กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยการอัดแรงภายนอก

โดย

ณัฐวุธ ขาวศรี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
พ.ศ. 2551

กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยการอัดแรงภายนอก

โดย

ณัฐวุธ ขาวศรี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
พ.ศ. 2551

Shear Strength of Reinforced Concrete Beam Strengthened by External Prestressing

By

Nathavudh Khaosri

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering
Department of Civil Engineering
Faculty of Engineering
Thammasat University
2008

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
คณะวิศวกรรมศาสตร์

วิทยานิพนธ์

ของ

นายณัฐวุธ ขาวศรี

เรื่อง

กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เสริมกำลังด้วยการอัดแรงภายนอก

ได้ผ่านการตรวจสอบและอนุมัติ ให้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

เมื่อ วันที่ 28 พฤษภาคม 2551

ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ______________________________

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ชัยศักดิ์ พิสิษฐ์ไพบูลย์)

กรรมการและอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ______________________________

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. กฤดายุทธ์ ชมภูมิ่ง)

กรรมการสอบวิทยนิพนธ์ ______________________________

(รองศาสตราจารย์ ดร. บุรฉัตร ฉัตรวีระ)

กรรมการสอบวิทยนิพนธ์ ______________________________

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วัฒนชัย สมิทธากร)

คณบดี ______________________________

(รองศาสตราจารย์ ดร. อุรุยา วีสกุล)

บทคัดย่อ

ในการเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการใช้งานแล้ว จากงานวิจัยที่ผ่านมา พบว่าวิธีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนส่วนใหญ่จะใช้วิธีการเสริมด้วยด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หรือ แผ่นเหล็กที่มีวิธีการยึดติดกับคานด้วยอีพ็อกซี่ ซึ่งวิธีการดังกล่าวไม่สามารถคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานได้อย่างแม่นยำ เนื่องจากรูปแบบการวิบัติของคานที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่เป็นผลจากการสูญเสียการยึดหน่วงระหว่างวัสดุที่ใช้เสริมกำลังกับผิวคอนกรีตทำให้เกิดการหลุดออกของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หรือแผ่นเหล็กก่อนที่จะเกิดการวิบัติของวัสดุที่ใช้เสริมกำลังหรือที่คอนกรีต การยึดติดแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หรือแผ่นเหล็กด้วยการฝังที่บริเวณปลายเข้าไว้ในคานคอนกรีต จะเป็นการลดพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตลง ซึ่งอาจทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวขึ้นได้ จากสาเหตุดังกล่าวทำให้การเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคานคอนกรีตที่มีการใช้งานแล้วนั้น ไม่สามารถที่จะต้านทานแรงเฉือนได้สูงตามกำลังของวัสดุที่นำมาเสริม งานวิจัยนี้จะศึกษาพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธีอัดแรงภายนอก โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน คานที่ใช้ในการทดสอบแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2.0 และ 1.5 จำนวนกลุ่มละ 4 ตัวอย่าง มีการเสริมเหล็กที่เหมือนกันทุกตัวอย่างและออกแบบให้เกิดการวิบัติโดยแรงเฉือน โดยแบ่งเป็นคานควบคุม 1 ตัวอย่างและคานที่มีการเสริมกำลังด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่แตกต่างกัน จำนวน 3 ตัวอย่าง ผลการทดสอบพบว่าคานที่มีการเสริมกำลังทั้งหมดสามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะประลัยได้สูงกว่าคานควบคุมโดยแปรผันตามหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่แตกต่างกัน นอกจากนั้นยังมีรูปแบบการวิบัติที่เปลี่ยนไปในเชิงที่เหนียวขึ้นและมีความแกร่งเพิ่มขึ้น เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนในส่วนของเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนและหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงในแนวขวางของคานจะเสริมกลไกการต้านทานแรงเฉือนในส่วนของการยึดเกาะของมวลรวม ป้องกันการปริแตกของคอนกรีตในแนวนอนตามแนวเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดหน่วงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมนอกจากนั้นยังชะลอการแตกร้าวตามแนวทแยงทำให้คานยังสามารถรับแรงเฉือนได้โดยคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดจะยังไม่ถูกบดอัด กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยและกลไกการรับน้ำหนักบรรทุกหลังเสริมกำลังสามารถพิจารณาได้โดยแบบจำลอง Strut and tie

ABSTRACT

In the previous researches, it was found that most of the shears strengthening of the existing reinforced concrete beam done by using carbon fiber reinforce polymer (CFRP) or steel plate bonded to the existing beam with epoxy resin. However, by this mean, it cannot calculate the precisely ultimate loading of the beam, because the failure mode of the beam is mostly caused by deboning between two materials before the beam failure from the strengthening materials or at concrete. The anchorages at the end of CFRP or steel plate are disturbing section of the beam or the pre-cracking is occurring. By this cause, the strength of shear strengthened beam will not be able to be fully reinforced by the strength of the strengthening materials. This research aimed to study about the behavior of the reinforced concrete beam under the shear strengthened by external prestress. By using vertical strengthened prestress steel in shear span, testing by 2 groups, first, shear span to depth ratio is 2.0 and second 1.5. Each group has 4 beams. All beams are similarly designed and produced; one controlled beam, three different post compression stress beams. The study found that, all strengthened beams had higher strength than controlled beam and varied directly to the post compression stress. Besides, the mode of failure changed to have more ductility and stiffness. Prestressed steel will increase the shear capacity in steel to resist the shear forces. The post compression stress in transverse of beam will improve the shearing resistant caused by aggregate interlock. This will protect splitting crack from dowel action, and slow down the inclined crack that make beam able to carry shearing force by compression zone. The ultimate loading and mechanical after strengthening can be considered by Strut and tie model.

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี ผู้จัดทำขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ให้การช่วยเหลือ เลี้ยงดูและเป็นกำลังใจให้ในการศึกษาเสมอมา ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. กฤดายุทธ์ ชมภูมิ่ง อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ให้คำปรึกษา ตรวจสอบ ให้ข้อเสนอแนะ และติดตามผล จนสำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์ของวิทยานิพนธ์ และขอขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ชัยศักดิ์ พิสิษฐ์ไพบูลย์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รองศาสตราจารย์ ดร. บุรฉัตร ฉัตรวีระ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วัฒนชัย สมิทธากร กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาตรวจสอบและให้ข้อเสนอแนะที่มีประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ และบุคคลที่จะขาดไปไม่ได้คือ ผู้ช่วยศาสตราจารย์สายันต์ ศิริมนตรี ผู้ให้แนวคิดของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ตลอดจนให้คำปรึกษา แนะนำและช่วยเหลือในการแก้ไขปัญหาต่างๆ ทั้งในแนวทางการทดสอบและการจัดทำบทความทางวิชาการ

ขอขอบคุณ บริษัท อินเตอร-คอนซัลท์ จำกัด ที่ผู้จัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ทำงานอยู่ ซึ่งได้ช่วยเหลือในด้านวัสดุ อุปกรณ์และแรงงานในการทดสอบคาน และให้เวลาในการมาศึกษาตลอดจนการทดสอบจนงานวิจัยนี้สำเร็จลงได้ด้วยดี

สุดท้ายนี้ผู้จัดทำวิทยานิพนธ์ขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ของมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ทุกท่านที่อำนวยความสะดวกในการทดสอบคานและจัดทำวิทยานิพนธ์ รวมถึงบุคคลอื่นๆ ทุกท่านที่มิได้กล่าวถึงข้างต้นที่ให้การช่วยเหลือด้วยดีเสมอมา และหวังเป็นอย่างยิ่งว่าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะมีประโยชน์ในการนำไปประยุกต์ใช้งานในปัญหาที่เกี่ยวข้องได้ไม่มากก็น้อย

ณัฐวุธ ขาวศรี
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
พ.ศ. 2551

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	(1)
ABSTRACT	(2)
กิตติกรรมประกาศ	(3)
สารบัญ	(4)
สารบัญตาราง	(10)
สารบัญภาพประกอบ	(11)
บทที่	
1. บทนำ	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของวิทยานิพนธ์	2
1.3 ขอบเขตของวิทยานิพนธ์	3
1.4 ผลที่คาดว่าจะได้รับ	3
2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
3. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	28
3.1 ทฤษฎีการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	28

3.2 พฤติกรรมการต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
ที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวาง…………………………………………… 32

3.2.1 รูปแบบของการแตกร้าวทแยง………………………………….. 32
3.2.2 รอยร้าวทแยงในคาน……………………………………………. 32
3.2.3 สมดุลของแรงภายในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
ที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวาง………………………………….. 33
3.2.4 กลไกลการต้านทานแรงเฉือน…………………………………... 34
3.2.5 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนในคานที่ไม่เสริมเหล็กทางขวาง………. 36
3.2.6 กำลังต้านทานแรงเฉือนและปัจจัยที่มีผลต่อกำลังต้านทาน
แรงเฉือนในคานที่ไม่เสริมเหล็กทางขวาง………………………… 39

3.3 พฤติกรรมการต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
ที่มีการเสริมเหล็กทางขวาง……………………………………………… 41
3.4 B-Regions และ D-Regions……………………………………………. 44
3.5 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน……………………………………... 45

3.5.1 การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด
โดยวิธีวิเคราะห์โมเมนต์และค่าความโค้ง…………………………. 45
3.5.2 สมการค่าการแอ่นตัวของคาน…………………………………….. 50
3.5.3 ความเหนียวของคาน…………………………………………….. 51

3.6 ทฤษฎีคานลึก……………………………………………………………. 52
3.7 แบบจำลอง Strut and tie……………………………………………….. 57

3.7.1 ส่วนประกอบของ แบบจำลอง Strut and tie……………………… 57
3.7.2 Elastic stress trajectories……………………………………….. 63
3.7.3 Minimum steel content………………………………………….. 64

3.7.4 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก
มาตรฐาน ACI 318-05………………………………………………. 65
3.7.5 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก
ตามวิธีของ MacGregor J.G……………………………………… 71
3.7.6 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก
ตามวิธีของ Collins M. P. & Mitchell D………………………….. 78

4. ขั้นตอนการวิจัย……………………………………………………………… 82

4.1 การออกแบบคานลึกโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie…………………….. 82
4.2. การทดสอบวัสดุและการผลิตคานตัวอย่าง………………………………… 85

4.2.1 การทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุ……………………………. 85
4.2.2 การผลิตคานตัวอย่าง……………………………………………… 87

4.3 การทดสอบคานตัวอย่าง………………………………………………..... 88

4.3.1 การทดสอบคานควบคุม…………………………………………… 88
4.3.2 การเสริมกำลังคานตัวอย่าง……………………………………….. 91
4.3.3 การทดสอบคานที่มีการเสริมกำลัง………………………………… 94

5. ผลการทดสอบ วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบ………………………………... 98

5.1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ………………………………. 98
5.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคาน
ที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2…………………………… 99

5.2.1 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานควบคุม………………… 99

5.2.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 2.5 กก. ต่อ ตร.ซม………………………………………… 102
5.2.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 24 กก. ต่อ ตร.ซม………………………………………… 106
5.2.4 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 43.5 กก. ต่อ ตร.ซม……………………………………..... 110

5.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5……………………….... 114

5.3.1 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานควบคุม………………… 114
5.3.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 2.5 กก. ต่อ ตร.ซม……………………………………... 118
5.3.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 24 กก. ต่อ ตร.ซม………………………………………… 121
5.3.4 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 43.5 กก. ต่อ ตร.ซม…………………………………….. 125

5.4 วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบ……………………………………… 128

5.4.1 คานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2…………….. 128
5.4.2 คานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5………….. 134

5.5 ค่าตัวแปรในการศึกษา... 139

5.5.1 ผลของช่วงการเฉือนต่อความลึก
ต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย.. 139
5.5.2 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
ต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย.. 140
5.5.3 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
ต่อน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงแรก........................ 141
5.5.4 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
ต่อความเหนียว.. 142
5.5.5 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
ต่อความแกร่ง.. 143

6. วิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยแบบจำลอง Strut and tie............ 145

6.1 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง
Strut and tie มาตรฐาน ACI 318-05.. 146
6.2 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง
Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G... 149
6.3 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง
Strut and tie วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.............................. 153
6.4 เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณา
โดยแบบจำลอง Strut and tie... 157
6.5 กลไกภายใต้น้ำหนักบรรทุกเมื่อพิจารณา
โดยแบบจำลอง Strut and tie... 160

7. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ.. 163

7.1 สรุปผลการศึกษา.. 163

7.2 ข้อจำกัดของงานวิจัย.. 165
7.3 ข้อแนะนำในการนำไปใช้งาน.. 165
7.4 ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป... 166

บรรณานุกรม... 168

ภาคผนวก

ก. การออกแบบคานตัวอย่างโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie........................... 172
ข. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดหดตัวในคาน.. 179
ค. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย
โดยแบบจำลอง Strut and tie... 196
ง. แผนภูมิขั้นตอนการออกแบบคานและวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนัก
บรรทุกประลัย โดยแบบจำลอง Strut and tie.. 217

ประวัติการศึกษา... 221

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
2.1	รายละเอียดของคานที่ใช้ทดสอบ..	11
2.2	ผลการทดสอบคาน..	15
3.1	ค่าที่แนะนำสำหรับกำลังรับแรงอัดประสิทธิผล..	76
4.1	ระดับของหน่วยอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่คอนกรีตและแรงดึง ใน Strand ที่ใช้ในการเสริมกำลัง...	91
5.1	คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ..	98
5.2	ผลการทดสอบคานกลุ่ม B2..	129
5.3	ค่า Deformation Ratio และความแกร่งของคานกลุ่ม B2..........................	131
5.4	ผลการทดสอบคานกลุ่ม B1..	135
5.5	ค่า Deformation Ratio และความแกร่งของคานกลุ่ม B1..........................	136
5.6	อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวดัดและรอยร้าวทแยง ต่อน้ำหนักบรรทุกประลัย..	142
6.1	น้ำหนักบรรทุกประลัยจากแบบจำลอง Strut and tie น้ำหนักบรรทุก ที่จุดครากและน้ำหนักบรรทุกประลัยจากการทดสอบ................................	158
6.2	อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกที่จุดครากและน้ำหนักบรรทุกประลัยจากการทดสอบ ต่อน้ำหนักบรรทุกประลัยจากแบบจำลอง Strut and tie............................	159

สารบัญภาพประกอบ

ภาพที่		หน้า
1.1	ตัวอย่างคานลึก 2 ช่วง…………………………………………………………....	1
2.1	รายละเอียดของอุปกรณ์การเสริมกำลัง…………………………….………	4
2.2	ลักษณะการวิบัติของคานลึก ก่อนและหลังเสริมกำลัง…………………..……	5
2.3	แรงภายในคานที่มีการเสริมกำลัง คิดเป็นร้อยละ ของน้ำหนักบรรทุก……..…………………………………………………..…	6
2.4	การเสริมกำลังด้วยวิธี Vertical post-compression……………….……....	7
2.5	ขนาดและรายละเอียดของคานทดสอบ…………………………………….....	7
2.6	คาน A4 ที่ทำการเจาะรูเล็ก ๆ และฉีดทำความสะอาดด้วยน้ำ…………..…	8
2.7	รายละเอียดของ NSM Rods และคานที่มีการทำร่อง………………………..	9
2.8	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว ที่กึ่งกลางคานกลุ่ม A……………………………………………………....	9
2.9	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว ที่กึ่งกลางคานกลุ่ม B……………………………………………………....	10
2.10	รูปตัดของคานที่มีและไม่มีการเสริมเหล็กปลอก…………………….……	11
2.11	คานขณะทำการทดสอบ………………………………………….…...	12
2.12	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว ที่กึ่งกลางคานที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอก……………………….………	13
2.13	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว ที่กึ่งกลางคานที่มีการเสริมเหล็กปลอก……………………………..…..	13
2.14	ลักษณะการวิบัติของคาน B90-5A……………………………..…...…..	14
2.15	ลักษณะการวิบัติของคาน B45-7………………………………........	14
2.16	รายละเอียดคานกลุ่มที่ 1……………………………...……………	16
2.17	รายละเอียดคานกลุ่มที่ 2……………………………………………..	16
2.18	รายละเอียดคานกลุ่มที่ 3…………………………………….………..	17
2.19	รายละเอียดคานกลุ่มที่ 4……………………………………………	17

2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 1.. 18
2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 2.. 18
2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 3.. 19
2.23 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 4.. 19
2.24 รายละเอียดคานตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ... 20
2.25 รูปแบบการวิบัติของคานทดสอบ... 21
2.26 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน............. 22
2.27 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยการยืดหดตัวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
และร้อยละของพื้นที่ที่เกิดการหลุดร่อน... 22
2.28 การเพิ่มขึ้นของการหน่วยการยืดหดตัวในคาร์บอนไฟเบอร์
แผ่นที่ 1 ถึง 5 ในคาน Case 5.. 23
2.29 แสดงรายละเอียดคานตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ.. 24
2.30 แสดงคานที่ทำการเสริมกำลังด้วย Pre-stressed fiber wraps..................... 25
2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
การแอ่นตัวในแนวที่กึ่งกลางคาน.. 26
3.1 แรงเฉือน การถ่ายเทแรงเฉือน และหน่วยแรงเฉือนในคาน........................... 29
3.2 แนวการเกิดหน่วยแรงหลักในคาน.. 30
3.3 หน่วยแรงเฉือนตามรอยแตกในหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก..................... 31
3.4 ลักษณะของรอยร้าวทแยงในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก................................ 33
3.5 สมดุลของแรงในช่วงการเฉือน... 33
3.6 พฤติกรรมอาร์ชที่เกิดขึ้นในคาน... 36
3.7 ผลของอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลของคาน
ที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง.. 37
3.8 รอยร้าวในคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลแตกต่างกัน.............. 38
3.9 รูปแบบการวิบัติของคานลึก... 39

3.10	ผลของอัตราส่วนเหล็กเสริมหลักกับกำลังต้านทานแรงเฉือน ในคานที่ไม่เสริมเหล็กทางขวาง…………………………………………………	40
3.11	แรงภายในคานที่มีการเสริมเหล็กทางขวาง……………………………………	42
3.12	สัดส่วนการรับแรงเฉือนของคานที่มีการเสริมเหล็กทางขวาง…….……………	43
3.13	B-Regions และ D-Regions…………………………………………………	44
3.14	ตัวอย่างของ Moment curvature diagram………………………………..	45
3.15	หน่วยแรง หน่วยการยืดหดตัว และแรงลัพท์ ในหน้าตัดคานก่อนการแตกร้าว……………………… ………………………	46
3.16	หน่วยการยืดหดตัวและแรงในส่วนที่รับแรงอัด ในหน้าตัดคานหลังการแตกร้าว……..………………………………………	48
3.17	หน่วยแรง หน่วยการยืดหดตัว และแรงลัพท์ ในหน้าตัดคานหลังการแตกร้าว…………………..………………………………	49
3.18	การกระจายของหน่วยแรงดัดในคานช่วงเดียว………………………………..	52
3.19	การถ่ายน้ำหนักของคานลึก และการเสริมเหล็ก………………………………	55
3.20	แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก…………………………………….	58
3.21	Compression strut แบบ Bottle-shape……………………………………..	59
3.22	ประเภทของ Node…………………………………………………………….	60
3.23	Hydrostatic nodal zone……………………………………………………..	61
3.24	Extend nodal zone แสดงผลของการกระจายแรง…………………..………..	61
3.25	ส่วนย่อยของ Nodal zone…………………………………………………….	62
3.26	Compression fan และ Compression field…………………………………	63
3.27	การกระจายแรงและแบบจำลองของคานลึกช่วงเดียว………………………...	63
3.28	รูปแบบของแบบจำลองที่เหมาะสมและไม่เหมาะสม…………………………	64
3.29	ลักษณะของ Deep beam และ Slender beam………………………………	65
3.30	ส่วนของแรงที่กระทำต่อ Nodal zone…………………………………………	66
3.31	ตัวอย่างของ Strut ในกรณีอื่น ๆ…………………………………………….	68
3.32	การเสริมเหล็กผ่านแนว Strut…………………………………………………	69
3.33	แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึกที่มีเหล็กปลอก…………………….	71
3.34	Compression strut และแบบจำลองของ Compression strut………………	73

3.35 การแตกตามยาวของ Compression strut………………………………… 74
3.36 แรงตามขวางใน Compression strut……………………………….……… 74
3.37 การกระจายของแรงและแบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก………….. 78
3.38 อิทธิพลของจุดยึดที่มีผลต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของ Strut……….…….. 80
3.39 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ Strut ในกรณีที่ Tension tie
ผ่านแนวของ Strut………………………………………………….……… 81
4.1 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึก
เท่ากับ 2 หลังจากทำการปรับแก้กำลังของวัสดุ……………………………… 83
4.2 รายละเอียดเหล็กเสริมและขนาดคานคอนกรีตอัตราส่วนช่วงการเฉือน
ต่อความลึกเท่ากับ 2………………………………………………………….. 84
4.3 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึก
เท่ากับ 1.5 หลังจากทำการปรับแก้กำลังของวัสดุ…………………………. 84
4.4 รายละเอียดเหล็กเสริมและขนาดคานคอนกรีตอัตราส่วนช่วงการเฉือน
ต่อความลึกเท่ากับ 1.5…………………………………………………….. 85
4.5 เครื่องมือทดสอบและการทดสอบวัสดุ……………………………………... 86
4.6 การเตรียมเหล็กเสริมและติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่า
หน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริม…………………………………………… 87
4.7 การเตรียมแบบหล่อคานตัวอย่าง…………………………………………... 87
4.8 การเทคอนกรีตคานตัวอย่าง……………………………………………….. 87
4.9 คานคอนกรีตและตัวอย่างที่ใช้ทดสอบกำลังอัดเมื่อหล่อแล้วเสร็จ…………… 88
4.10 การบ่มคอนกรีตคานตัวอย่าง……………………………………………… 88
4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียด
ในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2………………… 89
4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียด
ในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5……………… 89
4.13 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบคาน…………………………………………. 90
4.14 รายละเอียดอุปกรณ์ที่ใช้เสริมกำลังรับแรงเฉือน……………………………… 92

4.15 รายละเอียดการติดตั้งเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังรับแรงเฉือน และตำแหน่งรอยร้าวในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือน ต่อความลึกเท่ากับ 2………………………………………………………….. 93
4.16 รายละเอียดการติดตั้งเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังรับแรงเฉือน และตำแหน่งรอยร้าวในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือน ต่อความลึกเท่ากับ 1.5……………………………………………………….. 93
4.17 การติดตั้งเหล็กเสริมกำลังสูง…………..…………………………………….. 94
4.18 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียดในคาน ที่มีการเสริมกำลัง อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2…………….. 95
4.19 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียดในคาน ที่มีการเสริมกำลัง อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5…………... 95
4.20 การติดตั้งคานทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดคานที่มีการเสริมกำลัง อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5……………………………… 96
4.21 การติดตั้งคานทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดคานที่มีการเสริมกำลัง อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2…………………………………. 97
5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-C…………………………………………………………………… 99
5.2 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-C……………………………………………… 100
5.3 รอยร้าวของคาน B2-C ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ……………………………….. 101
5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-S1………………………………………………………………….. 103
5.5 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-S1…………………………………………….. 104
5.6 รอยร้าวของคาน B2-S1 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ…..………………………….. 105
5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-S2………………………………………………………………….. 107
5.8 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-S2…………………………………………….. 108
5.9 รอยร้าวของคาน B2-S2 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ…..………………………….. 109
5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-S3………………………………………………………………….. 111

5.11 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-S3…………………………………………….. 112
5.12 รอยร้าวของคาน B2-S3 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ…..………………………….. 113
5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
ของคาน B1-C………………………………………………………………… 115
5.14 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-C………………………………………….…. 116
5.15 รอยร้าวของคาน B1-C ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ……………………………….. 117
5.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
ของคาน B1-S1……………………………………………………………….. 118
5.17 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-S1………………………………………..….. 119
5.18 รอยร้าวของคาน B1-S1 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ…..………………………….. 120
5.19 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
ของคาน B1-S2……………………………………………………………….. 122
5.20 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-S2…………………………………………….. 123
5.21 รอยร้าวของคาน B1-S2 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ…..………………………….. 124
5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
ของคาน B1-S3…………………………………………………….……….. 125
5.23 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-S3……………………………….………….. 126
5.24 รอยร้าวของคาน B1-S3 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ…..………………………….. 127
5.25 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคานของคานกลุ่ม B2……………………………………….…… 129
5.26 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคานของคานกลุ่ม B2 ในช่วงยืดหยุ่น………………….…………. 130
5.27 เปรียบเทียบลักษณะการวิบัติของคานกลุ่ม B2……………………………….. 133
5.28 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคานของคานกลุ่ม B1…………………………………..………… 134
5.29 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคานของคานกลุ่ม B1 ในช่วงยืดหยุ่น……………………………… 136
5.30 เปรียบเทียบลักษณะการวิบัติของคานกลุ่ม B1……………………….……. 138

5.31 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึก
และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคาน....................................... 139
5.32 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย.. 140
5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
และน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงแรก................................. 141
5.34 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
และค่า Deformation ratio.. 143
5.25 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
และความแกร่ง... 144
6.1 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 มาตรฐาน ACI 318-05
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 147
6.2 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1 มาตรฐาน ACI 318-05
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 147
6.3 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง มาตรฐาน ACI 318-05
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 148
6.4 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง มาตรฐาน ACI 318-05
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 149
6.5 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 วิธีของ MacGregor J.G.
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 150
6.6 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 วิธีของ MacGregor J.G.
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 151
6.7 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง วิธีของ MacGregor J.G.
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 152
6.8 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง วิธีของ MacGregor J.G.
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................................. 153
6.9 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 วิธีของ Collins M. P. &
Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน.................... 154

6.10 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1 วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน..................... 154
6.11 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลังวิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน..................... 155
6.12 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลังวิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน..................... 157
6.13 อัตราส่วนของแรงภายในคานควบคุม B2.. 160
6.14 อัตราส่วนของแรงภายในคานควบคุม B1.. 161
6.15 อัตราส่วนของแรงภายในคาน B2 ที่มีการเสริมกำลัง.............................. 162
6.16 อัตราส่วนของแรงภายในคาน B1 ที่มีการเสริมกำลัง.............................. 162
7.1 การเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคาน ในกรณีที่มีโครงสร้างพื้นเหนือคาน.. 166
7.2 แนวทางการเสริมกำลังรับแรงเฉือนควบคู่กับ การเสริมกำลังรับแรงดัด.. 167

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในปัจจุบัน ทั้งที่มีการชำรุดหรือต้องการปรับปรุง เปลี่ยนแปลงรูปแบบการใช้งาน ให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่มากขึ้น ทำให้ต้องมีการเสริมกำลังให้กับโครงสร้าง เพื่อให้มีความสามารถในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกได้เพียงพอตามที่ออกแบบไว้ ในการเสริมกำลังให้กับคานงานวิจัยส่วนใหญ่จะศึกษาการเสริมกำลังรับแรงดัดของคานเป็นหลัก การศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนของคานยังมีอยู่อย่างจำกัด ซึ่งในความเป็นจริงแล้วการวิบัติแบบเฉือนมีอันตรายมาก เนื่องจากจะเกิดขึ้นอย่างฉับพลันทันทีและไม่มีสัญญาณเตือนล่วงหน้า

คานที่มีพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนเป็นหลักคือคานลึก (Deep beam) มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล (a/d) น้อยกว่า 2 (Macgregor, 1997) โดยตัวอย่างของคานลึกได้แก่ คานถ่ายแรง (Transfer girder) กำแพงฐานราก ผนังของถังหรือแทงก์น้ำ กำแพงรับแรงเฉือน คานสะพาน แผ่นพื้นที่ต้องถ่ายแรงในแนวราบ พฤติกรรมของคานลึกนี้แตกต่างกันอย่างมากจากพฤติกรรมของคานปกติ ทั้งวิธีการวิเคราะห์และการออกแบบ

ภาพที่ 1.1 ตัวอย่างคานลึก 2 ช่วง

การเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับโครงสร้างในปัจจุบันมีวิธีการอยู่หลายรูปแบบได้แก่ การใช้แผ่นเหล็กประกับ การเทพอกคานเพื่อเพิ่มขนาดของหน้าตัด การใช้วัสดุคาร์บอนไฟเบอร์ การใช้วิธี Post tension ซึ่งมีข้อดีและข้อเสียแตกต่างกันไป ในการศึกษานี้จะใช้วิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension) โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน (Shear span) ซึ่งต้องอาศัยความรู้ความเข้าใจในพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก การเสียรูปและลักษณะการวิบัติของคานลึก แบบจำลองของ Strut and tie จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานแล้วเปรียบเทียบกับผลการทดลองที่ได้

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อ วิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมการรับแรงเฉือน แรงดัด การแอ่นตัว การแตกร้าวและวิบัติของคานลึก ทั้งที่มีและไม่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือน เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบการเสริมกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกโดยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension) และใช้เป็นแนวทางในวางแผนการปรับปรุงหรือเปลี่ยนแปลงลักษณะการใช้งานของโครงสร้าง

1.2 วัตถุประสงค์ของวิทยานิพนธ์

เพื่อศึกษาพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานลึก ที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธี การอัดแรงภายนอก (External post tension) โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน โดยงานวิจัยนี้จะศึกษาในประเด็นต่างๆ ดังต่อไปนี้

1. เพื่อศึกษาอิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง (Post compression stress) ที่มีผลต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ความเหนียว (Ductility) และความแกร่ง (Stiffness) ของคานลึกที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือน
2. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือน แรงดัด การแอ่นตัว การแตกร้าวและวิบัติของคานลึกที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่แตกต่างกัน
3. เพื่อศึกษาช่วงการเฉือนต่อความลึก (a/d) ที่มีผลต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานลึกที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือน
4. เพื่อศึกษาวิธีการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานลึกที่มีการเสริมกำลังโดยการใช้แบบจำลอง Strut and tie
5. เพื่อศึกษาพฤติกรรมเชิงกลภายใต้แรงเฉือนของคานลึกที่ทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนทั้งในช่วงอิลาสติกและช่วงไม่เป็นอิลาสติก โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

1.3 ขอบเขตของวิทยานิพนธ์

1. ศึกษาพฤติกรรมเชิงกลและการวิบัติของคานลึกเนื่องจากผลของน้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (Static load) ในคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงถายนอก (External post tension)

2. ศึกษาโดยการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงเดียววางบนจุดรองรับแบบธรรมดา (Simple beam)

3. ทดสอบคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2.0 และ 1.5

4. ศึกษาการประยุกต์ใช้แบบจำลอง Strut and tie ในการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานลึก ที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือน

1.4 ผลที่คาดว่าจะได้รับ

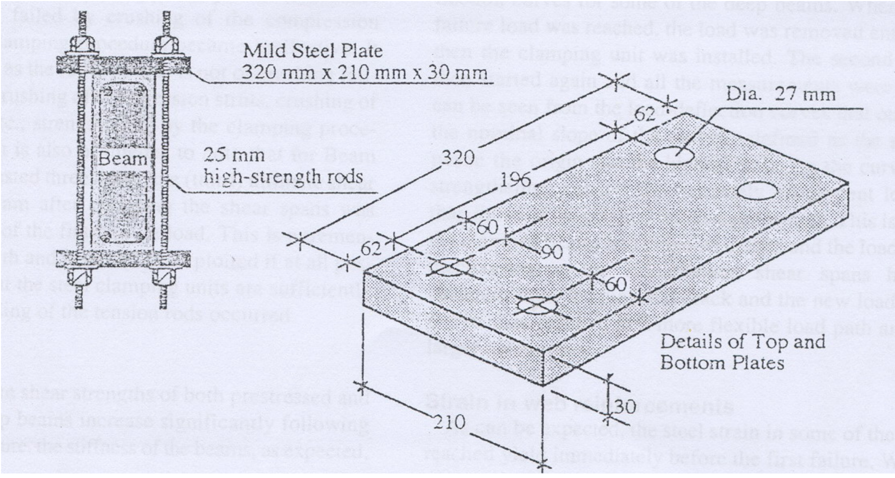
1. สามารถใช้แบบจำลอง Strut and tie วิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยและกลไกการรับน้ำหนักของคานลึกที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension)

2. สามารถทราบพฤติกรรมเชิงกลของคานลึกที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือน ด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension) เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบการเสริมกำลังของคานลึก

บทที่ 2

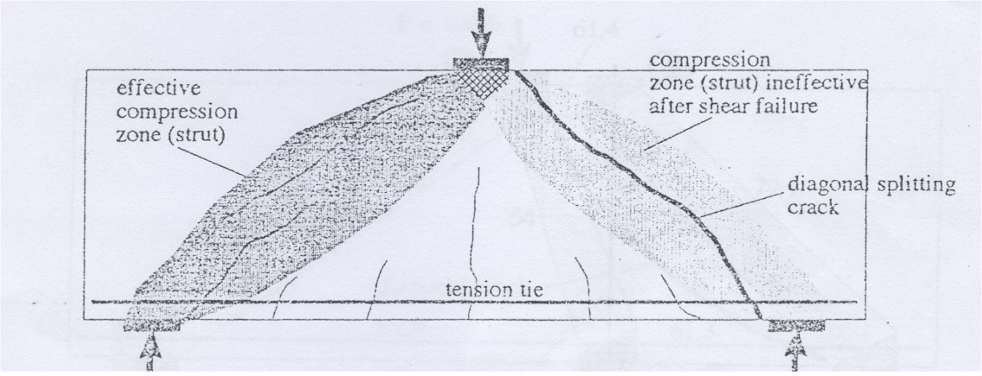
งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Susanto Teng, Fung-Kew Kong, Soon Ping Poh, Lingwei W. Guan and Kang-HaiTan (1996) ได้ทำการทดสอบคานลึกที่มีการ Prestress และคานที่ไม่มีการ Prestress จำนวนรวม 18 ตัวอย่าง จนกระทั่งวิบัติ จากนั้นได้ทำการเสริมกำลังให้กับคานตัวอย่างแล้วทำการทดสอบจนกระทั่งคานวิบัติอีกครั้ง หลังการทดสอบจนกระทั่งวิบัติครั้งแรกคานจะถูกเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วย Steel clamping units ดังแสดงในภาพที่ 2.1 โดยการใช้สลักเกลียวกำลังสูงและแผ่นเหล็กในการเสริมกำลัง สลักเกลียวกำลังสูงจะถูกขันจนรอยร้าวแนบกันสนิท ซึ่งการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้จะมีพฤติกรรมคล้ายกับการเพิ่มเหล็กปลอกภายนอกให้กับคาน แนวความคิดของ Strut and tie สามารถใช้ได้กับการทดสอบคานที่มีการเสริมกำลังนี้ ส่วนที่ทำการเสริมกำลังจะช่วยรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำและจะทำให้รู้สึกแข็งแรงขึ้นการเสริมกำลังด้วยวิธีดังกล่าวจะเปลี่ยนแปลงกลไกการกระจายน้ำหนักและจะเกิดการวิบัติแบบเฉือนในทิศทางของ Compression strut

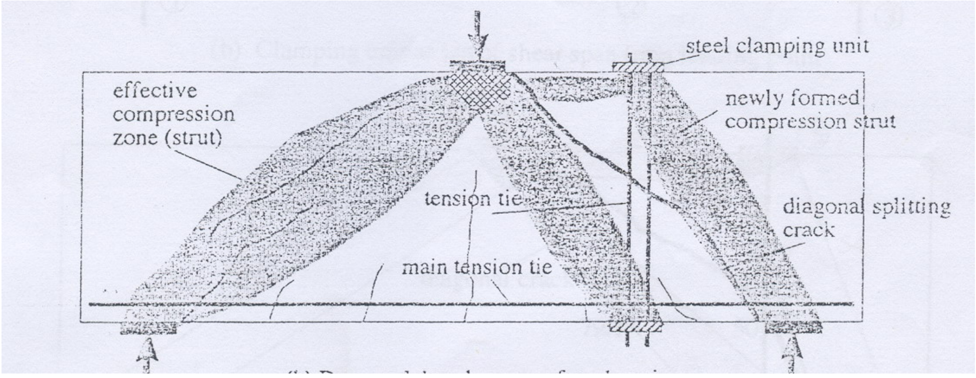


ภาพที่ 2.1 รายละเอียดของอุปกรณ์การเสริมกำลัง

คานลึกที่มีการเสริมกำลังทั้งหมด 14 ตัวอย่างสามารถรับน้ำหรักบรรทุกในครั้งที่สองได้มากกว่าครั้งแรก ซึ่งแสดงถึงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานลึกที่วิบัติไปแล้วหลังจากมีการเสริมกำลังด้วยวิธี Steel clamping units



ก.การวิบัติของคานลึกก่อนการเสริมกำลัง



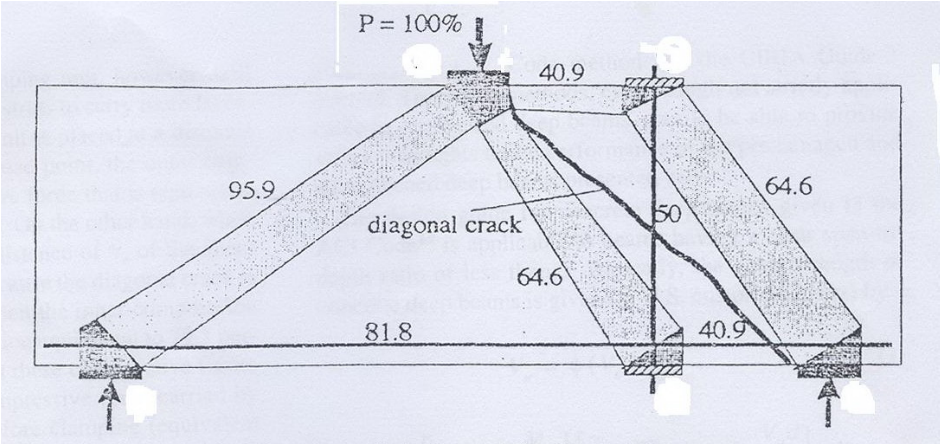
ข.การวิบัติของคานลึกหลังการเสริมกำลัง

ภาพที่ 2.2 ลักษณะการวิบัติของคานลึก ก่อนและหลังเสริมกำลัง

การเสริมกำลังด้วยวิธี Steel clamping units จะเปลี่ยนแปลงกลไกการถ่ายแรงภายในคาน ดังแสดงในภาพที่ 2.2 ซึ่งผลนี้เกิดขึ้นทั้งในคานที่มีการ Prestress และคานที่ไม่มีการ Prestress ทำให้คานสามารถถ่ายน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าคานเดิมที่ไม่มีการเสริมกำลังและทำให้คานลึกที่มีการแตกร้าวสามารถกลับมารับน้ำหนักได้ดังเดิมถ้าการวิบัติของคานลึกนั้นเกิดจากการเฉือนและการแตกร้าวทแยงตามแกน Compression strut ซึ่งเป็นลักษณะการวิบัติของคานลึกโดยทั่วไป

หลังจากการเสริมกำลัง ความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานลดลงประมาณ 15 เปอร์เซนต์จากคานเดิมก่อนการแตกร้าว เนื่องจากรอยร้าวตามทแยงทำให้ความแกร่งของคานลดลง

ปริมาณของเหล็กเสริมทางขวางไม่มีผลมากนักต่อกำลังของคานหลังจากการเสริมกำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือนจะถูกถ่ายแรงไปที่ Steel clamping units ได้ทันที ดังภาพที่ 2.2 และ 2.3 ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว Clamping units จะถูกออกแบบมาเพื่อถ่ายแรงเฉือนทั้งหมดโดยปราศจากกำลังต้านทานจากคอนกรีต



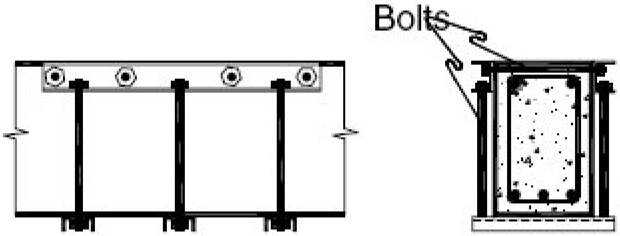
ภาพที่ 2.3 แรงภายในคานที่มีการเสริมกำลัง คิดเป็นร้อยละของน้ำหนักบรรทุก

ตำแหน่งที่เหมาะสมที่สุดในการเสริมกำลังคือส่วนกลางของช่วงการเฉือนหรือส่วนกลางของรอยร้าวทแยงเพื่อที่จะควบคุมรอยร้าวทแยง ดังแสดงในภาพที่ 2.3 และถ้าคานลึกเกิดการวิบัติเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดหน่วงบริเวณจุดรอง รับสามารถเสริมกำลังบริเวณที่ติดกับจุดรองรับได้ เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักคานลึกตาม ACI code หรือ วิธีของ CIRIA พบว่าค่าที่ได้จากการคำนวณเป็นค่าที่น้อยเกินไปเมื่อเทียบกับค่าที่ทดสอบได้จริง

A.R.Khaloo (2000) ได้ทำการทดสอบคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Vertical post-compression บริเวณช่วงการเฉือนด้วยแผ่นเหล็ก สลักเกลียวและเหล็กฉากดังแสดงในภาพที่ 2.4 น้ำหนักที่ใช้ทดสอบประกอบด้วย (1) เพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนทำให้เกิดรอยร้าวแรกที่เกิดจากแรงเฉือน แล้วจึงเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคาน หลังจากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกครั้งจนกระทั่งคานวิบัติ (2) เสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคานก่อนแล้วจึงเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งคานวิบัติ (3) เพิ่มน้ำหนักให้กับคานที่ไม่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนจนกระทั่งคานวิบัติ ในคานทดสอบจำนวนทั้งหมด 24 ตัวอย่างได้ศึกษาเกี่ยวกับอิทธิพลของกำลังของคอนกรีต ความ

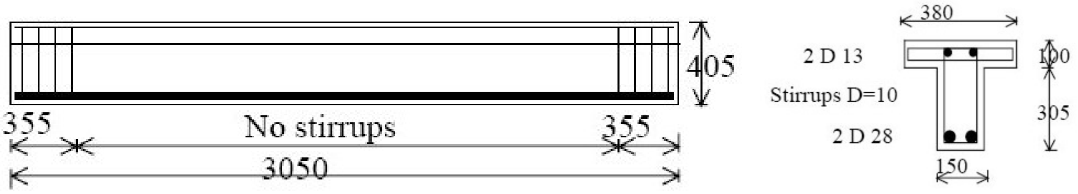
ยาวของของช่วงคาน การเสริมเหล็กตามยาวของคาน ระดับของแรง Post-tensioning การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน การใช้แผ่นเหล็กและลักษณะการแตกเนื่องจากแรงเฉือน

ผลการทดสอบของคานที่เสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Vertical post-compression ที่เท่ากับ 0.04fc’ ทำให้คานมีกำลังรับแรงเฉือนที่มากขึ้นและทำให้คานมีการวิบัติแบบเหนียวแทนการวิบัติแบบเฉือน ที่ระดับ Post compression นี้ อิทธิพลของตัวแปรต่างๆ จะถูกจำกัด และพฤติกรรมการวิบัติแบบเหนียวจะเด่นชัดขึ้น การคำนวนโดยใช้ทฤษฎีของ Mohr ทำให้เห็นว่าการเสริมกำลังรับแรงเฉือนสามารถใช้ได้ผลและทำให้คานมีพฤติกรรมแบบเหนียว



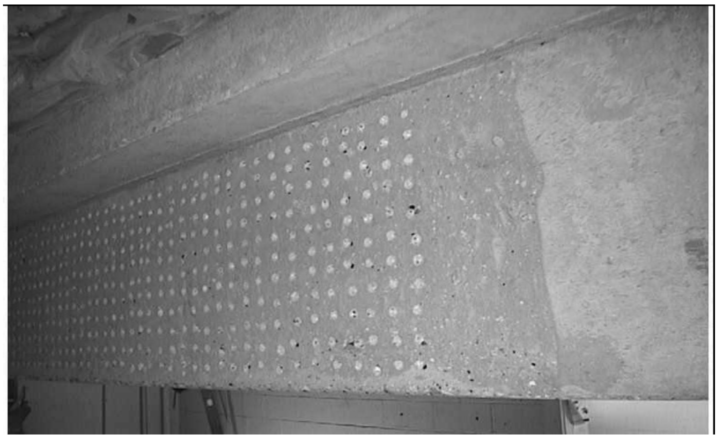
ภาพที่ 2.4 การเสริมกำลังด้วยวิธี Vertical post-compression

Laura De Lorenzis, Ahmed Khalifa และ Antonio Nanni (2000) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของคานรูปตัวที 7 ตัวอย่าง (ภาพที่ 2.5) จำนวน 2 กลุ่มคือ A และ B กลุ่ม A ประกอบด้วยคานทั้งหมด 5 ตัวอย่าง โดยศึกษาถึงอิทธิพลของการยึดติดกันของผิวคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP Sheet) ต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานที่มีการเสริมกำลัง ในกลุ่ม B มี 2 ตัวอย่างแต่จะเปลี่ยนจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP Sheet) เป็นแท่ง Fiber-reinforced polymer (FRP Rods)



ภาพที่ 2.5 ขนาดและรายละเอียดของคานทดสอบ

คานกลุ่ม A มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนแบบ Externally bonded CFRP sheets ประกอบด้วยคาน 5 ตัวอย่างคือ คาน A1 ไม่มีการเสริมกำลังเป็นคานควบคุม คาน A2 ผิวของคอนกรีตมีการเตรียมก่อนที่จะติดแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ด้วยการฉีดทำความสะอาดด้วยน้ำและเสริมกำลังแบบ U-Warp แบบต่อเนื่องด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กำลังสูง (CF-130) ยึดติดด้วยอีพอกซี่ ทิศทางของเส้นใยที่ตั้งฉากกับแกนคาน คาน A3 มีการเสริมกำลังเช่นเดียวกันกับคาน A2 แต่ผิวของคอนกรีตถูกฉีดทำความสะอาดด้วยน้ำที่มีความแรงกว่า คาน A4 มีการเสริมกำลังเช่นเดียวกันกับคาน A2 แต่ผิวของคอนกรีตถูกทำให้หยาบด้วยการเจาะรูเล็กๆ ขนาด 10 มม. ลึก 4 มม. ระยะห่างโดยประมาณ 25 ซม.แล้วฉีดทำความสะอาดด้วยน้ำ (ภาพที่ 2.6) คาน A5 ผิวของคอนกรีตถูกฉีดทำความสะอาดด้วยน้ำและเสริมกำลังแบบ U-Warp แบบต่อเนื่องด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์โมดูรัสสูง (CF-530)

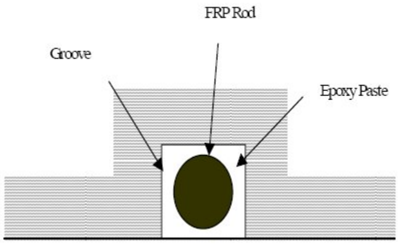


ภาพที่ 2.6 คาน A4 ที่ทำการเจาะรูเล็กๆ และฉีดทำความสะอาดด้วยน้ำ

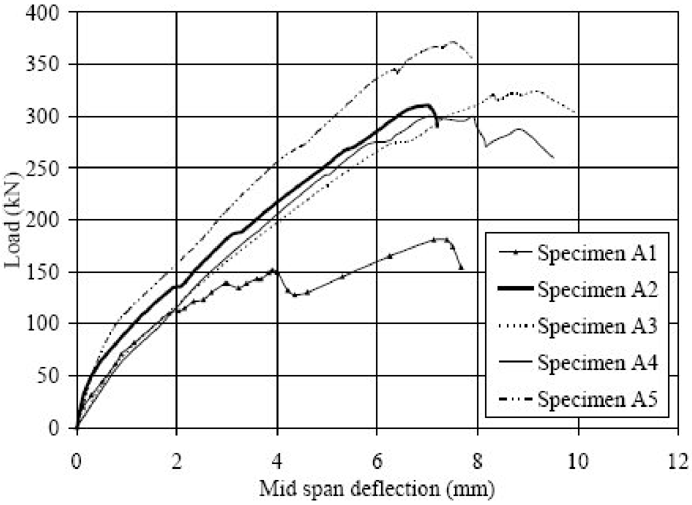
คานกลุ่ม B มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแท่ง Fiber-reinforced polymer (FRP Rods) ในแนวตั้งแบบภายนอก (Near-surface mounted FRP rods, NSM Rods) ด้วยระยะห่าง 175 มม.สำหรับคาน B1 และ 125 มม.สำหรับคาน B2 โดยการฝังแท่งคาร์บอนไฟเบอร์ลงในร่องแล้วฉาบปิดด้วยอีพอกซี่ รายละเอียดของ NSM Rods และคานที่มีการทำร่องแสดงในภาพที่ 2.7

คานทั้งหมดทดสอบโดยน้ำหนักบรรทุกแบบ Four-point bending มีอัตราส่วน a/d เท่ากับ 3 มีการวัดการแอ่นตัวของคานที่กึ่งกลางคานทั้ง 2 ด้าน จำนวน 2 จุด สำหรับคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ Strain gauge จำนวน 10 ตัวถูกติดที่บริเวณด้านข้างของคาน ในทิศทางการการเกิดหน่วยการยืดหดตัวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และบริเวณที่เกิดรอยร้าวของคาน

โดยอ้างอิงตำแหน่งจากคานควบคุม ส่วนในคานที่เสริมกำลังด้วยแท่งคาร์บอนไฟเบอร์จะติด Strain gauge ไว้บริเวณแท่งคาร์บอนไฟเบอร์เพื่อวัดการเกิดขึ้นของหน่วยการยืดหดตัวขณะทำการทดสอบ



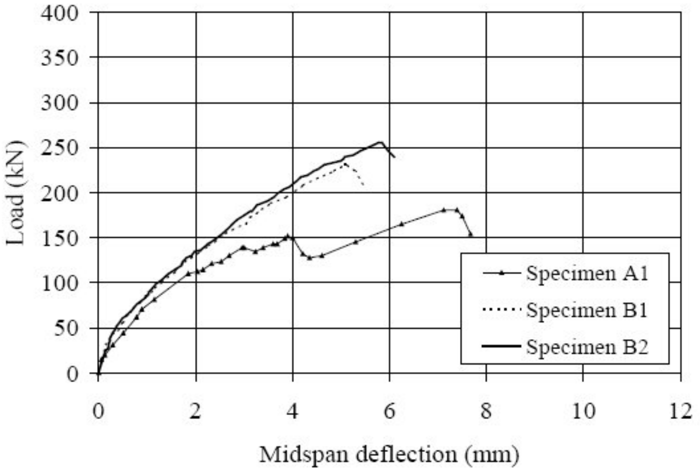
ภาพที่ 2.7 รายละเอียดของ NSM Rods และคานที่มีการทำร่อง



ภาพที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานกลุ่ม A

จากผลการทดสอบคาน A1 เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนที่ทั้งสองข้างของคานที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 115 KN. เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นรอยร้าวจะกว้างออกและวิบัติที่น้ำหนักบรรทุก 177 KN. คาน B2, B3, B4 และ B5 เกิดการวิบัติที่น้ำหนักบรรทุก 308 KN., 323 KN., 305 KN. และ 372 KN. ตามลำดับ การวิบัติของคานทั้งหมดเกิดจากการหลุดออกของแผ่น

คาร์บอนไฟเบอร์และเกิดการวิบัติแบบ Shear compression failure ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานกลุ่ม A แสดงในภาพที่ 2.8



ภาพที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานกลุ่ม B

ผลการทดสอบคาน B1 เกิดการวิบัติที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 230 KN. มากกว่าคาน A1 ประมาณ 30% การวิบัติเกิดจากการหลุดออกของอีพ็อกซี่รอบๆ แท่งคาร์บอนไฟเบอร์ร่วมกับรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน คาน B2 มีการวิบัติเช่นเดียวกับคาน B1 ที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 255 KN. มากกว่าคาน A1 ประมาณ 44% ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานกลุ่ม B แสดงในภาพที่ 2.9

Laura De Lorenzisand และ Antonio Nanni (2001) ได้ทำการทดสอบคานที่มีการเสริมกำลังที่ผิวคานด้วยแท่งคาร์บอนไฟเบอร์ (Near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods) บริเวณที่รับแรงเฉือนด้วยอีพ็อกซี่และฉาบปิดด้วย Cement mortar คานที่ใช้ทดสอบจำนวน 8 ตัวอย่าง มีรูปร่างเป็นรูปตัวที ความยาว 3 เมตร คาน 2 ตัวอย่างมีการเสริมเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอตาม มาตรฐาน ACI 318 ส่วนอีก 6 ตัวอย่างไม่มีการเสริมเหล็กปลอกแต่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วย FRP Rods ทำมุม 45° และ 90° มีระยะเรียงที่แตกต่างกัน ทั้งมีการยึดที่ปลายและไม่มีการยึด รายละเอียดของคานที่ใช้ทดสอบแสดงในตารางที่ 2.1 และรูปตัดของคานที่ใช้ในการทดสอบแสดงในภาพที่ 2.10

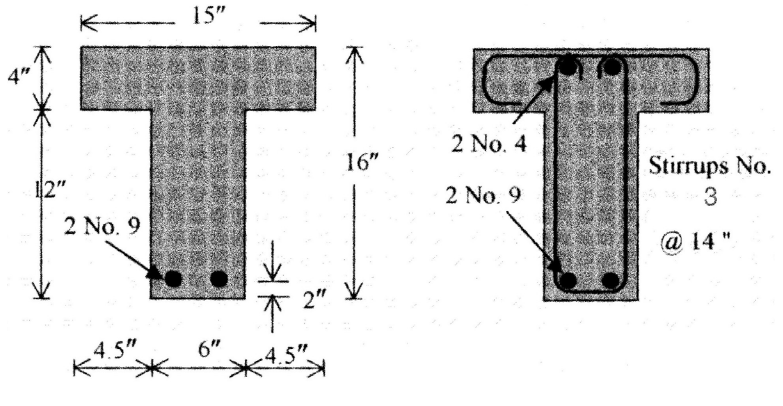
ตารางที่ 2.1

รายละเอียดของคานที่ใช้ทดสอบ

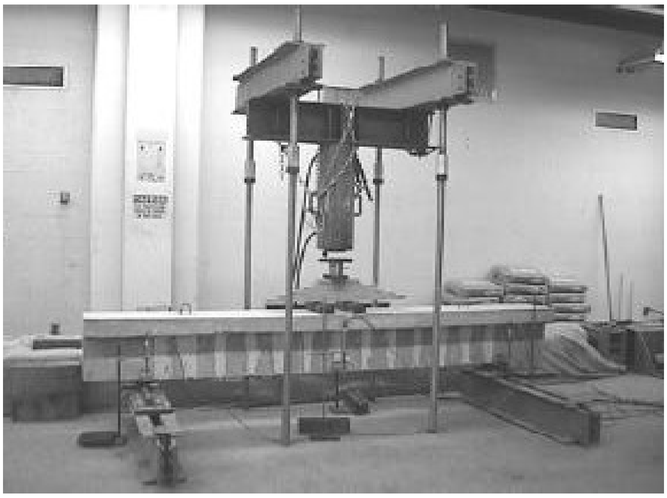
Beam code (1)	Steel stirrups		NSM FRP rods			
	Quantity (2)	Spacing, in. (3)	Quantity (4)	Spacing, in. (5)	Angle, degrees (6)	Anchorage in flange (7)
BV	—	—	—	—	—	—
B90-7	—	—	2 No. 3	7	90	No
B90-5	—	—	2 No. 3	5	90	No
B90-5A	—	—	2 No. 3	5	90	Yes
B45-7	—	—	2 No. 3	7	45	No
B45-5	—	—	2 No. 3	5	45	No
BSV	2 no. 3	14	—	—	—	—
BS90-7A	2 no. 3	14	2 No. 3	7	90	Yes

Note: 1 in. = 25.4 mm.

