ยนตามกำลังของคอนกรีต หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ตลอดจนขนาดและระยะเวลาที่รับน้ำหนักบรรทุก เมื่อคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงใช้งานและกระทำในช่วงเวลาสั้น ๆ ซึ่งอาจจะสมมติให้คอนกรีตเป็นวัสดุยืดหยุ่น (elastic materials) ได้โดยมีความเครียด (elastic strain) เป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรงอัดที่กระทำ แต่เมื่อคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุกคงค้างเป็นเวลานาน ๆ (long-term loading) ต้องพิจารณารวมความเครียดแบบพลาสติก (plastic strain) ด้วยเพราะโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะลดลงทำให้คอนกรีตเกิดการเสียรูปมากขึ้น



รูปที่ ข.2 วิธีการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Chu-Kia Wang, 1992)

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต หาได้จากอัตราส่วนของหน่วยแรงอัดต่อความเครียดเชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ หากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต โดยทั่วไปความสัมพันธ์นี้มีลักษณะเป็นรูปโค้งพาราโบลา ซึ่งการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตนั้น มาตรฐาน ACI และ ว.ส.ท. ใช้วิธี Secant Modulus ซึ่งคำนวณจากความลาดเอียงของเส้นที่ลากจากจุดเริ่มต้นกับจุดใด ๆ ที่ต้องการหา ซึ่งมักพิจารณาที่จุดซึ่งมีหน่วยแรงอัดเท่ากับ 45% ของหน่วยแรงอัดสูงสุด ($0.45f'_c$) บนเส้นสัมพันธ์ระหว่าง

หน่วยแรงอัดกับความเครียดโดยถือว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่หาโดยวิธีการนี้เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่แท้จริงของคอนกรีตในช่วงใช้งาน เนื่องจากได้พิจารณาถึงความเครียดแบบพลาสติกเข้าไปด้วย

มาตรฐาน ACI และ ว.ส.ท. กำหนดสูตรสำหรับหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต โดยให้ขึ้นกับกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดและหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ดังสมการที่ ข.1

$$E_c = 4,270w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad , \text{ kg./cm.}^2 \quad (\text{ข.1})$$

หรือ

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad , \text{ MPa.}$$

เมื่อ E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (kg./cm.^2)

w_c คือ หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (ton/m.^3)

f'_c คือ กำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกเมื่ออายุ 28 วัน (kg./cm.^2)

ดังนั้น สำหรับคอนกรีตธรรมดา ที่มีหน่วยน้ำหนัก $w_c = 2,323 \text{ kg./m.}^3$ จะได้ตามสมการที่ ข.2

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} \quad , \text{ kg./cm.}^2 \quad (\text{ข.2})$$

หรือ

$$E_c = 4,700\sqrt{f'_c} \quad , \text{ MPa.}$$

สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีต สามารถหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตได้จากอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงกดอัดกับความเครียดกดอัดบนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและความเครียดกดอัดของคอนกรีต ในช่วงที่คอนกรีตมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) ซึ่งมาตรฐาน ASTM C469-94 ได้กำหนดสมการที่ใช้ในการคำนวณหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตไว้ดังสมการที่ ข.3

$$E_c = (S_2 - S_1)/(\varepsilon_2 - 0.000050) \quad (\text{ข.3})$$

เมื่อ S_1 คือ หน่วยแรงที่ตัวอย่างทดสอบเกิดความเครียดกดอัดเท่ากับ $50 \times 10^{-6} \text{ mm./mm.}$

S_2 คือ หน่วยแรงที่มีค่าประมาณ 40 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงกดอัดสูงสุด

ε_2 คือ ความเครียดกดอัดที่เกิดจากหน่วยแรง S_2

ข.2 เหล็กเสริม (steel reinforcement)

คอนกรีตเป็นวัสดุที่เปราะ มีกำลังรับแรงดึงต่ำ จึงไม่สามารถนำมาใช้เป็นวัสดุก่อสร้างได้ เพราะในโครงสร้างทั่วไปจะต้องรับแรงเฉือนและโมเมนต์ ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดึงบนหน้าตัด การเพิ่มเหล็กเสริมที่ยึดหยุ่น มีกำลังสูง และยึดติดอย่างแข็งแรงกับเนื้อคอนกรีต ทำให้ได้วัสดุที่เหนียวและส่งถ่ายแรงดึงได้สูง นอกจากนี้ เหล็กเสริมยังช่วยลดการคืบและลดความกว้างของรอยแตกร้าวในคอนกรีตได้

เหล็กเสริมคอนกรีตที่ใช้ในงานก่อสร้างทั่วไปจะเป็นเหล็กกล้าละมุน (mild steel) ซึ่งเป็นเหล็กที่มีปริมาณคาร์บอนผสมอยู่เป็นปริมาณต่ำ คือ ประมาณ 0-0.3% ความแข็งแรงของเหล็กจะขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์คาร์บอนที่มีอยู่ในเหล็ก เหล็กที่มีปริมาณคาร์บอนสูงจะมีความแข็งแรงมากตามไปด้วย แต่จะเปราะและหักง่ายซึ่งไม่เหมาะที่จะนำมาใช้ในการก่อสร้าง เหล็กถูกผลิตโดยการนำแท่งเหล็กกล้า หรือแท่งเหล็กหล่อ ซึ่งมีแร่เหล็ก คาร์บอน และธาตุอื่นบางชนิด เช่น แมงกานีส ฟอสฟอรัส กำมะถัน ซิลิกอน มาหลอมละลายเข้าด้วยกันที่อุณหภูมิสูง แล้วรีดเป็นเส้นด้วยลูกรีด ในขณะที่ยังร้อนอยู่ เหล็กที่ถูกรีดออกมาจะมีทั้งหน้าตัดกลมเรียบและกลมข้อย้อย เหล็กเส้นที่ผลิตออกมาจะมีน้ำหนักอยู่ประมาณ 7,850 kg./m.³ มีความยาวมาตรฐาน 10 m. โดยที่เหล็กทุกเส้นจะมีขนาด ชื่อย่อ และเครื่องหมายการค้าของบริษัทผู้ผลิตหล่อเป็นตัวนูนติดกับผิวเหล็ก

ข.2.1 เหล็กกลมผิวเรียบ (round bars)

เหล็กกลมผิวเรียบ เป็นเหล็กเส้นที่มีหน้าตัดกลม มีผิวเรียบตลอดความยาวของเหล็ก มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 6 mm. ถึง 25 mm. ตามมาตรฐาน มอก. 20-2543 กำหนดให้เหล็กกลมผิวเรียบมีชั้นคุณภาพเดียวคือ SR 24 ซึ่งหมายถึงมีกำลังต้านทานต่อแรงดึงที่จุดครากของเหล็กไม่น้อยกว่า 2,400 kg./cm.² เหล็กเส้นชนิดนี้จะเหมาะใช้งานก่อสร้างขนาดเล็ก และขนาดกลาง แต่มีข้อด้อย คือ แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตไม่ดีเท่าที่ควร เมื่อจะนำไปใช้ทำเป็นส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ควรตัดปลายเหล็กให้เป็นรูปดาขอ

ข.2.2 เหล็กข้อย้อย (deformed bars)

เหล็กข้อย้อย เป็นเหล็กเส้นที่มีหน้าตัดกลม แต่ผิวตามความยาวของเหล็กมีลักษณะเป็นบั้งหรือปล้องครีบกึ่งเกลียว มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 10 mm. ถึง 32 mm. ตามมาตรฐาน มอก. 24-2536 กำหนดให้เหล็กข้อย้อยมี 3 ชั้นคุณภาพ คือ SD30 SD40 และ SD50 ซึ่งหมายถึงมีกำลังต้านทานต่อแรงดึงที่จุดครากของเหล็กไม่น้อยกว่า 3,000, 4,000 และ 5,000 kg./cm.² ตามลำดับ ส่วนการเรียกชื่อขนาดของเหล็กให้ใช้สัญลักษณ์ DB แล้วตามด้วยตัวเลขแสดงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเป็นมิลลิเมตร ตัวอย่างเช่น DB16 หมายถึง เหล็กข้อย้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 mm. เป็นต้น เหล็กเส้นชนิดนี้เหมาะที่จะใช้ในงานก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องการความแข็งแรงเป็นพิเศษ เนื่องจากมีกำลังต้านทานต่อแรงดึงที่จุดครากสูง และให้แรงยึดเหนี่ยว

ระหว่างเหล็กกับคอนกรีตมากกว่าเหล็กกลมผิวเรียบถึง 2 เท่า โดยในมาตรฐานของ ACI หรือ วสท. กำหนดให้ใช้เหล็กข้ออ้อย เป็นเหล็กเสริมหลัก (main reinforcement) และใช้เหล็กกลมผิวเรียบเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ตารางที่ ข.3 พื้นที่ น้ำหนัก และเส้นรอบรูป ของเหล็กเสริมมาตรฐานขนาดต่าง ๆ

ขนาดเหล็ก (mm.)	พื้นที่ (cm. ²)	น้ำหนัก (kg./m.)	เส้นรอบวง (cm.)
RB6	0.28	0.222	1.89
RB9	0.64	0.499	2.83
DB12	1.13	0.888	3.77
DB16	2.01	1.58	5.03
DB20	2.84	2.23	5.97
DB25	4.91	3.85	7.86
DB28	6.16	4.83	8.80
DB32	8.04	6.31	10.06

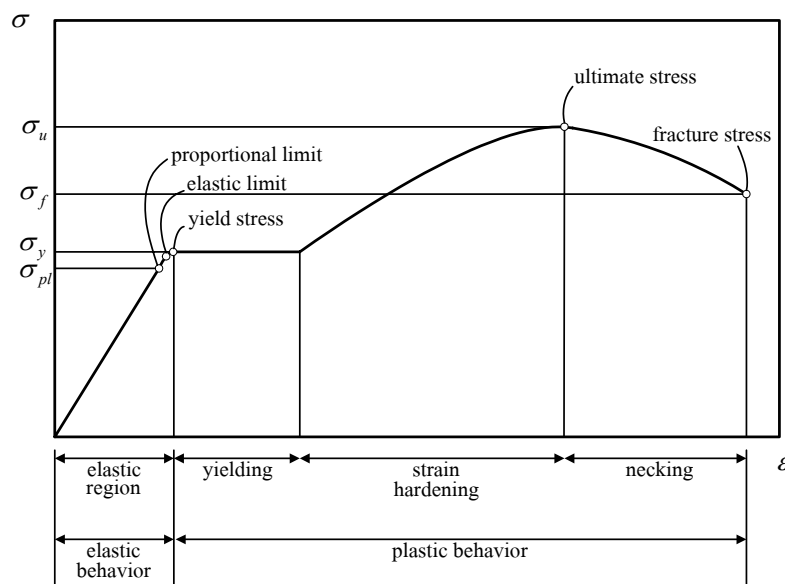
ข.2.3 คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีต

ในการคำนวณออกแบบจะต้องพิจารณาเลือกใช้เหล็กเสริมตามชั้นคุณภาพ และเมื่อนำเหล็กเสริมมาใช้ในงานก่อสร้างควรทำการตรวจสอบคุณสมบัติทางกลด้วยว่าเหล็กเสริมนั้นมีคุณสมบัติถูกต้องตรงตามที่ได้กำหนดไว้หรือไม่ คุณสมบัติทางกลที่ควรตรวจสอบได้แก่

- กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (yield strength : f_y)
- กำลังรับแรงดึงสูงสุด (ultimate tensile strength : f_u)
- โมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity : E_s)
- ความยืดตัว (elongation)

คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีตสามารถหาได้จากข้อมูลในการทดสอบแรงดึงในห้องปฏิบัติการ โดยใช้จำนวนตัวอย่างเหล็กเสริมอย่างน้อยขนาดละ 3 ท่อน ยาวท่อนละ 90 cm. นำมาวัดหาขนาดเฉลี่ยของเส้นผ่าศูนย์กลาง และทำการทดสอบหากำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมตามวิธีการมาตรฐาน โดยการดึงอย่างต่อเนื่องครั้งเดียวจนถึงจุดวิบัติโดยข้อมูลที่ได้จากการทดสอบจะอยู่ในรูปของค่าแรงดึงที่อ่านได้ กับระยะยืดตัวในแนวแกนของเหล็ก จากนั้นจึงแปลงค่าแรงดึงที่ได้ดังกล่าวเป็นหน่วยแรง (stress) และแปลงระยะยืดตัวในแนวแกนเป็นความเครียด

(strain) แล้วจึงนำค่าหน่วยแรง และความเครียด ไปเขียนความสัมพันธ์ให้อยู่ในรูปของกราฟ ซึ่งจากกราฟที่ได้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ ข.3



รูปที่ ข.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของเหล็กเสริม

(R.C. Hibbeler, 1997)