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังทั้งกำลังรับแรงดัด แรงเฉือน พฤติกรรมของคานขณะทำการทดสอบและลักษณะการวิบัติของคาน ผลของการทดสอบทั้งหมดจะนำมาเปรียบเทียบกัน ในแต่ละคานจะทำการวัดการแอ่นตัวทั้งสองข้างของกลางคานและที่จุดรองรับทั้งสองด้าน ทำการติด Strain gauge ใน FRP Rods บางตัวและเหล็กปลอกในหลายลักษณะ คานทั้งหมดทดสอบโดยน้ำหนักบรรทุกแบบ Four-point bending (ภาพที่ 2.11) มีอัตราส่วน a/d เท่ากับ 3 น้ำหนักบรรทุกที่ทดสอบจะกระทำเป็นรอบโดยให้น้ำหนักบรรทุกและปล่อยคืน จำนวนรอบของการทดสอบขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่คาดไว้



ภาพที่ 2.10 รูปตัดของคานที่มีและไม่มีการเสริมเหล็กปลอก

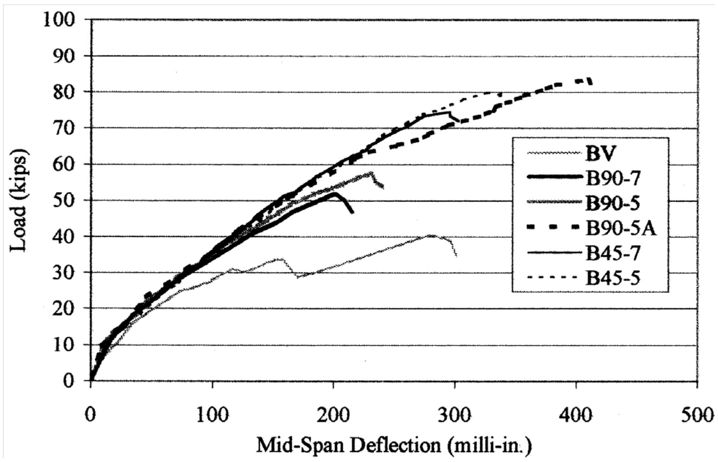


ภาพที่ 2.11 คานขณะทำการทดสอบ

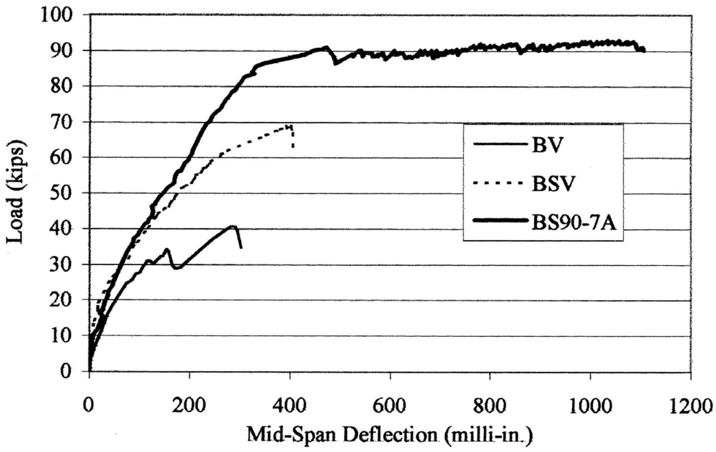
จากผลการทดสอบ (ตารางที่ 2.2) พบว่าคานที่มีการเสริมกำลังด้วย FRP Rod แบบทำมุม 90° กับแกนคานด้วยระยะห่าง 7 นิ้ว มีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น 27.6% จากคานควบคุมและ 41.4% สำหรับคานที่เสริม FRP Rods ระยะห่าง 5 นิ้ว การวิบัติของคานทั้งสองเกิดจากการหลุดออกของอีพ็อกซี่ที่ใช้ปิดในร่องที่ใส่ FRP Rods รวมกับการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือน ส่วนคานมีการเสริมกำลังด้วย FRP Rod แบบทำมุม 90° ด้วยระยะห่าง 5 นิ้ว และยึดรั้ง FRP Rod ที่ปลาย มีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น 105.7% จากคานควบคุม รอยร้าวทแยงแรกจะเกิดที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 177.9 KN. เมื่อน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจะเกิดร้อยร้าวขึ้นตลอดช่วงการเฉือน โดยมีขนาดกว้างและการกระจายที่สูงขึ้น ในน้ำหนักบรรทุกที่สูงขึ้นรอยร้าวที่สองจะเกิดขึ้นในคอนกรีตที่บริเวณของเหล็กเสริมตามยาวเนื่องจากผลของแรงดึงแยกบริเวณเหล็กเสริมและผลของ Dowel action การวิบัติเกิดขึ้นอย่างฉับพลันทันที หลังจากเกิดการหลุดออกของคอนกรีตหุ้มดังแสดงในภาพที่ 2.14

คานที่มีการเสริมกำลังด้วย FRP Rod แบบทำมุม 45° กับแกนคานด้วยระยะห่าง 7 นิ้ว มีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น 83.3% จากคานควบคุม ทำให้เห็นได้ว่าการเสริมกำลังด้วย FRP Rods แบบแนวทแยงมีประสิทธิภาพมากกว่าการเสริมกำลังในแนวดิ่ง ในระยะการเสริมที่เท่ากัน การวิบัติของคานเกิดจากการหลุดออกของอีพ็อกซี่ที่ยึด FRP Rods ติดกับคานรวมกับผลของการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือน (ภาพที่ 2.15) ส่วนคานที่มีการเสริม FRP Rods แบบทำมุม 45° ด้วยระยะห่าง 5 นิ้ว มีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น 97.5% การ

วิบัติเกิดจากแรงดึงแยกในคอนกรีตบริเวณตำแหน่งของเหล็กเสริมตามยาวและการหลุดออกของคอนกรีตหุ้ม



ภาพที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคานที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอก

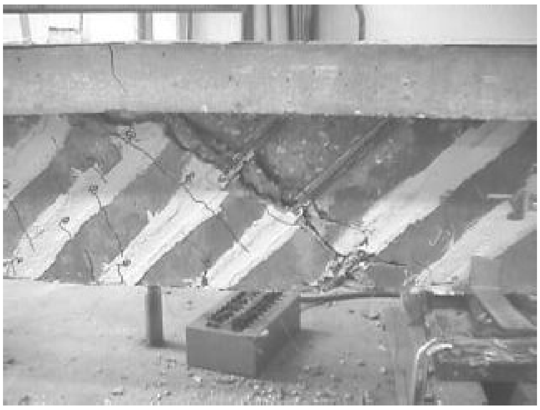


ภาพที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว
ที่กึ่งกลางคานที่มีการเสริมเหล็กปลอก

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกแสดงในภาพที่ 2.12 และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่มีการเสริมเหล็กปลอกแสดงในภาพที่ 2.13

ในคานที่ทำการเสริมเหล็กปลอก จะเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนโดยรอยร้าวจะขยายกว้างออกและกระจายมากขึ้นจนวิบัติที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 306.5 KN. ส่วนอีกตัวอย่างคานที่มีการเสริมเหล็กปลอกเหมือนกันแต่มีการเสริมกำลังด้วย FRP Rods ในแนวตั้งที่ระยะห่าง 7 นิ้ว รับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้ 413.7 KN.สูงกว่าคานที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง 35% การวิบัติเกิดจากแรงดึงแยกที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ตำแหน่งของเหล็กเสริมตามยาวและการหลุดออกของคอนกรีตหุ้ม

ภาพที่ 2.14 ลักษณะการวิบัติ
ของคาน B90-5A



ภาพที่ 2.15 ลักษณะการวิบัติ
ของคาน B45-7

จากการทดลองสามารถสรุปได้ว่าคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วย FRP Rods ทำมุม 45° มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงกว่าที่ทำมุม 90° และคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนที่มีระยะห่างของ FRP Rods น้อยกว่าสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงกว่า ส่วนคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วย FRP Rods และมีการยึดรั้งที่ปลาย ที่มีมุมและระยะเรียงเท่ากันมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงกว่าที่ไม่มีการยึดรั้งที่ปลาย

การเสริมกำลังที่ผิวคานด้วยแท่งคาร์บอนไฟเบอร์ เป็นเทคนิคที่มีผลทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสูงขึ้น กำลังรับแรงเฉือนของคานสามารถทำให้สูงขึ้นได้โดยการลดระยะห่างของแท่งคาร์บอนไฟเบอร์ หรือทำการยึดปลายของแท่งคาร์บอนไฟเบอร์กับส่วนบนและล่างของคาน หรือทำการเปลี่ยนมุมของการเสริมกำลังเป็นมุม 45°

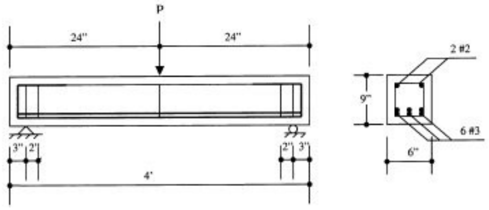
ตารางที่ 2.2

ผลการทดสอบคาน

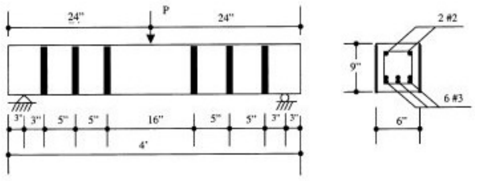
Beam code (1)	Ultimate load, kips (2)	Failure mode (3)
BV	40.6	SC
B90-7	51.8	BF
B90-5	57.4	BF
B90-5A	83.5	SP
B45-7	74.4	BF
B45-5	80.0	SP
BSV	68.9	SC
BS90-7A	93.0	SP + FF

Note: 1 kip = 4.448 kN; SC = shear compression; BF = bond failure of NSM rods; SP = splitting of concrete cover; and FF = flexural failure.

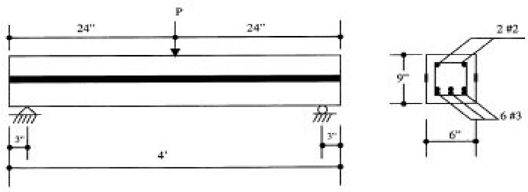
Zhichao Zhang (2003) ทำการทดสอบคานลึกที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วย Carbon fiber reinforce polymer (CFRP) ยึดติดด้วยอีพ็อกซี่ จำนวน 16 ตัวอย่าง ขนาดกว้าง 4 นิ้ว ลึก 9 นิ้ว ยาว 36 นิ้ว ระยะห่างของจุดรองรับ 30 นิ้ว โดยแบ่งเป็น 4 กลุ่ม กลุ่มละ 4 ตัวอย่าง ตามลักษณะการติดแผ่น CFRP และลักษณะของน้ำหนักบรรทุก กลุ่มที่ 1 (ภาพที่ 2.6) ประกอบด้วยคานควบคุม และมีการเสริมกำลังโดยใช้ CFRP Strip แบบ 0° 45° และ 90° มีน้ำหนักบรรทุกที่กลางช่วงคาน 1 จุด กลุ่มที่ 2 (ภาพที่ 2.7) คานเหมือนกับกลุ่มที่ 1 มีน้ำหนักบรรทุก 2 จุด กลุ่มที่ 3 (ภาพที่ 2.8) ประกอบด้วยคานควบคุม และมีการเสริมกำลังโดยใช้ CFRP Fabrics ตามแนวตั้ง แบบ 2 ทิศทาง และแบบห่อด้านล่างคาน (U-Shape) มีน้ำหนักบรรทุกที่กลางช่วงคาน 1 จุด กลุ่มที่ 4 (ภาพที่ 2.9) คานเหมือนกับกลุ่มที่ 3 มีน้ำหนักบรรทุก 2 จุด



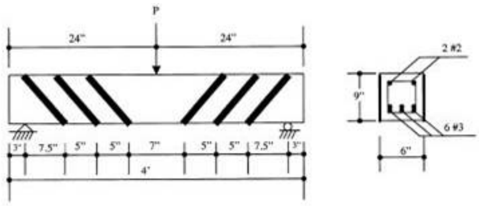
Beam Z11-SC



Beam Z11-S90

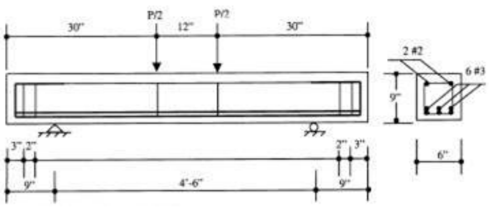


Beam Z11-S0

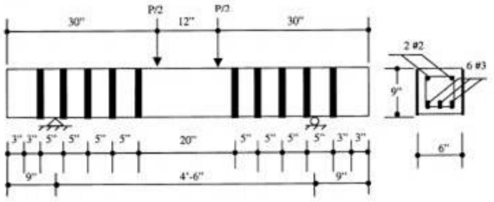


Beam Z11-S45

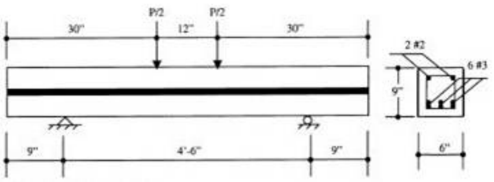
ภาพที่ 2.16 รายละเอียดคานกลุ่มที่ 1



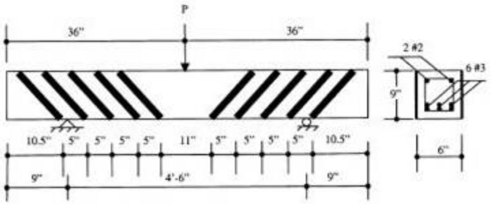
Beam Z22-SC



Beam Z22-S90

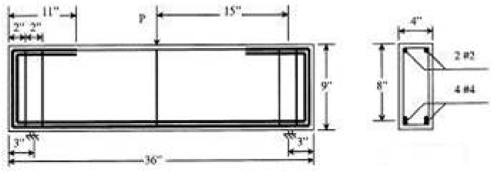


Beam Z22-S0

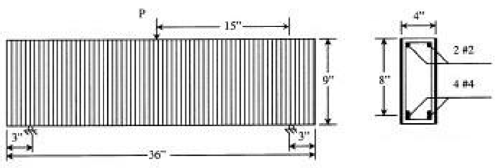


Beam Z22-S45

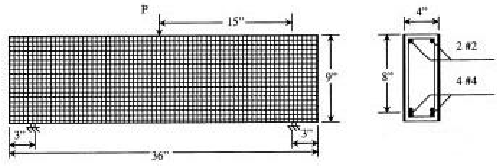
ภาพที่ 2.17 รายละเอียดคานกลุ่มที่ 2



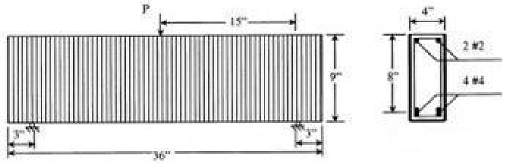
Beam Z31-FC



Beam Z31-F90

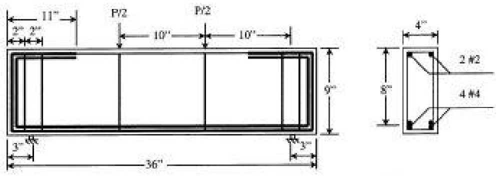


Beam Z31-FD

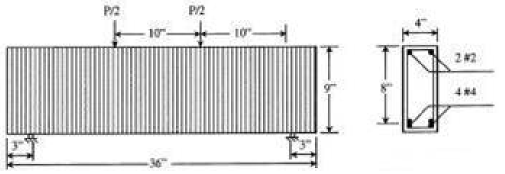


Beam Z31-FU

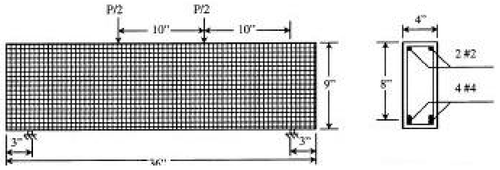
ภาพที่ 2.18 รายละเอียดคานกลุ่มที่ 3



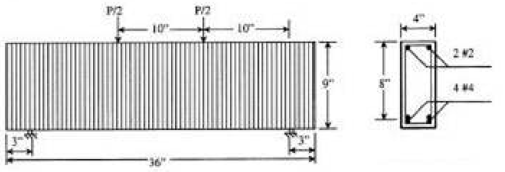
Beam Z42-FC



Beam Z42-F90



Beam Z42-FD



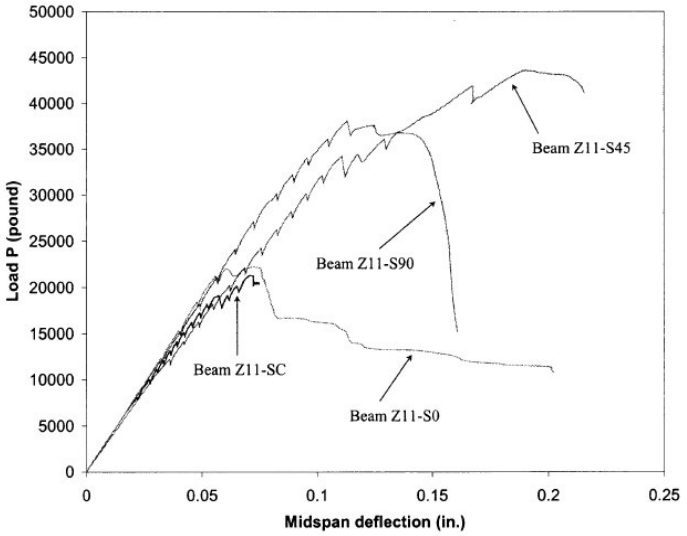
Beam Z42-FU

ภาพที่ 2.19 รายละเอียดคานกลุ่มที่ 4

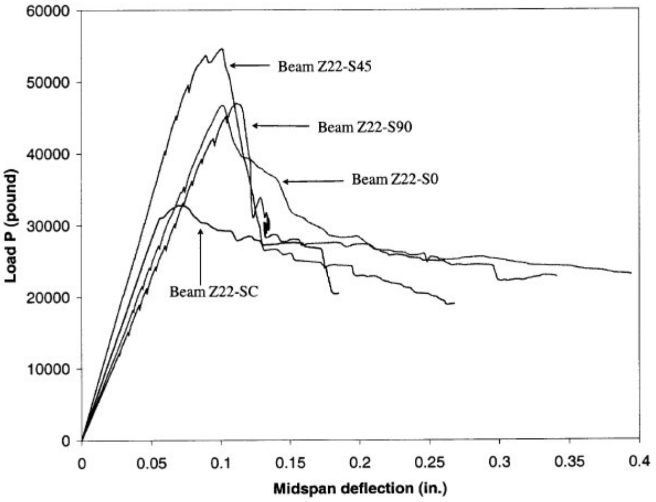
ผลการทดสอบคานกลุ่มที่ 1 (ภาพที่ 2.20) พบว่าคานที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงสุดคือคานที่มีการเสริมกำลังโดยใช้ CFRP Strip แบบ 45° 90°และ 0° ตามลำดับ ผลการทดสอบคานกลุ่มที่ 2 (ภาพที่ 2.21) พบว่าคานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเรียงตามลำดับได้เช่นเดียวกันกับคานกลุ่มที่ แต่คานในกลุ่มที่ 2 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่สูงกว่ากลุ่มที่ 1 ในคานที่มีการเสริมกำลังในลักษณะเดียวกัน ผลการทดสอบคานกลุ่มที่ 3 (ภาพที่ 2.22) พบว่าคานที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงสุดคือคานที่มีการเสริมกำลังโดยใช้ CFRP Fabrics แบบห่อด้านล่าง แบบ 2 ทิศทางและตามแนวตั้ง ตามลำดับ ผลการทดสอบคานกลุ่มที่ 4 (ภาพที่ 2.23) พบว่าคานที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงสุดคือคานที่มีการเสริมกำลังโดยใช้ CFRP Fabrics

แบบ 2 ทิศทาง แบบห่อด้านล่างคานและตามแนวตั้งตามลำดับ คานในกลุ่มที่ 4 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่ากลุ่มที่ 3

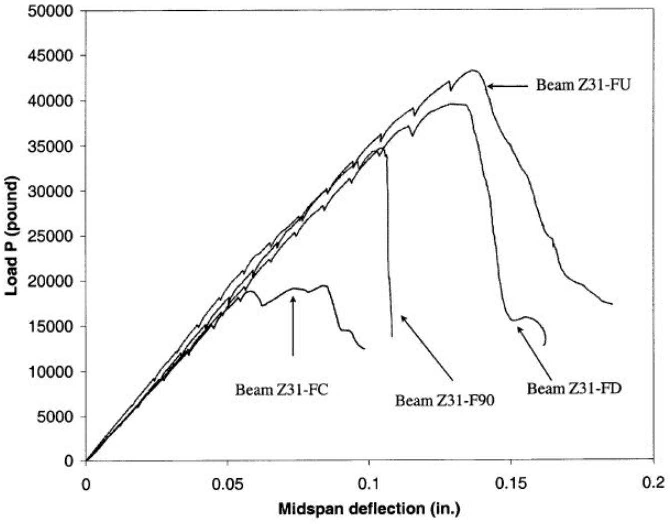
จากการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าถ้ามีการเสริมกำลังแบบ CFRP Strip ทำมุม 45° สามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้สูงสุดเนื่องจากจะต้านทานการแตกร้าวในแนวทแยงได้โดยตรง ส่วน CFRP Fabrics แบบห่อใต้คานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้สูงสุด



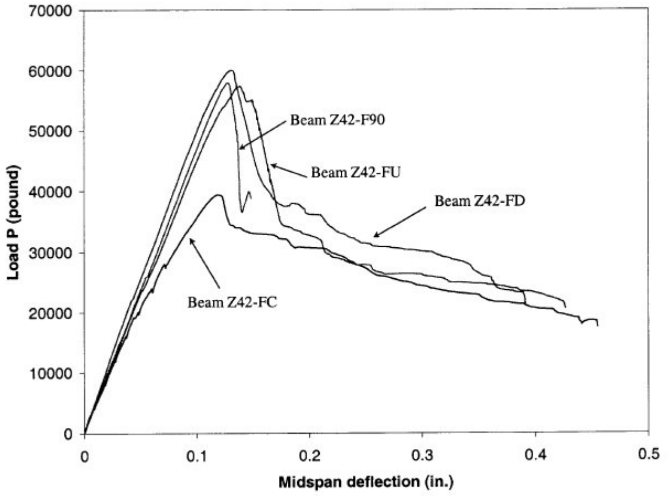
ภาพที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 1



ภาพที่ 2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 2



ภาพที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 3

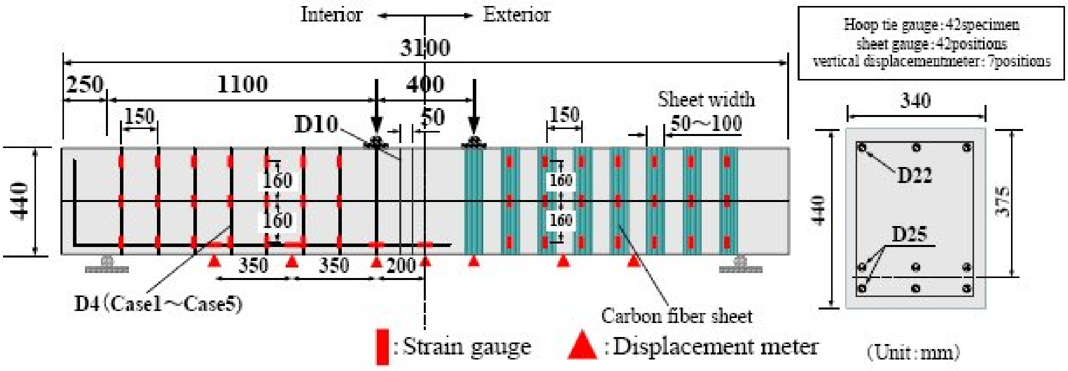


ภาพที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน กลุ่มที่ 4

การจัดน้ำหนักบรรทุกแบบสองจุดสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงกว่าแบบจุดเดียว เนื่องจากอัตราส่วน a/d ที่ต่ำกว่าทำให้คานลึกมีพฤติกรรมเป็น Strut ที่สมบูรณ์กว่า คานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วย CFRP ทั้งหมดสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น อย่างไรก็ดีคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วย CFRP ทั้งหมดมีการวิบัติเนื่องจากการหลุดออกของ CFRP จากคอนกรีต

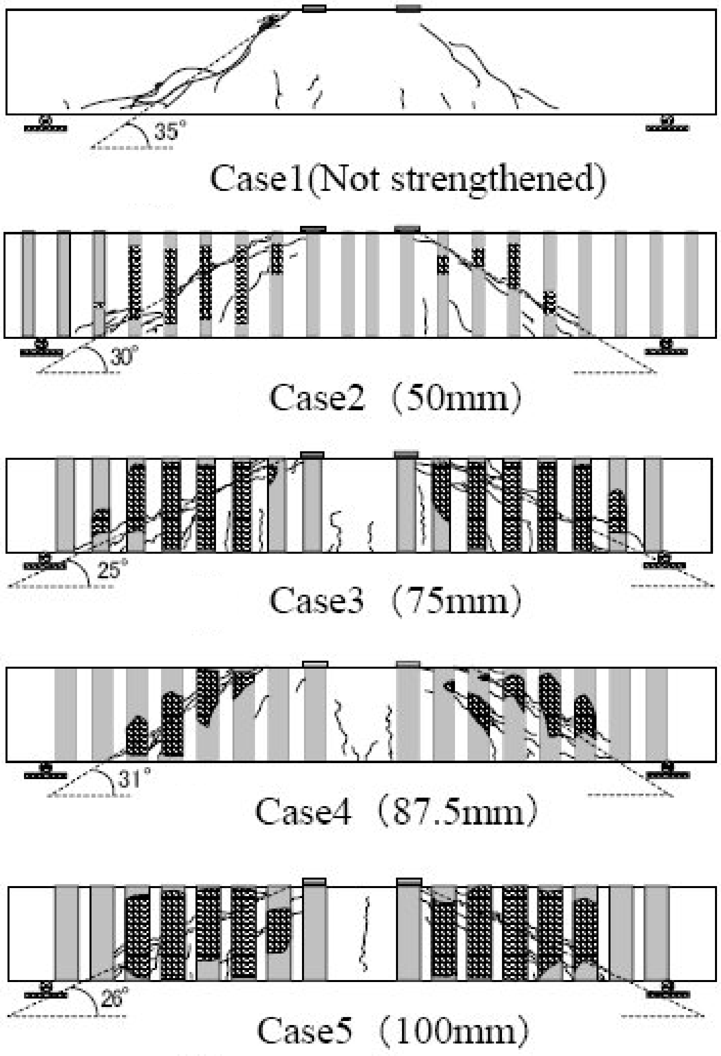
Hideki Miyajima, Kenji Kosa, Kenji Tasaki **และ** Shigeru Matsumoto (2005) ได้ทำการการศึกษาการเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคานโดยใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ที่มีความกว้างของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่แตกต่างกันและระยะห่างเท่ากันภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิตสองจุด คานที่ใช้ทดสอบถูกออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนก่อนที่จะทำการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ในการทดสอบจะทำการวัดหน่วยการยืดหดตัวในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และการเกิดของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน วัตถุประสงค์ของการศึกษาคือศึกษาผลของการเสริมกำลังรับแรงเฉือนและกลไกการต้านทานแรงเฉือนเมื่อมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

คานที่ใช้ในการทดสอบเป็นคานช่วงเดียว โดยตัวอย่างที่ทดสอบทำจากคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่ากำลังรับแรงดัดเท่ากับคานต้นแบบ อัตราส่วนเหล็กเสริมเหล็กของคานตัวอย่างมีค่า 2.03% ใกล้เคียงกับคานต้นแบบที่อัตราส่วนเหล็กเสริมหลักเท่ากับ 1.90% มีช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล (a/d) เท่ากับ 2.5 คานตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแสดงในภาพที่ 2.24



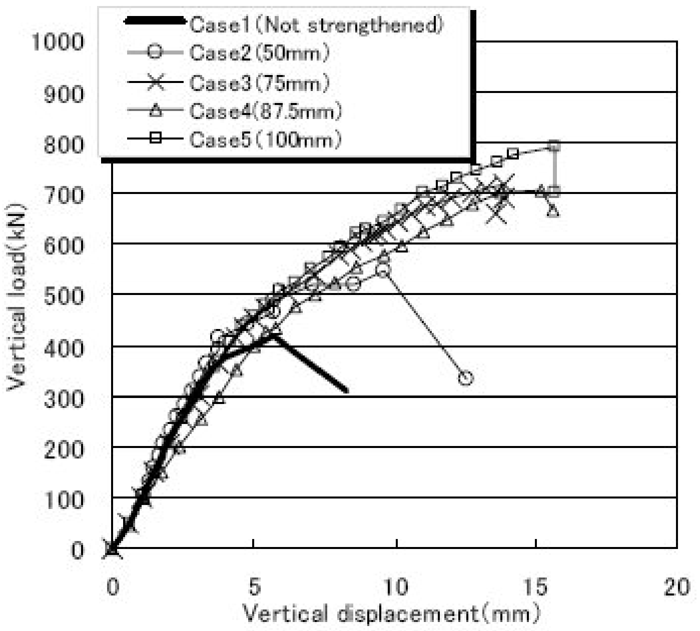
ภาพที่ 2.24 รายละเอียดคานตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ

แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ถูกติดลงไปที่คานตัวอย่างที่อายุคอนกรีต 28 วัน โดยใช้อีพอกซี่ทาเข้าไปที่คานตัวอย่างแล้วใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ติดลงไปโดยปราศจากการยึดรั้ง กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะถูกทดสอบในวันที่ทำการทดสอบคาน ลักษณะของการวิบัติของคานหลังจากน้ำหนักบรรทุกประลัยแสดงในภาพที่ 2.25 ทุกตัวอย่างวิบัติโดยแรงเฉือนที่เกิดจากแรงดึงทแยง หลังจากที่คานตัวอย่างถูกเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แผ่นที่ 2 ถึง 4 จะวิบัติอย่างต่อเนื่องหลังจากแผ่นที่ 1 และ 5 หลุดออกที่น้ำหนักบรรทุกประลัย มุมของรอยร้าวของคานตัวอย่างมีค่า 23°-31° มุมนี้จะมีค่าน้อยกว่าคานที่ไม่มีการเสริมกำลัง

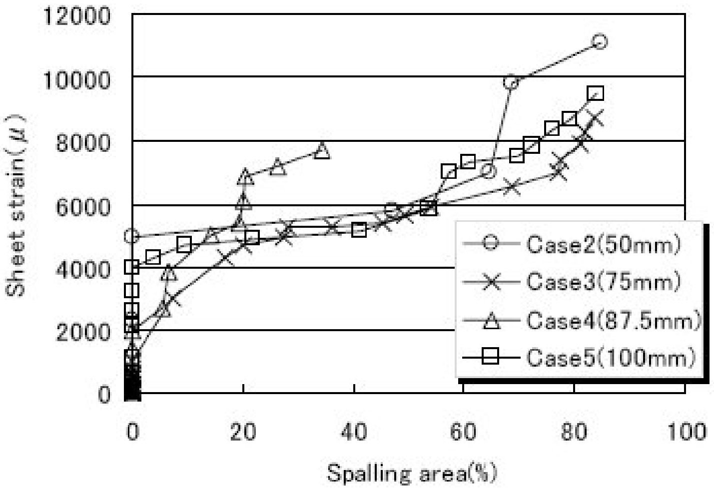


ภาพที่ 2.25 รูปแบบการวิบัติของคานทดสอบ

จากภาพที่ 2.26 คานทดสอบทั้งหมดมีพฤติกรรมรับน้ำหนักบรรทุกที่ใกล้เคียงกัน กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานจะเพิ่มขึ้นโดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่ไม่มีการเสริมกำลังลบออกจากคานที่มีการเสริมกำลังจะเป็นกำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นโดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จากการทดลองพบว่าคานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น 63.4 KN. 149.6 KN. 142.5 KN และ 185.0 KN. สำหรับ Case 2 ถึง Case 5 ตามลำดับ



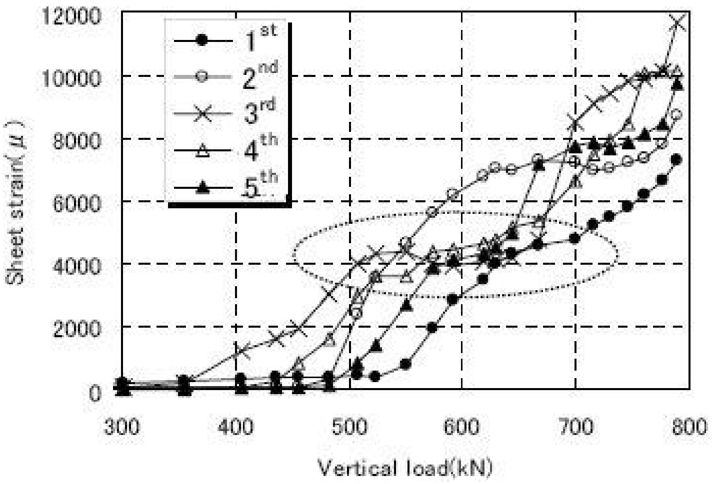
ภาพที่ 2.26 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน



ภาพที่ 2.27 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยการยืดหดตัวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
และร้อยละของพื้นที่ที่เกิดการหลุดร่อน

ภาพที่ 2.27 แสดงความสัมพัธ์ระหว่างหน่วยการยืดหดตัวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และร้อยละของพื้นที่ที่เกิดการหลุดร่อนในแต่ละคานทดสอบ ค่าหน่วยการยืดหดตัวเป็นค่าเฉลี่ยของหน่วยการยืดหดตัวสูงสุดในแผ่นที่ 1 ถึง 5 ในแต่ละน้ำหนักบรรทุก จากภาพการเพิ่มขึ้นของ

การเกิดหน่วยการยืดหดตัวในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ มีแนวโน้มที่จะหยุดที่ค่าประมาณ 4000μ แต่จะมีค่าเพิ่มขึ้นอีกครั้งที่พื้นที่ที่หลุดออกมีค่าประมาณร้อยละ 60 ของพื้นที่



ภาพที่ 2.28 การเพิ่มขึ้นของการหน่วยการยืดหดตัวในคาร์บอนไฟเบอร์
แผ่นที่ 1 ถึง 5 ในคาน Case 5

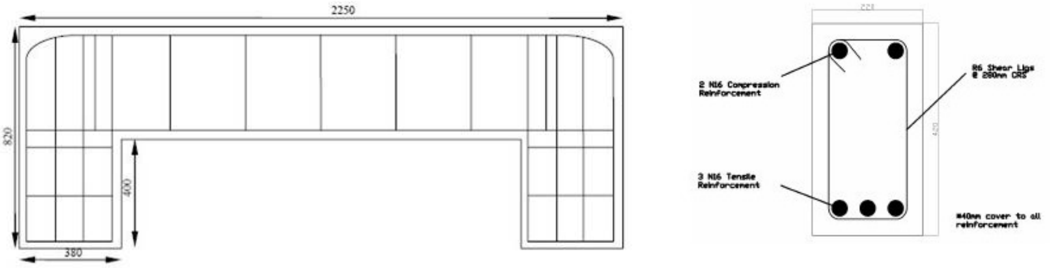
ภาพที่ 2.28 แสดงการเพิ่มขึ้นของหน่วยการยืดหดตัว ในคาน Case 5 ที่ได้มาจากคาร์บอนไฟเบอร์แผ่นที่ 1 ถึง 5 ในแต่ละขั้นของน้ำหนักบรรทุกโดยใช้ค่าที่สูงที่สุด เช่นเดียวกันกับในภาพที่ 2.27 การเพิ่มขึ้นของหน่วยการยืดหดตัวในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีแนวโน้มที่จะหยุด ที่ค่าประมาณ 4000μ ในทุกแผ่น เพราะฉะนั้นสามารถที่จะพิจารณาได้ว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จะเกิดการหลุดออกที่ค่าหน่วยการยืดหดตัวนี้ เมื่อทำการเปรียบเทียบในแต่ละแผ่นพบว่าหน่วยการยืดหดตัวในแผ่นที่ 3 มีการเพิ่มขึ้นก่อนแผ่นอื่นที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 350 KN. ส่วนแผ่นอื่นๆ จะเริ่มเพิ่มขึ้นที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 450 KN.

สาเหตุที่มีความแตกต่างของการอัตราการเกิดหน่วยการยืดหดตัวในแต่ละแผ่นของคาร์บอนไฟเบอร์ สามารถอธิบายได้ว่า การหลุดออกของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เริ่มจากบริเวณใกล้กันกับรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนในแต่ละแผ่น เพราะฉะนั้น ในกรณีของแผ่นที่ 1 กำลังต้านทานการยึดหน่วงจะอยู่ในส่วนล่างเนื่องจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เกิดการหลุดออกในส่วนบน แต่ในกรณีของแผ่นที่ 3 กำลังต้านทานการยึดหน่วงจะอยู่ทั้งในทิศทางบนและล่างเนื่องจากเกิดการหลุดออกบริเวณกลางของแผ่น ในอีกแง่หนึ่งการหลุดออกของแผ่นที่ 3 จะเกิดขึ้นเร็วกว่าในแผ่นที่ 1

เนื่องจากพื้นที่ต้านทานการยึดหน่วงของแผ่นที่ 3 มีค่าน้อยกว่าพื้นที่ต้านทานการยึดหน่วงของแผ่นที่ 1 จากผลการทดลองพบว่าอัตราการเกิดหน่วยการยืดหดตัวในแผ่นที่ 3 จะเกิดขึ้นก่อนแผ่นอื่นๆ

กลไกลการต้านทานแรงเฉือนของแผ่นของคาร์บอนไฟเบอร์มีการเปลี่ยนแปลงตามการเกิดของรอยร้าวทแยง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์รอบๆ รอยร้าวจะเกิดการหลุดออกหลังจากเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนหลังจากนั้นอัตราของการเกิดหน่วยการยืดหดตัวในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จะค่อนข้างคงที่ อย่างไรก็ตามในขณะที่พื้นที่ทั้งหมดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้การต้านทานแรงเฉือนเกิดการหลุดออก การเพิ่มขึ้นของหน่วยการยืดหดตัวในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จะเกิดขึ้นอีกครั้ง น้ำหนักบรรทุกประลัยจะลดลงเมื่ออย่างน้อยหนึ่งแผ่นเกิดการวิบัติและถ้าอัตราส่วนการเสริมกำลังกำลังเพิ่มขึ้น น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการวิบัติก็จะมีค่ามากขึ้นและรอยร้าวก็จะมีการกระจายมากขึ้น แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีตจะลดลงเมื่อมีการเสียรูปหลังจากที่เกิดรอยร้าว อัตราการลดลงของกำลังจะลดลงเมื่ออัตราส่วนการเสริมกำลังเพิ่มขึ้นและที่สภาวะประลัยแรงเฉือนที่ส่งผ่านจะมีค่าประมาณร้อยละ 70 ของค่าสูงสุด

Thiru Aravinthan และ Tim Heldt (2005) ได้ทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนของคานสะพานโดยใช้วิธี External post-tensioning โดยการทดสอบแบบจำลองในห้องปฏิบัติการด้วยอัตราส่วน 1/4 จากขนาดจริง คานที่ใช้ทดสอบมีทั้งหมด 3 ตัวอย่างด้วยขนาดหน้าตัด 420x220 mm. ยาว 2250 mm.ดังแสดงในภาพที่ 2.29 คานตัวแรกจะเป็นคานควบคุม คานตัวที่สองจะทำการเสริมกำลังด้วย Fiber Wraps และคานตัวที่สาม จะทำการซ่อมแซมรอยร้าวด้วย อีฟอกซี่ ก่อนแล้วจึงทำการเสริมกำลังด้วย Fiber wraps



ภาพที่ 2.29 แสดงรายละเอียดคานตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ

เทคนิคในการทำการเสริมกำลังด้วยวิธี Pre-stressed fiber wraps ได้พัฒนามาจากการใช้เหล็ก Prestress ที่ต้องมีการป้องกันจากการกัดกร่อนที่ดี การเสริมกำลังด้วยวิธี Pre stressed fiber wraps จะใช้ Pre-stressed fiber wraps ห่อรอบคานตามแนวยาว (ภาพที่ 2.30) หลังจากนั้นจะใช้แม่แรงดัน Anchorage blocks เพื่อให้ Fiber wraps ให้ยืดตัวออก ทำให้เกิด แรง Prestress ในคาน หลังจากนั้นจะทำการเทคอนกรีตลงไปในช่องว่างเพื่อให้แรงยังคงค้างอยู่ในคาน

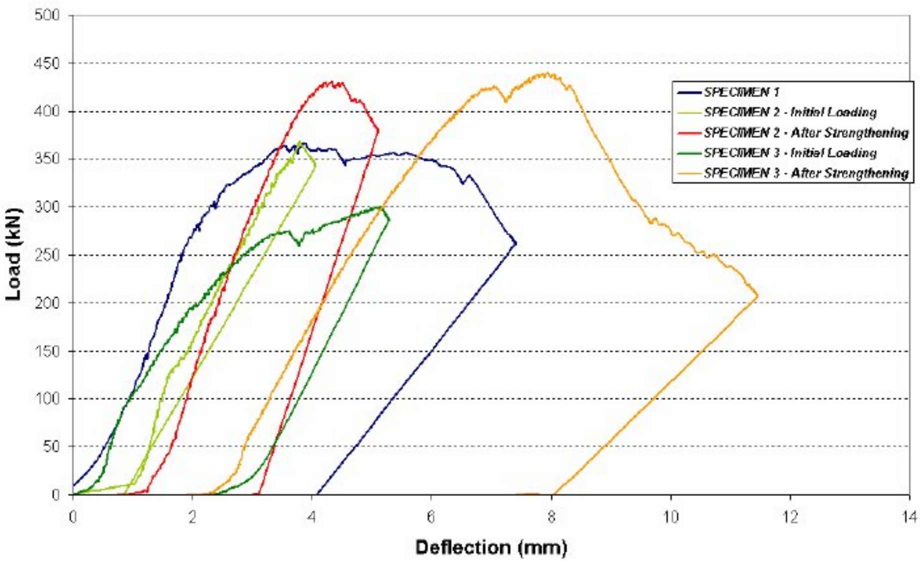
ในการทดสอบ คานควบคุมจะถูกให้น้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งวิบัติ โดยไม่มีการเสริมกำลังใดๆ คานทดสอบอีก 2 ตัวอย่าง จะถูกให้น้ำหนักบรรทุกกระทำจนแตก หลังจากนั้นคานตัวที่ 2 จะถูกเสริมกำลังโดยกำลังด้วยวิธี Pre-stressed fiber wraps โดยไม่มีการซ่อมแซมรอยร้าว ส่วนคานตัวที่ 3 จะถูกซ่อมแซมรอยร้าวก่อนด้วยอีฟอกซี่แล้วจึงจะเสริมกำลังของคานด้วยด้วยวิธี Pre-stressed fiber wraps ผลการทดสอบคานควบคุมพบว่ารูปร่างของรอยร้าวจะเกิดขึ้นตรงบริเวณส่วนล่างของคานแล้วขยายเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ หลังจากนั้นน้ำหนักบรรทุกสามารถเพิ่มได้สูงขึ้นอีกและเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าถึงค่าหนึ่ง ขนาดของรอยร้าวจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว อย่างไรก็ตามรอยร้าวไม่ได้ปรากฏเพิ่มขึ้นหลังจากที่เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนแล้ว

ภาพที่ 2.30 แสดงคานที่ทำการเสริมกำลังด้วย Pre-stressed fiber wraps

คานตัวอย่างที่ 2 ถูกทำให้เกิดรอยร้าวก่อนทำการเสริมกำลัง โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นเช่นเดียวกันกับรอยร้าวในคานควบคุม หลังจากทำการเสริมกำลังและให้น้ำหนักกระทำครั้งที่ 2 จะเกิดรอยร้าวขึ้นตามแนวเดิมก่อนที่จะทำการซ่อมแซม สามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้สูง

กว่าเดิมประมาณ 16 เปอร์เซนต์และมีรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดเกิดขึ้น ซึ่งเป็นสิ่งแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างคานมีการปรับปรุงกำลังต้านทานแรงเฉือนที่สูงขึ้น

คานตัวอย่างที่ 3 ถูกทำให้เกิดรอยร้าวก่อนทำการเสริมกำลังโดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นเช่นเดียวกันกับคานควบคุม หลังจากนั้นทำการซ่อมแซมรอยร้าวด้วยอีฟอกซี่แล้วจึงทำการเสริมกำลังให้กับคาน เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกพบว่ารอยร้าวไม่ได้เกิดขึ้นที่ตำแหน่งเดิม โดยจะเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดบริเวณส่วนล่างของคานก่อนแล้วจึงจะเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน คานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้สูงกว่าเดิมประมาณ 46% ตัวอย่างนี้เป็นตัวอย่างเดียวที่มีการวิบัติแบบคานสั้น ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่ทำการทดสอบแสดงในภาพที่ 2.31



ภาพที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน

จากการทดลองทั้ง 3 ตัวอย่างทำให้ทราบอิทธิพลของการซ่อมแซมโดยอีฟอกซี่และการเสริมกำลังคานด้วยด้วยวิธี Pre-stressed fiber wraps ต่อการวิบัติของคาน จากการทดสอบพบว่าการซ่อมแซมรอยร้าวของคานโดยอีฟอกซี่ สามารถทำให้คานมีลักษณะเหมือนกับคานก่อนการแตกร้าวได้ และการใช้งานร่วมกันระหว่างการซ่อมแซมรอยร้าวด้วยอีฟอกซี่และการเสริมกำลังด้วยวิธี Pre-stressed fiber wraps สามรถทำให้คานเปลี่ยนแปลงลักษณะของการวิบัติได้

จากการศึกษา สามารถสรุปได้ว่า การเสริมกำลังด้วยวิธี External post-tensioning สามารถที่จะเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคาน ประมาณ 20-50% และการซ่อมแซมรอยร้าวของคาน

ด้วยการฉีดอีพ็อกซี่ สามารถที่จะปรับปรุงกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังด้วยวิธี External post tensioning ได้

จากผลงานวิจัยที่ได้ศึกษามาพบว่าในการเสริมกำลังรับแรงเฉือนของคานมีอยู่ด้วยกันหลายวิธีไม่ว่าจะเป็นการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หรือแผ่นเหล็กที่มีวิธีการยึดติดกับคานเดิมด้วยอีพ็อกซี่ การคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานไม่สามารถกระทำได้แม่นยำนัก เนื่องจากรูปแบบการวิบัติของคานที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่เกิดจากการที่เกิดการหลุดออกของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หรือแผ่นเหล็ก หรือเกิดการหลุดออกบริเวณผิวคอนกรีตที่ทำการยึดติดกัน การยึดติดแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หรือแผ่นเหล็กด้วยการฝังที่บริเวณปลายเข้าไว้ในคานคอนกรีต จะเป็นการรบกวนคอนกรีตทำให้มีหน้าตัดที่ลดลงหรืออาจเกิดการแตกร้าวขึ้นก่อนได้ จากสาเหตุดังกล่าวทำให้คานที่ทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนไม่สามารถที่จะต้านทานแรงเฉือนได้สูงตามกำลังของวัสดุที่นำมาเสริม

การเสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tensioning) ตามแนวนอนสามารถที่จะใช้งานได้เป็นอย่างดีในคานช่วงเดียว แต่สำหรับงานโครงสร้างอาคารแล้วจะมีข้อจำกัดในการทำงานอยู่มาก ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของคานลึก ที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tensioning) โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน ซึ่งน่าจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงขึ้นและมีความสะดวกในการใช้งานมากกว่า

การเสริมกำลังด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tensioning) นี้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังที่เสริมในแนวตั้งจะเป็นการเพิ่มเหล็กปลอกให้กับคาน อีกทั้งหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงของเหล็กเสริมกำลังสูงจะไปเสริมให้กลไกการรับแรงเฉือนเนื่องจากแรงที่ยึดติดของเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ผ่านรอยร้าว (Dowel action) การยึดเกาะของมวลรวมระหว่างหน้าทั้งสองด้าน (Aggregate interlock) และชะลอการเกิดรอยร้าวทแยงในคาน อีกทั้งการวิเคราะห์กำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie น่าจะได้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองสามารถที่จะนำไปเป็นข้อมูลในการออกแบบเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคานได้

บทที่ 3

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก นอกจากจะรับโมเมนต์ดัดซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกแล้วคานยังต้องรับแรงเฉือนอีกด้วย การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure) โดยทั่วไปไม่ได้เกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear) แต่จะเกิดจากแรงดึงทแยง (Diagonal tension) ซึ่งเป็นผลจากการกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด กล่าวคือเมื่อแรงดึงทแยงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่การเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือน มีค่ามากเกินกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตรอยร้าวจะปรากฏขึ้น รอยร้าวที่เกิดจากแรงดึงทแยง (Diagonal tension crack) จะมีความกว้างมากกว่ารอยร้าวที่เกิดจากโมเมนต์ดัด (Flexural crack) และสามารถทำให้คานวิบัติได้อย่างฉับพลันทันที ซึ่งต่างจากการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด

3.1 ทฤษฎีการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

หากพิจารณาถึงสมดุล แรงเฉือนตามแนวหน้าตัดของโครงสร้างสามารถที่จะหาค่าได้การกระจายของแรงเฉือนที่เรียกว่า “Shear force diagram” ผลรวมของของหน่วยแรงเฉือนตลอดหน้าตัดจะมีค่าเท่ากับแรงเฉือนภายนอกที่กระทำต่อหน้าตัด หน่วยแรงเฉือนตามแนวนอนตามผิวของคานที่ไม่แตกร้าว สามารถที่จะหาค่าได้โดยการพิจารณาสมดุลภายในของหน่วยแรงดัด จากภาพที่ 3.1 สมดุลของพื้นที่ที่แรเงาในส่วนของคานจะเพียงพอเมื่อหน่วยแรงเฉือนตามแนวนอนมีค่า

$$v = \frac{VA_i \bar{y}}{bI} \tag{3.1}$$

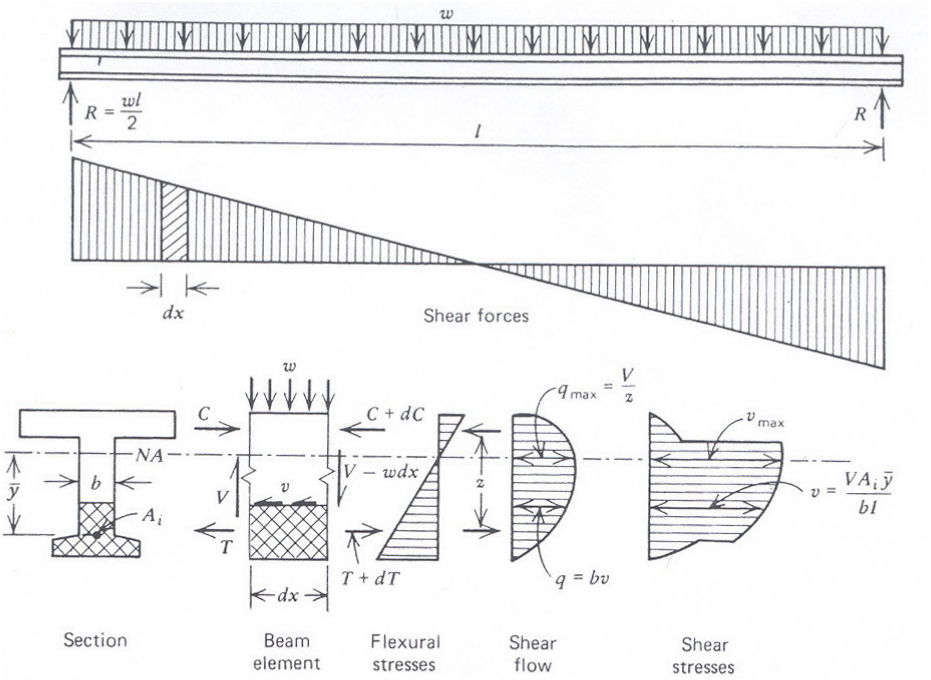
เมื่อ I คือ โมเมนต์ที่สองของพื้นที่หน้าตัด (Second moment of area of section)

$$z = \frac{I}{A_i \bar{y}} \tag{3.2}$$

และ Shear flow, $q = vb$ จะมีค่ามากที่สุด คือ

$$q_{\max} = \frac{V}{z} \tag{3.3}$$

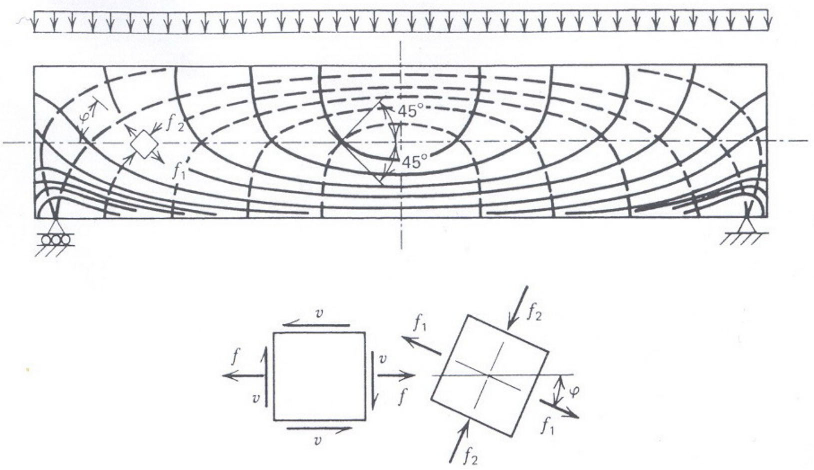
เมื่อ z คือ แขนของแรงคู่ควบภายใน และนี่เป็นตำแหน่งโดยทั่วไปของหน่วยแรงเฉือนสูงสุด ถ้าความกว้าง (b) ที่ผิวคานเล็กเพียงพอ



ภาพที่ 3.1 แรงเฉือน การถ่ายเทแรงเฉือน และหน่วยแรงเฉือนในคาน

ที่มา : Park และ Paulay (1975)

เมื่อพิจารณาที่อิลิเมนต์ของคานจะพบว่านอกจากหน่วยแรงเฉือน (v) ที่กระทำต่อคานแล้ว ยังมีหน่วยแรงตั้งฉาก (f) ซึ่งเกิดจากโมเมนต์ดัดอีกด้วย โดยหน่วยแรงตั้งฉากดังกล่าวจะเป็นหน่วยแรงอัดที่กระทำต่ออิลิเมนต์บริเวณเหนือแกนสะเทินและเป็นหน่วยแรงดึงที่กระทำต่ออิลิเมนต์บริเวณใต้แกนสะเทิน จากการรวมหน่วยแรงโดยใช้ Mohr's circle จะได้หน่วยแรงหลักสูงสุดและต่ำสุดที่กระทำต่ออิลิเมนต์ (Principal stress) ดังแสดงในภาพที่ 3.2



ภาพที่ 3.2 แนวการเกิดหน่วยแรงหลักในคาน
ที่มา : Park และ Paulay (1975)

ในคานที่ทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติในการรับแรงเหมือนกันในทุกทิศทาง (Isotropic homogeneous beam) จะพบว่าที่หน้าตัดใดๆ ของคานจะมีทั้งหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนกระทำร่วมกันเสมอ หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นสามารถที่จะรวมกับหน่วยแรงดัดที่ผิวใดๆ ได้โดยหลักการสมดุลของอิลิเมนต์เล็กๆ (Infinitesimal element) ขนาดของ f_1 และ f_2 และมุมของการเอียง (Inclination, φ) ของหน่วยแรงหลักสามารถหาได้จากการร่วมกันของหน่วยแรงดึง (f) และหน่วยแรงเฉือน (v) ซึ่งสามารถอธิบายได้ตามภาพที่ 3.2

หน่วยแรงดึงหลัก $$f_1 = \frac{1}{2}(f + \sqrt{f^2 + 4v^2}) \qquad (3.4)$$

หน่วยแรงอัดหลัก $$f_2 = \frac{1}{2}(f - \sqrt{f^2 + 4v^2}) \qquad (3.5)$$

มุมของการเอียงของหน่วยแรงดึงหลัก สามารถหาได้จากสมการ

$$\tan 2\varphi = \frac{2v}{f} \text{ หรือ } \tan\varphi = \frac{v}{f} \qquad (3.6)$$

มุมของการเอียงของหน่วยแรงหลัก สามารถแสดงได้จากคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าช่วงเดียวที่มีน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่กระจาย ตามภาพที่ 3.2 เส้นแสดงหน่วยแรง (หน่วยแรงอัดและ

หน่วยแรงดึง) จะตัดกันที่แกนสะเทิน (Neutral axis) และทำมุม 45° กับแกนสะเทิน เมื่อหน่วยแรงดึงหลักเกิดขึ้นมากเกินไป รอยแตกจะเกิดขึ้นเป็นแนวประมาณมุมฉากกับเส้นแสดงหน่วยแรงดึง

แนวความคิดดั้งเดิมเกี่ยวกับทฤษฎีคอนกรีตเสริมเหล็กถูกขยายความโดย Eivind Hognestad (1952) รอยแตกของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงในภาพที่ 3.3 แรงในแนวราบที่ส่งผ่านรอยแตกบริเวณหน้าตัดที่คงที่ จะทำให้การถ่ายเทแรงเฉือน (Shear flow) ในช่วงแรงดึงมีค่าคงที่ ซึ่งถ้าใช้แนวความดิดเดียวกันกับภาพที่ 3.1 การเพิ่มขึ้นของแรงดึงคือ $dT = vb_w dx$ และจะได้ว่า

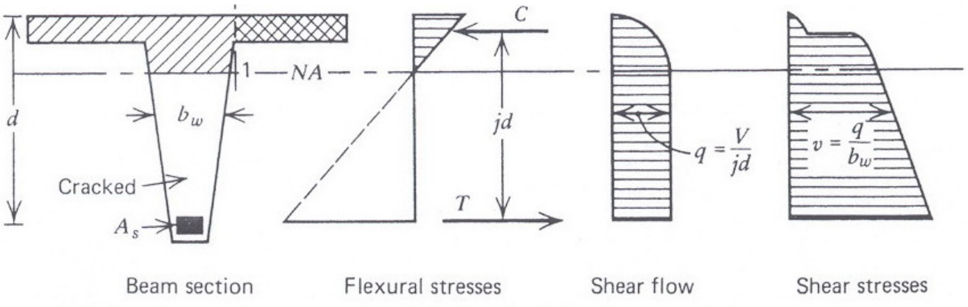
$$v = \frac{1}{b_w}\frac{dT}{dx} = \frac{dM}{dx}\frac{1}{b_w jd} = \frac{V}{b_w jd} \qquad (3.7)$$

หรือ

$$q = \frac{V}{jd} \qquad (3.7a)$$

เป็นที่ทราบกันว่าหน่วยแรงเฉือนขึ้นอยู่กับความกว้างของคาน จากภาพที่ 3.3 เนื่องจากคอนกรีตที่อยู่ใต้แกนสะเทิน ถูกสมติว่าอยูในสภาพแรงเฉือนอย่างเดียว (Pure shear) สมการนี้จึงใช้วัดขนาดของแรงดึงทแยงในบริเวณหน้าตัดที่แตกของคาน นอกจากนี้ยังบอกเป็นนัยอีกว่าหน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งจะถูกส่งผ่านหน้าตัด นอกจากนี้สมการดั้งเดิมนี้ยังความเหมาะสมในการวัดความเข้มข้นของแรงเฉือน (Shear intensity) แต่ไม่สามารถที่จะพิจารณาหน่วยแรงเฉือนในบริเวณที่คานคอนกรีตมีการแตกร้าวได้ และเพื่อความสะดวก ACI ได้ปรับสมการของหน่วยแรงเฉือนให้อยู่ในรูปสมการอย่างง่ายคือ

$$v = \frac{V}{b_w d} \qquad (3.8)$$



ภาพที่ 3.3 หน่วยแรงเฉือนตามรอยแตกในหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ที่มา : Park และ Paulay (1975)

3.2 พฤติกรรมการต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวาง

3.2.1 รูปแบบของการแตกร้าวทแยง

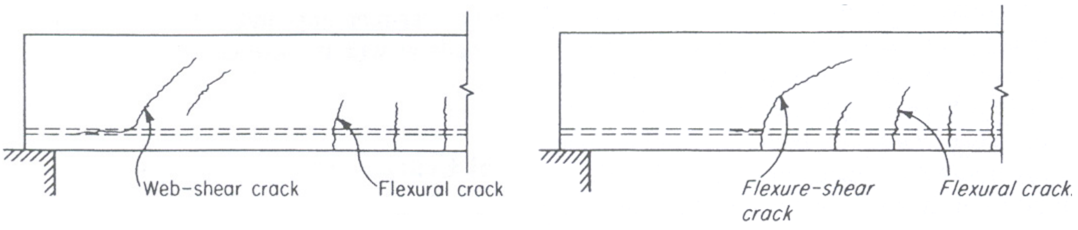
ในคานคอนกรีตเสริมเหล็กการรวมกันของแรงดัดและแรงเฉือนจะทำให้เกิดหน่วยแรงแบบสองแกน การแตกร้าวจะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงดึงหลักมากกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ในส่วนที่มีโมเมนต์ดัดหน่วยแรงจะมากที่สุดที่ผิวล่างของโครงสร้าง และจะทำให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดตั้งฉากกับแกนของโครงสร้าง ในส่วนที่มีแรงเฉือนสูงจะเกิดแรงดึงทแยง โดยทำมุมประมาณ 45° กับแกนของโครงสร้าง ซึ่งเป็นสาเหตุที่ทำให้รอยร้าวทแยง

น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงที่เกิดจากแรงดัดและแรงเฉือนโดยปกติจะถูกกำหนดจาก การวิเคราะห์หน่วยแรงหลักและจากกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

3.2.2 รอยร้าวทแยงในคาน

รอยร้าวทแยงจะเกิดขึ้นก่อนที่การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนจะเกิดขึ้น รอยร้าวทแยงจะเกิดขึ้นได้ 2 ลักษณะคือ รอยร้าวทแยงที่เกิดขึ้นบริเวณแกนสะเทินของคาน รอยร้าวดังกล่าวมักเกิดในส่วนเอวของคานคอนกรีตรูปตัวไอ ที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล (a/d) น้อยๆ หน่วยแรงเฉือนในส่วนเอวจะมีค่าสูงในขณะที่หน่วยแรงดัดมีค่าต่ำ ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงหลัก (Principal tensile stress) ที่สูงกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตทำให้เกิดรอยร้าวทแยงขึ้น รอยร้าวเช่นนี้เรียกว่า Web-shear cracks (ภาพที่ 3.4ก) การคำนวณแรงที่ทำให้เกิด Web-shear cracks สามารถทำได้โดยคำนวณหาแรงเฉือนที่ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงหลักมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ในคานคอนกรีตทั่วไปจะเกิดรอยร้าวทแยงขึ้นหลังจากการเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด การเปลี่ยนแปลงลักษณะของหน่วยแรงในคานนี้จะเกิดขึ้นเนื่องจาก Stress concentration ที่ส่วนปลายของรอยร้าว แล้วรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดนี้จะขยายออกเป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดรวมกับแรงเฉือน (Flexure-shear cracks) รอยร้าวแบบนี้จะเกิดในส่วนที่ไม่แตกเหนือรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด ดังแสดงในภาพที่ 3.4ข

เป็นการยากที่จะคำนวนหาหน่วยแรงหลักที่ทำให้เกิด Flexure-shear cracks เพราะจะเกิดรอยร้าวดัดขึ้นก่อนทำให้คานสูญเสียความยืดหยุ่นเชิงเส้นไป ปกติมักใช้สมการเอ็มไพริกัลในการคำนวนหาแรงที่ทำให้เกิด Flexure-shear cracks



ก. Web-shear cracking ข. Flexure-shear cracking

ภาพที่ 3.4 ลักษณะของรอยร้าวทแยงในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ที่มา : Nilson (1997)

3.2.3 สมดุลของแรงภายในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวาง

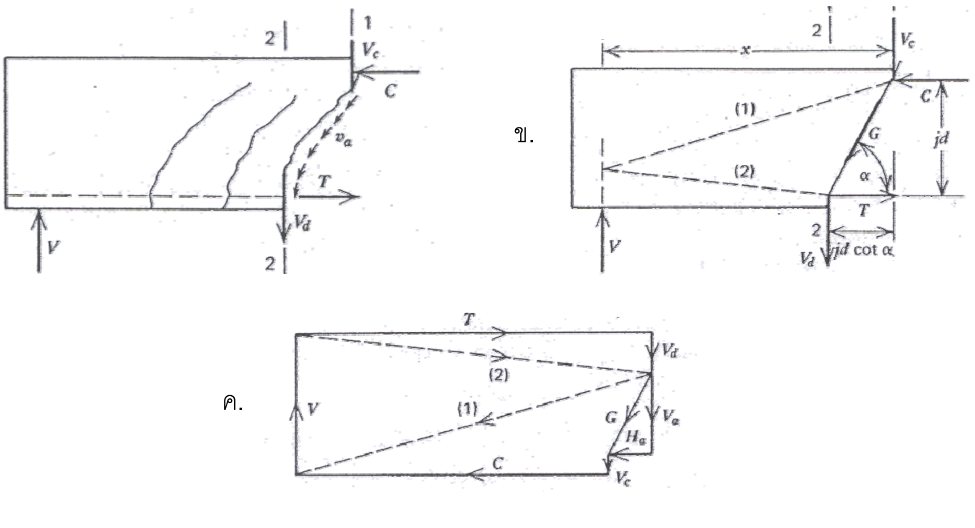
ภาพที่ 3.5 แสดงคานช่วงเดียวที่มีแรงเฉือนคงที่ แรงภายนอกและแรงภายในจะมีความสมดุลในแต่ละส่วนของรอยแตกทแยง สามารถที่จะจำแนกได้เป็น

V_c คือ แรงเฉือนในส่วนที่รับแรงอัด (Compression zone)

V_d คือ แรงยึดเกาะของเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ผ่านรอยแตก (Dowel action)

V_a คือ ส่วนประกอบของแรงเฉือนในแนวดิ่ง ที่ส่งผ่านรอยแตกโดยการยึดเกาะกันของมวลรวมระหว่างหน้าทั้งสองด้านของรอยแตก (Aggregate interlock)

ก.



ภาพที่ 3.5 สมดุลของแรงในช่วงการเฉือน

ที่มา : Park และ Paulay (1975)

ทันทีที่คานแตกร้าวทแยง ประมาณ 40-60% ของแรงเฉือนทั้งหมดจะรับภาระโดย V_d และ V_a เพื่อให้ง่ายต่อความเข้าใจ จะสมมติหน่วยแรงเนื่องจากการยึดเกาะกันของมวลรวมเป็นแรง G ซึ่งผ่านจุดสองจุดของหน้าตัด (ภาพที่ 3.6ข) ด้วยแรงอย่างง่ายในภาพที่ 3.6ค ซึ่งแสดงถึงสมดุลของแรงภายใน จากสภาพดังกล่าวสามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการ

$$V = V_c + V_a + V_d \tag{3.9}$$

จากสมการที่ 3.9 แสดงถึงการรวมกันของแรง ในส่วนที่รับแรงอัด (V_c) การยึดเกาะกันของมวลรวม (V_a) และ Dowel action (V_d) ในการต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวาง โมเมนต์ต้านทานของคาน สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการ

$$M = xV = jd(T + V_d \cot\alpha) \tag{3.10}$$

ถ้าไม่พิจารณาการเสริมของแรงเนื่องจาก Dowel action โมเมนต์ต้านทานของคานสามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการอย่างง่ายคือ

$$M = Tjd \tag{3.11}$$

ความสัมพันธ์ของภาพที่ 3.5ข และสมการที่ 3.11 จะไม่เกิดขึ้นในที่หน้าตัดเดียวกันของคาน แรงดึงในเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงที่ระยะห่างจากจุดรองรับ จะถูกควบคุมโดยโมเมนต์ที่ระยะ x จากจุดรองรับ การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในเหล็กเสริมหลักจะปรากฏชัดเจนเมื่อเกิดรอยร้าวทแยงและเมื่อ α มีค่าน้อยกว่า 45° ค่าของ $jd\cot\alpha \approx d$

3.2.4 **กลไกลการต้านทานแรงเฉือน**

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ภายนอกและโมเมนต์ภายในจะต้านทานด้วยสมการที่ 3.11 โดยจะรวมกับความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและอัตราการเปลี่ยนแปลงของโมเมนต์ดัดตามแนวคาน ตามวิธีการของการต้านทานแรงเฉือนภายใน ตามสมการ

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(Tjd) = jd\frac{dT}{dx} + T\frac{d(jd)}{dx} \quad (3.12)$$

ในเทอมของ $jd(dT/dx)$ แสดงถึงพฤติกรรมการดัดขององค์อาคาร เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดึงภายใน (T) ในขณะที่แขนของโมเมนต์ (jd) มีค่าคงที่เพื่อให้เกิดสมดุลของความหนาแน่นของโมเมต์ภายนอก ในเทอม dT/dx แสดงการเปลี่ยนแปลงของแรงดึงภายในเหล็กเสริมหลักเนื่องจากแรงยึดหน่วง (q) บริเวณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อหน่วยความยาวของคานแขนของโมเมนต์คู่ควบภายในคานยังคงที่ ดังนั้น $d(jd)/dx = 0$ ซึ่งเป็นพฤติกรรมคาน (Beam action) ตามสมการ

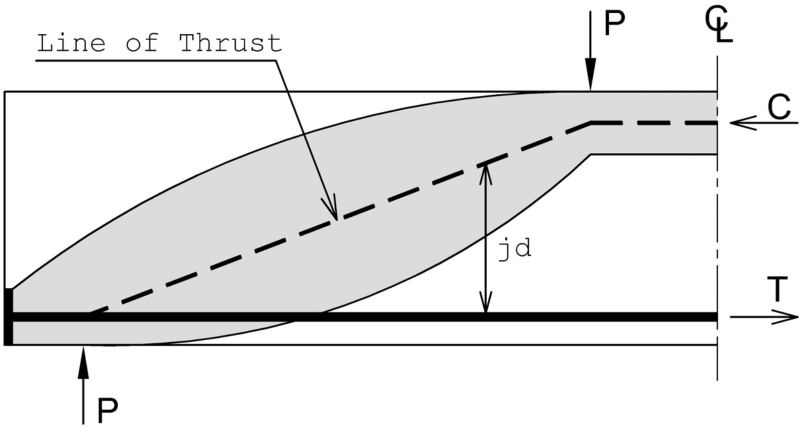
$$V = jd\frac{dT}{dx} = qjd \quad (3.13)$$

ผลของสมการคล้ายกับสมการที่ 3.7a เมื่อ q คือแรงยึดหน่วงต่อหนึ่งหน่วยความยาว ที่ตำแหน่งเหนือเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง ซึ่งก็คือ Shear Flow ถ้า Shear Flow หรือแรงยึดหน่วงสามารถที่จะส่งผ่านระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตรอบๆ ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

เมื่อแรงยึดหน่วงระหว่างเหล็กเสริมหลักและคอนกรีตถูกทำลายตลอดความยาวของช่วงการเฉือน แรงดึง (T) จะไม่สามารถเปลี่ยนแปลงได้เนื่องจาก $dT/dx = 0$ ภายใต้สถาวะที่แรงเฉือนภายนอกถูกต้านทานด้วยแรงอัดภายในตามแนวทแยง ซึ่งเป็นพฤติกรรมอาร์ช (Arch action) ตามสมการ

$$V = T\frac{d(jd)}{dx} = C\frac{d(jd)}{dx} \quad (3.14)$$

กรณีนี้คานจะถ่ายแรงภายนอกโดยใช้ Concrete compression strut ที่รับน้ำหนักโดยตรงจากบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำแล้วถ่ายไปที่จุดรองรับ แรงอัดดังกล่าวจะสมดุลอยู่กับแรงดึงในเหล็กเสริมหลักและแรงปฏิกิริยาในแนวดิ่งที่จุดรองรับ



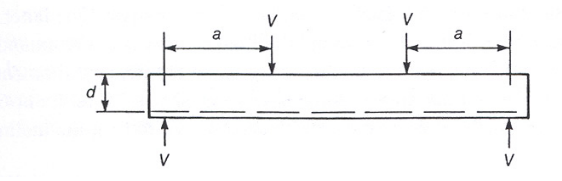
ภาพที่ 3.6 พฤติกรรมอาร์ชที่เกิดขึ้นในคาน
ที่มา : ปรับปรุงจาก Park และ Paulay (1975)

จากภาพที่ 3.6 จะเห็นว่าแขนโมเมนต์ (jd) จะแปรเปลี่ยนไป แต่ขนาดของอัดและแรงดึงมีค่าคงที่โดยคานจะรับแรงเฉือนโดยใช้พฤติกรรมอาร์ชเมื่อคานมีรูปร่างทางเรขาคณิตที่เหมาะสม

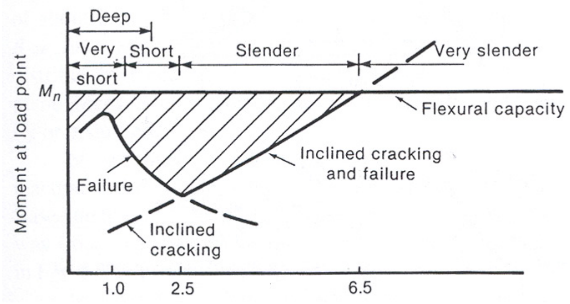
3.2.5 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนในคานที่ไม่เสริมเหล็กทางขวาง

โมเมนต์และแรงเฉือนที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงในคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวางแสดงในภาพที่ 3.7ข และ 3.7ค ตลอดอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล (Shear span to effective depth ratio, a/d) หน้าตัดของคานจะยังคงคงที่ เส้นในแนวราบแสดงให้เห็นกำลังต้านทานแรงดัดและกำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัด พื้นที่แรเงาแสดงค่า a/d ที่คานจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนก่อนที่คานจะพัฒนากำลังให้ถึงกำลังรับแรงดัดของหน้าตัด

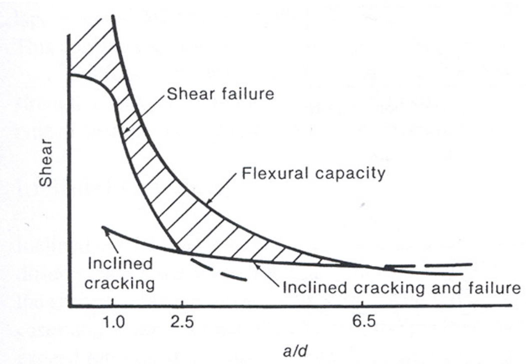
จากภาพที่ 3.7ข สามารถที่จะแบ่งคานออกเป็น 4 ประเภทตามอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลคือ คานสั้นมาก (Very short beam) คานสั้น (Short beam) คานยาว (Slender beam) และคานยาวมาก (Very slender beam) คานที่จัดเป็นคานลึก (Deep beam) คือคานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 2



ก. Beam



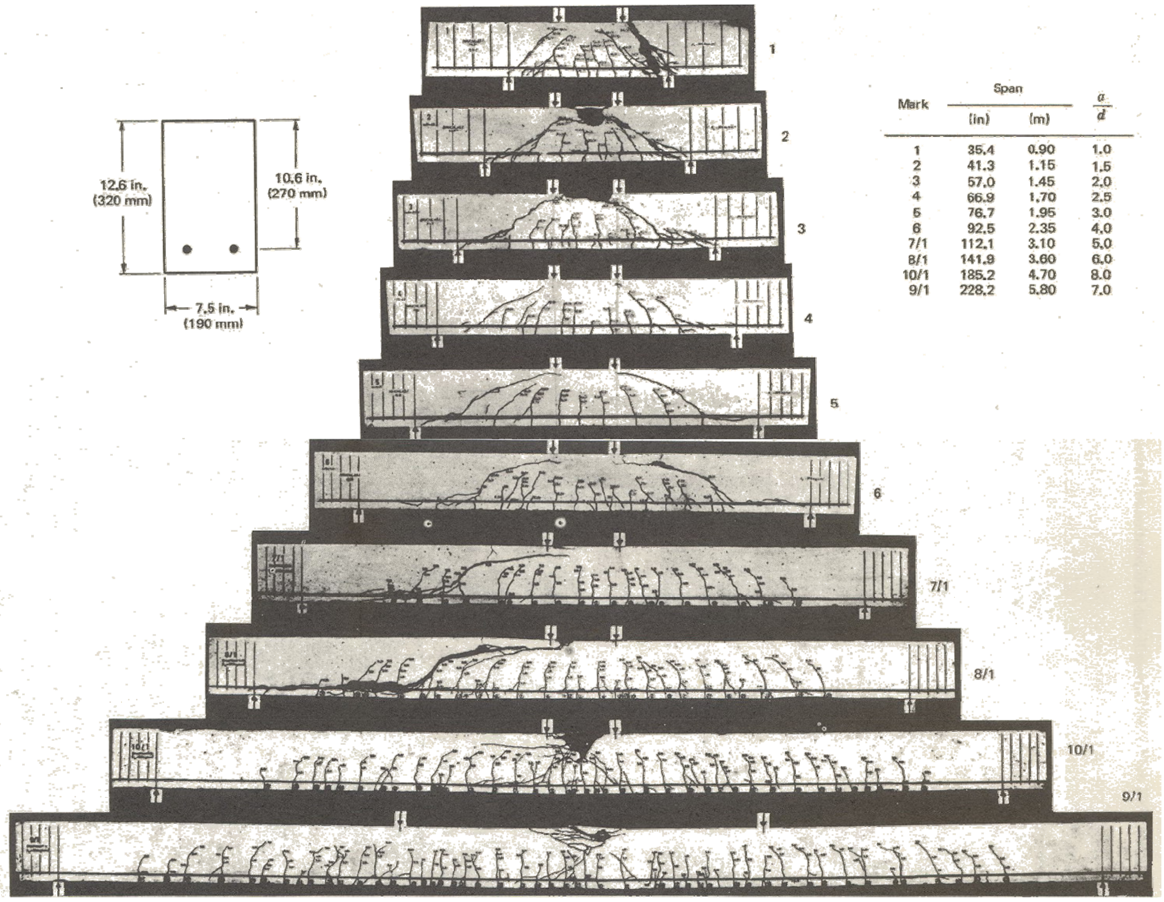
ข. Moments at cracking and failure.



ค. Shear at cracking and failure

ภาพที่ 3.7 ผลของอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล (a/d)
ของคานที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง ที่มา : Macgregor (1997)

เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำ โมเมนต์ที่จุดที่กระทำ คือ $M = Va$ ภาพที่ 3.7ค แสดงแรงเฉือนมีลักษณะเช่นเดียวกันกับการวิบัติเนื่องจากแรงดัดซึ่งก็คือเส้นโค้งด้านบน สำหรับคานที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวางคานจะเกิดการวิบัติตามเส้น Shear failure เส้นโค้ง Inclined cracking แสดงค่าแรงเฉือนที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงในคานซึ่งก็คือค่าแรงเฉือนที่ทำให้คานวิบัติ จากรูปจะเห็นว่าค่าแรงเฉือนที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงมีค่าค่อนข้างคงที่ ไม่แปรเปลี่ยนตามค่า a/d รอยร้าวในคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลแตกต่างกัน แสดงในภาพที่3.8



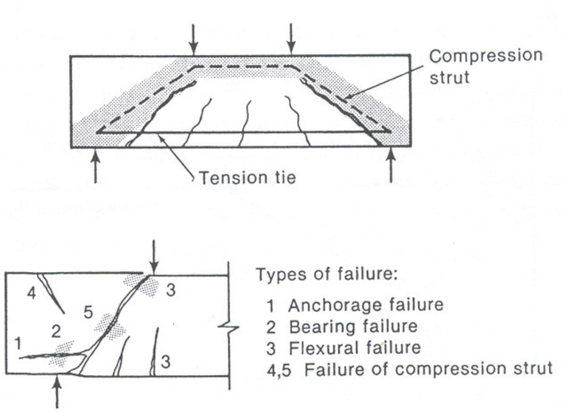
Mark	Span (in)	Span (m)	$\frac{a}{d}$
1	35.4	0.90	1.0
2	41.3	1.15	1.5
3	57.0	1.45	2.0
4	66.9	1.70	2.5
5	76.7	1.95	3.0
6	92.5	2.35	4.0
7/1	112.1	3.10	5.0
8/1	141.9	3.60	6.0
10/1	185.2	4.70	8.0
9/1	228.2	5.80	7.0

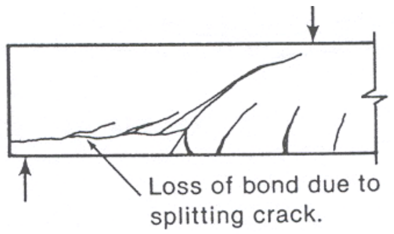
ภาพที่ 3.8 รอยร้าวในคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลแตกต่างกัน
ที่มา : Park และ Paulay (1975)

ภาพที่ 3.9 แสดงรูปแบบการวิบัติของคานลึกโดยคานที่มีช่วง a/d น้อยกว่า 1 รอยร้าวทแยงจะเกิดตามแนวระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับ การแตกร้าวแบบนี้จะมีผลทำลายการถ่ายเทแรงเฉือนในแนวราบ (Shear flow) จากเหล็กเสริมหลักจนถึงบริเวณที่รับแรงอัด และพฤติกรรมของคานจะเปลี่ยนจากพฤติกรรมคานเป็นพฤติกรรมอาร์ชแทน พฤติกรรมเช่นนี้เหล็กเสริมจะทำหน้าที่รับแรงดึง (Tension tie) ของอาร์ช และแรงดึงในเหล็กเสริมหลักจะมีค่าคงที่ตลอดจากจุดรองรับด้านหนึ่งถึงจุดรองรับอีกด้าน ลักษณะทั่วไปของการวิบัติของคานแบบนี้คือ จะเกิดการวิบัติที่จุดยึด (Anchorage failure) บริเวณปลายของเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง

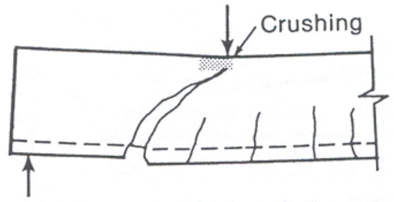
คานที่มีช่วง a/d ระหว่าง 1-2.5 การเกิดของรอยร้าวทแยงหลังจากการจัดเรียงตัวใหม่ (Redistribution) ของแรงภายในสามารถที่จะถ่ายน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติมได้โดยพฤติกรรมอาร์ช การวิบัติจะเกิดขึ้นเนื่องจาก การสูญเสียแรงยึดหน่วง (Bond failure) ซึ่งจะเกิดรอยแตกปริ

(Splitting failure) ตามแนวเหล็กเสริมหลัก การวิบัติแบบนี้จะเรียกว่า Shear-tension failure หรือการวิบัติอาจเกิดจากการบดอัดของคอนกรีตที่ส่วนบนของรอยร้าวทแยง การวิบัติแบบนี้จะเรียกว่า Shear-compression failure เนื่องจาก รอยร้าวทแยงโดยทั่วไปจะขยายตัวอย่างรวดเร็วกว่ารอยร้าวเนื่องจากแรงดัด การวิบัติจะเกิดขึ้นก่อนที่น้ำหนักบรรทุกจะถึงกำลังรับแรงดัดของหน้าตัด ในคานยาวที่มีช่วง a/d ระหว่าง 2.5-6.5 หลังจากที่รอยร้าวทแยงเกิดขึ้น คานจะเกิดการวิบัติทันทีและในกรณีของคานที่ a/d มากกว่า 6.5 คานจะวิบัติก่อนที่รอยร้าวทแยงจะเกิดขึ้น





Shear-tension failure



Shear-compression failure

ก. รูปแบบการวิบัติของคานที่ a/d มีค่า 0.5 ถึง 2 ข. รูปแบบการวิบัติของคานที่ a/d มีค่า 1.5 ถึง 2.5

ภาพที่ 3.9 รูปแบบการวิบัติของคานลึก

ที่มา : Macgregor (1997)

3.2.6 กำลังต้านทานแรงเฉือนและปัจจัยที่มีผลต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานที่ไม่เสริมเหล็กทางขวาง

คานที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวางคานจะวิบัติทันทีที่รอยร้าวทแยงปรากฏขึ้น ด้วยเหตุนี้จึงถือเอาแรงเฉือนที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงเป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานที่ไม่เสริมเหล็กทางขวาง โดยกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตจะมีค่า

$$V_c = (0.5\sqrt{f_c'} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \le 0.93\sqrt{f_c'} b_w d \qquad (3.15)$$

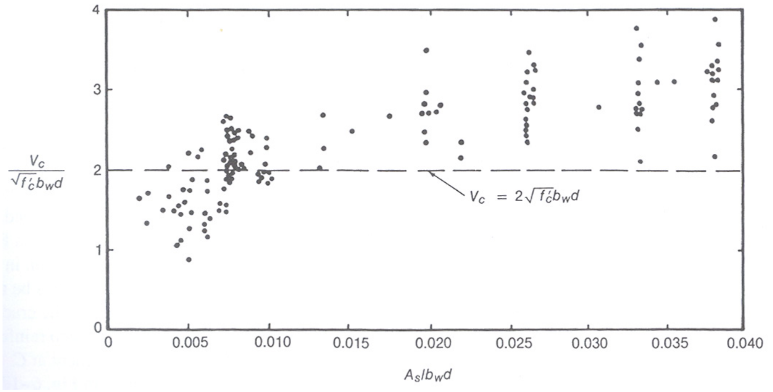
หากไม่ต้องการคำนวณละเอียด ACI อนุญาตให้ใช้

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c^{'}}b_w d \qquad (3.16)$$

ปัจจัยที่ทีผลต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานที่ไม่เสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือน สามารถแบ่งออกได้เป็น 5 ปัจจัยทั้งที่กำหนดในมาตรฐานและไม่กำหนด ประกอบไปด้วย

1. กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (Tensile strength of concrete) น้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต คอนกรีตที่มีกำลังรับแรงดึงสูงจะต้านทานแรงเฉือนได้มากว่าคอนกรีตที่มีกำลังรับแรงดึงที่ต่ำว่า

2. อัตราส่วนเหล็กเสริมหลัก (Longitudinal reinforcement ratio, ρ_W) จากการทดสอบคานช่วงเดียว ที่มีอัตาส่วนเหล็กเสริมหลักที่แตกต่างกันระหว่างค่า 0.0075 ถึง 0.025 ได้ผลดังภาพที่ 3.10 เมื่ออัตราส่วนเหล็กเสริมหลักมีค่าน้อย รอยร้าวเนื่องจากแรงดัดจะมีความกว้างมากกว่าอัตราเหล็กเสริมหลักที่มีค่ามาก คานที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมหลักมากกว่าจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงกว่าคานที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมหลักน้อย



ภาพที่ 3.10 ผลของอัตราส่วนเหล็กเสริมหลักกับกำลังต้านทานแรงเฉือน ในคานที่ไม่เสริมเหล็กทางขวาง ที่มา : Macgregor (1997)

3. อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล (Shear span-to-effective depth ratio, a/d) อัตราส่วน a/d มีผลต่อแรงที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงและกำลังรับแรงเฉือนประลัย สำหรับคานที่อัตราส่วน a/d น้อยกว่า 2 ซึ่งถือว่าเป็นคานลึก สำหรับคานที่อัตราส่วน a/d สูงกว่า

นั้น คานจะมีพฤติกรรมเป็นคาน ในกรณีนี้ผลของ a/d ต่อแรงเฉือนที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงจะมีค่าน้อยสามารถตัดทิ้งได้

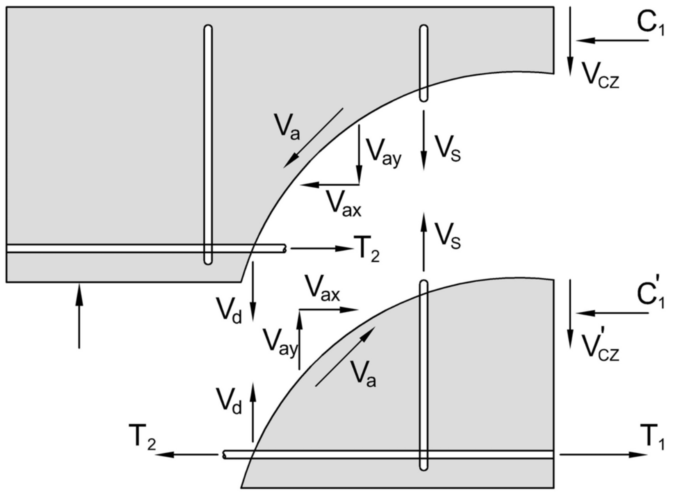
4. ขนาดของคาน (Size of beam) ถ้ากำหนดให้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต อัตราส่วนเหล็กเสริมหลักและอัตราส่วน a/d มีค่าคงที่ คานที่มีความลึกประสิทธิผลมากจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนที่น้อยกว่าคานที่มีความลึกประสิทธิผลน้อย ปรากฏการนี้เรียกว่า Size effect ซึ่งเกิดจากการลดลงของการยึดเกาะกันของมวลรวมตามแนวรอยร้าวทแยง จากการทดสอบคานของ Collins M. P. และ Mitchell D. ด้วยน้ำหนักบรรทุกแบบเดียวกัน ในคานที่มีความกว้างและคอนกรีตที่มีมวลรวมที่มีขนาดเท่ากันพบว่า คานที่มีมีความลึกประสิทธิผล 60 ซม.จะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนที่มากกว่าคานที่มีความลึกประสิทธิผล 195 ซม.และ 295 ซม. ถึง 2 เท่า

5. แรงตามแนวแกน (Axial force) แรงดึงที่กระทำตามแนวแกนจะลดกำลังรับแรงเฉือนของคานที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยง ในทางตรงกันข้ามแรงอัดตามแนวแกนจะไปเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคาน การที่มีแรงอัดกระทำต่อหน้าตัดของคานจะช่วยให้รอยร้าวทแยงในคานเกิดช้าลง และช่วยในการชะลอการกระจายของรอยร้าวทแยง

3.3 พฤติกรรมการต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กทางขวาง

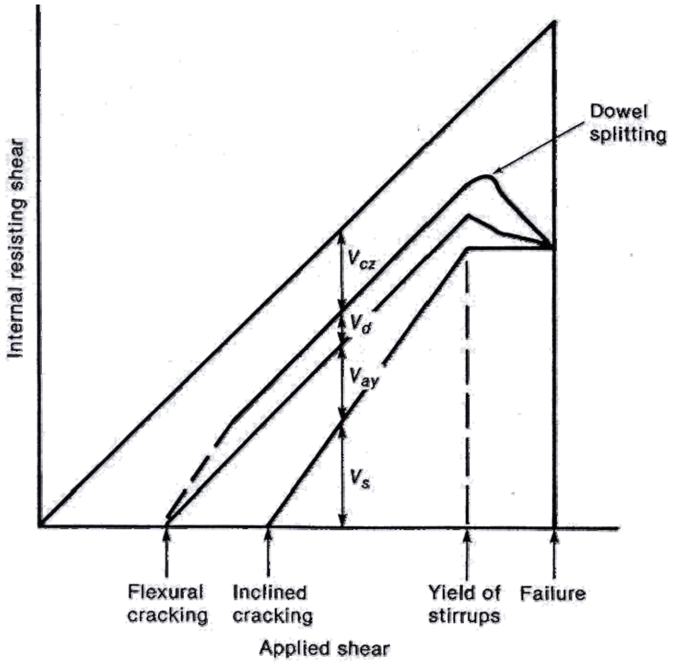
ดังที่ทราบแล้วว่ารอยร้าวทแยงเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้คานรับน้ำหนักบรรทุกไม่ได้เท่ากับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของหน้าตัด การเสริมเหล็กทางขวางจะทำให้คานสามารถรับแรงดัดได้อย่างเต็มกำลัง ก่อนที่จะเกิดรอยร้าวทแยงหน่วยแรงในเหล็กปลอกจะมีค่าเท่ากับหน่วยแรงในคอนกรีต เนื่องจากคอนกรีตจะแตกที่หน่วยแรงที่ไม่สูงนัก หน่วยแรงในเหล็กปลอกก่อนที่คานจะแตกร้าวจะมีค่าไม่เกิน 210 ถึง 420 กก. ต่อ ตร.ซม. โดยเหล็กปลอกจะไม่ได้เป็นตัวป้องกันไม่ให้เกิดรอยร้าวในคอนกรีต แต่หลังจากที่คอนกรีตเริ่มแตกร้าวแล้วเหล็กปลอกจึงจะเริ่มทำงานในการรับแรงดึงเนื่องจากแรงเฉือนในคานที่เพิ่มขึ้น

แรงภายในคานที่มีการเสริมเหล็กทางขวางดังแสดงในภาพที่ 3.11 แสดงการถ่ายเทแรงเฉือนโดยแรงดึงในเหล็กปลอกคือ V_s เมื่อรอยร้าวเกิดขึ้น จะเกิดแรงอัด $C_1^{'}$ และแรงเฉือน $V_{cz}^{'}$ ที่ส่วนล่างของรอยร้าว ผลที่ได้ก็คือ T_2 จะมีค่าน้อยกว่า T_1 ผลต่างขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กเสริมทางขวาง อย่างไรก็ตาม T_2 จะมีค่ามากกว่า $T = M / jd$



ภาพที่ 3.11 แรงภายในคานที่มีการเสริมเหล็กทางขวาง
ที่มา : ปรับปรุงจาก Macgregor (1997)

กลไกลการรับแรงเฉือนโดยเหล็กปลอกเป็นส่วนเพิ่มเติมจากใน 3 กรณีที่กล่าวมาแล้ว สัดส่วนการรับน้ำหนักแต่ละกลไกลแสดงในภาพที่ 3.12 แกนตั้งแสดงแรงภายในและแกนนอนแสดงแรงเฉือนภายนอกที่กระทำต่อคาน เส้นตรงความชัน 45^{o} แสดงสภาพสมดุลระหว่างแรงเฉือนภายในและภายนอก ก่อนที่รอยร้าวดัดจะเกิดขึ้นแรงเฉือนภายนอกจะถูกต้านทานโดย V_{cz} , V_{ay} และ V_d ภายหลังที่เกิดรอยร้าวทแยงแล้ว เหล็กปลอกจะช่วยในการรับแรงเฉือน เมื่อมีแรงเฉือนกระทำกับคานมากขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งเหล็กปลอกคราก หลังจากนั้น V_s จะมีค่าคงที่และรอยร้าวทแยงจะขยายตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว การขยายตัวของรอยร้าวทแยงนี้จะเป็นการลด V_{ay} ทำให้แรงเฉือนถูกส่งถ่ายไปที่ V_{cz} และ V_d จนกระทั่งเกิดการวิบัติเนื่องจากการปริแตกบริเวณเหล็กเสริมหลักหรือการบดอัดของคอนกรีตส่วนบนของหน้าตัดที่รับแรงอัด



ภาพที่ 3.12 สัดส่วนการรับแรงเฉือนของคานที่มีการเสริมเหล็กทางขวาง
ที่มา : Macgregor (1997)

ในแต่ละส่วนประกอบของกระบวนการนี้ยกเว้น V_s มีการตอบสนองแบบเปราะทั้งในการรับน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว จากผลที่ได้เป็นการยากที่จะหาค่าของ V_{cz} V_{ay} และ V_d ในการออกแบบค่าเหล่านี้จะถูกรวมเข้าไว้ด้วยกันเป็น V_c และจะถูกเรียกว่าแรงเฉือนที่ถูกรับโดยคอนกรีต กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ (Nominal shear strength) สามารถเขียนได้เป็น

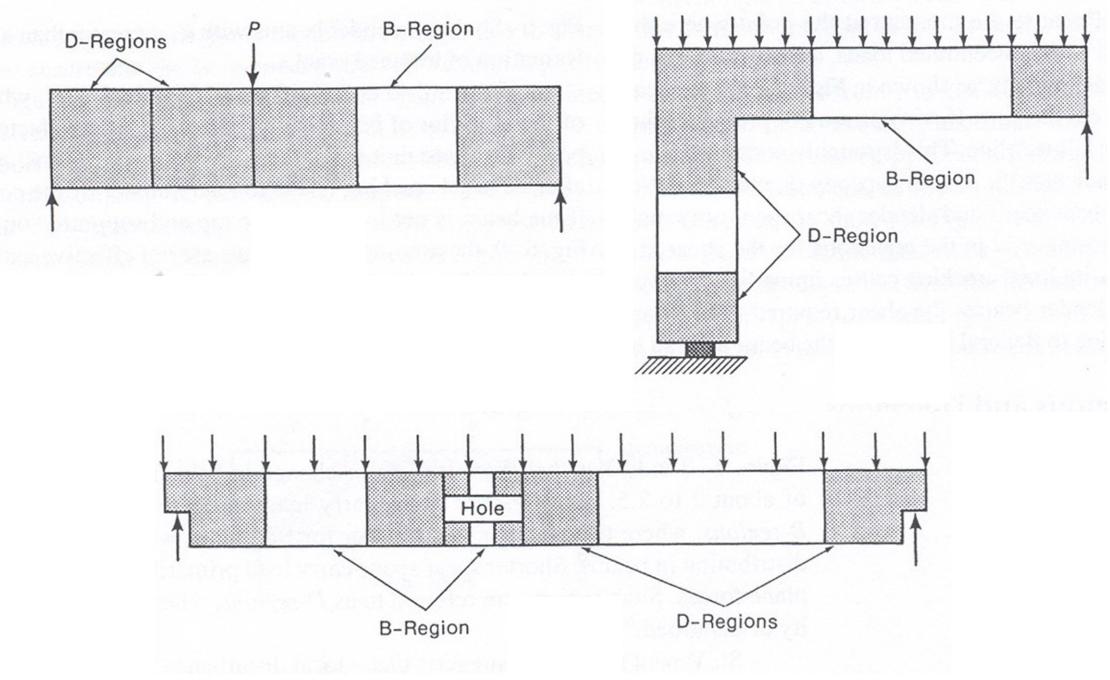
$$V_n = V_c + V_s \tag{3.17}$$

ACI กำหนดให้ V_c มีค่าเท่ากันกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวางและมีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงในคานตามสมการที่ 3.15 หรือ 3.16

3.4 B-Regions และ D-Regions

พฤติกรรมการรับน้ำหนักของคานประกอบไปด้วย พฤติกรรมอาร์ช (Arc action) และพฤติกรรมคาน (Beam action) ในโครงสร้างคอนกรีตทั่วไปอาจมีบางส่วนที่รับน้ำหนักบรรทุกโดยพฤติกรรมอาร์ชและบางส่วนรับน้ำหนักบรรทุกโดยพฤติกรรมคาน บริเวณที่มีพฤติกรรมอาร์ชเรียกว่า D-Regions (Disturbed หรือ Discontinuity regions) แสดงในส่วนที่แรเงาในภาพที่ 3.13 ส่วนบริเวณที่มีพฤติกรรมคาน เรียกว่า B-Regions (Bernoulli หรือ Beam regions) แสดงในส่วนที่ไม่แรเงาในภาพที่ 3.13

D-Regions ได้แก่บริเวณที่มีน้ำหนักบรรทุกเป็นจุดหรือบริเวณฐานรองรับหรือบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดกระทันหัน D-Regions มีขนาดเท่ากับความลึกของคานเมื่อวัดออกไปแต่ละด้านของน้ำหนักบรรทุกแบบจุด ตำแหน่งของแรงปฏิกิริยา หรือบริเวณที่มีการเปลียนแปลงน้ำหนักกระทันหัน ส่วน B-Regions ได้แก่บริเวณที่นอกเหนือจาก D-Regions

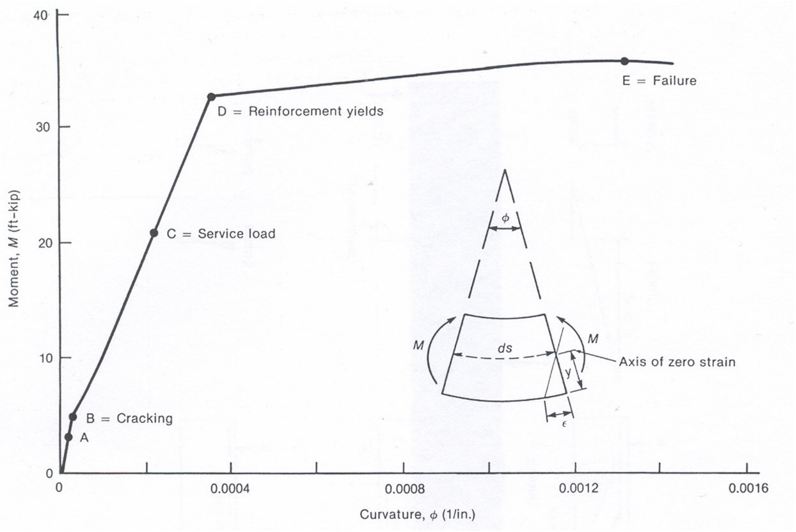


ภาพที่ 3.13 B-Regions และ D-Regions

ที่มา : Macgregor (1997)

3.5 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน

การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานที่สภาวะต่างๆ ตามพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก นอกจากจะได้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดยังสามารถหาค่าความโค้ง (Curvature, ϕ) ซึ่งคืออัตราการเปลี่ยนแปลงมุมตามความยาวคาน กราฟของค่าของโมเมนต์ดัดที่กลางคานต่อค่าความโค้ง (Curvature) ที่ตำแหน่งเดียวกันเรียกว่า Moment curvature diagram ดังภาพที่ 3.14 ค่าความโค้งจะนำไปใช้ในการคำนวณหาค่าการแอ่นตัวของคานตลอดจนค่าความเหนียว (Ductility)



ภาพที่ 3.14 ตัวอย่างของ Moment curvature diagram

ที่มา : Macgregor (1997)

3.5.1 การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดโดยวิธีวิเคราะห์โมเมนต์และค่าความโค้ง (Moment curvature analysis)

สมมุติฐานทั่วไปของทฤษฎีการดัด

1. หน้าตัดที่ตั้งฉากกับแกนของแรงดัด (Axis of bending) เป็นระนาบทั้งก่อนการดัดและหลังการดัด (Plane section remain plane)

2. หน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริมเท่ากับหน่วยการยืดหดตัวในคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน

3. หน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมสามารถคำนวณจากหน่วยการยืดหดตัว โดยใช้ Stress-strain curve ของคอนกรีตและเหล็กเสริม

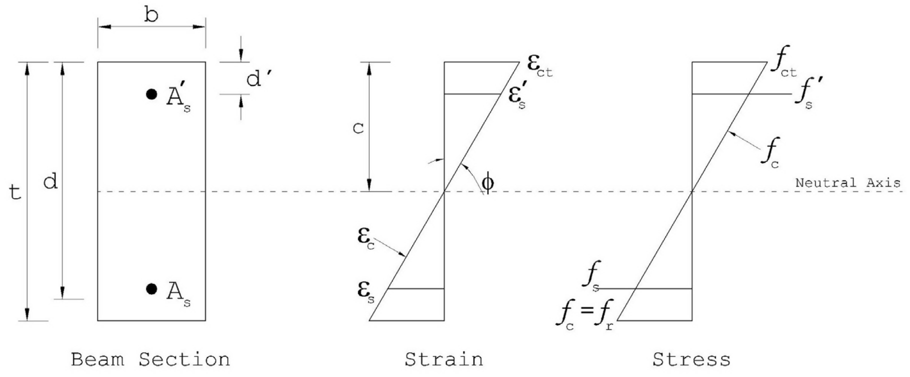
กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดระบุที่คำนวณได้เมื่อคูณด้วยตัวคูณลดค่าแล้วต้องมากกว่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้น ดังสมการ

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \tag{3.18}$$

ϕ มีค่า 0.9 สำหรับ โมเมนต์ดัด

3.5.1.1 โมเมนต์และค่าความโค้งก่อนสภาวะแตกร้าว

เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุก ค่าหน่วยแรงดึงที่ผิวล่างมีค่าน้อยกว่าโมดูรัสแตกร้าวของคอนกรีต (Modulus of rupture) คานจึงยังไม่แตกร้าว หน้าตัดของคานสามารถรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นทั้งหมดได้โดยหน่วยการยืดหดตัว (Strain distribution) บนหน้าตัด โดยจะกระจายแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน (ภาพที่ 3.15) การกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดจะเป็นสัดส่วนกันกับหน่วยการยืดหดตัวและอยู่ในช่วงอิลาสติก



ภาพที่ 3.15 หน่วยแรง หน่วยการยืดหดตัว และแรงลัพท์ ในหน้าตัดคานก่อนการแตกร้าว

ค่าของโมเมนต์และค่าความโค้งก่อนการแตกร้าวสามารถหาได้ โดยสมมุติฐานที่ว่าหน่วยแรงในคอนกรีตที่สภาวะแตกร้าวมีค่าเท่ากับ โมดูรัสแตกร้าว (Modulus of rupture, f_r) และหน่วยการยืดหดตัวมีค่า $\varepsilon_r = f_r / E_c$ ค่าของโมเมนต์แตกร้าว (M_{cr}) หาค่าได้จากสมการ

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{c} \tag{3.19}$$

เมื่อ

$$f_r = 2\sqrt{f_c^{'}} \tag{3.20}$$

โดย I เป็นค่าโมเมนต์ออฟอินนิเชียของหน้าตัดคานที่ยังไม่แตกร้าวและ c เป็นระยะจากแกนสะเทิน (Neutral axis) ถึงผิวของคานรับแรงอัดสำหรับคานที่ยังไม่แตกร้าว มีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกของคาน ($t/2$) ค่าความโค้ง (Curvature, ϕ) หาได้จากสมการ

$$\phi = \frac{\varepsilon_{ct}}{c} \tag{3.21}$$

ε_{ct} เป็นค่าหน่วยการยืดหดตัวที่ผิวบนของคาน มีค่า

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c} \tag{3.22}$$

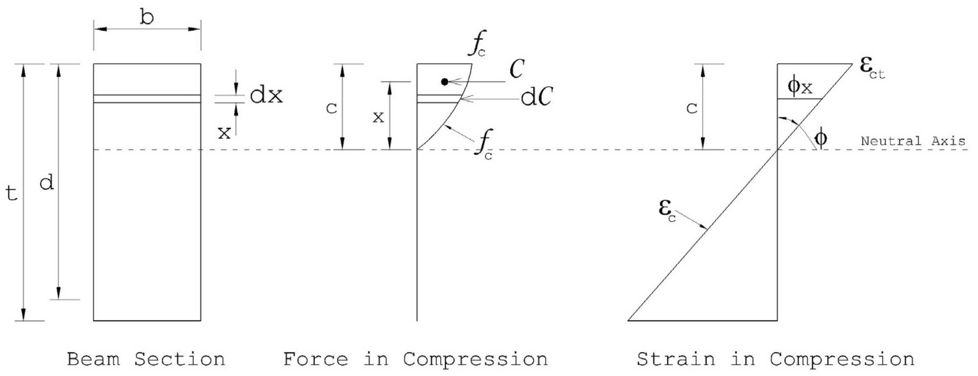
f_{ct} เป็นค่าของหน่วยแรงที่ผิวบนของคาน มีค่าตามสมการที่ 3.24 และ E_c เป็นค่าโมดูรัสยืดหยุ่นของคอนกรีตตามสมการ

$$E_c = 4270 w_c^{1.5} \sqrt{f_c^{'}} \tag{3.23}$$

$$f_{ct} = \frac{M_{cr} c}{I} \tag{3.24}$$

3.5.1.2 **โมเมนต์และค่าความโค้งหลังสภาวะแตกร้าว**

หลังจากคานรับน้ำหนักบรรทุกระยะหนึ่งคานจะเกิดการแตกร้าวบริเวณส่วนล่างของคาน เนื่องจากแรงดึงในคอนกรีตมีค่ามากว่าโมดูรัสแตกร้าวของคอนกรีตดังแสดงในภาพที่ 3.16 ต่อไปนี้เป็นการพิจารณาค่าโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งหลังจากที่คานเกิดการแตกร้าว



ภาพที่ 3.16 หน่วยการยืดหดตัวและแรงในส่วนที่รับแรงอัดในหน้าตัดคานหลังการแตกร้าว

จากภาพที่ 3.16 สามารถที่จะหาระยะระหว่างแกนสะเทินกับจุดศูนย์กลางของแรงอัดได้โดยพิจารณาจากสมการ

$$dC = f_c dA = f_c b dx \tag{3.25}$$

ค่าของ f_c ที่เสนอโดย Eivind Hognestad (1951) มีค่าเท่ากับ

$$f_c = f_c'\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \tag{3.26}$$

โดย ε_0 มีค่าโดยประมาณ 0.002
และเนื่องจาก $\varepsilon_c = \phi \cdot x$ แทนค่าลงในสมการที่ 3.26 ได้

$$f_c = f_c'\left[\frac{2\phi \cdot x}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\phi \cdot x}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \tag{3.27}$$

หาค่าแรงอัด C ตามสมการที่ 3.25 โดยการแทนค่า f_c ในสมการที่ 3.27 ลงในสมการที่ 3.25 และอินทิเกรต ตามระยะ c ตั้งแต่แนวแกนสะเทินจนถึงผิวบนของคาน

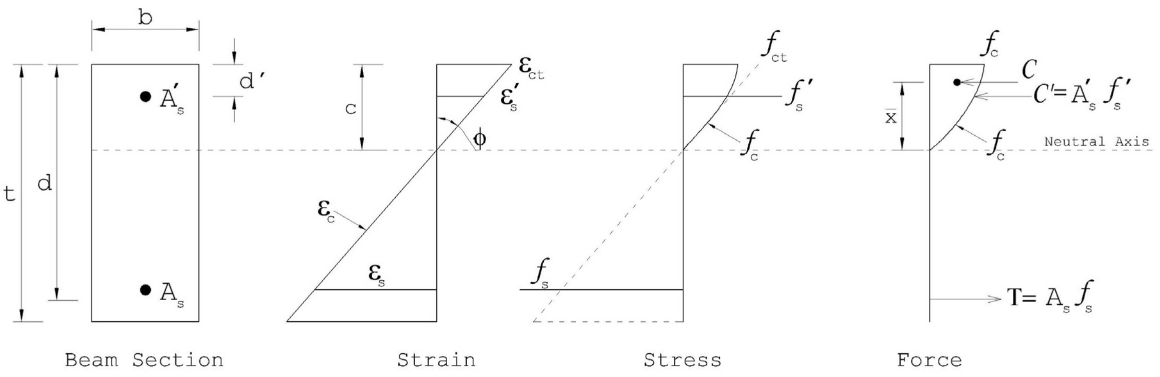
$$\int_{0}^{c} dC = \int_{x=0}^{c} f_c b dx = \int_{x=0}^{c} f_c^{'} \left[\frac{2\phi \cdot x}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\phi \cdot x}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] b dx$$

$$C = bf_c^{'} \frac{\phi}{\varepsilon_0} c^2 \left[1 - \frac{\phi \cdot c}{3\varepsilon_0} \right] \qquad (3.28)$$

ค่าระยะระหว่างแกนสะเทินถึงจุดศูนย์กลางของแรงอัดโดยพิจารณาค่าโมเมนต์รอบแกนสะเทินมีค่าเท่ากับศูนย์

$$\bar{x}C = \int_{x=0}^{c} (f_c b dx) x$$

$$\bar{x} = c \left[\frac{8\varepsilon_0 - 3\phi \cdot c}{12\varepsilon_0 - 4\phi \cdot c} \right] \qquad (3.29)$$



ภาพที่ 3.17 หน่วยแรง หน่วยการยืดหดตัว และแรงลัพท์ ในหน้าตัดคานหลังการแตกร้าว

จากภาพที่ 3.17 สามารถหาโมเมนต์ที่เกิดขึ้นที่สภาวะใดๆ หลังจากคานแตกร้าวได้จากสมการที่ 3.30 ส่วนค่าความโค้งหาได้จากสมการที่ 3.21 เช่นเดียวกันก่อนเกิดการแตกร้าว

$$M_n = C(d - c + \bar{x}) + C^{'}(d - d^{'}) \qquad (3.30)$$

ขั้นตอนแรกของการคำนวณค่าโมเมนต์ความโค้ง ทำได้โดยการแทนค่าหน่วยการยืดหดตัวที่ส่วนบนผิวคาน (ε_{ct}) ในสมการที่ 3.22 จะได้ค่าหน่วยแรง (f_{ct}) ค่า ε_{ct} มีค่าตั้งแต่ ε_{ct} หลังหน้าตัดคานแตกร้าวจนถึงค่า 0.003 ซึ่งเป็นค่าที่คอนกรีตส่วนบนเกิดการวิบัติโดยการบดอัดและเป็นกำลังประลัยของคาน หลังจากนั้นสมมุติค่า c แล้วแทนค่าในสมการที่ 3.21 จะได้ค่าความโค้ง (ϕ)

ในการคำนวณจะพิจารณาถึงสมดุลของแรงภายใน โดยที่แรงอัดที่ส่วนบนจะต้องเท่ากับแรงดึงที่ส่วนล่างของหน้าตัด $C+C^{'}=T$ ดังนั้นในการคำนวณต้องสมมุติค่า c ที่ทำให้สมการสมดุลข้างต้นเป็นจริงจึงจะได้ค่าความโค้งและโมเมนต์ที่ตำแหน่งหน่วยการยืดหดตัวของผิวบนคานที่ถูกต้อง โดยแรงอัดของคอนกรีต (C) หาได้จากสมการที่ 3.28 แรงอัดในเหล็กเสริมบน ($C^{'}$) จากสมการที่ 3.34 และแรงดึงในเหล็กเสริม (T) จากสมการที่ 3.37

$$\frac{\varepsilon_{ct}}{c}=\frac{\varepsilon_s+\varepsilon_{ct}}{d} \qquad (3.31)$$

$$\varepsilon_s^{'}=\phi(c-d^{'}) \qquad (3.32)$$

$$f_s^{'}=\varepsilon_s^{'}E_s \qquad (3.33)$$

$$C^{'}=A_s^{'}f_s^{'} \qquad (3.34)$$

$$\varepsilon_s=\frac{d}{c}\varepsilon_{ct}-\varepsilon_{ct} \qquad (3.35)$$

$$f_s=\varepsilon_s E_s \qquad (3.36)$$

$$T=A_s f_s \qquad (3.37)$$

3.5.2 สมการค่าการแอ่นตัวของคาน

การแอ่นตัวของคานที่มีน้ำหนักบรรทุกที่กลางคานพิจารณาจากสมการ

$$\Delta=\frac{PL^3}{48EI} \qquad (3.38)$$

เนื่องจากค่าความโค้งของคานมีค่าเท่ากับ

$$\phi=\frac{M}{EI}=\frac{1}{\rho} \qquad (3.39)$$

จัดรูปสมการใหม่ได้เป็น

$$\Delta = \frac{L^2}{48}\frac{PL/4}{EI} = \frac{L^2}{12}\phi \tag{3.40}$$

การแอ่นตัวของคานที่มีน้ำหนักบรรทุกแบบแบ่งสามพิจารณาจากสมการ

$$\Delta = \frac{23PL^3}{648EI} \tag{3.41}$$

เขียนอยู่ในรูปค่าความโค้งจัดรูปแบบสมการใหม่ได้เป็น

$$\Delta = \frac{23L^2}{648}\frac{PL/3}{EI} = \frac{23L^2}{216}\phi \tag{3.42}$$

3.5.3 **ความเหนียวของคาน** (Ductility)

ความเหนียวของคานมีผลต่อการนำไปใช้งานโดยคานที่ออกแบบต้องมีการวิบัติแบบเหนียวคือสามารถเปลี่ยนรูปได้มาก (Large deformation) ภายหลังที่เหล็กเสริมหลักเกิดการครากความเหนียวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กพิจารณาจากอัตราส่วนของความโค้งสูงสุดต่อความโค้งเมื่อเหล็กเริ่มคราก

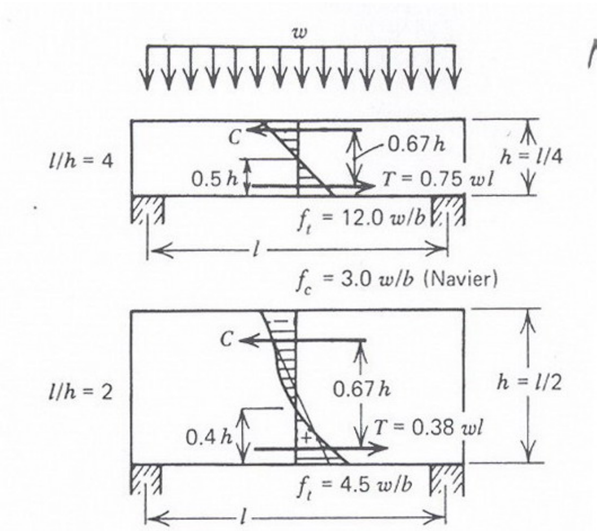
จากการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดและค่าความโค้ง (การแอ่นตัวของคาน) ที่สภาวะต่างๆ ตามวิธีการที่กล่าวมาข้างต้นสามารถนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และค่าความโค้งได้ตามภาพที่ 3.14 ค่าความชันในช่วงต่างๆ คือค่าความแกร่ง (Stiffness) ของคานที่สภาวะนั้นๆ ในกรณีที่ค่าความเหนียวเท่ากับหนึ่ง แสดงว่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่จุดครากหรืออัตราส่วนของเหล็กเสริมหลักมีอัตราส่วนเท่ากับอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ความเหนียวของคานมีค่าตามสมการ

$$\text{ความเหนียว,}\ \mu = \frac{\phi_y}{\phi_u} = \frac{\varepsilon_u}{f_y / E_s}\frac{d(1-k)}{a/\beta_1} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{3.43}$$

3.6 ทฤษฎีคานลึก

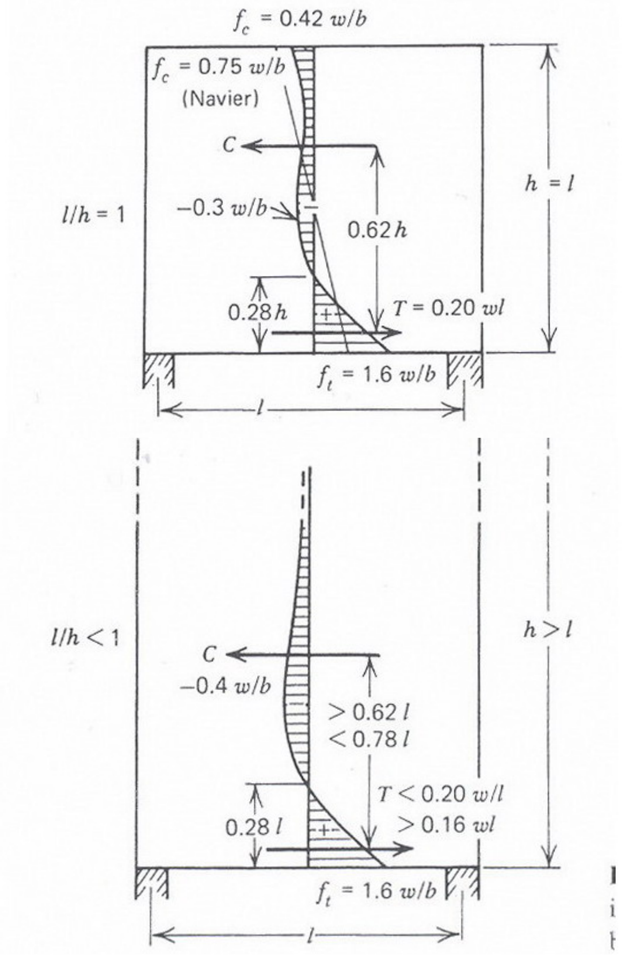
คานจะมีพฤติกรรมเป็นคานลึก เมื่ออัตราส่วนความยาวต่อความลึกของคานมีค่าน้อยกว่า 2 สำหรับคานช่วงเดียว และน้อยกว่า 2.5 เมื่อเป็นคานต่อเนื่อง (R. Park and T. Paulay, 1975) กฎเกณฑ์เดิมๆ ที่ใช้กันมาไม่สามารถที่จะวิเคราะห์หน่วยแรง หรือไม่มีความเพียงพอที่จะหากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Strength) ของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้

หน่วยแรงในคานลึกที่ทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติในการรับแรงเหมือนกันในทุกทิศทาง (Isotropic homogeneous deep beam) หลังจากแตกร้าวสามารถหาได้โดยวิธี Finite element หรือ Photo elastic model ซึ่งจะพบการเปลี่ยนแปลงของรูปแบบของหน่วยแรงได้อย่างชัดเจนในคานที่มีอัตราส่วนความยาวต่อความลึกน้อยๆ (น้อยกว่า 2.5) ดังตัวอย่างในภาพที่ 3.18 ซึ่งแสดงถึงการกระจายของหน่วยแรงดัดตามแนวราบ ที่กึ่งกลางของคานช่วงเดียวที่มีอัตราส่วนความยาวต่อความลึกที่แตกต่างกัน ที่เสนอโดย Bernoulli และ Navier เมื่อเพิ่มน้ำหนักแผ่กระจาย (w) โมเมนต์ที่กลางคานจะมีค่าเท่ากับ $wL^2/8$ โดยปกติแล้วหน่วยแรงที่กลางผิวคานสี่เหลี่ยมจัตุรัส (L/d=1) คือ $f_t=f_c=6M/bh^2=0.75w/b$ จากรูปแสดงถึงหน่วยแรงดึงที่ผิวล่างของคานที่อาจมากขึ้นถึงสองเท่า การเปลี่ยนแปลงการกระจายของแรงเฉือน การหาค่าของหน่วยแรงดึงหลัก หน่วยแรงตั้งฉาก โดยเฉพาะบริเวณจุดรองรับของคาน จึงเป็นสิ่งที่มีความสำคัญมาก



ภาพที่ 3.18 การกระจายของหน่วยแรงดัดในคานช่วงเดียว

ที่มา : Park และ Paulay (1975)



ภาพที่ 3.18 (ต่อ)

โครงสร้างชนิดนี้มักจะอ่อนไหวต่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ ความกว้างของจุดรองรับในภาพที่ 3.18 จะมีผลโดยตรงต่อหน่วยแรงหลักของคาน ซึ่งจะมีค่าวิกฤติที่บริเวณใกล้เคียงกับจุดรองรับ ในทำนองเดียวกัน Stiffening rib, Cross walls หรือ การขยายขนาดของเสาบริเวณที่จุดรองรับก็จะมีผลต่อรูปร่างของหน่วยแรงเช่นกัน ที่น่าสังเกตอีกอย่างก็คือหลักเกณฑ์ของการวิเคราะห์หน่วยแรงมักจะคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกที่เป็นน้ำหนักแผ่กระจายกระทำที่ผิวบนของคาน คอนกรีตทำให้เกิดหน่วยแรงอัดในแนวตั้งซึ่งคอนกรีตสามารถต้านทานได้ไม่ยาก ในกรณีอื่นๆ ของชนิดน้ำหนักบรรทุกคือ น้ำหนักที่แขวนอยู่ที่ส่วนล่างของคานเช่น คานที่มีพื้นอยู่ด้านล่างของถังเก็บน้ำ และโครงสร้างที่ยึดอยู่กับด้านข้างของผนังซึ่งเหล็กเสริมพิเศษจะต้องอยู่ในตำแหน่งที่เหมาะสม การแก้ปัญหาทางตัวเลขสามารถที่จะหาการกระจายของหน่วยแรงที่ไม่ทราบค่านี้ได้ จากผลที่ได้

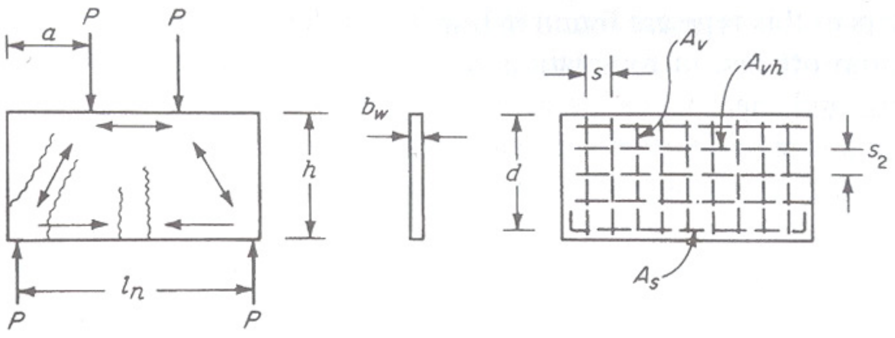
จะสามารถเสริมเหล็กที่ต้านทานหน่วยแรงดึงนี้ได้ อย่างไรก็ตามจากลักษณะการวิบัติของคานเป็นเหตุให้มีความต้องการสมอยึดสำหรับเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง

จากการศึกษาด้วยวิธีไฟไนต์อิลีเมนต์ ในการคำนวณหาหน่วยแรงในคานลึกก่อนเกิดรอยร้าว ข้อสมุติฐานที่ว่าระนาบก่อนการดัดยังคงเป็นระนาบหลังการดัด (Plane section remain plane) ไม่สามารถใช้กับคานลึก แต่จะพบว่าหน้าตัดไม่เป็นระนาบเนื่องจากผลของแรงเฉือนและหน่วยแรงตั้งฉากในสองทิศทางซึ่งกระทำกับอิลิเมนต์ ทำให้การกระจายของหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวดัดตั้งฉากไม่เป็นเส้นตรงแม้จะอยู่ในช่วงยืดหยุ่น และถ้าหากคานลึกมีอัตราส่วนความยาวต่อความลึกยิ่งน้อยการกระจายหน่วยแรงก็จะมีลักษณะไม่เชิงเส้นชัดเจนมากยิ่งขึ้น คานลึกจะถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากภายนอกไปที่จุดรองรับโดยตรงผ่าน Compression strut ซึ่งอยู่ในแนวทแยงจากบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำไปที่จุกรองรับ โดยพฤติกรรมดังกล่าวจะเกิดขึ้นได้เมื่อตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกอยู่ใกล้จุดรองรับ

จากที่ทราบแล้วว่าระนาบก่อนการดัดยังคงเป็นระนาบหลังการดัด ไม่สามารถใช้กับคานลึก เนื่องจากหน่วยแรงเฉือนที่มีค่าสูง ผลที่ได้ก็คือหน่วยแรงดัดจะไม่กระจายตัวเป็นเส้นตรงและราบเรียบในช่วงอิลาสติค และการคำนวนลักษณะของหน้าตัดและหน่วยแรงโดยใช้วิธีทั่วไปไม่สามารถทำได้ เนื่องจากการวิเคราะห์หน่วยแรงด้วยวิธีอิลาสติคมีข้อจำกัด เพราะไม่เหมาะสมและมีความยุ่งยากจากแอ่นตัวของคานขณะที่มีน้ำหนักบรรทุก เจตนาของวิธีอิลาสติกก็เพื่อทำนายตำแหน่งของและทิศทางของรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือน สิ่งที่สำคัญยิ่งกว่าคือการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคาน ทฤษฎีที่ใช้รับรองโดยการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงดัดสามารถที่จะทำนายได้อย่างแม่นยำเพียงพอและสามารถที่จะใช้วิธีการได้
เช่นเดียวกับคานที่มีอัตราส่วนทั่วไป โดย Equivalent rectangular stress block และค่าพารามิเตอร์สามารถใช้หาค่ากำลังรับแรงดัดได้ด้วยวิธีการเดิม อย่างไรก็ตามในการทดสอบแสดงให้เห็นว่า หน่วยแรงอัดสองแกนในส่วนที่รับแรงอัดของคอนกรีตและหน่วยการยืดหดตัวสูงสุดจะมีค่ามากกว่าปกติ โดยจะมีค่าสูงถึงหน่วยการยืดหดตัวสูงสุดของคอนกรีค (ε_u =0.003) และจะส่งผลถึงอัตราส่วนเหล็กเสริมสมดุล

กำลังรับแรงเฉือนของคานลึกอาจจะมากกว่าสองถึงสามเท่าจากสมการของ ACI ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากกลไกการรับแรงเฉือนของคานลึกแตกต่างจากคานปกติ สำหรับคานทั่วไปที่มีเหล็กปลอกเมื่อเกิดรอยร้าวทแยงการรับแรงเฉือนมาจากกลไกลหลักคือ การถ่ายแรงเฉือนในส่วนที่รับแรงอัดบริเวณที่คอนกรีตที่ยังไม่ถูกบดอัด การยึดเกาะกันของมวลรวมระหว่างหน้าทั้งสองด้านของรอยแตก Dowel action ของเหล็กเสริมตามยาว และแรงดึงโดยตรงในเหล็กปลอก ส่วนใน

กรณีของคานลึกน้ำหนักบรรทุกจะถ่ายไปที่ฐานรองรับโดยตรงผ่านทาง Diagonal compression strut ดังภาพที่ 3.19



ภาพที่ 3.19 การถ่ายน้ำหนักของคานลึก และการเสริมเหล็ก
ที่มา : Nilson (1997)

จากรูปจะเห็นว่ารอยร้าวทแยงจะเกิดขึ้นในแนวขนานกับเส้นที่เชื่อมกันระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำกับฐานรองรับ แรงอัดทแยงในคอนกรีตที่ขนานกับรอยร้าวจะสมดุลกับแรงอัดในแนวนอนของคอนกรีตด้านรับแรงอัดและแรงดึงในเหล็กเสริมหลัก พฤติกรรมของ Strut and tie ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุก ฐานรองรับ ความลึกของคาน โดยทั่วไปมักแสดงด้วยอัตราส่วน a/d ถ้าเป็นน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่ให้แทน a/d ด้วย M/Vd

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตสำหรับคานลึกช่วงเดียวตามสมการของ ACI แสดงในสมการที่ 3.44 (ACI 318-99, Equation 11.29)

$$V_c = (3.5 - 2.5\frac{M_u}{V_u d})(0.5\sqrt{f_c'} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u})b_w d \qquad (3.44)$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมีค่าได้ไม่เกินสมการที่ 3.45 (ACI 318-99, Sec.11.8)

$$1.6\sqrt{f_c'}b_w d \qquad (3.45)$$

จากสมการที่ 3.44 สังเกตได้ว่าสมการการรับแรงเฉือนของคานลึกเป็นการคูณค่าของ (3.5-2.5 $M_u/V_u d$) เข้ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานปกติ (สมการที่ 3.15) แนวคิดการ

ออกแบบรับแรงเฉือนของคานลึกยังใช้เช่นเดียวกับคานทั่วไปคือกำลังรับแรงเฉือนรวมทั้งหมดเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากคอนกรีตรวมกับกำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากเหล็กเสริม กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ (Nominal shear strength) สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 3.17 ส่วนกำลังรับแรงเฉือนโดยเหล็กเสริมของคานลึกตามมาตรฐานของ ACI เป็นไปตามสมการที่ 3.46 (ACI 318-99, Equation 11.30)

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s}\left(\frac{1+l_n/d}{12}\right) + \frac{A_{vh}}{s_2}\left(\frac{11-l_n/d}{12}\right) \right] f_y d \qquad (3.46)$$

แม้จะใช้แนวคิดการออกแบบเดียวกัน แต่พฤติกรรมการรับแรงแตกต่างกันคือ ในกรณีของการรับแรงของคอนกรีตได้รวมผลของพฤติกรรม Strut and tie โดยใช้ตัวคูณเข้าไปกับกำลังรับแรงเฉือนของคานปกติ ส่วนกำลังรับแรงของเหล็กเสริมใช้ทฤษฎีแรงเฉือนเสียดทาน (Shear friction)

ACI 318-05 (Sec.10.7) ได้กำหนดนิยามของคานลึกไว้คือเป็นคานที่มีน้ำหนักบรรทุกอยู่ในด้านตรงข้ามกับจุดรองรับและตรงตามอย่างใดอย่างหนึ่งต่อไปนี้คือ

1. ระยะ Clear span (l_n) มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 4 เท่าของความลึกคาน

2. ขอบเขตของคานที่มีน้ำหนักบรรทุกแบบจุดกระทำที่ระยะไม่มากกว่าสองเท่าของความลึกเมื่อวัดจากจุดรองรับ

ACI 318-05 (Sec.10.7) ได้กำหนดไว้ว่าคานลึกจะต้องออกแบบโดยการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Strut and tie โดยไม่ได้กำหนดกำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากคอนกรีตหรือเหล็กเสริมเช่นเดียวกันกับ ACI 318-99, Sec.11.8 โดยกำหนดเพียงแค่ปริมาณเหล็กเสริมหลักและเหล็กเสริมทางขวางต่ำสุด โดยปริมาณเหล็กเสริมหลักต้องมีค่าไม่น้อยกว่าสมการที่ 3.47 (ACI 318-05, Equation 10.3)

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f_c^{'}}}{f_y} b_w d \ge \frac{14 b_w d}{f_y} \qquad (3.47)$$

กำลังรับแรงเฉือนเมื่อเพิ่มค่าต้องไม่มากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนระบุที่คูณด้วยตัวคูณลดกำลังแล้ว ($V_u \le \phi \cdot V_n, \phi = 0.70$) นอกจากนั้น ACI 318-05, Sec.11.8 ยังกำหนดปริมาณเหล็กเหล็กเสริมต่ำสุดสำหรับรับแรงเฉือนในคานทั้งแนวตั้งและแนวนอนคือ

$$A_v \geq 0.0025 b_w s \tag{3.48}$$

s มีค่าไม่มากกว่า d/5 หรือ 30 ซม.

$$A_{vh} \geq 0.0015 b_w s_2 \tag{3.49}$$

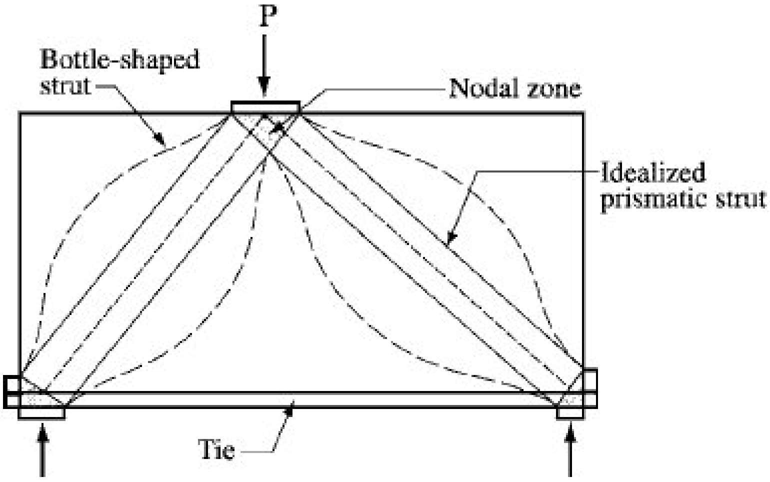
s_2 มีค่าไม่มากกว่า d/5 หรือ 30 ซม.

3.7 แบบจำลอง Strut and tie

3.7.1 ส่วนประกอบของ แบบจำลอง Strut and tie

แบบจำลองโครงข้อหมุนสำหรับโครงสร้าง D-Regions ในองค์อาคาร เกิดจาก Strut และ Tie รวมกันที่ Node สามารถที่จะถ่ายแรงไปยังจุดรองรับหรือส่วนที่อยู่ติดกับ B-Regions รวมเรียกว่าแบบจำลอง Strut and tie

แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึกแสดงในภาพที่ 3.20 ซึ่งประกอบด้วย Concrete compression strut เหล็กเสริมซึ่งทำหน้าที่เป็น Tension tie และจุดต่อหรือ Nodal zone แบบจำลอง Strut and tie เป็นระบบของแรงในสมดุลภายใต้น้ำหนักบรรทุก ขนาดของ Strut และ Tie จะถูกกำหนดโดยความกว้างและความหนา โดยความหนาจะตั้งฉากกับระนาบของแบบจำลองโครงข้อหมุนและความกว้างอยู่ในแนวระนาบของแบบจำลองโครงข้อหมุน



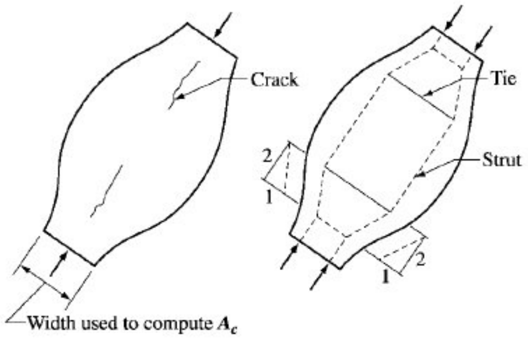
ภาพที่ 3.20 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก

ที่มา : ACI 318-05 (2005)

3.7.1.1 Compression strut

ในแบบจำลอง Strut and tie, Strut เป็นส่วนของแรงอัดในคอนกรีตในทิศทางของ Strut, Strut ในอุดมคติอาจจะอยู่ในรูปของ Prismatic compression member ตามเส้นทึบในภาพที่ 3.20 ถ้ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (f_{ce}) มีความแตกต่างกันในแต่ละด้านของ Strut ทั้ง กำลังที่แตกต่างกันของ Nodal zone หรือความแตกต่างของความยาวจุดรองรับ Strut ในอุดมคติ จะอยู่ในรูปของ Tapered compression member

ในความเป็นจริงหน้าตัดจะมีการเปลี่ยนแปลงขนาดตามเส้นประในภาพที่ 3.20 เนื่องจากคอนกรีตมีความกว้างที่ส่วนกลางของ Strut มากกว่าในส่วนปลายซึ่งจะเรียกว่า Bottle-shape ซึ่งจะแสดงในรูปของของแบบจำลอง Strut and tie ได้ดังภาพที่ 3.21ก การกระจายของแรงอัดทำให้เกิดแรงดึงตามขวาง นี่เป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดรอยแตกตามแนวยาวของ Strut ถ้า Strut ไม่มีการเสริมเหล็กตามขวาง จะเกิดการวิบัติทันทีที่รอยร้าวปรากฏขึ้น



ก. ข.

ภาพที่ 3.21 Compression strut แบบ Bottle-shape

ที่มา : ACI 318-05 (2005)

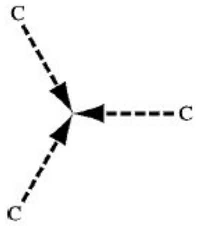
3.7.1.2 Tension tie

ส่วนประกอบที่สำคัญของแบบจำลอง Strut and tie รองจาก Compression strut ก็คือ Tension tie ซึ่งใช้แทนหนึ่งหรือหลายชั้นของเหล็กเสริมหรือเหล็กเสริมกำลังสูง ในทิศทางของแรงดึง โดยคอนกรีตรอบๆ Tie จะไม่ช่วยในการรับแรงดึงจึงไม่ต้องพิจารณาในการออกแบบ แต่คอนกรีตโดยรอบ Tie จะช่วยต้านการยืดตัวของ Tie เมื่อรับน้ำหนักบรรทุก

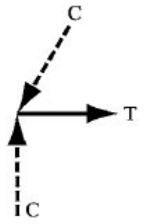
Tension tie จะวิบัติเนื่องจากความบกพร่องของ Anchorage โดย Anchorage ของ Tie ในจุดต่อ (Nodal zone) ซึ่งเป็นส่วนที่สำคัญที่สุดในการออกแบบโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie

3.7.1.3 Nodal zone

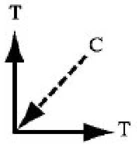
จุดเชื่อมต่อของแบบจำลอง Strut and tie จะเรียกว่า Nodal zone ซึ่งจะเป็นจุดรวมของแรงสามแรงหรือมากกว่าโดยผลรวมของแรงใน Nodal zone จะสมดุล นั่นคือ $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$ และ $\sum M = 0$ เส้นของแนวแรงจะผ่าน Common point ทั้งหมด ใน Nodal zone ที่มีแรงเข้าหาใน Node ทั้งหมดจะเรียกว่า CCC และ จะเรียก Node ที่มีแรงดึงหนึ่งแรงว่า CCT แรงดึงสองแรงเรียกว่า CTT และ แรงดึงทั้งสามแรงเรียกว่า TTT ดังแสดงในภาพที่ 3.22



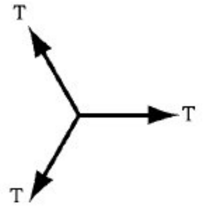
ก. CCC Node



ข. CCT Node



ค. CTT Node



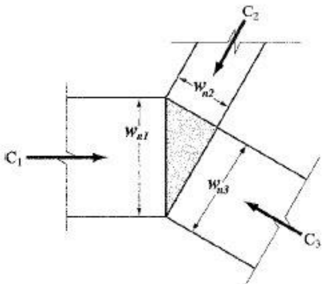
ง. TTT Node

ภาพที่ 3.22 ประเภทของ Node

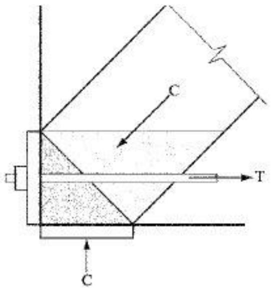
ที่มา : ACI 318-05 (2005)

Compression strut ในภาพที่ 3.20 ถูกสมมุติว่าเกิดหน่วยแรงอัดในทิศทางเดียว หน้าตัดที่ตั้งฉากกับแกนของ Strut จะเกิดแรงอัดเพียงอย่างเดียวในขณะที่หน้าตัดที่ทำมุมอื่นๆ จะเกิดทั้งหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงเฉือน ลักษณะแรกของ Nodal zone คือระนาบของ Node จะทำมุมเดียวกันกับแกนของ Strut หรือ Tie และมีหน่วยแรงที่จุดรองรับในแต่ละด้านของ Node เท่ากัน ดังภาพที่ 3.23ก เมื่อเป็น Node แบบ CCC อัตราส่วนของความยาวด้านของ Node, w_{a1}: w_{a2}: w_{a3} จะมีค่าเท่ากับอัตราส่วนของแรงที่กระทำต่อ Node ในแต่ละด้าน, C_1:C_2:C_3 ถ้ามีแรงหนึ่งเป็นแรงดึง ความกว้างของด้านที่รับแรงของ Node จะคำนวณจากสมมุติฐานที่ว่า Bearing plate ที่ส่วนปลายของ Tie มีค่าเท่ากับหน่วยแรงที่จุดรองรับเมื่อพิจารณาว่าเป็นหน่วยแรงอัดใน Strut ที่ Node ดังภาพที่ 3.23ข โดยจะเรียก Node แบบนี้ว่า Hydrostatic nodal zone

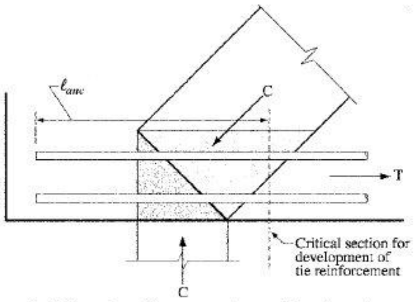
Node แบบ CCT จะเป็น Hydrostatic nodal zone เมื่อเหล็กเสริมผ่าน Node และถูกยึดไว้ด้วยจุดยึดเช่นแผ่นเหล็ก ดังภาพที่ 3.23ข และขนาดของแผ่นเหล็กต้องมีขนาดเพียงพอที่จะทำให้เกิดหน่วยแรงที่แผ่นเหล็กเท่ากับหน่วยแรงของ Compression strut ในกรณีที่ไม่มีแผ่นเหล็กเป็นตัวยึดเหล็กเสริมต้องผ่าน Node เป็นความยาวเท่ากับ ℓ_{anc} หรือดัดงอเพื่อใช้ยึดเหล็กเสริม



ก. Geometry



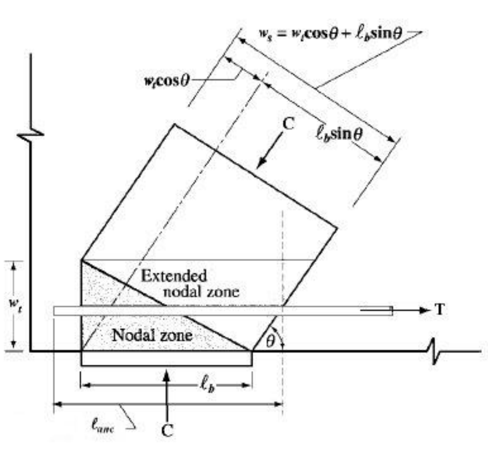
ข. Tension force anchored by a plate



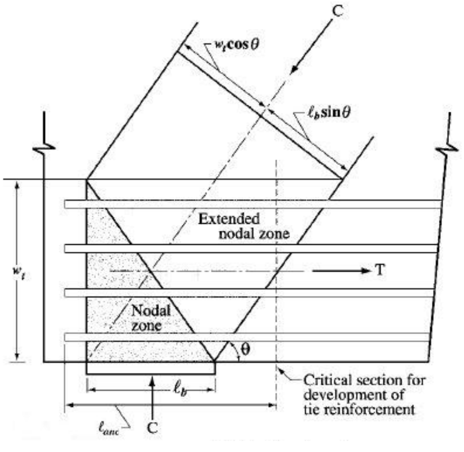
ค. Tension force anchored by bond

ภาพที่ 3.23 Hydrostatic nodal zone   ที่มา : ACI 318-05 (2005)

ภาพที่ 3.24 การขยายออกของ Nodal zone (Extend nodal zone) เป็นส่วนขอบเขตขององค์อาคาร ที่รวมกันระหว่างความกว้างประสิทธิผลของ Strut (w_s) และความกว้างประสิทธิผลของ Tie (w_t)



ก. One layer of steel

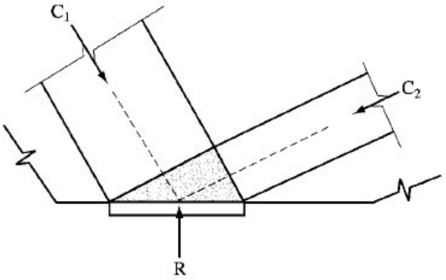


ข. Distributed of steel

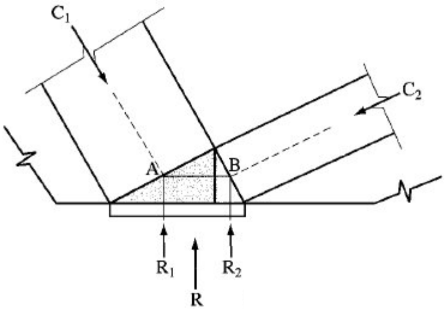
ภาพที่ 3.24 Extend nodal zone แสดงผลของการกระจายแรง

ที่มา : ACI 318-05 (2005)

ภาพที่ 3.25 แสดงแรงปฏิกริยา (R) ซึ่งสมดุลอยู่กับแรง C_1 และ C_2 การคำนวณจะง่าย ถ้าแรงปฏิกริยาถูกแบ่งเป็นสองส่วนคือแรงปฏิกริยา R_1 ต้านทานแรง C_1 และแรงปฏิกริยา R_2 ต้านทานแรง C_2



ก. Nodal zone



ข. Subdivided nodal zone

ภาพที่ 3.25 ส่วนย่อยของ Nodal zone

ที่มา : ACI 318-05 (2005)

3.7.1.4 Compression fan

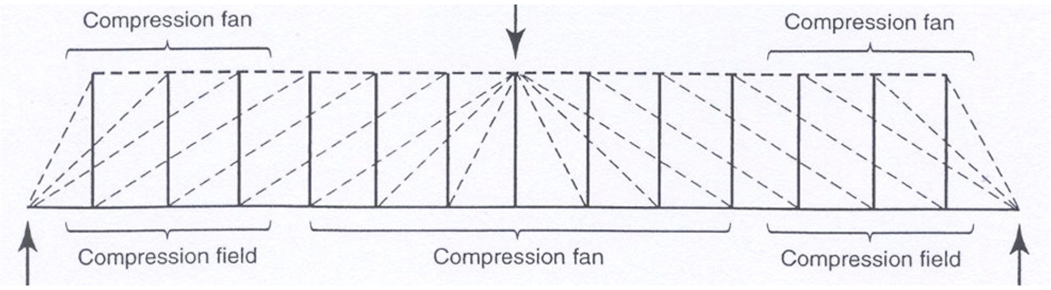
Compression fan คือการกระจายแรงของ Compression strut ที่กระจายออกจากจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำเพื่อที่จะกระจายแรงในตำแหน่งของ Tension tie เช่นเหล็กปลอกในคานแสดงดังภาพที่ 3.26

3.7.1.5 Compression fields

Compression fields คือการกระจายของแรงที่ขนานกับ Compression strut แสดงดังภาพที่ 3.26

ถ้าคานมีความยาวเพียงพอ Compression fan ที่บริเวณน้ำหนักบรรทุกและบริเวณจุดรองรับจะไม่ซ้อนทับกันคือไม่มี Main Compression strut เกิดขึ้นและจะถูกแทนที่ด้วย Compression field ในกรณีนี้มุมของ Compression field (θ) หาได้จากสมการที่ 3.50 โดยจะมีค่าอยู่ระหว่าง $25^\circ \le \theta \le 65^\circ$

$$\theta = 10 + 110\left(\frac{V_u}{\phi f_c' b_w jd}\right) \quad \text{degree} \qquad (3.50)$$



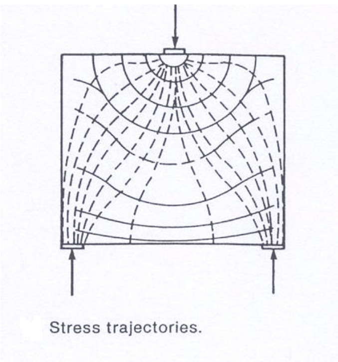
ภาพที่ 3.26 Compression fan และ Compression field

ที่มา : Macgregor (1997)

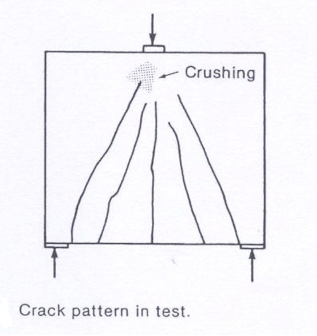
3.7.2 Elastic stress trajectories

จากการวิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก เช่นการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์สามารถที่จะเห็นการกระจายของหน่วยแรง ดังภาพที่ 3.27ก หน่วยแรงอัดแสดงด้วยเส้นประและหน่วยแรงดึงแสดงด้วยเส้นทึบ จากรูปแสดงถึงการกระจายของแรงภายในซึ่งมีประโยชน์แต่ไม่จำเป็นมากนักในการสร้างแบบจำลอง Strut and tie, Compression strut จะเป็นค่าหยาบๆ ตามแนวเส้นหน่วยแรงอัด ดังแสดงในภาพที่ 3.27ค และ 3.27ง โดยปกติทิศทางของ Strut จะมีค่าประมาณ $\pm 15^{\circ}$ จากแนวเส้นหน่วยแรงอัด

เนื่องจาก Tie ประกอบไปด้วยเหล็กเสริม โดยปกติจะอยู่ในแนวตรงในโครงสร้างและถึงแม้จะไม่ได้กำหนดตำแหน่งของ Tie ให้ตรงกับแนวเส้นหน่วยแรงดึง แต่ทิศทางของ Tension tie จะอยู่ในทิศทางเดียวกันกับแนวเส้นหน่วยแรงดึง



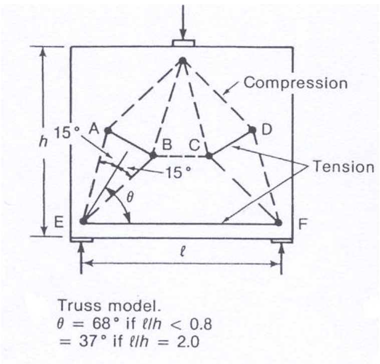
ก. การกระจายของหน่วยแรงในคานลึก



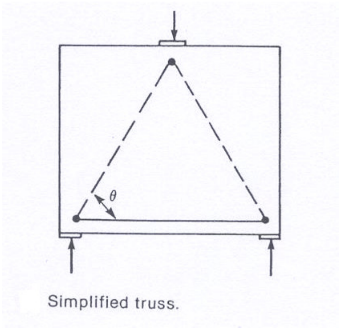
ข. รูปแบบการแตกร้าวจากการทดสอบ

ภาพที่ 3.27 การกระจายแรงและแบบจำลองของคานลึกช่วงเดียว

ที่มา : Macgregor (1997)



ค. แบบจำลองโครงถัก

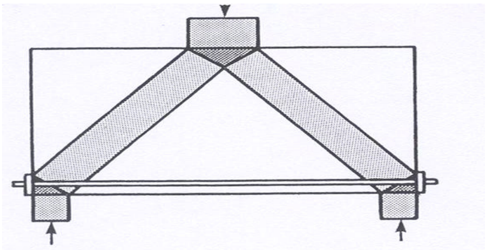


ง. แบบจำลองโครงถักอย่างง่าย

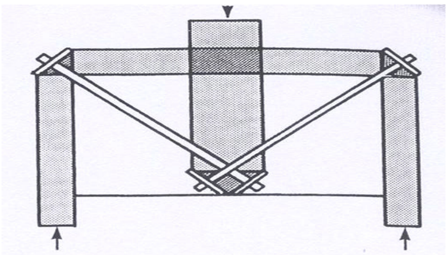
ภาพที่ 3.27 (ต่อ)

3.7.3 Minimum steel content

Tension tie จะมีการเสียรูปที่มากกว่า Compression strut แบบจำลองที่ทำให้ Tie มีความสั้นมากที่สุดจะเป็นแบบจำลองที่ดีที่สุด จากภาพที่ 3.28 แบบจำลองในภาพที่ 3.28ก จะมีความเหมาะสมมากกว่าแบบจำลองในภาพที่ 3.28ข เนื่องจากภาพที่ 3.28ก มีค่าที่ใกล้เคียงกับ Elastic stress trajectories มากกว่า และมีความยาวของ Tie น้อยกว่า



ก. Correct truss



ข. Incorrect truss

ภาพที่ 3.28 รูปแบบของแบบจำลองที่เหมาะสมและไม่เหมาะสม
ที่มา : Macgregor (1997)

Schlaich et al. ได้เสนอเกณฑ์เพื่อเป็นแนวทางในการเลือกแบบจำลองที่ดีคือ

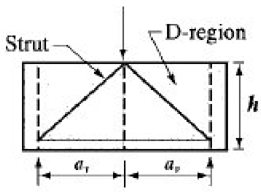
$$\sum F_i \ell_i \in_{mi} = \text{minimum} \tag{3.51}$$

เมื่อ F_i, ℓ_i และ $\in_{mi}$ คือแรง ความยาวและหน่วยการยืดหดตัวที่เกิดขึ้นใน Strut หรือ Tie ตามลำดับ เนื่องจากหน่วยการยืดหดตัวในคอนกรีตมีค่าน้อย ใน Strut จึงสามารถตัดค่านี้ออกได้

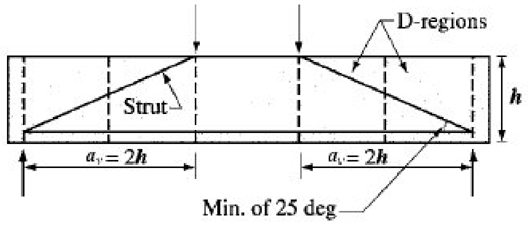
3.7.4 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก มาตรฐาน ACI 318-05

ความไม่ต่อเนื่องของการกระจายของหน่วยแรงเกิดเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างหรือบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกเป็นจุดหรือที่จุดรองรับ ในแต่ละช่วงการเฉือนในภาพที่ 3.29ก เป็นช่วง D-Regions ถ้าสองช่วง D-Regions ซ้อนทับหรือต่อกันในภาพที่ 3.29ข ในการออกแบบสามารถพิจารณาได้ว่าเป็นช่วง D-Regions เดียวกัน ค่ามากที่สุดของอัตราส่วนความยาวต่อความลึกของคาน (Length-to-depth ratio) สำหรับ D-Regions มีค่าโดยประมาณ 2 ดังนั้นมุมที่เล็กที่สุดระหว่าง Strut และ Tie มีค่าเท่ากับ Arc tan 1/2 =26.5 องศา หรือ 25 องศาโดยประมาณ

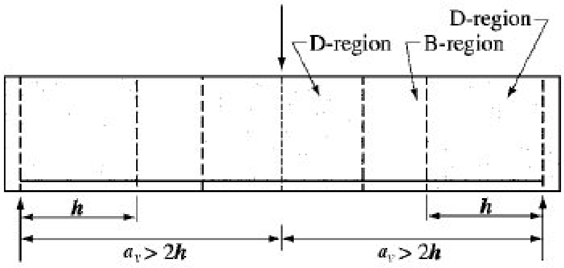
ถ้ามี B-Regions ระหว่าง D-Regions ในช่วงการเฉือน ดังภาพที่ 3.29ค กำลังของคานจะถูกกำหนดโดยกำลังของ B-Regions ถ้ามีการเสริมเหล็กที่เหมือนกัน เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนของ B-Regions ต่ำกว่ากำลังรับแรงเฉือนของ D-Regions ด้วยเหตุนี้เขตจำกัดของคานลึกจึงมีค่าของช่วงการเฉือนสูงสุดเท่ากับสองเท่าของความลึกคาน



ก. Shear span, a<2h, Deep beam



ข. Shear span, a=2h, Limit of deep beam



ค. Shear span, a>h, Slender beam

ภาพที่ 3.29 ลักษณะของ Deep beam และ Slender beam

ที่มา : ACI 318-05 (2005)

3.7.4.1 **การออกแบบโดยแบบจำลอง** Strut and tie ACI 318-05

แบบจำลอง Strut and Tie แสดงถึงกำลังในช่วง Limit state ดังนั้นผู้ออกแบบจะต้องออกแบบการใช้งานให้ตรงตามข้อกำหนด การแอ่นตัวของคานลึกสามารถประมาณได้โดยการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นของแบบจำลอง Strut and Tie

ในการออกแบบของ D-Regions แบ่งออกเป็น 4 ขั้นตอนคือ

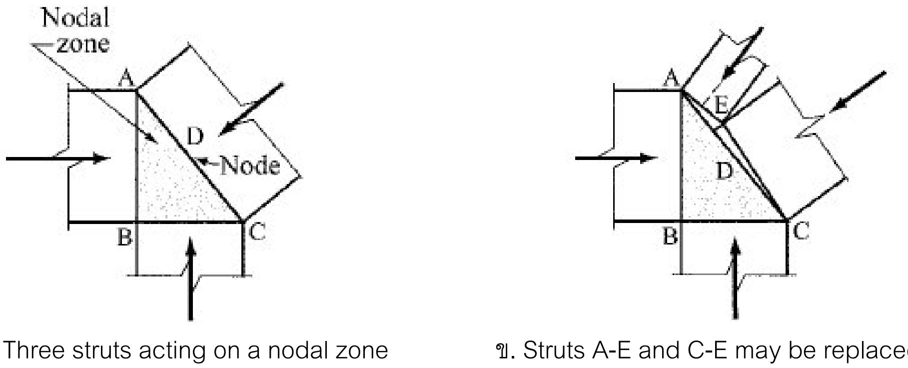
1. กำหนดตำแหน่งของ D-Regions

2. คำนวณแรงที่กระทำต่อ D-Regions

3. เลือกแบบจำลองโครงข้อหมุนที่จะใช้รับแรงที่ผ่าน D-Regions มุมของ Strut และ Tie ที่ถูกเลือกจะต้องมีแนวประมาณสนามแรงอัดและแรงดึง และคำนวณหาแรงใน Strut และ Tie

4. ความกว้างประสิทธิผลของ Strut และ Nodal zone จะหาได้จากการพิจารณาแรงในข้อที่ 3 และกำลังประสิทธิผลของคอนกรีต ปริมาณเหล็กเสริมพิจารณาจากกำลังของเหล็กเสริมและเหล็กเสริมจะต้องถูกยึดโดย Nodal zone

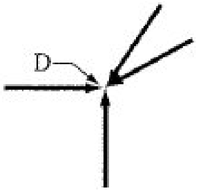
ภาพที่ 3.30 ก แสดง Nodal zone แรงในแนวดิ่งและแนวราบสมดุลอยู่กับแรงใน Strut แนวทแยง ถ้าหน่วยแรงมีค่าเท่ากันทั้ง 3 Strut จะเป็น Node แบบ Hydrostatic nodal zone และความกว้างของ Strut จะต้องเป็นสัดส่วนกันกับแรงใน Strut ถ้ามีแรงมากกว่าสามแรงที่กระทำกับ Node ดังภาพที่ 3.30ข การหาค่าแรงทั้งหมดทำได้โดยการรวมแรงให้เหลือเพียง 3 แรง คือแรงใน Strut ช่วง AE และ EC สามารถที่จะแทนโดยแรงที่กระทำต่อหน้าตัด AC แรงนี้จะผ่าน Node ที่จุด D



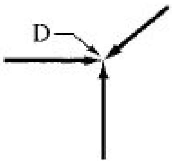
ก. Three struts acting on a nodal zone ข. Struts A-E and C-E may be replaced by A-C

ภาพที่ 3.30 ส่วนของแรงที่กระทำต่อ Nodal zone

ที่มา : ACI 318-05 (2005)



ค. Four forces acting on node D



ง. Forces on right side of node show in resolved

ภาพที่ 3.30 (ต่อ)

การออกแบบ Strut, Tie และ Nodal zone ตั้งอยู่บนพื้นฐาน

$$\phi \cdot F_n \geq F_u \qquad (3.52)$$

เมื่อ

F_u คือ แรงที่กระทำต่อ Strut, Tie หรือหน้าหนึ่งของ Nodal zone เมื่อคูณด้วยตัวคูณเพิ่มค่าสำหรับน้ำหนักบรรทุกแล้ว

F_n คือ กำลังระบุของ Strut, Tie หรือ Nodal zone

ϕ คือ ตัวคูณลดกำลัง มีค่าเท่ากับ 0.75 สำหรับแบบจำลอง Strut and tie

3.7.4.2 กำลังของ Strut

กำลังรับแรงอัดระบุของ Strut ที่ไม่มีการเสริมเหล็กตามยาว (F_{ns}) จะต้องเท่ากับ

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \qquad (3.53)$$

เมื่อ A_{cs} คือพื้นที่หน้าตัดที่ส่วนปลายของ Strut และ f_{ce} คือค่าที่น้อยกว่าระหว่าง ก. และ ข

ก. กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตใน Strut

ข. กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตใน Nodal zone

กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต, f_{ce} ของ Strut มีค่าเท่ากับ

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f_c' \qquad (3.54)$$

1.สำหรับ Strut ที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากันตลอดความยาวคาน β_s = 1.0

2.สำหรับ Strut ที่มีความกว้างในส่วนกลางมากกว่าความกว้างที่ Node (Bottle-shape)

มีการเสริมเหล็กที่เพียงพอตามสมการที่ 3.55 β_s = 0.75

ไม่มีการเสริมเหล็กที่เพียงพอตามสมการที่ 3.55 β_s = 0.60 λ

เมื่อ λ =1.0 สำหรับ Normal weight concrete

λ =0.85 สำหรับ Sand-lightweight concrete

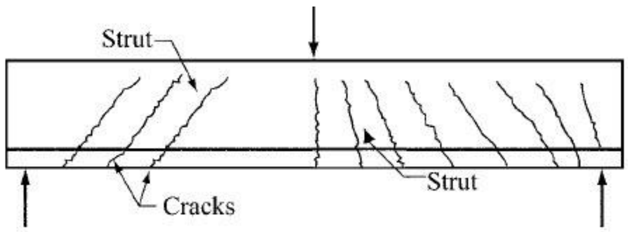
λ =0.75 สำหรับ All lightweight concrete

3.สำหรับ Strut ใน Member ที่รับแรงดึงหรือ Tension flanks ของ Member

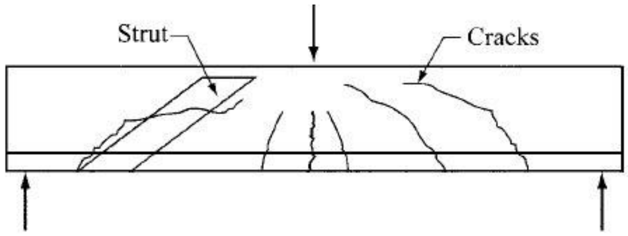
β_s = 0.40

4.สำหรับ Strut ในกรณีอื่นๆ β_s = 0.60

ตัวอย่างของ Strut ในกรณีอื่นๆ ที่ไม่ได้กำหนดในข้อ 1, 2 หรือ 3 คือ คานที่มี Compression field ในส่วนเอวของคานในตำแหน่งที่ขนานกันกับรอยร้าวทแยงหรือ Strut ที่มีการตัดผ่านของรอยร้าว ดังแสดงในภาพที่ 3.31



ก. Struts in a beam web with inclined cracks parallel to struts



ข. Struts crossed by skew cracks

ภาพที่ 3.31 ตัวอย่างของ Strut ในกรณีอื่นๆ

ที่มา : ACI 318-05 (2005)

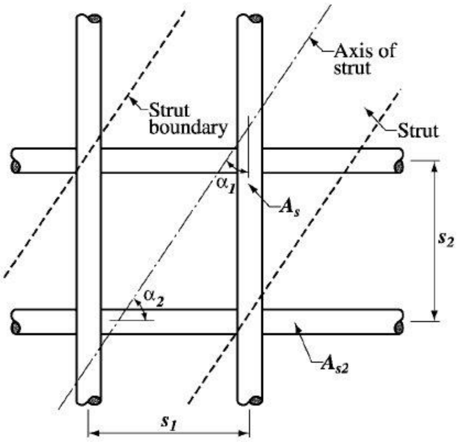
สำหรับกำลังอัดของคอนกรีตน้อยกว่า 6000 psi ปริมาณของเหล็กเสริมที่ต้องการตามสมการที่ 3.55 เป็นปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ต้านทานแรงดึงในคอนกรีตที่ทำให้เกิดการแยกออกของ Strut ตามแบบจำลอง Strut and tie ของ Bottle-shape ตามภาพที่ 3.21ข

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \qquad (3.55)$$

เมื่อ A_{si} คือ พื้นที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมที่ระยะห่าง s_i ในแนวของเหล็กเสริมที่ผ่าน Strut ที่มุม α_i กับแนวแกนของ Strut ดังแสดงในภาพที่ 3.32 และถ้ามีการเสริมเหล็กแนวเดียวมุมของ α ต้องไม่น้อยกว่า 40 องศา

การเสริมเหล็กในแนว Strut จะทำให้กำลังของ Strut สูงขึ้นโดยเหล็กเสริมจะต้องอยู่ในแนวแกนของ Compression strut และมีการเสริมเหล็กปลอกที่เพียงพอตามมาตรฐาน ACI 318-05 Section 7.10 จะได้กำลังรับแรงอัดระบุตามสมการ

$$F_{ns} = f_{cu} A_c + A_s^{'} f_y^{'} \qquad (3.56)$$



ภาพที่ 3.32 การเสริมเหล็กผ่านแนว Strut

ที่มา : ACI 318-05 (2005)

3.7.4.3 **กำลังของ** Tie

กำลังระบุของ Tie (F_{nt}) มีค่าเท่ากับ

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p) \tag{3.57}$$

ในกรณีที่ไม่มีเหล็กเสริมกำลังสูงเทอม $A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p)$ จะมีค่าเป็นศูนย์ Δf_p มีค่าเท่ากับ 6000 psi สำหรับ Prestress แบบมีแรงยึดเหนี่ยว และ 10000 psi สำหรับ Prestress แบบไม่มีแรงยึดหน่วง

แนวของเหล็กเสริมใน Tie จะต้องซ้อนทับกันกับแกนของ Tie โดยที่ Tie จะต้องถูกยึดโดยอุปกรณ์เชิงกลหรือการดัดงอมาตรฐานหรือมีระยะฝังที่ยาวเพียงพอ

3.7.4.4 **กำลังของ** Nodal zone

กำลังรับแรงอัดระบุของ Nodal Zone, F_{nn} มีค่าเท่ากับ

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \tag{3.58}$$

เมื่อ f_{ce} คือกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตใน Nodal zone และ A_{nz} คือค่าที่น้อยกว่าของ

ก. พื้นที่ของ Nodal zone ที่ผิวบริเวณที่ตั้งฉากกับบริเวณที่มีแรง F_u กระทำ

ข. พื้นที่หน้าตัดของ Nodal zone ที่ตั้งฉากกับแรงลัพท์บนหน้าตัด

ในการคำนวณค่าหน่วยแรงอัดประสิทธิผล (f_{ce}) บนหน้าตัดของ Nodal zone ต้องไม่มากกว่าสมการ

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f_c^{'} \tag{3.59}$$

1.ใน Nodal zone ที่ล้อมรอบโดย Strut หรือพื้นที่รับแรง หรือทั้งสอง $\beta_n = 1.00$

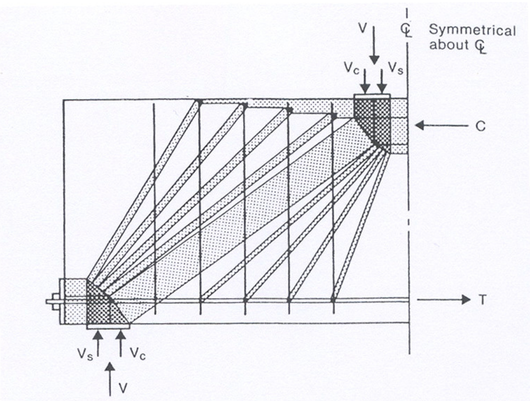
2.ใน Nodal zone ที่มี 1 Tie $\beta_n = 0.80$

3.ใน Nodal zone ที่มี 2 Tie หรือมากกว่า $\beta_n = 0.60$

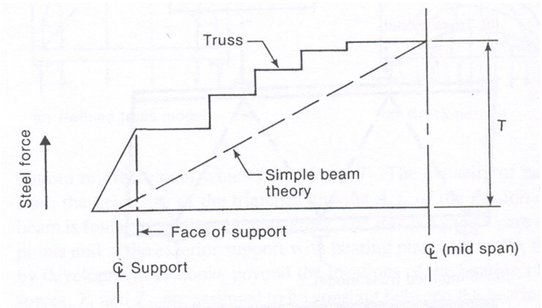
3.7.5 **แบบจำลอง** Strut and tie **สำหรับคานลึก ตามวิธีของ** MacGregor J.G.

แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึกช่วงเดียวแสดงในภาพที่ 3.20 น้ำหนักบรรทุก แรงปฏิกิริยา Strut และ Tie ทั้งหมดแสดงในส่วนกลางของแต่ละ Truss และเส้นแสดงผลของแรงภายนอกจะรวมกันที่แต่ละจุดเชื่อมต่อ (Joint) ซึ่งเพียงพอที่จะทำให้สมดุล การวิบัติจะเกิดขึ้นหนึ่งในสามกรณีคือ (1) Tie จะเกิดการคราก (2) หนึ่งใน Strut จะเกิดการบดอัดเมื่อหน่วยแรงใน Strut มีค่าเกินกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผล และ (3) จุดเชื่อม (Node) จะเกิดการวิบัติโดยหน่วยแรงที่มากกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผล โดยจะรวมถึงการวิบัติที่จุดรองรับหรือบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำด้วยโดยการวิบัติด้วยแรงดึงของเหล็กจะเป็นแบบเหนียวมากกว่าการวิบัติของ Strut หรือ Node

ตัวอย่างหนึ่งของแบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึกช่วงเดียวที่มีการเสริมเหล็กปลอกแสดงในภาพที่ 3.33 มีน้ำหนักบรรทุกที่กลางคาน นี่เป็นการรวมของหลายๆ Truss หนึ่งในนั้นจะทำหน้าที่เป็น Compression strut มีทิศทางโดยตรงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับ โดยจะทำหน้าที่กระจายแรงเฉือน ส่วน Truss อื่นๆ จะใช้แทนแรงดึงในแนวดิ่งของเหล็กปลอก และเกิด Compression fan ใต้น้ำหนักบรรทุกและเหนือจุดรองรับ แรงในแนวดิ่งของแต่ละเหล็กปลอกจะถูกสมมุติว่าเกิดการคราก ดังนั้นส่วนประกอบของแรงในแนวดิ่งในแต่ละ Compression strut เล็กๆ จะมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงครากของเหล็กปลอก เหล็กปลอกด้านซ้ายมือสุดไม่ถูกใช้ จึงไม่ต้องวาดแรงอัดในแนวทแยงจากจุดที่รับน้ำหนักถึงจุดล่างของเหล็กปลอก



ก. Plastic truss model



ข. Force in bottom steel

ภาพที่ 3.33 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึกที่มีเหล็กปลอก

ที่มา : Macgregor (1997)

แรงอัดในแนวทแยงจะแผ่กระจายออกจากจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ ตัดกับเหล็กปลอกในระดับของจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมหลัก เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของแรงในเหล็กเสริมหลัก จะต้องสมดุลกับส่วนประกอบของแรงในแนวนอนและแรงอัดในแนวทแยง แรงดึงในเหล็กเสริมหลักจึงลดลงในแต่ละเหล็กปลอกเนื่องจากแรงอัดในแนวทแยง ดังแสดงในภาพที่ 3.33ข เมื่อเส้นแบบขั้นบันไดแสดงผลของแรงดึงในเหล็กล่าง โดยแรงดึงเนื่องจากทฤษฎีคาน (M/jd) แสดงโดยเส้นประ สิ่งที่น่าสังเกตก็คือ แรงดึงเนื่องจากการวิเคราะห์ด้วย Plastic truss จะมีค่ามากกว่าจากทฤษฎีคานซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลอง

3.7.5.1 **การออกแบบโดยแบบจำลอง** Strut and tie **ตามวิธีของ** MacGregor J.G.

ในการออกแบบคานลึกโดยแบบจำลอง Strut and tie มีหลักการคือ ขนาดของคานจะต้องมีขนาดใหญ่พอที่จะครอบคลุมโครงข้อหมุนได้ทั้งหมด โดยจะต้องตรวจสอบขนาดของจุดเชื่อมต่อ (Node) ด้วย แรงใน Strut และ Tie จะต้องคำนวณด้วยน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ P_u/ϕ เมื่อ ϕ=0.85 เพื่อใช้ในการคำนวณหาแรงอัดระบุ (C_n) ใน Strut และแรงดึงระบุ (T_n) ใน Tie

ในการคำนวณหาขนาดของ Compression strut หลังจากที่คำนวณหาแรงภายใน Strut ได้แล้วสามารถคำนวณได้จากสูตร

$$A = \frac{C_n}{f_{ce}} \tag{3.60}$$

เมื่อ C_n เป็นแรงภายใน Compression strut, f_{ce} คือหน่วยแรงอัดประสิทธิผล ส่วนขนาดของเหล็กเสริมสามารถคำนวณได้โดยสมมุติให้เหล็กรับแรงดึงคราก จากสมการ

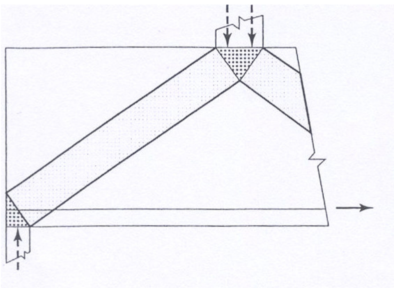
$$A_s = \frac{T_n}{f_y} \tag{3.61}$$

เมื่อ T_n คือแรงดึงที่คำนวณได้จากแบบจำลอง Strut and tie และ f_y คือกำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริม

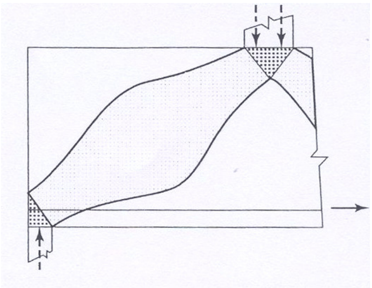
3.7.5.2 กำลังของ Strut

ภาพที่ 3.34 แสดงส่วนปลายของ Bottle-shape ความกว้างของจุดรองรับ (a) และความหนาของ Strut (t) ที่ส่วนกลางของ Strut จะมีความกว้างประสิทธิผล (b_{ef}) จากสมการที่ 3.62 สมมุติส่วนของ Bottle-shape ที่ส่วนปลายด้านหนึ่งของ Strut ขยายออกโดยประมาณ $1.5b_{ef}$ จากอีกปลายหนึ่ง ในตัวอย่าง $b_{ef} = \ell/3$ แต่ไม่น้อยกว่าค่า a เมื่อ ℓ คือความยาวของ Strut ระหว่างจุดเชื่อมต่อสองจุด สำหรับ Strut ที่มีความยาวสั้น ขนาดของ b_{ef} จะไม่น้อยกว่า a ซึ่งจะเกิดบ่อยครั้ง สามารถสมมุติความกว้างของ Bottle-shape ได้คือ

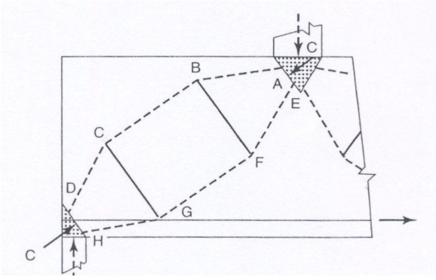
$$b_{ef} = a + \ell/6 \text{ แต่ไม่มากกว่าความกว้างที่หาได้} \qquad (3.62)$$



ก.



ข.



ค.

ภาพที่ 3.34 Compression strut และแบบจำลองของ Compression strut

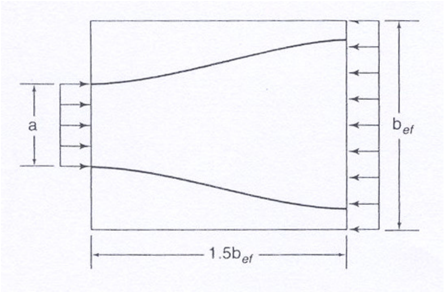
ที่มา : Macgregor (1997)

ภาพที่ 3.35b แสดง Strut ในแนวทแยงที่ Projection ลงในแนวราบมีค่าเท่ากับ $b_{ef}/2$ แรงดึงตามขวาง (T) ที่ส่วนปลายของ Strut คือ

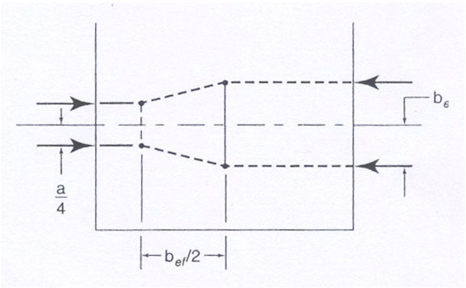
$$T = \frac{C}{2}\left(\frac{b_{ef}/4 - a/4}{b_{ef}/2}\right) \qquad (3.63)$$

หรือ $$T = \frac{C}{4}\left(1 - \frac{a}{b_{ef}}\right) \qquad (3.63m)$$

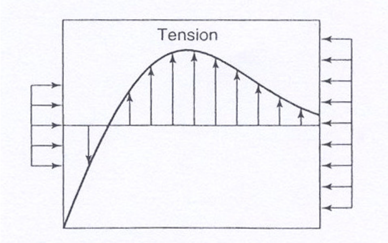
แรงดึง T ทำให้เกิดหน่วยแรงตามขวางในคอนกรีตซึ่งทำให้เกิดรอยร้าวแสดงในภาพที่ 3.35ค และถ้าความกว้างของจุดรองรับมีความกว้างน้อยกว่าขนาดของคานตามภาพที่ 3.36 จะทำให้เกิดหน่วยแรงดึงตามขวางตลอดความกว้างของ Strut ได้เช่นกัน



ก. Bottle-shaped region

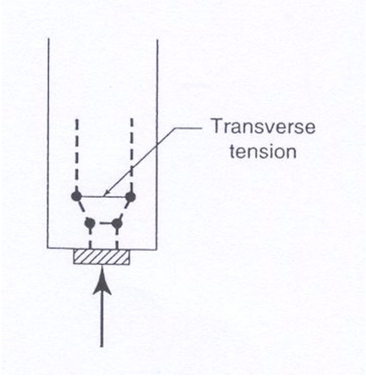


ข Strut and tie model

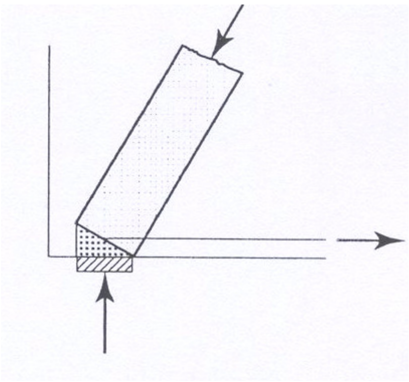


ค. Transverse tensions and compressions

ภาพที่ 3.35 การแตกตามยาวของ Compression strut ที่มา : Macgregor (1997)



ก. End view



ข Side view

ภาพที่ 3.36 แรงตามขวางใน Compression strut ที่มา : Macgregor (1997)

กำลังรับแรงอัดของคอนรีตใน Strut จะอ้างอิงจาก กำลังประสิทธิผลของคอนกรีต (Effective strength) โดยมีค่าเท่ากับ

$$f_{ce} = v_1 v_2 f_c^{'} \tag{3.64}$$

เมื่อ $v_1 v_2$ คือ Efficiency factor มีค่าระหว่าง 0 ถึง1 จากข้อมูลหลายแหล่งทำให้ค่าของ Efficiency มีค่าที่แตกต่างกัน ปัจจัยหลักที่มีผลต่อค่าของ Effective compressive strength คือ

1. กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต คอนกรีตจะมีความเปราะมากขึ้นเมื่อกำลังสูงขึ้น ซึ่งส่งผลต่อค่า v_2 (Konrad Bergmeister, John E. Breen and James O.Jirsa, 1991) v_2 มีค่าเทียบเท่ากันกับ α_1 ใน Rectangular stress block

$$v_2 = 0.55 + \frac{15}{\sqrt{f_c^{'}}} \tag{3.65}$$

2. ทิศทางของการแตก ว่าขนานหรือทำมุมกับ Strut

3. หน่วยการยืดหดตัวดึง ตามขวางของคอนกรีตที่เป็นผลมาจากแรงในเหล็กเสริมที่ผ่านรอยแตก

ค่าที่แนะนำให้ใช้สำหรับ f_{ce} แสดงในตารางที่ 3.1 โดยรวมผลจากแบบจำลองโครงถักและเฟกคเตอร์ต้านทานของ ACI Code เอาไว้แล้ว

ตารางที่ 3.1

ค่าที่แนะนำสำหรับกำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (f_{ce})

$$f_{ce} = \nu_1 \nu_2 f'_c \text{ where } \nu_2 = \left(0.55 + \frac{15}{\sqrt{f'_c}}\right)$$

Structural Member	ν_1
Truss nodes	
Joints bounded by compression struts and bearing plates	1.0
Joints anchoring one tension tie	0.85
Joints anchoring more than one tension tie	0.75
Struts	
Uncracked uniaxially stressed struts or fields	1.0
Struts cracked longitudinally due to bottle shaped stress fields, containing transverse reinforcement	0.80
Struts cracked longitudinally due to bottle-shaped stress fields without transverse reinforcement	0.65
Struts in cracked zone with transverse tensions from transverse reinforcement	0.60
Severely cracked webs of slender beams	
$\theta = 30°$	0.30
$\theta = 45°$	0.55

ที่มา : Macgregor (1997)

การป้องกันการเกิดรอยแตกตามยาวของ Strut จากขอบเขตของกำลังรับแรงอัดสูงสุด การที่จะป้องกันการแตกร้าวตามแนวยาวของ Strut ดังกล่าวจะต้องทำการเสริมเหล็กในแนวตั้งและแนวนอนเพื่อช่วยต้านทานแรงดึงทั้งหมด ($\sum T$) ใน Tie ตามขวางที่แต่ละปลายของ Strut แรงอัดใน Strut (C) จะมีค่าสูงสุดเมื่อแรงดึง (T) มีค่าตามสมการที่ 3.63 ด้วยเหตุนี้ Strut จะต้องเสริมเหล็กตามสมการ

$$A_s f_y \geq \sum\left[\frac{C}{4}\left(1-\frac{a}{b_{ef}}\right)\right] \tag{3.66}$$

เมื่อ $\sum$ เป็นผลรวมของค่าที่ปลายทั้งสองด้านของ Strut ถ้าเหล็กเสริมทำมุม θ กับ Strut $A_s f_y$ จะถูกหารด้วย $\sin\theta$ การเสริมเหล็กนี้จะเหมือนกับการเสริมเหล็กรัด (Confining reinforcement)

ในแบบจำลอง Strut and tie การออกแบบ Strut เพื่อรับแรงอัดแบ่งเป็น 2 กรณี คือ

1. ถ้าไม่มีเหล็กเสริมตามขวาง กำลังรับแรงอัดจะใช้แรงอัดที่ทำให้เกิดรอยร้าว โดยจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ $0.55atf_c^{'}$ เมื่อ a คือความกว้างของ Node และ t คือความกว้างของคาน

2. ถ้ามีการเสริมเหล็กที่เพียงพอตามสมการที่ 3.66 กำลังรับแรงอัดของ Strut จะคำนวณจากหน้าตัดที่เล็กที่สุดของ Strut และค่าของกำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (Effective compressive strength) ที่แสดงในตารางที่ 3.1

3.7.5.3 **กำลังของ** Tie

Tension tie ใช้แทนหนึ่งหรือหลายชั้นของเหล็กเสริม ในทิศทางเดียวกัน การออกแบบจะต้องให้ $A_s f_y \geq T_n$

3.7.5.4 **กำลังของ** Nodal Zone

Nodal zone จะวิบัติโดยการบดอัดดังนั้นจุดยึด (Anchorage) ของ Tension tie จะต้องพิจารณาออกแบบเป็นอย่างดี ถ้า Tension tie ที่ยึดติดใน Nodal zone ไม่สอดคล้องกันระหว่างหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมและหน่วยแรงอัดในคอนกรีต จะทำให้ Node ไม่แข็งแรง ลักษณะข้อกำหนดพิเศษนี้ ถูกกำหนดขึ้นโดย Canadian code การคำนวณหน่วยแรงใน Node จะต้องมีค่าดังนี้

1. ใน CCC Node $= 0.85f_c^{'}$

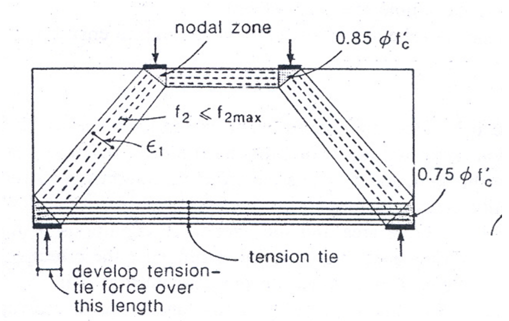
2. ใน CCT Node $= 0.75f_c^{'}$

3. ใน CTT Node และ TTT Node $= 0.65f_c^{'}$

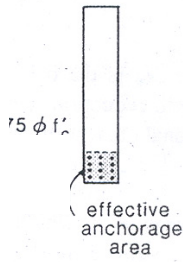
ในการออกแบบ Nodal zone ตาม Canadian code มีข้อกำหนดสองประการคือ หน่วยแรงที่จุดรองรับในแต่ละด้านของ Node จะต้องไม่มากกว่าค่าที่กำหนด และเหล็กเสริมรับแรงดึงจะต้องยาวเพียงพอในกระจายหน่วยแรงในพื้นที่ประสิทธิผลของคอนกรีต อย่างน้อยต้องมีค่าเท่ากับแรงดึงหารด้วยขีดจำกัดของหน่วยแรงของคอนกรีต ในอีกกรณีหนึ่งกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของ Node อาจคำนวณได้จาก สมการที่ 3.64 และค่าในตารางที่ 3.1

3.7.6 **แบบจำลอง** Strut and tie **สำหรับคานลึก ตามวิธีของ** Collins M. P. & Mitchell D.