จากรูปจะเห็นได้ว่า ขณะที่หน่วยแรงดึงยังอยู่ในช่วงอีลาสติก หน่วยแรงดึงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความเครียดของเหล็กเสริมตามกฎของฮุก (Hooke's law) การยืดตัวของเหล็กเสริมในช่วงนี้จนกระทั่งถึงหน่วยแรงที่เหล็กเสริมเริ่มร้าว เหล็กเสริมจะเริ่มถูกดึงยืดออกขณะที่แรงดึงที่กระทำมีค่าค่อนข้างคงที่ เรียกหน่วยแรงที่จุดนี้ว่า หน่วยแรงที่จุดคราก (yield strength : f_y) ช่วงที่ความเครียดของเหล็กเสริมในช่วงนี้แสดงถึงความเหนียวของเหล็กเสริมซึ่งปกติมีค่าประมาณ 10 - 12 เท่าของความเครียดที่จุดคราก แต่เมื่อเหล็กเสริมมีกำลังที่จุดครากสูงขึ้นการยืดตัวในช่วงนี้จะลดน้อยลงตามลำดับ ถัดจากช่วงนี้เหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมใหม่ซึ่งสามารถรับแรงดึงเพิ่มได้อีก และมีการยืดตัวเพิ่มขึ้นแต่หน่วยแรงดึงและความเครียดไม่เป็นสัดส่วนโดยตรงเหมือนกับในช่วงอีลาสติก เรียกช่วงนี้ว่า ช่วงการแข็งตัวเพิ่ม (strain hardening) เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงจนกระทั่งถึงกำลังสูงสุดของเหล็กเสริมนั้น (ultimate tensile strength) หน่วยแรงดึงจะค่อย ๆ ลดลงและหน้าตัดของเหล็กเสริมเริ่มมีคอคอด (necking) เกิดขึ้นซึ่งสังเกตได้ค่อนข้างชัดเจน จนกระทั่งถึงจุดที่เหล็กเสริมถูกดึงขาดออกจากกัน เรียกหน่วยแรงที่จุดนี้ว่า หน่วยแรงดึงที่จุดวิบัติของเหล็กเสริม (fracture tensile strength)

ค่าความชันของเส้นสัมพันธ์หรืออัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงดึงต่อค่าความเครียดในช่วงอีลาสติกกำหนดให้เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity: E_s) สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพจะมีค่า E_s ก่อนข้างจะคงที่เท่ากับ 2.04×10^6 kg./cm.² (200 GPa.) และเมื่อเหล็กเสริมต้องรับแรงอัดจะถือว่าเหล็กเสริมมีกำลังต้านทานแรงอัดเท่ากับกำลังต้านทานแรงดึง โดยมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเมื่อรับแรงอัดเท่ากันกับค่าที่รับแรงเฉือน นอกจากนี้แล้ว มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 20-2543 และ มอก. 24-2536 ให้ข้อกำหนดที่ต้องการทางด้านคุณสมบัติทางกลของเหล็กกลมแบบผิวเรียบและแบบเหล็กข้อย้อยตามชั้นคุณภาพต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ ข.4

ตารางที่ ข.4 คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมตามมาตรฐาน*

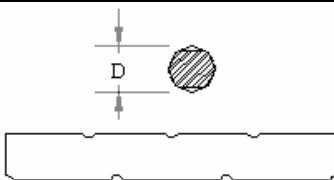
ชนิดของเหล็กเสริม	ชั้นคุณภาพ	กำลังจุดคราก (kg./cm. ²) ไม่น้อยกว่า	กำลังดึงประลัย (kg./cm. ²) ไม่น้อยกว่า	ความยืด (%) ไม่น้อยกว่า
เหล็กกลมเรียบ	SR24	2400	3900	21
เหล็กข้อย้อย	SD30	3000	4900	17

หมายเหตุ: * มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 20-2543 และ มอก. 24-2536

ข.3 ลวดอัดแรง (prestressing steel)

เหล็กเสริมอัดแรงที่ใช้ในงานคอนกรีตอัดแรงเป็นเหล็กกำลังสูง มี 3 ชนิด คือ ลวดอัดแรง (prestressing wire) ลวดเกลียวอัดแรง (prestressing strand) และเหล็กเส้นอัดแรง (prestressing bar) ลวดอัดแรงที่ใช้ในการผลิตคานสำเร็จรูปเป็นชนิดลวดอัดแรงชนิดมีร่อง ขนาดและรูปร่างของลวดอัดแรงชนิดมีร่อง แสดงในตารางที่ ข.5

ตารางที่ ข.5 ขนาดและรูปร่างของลวดอัดแรง

ชนิด	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง		รูปร่าง
	มม.	นิ้ว	
ลวดอัดแรงชนิดมีร่อง (Indented wire)	5.0 – 7.0	0.200 – 0.276	

ลวดอัดแรงที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน ผลิตตามมาตรฐาน ASTM A421 การผลิตกระทำโดยการนำแท่งเหล็กกล้า (billet) มาหลอมด้วยความร้อนแล้วรีดให้เป็นท่อนเหล็ก เมื่อท่อนเหล็กเย็นลงจึงนำมารีดเย็นผ่านลูกกลิ้งหลาย ๆ ครั้ง จนกระทั่งได้ลวดเหล็กขนาดที่ต้องการ ขบวนการรีดเย็นเนื้อเหล็กเกิดโคลด์เวิร์ค (cold working) ทำให้โครงสร้างของผลึกเปลี่ยนแปลงไป เป็นผลให้กำลังของลวดเหล็กเพิ่มขึ้น ลวดเหล็กหลังจากการรีดเย็นแล้วนำมาทำให้ร้อน แล้วปล่อยให้เย็นตัวช้า ๆ เพื่อลดหน่วยแรงภายใน ซึ่งทำให้ความเหนียวของลวดเพิ่มขึ้น ลวดกำลังสูงนี้แบ่งตามรูปร่างเป็น 2 ชนิดคือ

- 1) ชนิดปลายยึดเป็นปม (type BA) ลวดชนิดนี้ที่ปลายลวดจะทำให้เป็นปม (bottom anchorage) เพื่อช่วยในการยึดจับปลาย ลวดชนิดนี้นิยมใช้กันมากในอเมริกา
- 2) ชนิดปลายยึดเป็นลิ้ม (type WA) ลวดชนิดนี้ใช้ในการยึดจับปลายด้วยลักษณะของลิ้ม (wedge anchorage) ไม่มีการทำปมที่บริเวณปลาย ลวดชนิดนี้นิยมใช้กันทั่วไปในประเทศไทย

ในบางกรณีลวดอัดแรงจะทำเป็นร่องเพื่อเพิ่มความสามารถในการยึดจับกับคอนกรีต (indented wire) ดังแสดงในตารางที่ ข.5 คุณสมบัติของลวดเหล็กสำหรับงานคอนกรีตอัดแรงตามมาตรฐาน ASTM A421 และ มอก. 95-2534 แสดงไว้ดังตารางที่ ข.6 และ ข.7 ตามลำดับ

ตารางที่ ข.6 คุณสมบัติของลวดเหล็กสำหรับงานคอนกรีตอัดแรงตามมาตรฐาน ASTM A421

ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง mm	พื้นที่หน้าตัด mm ²	กำลังดึงประลัยอย่างน้อยที่สุด kg/cm ²		กำลังดึงครากอย่างน้อยที่สุด (ที่ 1% หน่วยการยึดตัว)kg/cm ²	
		ชนิดปลายยึด		ชนิดปลายยึด	
		เป็นปม	เป็นลิ้ม	เป็นปม	เป็นลิ้ม
4.88	18.70	-	17,580	-	14,060
4.98	19.48	16,870	17,580	13,500	14,060
6.35	31.67	16,870	16,870	13,500	13,500
7.01	38.59	-	16,520	-	13,220

ตารางที่ ข.7 คุณสมบัติของลวดเหล็กสำหรับงานคอนกรีตอัดแรงตามมาตรฐาน มอก. 95-2534

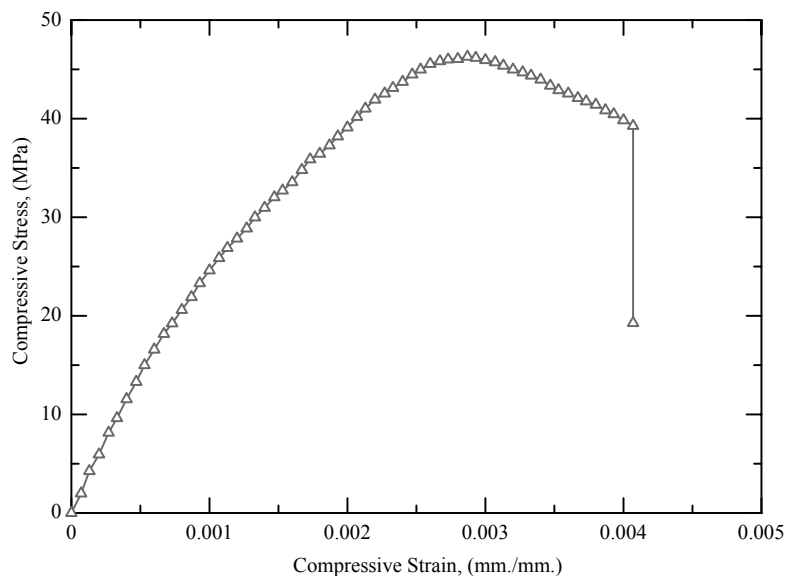
ขนาดเส้น ผ่าศูนย์กลาง mm	พื้นที่ หน้าตัด mm ²	กำลังดึงประลัยอย่างน้อยที่สุด kg/cm ²	กำลังครากอย่างน้อยที่สุด (ที่ 1% หน่วยการการยืดตัว) kg/cm ²
4	12.57	17,500	15,000
5	19.64	17,500	15,000
7	38.48	16,000	13,500
9	63.62	14,500	12,500

ภาคผนวก ค

วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบวัสดุ

ค.1 ผลทดสอบการรับแรงกดอัดของคอนกรีต

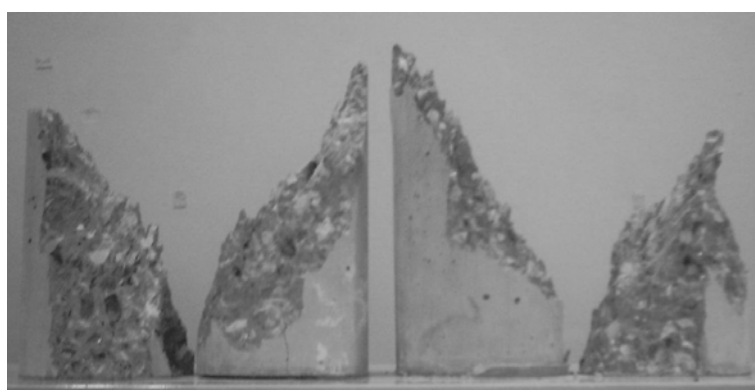
จากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตที่อายุ 28 วัน คอนกรีตที่ใช้ในการศึกษานี้มีกำลังรับแรงกดอัดประลัย (ultimate compressive strength) โดยเฉลี่ยเท่ากับ 45.67 MPa. (465.7 kg./cm.^2) และมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity) โดยเฉลี่ยเท่ากับ 26.96 GPa. ($274.9 \times 10^3 \text{ kg./cm.}^2$) โดยมีตัวอย่างแสดงเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัด (compressive stress) และความเครียดกดอัด (compressive strain) ดังแสดงในรูปที่ ค.1 ซึ่งจะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการรับแรงกดอัดของคอนกรีตในช่วงเริ่มต้นจะเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) จนกระทั่งหน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตมีค่าประมาณ 45% ของกำลังรับแรงกดอัดประลัย หลังจากนั้นแล้วตัวอย่างทดสอบจะเริ่มเกิดรอยแตกร้าว (microcrack) อย่างต่อเนื่องจนทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและความเครียดกดอัดมีลักษณะแบบไร้เชิงเส้น (nonlinear) โดยเส้นกราฟจะมีความชันลดลงอย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งมีค่าความชันเท่ากับศูนย์เมื่อหน่วยแรงกดอัดมีค่าสูงสุด จากนั้นหน่วยแรงกดอัดของตัวอย่างทดสอบจะลดลงอย่างต่อเนื่อง ส่งผลให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการแตกร้าวอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งจะสังเกตได้จากเส้นกราฟที่ค่อย ๆ ตกลง จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ



รูปที่ ค.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและค่าความเครียดกดอัดของคอนกรีต

นอกจากนั้นยังพบว่า ตัวอย่างทดสอบจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงกดอัดและแรงเฉือนร่วมกัน โดยลักษณะของการวิบัติจะเป็นแบบทันทีทันใด (immediate failure) ดังรูปที่ ค.2 และจาก

รูปจะสังเกตเห็นได้ว่ารอยแตกร้าวของตัวอย่างคอนกรีตจะทำมุมประมาณ 50-60 องศาับแนวระดับ ซึ่งสาเหตุที่ทำให้คอนกรีตมีพฤติกรรมการวิบัติในลักษณะดังกล่าว เนื่องจากว่าคอนกรีตเป็นวัสดุ ที่มีคุณสมบัติที่ไม่เหมือนกันจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่งในเนื้อวัสดุ (nonhomogeneous materials) รวมทั้งแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นที่ผิวสัมผัสระหว่างหั่วกคและตัวอย่างทดสอบเนื่องจากการขยายตัวด้านข้าง ซึ่งทั้ง 2 สาเหตุดังกล่าวนี้จะทำให้สถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในวัสดุเปลี่ยนแปลงไป