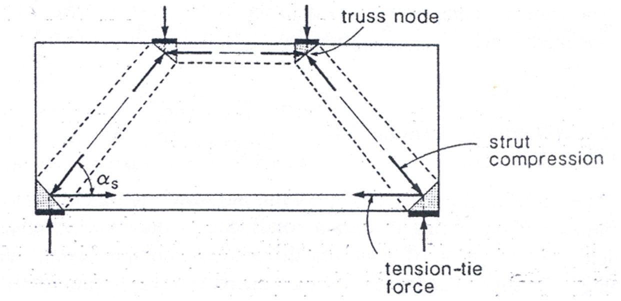
การถ่ายแรงใน D-Regions สามารถหาได้โดยแบบจำลอง Strut and tie อย่างง่าย น้ำหนักบรรทุกจะถูกถ่ายโดยหน่วยแรงอัดในคอนกรีต และหน่วยแรงดึงโดยเหล็กเสริม ดังแสดงในภาพที่ 3.37



ก. Flow of forces



ข. End view



ค. Truss model

ภาพที่ 3.37 การกระจายของแรงและแบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานลึก

ที่มา : Collins และ Mitchell (1991)

3.7.6.1 **การออกแบบโดยแบบจำลอง** Strut and tie **ตามวิธีของ** Collins M. P. & Mitchell D.

การออกแบบโดยแบบจำลอง Strut and tie ตามวิธีของ Collins M. P. & Mitchell D มีขั้นตอนดังนี้

1. ตรวจสอบหน่วยแรงใน Nodal zone บริเวณใต้ Bearing plate

2. คำนวณการกระจายหน่วยแรงเชิงเส้นบนหน้าตัดที่ D-Region

3. แทนค่าการถ่ายแรงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและกระจายหน่วยแรงเชิงเส้น ด้วยแบบจำลอง Strut and tie

4. คำนวณหาแรงใน Tie โดยหลักการสมดุลของ Truss

5. คำนวณปริมาณเหล็กเสริมและใส่เหล็กเสริมเพื่อให้แน่ใจได้ว่าการ การถ่ายแรงสามารถเป็นไปได้

ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดสำหรับแบบจำลอง Strut and tie อ้างอิงจากมาตรฐาน ACI 318-89 คือมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดอย่างน้อย 0.0025 สำหรับเหล็กเสริมตามแนวคาน และ 0.0015 สำหรับเหล็กปลอก

3.7.6.2 กำลังของ Strut

กำลังรับแรงอัดของ Strut ในกรณีที่ไม่มีการเสริมเหล็กใน Strut

$$N_u \le \phi \cdot A_c f_{2\max} \tag{3.67}$$

เมื่อ

A_c คือ พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของ Strut

$f_{2\max}$ คือ กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลใน Strut มีค่าเท่ากับ

พื้นที่ประสิทธิผลที่ใช้รับแรงอัดจะคำนวณโดยการพิจารณาทั้งพื้นที่ของคอนกรีตที่หาได้และ เงื่อนไขของจุดยึดบริเวณส่วนปลายของ Strut ลักษณะของจุดยึดที่มีผลต่อพื้นที่ประสิทธิผลของ Strut แสดงในภาพที่ 3.38 ในภาพที่ 3.38ก ความกว้างของ Strut เป็นผลมาจากอิทธิพลของ ความแกร่งของเหล็กที่ใช้ยึดเหล็กปลอก ในภาพที่ 3.38ข ความกว้างประสิทธิผลของ Strut ขึ้นอยู่กับความยาวของแผ่นเหล็กที่จุดรองรับและความสูงของการกระจายของเหล็กเสริมหลัก ภาพที่ 3.38ค แสดงถึงความกว้างประสิทธิผลของ Strut ที่ถูกยึดโดย Bearing plate และ Strut ตัวอื่น

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตใน Strut จะต้องมีค่าไม่มากกว่าสมการที่ 3.68

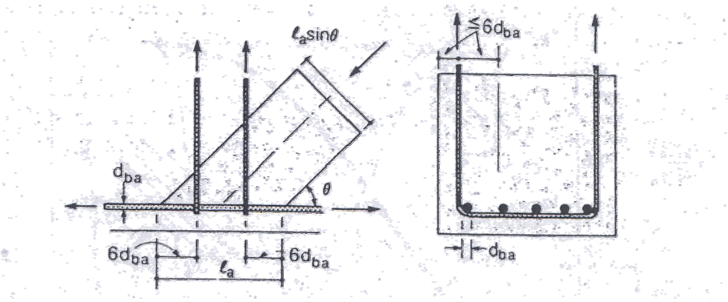
$$f_{2\max} = \frac{f_c'}{0.8 + 170\varepsilon_1} \le 0.85 f_c' \tag{3.68}$$

เมื่อ

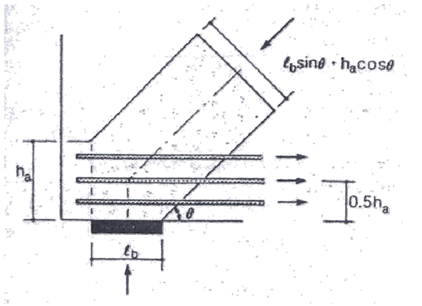
ε_1 $= \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2 \alpha_s$

α_s คือ มุมระหว่าง Strut และ Tie

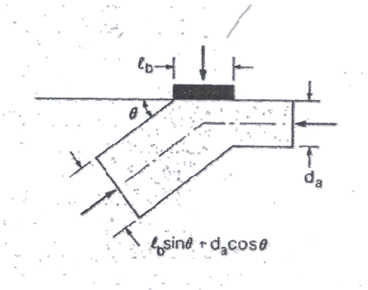
ε_s คือ หน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริม (Tie)



ก. Strut anchored by reinforcement



ข. Strut anchored by bearing plate and reinforcement



ค. Strut anchored by bearing plate and strut

ภาพที่ 3.38 อิทธิพลของจุดยึดที่มีผลต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของ Strut

ที่มา : Collins และ Mitchell (1991)

ค่าของหน่วยการยืดตัวหลัก (Principal tensile strain, ε_1) จะใช้ในการคำนวณค่าของ $f_{2\max}$ โดยการพิจารณาเงื่อนไขของหน่วยการยืดหดตัวในคอนกรีตและเหล็กเสริมบริเวณใกล้เคียงกับ Strut และถ้า Tension tie ตัดผ่านแนวของ Strut ค่าของหน่วยการยืดตัวดังกล่าวจะทำให้กำลังที่ใช้ต้านทานหน่วยแรงอัดของคอนกรีตมีค่าลดลง โดยจะสมมุติว่าหน่วยการหดตัวหลัก (Principal compressive strain) ใน Strut จะวิบัติที่ค่าเท่ากับ 0.002 โดยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ Strut ในกรณีที่ Tension tie ผ่านแนวของ Strut แสดงในภาพที่ 3.39

กำลังรับแรงอัดของ Strut ในกรณีที่มีการเสริมเหล็กใน Strut แสดงในสมการที่ 3.69

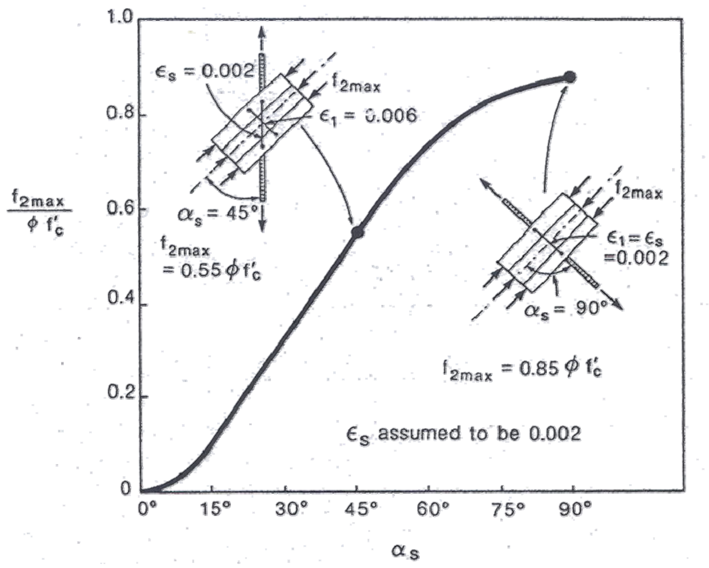
$$N_u \le \phi \cdot (A_c f_{2\max} + A_s f_y) \qquad (3.69)$$

เมื่อ

A_s คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมใน Strut

f_y คือ กำลังดึงครากของเหล็กเสริม

ϕ มีค่าเท่ากับ 0.70



ภาพที่ 3.39 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ Strut ในกรณีที่ Tension tie ผ่านแนวของ Strut
ที่มา : Collins และ Mitchell (1991)

3.7.6.3 กำลังของ Tie

กำลังรับแรงดึงของ Tie มีค่าเท่ากับ

$$N_u \le \phi \cdot (A_s f_y + A_{ps} f_{ps}) \quad (3.70)$$

เมื่อ

A_s คือ พื้นที่ของเหล็กเสริม

A_{ps} คือ พื้นที่ของเหล็กเสริมกำลังสูง

f_y คือ กำลังดึงครากของเหล็กเสริม

f_{pe} คือ หน่วยแรงในเหล็กเสริมกำลังสูงหลังจาก Prestress

ϕ มีค่าเท่ากับ 0.90

3.7.6.3 กำลังของ Node

หน่วยแรงที่ Node มีค่าไม่มากกว่า Limiting stress ดังนี้

1. ใน Nodal zone ที่ร้อมรอบโดย Strut และ bearing area $= 0.85\phi \cdot f_c^{'}$
2. ใน Nodal zone ที่มี 1 Tie $= 0.75\phi \cdot f_c^{'}$
3. ใน Nodal zone ที่มี 2 Tie หรือมากกว่า $= 0.65\phi \cdot f_c^{'}$

เมื่อ ϕ มีค่าเท่ากับ 0.70

บทที่ 4

ขั้นตอนการวิจัย

ในงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานลึก ที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension) โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน โดยทำการทดสอบคานสองกลุ่มที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึก (Shear span to depth ratio) เท่ากับ 2 และ 1.5 จำนวนกลุ่มละ 4 ตัวอย่าง ในแต่ละกลุ่มแบ่งเป็นคานควบคุมจำนวน 1 ตัวอย่าง และคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง (Post compression stress) ที่แตกต่างกัน 3 ตัวอย่าง ซึ่งแบ่งออกเป็นขั้นตอนดังนี้

4.1 การออกแบบคานลึกโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie

การออกแบบคานลึกสำหรับการทดสอบใช้แบบจำลอง Strut and tie ซึ่งเป็นวิธีการที่เหมาะสมในการออกแบบคานลึก และให้พฤติกรรมใกล้เคียงการรับน้ำหนักบรรทุกจริง (แนะนำโดย ACI318-05) คานที่ทำการออกแบบสำหรับทดสอบทั้งหมด 8 ตัวอย่าง จะมีการเสริมเหล็กที่เหมือนกันทั้งหมดเพื่อให้สามารถเปรียบเทียบพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้ ลักษณะการวิบัติของคานเป็นแบบเฉือนโดยมีการเสริมเหล็กสำหรับต้านทานแรงเฉือนในคานต่ำกว่าปริมาณเหล็กเสริมต่ำที่สุดสำหรับคานลึก (ACI 318-05) เพื่อให้สามารถสังเกตการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนหลังจากทำการเสริมกำลังได้อย่างชัดเจน

การออกแบบจะใช้แบบจำลอง Strut and tie ตามมาตรฐาน ACI 318-05 Appendix A ในขั้นตอนแรกจะทำการออกแบบคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2 ก่อน หลังจากนั้นจึงจะใช้ปริมาณเหล็กเสริมที่คำนวณได้วิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5

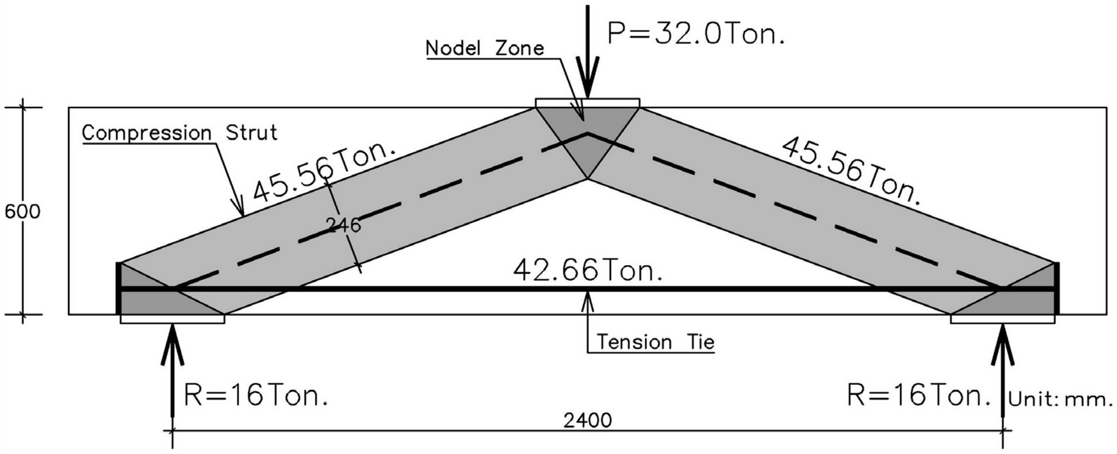
คานตัวอย่างมีหน้าตัดขนาด กว้าง 20 ซม. ลึก 60 ซม. ความยาว 3 ม. ระยะระหว่างจุดรองรับ 2.4 ม.

การออกแบบสำหรับคานทดสอบใช้คุณสมบัติของวัสดุดังนี้

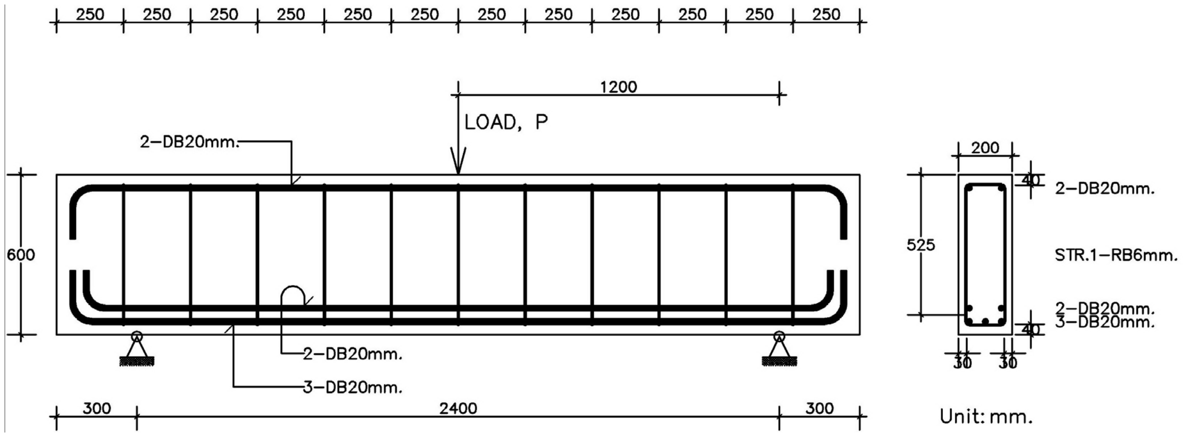
กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, $f_c^{'}$	=	240	ksc.
กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมหลัก, f_y	=	4,000	ksc.
กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, f_{vy}	=	2,400	ksc.

กำหนดให้คานที่ใช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2 รับน้ำหนักกระทำแบบจุดบริเวณกึ่งกลางคานขนาด 35 ตัน จากการออกแบบได้รายละเอียดการเสริมเหล็กคานตามภาพที่ 4.2

หลังจากทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริม และทำการปรับแก้ค่ากำลังของวัสดุ ทำการวิเคราะห์หาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานใหม่โดยใช้แบบจำลอง Strut and tie ได้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานได้เท่ากับ 32 ตัน แบบจำลอง Strut and tie ที่ใช้วิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยหลังจากปรับแก้กำลังของวัสดุ ของคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2 แสดงในภาพที่ 4.1

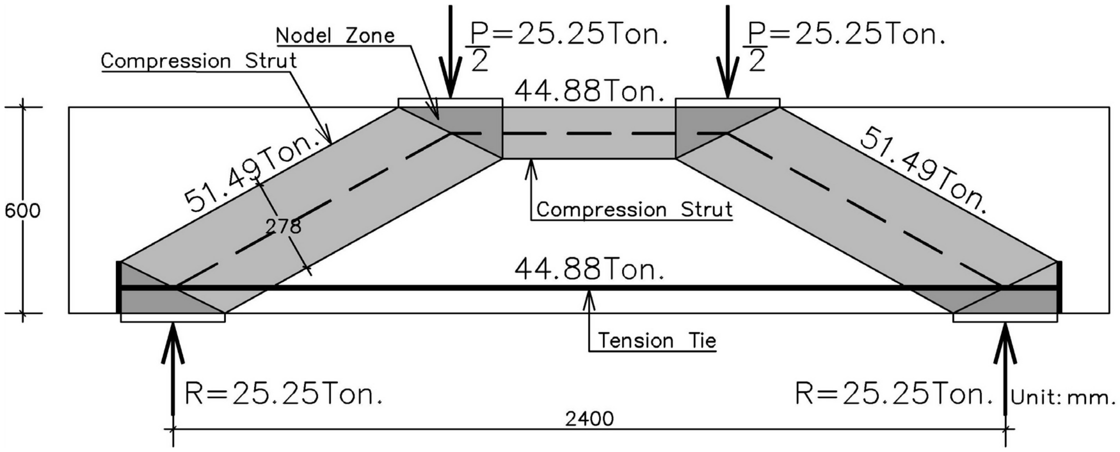


ภาพที่ 4.1 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึก
เท่ากับ 2 หลังจากทำการปรับแก้กำลังของวัสดุ

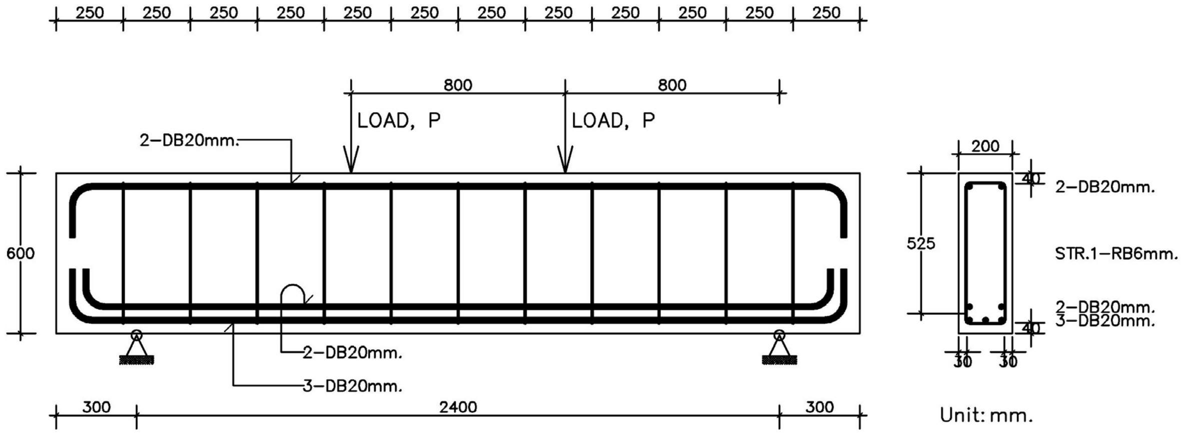


ภาพที่ 4.2 รายละเอียดเหล็กเสริมและขนาดคานคอนกรีต
อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2

จากการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5 โดยแบบจำลอง Strut and tie คานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเท่ากับ 66.72 ตัน และหลังจากปรับแก้กำลังของวัสดุแล้ว คานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเท่ากับ 50.5 ตัน แบบจำลอง Strut and tie แสดงในภาพที่ 4.3 และรายละเอียดการเสริมเหล็กคานแสดงในภาพที่ 4.4



ภาพที่ 4.3 แบบจำลอง Strut and tie สำหรับคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึก
เท่ากับ 1.5 หลังจากทำการปรับแก้กำลังของวัสดุ



ภาพที่ 4.4 รายละเอียดเหล็กเสริมและขนาดคานคอนกรีต
อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5

4.2. การทดสอบวัสดุและการผลิตคานตัวอย่าง

4.2.1 การทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุ

การทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุ ประกอบไปด้วย

4.2.1.1 การทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต

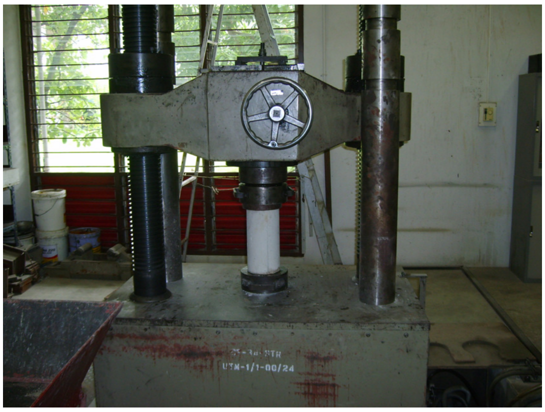
ทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. จำนวนทั้งหมด 27 ตัวอย่าง ทดสอบกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วัน จำนวน 3 ตัวอย่างและทำการทดสอบในวันที่ทำการทดสอบ คานละ 3 ตัวอย่าง

4.2.1.2 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

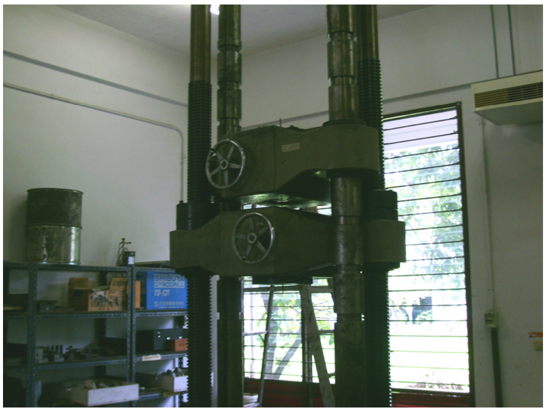
ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงที่จุดครากและกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเส้นข้ออ้อยขนาด DB20mm. คุณภาพ SD40 เหล็กเส้นกลมขนาด RB6mm. คุณภาพ SR24 และเหล็กเสริมกำลังสูง (PC Strand) Ø12.7mm. Grade1860 จำนวนขนาดละ 3 ตัวอย่าง เครื่องมือทดสอบและการทดสอบวัสดุแสดงในภาพที่ 4.5

ก. เครื่อง UTM สำหรับทดสอบกำลังวัสดุ

ข. ตัวอย่างคอนกรีตสำหรับทดสอบ

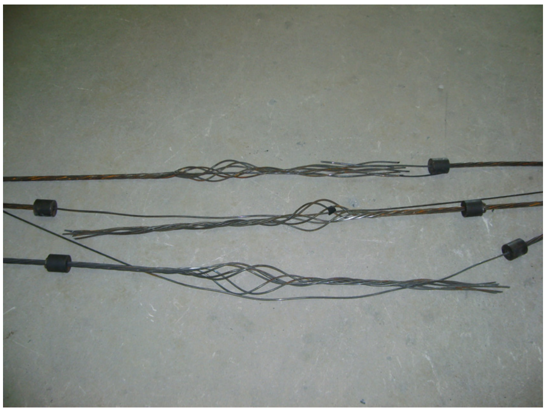


ค. การทดสอบกำลังอัดคอนกรีต



ง. การทดสอบกำลังดึงเหล็กเสริม

จ. การทดสอบกำลังดึงเหล็กกำลังสูง



ฉ. การวิบัติของเหล็กเสริมกำลังสูง

ภาพที่ 4.5 เครื่องมือทดสอบและการทดสอบวัสดุ

4.2.2 การผลิตคานตัวอย่าง

1. ผูกเหล็กเสริมคอนกรีตตามที่ออกแบบไว้และติดตั้ง Strain gauge สำหรับอ่านค่าหน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอก แสดงในภาพที่ 4.6

ภาพที่ 4.6 การเตรียมเหล็กเสริมและติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่าหน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริม

2.เข้าแบบสำหรับหล่อคอนกรีตและทำการเทคอนกรีตพร้อมเก็บตัวอย่างคอนกรีตสำหรับทดสอบกำลังอัด แสดงในภาพที่ 4.7 และ 4.8

ภาพที่ 4.7 การเตรียมแบบหล่อคานตัวอย่าง

ภาพที่ 4.8 การเทคอนกรีตคานตัวอย่าง

3. ถอดแบบหลังจากหล่อคอนกรีต 48 ชั่วโมง และทำการบมคอนกรีตคานตัวอย่าง 28 วัน แสดงในภาพที่ 4.9 และ 4.10

ภาพที่ 4.9 คานคอนกรีตและตัวอย่างที่ใช้ทดสอบกำลังอัดเมื่อหล่อแล้วเสร็จ

ภาพที่ 4.10 การบ่มคอนกรีตคานตัวอย่าง

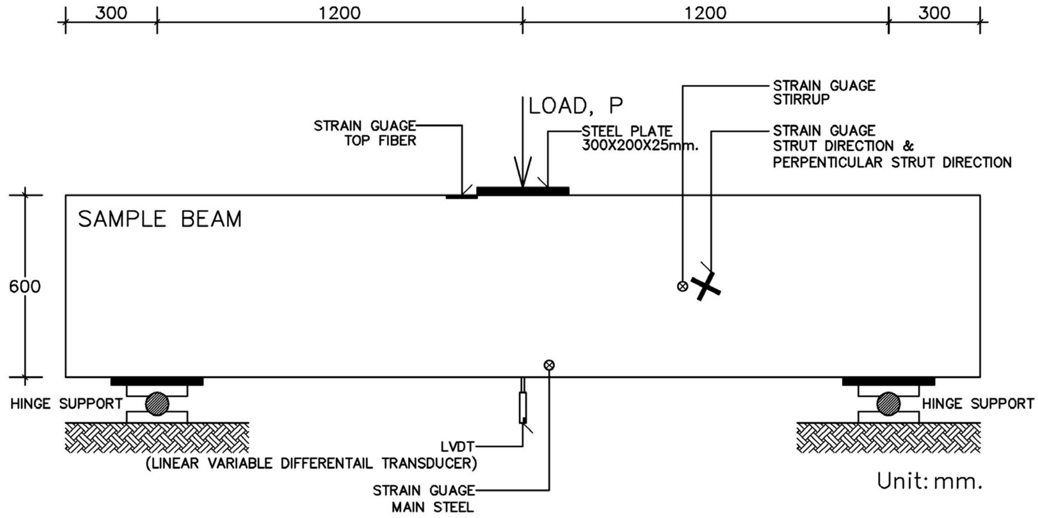
4.3 **การทดสอบคานตัวอย่าง**

การทดสอบจะกระทำภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (Static load) โดยการทดสอบแบ่งคานออกเป็น 2 ชุดตามลักษณะของน้ำหนักบรรทุกคือ น้ำหนักบรรทุกที่ช่วงการเฉือนต่อความลึก เท่ากับ 2 และ 1.5 ในช่วงแรกของการทดสอบจะทำการทดสอบคานควบคุมของคานทั้งสองกลุ่มก่อน เพื่อให้ทราบลักษณะของการแตกร้าวและการวิบัติที่เกิดขึ้น หลังจากนั้นจึงจะทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนของคานที่เหลือทั้งสองกลุ่มด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension) ในช่วงการเฉือนบริเวณที่เกิดรอยร้าวทแยงโดยอ้างอิงตำแหน่งจากรอยร้าวในควบคุม

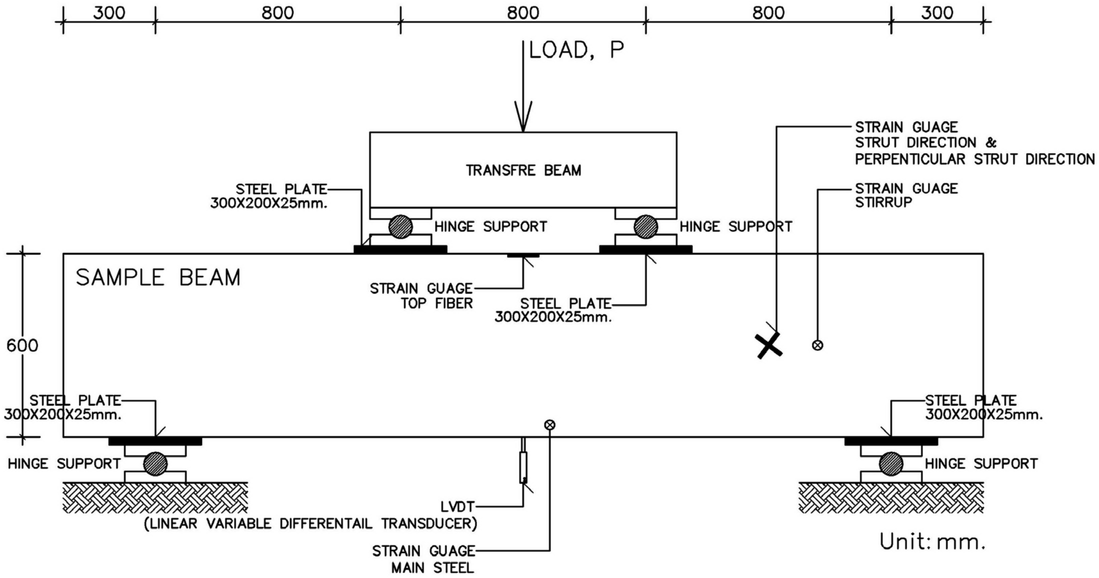
4.3.1 **การทดสอบคานควบคุม**

คานควบคุมทั้ง 2 ชุด จะถูกทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (Static load) โดยแม่แรงไฮดรอลิก ผ่าน Load cell ระยะระหว่างจุดรองรับ 2.4 เมตร และทำการตรวจวัดการแอ่นตัวที่กลางคาน ค่าหน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริมหลัก เหล็กปลอกคอนกรีตส่วนบนของคาน แนว Compression strut และแนวตั้งฉากกับ Compression strut ค่าทั้งหมดจะถูกบันทึกพร้อมกันโดน Data logger ทุกๆ น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น 1 ตัน และบันทึกรอย

ร้าวที่เกิดขึ้นทุก 2 ตัน รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียดแสดงในภาพที่ 4.11 และ 4.12 ส่วนวัสดุและอุปกรณ์ในการทดสอบคานแสดงในภาพที่ 4.13



ภาพที่ 4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียด
ในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2



ภาพที่ 4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียด
ในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5

ก. Load frame

ข. Hydraulic jack

ค. Data logger

ง. Load cell

ง. Linear variable differential transducer

จ. Hinge support

ภาพที่ 4.13 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบคาน

4.3.2 การเสริมกำลังคานตัวอย่าง

หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง (Post compression stress) ที่แปรเปลี่ยนไปทั้งสามค่า ในคานที่มีการเสริมกำลังแต่ละตัวอย่างจะกำหนดจากขีดจำกัดของกำลังรับแรงแบกทานปลอดภัยของคอนกรีต (Allowable bearing stress; 0.25 $f_c^{'}$) โดยระดับการเสริมกำลังมีการพิจารณาดังนี้

กำลังรับแรงอัดประลัยเฉลี่ยของคอนกรีต, $f_c^{'}$ = 181.59 ksc.

กำลังรับแรงแบกทานปลอดภัยของคอนกรีต, f_b = 0.25x181.59

= 45.39 ksc.

พื้นที่รับแรงแบกทานของแผ่นเหล็กที่ใช้ในการเสริมกำลัง, A_b

= 600 cm.^{2}

ระดับของหน่วยอัดที่คอนกรีตที่เกิดจากการอัดแรงในการเสริมกำลัง (f_i) แบ่งเป็น 3 ค่าแสดงในตารางที่ 4.1 โดยระดับการอัดแรงภายนอกที่สูงที่สุดมาจากขีดจำกัดของกำลังรับแรงแบกทานปลอดภัยของคอนกรีต ในระดับที่ต่ำลงมา มาจากร้อยละ 50 ของขีดจำกัดของกำลังรับแรงแบกทานปลอดภัยของคอนกรีต และระดับต่ำสุดเป็นการ Pre-Load ให้กับเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลัง

ตารางที่ 4.1

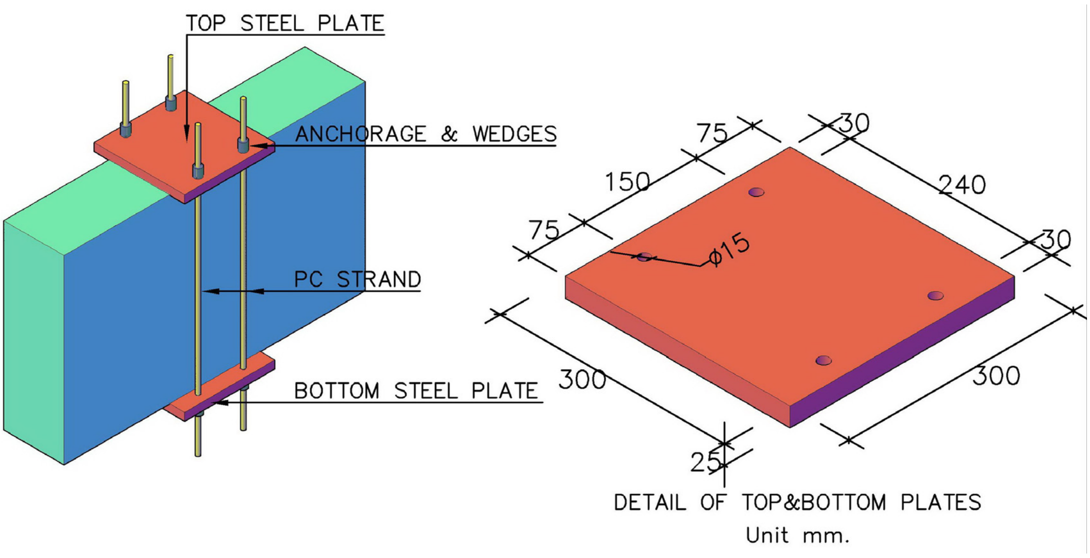
ระดับของหน่วยอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่คอนกรีต

และแรงดึงใน Strand ที่ใช้ในการเสริมกำลัง

ชื่อคาน	หน่วยแรงอัด ที่คอนกรีต (ksc.)	พื้นที่รับ แรงแบบทาน (cm.^{2})	แรงดึงทั้งหมด ใน Strand (kg.)	แรงดึงในแต่ละเส้น ของ Strand (kg.)	อัตราส่วน f_i / $f_c^{'}$
B2-S1	2.50	600.00	1,500.00	375.00	0.014
B2-S2	24.00	600.00	14,400.00	3,600.00	0.132
B2-S3	43.50	600.00	26,100.00	6,525.00	0.240
B1-S1	2.50	600.00	1,500.00	375.00	0.014
B1-S2	24.00	600.00	14,400.00	3,600.00	0.132
B1-S3	43.50	600.00	26,100.00	6,525.00	0.240

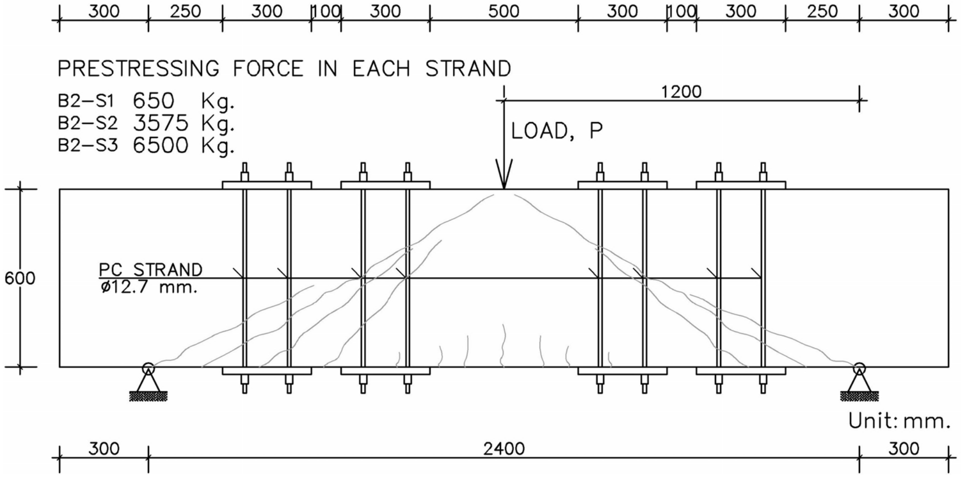
ตำแหน่งของการติดตั้งอุปกรณ์การเสริมกำลังอยู่ในช่วงการเฉือน (Shear span) และเป็นบริเวณที่เกิดรอยร้าวทแยงโดยอ้างอิงจากตำแหน่งการแตกร้าวของคานควบคุม โดยคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2 ติดตั้งอุปกรณ์การเสริมกำลัง 4 จุดตามภาพที่ 4.15 และคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5 ติดตั้งอุปกรณ์การเสริมกำลัง 2 จุดตามภาพที่ 4.16

การดึงเหล็กเสริมกำลังสูงจะใช้แผ่นเหล็กสำหรับดึง ที่ส่วนปลายของเหล็กเสริมกำลังสูงจะมีสมอยึด แม่แรงไฮดรอลิกจะดันแผ่นเหล็ก ทำให้เหล็กเสริมกำลังสูงถูกยึดออกพร้อมกันและอ่านค่าแรงดึงที่ได้จาก Load cell ตามภาพที่ 4.14 และ 4.17

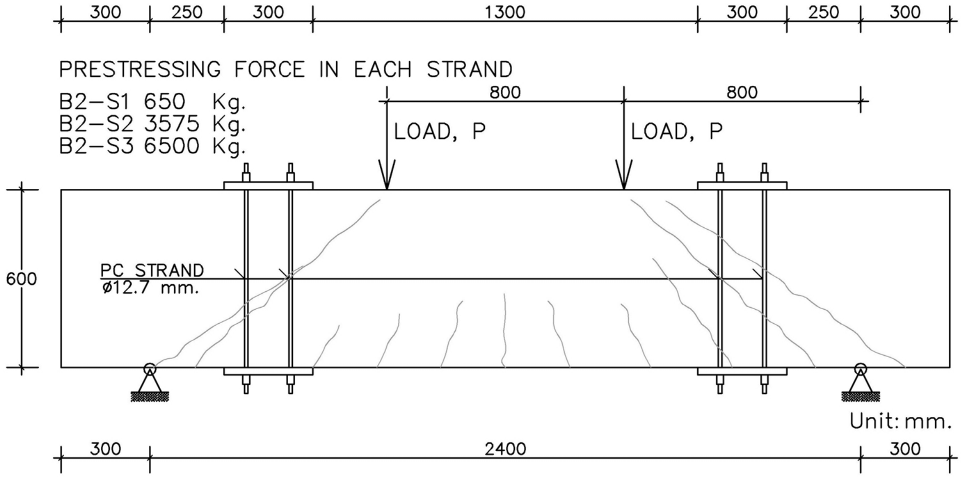


ภาพที่ 4.14 รายละเอียดอุปกรณ์ที่ใช้เสริมกำลังรับแรงเฉือน

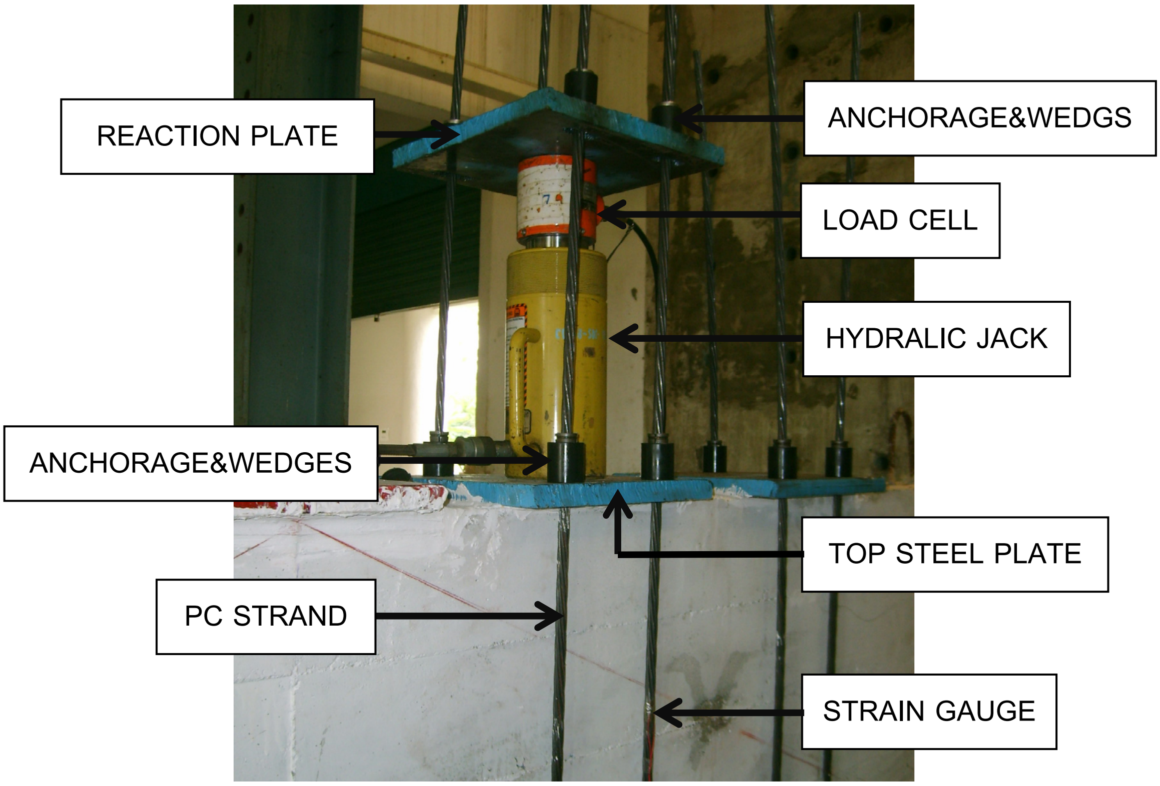
ในเหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังจะมีการสูญเสียแรงดึงเนื่องจากการเข้าที่ของสมอยึด (Anchorage loss) ทำให้ไม่ได้กำลังแรงดึงตามที่ออกแบบไว้ ในการเสริมกำลังจึงทำให้มีการสูญเสียแรงดึงน้อยที่สุดโดยการ อ่านค่าหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูงเมื่อดึงได้แรงที่ต้องการแล้วทำการดึงด้วยแรงที่สูงขึ้น ทำการยึดสมอแล้วอ่านค่าอีกครั้งว่าเท่ากันกับตอนที่ดึงด้วยแรงดึงที่ต้องการหรือไม่ ถ้าไม่ได้ก็จะทำการปรับแรงดึงจนได้ค่าหน่วยการยืดตัวตามต้องการ



ภาพที่ 4.15 รายละเอียดการติดตั้งเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังรับแรงเฉือนและตำแหน่งรอยร้าวในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2



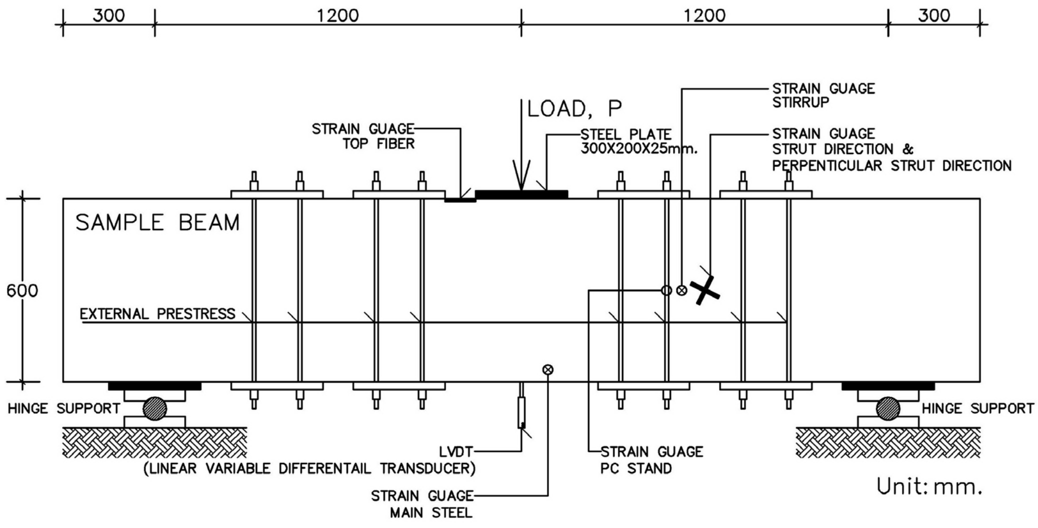
ภาพที่ 4.16 รายละเอียดการติดตั้งเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังรับแรงเฉือนและตำแหน่งรอยร้าวในคานควบคุม อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5



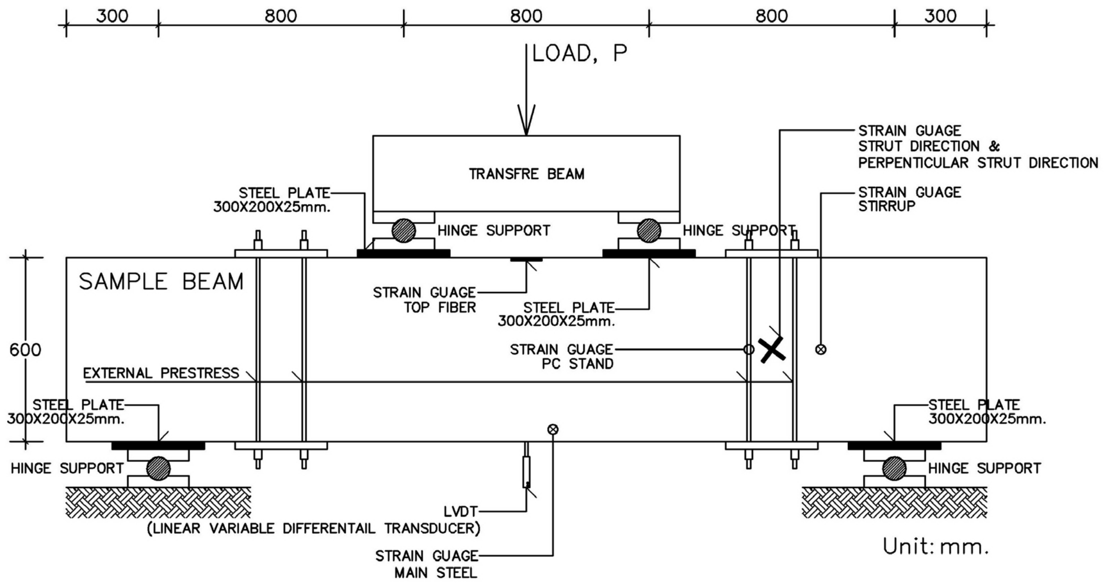
ภาพที่ 4.17 การติดตั้งเหล็กเสริมกำลังสูง

4.3.3 **การทดสอบคานที่มีการเสริมกำลัง**

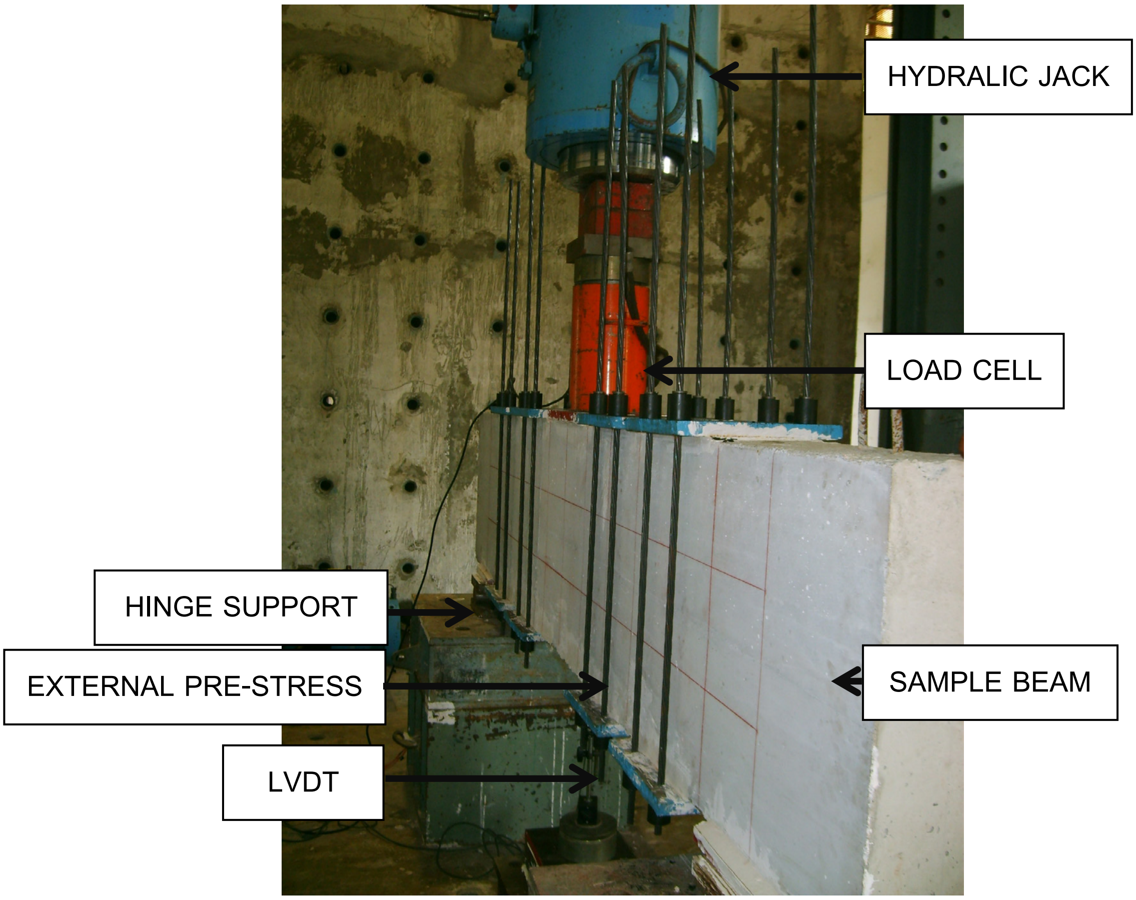
หลังจากทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคานแล้ว จึงทำการทดสอบคานและทำการตรวจวัดการแอ่นตัว หน่วยการยืดหดตัวและบันทึกรอยร้าวเช่นเดียวกันกับคานควบคุม โดยมีการเพิ่มเติมการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดหน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังอีก 1 จุด ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียดและการติดตั้งคานทดสอบของคานที่มีการเสริมกำลังแสดงในภาพที่ 4.18 ถึง ภาพที่ 4.21



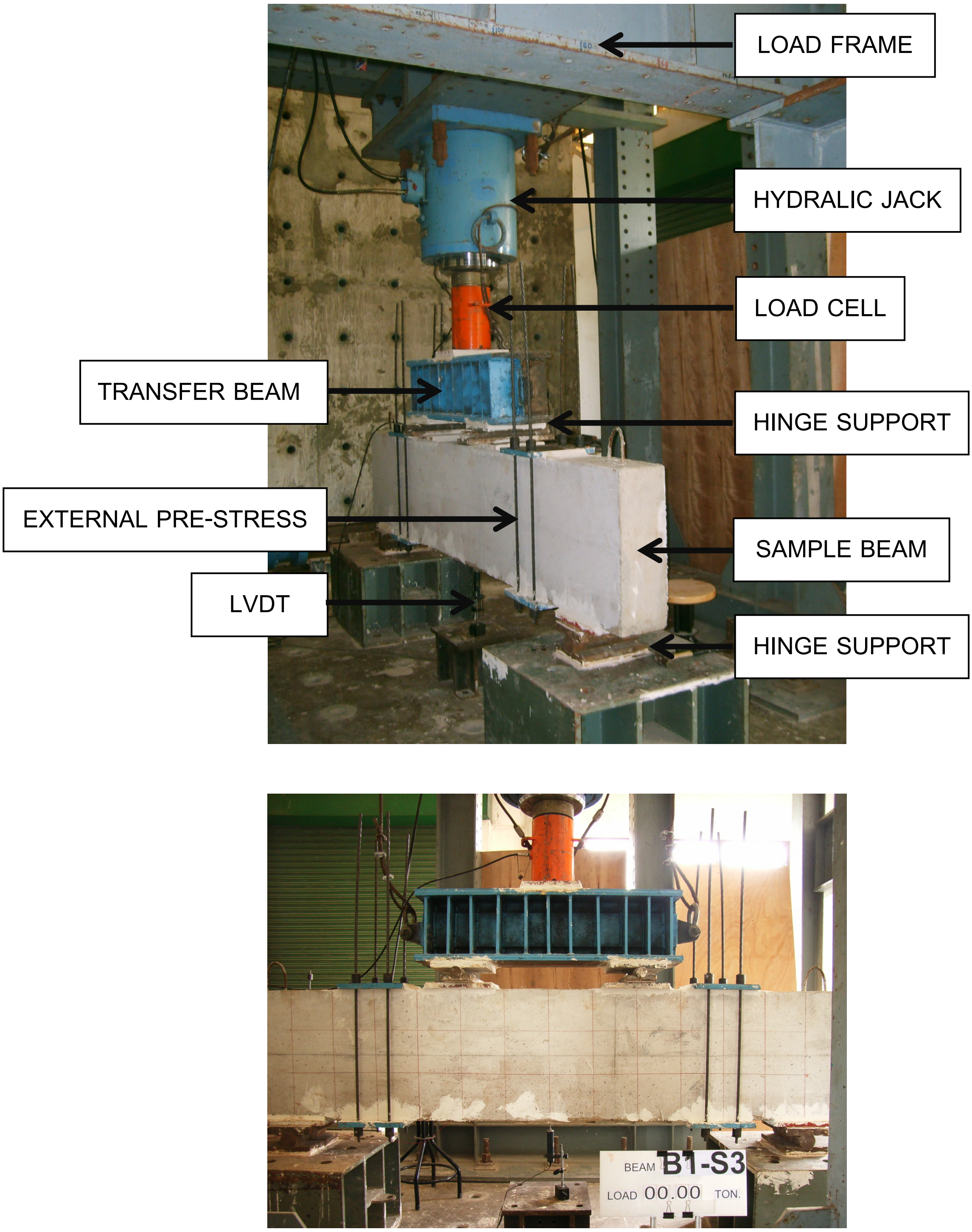
ภาพที่ 4.18 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียด ในคานที่มีการเสริมกำลัง อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2



ภาพที่ 4.19 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดละเอียด ในคานที่มีการเสริมกำลัง อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5



ภาพที่ 4.20 การติดตั้งคานทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดคานที่มีการเสริมกำลัง
อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5



ภาพที่ 4.21 การติดตั้งคานทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดคานที่มีการเสริมกำลัง
อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2

บทที่ 5

ผลการทดสอบ วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบ

ในผลการทดสอบ วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบ จะพิจารณาถึงพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานลึกทั้งกรณีที่ไม่มีการเสริมกำลังและกรณีที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension) โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน ทั้งในแง่ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate strength) น้ำหนักบรรทุกต่อการแอ่นตัว (Stiffness) ความเหนียว (Ductility) และกลไกการวิบัติ (Failure mechanism)

5.1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

เมื่อทดสอบคุณสมบัติของ คอนกรีต และเหล็กเสริม ได้ค่าดังแสดงในตารางที่ 5.1ก เหล็กเสริมกำลังสูงได้ค่าดังแสดงในตารางที่ 5.1ข

ตารางที่ 5.1

คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

ก.คุณสมบัติของ คอนกรีต และเหล็กเสริม

วัสดุ	คุณภาพ	กำลังครากเฉลี่ย (Kg./cm.^{2})	กำลังประลัยเฉลี่ย (Kg./cm.^{2})	โมดูลัสยืดหยุ่น (Kg./cm.^{2})
คอนกรีต	-	-	181.59	1.98x10^4
เหล็กเสริม RB6mm.	SR24	3,982.41	4,996.29	2.04x10^6
เหล็กเสริม DB20mm.	SD40	5,572.55	6,979.47	2.04x10^6

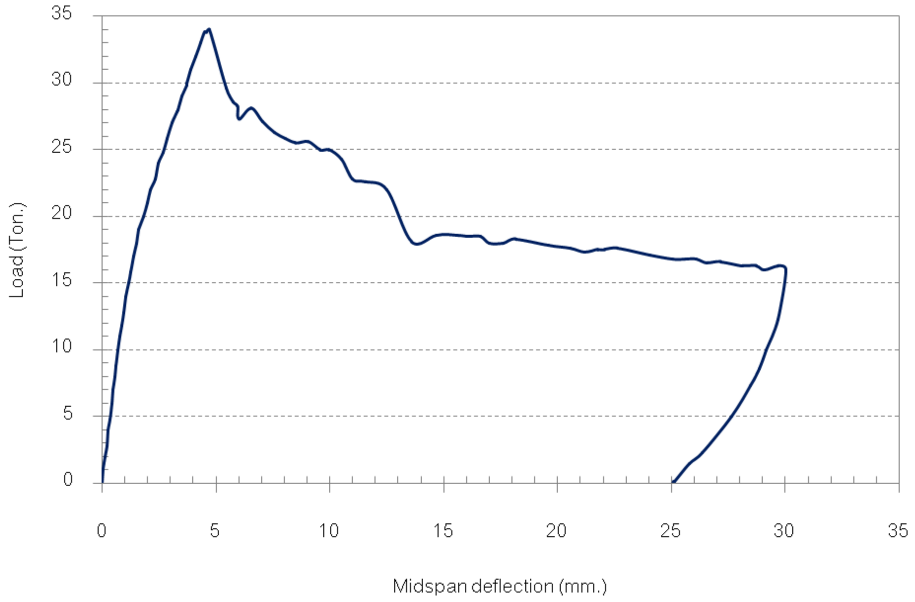
ข.คุณสมบัติของเหล็กเสริมกำลังสูง

วัสดุ	คุณภาพ	Breaking strength (Kg./cm.^{2})	หน่วยแรงที่การยืดตัว 1% (Kg./cm.^{2})	โมดูลัสยืดหยุ่น (Kg./cm.^{2})
เหล็กเสริมกำลังสูง 12.7mm.	1860	19,524	18,276	2.04x10^6