รูปที่ ค.2 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างคอนกรีตภายใต้แรงกดอัด

ค.2 ผลทดสอบการรับแรงดึงของเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อย

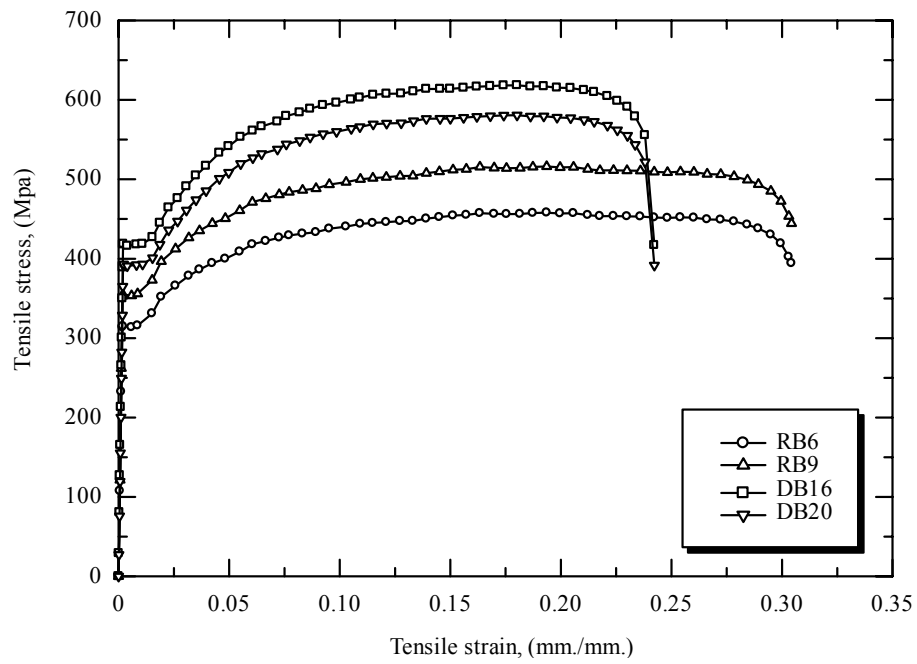
เหล็กเสริมที่ใช้ในการศึกษานี้ เป็นเหล็กเส้นที่ผลิตโดยบริษัท เหล็กสยาม จำกัด (บส.) ซึ่งได้นำมาศึกษาเพื่อหาคุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมภายใต้การกระทำของแรงดึง โดยแบ่งตัวอย่างทดสอบออกเป็น 2 ประเภท ตามชนิดและขนาดของเหล็กเสริมที่ใช้ในการศึกษา คือ เหล็กกลม ผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 mm. และ 9 mm ชั้นคุณภาพ SR24 กับเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 mm. และ 20 mm ชั้นคุณภาพ SD30

จากผลการทดสอบเหล็กเสริมทั้ง 2 ประเภท จะพบว่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (yielding strength) กำลังรับแรงดึงสูงสุด (ultimate tensile strength) โมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity) และเปอร์เซ็นต์ความยืด (percent elongation) โดยเฉลี่ยดังตารางที่ ค.1

ตารางที่ ค.1 ผลทดสอบของเหล็กเส้นกลม RB6 , RB9 และเหล็กข้ออ้อย DB16 , DB20

ชนิดเหล็กเสริม	หน่วยแรงดึงที่จุดคราก (f_y), MPa.	หน่วยแรงดึงประลัย (f_u), MPa.	โมดูลัสยืดหยุ่น (E), GPa.	ความยืด %
RB6	317.0	457.8	193.5	27.5
RB9	350.0	505.5	194.5	27.3
DB16	411.9	612.6	202.1	24.2
DB20	398.7	575.5	200.4	24.5

จากรูปที่ ค.3 จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการรับแรงดึงของเหล็กเสริมในช่วงเริ่มต้นจะเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) จนกระทั่งหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นถึงจุดคราก ซึ่งมีค่าเฉลี่ยโดยประมาณสำหรับเหล็กเสริม RB6 เท่ากับ 317.0 MPa. (3,232 kg./cm.²) , RB9 เท่ากับ 350.0 MPa. (3,569 kg./cm.²) และเหล็กเสริม DB16 เท่ากับ 411.9 MPa. (4,200 kg./cm.²) , DB20 เท่ากับ 398.7 MPa. (4,065 kg./cm.²) หลังจากนั้นแล้วเหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมเข้าสู่ช่วง yielding ซึ่งในช่วงนี้เหล็กเสริมจะมีค่าความเครียดเพิ่มขึ้น ในขณะที่หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมมีค่าเท่าเดิม และเมื่อผ่านช่วง yielding แล้ว เหล็กเสริมจะสามารถรับแรงดึงได้เพิ่มขึ้นอีกครั้ง ซึ่งจะเห็นได้จากกราฟที่มีความชันเพิ่มขึ้นและจากนั้นความชันของกราฟจะค่อย ๆ ลดลงจนกระทั่งความชันของกราฟมีค่าเท่ากับศูนย์ เมื่อหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กมีค่าสูงสุด หลังจากนั้นกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมจะค่อย ๆ ลดลง ซึ่งจะเห็นได้จากการที่เส้นกราฟตกลงเรื่อย ๆ จนกระทั่งเหล็กเสริมเกิดการวิบัติ ซึ่งลักษณะการวิบัติของเหล็กเสริมจะเป็นดังรูปที่ ค.4a และ ค.4b



รูปที่ ค.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของตัวอย่างเหล็กเสริม RB6, RB 9, DB16 และ DB20



a.) เหล็กเส้นกลม



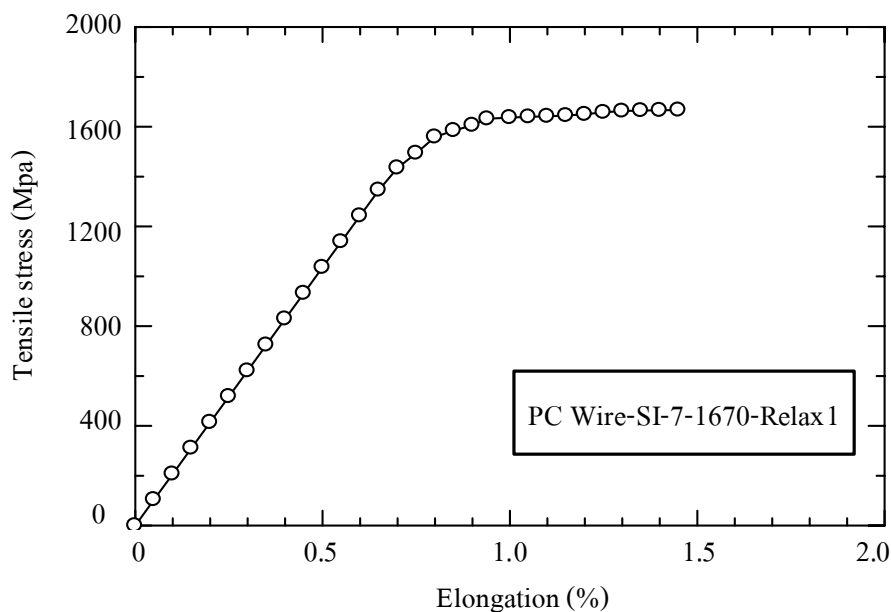
b.) เหล็กข้ออ้อย

รูปที่ ค.4 ลักษณะการวิบัติของเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

ค.3 ผลทดสอบการรับแรงดึงของลวดอัดแรง

ลวดอัดแรงที่ใช้ในการศึกษานี้ เป็นลวดอัดแรง PC.Wires ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 7.mm ผลิตโดย บริษัท เหล็กสยาม จำกัด (บลส.)

รูปที่ ค.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึง (tensile stress) และความเครียดดึง (elongation tensile strain) ของลวดอัดแรง จากรูปพบว่า กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (yielding strength) มีค่าเท่ากับ 1,610 MPa. กำลังรับแรงดึงสูงสุด (ultimate tensile strength) มีค่าเท่ากับ 1,690 MPa. โมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity) มีค่าเท่ากับ 206 GPa. และเปอร์เซ็นต์ความยืด (percent elongation) มีค่าเท่ากับ 5.2%

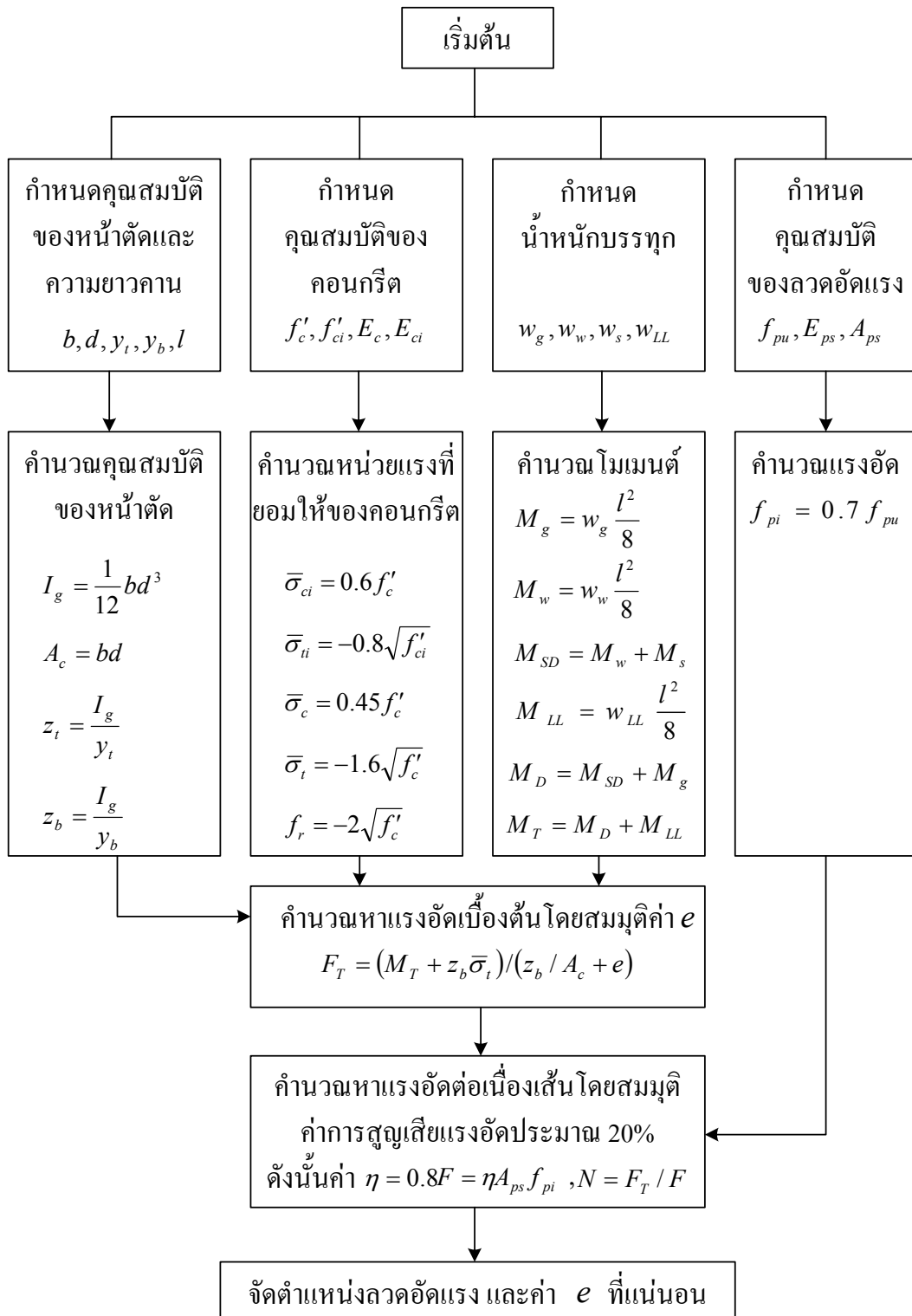


รูปที่ ค.5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของลวดอัดแรง

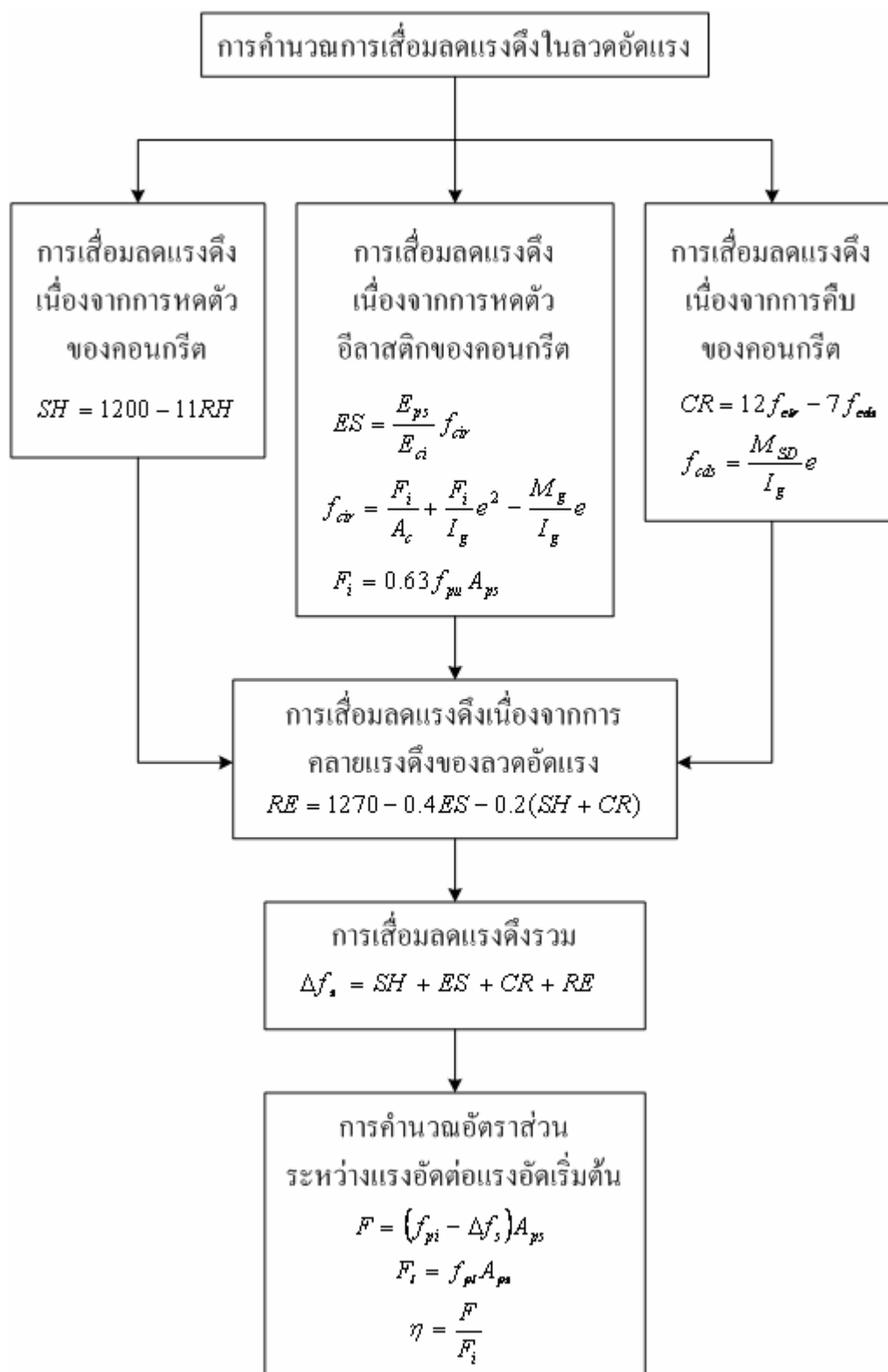
ภาคผนวก ง

แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

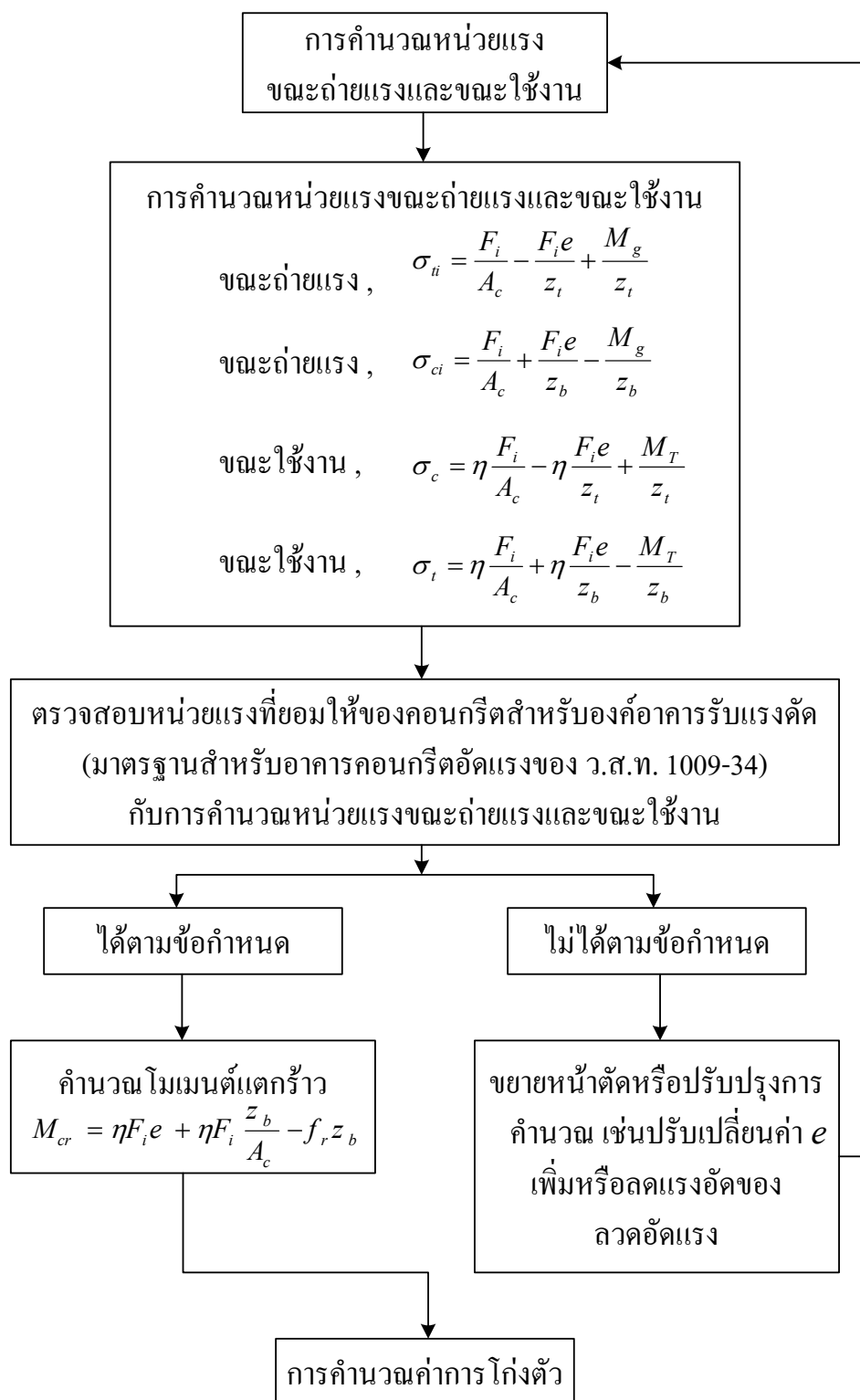
ง.1 แผนภูมิการออกแบบคอนกรีตอัดแรงโดยทฤษฎีอีลาสติก



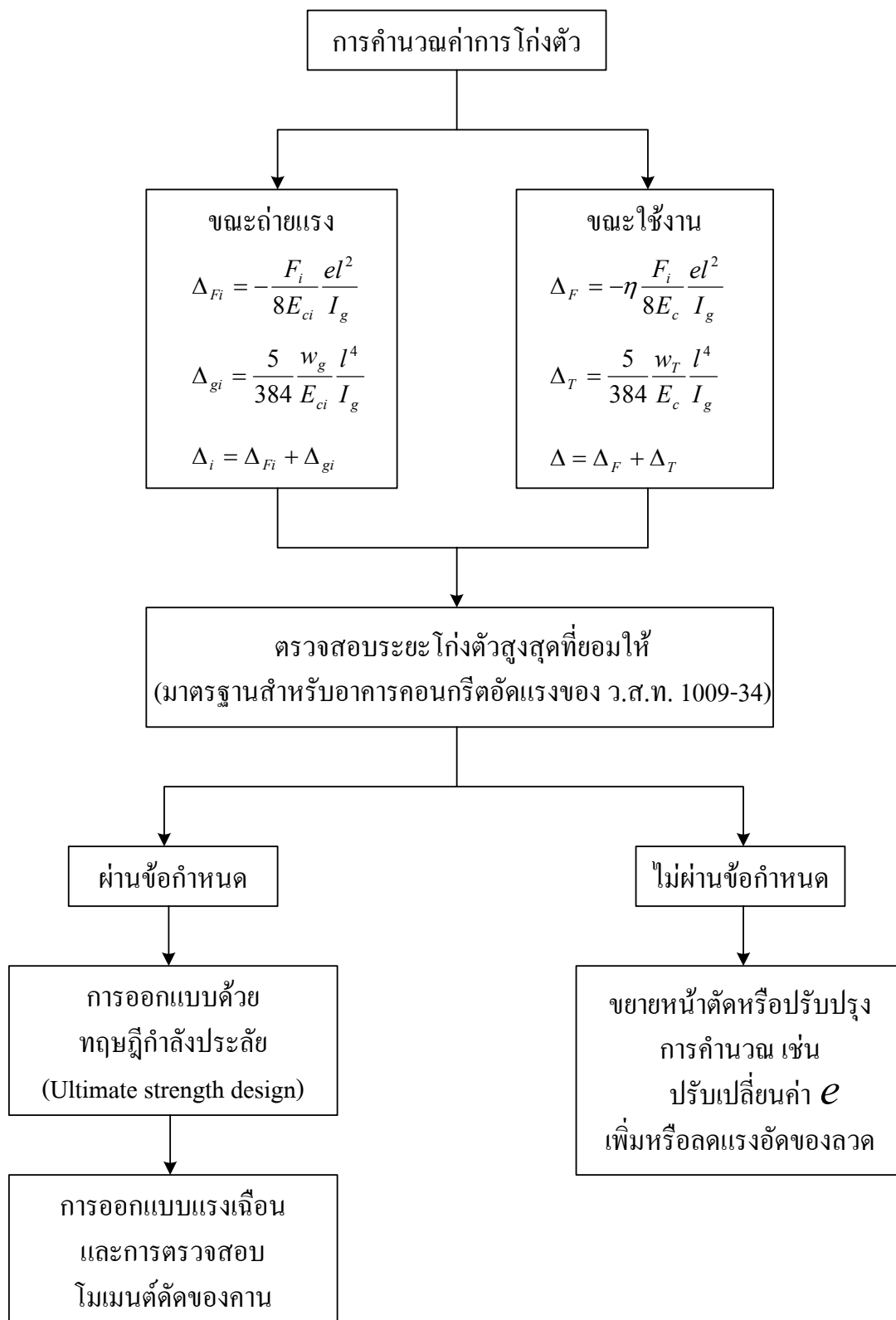
ง.1 แผนภูมิการออกแบบคอนกรีตอัดแรงโดยทฤษฎีอีลาสติก (ต่อ)



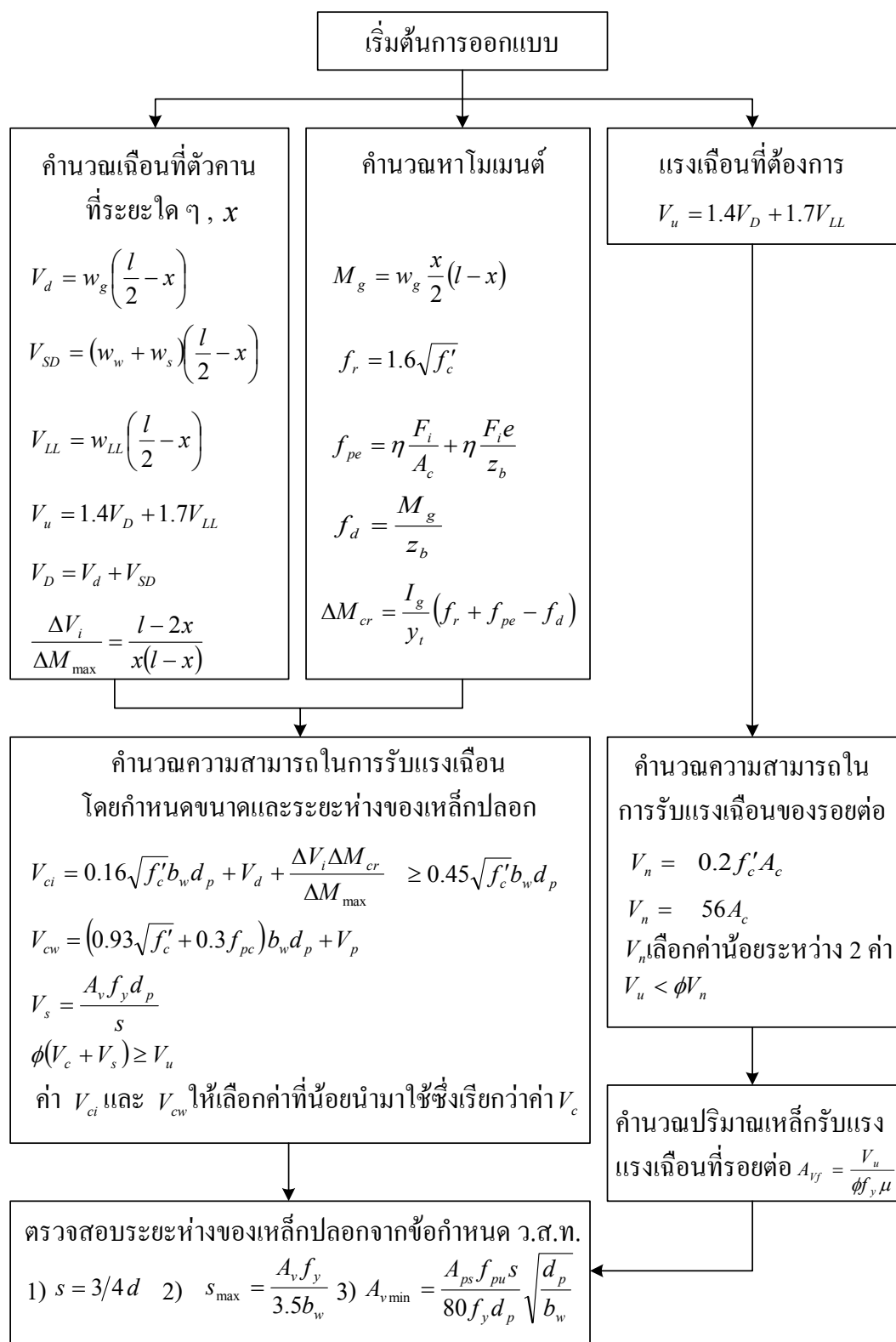
ง.1 แผนภูมิการออกแบบคอนกรีตอัดแรงโดยทฤษฎีอีลาสติก (ต่อ)