5.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2

5.2.1 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานควบคุม (B2-C)

พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกในช่วงแรกของคานควบคุม พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเป็นแบบเชิงเส้น (Linear) ดังแสดงในภาพที่ 5.1 โดยคานจะเริ่มเกิดรอยร้าวแรก (First cracking) บริเวณกึ่งกลางคานในแนวตั้งฉากกับแกนคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracking) ที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 20 ตัน ซึ่งจุดนี้เป็นจุดสุดท้ายของพฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงแรก หลังจากนั้นความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานยังคงเป็นแบบเชิงเส้นแต่กราฟมีความชันลดลง ในช่วงแรกของพฤติกรรมแบบเชิงเส้นช่วงที่สองนี้เหล็กปลอกจะเริ่มทำงานคือมีหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กปลอกเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด เกิดรอยร้าวทแยงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำกับจุดรองรับทั้งสองด้านที่น้ำหนักบรรทุก 24.8 ตัน หลังจากนั้นรอยร้าวดังกล่าวได้ขยายความกว้างมากขึ้น โดยรอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.3



ภาพที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-C

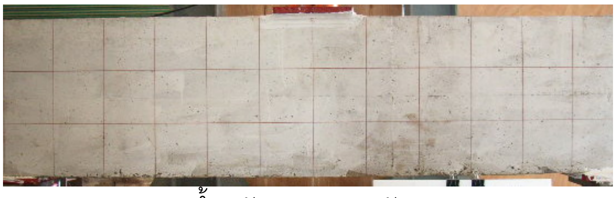
ก.ด้านหน้าของคาน

ข.ด้านหลังของคาน

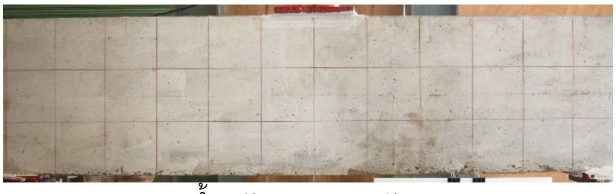
ภาพที่ 5.2 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-C

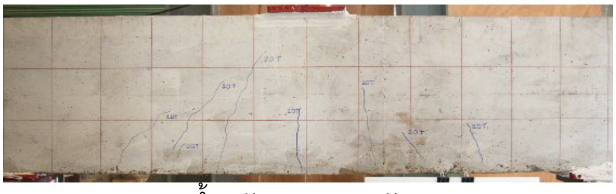
น้ำหนักบรรทุก 8 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 10 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 12 ตัน

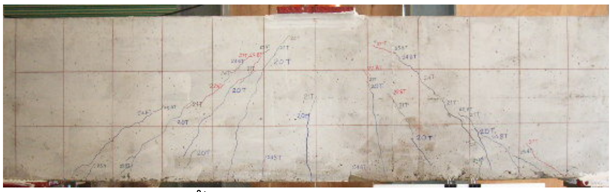
น้ำหนักบรรทุก 16 ตัน

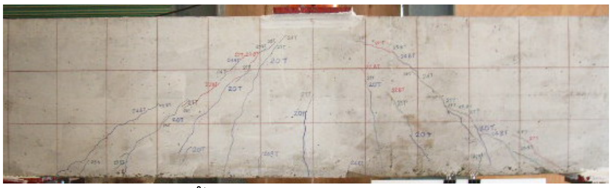

น้ำหนักบรรทุก 18 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 20 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 22 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน

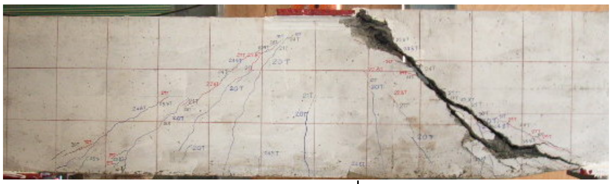

น้ำหนักบรรทุก 26 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 28 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 30 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 32 ตัน

น้ำหนักบรรทุกประลัย 34 ตัน


รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

ภาพที่ 5.3 รอยร้าวของคาน B2-C ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

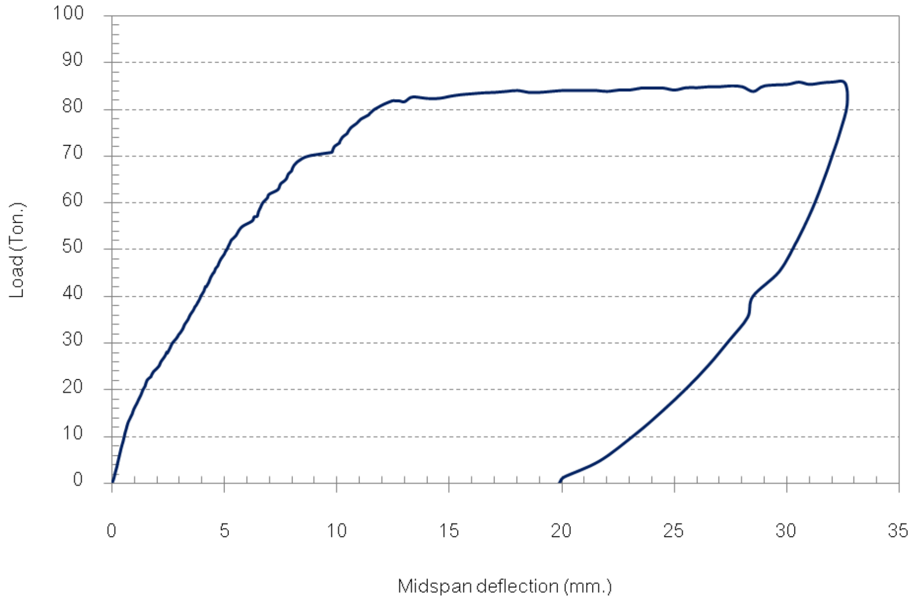
ในช่วงสุดท้ายของการรับน้ำหนักบรรทุกที่น้ำหนักบรรทุกประลัย 34 ตัน คานเกิดการวิบัติเนื่องจากรอยร้าวทแยง (Shear diagonal cracking failure) ดังแสดงในภาพที่ 5.2 โดยน้ำหนักบรรทุกลดลงอย่างรวดเร็วในขณะที่ระยะการแอ่นตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเช่นกัน ตลอดการทดสอบพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัว (Tensile strain) บริเวณเหล็กเสริมหลักมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น (ภาพที่ ข.2) ทำให้ทราบว่าคานเกิดการวิบัติก่อนที่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมหลักจะเกิดการคราก

5.2.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 2.5 กก. ต่อ ตร.ซม. (B2-S1)

ในช่วงแรกพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานเป็นแบบเชิงเส้นดังแสดงในภาพที่ 5.4 คานเริ่มแตกร้าวเล็กน้อยที่บริเวณกลางคานที่น้ำหนักบรรทุก 17 ตัน เนื่องจากแรงดัด (Flexural cracking) โดยค่าหน่วยแรงดึงที่ส่วนล่างของคานมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตหรือโมดูลัสของการแตกร้าว (Modulus of rupture) เมื่อคอนกรีตแตกร้าวจะถ่ายแรงไปสู่เหล็กเสริมหลักรับแรงดึง หลังจากนั้นรอยร้าวดัดจะเริ่มกระจายออกจากบริเวณกึ่งกลางคานและเกิดรอยร้าวทแยงขึ้นที่ส่วนปลายของรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดพัฒนาเป็นรอยร้าวเฉือนร่วมกับแรงดัด (Flexural shear crack)

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานในช่วงเชิงเส้นแบ่งออกเป็นสองช่วง น้ำหนักบรรทุกสูงสุดในช่วงแรกมีค่า 17 ตัน หน่วยการยืดหดตัวของเหล็กปลอกจะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดที่น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน และที่น้ำหนักบรรทุก 68 ตันเป็นจุดสุดท้ายของพฤติกรรมเชิงเส้นช่วงที่ 2 โดยคิดเป็นร้อยละ 79.25 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบ หลังจากนั้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเริ่มเป็นเส้นโค้ง

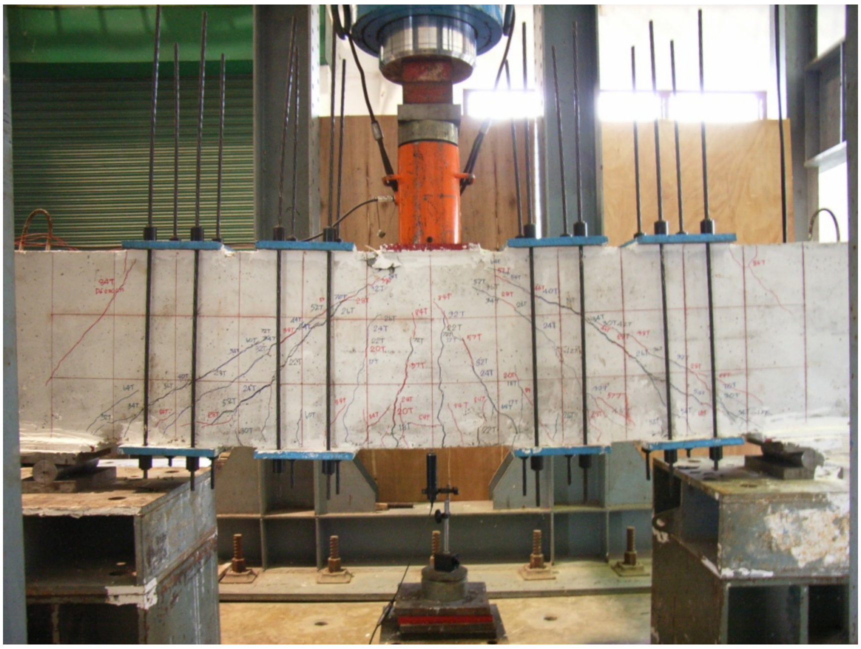
หลังจากกราฟผ่านการเป็นเส้นโค้ง น้ำหนักบรรทุกจะค่อนข้างคงที่ในขณะที่ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว โดยคานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้ 85.8 ตัน แสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้จะเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกและทำให้คานมีการแอ่นตัวที่สภาวะประลัยสูงขึ้นเมื่อเทียบกับคานควบคุม จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลัง (ภาพที่ ข.8) ที่เพิ่มมากขึ้น แสดงให้เห็นว่าเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังมีส่วนช่วยต้านทานแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกอย่างชัดเจน



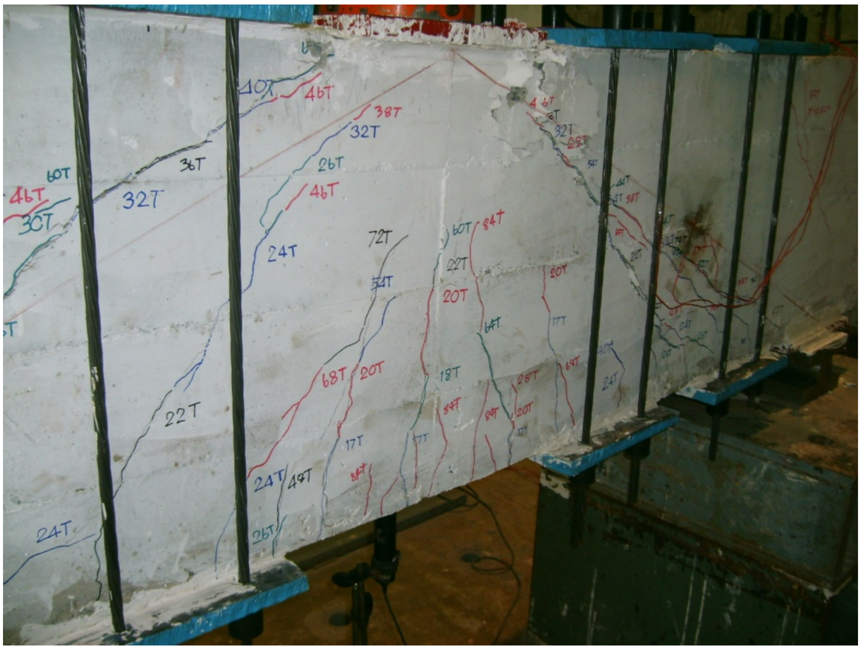
ภาพที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-S1

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูง (ภาพที่ ข.8) มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดที่น้ำหนักบรรทุก 55 ตัน ซึ่งการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีนี้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น โดยเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังมีพฤติกรรมต้านทานแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกหลังจากการเกิดรอยร้าวทแยงไปแล้วสักระยะหนึ่ง กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมหลัก (ภาพที่ ข.5) แสดงให้เห็นว่าคานสามารถพัฒนากำลังรับน้ำหนักบรรทุกหลังจากเสริมกำลังได้จนเหล็กเสริมหลักถึงจุดครากและมีการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยสูงขึ้นเมื่อเทียบกับคานควบคุม

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวของผิวคอนกรีตในแนว Compression strut (ภาพที่ ข.7) พบว่าหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในแนว Compression strut มีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกโดยมีแนวโน้มเป็นเส้นตรงในช่วงยืดหยุ่น จากกราฟดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าคานมีพฤติกรรมการถ่ายแรงจากบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกลงสู่จุดรองรับโดยตรง



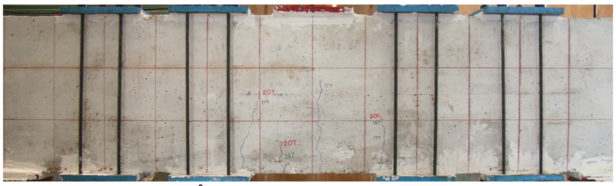
ก.ด้านหน้าของคาน



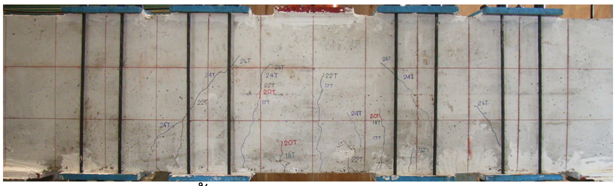
ข.ด้านหลังของคาน

ภาพที่ 5.5 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-S1

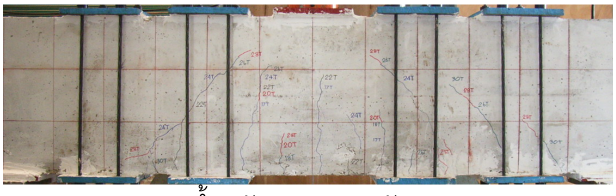
น้ำหนักบรรทุก 17 ตัน



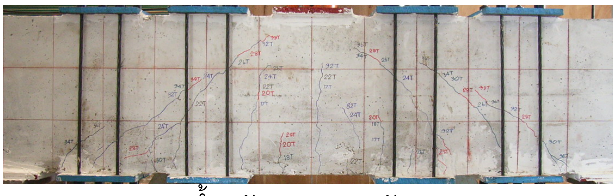
น้ำหนักบรรทุก 20 ตัน



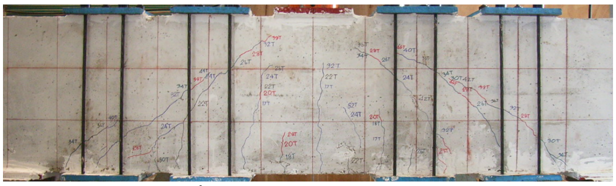
น้ำหนักบรรทุก 26 ตัน



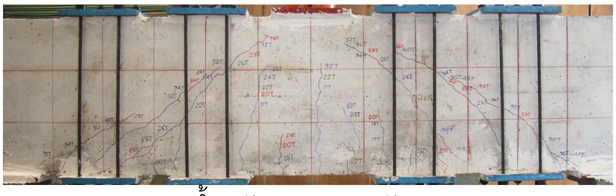
น้ำหนักบรรทุก 30 ตัน



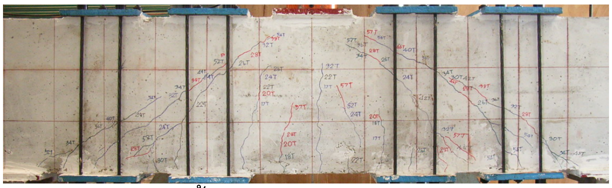
น้ำหนักบรรทุก 38 ตัน



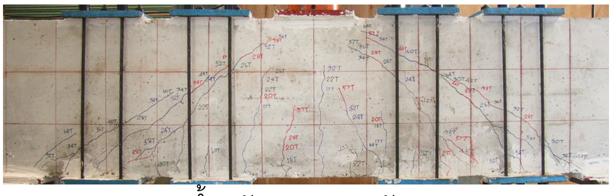
น้ำหนักบรรทุก 46 ตัน



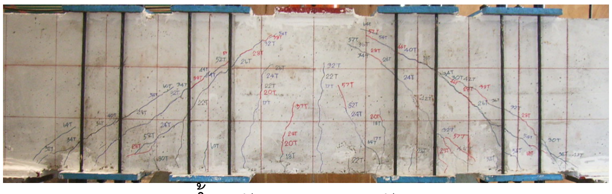
น้ำหนักบรรทุก 52 ตัน



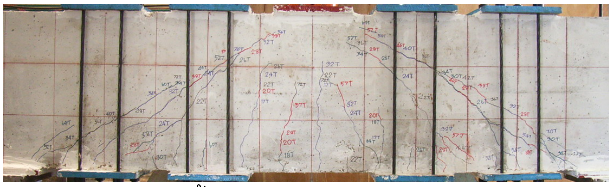
น้ำหนักบรรทุก 57 ตัน



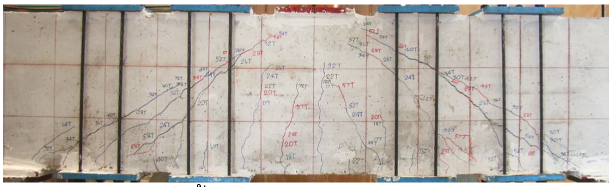
น้ำหนักบรรทุก 64 ตัน



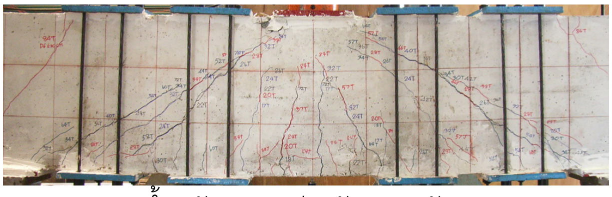
น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน



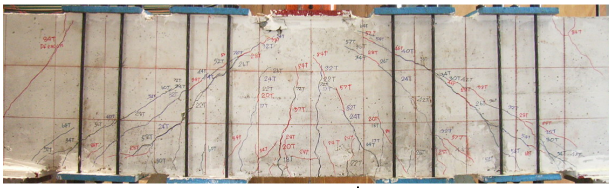
น้ำหนักบรรทุก 78 ตัน



น้ำหนักบรรทุก 82 ตัน



น้ำหนักบรรทุกประลัย 85.8 ตัน



รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

ภาพที่ 5.6 รอยร้าวของคาน B2-S1 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

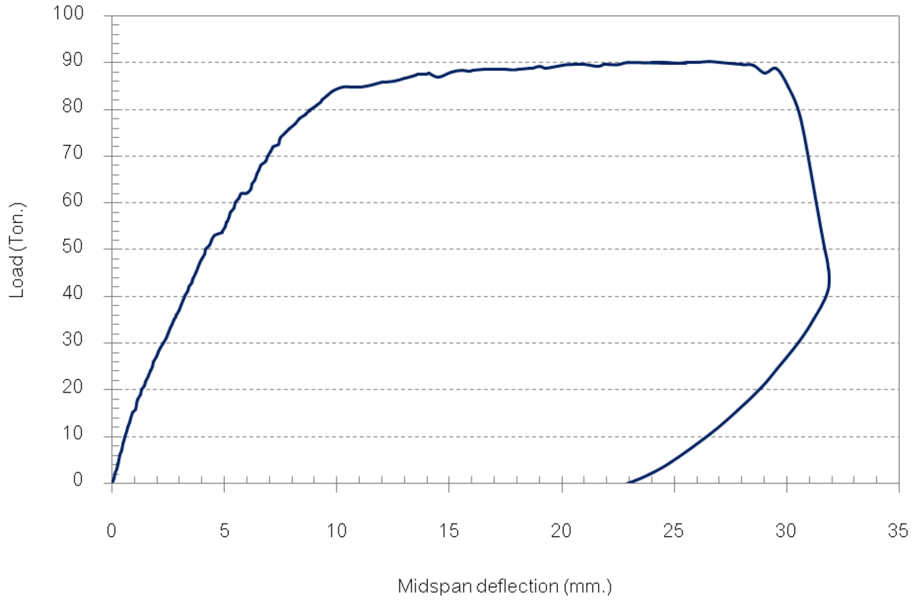
การวิบัติของคาน B2-S1 เกิดจากแรงเฉือน (Shear failure) ดังแสดงในภาพที่ 5.5 โดยรอยร้าวที่เป็นสาเหตุของการวิบัติเป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยง ซึ่งเกิดขึ้นระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับ ที่น้ำหนักบรรทุก 30 ตัน รอยร้าวทแยงนี้ขยายตัวมากขึ้นเรื่อยๆ ในขณะที่รอยร้าวเนื่องจากแรงดัดไม่เพิ่มขึ้นมากนัก จนกระทั่งคานวิบัติเนื่องจากรอยร้าวทแยง (Shear diagonal cracking) ที่น้ำหนักบรรทุกประลัย 85.8 ตัน รอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.6

5.2.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 24 กก. ต่อ ตร.ซม. (B2-S2)

พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานในช่วงแรกเป็นแบบเชิงเส้น ดังแสดงในภาพที่ 5.7 จุดสุดท้ายของพฤติกรรมเชิงเส้นช่วงแรกสิ้นสุดหลังจากคานเริ่มแตกร้าวตามแนวดิ่งบริเวณกลางคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 16 ตัน รอยร้าวดังกล่าวเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ และขยายขึ้นสู่ส่วนบนของคาน หลังจากนั้นรอยร้าวจะเริ่มกระจายออกจากบริเวณกึ่งกลางคานและเกิดรอยร้าวทแยงขึ้นบริเวณส่วนปลายของรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด เป็นรอยร้าวเฉือนร่วมกับแรงดัด (Flexural shear crack)

ที่น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน เป็นช่วงแรกของการเพิ่มของหน่วยการยืดตัวในเหล็กปลอก (ภาพที่ ข.9) เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น หน่วยการยืดตัวในเหล็กปลอกก็มีค่าเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ เช่นกัน ในขณะที่หน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังมีค่าค่อนข้างคงที่ตั้งแต่เริ่มเพิ่มน้ำหนักบรรทุก จนถึงน้ำหนักบรรทุกประมาณ 40 ตัน หน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังจึงเริ่มเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด (ภาพที่ ข.14) ซึ่งแสดงให้เห็นว่า เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังเริ่มทำงานหลังจากที่เหล็กปลอกทำงานไปแล้วสักระยะ

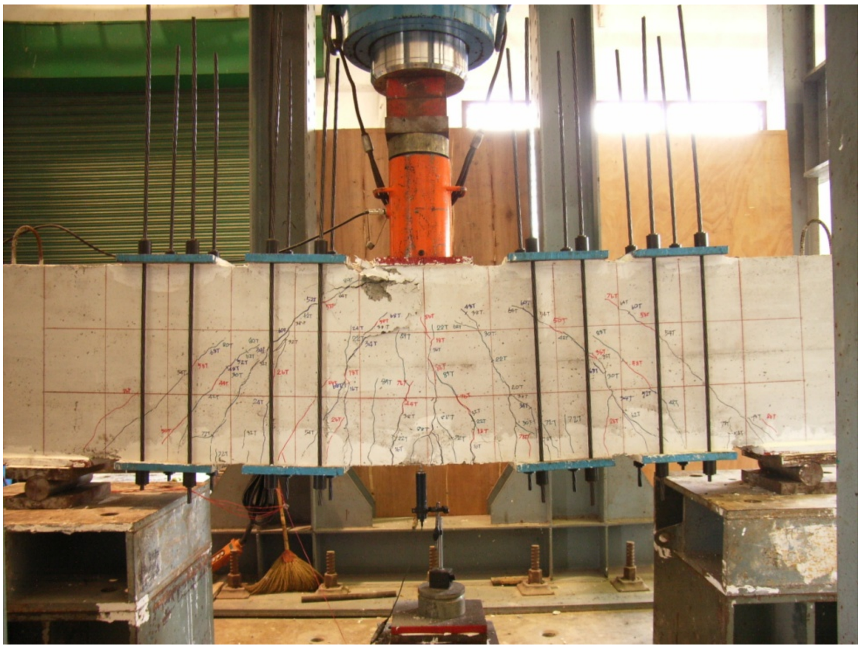
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานในช่วงเชิงเส้นสูงสุดที่น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน โดยคิดเป็นร้อยละ 77.52 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดลอง หลังจากนั้นกราฟจะเริ่มเป็นเส้นโค้ง หลังจากกราฟผ่านการเป็นเส้นโค้งน้ำหนักบรรทุกจะค่อนข้างคงที่ในขณะที่ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนถึงน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ 90.3 ตัน หลังจากนั้นคานยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ค่อนข้างคงที่ในขณะที่การแอ่นตัวที่กลางคานเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ



ภาพที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-S2

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมหลัก (ภาพที่ ข.10) แสดงให้เห็นว่าคานที่เสริมกำลังสามารถพัฒนากำลังรับน้ำหนักบรรทุกได้จนเหล็กเสริมหลักถึงจุดคราก มีการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยสูงกว่าในคานควบคุม และเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังเริ่มทำงานในช่วงที่คานมีพฤติกรรมเชิงเส้น

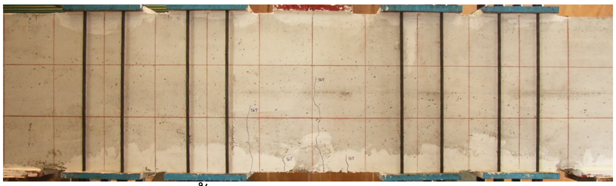
จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตในแนวตั้งฉากกับ Compression strut (ภาพที่ ข.13) พบว่าหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตในแนวตั้งฉากกับ Compression strut มีค่าคงที่ในช่วงแรกของการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนถึงน้ำหนักบรรทุก 50 ตัน หลังจากนั้นมีค่าเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ค่าหน่วยการยืดตัวที่ผิวคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นเกิดจากการแตกร้าวตามยาวในแนวแกนของ Compression Strut เนื่องจากหน่วยแรงดึงหลัก (Principle tensile stress) ที่เกิดขึ้นในแนวตั้งฉากกับแกนของ Compression Strut



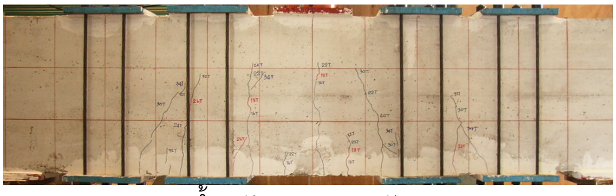
ก.ด้านหน้าของคาน

ข.ด้านหลังของคาน

ภาพที่ 5.8 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-S2

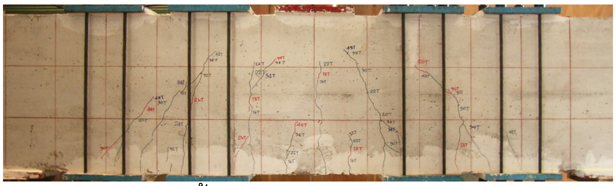

น้ำหนักบรรทุก 16 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 26 ตัน

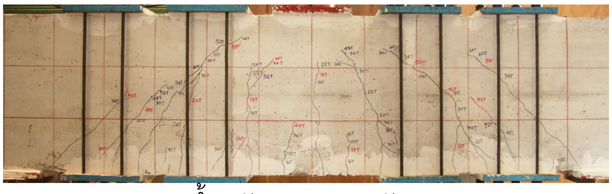

น้ำหนักบรรทุก 34 ตัน

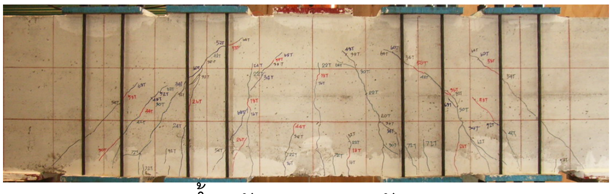
น้ำหนักบรรทุก 40 ตัน

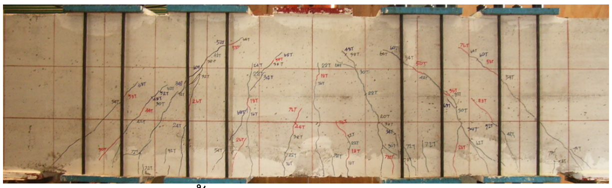
น้ำหนักบรรทุก 46 ตัน

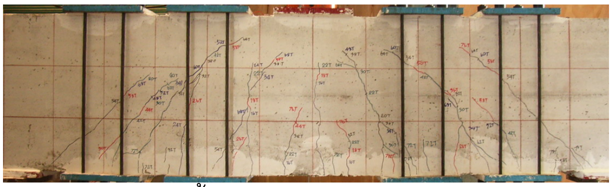

น้ำหนักบรรทุก 50 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 58 ตัน

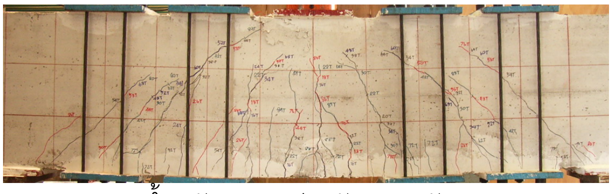

น้ำหนักบรรทุก 66 ตัน

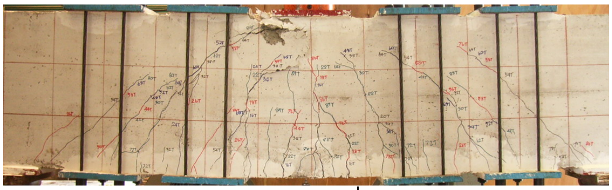

น้ำหนักบรรทุก 72 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 78 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 82 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 86 ตัน


น้ำหนักบรรทุกประลัย 90.3 ตัน


รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

ภาพที่ 5.9 รอยร้าวของคาน B2-S2 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

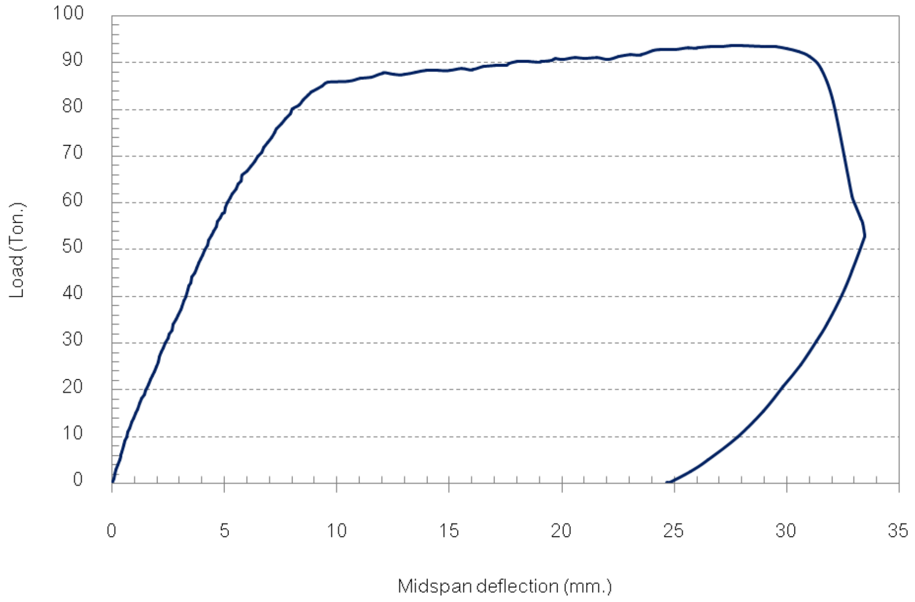
รอยร้าวทแยงที่เป็นสาเหตุของการวิบัติเกิดขึ้นระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับที่น้ำหนักบรรทุก 54 ตัน รอยร้าวทแยงนี้ขยายตัวมากขึ้น ในขณะที่รอยร้าวเนื่องจากแรงดัดก็ขยายตัวมากขึ้นเช่นกันแต่มีอัตราการขยายของความกว้างน้อยกว่ารอยร้าวทแยง จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตที่ส่วนปลายของรอยร้าวทแยง (Shear compression failure) ที่น้ำหนักบรรทุกประลัย 90.3 ตัน ดังแสดงในภาพที่ 5.8 หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงในเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะควบคุมพฤติกรรมการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนของคานซึ่งเป็นสาเหตุหลักของการวิบัติของคานควบคุม ทำให้คานมีแนวโน้มของการวิบัติเนื่องจากแรงดัดเด่นชัดขึ้น รอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.9

5.2.4 **พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 43.5 กก. ต่อ ตร.ซม.** (B2-S3)

หลังจากเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคานเริ่มแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural crack) บริเวณกลางคานด้านล่างที่น้ำหนักบรรทุก 16 ตัน เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นรอยร้าวดังกล่าวจะขยายขึ้นสู่ส่วนบนของคาน หลังจากนั้นรอยร้าวดัดจะเริ่มกระจายออกจากบริเวณกึ่งกลางคาน เกิดรอยร้าวทแยงบริเวณส่วนปลายของรอยร้าวดัดที่กระจายออกมา เกิดเป็นรอยร้าวเฉือนร่วมกับแรงดัด (Flexural shear crack)

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานในช่วงเชิงเส้นแบ่งออกเป็นสองช่วงดังแสดงในภาพที่ 5.10 โดยช่วงแรกเกิดขึ้นในขณะที่คอนกรีตยังไม่แตกร้าวจนถึงน้ำหนักบรรทุก 16 ตัน พฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงที่สองสิ้นสุดที่น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน คิดเป็นร้อยละ 74.71 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบ หลังจากนั้นกราฟจะเริ่มเป็นเส้นโค้ง หลังจากกราฟผ่านการเป็นเส้นโค้งน้ำหนักบรรทุกจะค่อนข้างคงที่ในขณะที่ระยะการแอ่นตัวของคานเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนถึงน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ 93.7 ตัน หลังจากนั้นคานยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ค่อนข้างคงที่แต่การแอ่นตัวที่กลางคานยังคงเพิ่มขึ้น

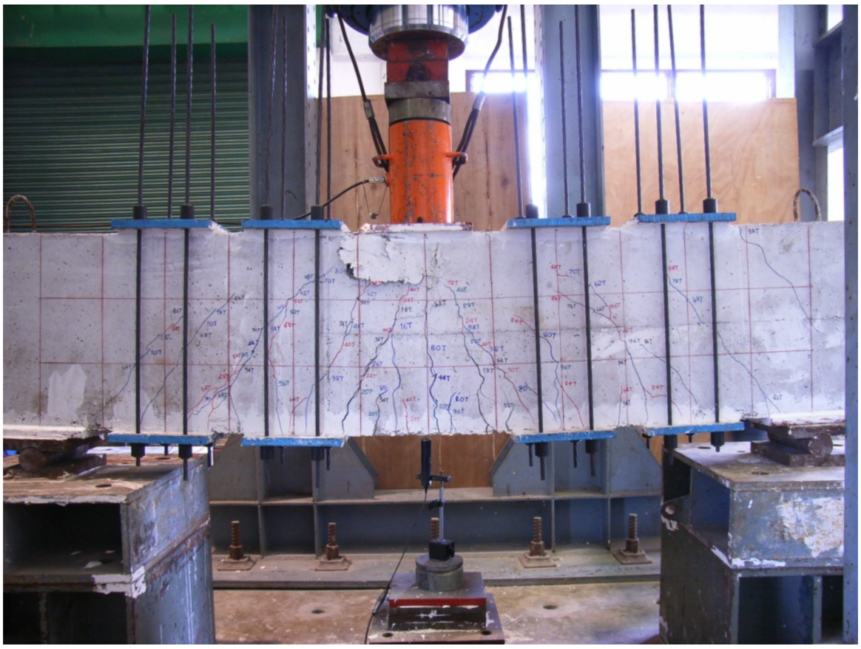
ช่วงแรกของการเพิ่มของหน่วยการยืดตัวในเหล็กปลอกเกิดขึ้นที่น้ำหนักบรรทุก 30 ตัน (ภาพที่ ข.15) พร้อมกันกับการเพิ่มขึ้นของหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลัง (ภาพที่ ข.20) แต่อัตราการเพิ่มของหน่วยการยืดตัวในเหล็กปลอกมีค่ามากกว่า จากพฤติกรรมดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังเริ่มทำงานพร้อมกันกับเหล็กปลอก



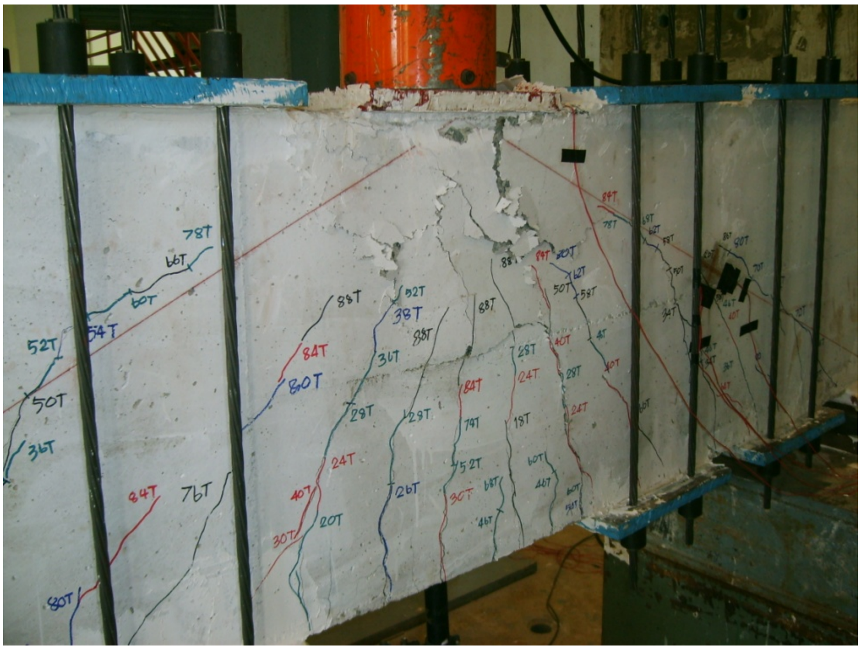
ภาพที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก
และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B2-S3

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมหลัก (ภาพที่ ข.16) แสดงให้เห็นว่าคานที่เสริมกำลังสามารถพัฒนากำลังรับน้ำหนักบรรทุกหลังจากเสริมกำลังได้จนเหล็กเสริมหลักถึงจุดครากและมีการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยที่สูงขึ้น เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังเริ่มทำงานพร้อมกันกับเหล็กปลอกแสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังด้วยระดับของการอัดแรงที่ค่านี้ทำให้เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังสามารถต้านทานแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกได้ทันที

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตในแนว Compression strut (ภาพที่ ข.18) พบว่าหน่วยการหดตัวในแนว Compression strut มีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นโดยมีแนวโน้มเป็นเส้นตรงในช่วงยืดหยุ่น ในขณะที่หน่วยการยืดตัวที่ผิวคอนกรีตในแนวตั้งฉากกับ Compression strut (ภาพที่ ข.19) มีพฤติกรรมคล้ายกันในช่วงการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก จากกราฟดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าคานมีพฤติกรรมการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำลงสู่จุดรองรับโดยตรงและมีแรงดึงเกิดขึ้นในแนวตั้งฉากกับ Compression strut

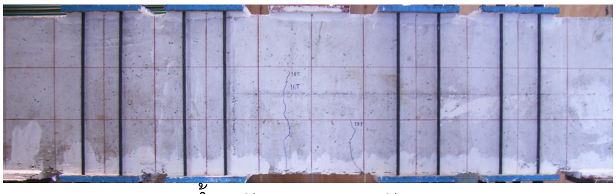


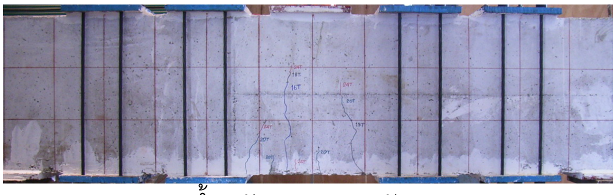
ก.ด้านหน้าของคาน

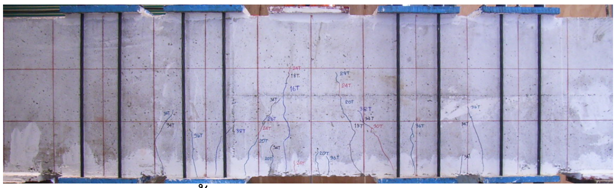


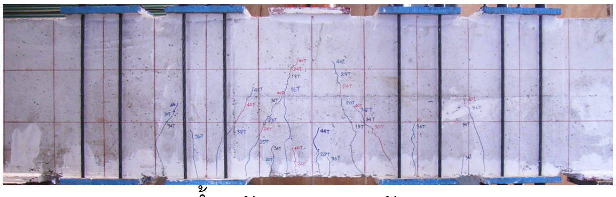
ข.ด้านหลังของคาน

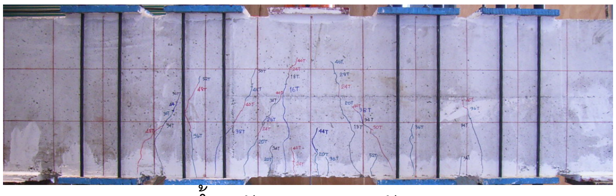
ภาพที่ 5.11 ลักษณะการวิบัติของคาน B2-S3

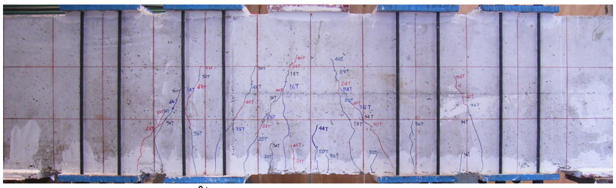

น้ำหนักบรรทุก 18 ตัน

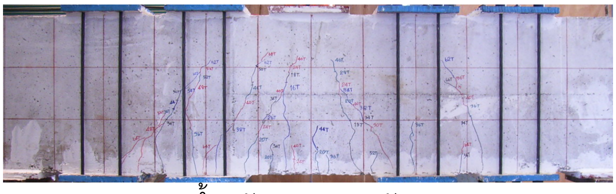

น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน

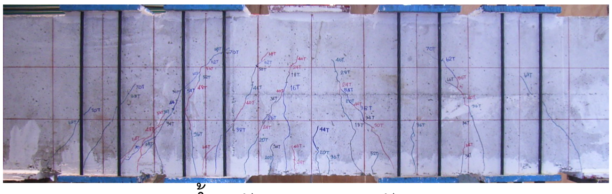

น้ำหนักบรรทุก 34 ตัน

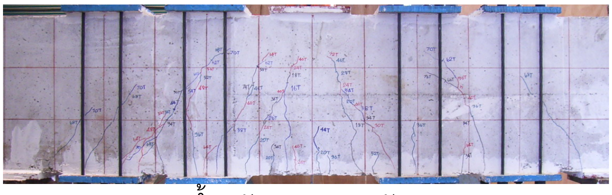

น้ำหนักบรรทุก 46 ตัน

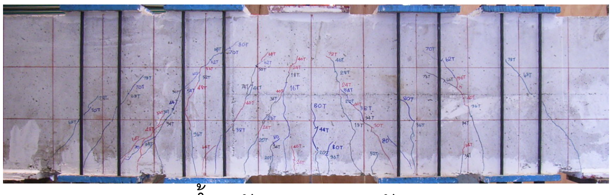

น้ำหนักบรรทุก 52 ตัน

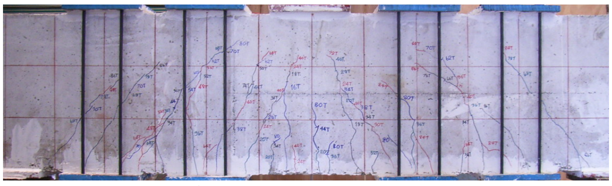

น้ำหนักบรรทุก 60 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 66 ตัน

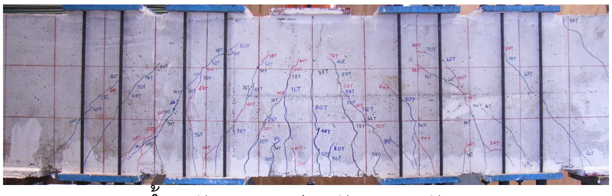

น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน

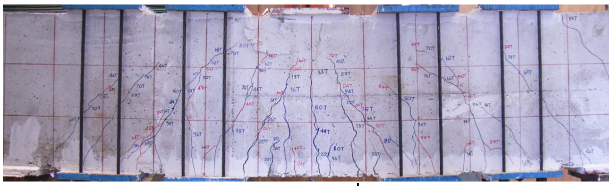

น้ำหนักบรรทุก 76 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 80 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 86 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 90 ตัน


น้ำหนักบรรทุกประละัย 93.7 ตัน


รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

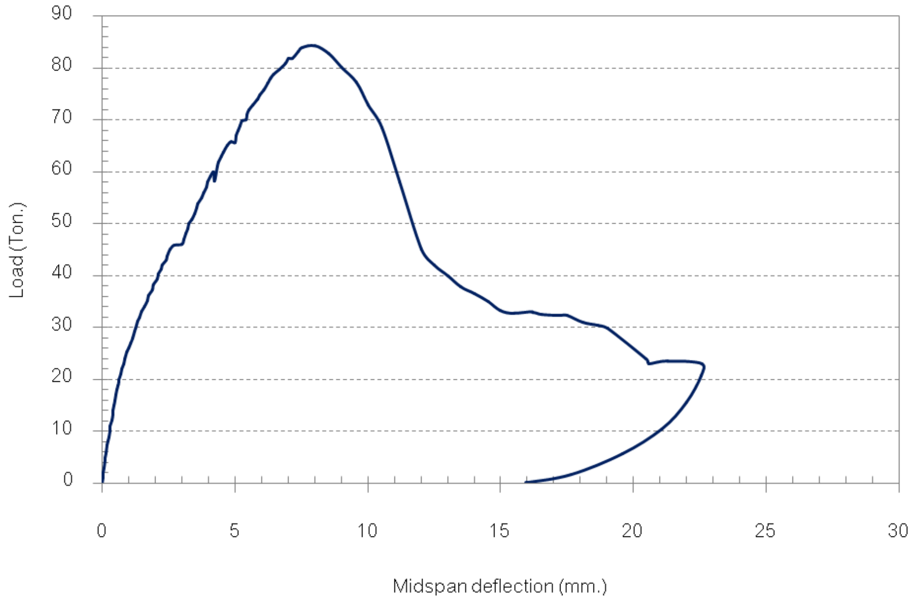
ภาพที่ 5.12 รอยร้าวของคาน B2-S3 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

การวิบัติของคาน B2-S3 เกิดจากแรงดัด (Flexural failure) ดังแสดงในภาพที่ 5.11 โดยร้อยร้าวที่เกิดขึ้นเริ่มจากรอยร้าวตามแนวดิ่งบริเวณกลางคาน รอยร้าวดัดจะกระจายออกจากบริเวณกลางคานและได้เกิดรอยรอยร้าวทแยงขึ้นบริเวณส่วนปลายของรอยร้าวดัดพัฒนาเป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (Flexural shear crack) รอยร้าวทแยงเนื่องจากแรงเฉือนถูกควบคุมโดยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงในเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลัง ทำให้รอยร้าวทแยงแรกระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับเกิดที่น้ำหนักบรรทุกที่สูงกว่าคานที่เสริมกำลังที่ระดับการอัดแรงภายนอกค่าอื่น (เกิดที่น้ำหนักบรรทุก 68 ตัน) เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดขยายตัวและเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งคานวิบัติที่น้ำหนักบรรทุก 93.7 ตัน รอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.12

5.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5

5.3.1 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานควบคุม (B1-C)

ในคานควบคุมเมื่อเริ่มเพิ่มน้ำหนักบรรทุก กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเป็นแบบเชิงเส้น (Linear) ดังแสดงในภาพที่ 5.13 คานเริ่มแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน และเป็นจุดสุดท้ายของพฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงแรก พฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงที่สองกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีความชันลดลง รอยร้าวดัดด้านใต้คานเริ่มกระจายออกไปด้านข้างของคานทั้งสองด้าน จนถึงน้ำหนักบรรทุก 48 ตัน เกิดรอยร้าวทแยงขึ้นระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับทั้งสองด้าน คานยังไม่เกิดการวิบัติหลังจากเกิดรอยร้าวทแยง เนื่องจากคานสามารถถ่ายน้ำหนักบรรทุกไปสู่จุดรองรับได้โดยตรง โดยพฤติกรรมอาร์ช (Arch action)



ภาพที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B1-C

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตในแนว Compression strut (ภาพที่ ข.22) มีหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตเพิ่มขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นแสดงให้เห็นว่าคานมีพฤติกรรมการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำสู่จุดรองรับโดยตรง กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตในแนวตั้งฉากกับ Compression strut (ภาพที่ ข.23) เป็นสิ่งยืนยันได้ว่าเกิดแรงดึงในแนวตั้งฉากกับ Compression strut โดยแรงดึงดังกล่าวจะทำให้รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น

คานเกิดการวิบัติเนื่องจากรอยร้าวทแยง (Shear diagonal cracking failure) ดังแสดงในภาพที่ 5.14 ที่น้ำหนักบรรทุก 84.3 ตัน หลังจากนั้นคานมีการแอ่นตัวมากขึ้นในขณะที่น้ำหนักบรรทุกลดลงมาอยู่ที่ 45 ตัน โดยรอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.15

ก.ด้านหน้าของคาน

ข.ด้านหลังของคาน

ภาพที่ 5.14 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-C

น้ำหนักบรรทุก 18 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 36 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 38 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 42 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 46 ตัน

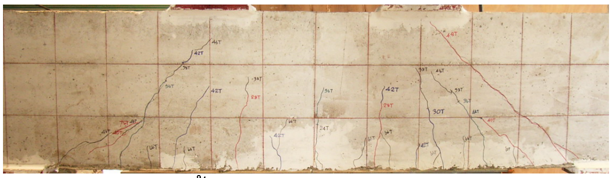
น้ำหนักบรรทุก 52 ตัน

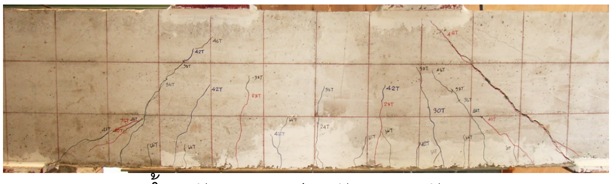
น้ำหนักบรรทุก 60 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 66 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 76 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 80 ตัน


น้ำหนักบรรทุกประลัย 84.3 ตัน

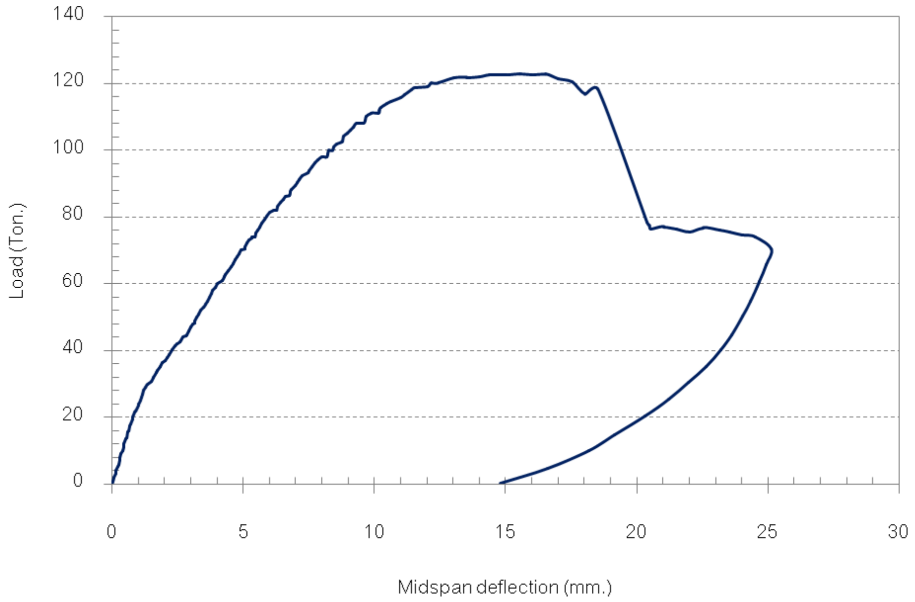
รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

ภาพที่ 5.15 รอยร้าวของคาน B1-C ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

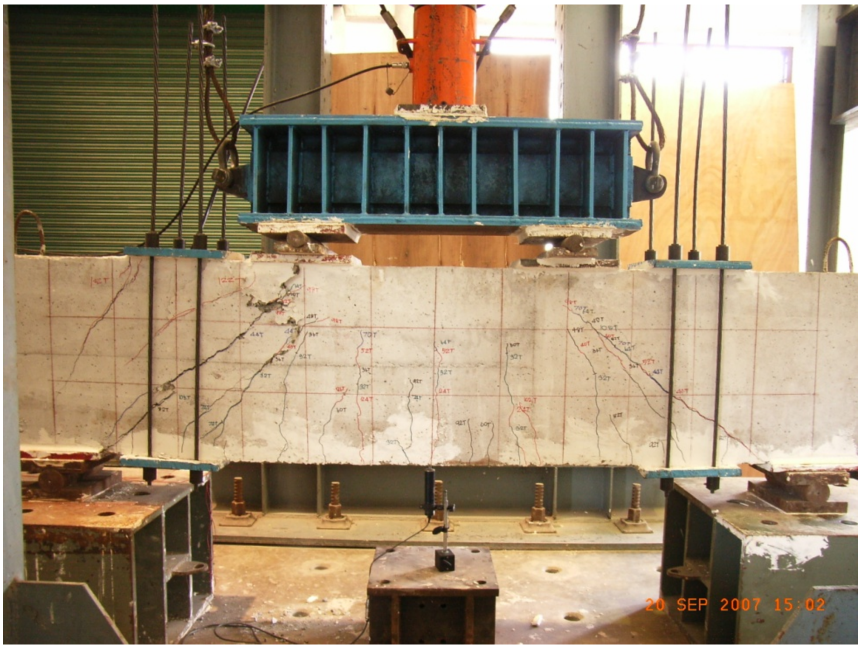
5.3.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 2.5 กก. ต่อ ตร.ซม. (B1-S1)

ช่วงแรกพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่ทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนเป็นพฤติกรรมเชิงเส้น ดังแสดงในภาพที่ 5.16 คานเริ่มแตกร้าวแนวดิ่งเล็กน้อยที่บริเวณกลางคานด้านล่างที่น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน ซึ่งเป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural crack) และเป็นจุดสุดท้ายของพฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงแรก พฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงที่สองเกิดขึ้นหลังจากเกิดรอยร้าวแรก และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานมีความชันลดลงจนถึงน้ำหนักบรรทุก 100 ตัน ซึ่งคิดเป็นร้อยละ 81.43 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบ หลังจากสิ้นสุดพฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงที่สอง กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางคานเริ่มเป็นเส้นโค้ง

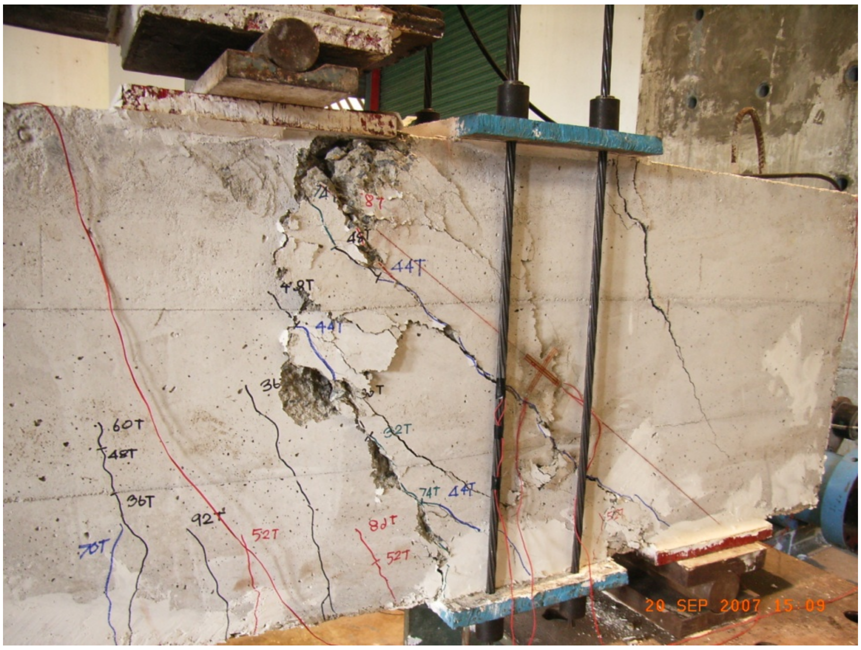
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูง (ภาพที่ ข.26) มีการเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่น้ำหนักบรรทุก 44 ตัน ซึ่งเป็นช่วงแรกของการเกิดรอยร้าวทแยงในคาน หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงในคานเนื่องจากการเสริมกำลังจะเป็นตัวควบคุมการขยายตัวของรอยร้าวทแยงที่นำไปสู่การวิบัติของคาน



ภาพที่ 5.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของคาน B1-S1

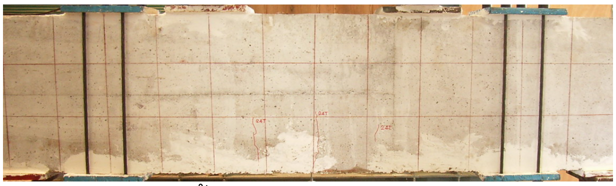


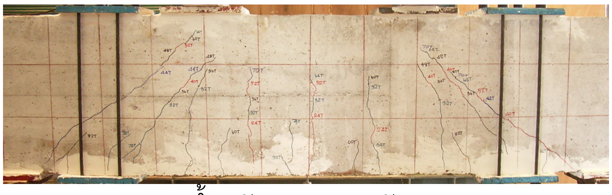
ก.ด้านหน้าของคาน

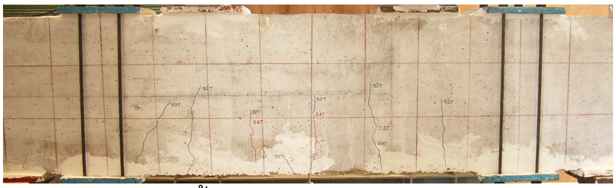


ข.ด้านหลังของคาน

ภาพที่ 5.17 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-S1


น้ำหนักบรรทุก 24 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 84 ตัน

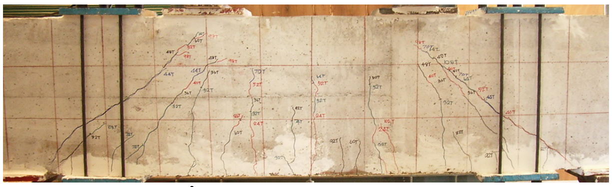

น้ำหนักบรรทุก 32 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 96 ตัน

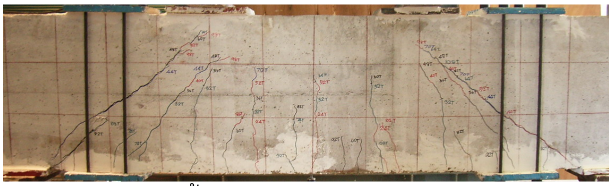
น้ำหนักบรรทุก 40 ตัน

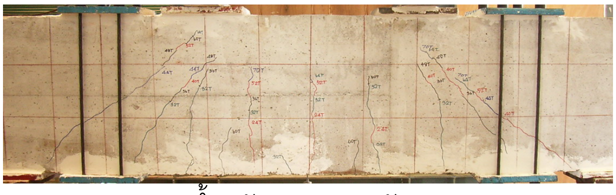
น้ำหนักบรรทุก 105 ตัน

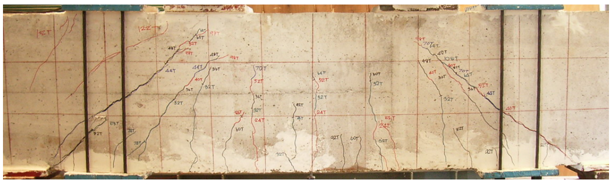
น้ำหนักบรรทุก 46 ตัน

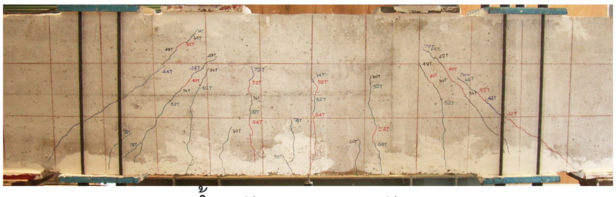

น้ำหนักบรรทุก 115 ตัน

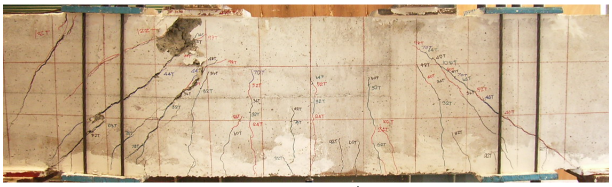
น้ำหนักบรรทุก 58 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 120 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน


น้ำหนักบรรทุกประลัย 122.8 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 78 ตัน


รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

ภาพที่ 5.18 รอยร้าวของคาน B1-S1 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

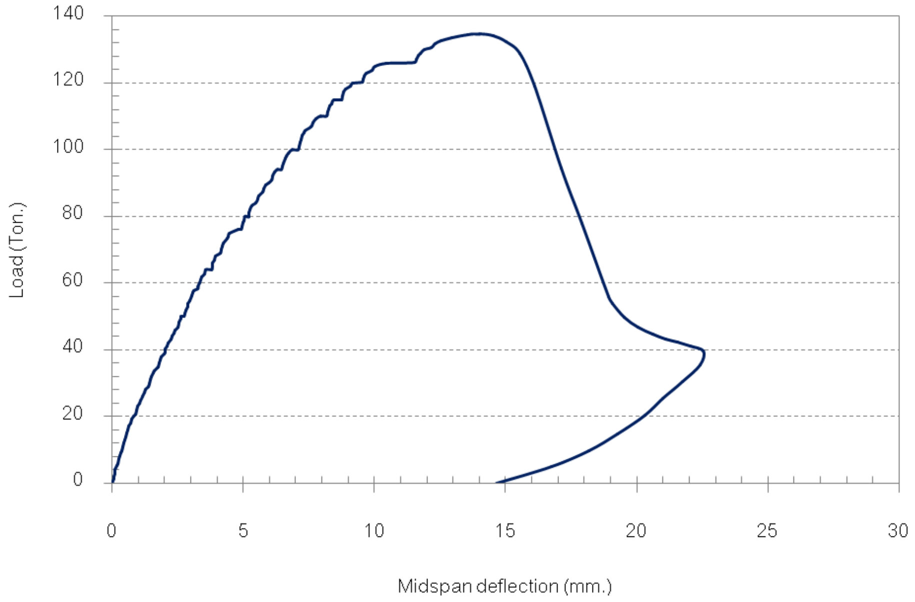
รอยร้าวทแยงที่เป็นสาเหตุการวิบัติของคานเริ่มเกิดขึ้นที่น้ำหนักบรรทุก 44 ตัน รอยร้าวเริ่มกว้างมากขึ้นเรื่อยๆ จนถึงน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ 122.8 ตัน หลังจากนั้นคานจะรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ได้อีกระยะในขณะที่การแอ่นตัวที่กลางคานเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตที่ส่วนบนของรอยร้าวทแยง (Shear compression failure) หลังจากการวิบัติน้ำหนักบรรทุกจะลดลงมาอยู่ที่ 78.3 ตัน ลักษณะการวิบัติของคานแสดงในภาพที่ 5.17 รอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.18

5.3.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 24 กก. ต่อ ตร.ซม. (B1-S2)

เมื่อเริ่มเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคานเริ่มแตกร้าวเล็กน้อยตามแนวดิ่งที่บริเวณกลางคานด้านล่างเนื่องจากแรงดัด (Flexural crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 28 ตัน รอยร้าวเนื่องจากแรงดัดขยายขึ้นส่วนด้านบนของคาน หลังจากนั้นรอยร้าวจะเริ่มกระจายออกจากบริเวณกึ่งกลางคาน และเกิดรอยร้าวทแยงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับที่น้ำหนักบรรทุก 64 ตัน

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานดังแสดงในภาพที่ 5.19 ในช่วงเชิงเส้นแบ่งออกเป็นสองช่วงโดยช่วงแรกเกิดขึ้นในขณะที่คอนกรีตยังไม่แตกร้าวจนถึงน้ำหนักบรรทุก 28 ตัน ระยะของกราฟในช่วงเชิงเส้นถึงจุดสูงสุดที่น้ำหนักบรรทุก 110 ตัน คิดเป็นร้อยละ 81.72 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบ หลังจากนั้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานจะเริ่มเป็นเส้นโค้งจนถึงน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ 134.6 ตัน หลังจากนั้นความสามารถรับน้ำหนักของคานจะลดลงเรื่อยๆ ในขณะที่การแอ่นตัวเพิ่มมากขึ้น จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ

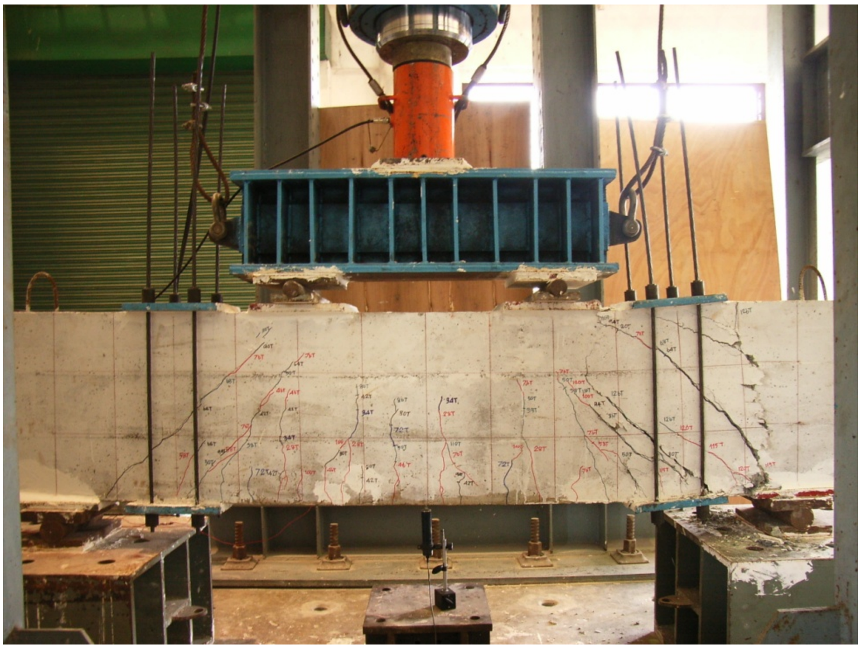
คานมีพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกผ่านทาง Compression strut โดยตรงสังเกตได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตในแนว Compression strut (ภาพที่ ข.28) โดยหน่วยการยืดหดตัวจะเพิ่มขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นและแรงอัดในแนว Compression strut ที่เพิ่มขึ้นจะทำให้เกิดแรงดึงขึ้นที่ผิวคอนกรีตในแนวตั้งฉากกับ compression strut



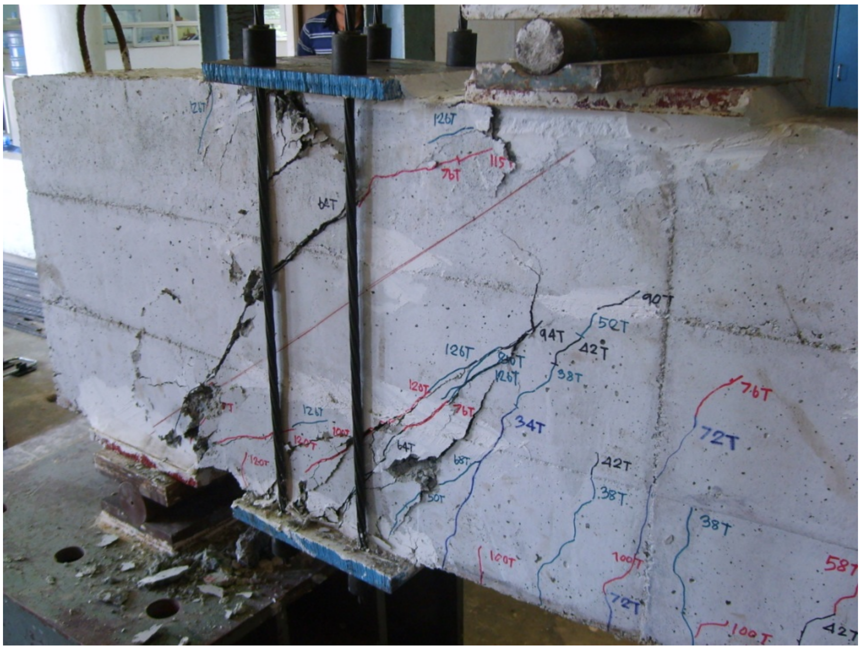
ภาพที่ 5.19 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก
และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B1-S2

ที่น้ำหนักบรรทุก 45 ตัน หน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังจึงมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังเริ่มทำงาน ก่อนที่รอยร้าวทแยงจะเกิดขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับคาน B1-S1 ที่เกิดรอยร้าวทแยงพร้อมกับการทำงานของเหล็กเสริมกำลังสูงที่ 44 ตัน ทำให้ทราบได้ว่าหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่มากขึ้นนอกจากจะชะลอการขยายของรอยร้าวทแยงแล้วยังเป็นตัวควบคุมการเกิดรอยร้าวทแยงแรกได้เป็นอย่างดี

การวิบัติของคาน B1-S2 เกิดจากการบดอัดของ Compression strut (Failure of compression strut) ดังแสดงในภาพที่ 5.20 การวิบัติเริ่มจากรอยร้าวทแยงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำกับจุดรองรับ รอยร้าวนี้เริ่มเกิดที่น้ำหนักบรรทุก 64 ตัน หลังจากนั้นความกว้างรอยร้าวจะถูกควบคุมโดยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงในการเสริมกำลัง รอยร้าวเริ่มขยายขนาดชัดเจนที่น้ำหนักบรรทุก 110 ตัน และขยายตัวมากขึ้นจนคานวิบัติเนื่องจากการบดอัดของ Compression strut ที่น้ำหนักบรรทุกประลัย 134.6 ตัน โดยรอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.21



ก.ด้านหน้าของคาน

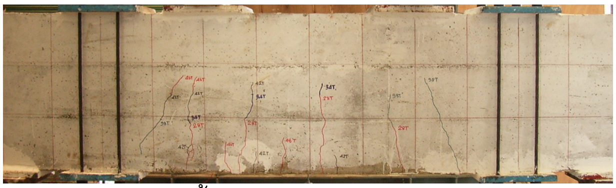


ข.ด้านหลังของคาน

ภาพที่ 5.20 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-S2

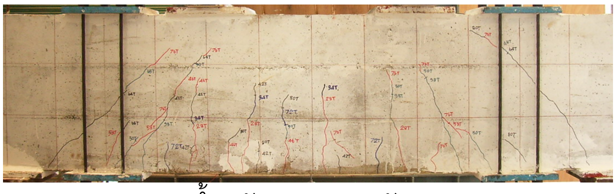
น้ำหนักบรรทุก 28 ตัน

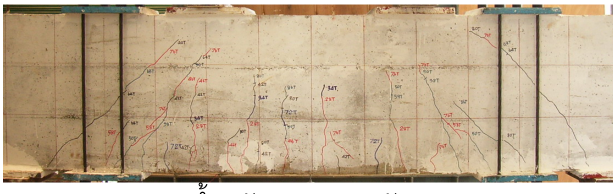
น้ำหนักบรรทุก 38 ตัน

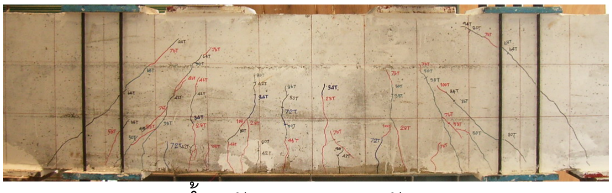

น้ำหนักบรรทุก 48 ตัน

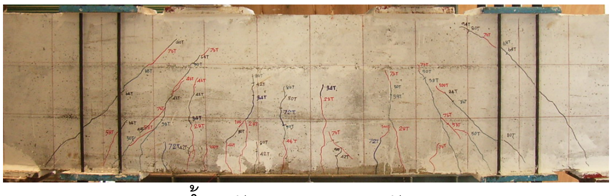
น้ำหนักบรรทุก 62 ตัน

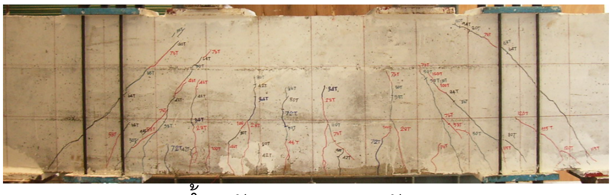
น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน

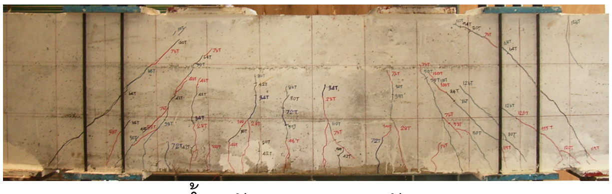

น้ำหนักบรรทุก 80 ตัน

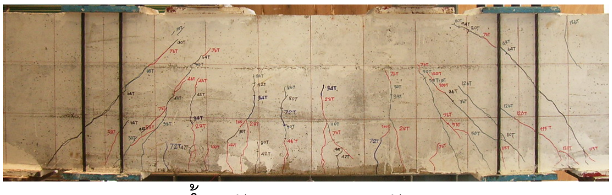

น้ำหนักบรรทุก 90 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 100 ตัน

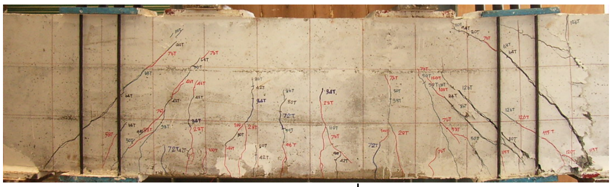

น้ำหนักบรรทุก 108 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 120 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 126 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 130 ตัน

น้ำหนักบรรทุกประลัย 134.6 ตัน

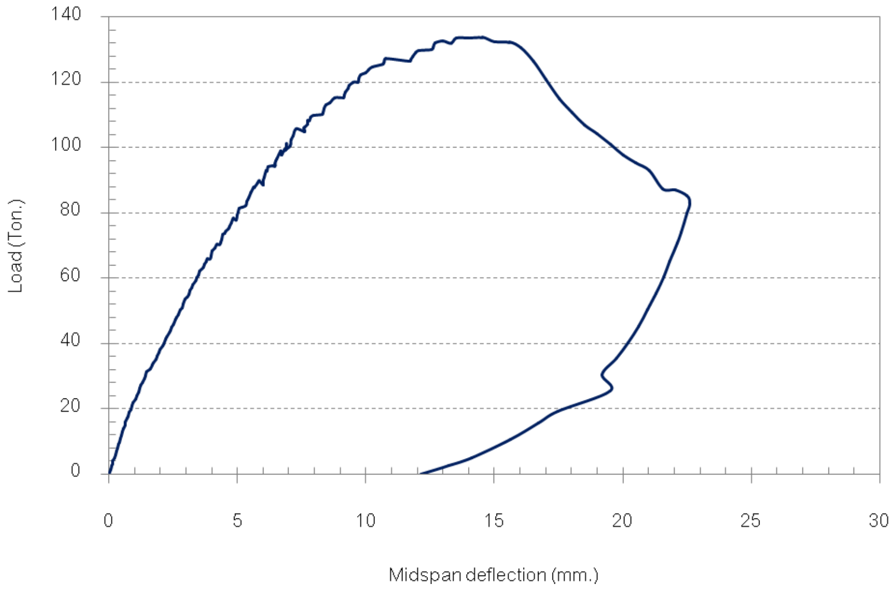

รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

ภาพที่ 5.21 รอยร้าวของคาน B1-S2 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

5.3.4 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 43.5 กก. ต่อ ตร.ซม. (B1-S3)

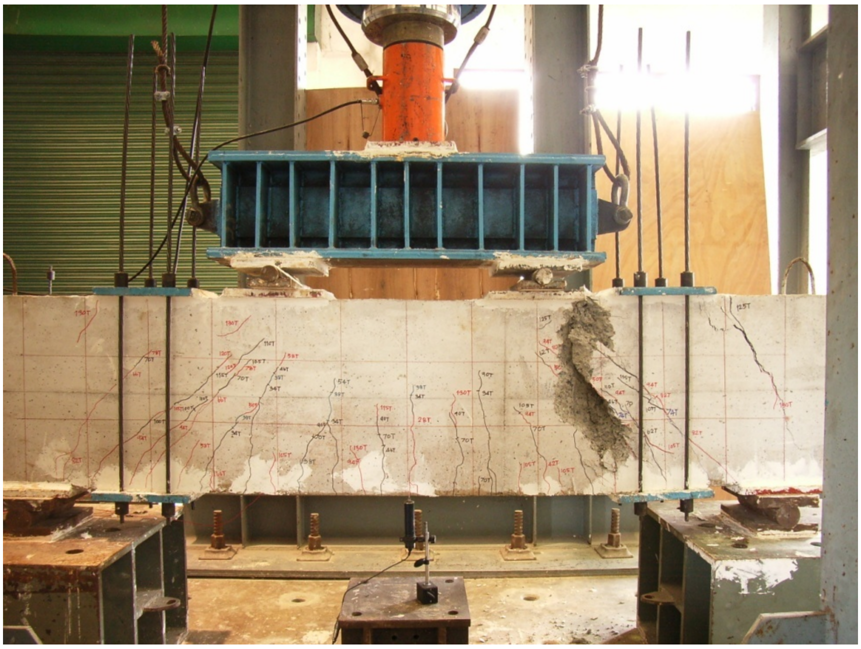
พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักของคานเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกในช่วงแรกคานมีพฤติกรรมเชิงเส้น ดังแสดงในภาพที่ 5.22 คานเริ่มแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural crack) บริเวณกลางคานด้านล่างที่น้ำหนักบรรทุก 28 ตัน และเป็นจุดสุดท้ายของพฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงแรก พฤติกรรมเชิงเส้นช่วงที่สองเกิดขึ้นหลังจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าวจนถึงน้ำหนักบรรทุก 110 ตัน ซึ่งคิดเป็นร้อยละ 82.27 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบ หลังจากคานสิ้นสุดพฤติกรรมเชิงเส้นในช่วงที่สอง กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเริ่มเป็นเส้นโค้งจนถึงน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ 133.7 ตัน หลังจากนั้นน้ำหนักบรรทุกจะค่อยๆ ลดลงในขณะที่การแอ่นตัวเพิ่มมากขึ้น

หลังเกิดรอยร้าวแรก รอยร้าวจะกระจายออกจากบริเวณกลางคานทั้งสองด้านโดยเป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดหลังจากนั้นรอยร้าวเริ่มขยายสู่ด้านบนของคาน พร้อมกับการเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (Flexural shear crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 74 ตัน เกิดรอยร้าวตามแนวทแยง (Diagonal crack) ระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับที่ทั้งสองด้านของคาน

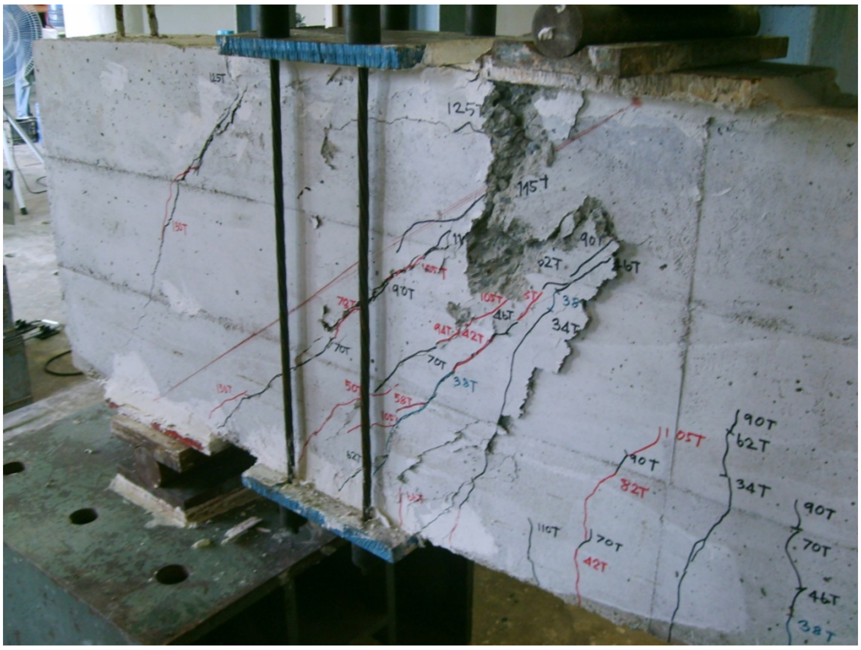


ภาพที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ

ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคาน B1-S3



ก.ด้านหน้าของคาน



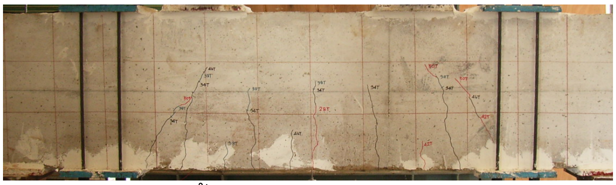
ข.ด้านหลังของคาน

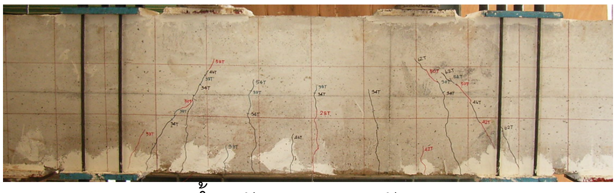
ภาพที่ 5.23 ลักษณะการวิบัติของคาน B1-S3

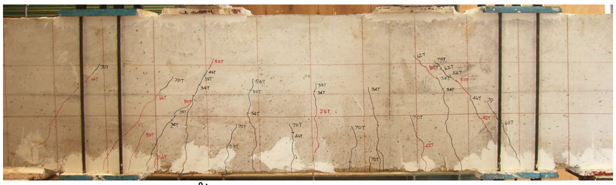
น้ำหนักบรรทุก 28 ตัน

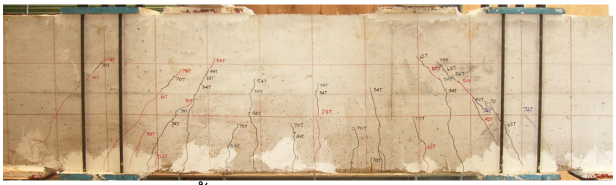
น้ำหนักบรรทุก 36 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 40 ตัน

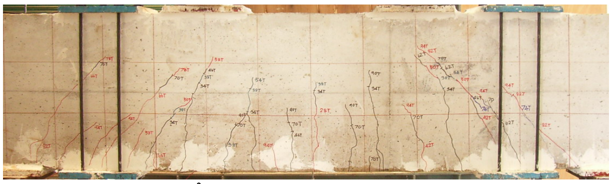

น้ำหนักบรรทุก 50 ตัน

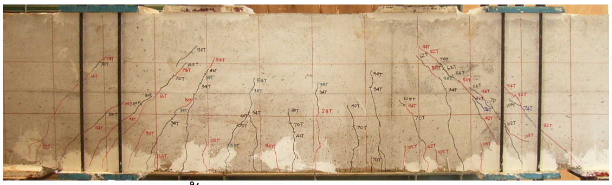

น้ำหนักบรรทุก 62 ตัน

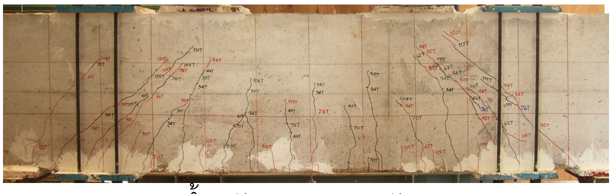

น้ำหนักบรรทุก 70 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 80 ตัน

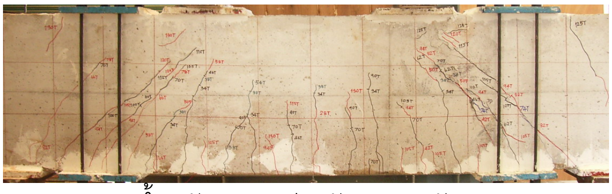
น้ำหนักบรรทุก 90 ตัน

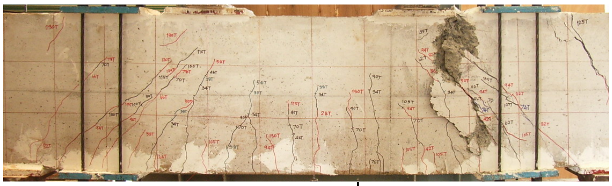

น้ำหนักบรรทุก 98 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 110 ตัน


น้ำหนักบรรทุก 120 ตัน

น้ำหนักบรรทุก 130 ตัน


น้ำหนักบรรทุกประลัย 133.7 ตัน


รูปแบบรอยร้าวที่วิบัติ

ภาพที่ 5.24 รอยร้าวของคาน B1-S3 ที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ

เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังเริ่มทำงานที่น้ำหนักบรรทุก 40 ตัน ก่อนที่จะเกิดรอยร้าวทแยงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำกับจุดรองรับที่ 74 ตัน ซึ่งรอยร้าวทแยงที่ทำให้เกิดการวิบัตินี้เกิดขึ้นช้ากว่าทั้งใน คาน B1-S1 และคาน B1-S2 แสดงให้เห็นว่าที่ค่าหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงในระดับนี้สามารถควบคุมการเกิดรอยร้าวทแยงเริ่มแรกที่จะนำไปสู่การวิบัติเป็นผลให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงขึ้น ลักษณะการวิบัติของคานเกิดจากการบดอัดของ Compression strut (Failure of compression strut) ที่บรรทุกประลัย 133.7 ตัน ดังแสดงในภาพที่ 5.23 และรอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ แสดงในภาพที่ 5.24

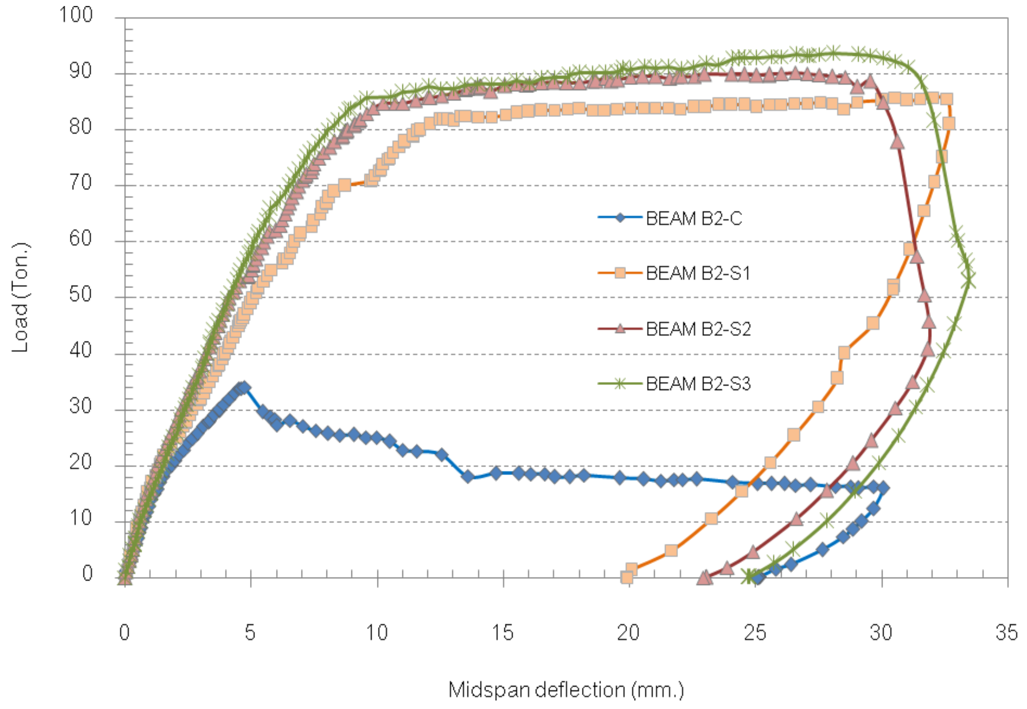
5.4 วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบ

5.4.1 คานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2 (คานกลุ่ม B2)

5.4.1.1 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate strength) ของคานกลุ่ม B2

จากกราฟเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของคานทดสอบ (ภาพที่ 5.25) แสดงให้เห็นว่าคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยการอัดแรงภายนอกสามารถเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานได้สูงขึ้น โดยคานที่มีการเสริมกำลังทั้งหมด มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงกว่าคานควบคุม

จากผลการทดสอบคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนในกลุ่มตัวอย่าง B2 ได้แก่ B2-S3, B2-S2 และ B2-S1 ดังแสดงในตารางที่ 5.2 พบว่าสามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะประลัยได้สูงกว่าคานควบคุมอย่างมีนัยสำคัญ คานที่ได้รับการเสริมกำลังโดยแปรเปลี่ยนระดับของแรงอัดภายนอกจากสูงสุดไปยังต่ำที่สุดสามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 93.7, 90.3 และ 85.8 ตัน เพิ่มขึ้นจากคานควบคุม 59.7, 56.3 และ 51.8 ตัน คิดเป็นร้อยละ 175.59, 165.59 และ 152.35 ตามลำดับ คานที่มีการเสริมกำลังด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่มากที่สุด (B2-S3) สามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้สูงที่สุดและคานที่มีการเสริมกำลังด้วยหน่วยแรงอัดที่ต่ำลงมา (B2-S2 และ B2-S1) ก็สามารถรับน้ำหนักสูงสุดได้ต่ำลงมาตามลำดับ อย่างไรก็ตามกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ต่ำก็ไม่มีนัยสำคัญมากและยังอยู่ในระดับที่ยอมรับได้



ภาพที่ 5.25 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก
และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคานกลุ่ม B2

ตารางที่ 5.2
ผลการทดสอบคานกลุ่ม B2

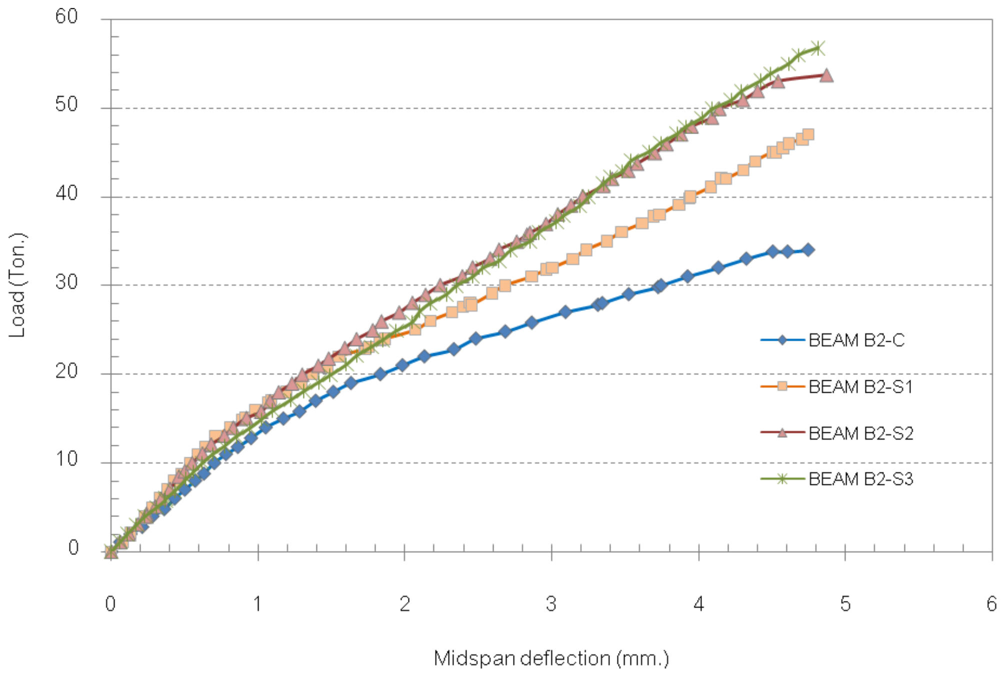
ชื่อคาน	น้ำหนักบรรทุกประลัย (Ton.)	น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น (Ton.)	ระยะการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัย (mm.)	รูปแบบการวิบัติ
B2-C	34.00	-	4.74	Shear diagonal cracking
B2-S1	85.80	51.80	30.53	Shear diagonal cracking
B2-S2	90.30	56.30	24.53	Shear compression
B2-S3	93.70	59.70	28.04	Flexural failure
Theory*	63.66	-	-	-

Theory* Deep beam design (ACI 318-99 Sec. 11.8)

5.4.1.2 ความแกร่ง (Stiffness) ของคานกลุ่ม B2

ความแกร่งของคาน (Stiffness) จะพิจารณาจากค่าความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานโดยพิจารณาจากอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกต่อการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ที่ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเท่ากับระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานควบคุม จากภาพที่ 5.26 ในช่วงแรกของคานก่อนการแตกร้าวกราฟมีความชันใกล้เคียงกันและหลังจากที่คานเกิดการแตกร้าวแล้วพบว่าคานที่มีการเสริมกำลังด้วยระดับของการอัดแรงภายนอกที่สูงสุดกราฟมีค่าความชันสูงสุด ส่วนคานที่มีระดับของการอัดแรงรองลงมามีค่าความชันของกราฟต่ำลงมาตามลำดับ

ค่าความแกร่งของคานจะเพิ่มขึ้นตามค่ระดับของการอัดแรงภายนอกที่เพิ่มขึ้น โดยมีค่าความแกร่งเท่ากับ 10.80, 10.03, 8.14 และ 7.17 ตันต่อมิลลิเมตรสำหรับคาน B2-S3, B2-S2, B2-S1 และ B2-C



ภาพที่ 5.26 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของคานกลุ่ม B2 ในช่วงยืดหยุ่น

ตารางที่ 5.3

ค่า Deformation Ratio และความแกร่งของคานกลุ่ม B2

ชื่อคาน	Deformation Ratio	ความแกร่ง (Stiffness, k) (Ton./mm.)	อัตราส่วนความแกร่งของคานที่เสริมกำลังต่อคานควบคุม
B2-C	1.00	7.17	-
B2-S1	6.44	9.92	1.38
B2-S2	5.18	11.22	1.56
B2-S3	5.92	11.82	1.65

5.4.1.3 **ความเหนียว (Ductility) ของคานกลุ่ม B2**

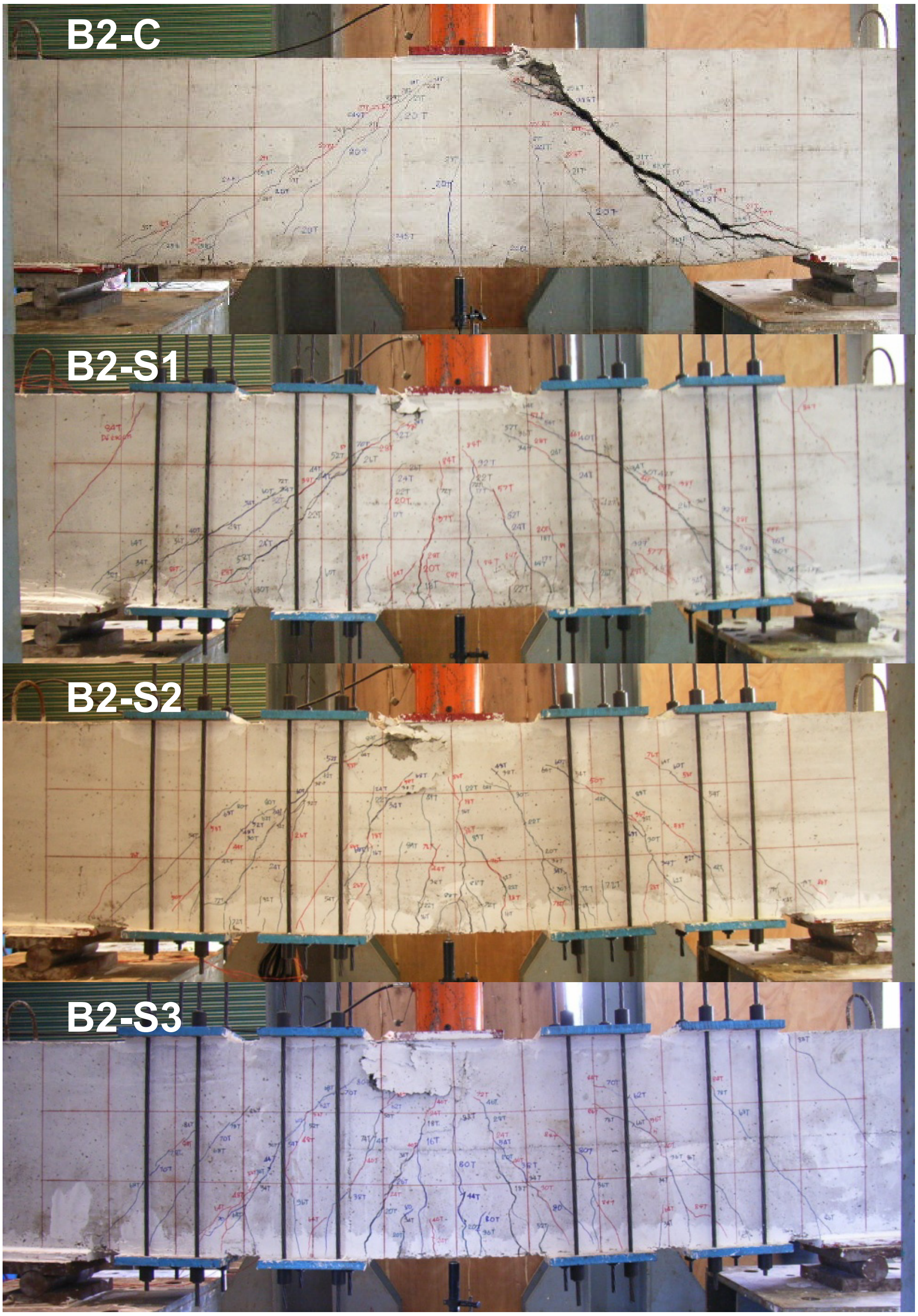
จากกราฟเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางคานของคานทดสอบ (ภาพที่ 5.25) และตารางที่ 5.3 พบว่าการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยการอัดแรงภายนอก นอกจากจะทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานเพิ่มมากขึ้นแล้วยังทำให้คานที่มีการเสริมกำลังด้วยวิธีดังกล่าวมีความเหนียว (Ductility) มากขึ้นอีกด้วย คานที่มีการเสริมกำลังทั้งหมดมีค่าการแอ่นตัวสูงขึ้นที่น้ำหนักบรรทุกประลัย โดยมีค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานเท่ากับ 30.53, 26.54 และ 28.04 มิลลิเมตร สำหรับคาน B2-S3, B2-S2 และ B2-S1 ตามลำดับสูงกว่าคาน B2-C ซึ่งมีค่าการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยเพียง 4.74 มิลลิเมตร

เนื่องจากคานควบคุมทั้งสองกลุ่มมีการวิบัติก่อนที่จะเกิดการครากของเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงซึ่งเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle failure) ความเหนียว (Ductility) ของคานสำหรับกรณีนี้จะพิจารณาจาก Deformation ratio ซึ่งคืออัตราส่วนการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่สภาวะประลัยของคานที่มีการเสริมกำลังต่อการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่สภาวะประลัยของคานควบคุม ซึ่งในคานควบคุมจะมีค่า Deformation ratio เท่ากับ 1.00

เมื่อพิจารณาถึงความเหนียวของคานเปรียบเทียบกับคานควบคุม พบว่าคาน B2-S1 มีค่า Deformation ratio สูงสุดเท่ากับ 6.44 รองลงมาคือคาน B2-S3 เท่ากับ 5.92 และคาน B1-S2 มีค่า Deformation ratio น้อยที่สุดเท่ากับ 5.18

5.4.1.3 **กลไกการวิบัติ** (Failure mechanism) **ของคานกลุ่ม** B2

การวิบัติของคานกลุ่ม B2 แสดงในภาพที่ 5.27 การวิบัติเริ่มจากรอยร้าวตามแนวดิ่งบริเวณกึ่งกลางคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracking) โดยคานที่มีการเสริมกำลังทั้งสามตัวอย่างเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดที่น้ำหนักบรรทุกประมาณร้อยละ 20 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย ในคานควบคุม (B2-C) หลังจากเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดแล้วก็เกิดรอยร้าวทแยงระหว่างจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับ (Diagonal cracking) หลังจากนั้นรอยร้าวทแยงจะกว้างขึ้นจนนำไปสู่การวิบัติของคาน ส่วนคานที่มีการเสริมกำลังทั้ง 3 ตัวอย่าง รอยร้าวทแยงที่เกิดมีจำนวนน้อยลงแปรผันตามหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่เพิ่มขึ้น ในคาน B2-S1 ถึงแม้จะมีอิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง แต่ไม่มากพอที่จะควบคุมรอยร้าวทแยงที่นำไปสู่การวิบัติ ทำให้คานเกิดการวิบัติเนื่องจาก Diagonal cracking ในคาน B2-S2 หน่วยแรงอัดที่มากขึ้นจะเป็นตัวควบคุมความกว้างของรอยร้าวทแยงที่เกิดขึ้นทำให้คานมีพฤติกรรมการดัดที่เด่นชัดขึ้น คานเกิดการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตบริเวณส่วนบนของรอยร้าวทแยง (Shear compression failure) คาน B2-S3 รอยร้าวทแยงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักกระทำกับจุดรองรับถูกควบคุมโดยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง ทำให้คานไม่วิบัติโดยแรงเฉือน คานจึงมีพฤติกรรมเป็นคานรับแรงดัดชัดเจนขึ้น

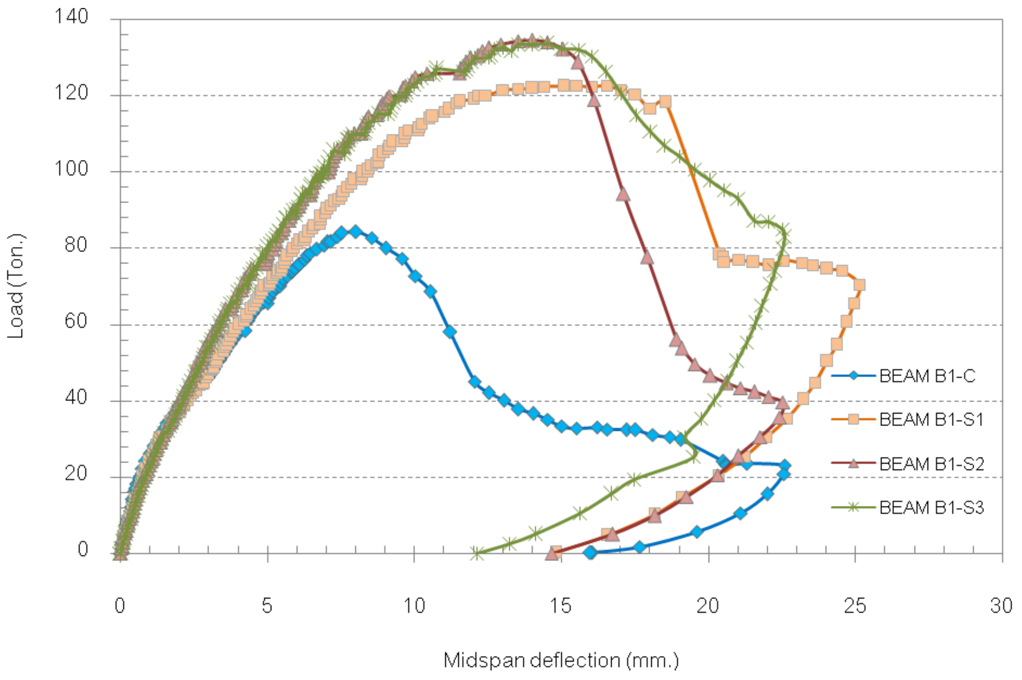


ภาพที่ 5.27 เปรียบเทียบลักษณะการวิบัติของคานกลุ่ม B2

5.4.2 คานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5 (คานกลุ่ม B1)

5.4.2.1 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate strength) **ของคานกลุ่ม B1**

จากกราฟเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของคานทดสอบ (ภาพที่ 5.28) แสดงให้เห็นว่าคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยการอัดแรงภายนอกสามารถเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคาน โดยคานที่มีการเสริมกำลังทั้งหมดที่ทำการเสริมกำลังมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่สูงขึ้นจากคานควบคุม ระดับของแรงอัดภายนอกจะมีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นของคานทดสอบ ผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 5.4 โดยคาน B1-S3 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 133.7 ตัน มีกำลังเพิ่มขึ้นจากคานควบคุม 49.4 ตัน คิดเป็นกำลังที่เพิ่มขึ้นร้อยละ 58.60 คาน B1-S2 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 134.6 ตัน มีกำลังเพิ่มขึ้นจากคานควบคุม 50.3 ตัน คิดเป็นกำลังที่เพิ่มขึ้นร้อยละ 59.67 และคานที่มีกำลังรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดคือ คาน B1-S1 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 122.8 ตัน มีกำลังเพิ่มขึ้นจากคานควบคุม 38.5 ตัน คิดเป็นกำลังที่เพิ่มขึ้นร้อยละ 45.67



ภาพที่ 5.28 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคานกลุ่ม B1

ตารางที่ 5.4

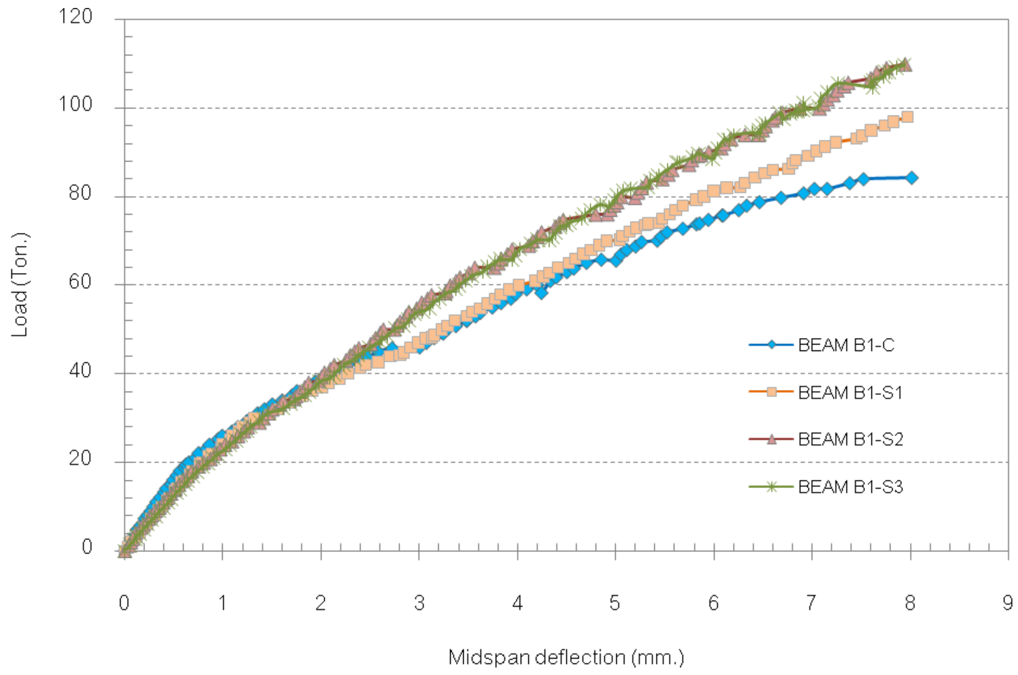
ผลการทดสอบคานกลุ่ม B1

ชื่อคาน	น้ำหนักบรรทุกประลัย (Ton.)	น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น (Ton.)	ระยะการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัย (mm.)	รูปแบบการวิบัติ
B1-C	84.30	-	8.01	Shear diagonal cracking
B1-S1	122.80	38.50	15.52	Shear compression
B1-S2	134.60	50.30	14.00	Failure of compression strut
B1-S3	133.70	49.40	14.52	Failure of compression strut
Theory*	87.97	-	-	-

Theory* Deep beam design (ACI 318-99 Sec. 11.8)

5.4.2.2 ความแกร่ง (Stiffness) **ของคานกลุ่ม** B1

ความแกร่งของคานกลุ่ม B1 มีหลักการพิจารณาเช่นเดียวกันกับคานกลุ่ม B2 จากกราฟเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของคานในช่วงยืดหยุ่น (ภาพที่ 5.29) ความชันของกราฟของคาน B1-S1 มีความชันต่ำที่สุดในขณะที่คาน B1-S2 และคาน B1-S3 กราฟมีความชันใกล้เคียงกัน ที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานในช่วงยืดหยุ่นคาน B1-S2 และคาน B1-S3 จะมีการแอ่นตัวน้อยกว่าในคาน B1-S1 ที่น้ำหนักบรรทุกเดียวกัน ค่าความแกร่งของคานกลุ่ม B1แสดงในตารางที่ 5.5 โดยคานมีค่าความแกร่ง 13.73, 13.73, 12.23 และ 10.52 ตันต่อมิลลิเมตรสำหรับคาน B1-S3, B1-S2, B1-S1 และ B1-C ตามลำดับ



ภาพที่ 5.29 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของคานกลุ่ม B1 ในช่วงยืดหยุ่น

ตารางที่ 5.5

ค่า Deformation ratio และความแกร่งของคานกลุ่ม B1

ชื่อคาน	Deformation Ratio	ความแกร่ง (Stiffness, k) (Ton./mm.)	อัตราส่วนความแกร่งของคานที่เสริมกำลังต่อคานควบคุม
B1-C	1.00	10.52	-
B1-S1	1.94	12.23	1.16
B1-S2	1.75	13.73	1.30
B1-S3	1.81	13.73	1.30

5.4.2.3 **ความเหนียว** (Ductility) **ของคานกลุ่ม** B1

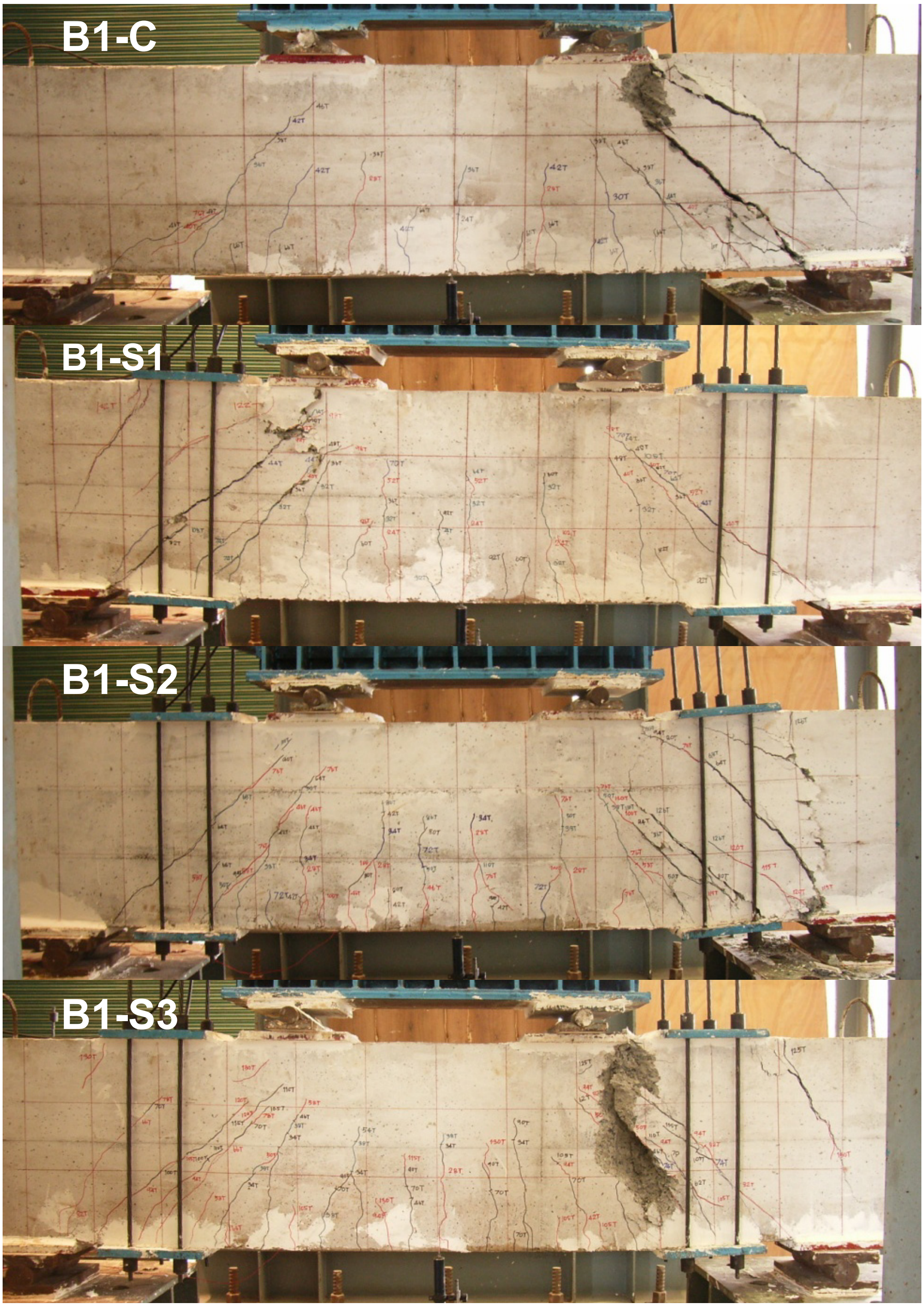
จากกราฟเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของคานทดสอบ (ภาพที่ 5.28) และตารางที่ 5.5 พบว่าคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนทั้งหมดมีความเหนียวเพิ่มมากขึ้นจากคานควบคุม (B1-C) โดยคาน B1-S1 มีการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัย 15.52 มิลลิเมตร คาน B1-S2 มีการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัย 14.00 มิลลิเมตร และคาน B1-S3 มีการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัย 14.52 มิลลิเมตร ในขณะที่คานควบคุม B1-C มีการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยเพียง 8.01 มิลลิเมตร

ส่วนความเหนียวของคานเมื่อเปรียบเทียบการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยต่อการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของคานควบคุม (Deformation ratio) มีค่าดังนี้ คือในคาน B1-S1 มีค่า Deformation ratio สูงสุดเท่ากับ 1.94 คาน B1-S3 มีค่า Deformation ratio เท่ากับ 1.81 และคานที่มีค่า Deformation ratio น้อยที่สุดคือคาน B1-S2 มีค่าเท่ากับ 1.75

5.4.2.4 **กลไกการวิบัติ** (Failure mechanism) **ของคานกลุ่ม** B1

คานทดสอบที่มีอัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5 ทั้งหมดมีการวิบัติเนื่องมาจากรอยร้าวทแยงระหว่างบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและที่จุดรองรับดังแสดงในภาพที่ 5.30 หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะช่วยชะลอการแตกร้าวทแยงเนื่องจากแรงเฉือนและควบคุมการขยายตัวของรอยร้าวดังกล่าว เนื่องจากคานที่ทำการทดสอบเป็นคานลึกที่มีพฤติกรรมภายใต้แรงเฉือนโดยตรงทำให้รอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนยังคงเกิดขึ้น แต่หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงสามารถควบคุมการแตกร้าวทแยงแรกและทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานสูงขึ้น

รอยร้าวแรกของคานกลุ่ม B1 เป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด โดยคานที่มีการเสริมกำลังทั้งสามตัวอย่างเกิดรอยร้าวดัดที่น้ำหนักบรรทุกประมาณร้อยละ 20 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย ซึ่งเป็นโมเมนต์แตกร้าว (Cracking moment) ของหน้าตัด คาน B1-C มีการวิบัติเนื่องจากรอยร้าวทแยง (Shear diagonal cracking failure) คาน B1-S1 มีการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตที่ส่วนบนของรอยร้าวทแยง (Shear compression failure) โดยเมื่อรอยร้าวทแยงขยายตัวทำให้แรงเนื่องจากการยึดเกาะของมวลรวมจะลดลง บริเวณส่วนบนของรอยร้าวทแยงจะรับทั้งแรงอัดและแรงเฉือนจำนวนมากขึ้นจึงทำให้คอนกรีตส่วนบนเกิดการบดอัด ส่วนการวิบัติของคาน B1-S2 และคาน B1-S3 เกิดจากการบดอัดของ Compression strut (Failure of compression strut)



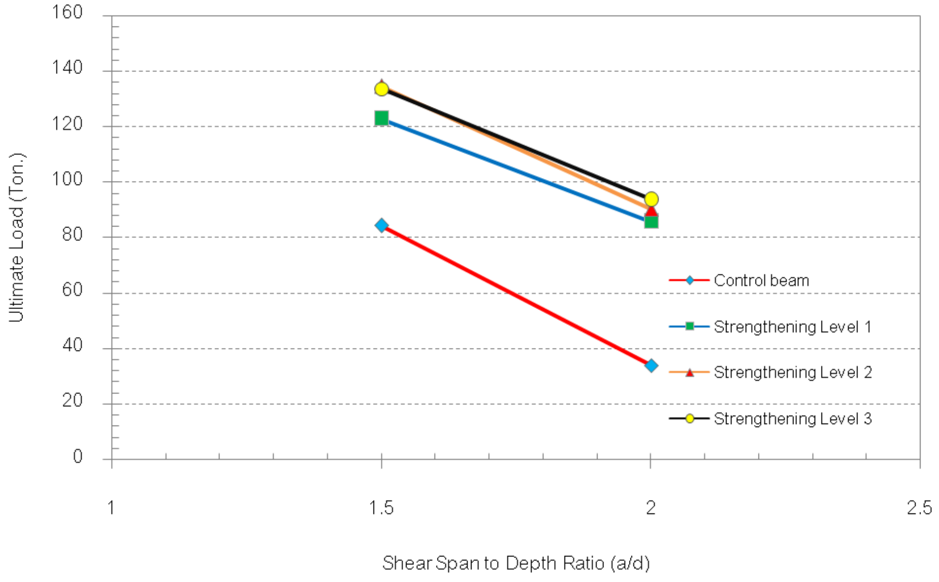
ภาพที่ 5.30 เปรียบเทียบลักษณะการวิบัติของคานกลุ่ม B1

5.5 ค่าตัวแปรในการศึกษา

5.5.1 ผลของช่วงการเฉือนต่อความลึกต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย

ช่วงการเฉือนต่อความลึก (a/d) มีผลโดยตรงต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย กราฟในภาพที่ 5.31 แสดงถึงผลของช่วงการเฉือนต่อความลึกต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลัง ในแต่ละเส้นแสดงถึงความแตกต่างของคานที่มีการเสริมกำลังในระดับของหน่วยแรงอัดภายนอกที่แตกต่างกัน โดยทุกเส้นแสดงให้เห็นว่าในค่า a/d ที่น้อยกว่าคานจะมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงกว่าคานที่มีค่า a/d ที่มาก

คานทั้งสองกลุ่มจะถ่ายน้ำหนักบรรทุกด้วยพฤติกรรมอาร์ช (Arch action) คานจะมีพฤติกรรมภายใต้แรงเฉือนโดย D-regions (Disturbed หรือ Discontinuity regions) ซึ่งพฤติกรรมการรับแรงเฉือนจะสูงขึ้นอย่างชัดเจนที่ค่า a/d น้อยกว่า 2 น้ำหนักบรรทุกจะถ่ายจากบริเวณที่น้ำหนักกระทำลงสู่จุดรองรับโดยตรงผ่าน Compression Strut แรงอัดดังกล่าวจะสมดุลอยู่กับแรงดึงในเหล็กเสริมและแรงปฏิกิริยาในแนวดิ่งที่จุดรองรับดังภาพที่ 3.6 และเป็นไปตามสมการที่ 3.14