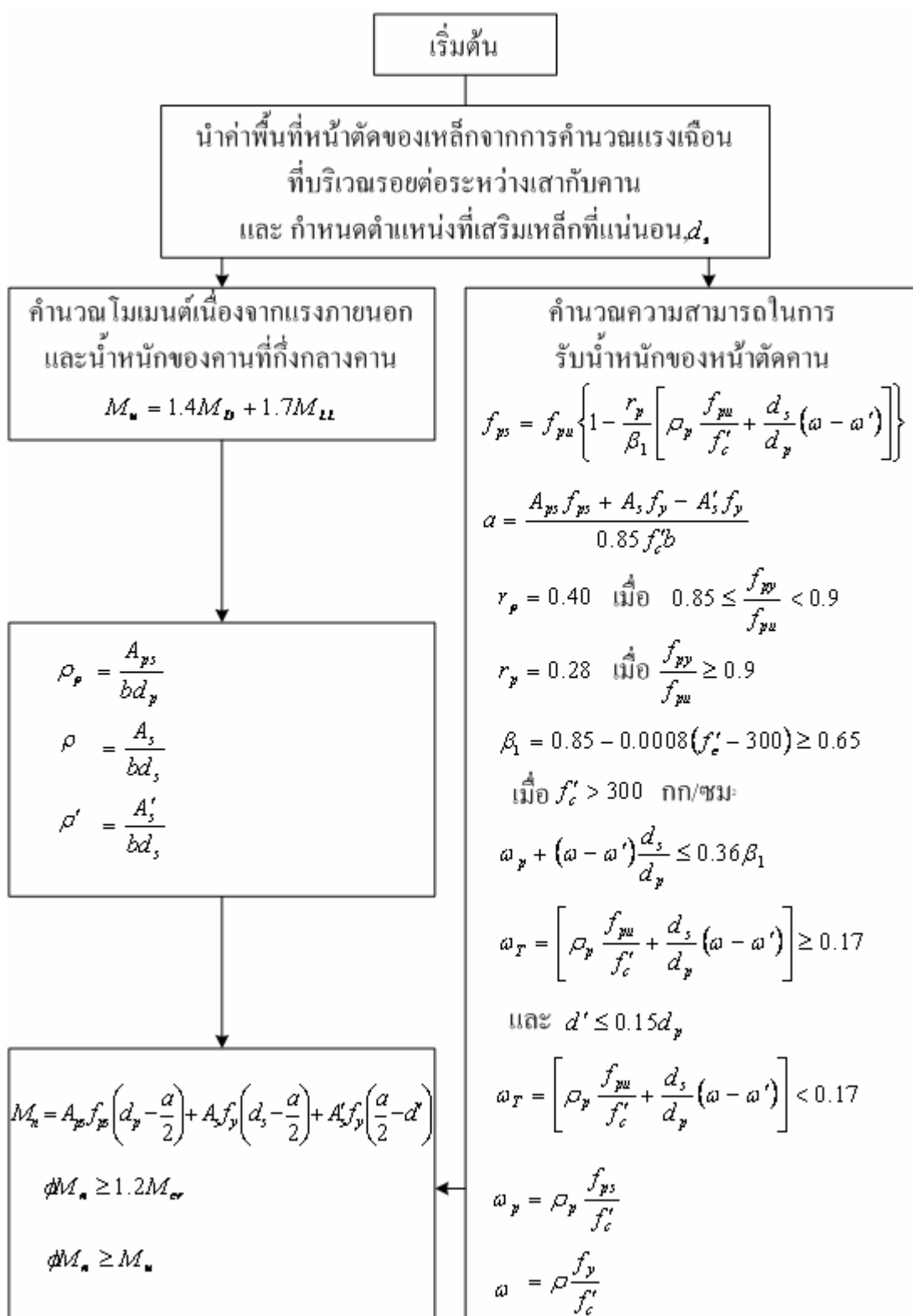
ง.1 แผนภูมิการออกแบบคอนกรีตอัดแรงโดยทฤษฎีอีลาสติก (ต่อ)



ง.2 แผนภูมิการออกแบบแรงเฉือนด้วยวิธีกำลังของคอนกรีตอัดแรง



ง.3 แผนภูมิการตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดด้วยวิธีกำลัง



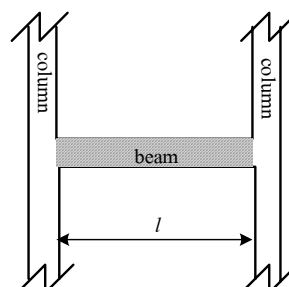
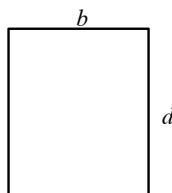
ภาคผนวก จ

**Spreadsheet excel สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป
และคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป**

จ.1 Spreadsheet การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน กรณีวิบัติด้วยแรงดึง

Precast Prestressed Concrete Beam

$$\begin{aligned} b &= 0.175 \text{ m.} \\ d &= 0.350 \text{ m.} \\ l &= 3.80 \text{ m.} \end{aligned}$$



[1] DESIGN CRITERIA

concrete		tendon, mild steel		
f'_c	= 465 kg/cm ² (cylinder)	f_{pu}	= 16,000 kg/cm ²	
$f'_{ci} = 0.8f'_c$	= 280 kg/cm ²	$f_{pi} = 0.7f_{pu}$	= 11,200 kg/cm ²	
$E_c = 4270w^{1.5}\sqrt{f'_c}$	= 353,105 kg/cm ²	E_{ps}	= 2,101,937 kg/cm ²	
$E_{ci} = 15200\sqrt{f'_{ci}}$	= 254,345 kg/cm ²	d_b	= 7.00 mm	
w	= 2,450 kg/cm ³	A_{ps}	= 0.3848 kg/cm ² /tondon	
[2] ALLOWABLE STRESSES (E.I.T. STANDARD)		f_y	= 4,200 kg/cm ²	
allowable stresses of compression				
$\bar{\sigma}_c$	= $0.45f'_c$	= 209.25 kg/cm ²	E_s	= 2,040,000 kg/cm ²
$\bar{\sigma}_{ci}$	= $0.60f'_{ci}$	= 168.00 kg/cm ²	f_y (stirrup)	= 3,232 kg/cm ²
allowable stresses of tension				
$\bar{\sigma}_t$	= $-1.6\sqrt{f'_c}$	= -34.50 kg/cm ²		
$\bar{\sigma}_{ti}$	= $-0.8\sqrt{f'_{ci}}$	= -13.39 kg/cm ²		
f_r	= $-2\sqrt{f'_c}$	= -43.13 kg/cm ²		
strength reduction factor				
ϕ	= 0.85	for shear		
ϕ	= 0.90	for bending		
[3] DESIGN LOAD AND MOMENT				
slab thickness	= 10.00 cm			
wall height	= 180 kg/m			
live load, LL	2.50 m	200 kg/m ²		
dead load beam, w_g	= 150.06 kg/m			
dead load wall, w_w	= 450.00 kg/m			
dead load slab, w_s	= 980.00 kg/m			
live load, w_{LL}	= 800.00 kg/m			
total load, w_T	= 2,380.06 kg/m			
M_g	= 270.86 kg/m			
M_w	= 812.25 kg/m			
M_s	= 1,768.90 kg/m			
$M_{SD} = M_w + M_s$	= 2,581.15 kg/m			
M_{LL}	= 1,444.00 kg/m			
$M_D = M_g + M_{SD}$	= 2,852.01 kg/m			
$M_T = M_{LL} + M_D$	= 4,296.01 kg/m			
[4] PRELIMINARY DESIGN				
$\bar{\sigma}_t$	= $\frac{F}{A_c} + \frac{Fe}{z_b} - \frac{M_T}{z_b}$			
F_T	= $\frac{(M_T + \bar{\sigma}_t z_b)}{(z_b / A_c + e)}$	= 23,218.38 kg		
total losses in pretensioned members, assume	20%			
η	= 0.800			
use tendon, A_{ps}	= 0.385 cm ² /tondon			
N	= $\frac{F_T}{0.7f_{pu}\eta A_{ps}}$	= 6.7335		
bottom, N	= $\frac{F_T}{7}$			

section view	section properties
	$l = 3.80 \text{ m}$ $y_t = 17.50 \text{ cm}$ $y_b = 17.50 \text{ cm}$ $d = 35.00 \text{ cm}$ $I_g = 62,526.04 \text{ cm}^4$ $z_t = 3,572.92 \text{ cm}^3$ $z_b = 3,572.92 \text{ cm}^3$ $b = 17.50 \text{ cm}$ $A_c = 612.50 \text{ cm}^2$ $e = 7.36 \text{ cm}$
[5] TO DETERMINE LOSSES OF PRESTRESSED	
(The Engineering Institute of Thailand Under HM. The King's Patronage, E.I.T. Standard 1009-34)	
total losses in pretensioned members, $\Delta f_s = SH + ES + CR + RE$	
(a) $SH =$ loss due to concrete shrinkage	$= 1200-11 \text{ RH} = 375.00 \text{ kg/cm}^2$
$RH =$ annual relative humidity for Thailand is about	$= 75\%$
(b) $ES =$ loss due to elastic shortening	$= \frac{E_{ps}}{E_{ci}} f_{cir} = 534.452 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cir} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i e^2}{I_g} - \frac{M_g e}{I_g}$	$= 64.47 \text{ kg/cm}^2$
$F_i = 0.63 f_{pu} A_{ps}$	$= 27,154.67 \text{ kg}$
(c) $CR =$ loss due to creep of concrete	$= 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 563.38 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cds} = \frac{M_{SD} e}{I_g}$	$= 30.38 \text{ kg/cm}^2$
(d) $RE =$ loss due to relaxation of prestressing steel	$= 1270 - 0.4ES - 0.2(SH + CR) = 868.54 \text{ kg/cm}^2$
$=$ total losses in pretensioned members, Δf_s	$= 2,341.37 \text{ kg/cm}^2$
	$\Delta f_s = \frac{100 \Delta f_s}{0.7 f_{pu}} = 20.91\%$
	$\eta = \frac{(f_{pi} - \Delta f_s)}{f_{pi}} = 0.7909$
[6] TO DETERMINE STRESSED DUE TO WORKING LOAD AT MIDSPAN	
$F_i = 0.70 f_{pu} A_{ps}$	$= 30,171.86 \text{ kg}$
(1) $\sigma_{ti} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i e}{z_t} + \frac{M_g}{z_t}$	$= -5.31 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}_{ti} \text{ OK!}$
(2) $\sigma_{ci} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i e}{z_b} - \frac{M_g}{z_b}$	$= 103.83 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ci} \text{ OK!}$
(3) $\sigma_c = \eta \frac{F_i}{A_c} - \eta \frac{F_i e}{z_t} + \frac{M_T}{z_t}$	$= 110.04 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_c \text{ OK!}$
(4) $\sigma_t = \eta \frac{F_i}{A_c} + \eta \frac{F_i e}{z_b} - \frac{M_T}{z_b}$	$= -32.12 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}_t \text{ OK!}$
[7] CRACKING MOMENT	
$M_{cr} = \eta F_i e + \eta F_i \frac{z_b}{A_c} - f_r z_b$	$= 4,689.43 \text{ kg-m} > M_T \text{ OK!}$

[8] DEFLECTION

$$\begin{aligned}
 (1) \text{ camber due to prestressing force (initial)} \quad \Delta_{Fi} &= -\frac{F_i}{8E_{ci}} \frac{el^2}{I_g} = -0.2520 \text{ cm} \\
 (2) \text{ deflection due to dead load} \quad \Delta_{gi} &= \frac{5}{384} \frac{w_g l^4}{E_{ci} I_g} = 0.0256 \text{ cm} \\
 (3) \quad \Delta_i &= \Delta_{Fi} + \Delta_{gi} = -0.2264 \text{ cm} < l/480 = 0.7917 \text{ cm} \\
 (4) \text{ camber due to prestressing force (final)} \quad \Delta_F &= -\eta \frac{F_i}{8E_c} \frac{el^2}{I_g} = -0.1436 \text{ cm} \\
 (5) \text{ deflection due to total load} \quad \Delta_T &= \frac{5}{384} \frac{w_T l^4}{E_c I_g} = 0.2927 \text{ cm} \\
 (6) \quad \Delta &= \Delta_F + \Delta_T = 0.1491 \text{ cm} < l/480 = 0.7917 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

[9] TO DETERMINE STRESSED DUE TO INITIAL FROM SUPPORT**(A)**

$$\begin{aligned}
 \text{At } x &= 100 \quad d_b = 70 \text{ cm} \\
 M_g &= w_g \frac{x}{2} (l-x) = 162.8178 \text{ kg-m} \\
 \text{debonded tendons} &= 0 \text{ wire} \\
 \text{bonded tendons} &= 7 \text{ wire} \\
 e &= 7.36 \text{ cm} \\
 F_i &= 0.7 f_{pu} A_{ps} = 30,171.86 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$(1) \quad \sigma_{ti} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i e}{z_t} + \frac{M_g}{z_t} = -8.3351 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}_{ti} \text{ OK!}$$

$$(2) \quad \sigma_{ci} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i e}{z_b} - \frac{M_g}{z_b} = 106.8554 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ci} \text{ OK!}$$

$$\begin{aligned}
 \text{debonded tendons} &= 0 \text{ wire} \\
 \text{bonded tendons} &= 7 \text{ wire} \\
 e &= 7.36 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$F_i = 0.7 f_{pu} A_{ps} = 30,171.86 \text{ kg}$$

$$(1) \quad \sigma_{ti} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i e}{z_t} + \frac{M_g}{z_t} = -8.3351 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}_{ti} \text{ OK!}$$

$$(2) \quad \sigma_{ci} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i e}{z_b} - \frac{M_g}{z_b} = 106.8554 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ci} \text{ OK!}$$

(B)

$$\begin{aligned}
 \text{At } x &= 200 \quad d_b = 140 \text{ cm} \\
 M_g &= w_g \frac{x}{2} (l-x) = 252.1050 \text{ kg-m} \\
 \text{debonded tendons} &= 0 \text{ wire} \\
 \text{bonded tendons} &= 7 \text{ wire} \\
 e &= 7.36 \text{ cm} \\
 F_i &= 0.7 f_{pu} A_{ps} = 30,171.86 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$(1) \quad \sigma_{ti} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i e}{z_t} + \frac{M_g}{z_t} = -5.8361 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}_{ti} \text{ OK!}$$

$$(2) \quad \sigma_{ci} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i e}{z_b} - \frac{M_g}{z_b} = 104.3564 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ci} \text{ OK!}$$

[10] SHEAR IN BEAMS

$$V_u = 1.4V_D + 1.7V_{LL}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_p}{s}$$

$$V_D = V_d + V_{SD}$$

$$V_d = w_g \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$V_{SD} = (w_w + w_s) \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$V_{LL} = w_{LL} \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$M_g = w_g \frac{x}{2} (l - x)$$

$$\frac{\Delta V_i}{\Delta M_{\max}} = \frac{l - 2x}{x(l - x)}$$

$$f_r = 1.6 \sqrt{f'_c} = 34.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = \eta \frac{F_i}{A_c} + \eta \frac{F_i}{z_b} e$$

$$f_d = \frac{M_g}{z_b}$$

$$\Delta M_{cr} = \frac{I_g}{y_i} (f_r + f_{pe} - f_d)$$

$$f_{pc} = \eta \frac{F_i}{A_c}$$

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{\Delta V_i \Delta M_{cr}}{\Delta M_{\max}}$$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_w d_p + V_p$$

$$V_p = 0.00 \text{ kg}$$

$$s = \frac{3}{4} d = 26.25 \text{ cm}$$

$$A_v \text{ (RB9mm)} = 1.2700 \text{ cm}^2$$

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = 67.0145 \text{ cm} \left(V_u > \frac{\phi V_c}{2} \right)$$

Use RB9mm @ 25.0 cm

$$(A_v)_{\min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_y d_p} \sqrt{\frac{d_p}{b_w}}$$

x	V_{ci}															
	m	cm	cm	kg	kg	kg	kg	kg	kg	$\frac{\Delta V_i}{\Delta M_{\max}}$	kg-m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg-m	kg	$\frac{V_{ci}}{\geq 0.45\sqrt{f_c}b_w d_p}$
d/2	0.175	7.36	24.86	30172	259	2467	2726	1380	5.44	47.60	88.12	1.33	4334	25328	4222	
l/8	0.475	7.36	24.86	30172	214	2038	2252	1140	1.80	118.50	88.12	3.32	4263	9407	4222	
l/4	0.950	7.36	24.86	30172	143	1359	1501	760	0.70	203.15	88.12	5.69	4178	4576	4222	
3l/8	1.425	7.36	24.86	30172	71	679	751	380	0.28	253.93	88.12	7.11	4127	2731	4222	
l/2	1.900	7.36	24.86	30172	0	0	0	0	0.00	270.86	88.12	7.58	4110	1501	4222	
l/3	1.267	7.36	24.86	30172	95	906	1001	507	0.39	240.77	88.12	6.74	4140	3230	4222	

x	V_{cw}		m	V_u	V_c	s	RB	A_v	V_s	V_n	ϕV_n	$(A_v)_{\min}$	$V_u \leq \phi V_n$
	f_{pc}	V_{cw}											
	kg/cm ²	kg		kg	kg	cm	mm	cm ²	kg	kg	kg	cm ²	kg
d/2	38.96	13810	0.175	6162	13821	7.5	9	1.272	13631	27452	23334	0.060	OK!
l/8	38.96	13810	0.475	5090	9420	7.5	9	1.272	13631	23051	19593	0.060	OK!
l/4	38.96	13810	0.950	3393	4581	7.5	9	1.272	13631	18212	15480	0.060	OK!
3l/8	38.96	13810	1.425	1697	4222	7.5	9	1.272	13631	17853	15175	0.060	OK!
l/2	38.96	13810	1.900	0	4222	25.0	9	1.272	4089	8311	7065	0.200	OK!
l/3	38.96	13810	1.267	2262	4222	7.5	9	1.272	13631	17853	15175	0.060	OK!

[11] DIRECT SHEAR AT END BEAMS

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 1.4V_D + 1.7V_{LL}$$

$$V_D = V_d + V_{SD}$$

$$V_d = w_g \frac{l}{2} = 285.12 \text{ kg}$$

$$V_{SD} = (w_w + w_s) \frac{l}{2} = 2,717.00 \text{ kg}$$

$$V_D = 3,002.12 \text{ kg}$$

$$V_{LL} = w_{LL} \frac{l}{2} = 1,520.00 \text{ kg}$$

$$V_u = 6,786.97 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 7,984.67 \text{ kg}$$

$$V_n = 0.2f'_c A_c = 56,962.50 \text{ kg}$$

$$V_n = 56A_c = 34,300.00 \text{ kg}$$

$$V_n = 34,300.00 \text{ kg}$$

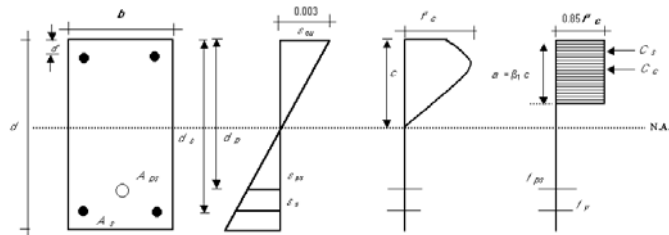
$$\mu = 0.70$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = 2.7159 \text{ cm}^2$$

$$\text{use top } 2 \text{ DB } 16.00 \text{ mm, } A_{vf} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

$$\text{use bot } 2 \text{ DB } 16.00 \text{ mm, } A_{vf} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A_{vf} = 8.0425 \text{ cm}^2 > A_{vf} \text{ OK!}$$

[12] ULTIMATE STRENGTH DESIGN

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_{LL} = 6,447.618 \text{ kg-m}$$

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y \left(\frac{a}{2} - d' \right) = 14,861.14 \text{ kg-m}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{r_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f_y}{0.85f'_c b} = 5.49 \text{ cm}$$

$$r_p = 0.400, \quad 0.85 \leq \frac{f_{py}}{f_{pu}} < 0.9$$

$$r_p = 0.280, \quad \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.9$$

$$r_p = 0.400$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0008(f'_c - 300) = 0.7180 = 0.65 \text{ OK!}$$

$$A_{ps} = 2.694 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 2 - 16 \text{ mm} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 - 16 \text{ mm} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

$$d_p = 24.86 \text{ cm}$$

$$d' = 4.00 \text{ cm}$$

$$d_s = 30.00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \rho_p &= \frac{A_{ps}}{bd_p} = 0.00619 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd_s} = 0.00766 \\ \rho' &= \frac{A'_s}{bd_s} = 0.00766 \\ \omega &= \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.21306 \\ \omega' &= \rho' \frac{f_y}{f'_c} = 0.06918 \\ \omega_T &= \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] < 0.17 = 0.21306 \\ \omega_T &= \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0.1700 \quad \dagger \quad d' \leq 0.15d_p = 3.729 \text{ cm} \\ \omega_T &= \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] > 0.1700 \quad \dagger \quad d' \leq \omega' = 0.000 \\ \omega' &= 0.06918 \\ d' &= 4.00 \text{ cm} \\ f_{ps} &= 14,100.79 \text{ kg/cm}^2 \\ \omega_p &= \frac{\rho_p f_{ps}}{f'_c} = 0.1878 \\ &= \omega_p + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') = 0.1878 < 0.36\beta_1 = 0.2585 \text{ OK!} \\ 1.2M_{cr} &= 5,627.31 \text{ kg-m} \\ \phi M_n &= 13,375.02 \text{ kg-m} = \phi M_n > 1.2M_{cr} \text{ OK!} \\ \phi M_n \geq M_u &= \text{OK!} \end{aligned}$$

RECHECK SHEAR CASE1

$$\begin{aligned} M_n &= 14,861.14 \text{ kg-m} \\ M_{\max} = M_n = w_{\max} \frac{l^2}{8} \\ w_{\max} &= 8,233.32 \text{ kg/m} \\ \text{at } x = d/2 &= 0.1750 \text{ m} \\ V_{x=d/2} = w_{\max} \frac{l}{2} - w_{\max} x &= 14,202.47 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{shear in beam } V_c = 13,821.00 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_p}{s} = 13,630.64 \text{ kg}$$

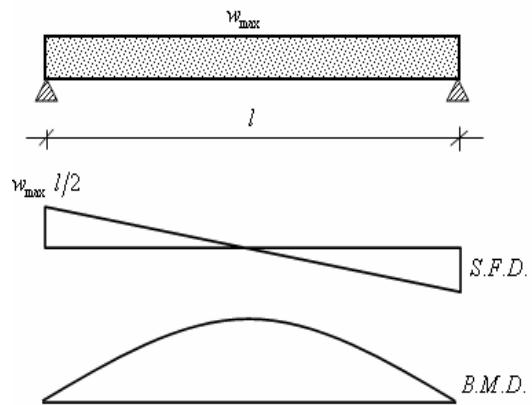
$$V_{n-\max} = V_c + V_s = 27,451.64 \text{ kg}$$

$$\text{direct shear } V_{n-\max} = A_v f_y = 33,778.40 \text{ kg}$$

$$\text{conclusions } V_{x=d/2} < V_{n-\max} \quad 14,202.47 \quad \dagger \quad 27,451.64 \text{ OK! shear in beam}$$

$$V_{x=d/2} < V_{n-\max} \quad 14,202.47 \quad \dagger \quad 33,778.40 \text{ OK! direct shear}$$

failure due to moment



RECHECK SHEAR CASE2

	M_n		= 14,861.14 kg-m	
	$M_{max} = M_n$			
	$M_{max} = w_x \frac{l^2}{8} + P_{max} \frac{l}{3}$			
	$P_{max} = \left(M_{max} - w_x \frac{l^2}{8} \right) \frac{3}{l}$		= 11,518.64 kg-m	
	$\frac{2P_{max}}{P_{cr}}$		= 113.00 kN	
	$\frac{2P_{cr}}{P_{cr}}$		= 226.00 kN	
			= 3,488.34 kg	
			= 34.22 kN	
			= 68.44 kN	
	at $x = d/2$		= 0.1750 m	
	$V_{x=d/2} = w_x \frac{l}{2} + P_{max} - w_x x$		= 11,777.50 kg	
	V_c		= 13,821.00 kg	
	$V_s = \frac{A_s f_s d_p}{s}$		= 13,630.64 kg	
shear in beam	$V_{n-max} = V_o + V_s$		= 27,451.64 kg	
direct shear	$V_{n-max} = A_s f_s$		= 33,778.40 kg	
conclusions	$V_{x=d/2} < V_{n-max}$		11,777.50 < 27,451.64 OK! shear in beam	
	$V_{x=d/2} < V_{n-max}$		11,777.50 < 33,778.40 OK! direct shear	
	failure due to moment			
	at $x = l/3$		= 1.2667 m	
	$V_{x=l/3} = w_x \frac{l}{2} + P_{max} - w_x x$		= 11,613.68 kg	
	V_c		= 4,222.00 kg	
	$V_s = \frac{A_s f_s d_p}{s}$		= 13,630.64 kg	
	$V_{n-max} = V_o + V_s$		= 33,778.40 kg	
	$V_{x=l/3} < V_{n-max}$		11,613.68 < 17,852.64 OK! shear in beam	
	$V_{x=l/3} < V_{n-max}$		11,613.68 < 33,778.40 OK! direct shear	
	failure due to shear			

หมายเหตุ เหล็กปลอกใช้ขนาด 9.00 มม. ระยะห่าง 7.50 ซม. และ 25.00 ซม.

RECHECK DEFLECTION

	M_n		= 14,861.14 kg-m
	$P_{max} = \left(M_{max} - w_x \frac{l^2}{8} \right) \frac{3}{l}$		= 11,518.64 kg
	M_{cr}		= 4,689.43 kg-m
	$P_{cr} = \left(M_{cr} - w_x \frac{l^2}{8} \right) \frac{3}{l}$		= 3,488.34 kg
	$I_{cr} = \left(n_p A_p d_p^2 + n_s A_s d_s^2 \right) \left(1 - \sqrt{\rho_p + \rho_s} \right)$		
	$n_p = \frac{E_{pr}}{E_c}$		= 5.95
	$n_s = \frac{E_s}{E_c}$		= 5.78
	$\rho_p = \frac{A_p}{b d_p}$		= 0.00619
	I_{cr}		= 27,192.21 cm ⁴
	$P' = P_{max} - P_{cr}$		= 8,030.30 kg

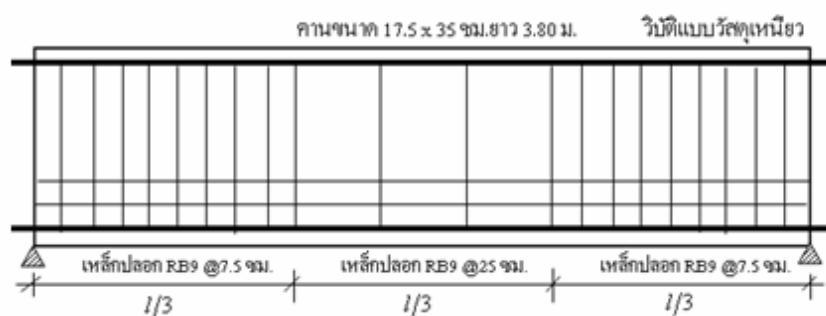
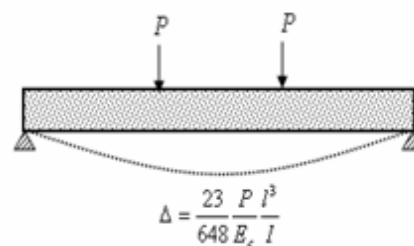
camber due to prestressing force, $\Delta_p = -\frac{7}{8} \frac{F e l^2}{E_c I_x} = -0.1436 \text{ cm}$

deflection due to dead load, $\Delta_d = \frac{5}{384} \frac{w_d l^4}{E_c I_x} = 0.0185 \text{ cm}$

deflection due to P' , $\Delta' = \frac{23}{648} \frac{P' l^3}{E_c I_x} = 1.6289 \text{ cm}$

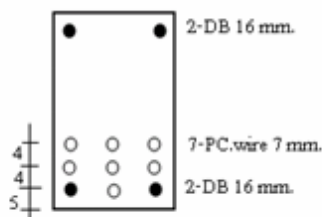
deflection due to P'' , $\Delta'' = \frac{23}{648} \frac{P'' l^3}{E_c I_x} = 0.3077 \text{ cm}$

deflection at midspan $\Delta_{mid} = 1.8115 \text{ cm}$



3 PC-UD-4

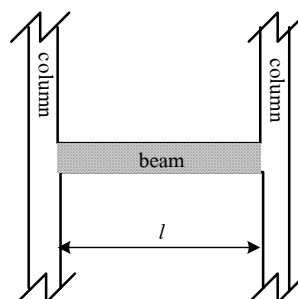
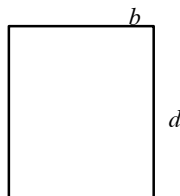
4 PC-UD-4



จ.2 Spreadsheetการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป กรณีวิบัติด้วยแรงดึง

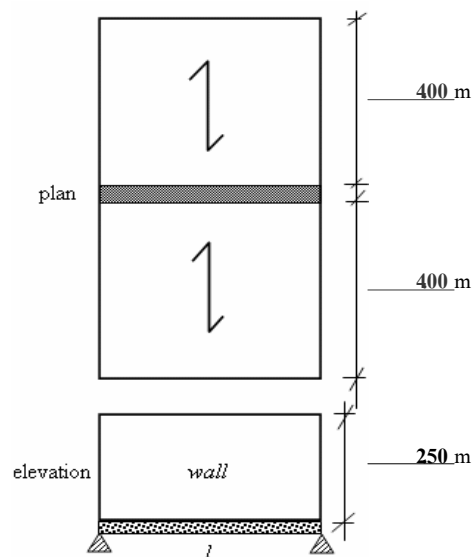
Precast Prestressed Concrete Beam

$$\begin{aligned} b &= 0.175 \text{ m.} \\ d &= 0.350 \text{ m.} \\ l &= 3.80 \text{ m.} \end{aligned}$$

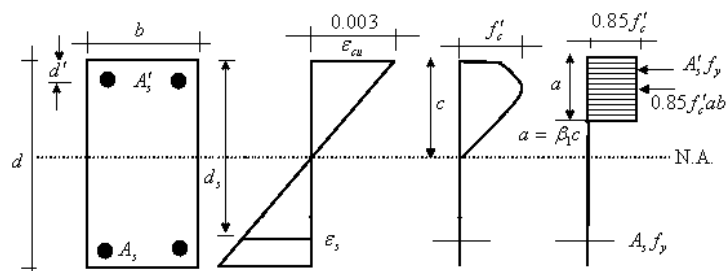


[1] DESIGN CRITERIA

concrete		tendon, mild steel	
f'_c	= 465 kg/cm ² (cylinder)	f_y	= 4,200 kg/cm ²
$E_c = 4270w^{1.5}\sqrt{f'_c}$	= 353,105 kg/cm ²	f_y	= 2,040,000 kg/cm ²
w	= 2,450 kg/cm ³	E_s (stirrup)	= 3,232 kg/cm ²
strength reduction factor			
ϕ	= 0.85 for shear		
ϕ	= 0.90 for bending		
[2] ALLOWABLE STRESSES (E.I.T. STANDARD)			
slab thickness	= 10.00 cm		
wall height	2.50 m	180 kg/m	
live load, LL	= 200 kg/cm ²		
dead load beam, w_g	= 150 kg/m		
dead load wall, w_w	= 450 kg/m		
dead load slab, w_s	= 980.00 kg/m		
live load, w_{LL}	= 800.00 kg/m		
total load, w_T	= 2,380.06 kg/m		
M_g	= 270.86 kg-m		
M_w	= 812.25 kg-m		
M_s	= 1,768.90 kg-m		
$M_{SD} = M_w + M_s$	= 2,581.15 kg-m		
M_{LL}	= 1,444.00 kg-m		
$M_D = M_g + M_{SD}$	= 2,852.013 kg-m		



[3] DESIGN BEAMS WITH TENSION AND COMPRESSION REINFORCEMENT



PRELIMINARY DESIGN

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_{LL} = 6,447.62 \text{ kg-m}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0008(f'_c - 300) = 0.7180 = 0.65 \text{ OK!}$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6120}{6120 + f_y} = 0.0401$$

$$\rho_{\max} \leq 0.75 \rho_b = 0.0301$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ under-reinforced concrete

Trial, top	2	DB 16.00	A'_s	=	4.0212	cm ²
bot	4	DB 16.00	A_s	=	8.0425	cm ²
a	$\frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}$			=	2.44	cm
d_s				=	27.50	cm
d'				=	3.00	cm
M_n				=	8,576.19	kg-m
ϕM_n				=	7,718.57	kg-m > M_u OK!

DOUBLY REINFORCED BEAM DESIGN

Trial, top	2	DB 16.00	A'_s	=	4.0212	cm ²
bot	2	DB 16.00	A_s	=	4.0212	cm ²
bot	3	DB 16.00	A_s	=	6.0319	cm ²
a	$\frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}$			=	3.66	cm
d_s				=	28.00	cm
d'				=	3.00	cm
M_n				=	10,851.83	kg-m
ϕM_n				=	9,766.64	kg-m > M_u OK!
$\rho = \frac{A_s}{bd_s}$				=	0.0205	> ρ_{\min} OK!
$\rho' = \frac{A'_s}{bd_s}$				=	0.0082	
$\rho - \rho'$				=	0.0123	

$$\rho - \rho' \geq 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c d'}{f_y d_s} \right) \left(\frac{6120}{6120 - f_y} \right) = 0.0231$$

$$\rho - \rho' < 0.0231 \quad \dagger \quad f'_s < f_y$$

$$\rho - \rho' \geq 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c d'}{f_y d_s} \right) \left(\frac{6120}{6120 - f_y} \right) \quad \dagger \quad f'_s = f_y$$

$$f'_s = 6120 \left[1 - \frac{0.85\beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho') f_y d_s} \right] = 2,520.79 \text{ kg/cm}^2 = 2,520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} = 4.64 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 6.46 \text{ cm}$$

$$\varepsilon' = \frac{0.003}{c} (c - d') = 0.00161$$

$$f'_s = \varepsilon' E_s = 3,278.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 3,278.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho < 0.75\rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.03646$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd_s} = 0.0205 < 0.75\rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.03646 \text{ OK!}$$

$$\rho_{\min} < \rho, \quad 0.0033 < 0.0205 \text{ OK!}$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} = 4.19863 \text{ cm}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d') = 10,817.32 \text{ kg-m}$$

$$\phi M_n = 9,735.59 \text{ kg-m OK!}$$

14] SHEAR IN BEAMS

$$V_u = 1.4W_D + 1.7W_{LL}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_s}{s}$$

$$V_c = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u}{M_u} d_s \right) b_w d_s \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d_s$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d_s \quad (\text{for simplicity of calculations})$$

$$V_D = V_d + V_{SD}$$

$$V_d = w_g \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$V_{SD} = (w_w + w_s) \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$V_{LL} = w_{LL} \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$s = \frac{d_s}{2} = 0.0231 \text{ cm}$$

$$A_v \text{ (RB9 mm)} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{3.5b_w} = 67.01 \text{ cm}$$

use RB9 mm @ 25.00 cm

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_{LL}$$

$$M_D = M_g + M_{SD}$$

$$M_g = w_g \frac{x}{2}(l-x)$$

$$M_w = w_w \frac{x}{2}(l-x)$$

$$M_s = w_s \frac{x}{2}(l-x)$$

$$M_{SD} = M_w + M_s$$

$$M_{LL} = w_{LL} \frac{x}{2}(l-x)$$

[5] DIRECT SHEAR AT END BEAMS

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 1.4V_D + 1.7V_{LL}$$

$$V_D = V_d + V_{SD}$$

$$V_d = w_g \frac{l}{2} = 285.12 \text{ kg}$$

$$V_{SD} = (w_w + w_s) \frac{l}{2} = 2,717.00 \text{ kg}$$

$$V_D = 3,002.12 \text{ kg}$$

$$V_{LL} = w_{LL} \frac{l}{2} = 1,520.00 \text{ kg}$$

$$V_u = 6,786.97 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 7,984.67 \text{ kg}$$

$$V_n = 0.2f'_c A_c = 56,962.50 \text{ kg}$$

$$V_n = 56A_c = 34,300.00 \text{ kg}$$

$$V_n = 34,300.00 \text{ kg}$$

$$\mu = 0.70$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = 2.7159 \text{ cm}^2$$

$$\text{use top } 2 \text{ DB } 16.00 \text{ mm, } A_{vf} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

$$\text{use bot } 2 \text{ DB } 16.00 \text{ mm, } A_{vf} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A_{vf} = 8.0425 \text{ cm}^2 > A_{vf} \text{ OK!}$$

RECHECK SHEAR CASE1

$$M_n = 10,817.32 \text{ kg-m}$$

$$M_{\max} = M_n = w_{\max} \frac{l^2}{8} = 5,992.98 \text{ kg/m}$$

$$w_{\max} = 5,992.98 \text{ kg/m}$$

$$\text{at } x = d/2 = 0.280 \text{ m}$$

$$V_{x=d/2} = w_{\max} \frac{l}{2} - w_{\max} x = 9,708.62 \text{ kg}$$

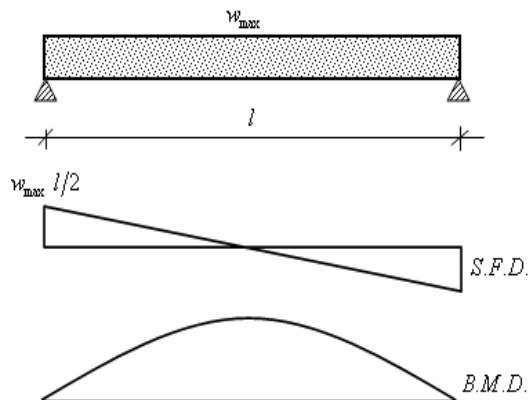
shear in beam $V_c = 6,912 \text{ kg}$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_p}{s} = 15,352 \text{ kg}$$

$$V_{n-\max} = V_c + V_s = 22,264 \text{ kg}$$

direct shear $V_{n-\max} = A_v f_y = 33,778.40 \text{ kg}$

conclusions $V_{x=d/2} < V_{n-\max} \quad 9,708.62 < 22,264.03 \text{ OK!}$ shear in beam
 $V_{x=d/2} < V_{n-\max} \quad 9,708.62 < 33,778.40 \text{ OK!}$ direct shear
 failure due to moment



RECHECK SHEAR CASE2

$$M_n = 10,817.32 \text{ kg-m}$$

$$M_{\max} = M_n = w_g \frac{l^2}{8} + P_{\max} \frac{l}{3} = 8,326.15 \text{ kg-m}$$

$$P_{\max} = \left(M_{\max} - w_g \frac{l^2}{8} \right) \frac{3}{l} = 81.68 \text{ kN}$$

$$2P_{\max} = 163.36 \text{ kN}$$

$$P_{cr} = 1,002.67 \text{ kg}$$

$$2P_{cr} = 9.84 \text{ kN}$$

$$2P_{cr} = 19.67 \text{ kN}$$

$$\text{at } x = d/2 = 0.280 \text{ m}$$

$$V_{x=d/2} = w_g \frac{l}{2} + P_{\max} - w_g x = 8,569.25 \text{ kg}$$

$$V_c = 6,912 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_p}{s} = 15,352 \text{ kg}$$

shear in beam $V_{n-\max} = V_c + V_s = 22,264.03 \text{ kg}$

direct shear $V_{n-\max} = A_v f_y = 33,778.40 \text{ kg}$

conclusions $V_{x=d/2} < V_{n-\max} \quad 8,569.25 < 22,264.03 \text{ OK!}$ shear in beam
 $V_{x=d/2} < V_{n-\max} \quad 8,569.25 < 33,778.40 \text{ OK!}$ direct shear
 failure due to moment

$$\text{at } x = l/3 = 1.267 \text{ m}$$

$$V_{x=l/3} = w_g \frac{l}{2} + P_{\max} - w_g x = 8,421.19 \text{ kg}$$

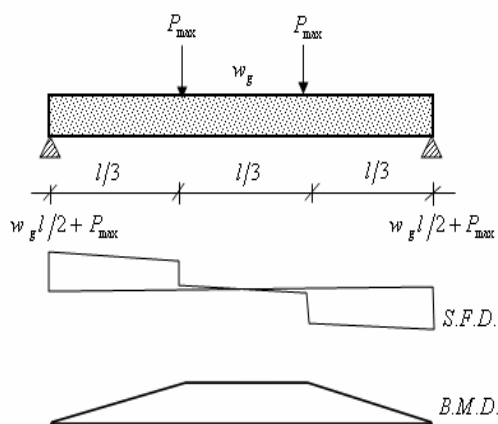
$$V_c = 5,479 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_p}{s} = 15,352 \text{ kg}$$

shear in beam $V_{n-\max} = V_c + V_s = 20,830.99 \text{ kg}$

direct shear $V_{n-\max} = A_v f_y = 33,778.40 \text{ kg}$

conclusions $V_{x=l/3} < V_{n-\max} \quad 8,421.19 < 20,830.99 \text{ OK!}$ shear in beam
 $V_{x=l/3} < V_{n-\max} \quad 8,421.19 < 33,778.40 \text{ OK!}$ direct shear
 failure due to shear



RECHECK DEFLECTION

$$M_n = 10,817.32 \text{ kg-m}$$

$$n = E_s / E_c = 5.78$$

$$\frac{bc^3}{2} + [nA_s + (n-1)A'_s]c - nA_s d_s - (n-1)A'_s d' = 0.00$$

$$8.75 c^3 + 77.2907 c = 1,683.87$$

$$c = 10.140 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} b d^3 = 62,526.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s (d_s - c)^2 + (n-1)A'_s (c - d')^2 = 25,587.47 \text{ cm}^4 < I_x$$

$$f_r = 2.0 \sqrt{f'_c} = 43.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$y_s = \frac{d}{2} = 17.50 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_x}{y_s} = 1,540.92 \text{ kg-m}$$

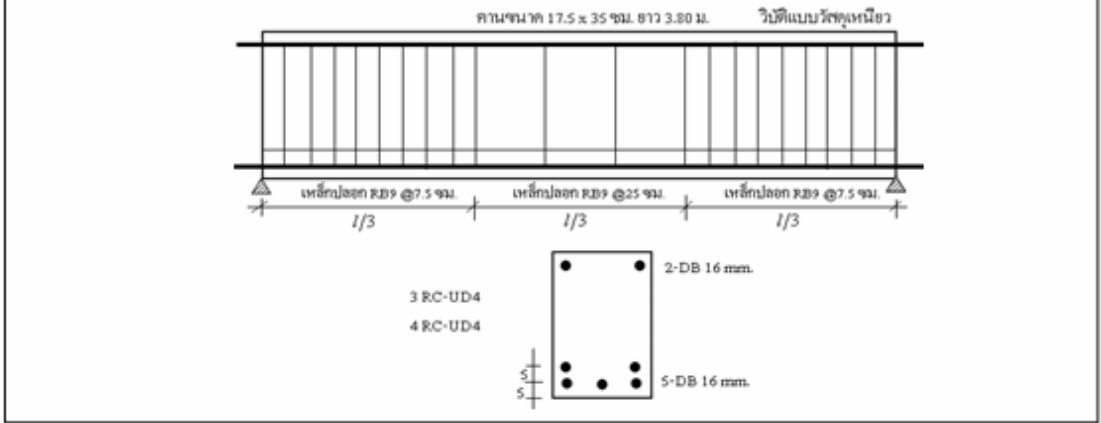
$$M_{cr} = M_n$$

$$I_{eff} = (M_n / M_{cr})^3 I_x + [1 - (M_n / M_{cr})^3] I_{cr} < I_x = 25,694.24 \text{ cm}^4 < I_x \text{ OK!}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} w_g \frac{l^4}{E_c I_{eff}} + \frac{23}{648} \frac{P l^3}{E_c I_{eff}} = 1.83 \text{ cm}$$

x	V_d	V_m	V_o	V_{cc}	V_o	M_c	M_w	M_s	M_{so}	M_o	M_{cc}	M_o	
m	kg	kg	kg	kg	kg	kg-m	kg-m	kg-m	kg-m	kg-m	kg-m	kg-m	
d_s	0.280	243	2317	2560	1296	5787	73.95	221.76	483	705	779	394	1760
$l/8$	0.475	214	2038	2252	1140	5090	118.50	355.36	774	1129	1248	632	2821
$l/4$	0.950	143	1359	1501	760	3393	203.15	609.19	1327	1936	2139	1083	4836
$3l/8$	1.425	71	679	751	380	1697	203.93	761.48	1658	2402	2674	1354	6045
$l/2$	1.900	0	0	0	0	270.86	812.25	1769	2581	2852	1444	6448	
$l/3$	1.267	95	906	1001	507	2262	240.77	722.00	1572	2294	2535	1284	5731

x	$\frac{V_o}{M_o} \leq 4$	V_o	$0.92 \sqrt{f'_c} A_c$	$0.52 \sqrt{f'_c} A_c$	V_o	s	RB6	A_c	V_s	V_o	ϕV_o	$V_o \leq \phi V_o$
m		kg	kg	kg	kg	cm	mm	cm	kg	kg	kg	kg
d_s	0.920	6912	9827	5600	6912	7.5	9	1.272	15352	22264	18924	OK!
$l/8$	0.505	6177	9827	5600	6177	7.5	9	1.272	15352	21529	18300	OK!
$l/4$	0.196	5631	9827	5600	5631	7.5	9	1.272	15352	20983	17836	OK!
$3l/8$	0.079	5422	9827	5600	5422	7.5	9	1.272	15352	20774	17658	OK!
$l/2$	0.000	5283	9827	5600	5283	25	9	1.272	4606	9889	8406	OK!
$l/3$	0.111	5479	9827	5600	5479	7.5	9	1.272	15352	20831	17706	OK!



ภาคผนวก จ

บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในขณะศึกษา

กรรม คำถ้อย และสิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2548). พฤติกรรมของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรง
บางส่วนภายใต้แรงกระทำตามขวาง. ชลบุรี: การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ
ครั้งที่ 10 ., STR58-63

ภาคผนวก ข

ดัชนีอัตราส่วนราคาต่อก่อสร้างต่อกำลังของคาน

ตารางที่ ช1. เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$)

การออกแบบ	กลุ่มที่	ตัวอย่าง ทดสอบ	ราคาต่อหน่วย (บาท)	กำลังที่สภาวะใช้งาน $P_{L/240}$ (kN)	ราคา/ กำลัง
วิบัติเนื่องจาก แรงเฉือน ตามแนวทแยง	1	PC – S1	1138	150	7.59
		PC – S2	1138	146	7.79
		PC – S3	1138	156	7.29
	2	RC – S1	1341	158	8.49
		RC – S2	1341	162	8.28
		RC – S3	1341	174	7.71
วิบัติเนื่องจาก แรงดึง เป็นหลัก	1	PC – T1	1360	166	8.19
		PC – T2	1360	155	8.77
		PC – T3	1360	156	8.72
	2	RC – T1	1448	140	10.34
		RC – T2	1448	133	10.89
		RC – T3	1448	135	10.73
วิบัติเนื่องจาก แรงอัด เป็นหลัก	1	PC – C1	1431	155	9.23
		PC – C2	1431	154	9.29
		PC – C3	1431	162	8.83
	2	RC – C1	2086	190	10.98
		RC – C2	2086	196	10.64
		RC – C3	2086	216	9.66

ตารางที่ ข2. เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังที่ความสามารถสูงสุดของหน้าตัด (P_y) ด้วยวิธีกำลัง

การออกแบบ	กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	ราคาต่อหน่วย (บาท)	กำลังที่สภาวะ P_y (kN)	ราคา/กำลัง
วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนตามแนวทแยง	1	PC – S1	1138	200	5.69
		PC – S2	1138	193	5.90
		PC – S3	1138	195	5.84
	2	RC – S1	1341	190	7.06
		RC – S2	1341	185	7.25
		RC – S3	1341	195	6.88
วิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก	1	PC – T1	1360	202	6.73
		PC – T2	1360	205	6.63
		PC – T3	1360	210	6.48
	2	RC – T1	1448	150	9.65
		RC – T2	1448	140	10.34
		RC – T3	1448	152	9.53
วิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก	1	PC – C1	1431	210	6.81
		PC – C2	1431	220	6.50
		PC – C3	1431	230	6.22
	2	RC – C1	2086	310	6.73
		RC – C2	2086	330	6.32
		RC – C3	2086	330	6.32

ประวัติผู้เขียน

นายกรรณ คำลือ เกิดเมื่อวันที่ 21 เมษายน พ.ศ. 2501 เริ่มเข้าศึกษาในระดับปริญญาตรีที่ วิทยาลัยเทคโนโลยีและอาชีวศึกษา วิทยาเขตเทเวศร์ คณะวิศวกรรมเทคโนโลยี สาขาครุศาสตร์ อุตสาหกรรม โยธา-ก่อสร้าง และสำเร็จการศึกษาเมื่อปี 2525 และเมื่อสำเร็จการศึกษาแล้วได้เข้าทำงานที่ บริษัท คอนกรีตบางละมุง จำกัด ซึ่งเป็นผู้ผลิต ผลิตภัณฑ์คอนกรีตอัดแรง โดยเริ่มงานในตำแหน่งวิศวกรโยธา จนกระทั่งเลื่อนตำแหน่งเป็นผู้จัดการฝ่ายผลิตงานวิชาการ ซึ่งมีหน้าที่ในเรื่อง การควบคุมคุณภาพ การออกแบบผลิตภัณฑ์คอนกรีตอัดแรง ของโรงงานทั้ง 6 โรงงาน ถึงปี 2535 หลังจากนั้นได้ลาออกมาทำงานกับ บริษัท อาร์เอส คอนกรีต จำกัด ที่ จังหวัดสระบุรี ในตำแหน่ง ผู้จัดการฝ่ายวิศวกรรม ระหว่างปี 2535 – 2536 และเป็นวิศวกรโยธาให้กับ บริษัท ไทยคอนกรีต ซ์พพลาย จำกัด จังหวัดอุดรธานี ในช่วงนี้ได้รับงานออกแบบและก่อสร้างโรงงานคอนกรีตอัดแรง เป็นงานส่วนตัว

เนื่องจากได้ทำงานทางด้านวิศวกรรมโยธาเกี่ยวกับงานคอนกรีตอัดแรงมาเป็นเวลานาน ทำให้ต้องการพัฒนาความรู้ความสามารถเพิ่มมากขึ้น จึงได้เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขา วิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ.2545 และได้ มีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่ 1 เรื่อง