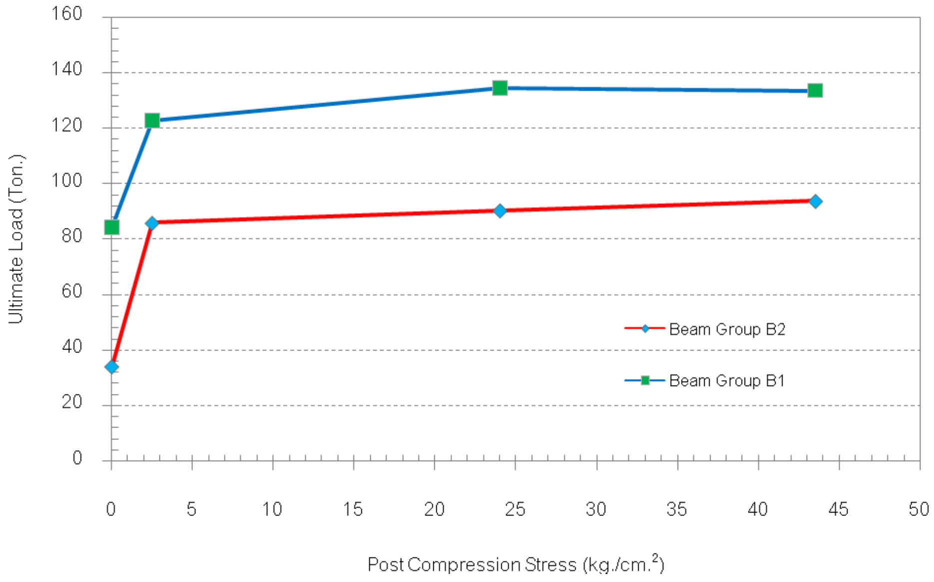


ภาพที่ 5.31 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึก
และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคาน

5.5.2 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย

จากกราฟความความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานทั้งสองกลุ่ม (ภาพที่ 5.32) พบว่าคานที่มีระดับของการอัดแรงภายนอกที่สูงขึ้นจะทำให้คานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงขึ้น

โดยปกติแล้วกลไกลการต้านทานแรงเฉือนประกอบไปด้วย แรงเฉือนในส่วนที่รับแรงอัดของหน้าตัดในส่วนบนที่ยังไม่แตกร้าว (Compression zone) แรงยึดติดของเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ผ่านรอยแตก (Dowel action) การยึดเกาะของมวลรวม (Aggregate interlock) และการต้านทานโดยเหล็กเสริมทางขวาง การเสริมกำลังด้วยวิธีนี้หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงจะเสริมกลไกการต้านทานแรงเฉือนในส่วนของการยึดเกาะของมวลรวม (Aggregate interlock, V_a) ป้องกันการปริแตกของคอนกรีตในแนวนอนตามแนวเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดหน่วงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (Splitting crack) ซึ่งเกิดจากอิทธิพลของ Dowel action (V_d) นอกจากนั้นยังชะลอการแตกร้าวตามแนวทแยงทำให้คานยังสามารถรับแรงเฉือนได้โดยคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัด (Compression zone, V_{cz}) จะยังไม่ถูกบดอัด อีกทั้งเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังจะเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนในส่วนของเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือน (V_s)

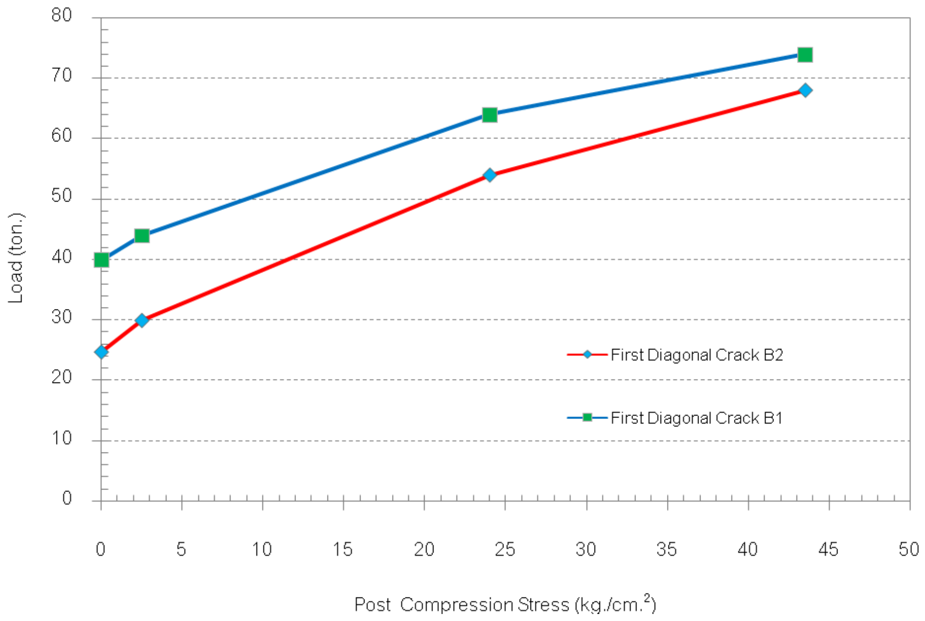


ภาพที่ 5.32 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย

5.5.3 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงต่อน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงแรก

จากภาพที่ 5.33 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงและน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงแรก พบว่าคานที่มีระดับของแรงอัดภายนอกที่สูงกว่าจะมีน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงแรกสูงกว่าคานที่มีระดับของแรงอัดภายนอกที่ต่ำ

เหล็กปลอกไม่ได้เป็นตัวป้องกันไม่ให้เกิดรอยร้าวทแยงในคอนกรีต แต่หลังจากที่คอนกรีตเริ่มแตกแล้ว เหล็กปลอกจึงจะทำหน้าที่ในการต้านทานแรงดึงที่เกิดจากแรงเฉือนในคาน ในทางตรงกันข้ามการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้ จะเป็นการให้น้ำหนักกระทำลงไปเพื่อต้านทานแรงดึงเนื่องจากแรงเฉือนโดยตรง ทำคานให้มีความสามารถในการต้านทานแรงที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าวเพิ่มขึ้น โดยการเสริมกำลังที่หน่วยแรงอัดที่เกิดจากกการอัดแรงที่สูงที่สุดทำให้เหล็กเสริมกำลังสูงสามารถที่จะรับน้ำหนักบรรทุกได้ทันทีก่อนที่คอนกรีตจะเกิดรอยร้าวทแยง เมื่อรอยร้าวทแยงถูกควบคุมไว้ คานจึงมีการวิบัติเนื่องจากแรงดัดสำหรับคานกลุ่ม B2 และในคานกลุ่ม B1 เกิดการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของ Compression strut ซึ่งเป็นกำลังสูงสุดของหน้าตัดคาน



ภาพที่ 5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
และน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงแรก

ตารางที่ 5.6
อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวดัด
และรอยร้าวทแยงต่อน้ำหนักบรรทุกประลัย

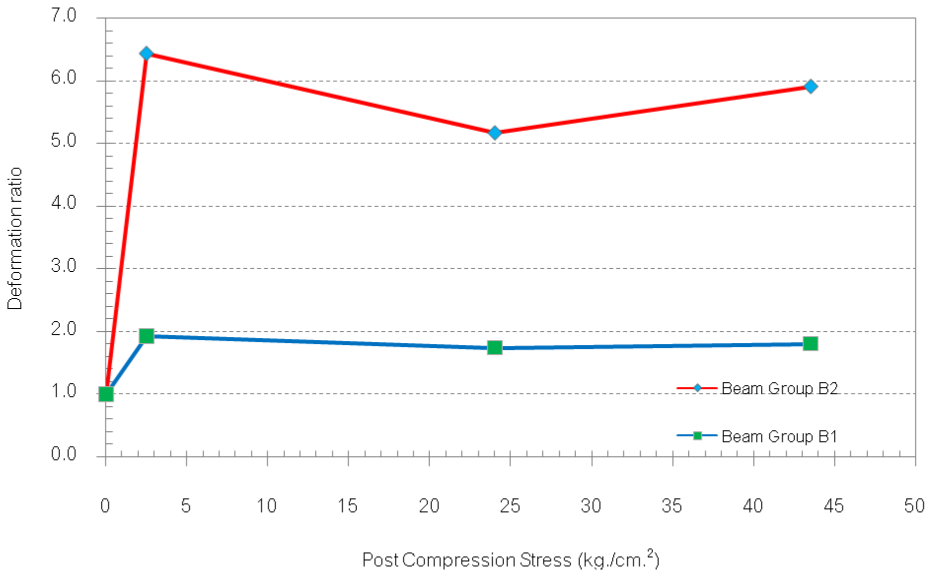
ชื่อคาน	น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้แตกร้าว (Ton)		น้ำหนักบรรทุกประลัย, Pu (Ton.)	อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุก	
	แตกร้าวดัด, Pf	แตกร้าวทแยง, Pd		Pf/Pu	Pd/Pu
B2-C	20.00	24.80	34.00	0.59	0.73
B2-S1	17.00	30.00	85.80	0.20	0.35
B2-S2	16.00	54.00	90.30	0.18	0.59
B2-S3	16.00	68.00	93.70	0.17	0.73
B1-C	24.00	40.00	84.30	0.28	0.47
B1-S1	24.00	44.00	122.80	0.20	0.35
B1-S2	28.00	64.00	134.60	0.21	0.47
B1-S3	28.00	74.00	133.70	0.21	0.55

จากตารางที่ 5.6 แสดงให้เห็นว่าคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post-tension) ด้วยระดับของการอัดแรงภายนอกที่สูงขึ้นสามารถชะลอการเกิดรอยร้าวทแยงได้มากขึ้นเมื่อเทียบกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคาน ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดของคานมีค่าใกล้เคียงกันที่ประมาณร้อยละ 20 ของน้ำหนักบรรทุกประลัย เนื่องจากถูกควบคุมด้วยกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตหรือโมดูลัสของการแตกร้าว (Modulus of rupture)

5.5.4 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงต่อความเหนียว

จากการพิจารณาการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยต่อการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของคานควบคุมพบว่าคานทั้งสองกลุ่มพบว่า คานที่มีการเสริมกำลังมีความเหนียวที่สูงขึ้นเมื่อเทียบกับคานควบคุมโดยคานที่มีหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง 2.5 กก. ต่อ ตร.ซม. (0.014 $f_c^{'}$) ทำให้คานมีความเหนียวมากที่สุด รองลงมาคือคานที่มีหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง 43.5 กก. ต่อ ตร.ซม. (0.24 $f_c^{'}$) และคานที่มีหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง 24 กก. ต่อ ตร.ซม. (0.132 $f_c^{'}$) มีความเหนียวต่ำที่สุด ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงและค่า Deformation ratio แสดงในภาพที่ 5.34

การเสริมกำลังด้วยนี้เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนในส่วนของเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนและหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงจะช่วยชะลอการขยายตัวรอยร้าวทแยงที่นำไปสู่การวิบัติของคาน ทำให้คานพัฒนากำลังได้สูงขึ้นจนเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงถึงจุดคราก และทำให้คานสามารถเปลี่ยนรูปได้มาก (Large deformation) หลังจากเหล็กเสริมเกิดการครากเป็นผลให้ความเหนียวสูงขึ้น

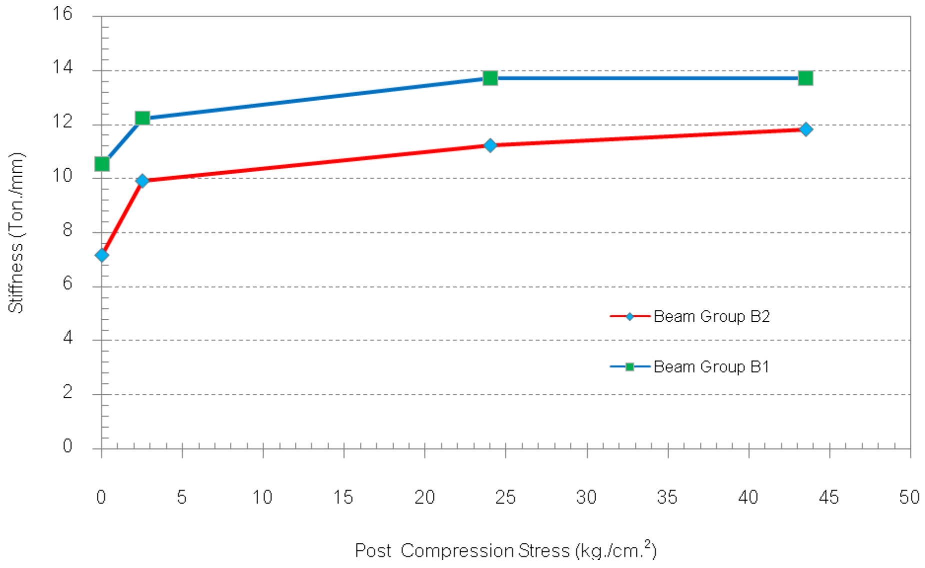


ภาพที่ 5.34 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง
และค่า Deformation ratio

5.5.5 อิทธิพลของหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงต่อความแกร่ง

หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่ชะลอและควบคุมความกว้างรอยร้าวจะทำให้ค่า EI ซึ่งคือความแกร่งของคาน อยู่ในค่าที่สูง ค่าความแกร่งของคานแบ่งออกเป็นสองช่วง ในช่วงแรกเกิดก่อนที่คอนกรีตจะแตกร้าวซึ่งคือโมดูรัสแตกร้าวของหน้าตัด (Modulus of rupture) จากการทดสอบคานทุกตัวอย่างมีค่าใกล้เคียงกัน ช่วงที่สองเกิดหลังจากหน้าตัดของคานเกิดการแตกร้าวไปแล้ว เอ็ฟแฟคทีพโมเมนต์ออฟอินนิเชีย (Effective moment of inertia) ของคานจะลดลงเนื่องรอยร้าวที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ความแกร่งของคานลดลง การที่รอยร้าวของคานเกิดขึ้นช้าก็จะทำให้ความแกร่งของคานอยู่ในค่าสูงกว่าคานที่มีการแตกร้าว ความแกร่งของคานจะเพิ่มขึ้นตามระดับ

ของการอัดแรงภายนอกที่สูงขึ้นดังแสดงในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงและความแกร่ง (ภาพที่ 5.35) โดยระดับของแรงอัดภายนอกที่สูงจะป้องกันการเกิดรอยร้าวได้ดีกว่า คานจึงมีความแกร่งที่สูงกว่าคานที่มีระดับของแรงอัดภายนอกที่ต่ำ



ภาพที่ 5.35 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงและความแกร่ง

จากผลการทดสอบที่ได้พบว่าในระดับของการอัดแรงภายนอกที่ทำการศึกษาที่ระดับของแรงอัดภายนอกที่หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 43.5 กก. ต่อ ตร.ซม. (0.240 $f_c^{'}$) ทำให้คานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกและความแกร่งที่สูงที่สุดและมีความเหนียวอยู่ในค่าที่สูง อีกทั้งที่ระดับของแรงอัดภายนอกที่ค่านี้ยังสามารถชะลอการเกิดรอยร้าวทแยงแรกได้ดีที่สุด ทำให้คานที่เสริมกำลังมีพฤติกรรมที่เหมาะสมในการรับน้ำหนักบรรทุก

บทที่ 6

วิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยแบบจำลอง Strut and tie

ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยแบบจำลอง Strut and tie จะทำการเปรียบเทียบการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก (External post tension) โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน โดยทำการเปรียบเทียบค่าที่ได้จากการทดสอบกับการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Strut and tie ตามมาตรฐานของ ACI 318-05, แบบจำลอง Strut and tie ที่แนะนำโดย Macgregor J.G. และแบบจำลอง Strut and tie ที่แนะนำโดย Collins M. P. & Mitchell D. เพื่อหาแบบจำลองที่เหมาะสมในการวิเคาระห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลัง และอธิบายถึงกลไกการรับน้ำหนักบรรทุกเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง Strut and tie

ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยแบบจำลอง Strut and tie ตั้งอยู่บนสมมุติฐานที่ว่า ในแบบจำลองตามมาตรฐานของ ACI และ วิธีของ Macgregor J.G. กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตของ Strut ในแนวทแยง ก่อนทำการเสริมกำลัง Strut มีรูปร่างเป็นแบบ Bottle shape ที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกที่เพียงพอ และหลังจากทำการเสริมกำลังแล้ว Strut มีรูปร่างเป็นแบบ Bottle shape ที่มีการเสริมเหล็กปลอกที่เพียงพอ ส่วน Strut ในแนวนอนบริเวณส่วนบนของคานมีรูปร่างเป็นแบบ Prismatic ในวิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. พิจารณาตามสมการที่เสนอ ใน Node บริเวณที่รับน้ำหนักบรรทุกพิจารณาเป็น CCC Node ส่วน Node บริเวณที่จุดรองรับทั้งสองด้านของคานพิจารณาเป็น CCT Node และ Node บริเวณที่เสริมกำลังส่วนบนถึงแม้มี Tie รวมอยู่ด้วย แต่พฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงจะเป็นแบบ CCC Node เนื่องจากเหล็กเสริมกำลังสูงที่ทำหน้าที่เป็น Tie จะไม่ตัดผ่าน Node และแรงดึงภายนอกในเหล็กเสริมกำลังสูงจะทำให้เกิดแรงอัดบริเวณส่วนบนของ Node บริเวณส่วนล่างของ Strut ในแนวทแยงที่เกิดจากการเสริมกำลังพิจารณาเป็นพื้นที่รับแรงแบกทาน (Bearing area) โดยเหล็กเสริมหลัก Node ทั้งหมดในแบบจำลอง เป็น Node ที่มีการขยายออก (Extend nodal zone) ซึ่งเป็นผลให้หน่วยแรงในแต่ละหน้าตัดของ Node มีค่าไม่เท่ากัน แต่ไม่มีนัยสำคัญใดต่อกำลังของ Node ที่ใช้พิจารณา

จากระดับของการอัดแรงภายนอกที่ทำการศึกษา ที่ระดับของการอัดแรงภายนอกที่สูงที่สุดทำให้คานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงที่สุด อีกทั้งพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานในทดสอบแสดงให้เห็นว่าที่ระดับการอัดแรงค่านี้ทำให้คานมีพฤติกรรมที่เหมาะสมในการรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยแบบจำลอง Strut and

tie จะไม่พิจารณาถึงความแตกต่างของระดับการอัดแรงภายนอกโดยจะพิจารณาเฉพาะพื้นที่ของเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังและจะพิจารณาว่าเป็นระดับการอัดแรงภายนอกที่สูงที่สุด

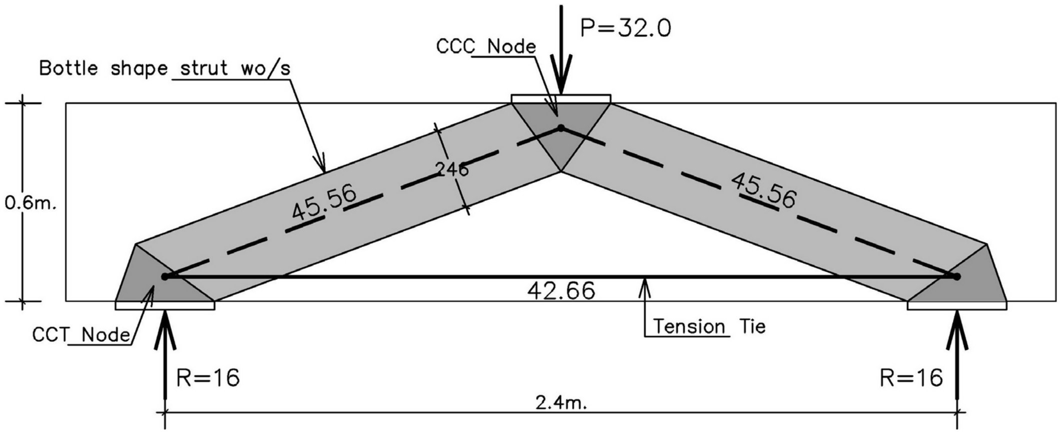
6.1 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง Strut and tie มาตรฐาน ACI 318-05

ในการพิจารณากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยตามแบบจำลอง Strut and tie ตามมาตรฐาน ACI 318-05 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่ไม่มีการเสริมกำลังพิจารณาจากความกว้างสูงสุดของ Strut ในแนวทแยงที่เป็นไปได้ จากรูปร่างของคานและขนาดของแผ่นเหล็กบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและบริเวณจุดรองรับ กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต (Effective compressive strength) ใน Strut จะเป็นกำลังรับแรงอัดของ Strut ทีมีรูปร่างเป็นแบบ Bottle shape ที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกที่เพียงพอ เนื่องจากมีการเสริมเหล็กปลอกที่ต่ำกว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ต้านทานแรงดึงแยกตามแนวแกนของ Strut ตามสมการที่ 3.55

คานควบคุม B2 $$\frac{0.56}{20\times 25}\sin 69^\circ = 0.001 < 0.003$$

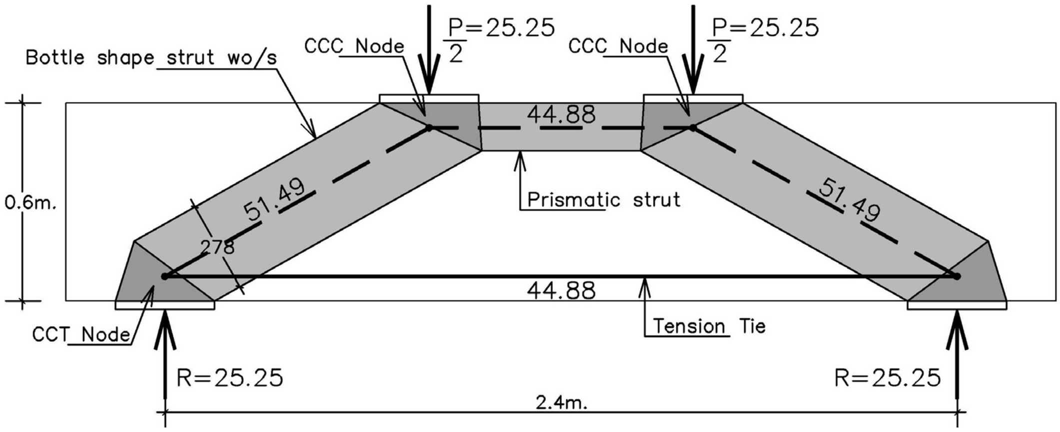
คานควบคุม B1 $$\frac{0.56}{20\times 25}\sin 61^\circ = 0.00097 < 0.003$$

ความกว้างมากที่สุดของ Strut ที่เป็นไปได้ของคานควบคุม B2 มีค่าเท่ากับ 24.6 ซม. และของคานควบคุม B1 มีค่าเท่ากับ 27.8 ซม. กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่ไม่มีการเสริมกำลังทั้งสองกลุ่มจะถูกกำหนดจากน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้ Strut ในแนวทแยงเกิดการวิบัติกำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน ความกว้างของ Strut และ Node สำหรับแบบจำลอง Strut and tie ตามมาตรฐาน ACI 318-05 ของคานควบคุม B2 แสดงในตารางที่ ค.1 และคานควบคุม B1 แสดงในตารางที่ ค.2



ภาพที่ 6.1 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 มาตรฐาน ACI 318-05
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานควบคุม B2 มีค่าเท่ากับ 32.0 ตัน (ภาพที่ 6.1) และคานควบคุม B1 มีค่าเท่ากับ 50.5 ตัน (ภาพที่ 6.2) โดยจะเกิดการวิบัติเนื่องจากคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดมีหน่วยแรงอัดสูงกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตในขณะที่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมหลักมีค่าต่ำกว่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก (2717 ksc. ในคานควบคุม B2 และ และ 2858 ksc. ในคานควบคุม B1)



ภาพที่ 6.2 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1 มาตรฐาน ACI 318-05
แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

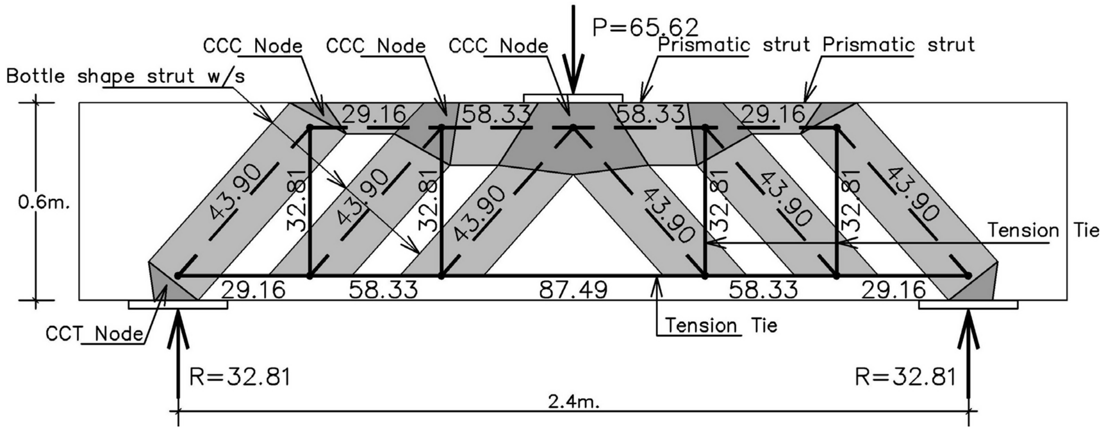
หลังจากเสริมกำลัง กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต ใน Strut จะเป็นกำลังรับแรงอัดของ Strut ที่มีรูปร่างเป็นแบบ Bottle shape ที่มีการเสริมเหล็กปลอกที่เพียงพอ เนื่องจากเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะเพิ่มปริมาณหน้าตัดของเหล็กปลอกให้กับคานและมีค่าเพียงพอตามสมการที่ 3.55

คาน B2 ที่เสริมกำลัง $$\frac{0.56}{20\times 25}\sin 42^\circ + \frac{1.974}{20\times 24}\sin 42^\circ = 0.0035 > 0.003$$

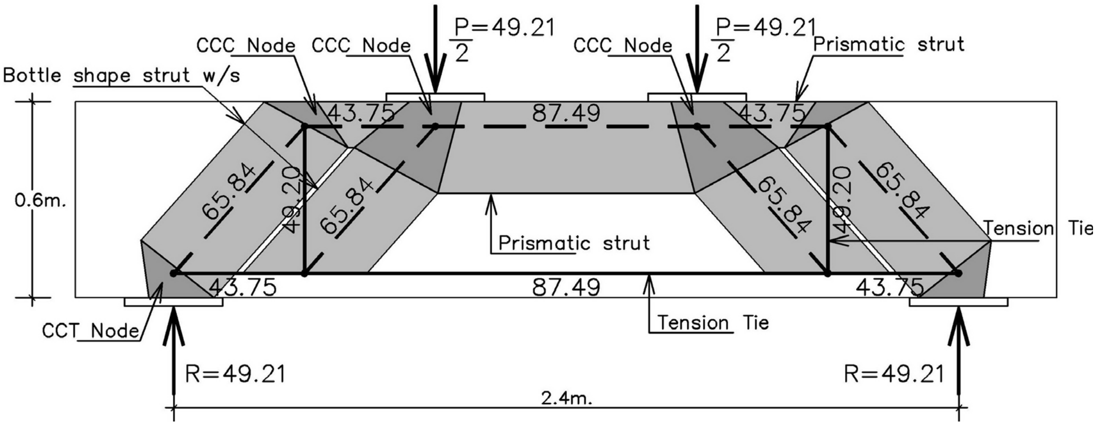
คาน B1 ที่เสริมกำลัง $$\frac{0.56}{20\times 25}\sin 42^\circ + \frac{1.974}{20\times 24}\sin 42^\circ = 0.0035 > 0.003$$

กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน ความกว้างของ Strut และ Node สำหรับแบบจำลอง Strut and tie ตามมาตรฐาน ACI 318-05 ของคาน B2 ที่มีการเสริมกำลัง แสดงในตารางที่ ค.3 และคาน B1 ที่มีการเสริมกำลัง แสดงในตารางที่ ค.4

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลังทั้งสองกลุ่ม พิจารณาจากน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมหลักถึงจุดครากแล้วคำนวณกลับแรงใน Strut จากสมดุลของแรงในแบบจำลอง จากนั้นจะหาขนาดความกว้าง Strut และถ้าขนาดของ Strut และ Note สามารถบรรจุอยู่ในขอบเขตของคานได้แล้ว ก็แสดงว่าคานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้จนเหล็กเสริมหลักถึงจุดคราก จากการวิเคราะห์ คาน B2 ที่มีการเสริมกำลังมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 65.6 ตัน (ภาพที่ 6.3) และคาน B1 ที่มีการเสริมกำลังมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 98.4 ตัน (ภาพที่ 6.4)



ภาพที่ 6.3 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง มาตรฐาน ACI 318-05 แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)



ภาพที่ 6.4 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง มาตรฐาน ACI 318-05 แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

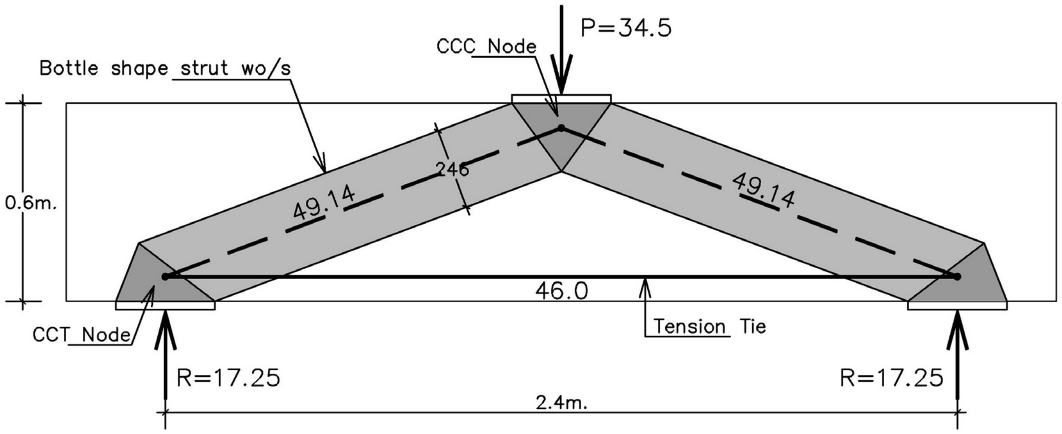
หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมหลักของคานที่มีการเสริมกำลังทั้งสองกลุ่ม มีค่าเท่ากับหน่วยแรงที่จุดคราก (5572 ksc.) ในขณะที่ขนาดของแบบจำลอง Strut and tie มีขนาดเล็กว่าขอบเขตของโครงสร้างคาน

6.2 **กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง** Strut and tie **วิธีของ** MacGregor J.G.

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานควบคุม B2 และ B1 ตามแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G. มีหลักการเดียวกันกับการพิจารณาตามแบบจำลอง Strut and tie มาตรฐาน ACI 318-05 มีความแตกต่างกันเพียงกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต ใน Strut และ Node และสมการที่ใช้สำหรับต้านทานแรงดึงแยกของคอนกรีตในแนวแกนของ Strut ลักษณะของ Strut ในแนวทแยงเป็นแบบ Bottle shape ที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกที่เพียงพอเนื่องจากมีการเสริมเหล็กปลอกน้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดที่ใช้ต้านทานแรงดึงแยกตามแนวแกนของ Strut ตามสมการที่ 3.66

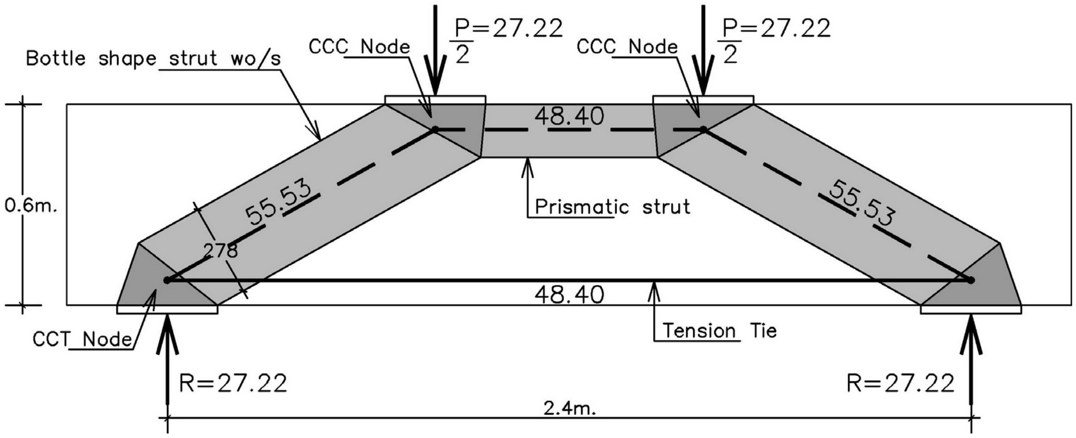
คานควบคุม B2 $$\frac{4\times(2\times0.28)\times3982}{\sin 69^\circ}=9554<2\times\left[\frac{49140}{4}\left(1-\frac{24.6}{45.9}\right)\right]=11411$$

คานควบคุม B1 $$\frac{3\times(2\times0.28)\times3982}{\sin 61^{\circ}} = 7648 < 2\times\left[\frac{55530}{4}\left(1-\frac{27.8}{43.1}\right)\right] = 9870$$



ภาพที่ 6.5 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 วิธีของ MacGregor J.G. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

ความกว้างของ Strut ในแนวทะแยงมีค่าเท่ากับ 24.6 และ 27.8 ซม. สำหรับคาน B2 และ B1 ตามลำดับ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานควบคุม B2 มีค่าเท่ากับ 34.5 ตัน (ภาพที่ 6.5) และคานควบคุม B1 มีค่าเท่ากับ 54.4 ตัน (ภาพที่ 6.6) โดยจะเกิดการวิบัติเนื่องจาก Strut ในแนวทแยงมีหน่วยแรงอัดสูงกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตในขณะที่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมหลักมีค่าต่ำกว่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก (2930 ksc. ในคานควบคุม B2 และ 3082 ksc. ในคานควบคุม B1) กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน ความกว้างของ Strut และ Node สำหรับแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G. ของคานควบคุม B2 แสดงในตารางที่ ค.5 และคานควบคุม B1 แสดงในตารางที่ ค.6



ภาพที่ 6.6 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 วิธีของ MacGregor J.G. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

หลังจากเสริมกำลังให้กับคานกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของ Strut ในแนวทแยงจะมีค่าสูงขึ้นกว่าค่าก่อนการเสริมกำลังเนื่องจากเหล็กเสริมที่ใช้ในการเสริมกำลังจะเป็นการเพิ่มพื้นที่ของเหล็กปลอกให้กับคานทำให้ปริมาณเหล็กเสริมเพียงพอตามสมการที่ 3.66 กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของ Strut จึงเป็นแบบ Bottle shape ที่มีการเสริมเหล็กปลอกที่เพียงพอ

คาน B2 ที่เสริมกำลัง

$$\frac{1\times(2\times0.28)\times3982}{\sin 42^\circ}+\frac{1\times(2\times0.987)\times18276}{\sin 42^\circ}=57248$$

$$>2\times\left[\frac{43896}{4}\left(1-\frac{17.9}{27.9}\right)\right]=7866$$

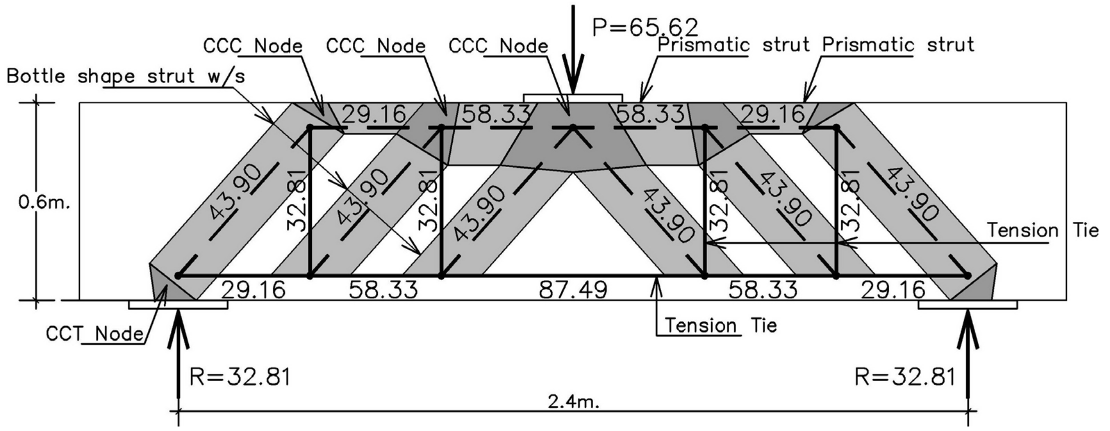
คาน B1 ที่เสริมกำลัง

$$\frac{1\times(2\times0.28)\times3982}{\sin 42^\circ}+\frac{1\times(2\times0.987)\times18276}{\sin 42^\circ}=57248$$

$$>2\times\left[\frac{65844}{4}\left(1-\frac{26.8}{36.8}\right)\right]=8943$$

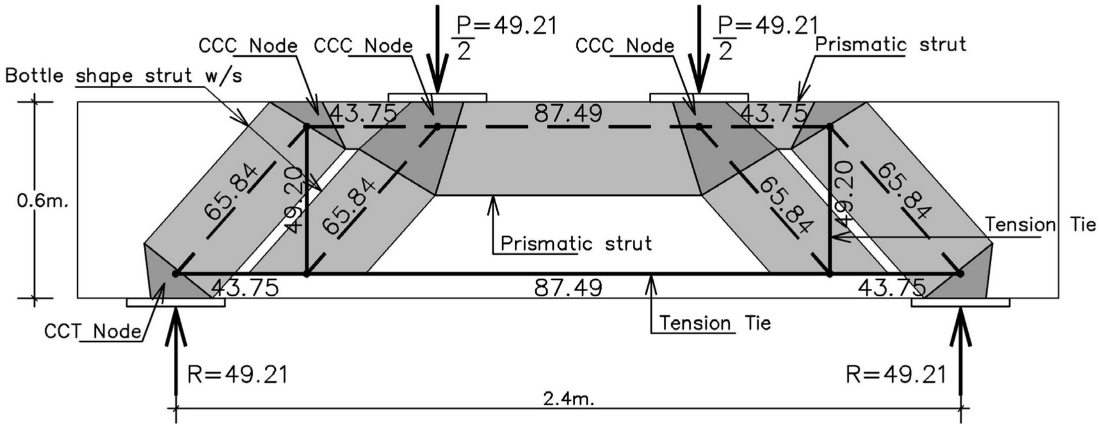
การพิจารณาหากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยมีหลักการเดียวกันกับแบบจำลอง Strut and tie ของ ACI โดยจะพิจารณาว่าเหล็กเสริมหลักถึงจุดครากแล้วคำนวณหาขนาดของ Strut และ Node ในคานจากสมดุลของแรงภายในแบบจำลอง จากการวิเคราะห์คานทั้งสองกลุ่มพบว่า Strut มีขนาดเพียงพอที่จะทำให้คานเกิดการวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมหลักถึงจุดครากและขนาดของแบบจำลองมีขนาดเล็กกว่าขอบเขตของโครงสร้างคาน โดยที่ขนาดของ Strut จะเล็กกว่า

ขนาด Strut ในแบบจำลอง Strut and tie ของ ACI เนื่องจากในแบบจำลองของ MacGregor J.G. ยอมให้กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของ Strut สูงกว่าในแบบจำลองของ ACI



ภาพที่ 6.7 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง วิธีของ MacGregor J.G. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

จากการวิเคราะห์คาน B2 ที่มีการเสริมกำลัง มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 65.6 ตัน (ภาพที่ 6.7) และคาน B1 ที่มีการเสริมกำลัง มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 98.4 ตัน (ภาพที่ 6.8) เท่ากับค่าที่ได้จากแบบจำลองของ ACI เนื่องจากกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลังถูกควบคุมโดยหน่วยแรงดึงครากในเหล็กเสริมหลัก แรงภายในคาน ความกว้างของ Strut และ Node สำหรับแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G. ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง แสดงในตารางที่ ค.7 และคาน B1 ที่เสริมกำลัง แสดงในตารางที่ ค.8



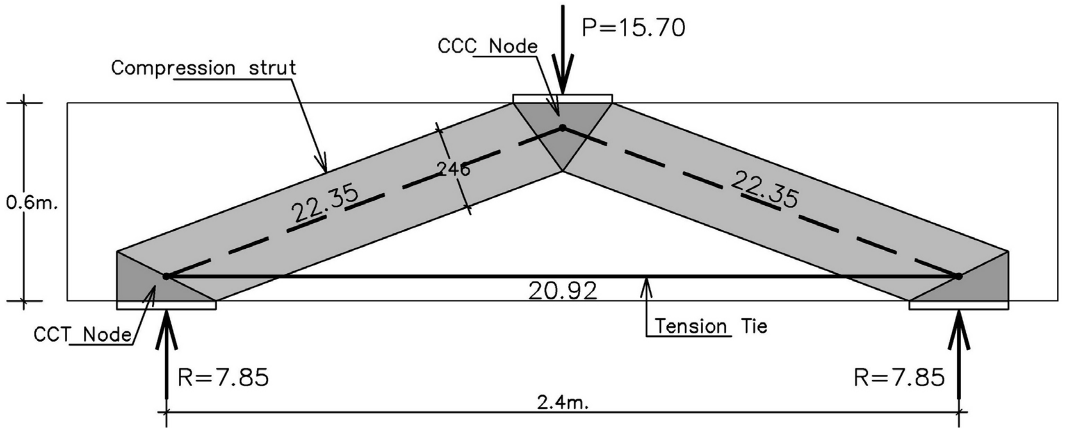
ภาพที่ 6.8 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง วิธีของ MacGregor J.G. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

6.3 **กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง** Strut and tie **วิธีของ** Collins M. P. & Mitchell D.

กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตในแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. มีการพิจารณาที่แตกต่างจากแบบจำลองของ ACI และ MacGregor J.G. โดยจะนำทฤษฎี Compression field มาใช้ในการคำนวณหากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของ Strut ซึ่งจะขึ้นอยู่กับหน่วยการยืดหดตัวของคอนกรีตและเหล็กเสริมบริเวณที่ใกล้เคียงกันกับ Strut และถ้าเหล็กเสริมตัดผ่านแนวของ Strut หน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริมจะทำให้กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของ Strut ลดลง

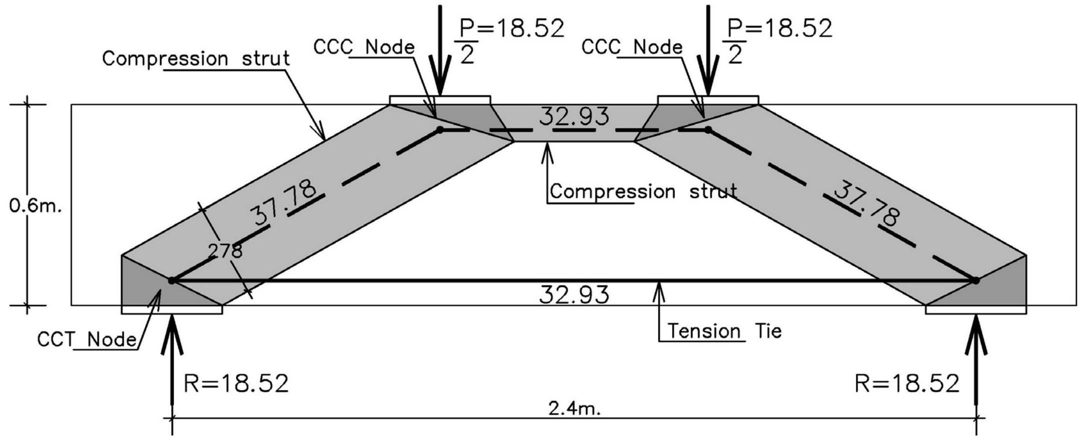
กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่ไม่เสริมกำลังพิจารณาจากแรงที่ทำให้หน่วยแรงใน Strut มีค่าเท่ากับกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต ความกว้างของ Strut มีค่าเท่ากับ 24.6 และ 27.8 ซม. สำหรับคาน B2 และ B1 ตามลำดับ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานควบคุม B2 มีค่าเท่ากับ 14.7 ตัน (ภาพที่ 6.9)mและคานควบคุม B1 มีค่าเท่ากับ 37.0 ตัน (ภาพที่ 6.10) โดยไม่พิจารณากำลังจากเหล็กปลอก กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตจากแบบจำลองของ Collins M. P. & Mitchell D. มีค่าต่ำมากเมื่อเทียบกับแบบจำลองของ ACI และ MacGregor J.G. เนื่องจากอิทธิผลของหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กเสริมหลักและมุมระหว่าง Strut และ Tie กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน ความกว้างของ Strut และ Node

สำหรับแบบจำลอง Strut and Tie วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. ของคานควบคุม B2 แสดงในตารางที่ ค.9 และคานควบคุม B1 แสดงในตารางที่ ค.10



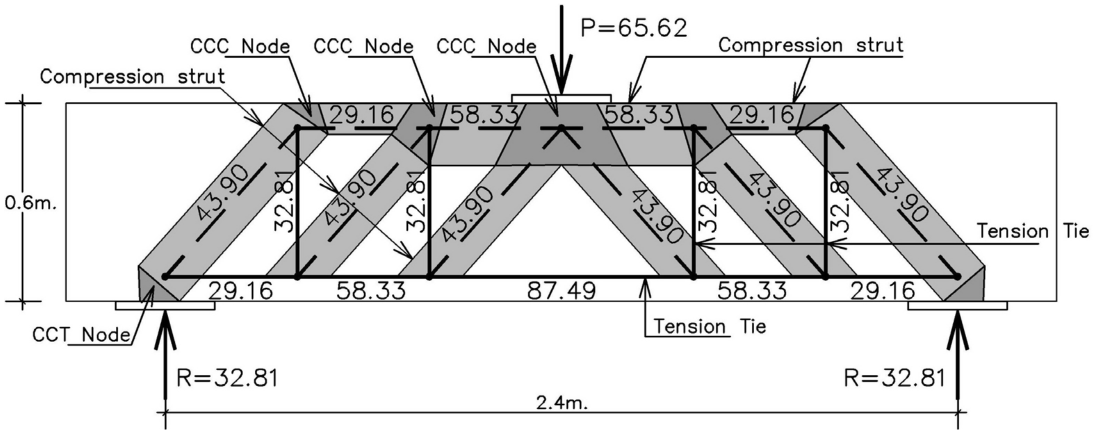
ภาพที่ 6.9 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2 วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

คานควบคุมทั้งสองกลุ่มจะเกิดการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงอัดใน Strut มีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต โดยที่เหล็กเสริมหลักมีหน่วยแรงดึงน้อยกว่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก (1339 ksc. คานควบคุม B2 และ และ 2111 ksc. คานควบคุม B1)



ภาพที่ 6.10 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1 วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุกประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

หลังจากเสริมกำลังให้กับคาน เหล็กเสริมที่ใช้ในการเสริมกำลังจะทำให้รูปร่างของแบบจำลอง Strut and tie เปลี่ยนไปคือหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมหลักบริเวณจุดรองรับจะลดลงเนื่องจากแรงของ Strut ในแนวทแยงที่เกิดจากการเสริมกำลังและมุมของ Strut จะมากขึ้น ส่งผลให้อิทธิพลของหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมหลักต่อ Strut มีค่าลดลง ทำให้กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตบริเวณดังกล่าวมีค่าสูงขึ้น กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตที่ Strut จะมีค่าเท่ากับค่าที่น้อยกว่าระหว่างกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตที่ปลายของ Strut ทั้งสองด้าน



ภาพที่ 6.11 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุก
ประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลัง จะพิจารณาว่าเหล็กเสริมหลักถึงจุดครากแล้วคำนวณหาแรงในแต่ละส่วนจากสมดุลของแบบจำลอง Strut and tie จากนั้นจะคำนวณหากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลจากหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมที่ผ่าน Strut กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของ Strut จะใช้ในการคำนวณหาขนาดของ Strut และ Node จากการคำนวณพบว่าขนาดของแบบจำลอง Strut and tie ไม่ใหญ่กว่าขอบเขตของโครงสร้างคาน ดังนั้นกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลังจึงมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมหลักคราก

อิทธิพลของการอัดแรงภายนอกที่ใช้ในการเสริมกำลังจะมีผลต่อกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตคือ แรงดึงภายนอกที่ใช้ในการเสริมกำลังจะทำให้คอนกรีตมีหน่วยการหด

ตัวเริ่มแรกที่ช่วยลดหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลัง แรงดึงที่ใช้เสริมกำลังดังกล่าวยังช่วยลดการยืดตัวของเหล็กเสริมกำลังสูงเมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกอีกด้วย ทำให้หน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมกำลังสูงโดยรวมลดลง ส่งผลให้กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตบริเวณดังกล่าวมีค่าสูงขึ้น

หน่วยการหดตัวของคอนกรีตจากการเสริมกำลัง

$$\varepsilon_{ci} = \frac{P_i}{A_c E_c} = \frac{26100}{600 \times 19800} = 0.0022$$

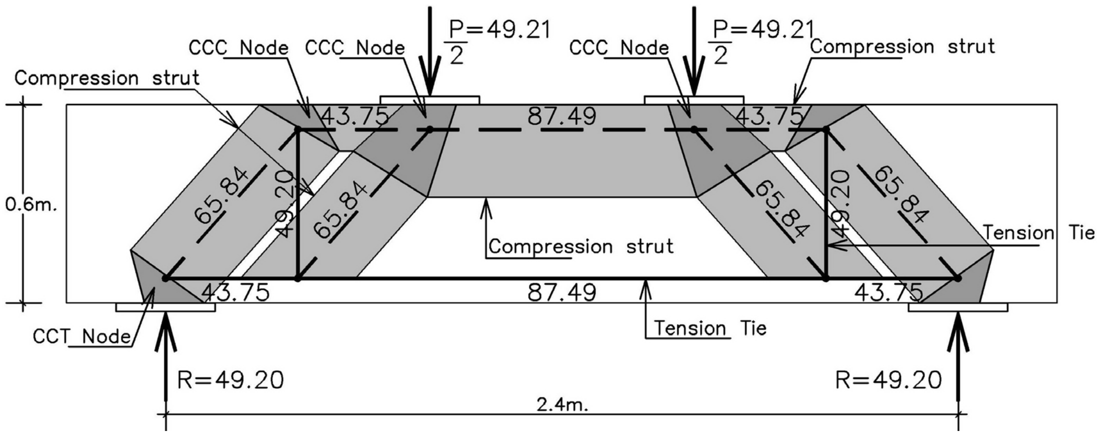
หน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมกำลังสูงขณะรับน้ำหนักบรรทุก ที่นำไปใช้ในการคำนวณหากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต บริเวณที่เหล็กเสริมกำลังสูงตัดผ่านแนวของ Strut

คาน B2 ที่เสริมกำลัง $$\varepsilon_s = \frac{T - P_i}{A_p E_p} - \varepsilon_{ci} = \frac{32808 - 26100}{(4 \times 0.987) \times 2.04 \times 10^6} - 0.0022 < 0$$

คาน B1 ที่เสริมกำลัง $$\varepsilon_s = \frac{49206 - 26100}{(4 \times 0.987) \times 2.04 \times 10^6} - 0.0022 = 0.0029$$

ในคาน B2 ที่เสริมกำลังอิทธิพลของการอัดแรงภายนอกจะป้องกันแรงดึงเนื่องจากแรงเฉือนในคอนกรีตตามแนวของ Strut ได้ทั้งหมด ทำให้ Strut มีกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลที่สูงขึ้นและไม่เกิดการบดอัดของ Compression strut ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบ

จากการวิเคราะห์คาน B2 ที่มีการเสริมกำลังมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 65.6 ตัน (ภาพที่ 6.11) และคาน B1 ที่มีการเสริมกำลังมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 98.4 ตัน (ภาพที่ 6.12) เท่ากับ ค่าที่ได้จากแบบจำลองของ ACI และ MacGregor J.G. เนื่องจากกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่มีการเสริมกำลังถูกควบคุมโดยหน่วยแรงดึงครากในเหล็กเสริมหลัก แรงภายในคาน ความกว้างของ Strut และ Node สำหรับแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง แสดงในตารางที่ ค.11 และคาน B1 ที่เสริมกำลังแสดงในตารางที่ ค.12



ภาพที่ 6.12 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D. แสดงน้ำหนักบรรทุก
ประลัยและแรงภายในคาน (หน่วยตัน)

6.4 เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง Strut and tie

จากการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง Strut and tie ของทั้ง 3 วิธีแสดงในตารางที่ 6.1 กำลังน้ำหนักบรรทุกประลัยจากแบบจำลอง Strut and tie จะนำไปเปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกประลัยจากการทดสอบ ของคานที่มีระดับการเสริมกำลังที่แตกต่างกันทั้งสามค่า จากการเปรียบเทียบพบว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Strut and tie มีค่าต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบทุกกรณี ยกเว้นคานควบคุม B2 ตามแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G. มีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบเล็กน้อย (ประมาณร้อยละ 1) โดยอัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกที่จุดคราก และน้ำหนักบรรทุกประลัยจากการทดสอบต่อน้ำหนักบรรทุกประลัยจากแบบจำลอง Strut and tie แสดงในตารางที่ 6.2

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานที่ไม่เสริมกำลัง ตามแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G. มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด ในขณะที่แบบจำลองของ ACI และ Collins & Mitchell ถึงแม้จะมีความแตกต่างจากค่าที่ได้จากการทดสอบมากกว่าแต่ก็ให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ต่ำกว่าซึ่งมีความปลอดภัยมากขึ้นในการนำไปใช้งาน

ตารางที่ 6.1
น้ำหนักบรรทุกประลัยจากแบบจำลอง Strut and tie น้ำหนักบรรทุกที่จุดคราก
และน้ำหนักบรรทุกประลัยจากการทดสอบ

ชื่อคาน	น้ำหนักบรรทุกประลัยจาก แบบจำลอง Strut and tie (Ton.)			น้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบ (Ton.)	
	ACI 318-05, P_{STM1}	MacGregor, P_{STM2}	Collins & Mitchell, P_{STM3}	ที่จุดคราก, Py	ที่สภาวะประลัย, Pu
B2-C	32.0[1]	34.5[1]	15.7[1]	-	34.0
B2-S1	-*	-*	-*	82.0	85.8
B2-S2	-*	-*	-*	88.0	90.3
B2-S3	65.6[2]	65.6[2]	65.6[2]	82.0	93.7
B1-C	50.5[1]	54.4[1]	37.0[1]	-	84.3
B1-S1	-*	-*	-*	120.0	122.8
B1-S2	-*	-*	-*	120.0	134.6
B1-S3	98.4[2]	98.4[2]	98.4[2]	126.0	133.7

-* ไม่ได้พิจารณา โดยพิจารณาเฉพาะคานที่เสริมกำลังด้วยระดับของการอัดแรงภายนอกที่สูงที่สุด

[1] เกิดการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงอัดใน Compression strut ในแนวทแยง มีค่าเท่ากับกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต

[2] เกิดการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงในเหล็กเสริมหลักมีค่าเท่ากับหน่วยแรงที่จุดคราก

ในคานที่มีการเสริมกำลัง กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยจะควบคุมโดยหน่วยแรงดึงครากในเหล็กเสริมหลัก จากการวิเคราะห์โดยแบบจะลอง Strut and tie ของทั้งสามวิธีมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเท่ากัน จะแตกต่างกันเพียงขนาดของ Strut โดย Strut ในแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G. มีขนาดเล็กที่สุด

ตารางที่ 6.2
อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกที่จุดครากและน้ำหนักบรรทุกประลัยจากการทดสอบ
ต่อน้ำหนักบรรทุกประลัยจากแบบจำลอง Strut and tie

ชื่อคาน	ACI 318-05		MacGregor		Collins & Mitchell	
	P_y/P_{STM1}	P_u/P_{STM1}	P_y/P_{STM2}	P_u/P_{STM2}	P_y/P_{STM3}	P_u/P_{STM3}
B2-C	-	1.06	-	0.99	-	2.17
B2-S1	-*	-*	-*	-*	-*	-*
B2-S2	-*	-*	-*	-*	-*	-*
B2-S3	1.25	1.43	1.25	1.43	1.25	1.43
B1-C	-	1.67	-	1.55	-	2.28
B1-S1	-*	-*	-*	-*	-*	-*
B1-S2	-*	-*	-*	-*	-*	-*
B1-S3	1.28	1.36	1.28	1.36	1.28	1.36

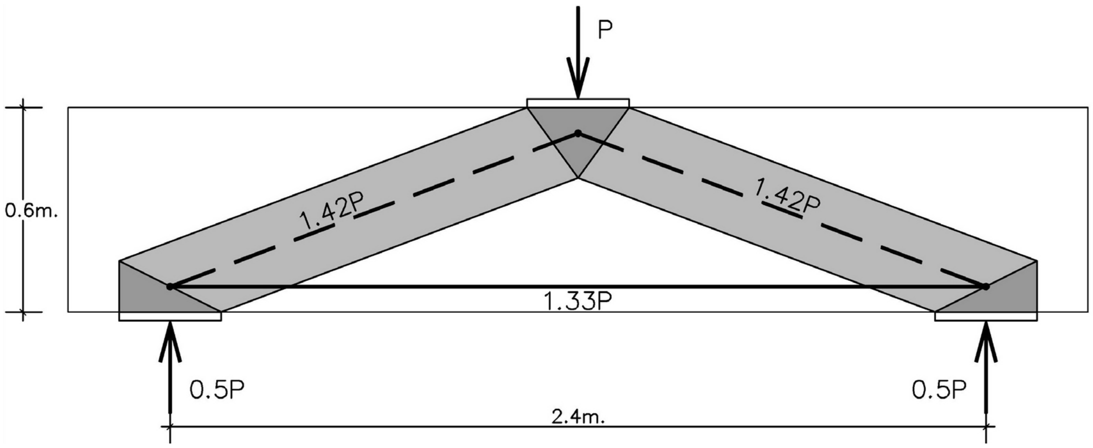
-* ไม่ได้พิจารณา โดยพิจารณาเฉพาะคานที่เสริมกำลังด้วยระดับของการอัดแรงภายนอกที่สูงที่สุด

เมื่อพิจารณาในช่วง Strain hardening คาน B2 ที่เสริมกำลัง จะสามารถพัฒนากำลังได้จนหน่วยแรงในเหล็กเสริมหลักถึงสภาวะประลัย ซึ่งไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมจริงจากการทดสอบ แต่จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยมากขึ้น ส่วนในคาน B1 ที่มีการเสริมกำลังหลังจากที่เหล็กเสริมหลักถึงจุดครากแล้วคานจะสามารถพัฒนากำลังได้สูงขึ้นจนหน่วยแรงอัดใน Strut มีค่ามากกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลและเกิดการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของ Strut ซึ่งมีพฤติกรรมสอดคล้องกับผลการทดสอบ และให้ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากขึ้น โดยแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ MacGregor J.G. จะให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุดและเป็นที่น่าสังเกตว่าในคานที่เสริมกำลัง กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากแบบจำลอง Strut and tie มีค่าใกล้เคียงกับน้ำหนักบรรทุกที่จุดครากของคานมากกว่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบ ซึ่งสอดคล้องกับการวิเคราะห์ที่พิจารณาว่าที่สภาวะประลัยหน่วยแรงในเหล็กเสริมหลักถึงจุดคราก อีกทั้งน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบเป็นน้ำหนักบรรทุกที่ได้รวมผลของ Strain hardening ในเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงเข้าไปด้วย จึงมีน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงกว่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากแบบจำลอง Strut and tie ดังนั้นในการนำไปใช้งานการพิจารณาว่าเหล็กเสริมหลักถึงจุดคราก (ไม่พิจารณาผลของ

Strain hardening) จึงมีความเหมาะสมมากกว่า โดยน้ำหนักบรรทุกใช้งานจะยังคงอยู่ในช่วงที่คานมีพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น

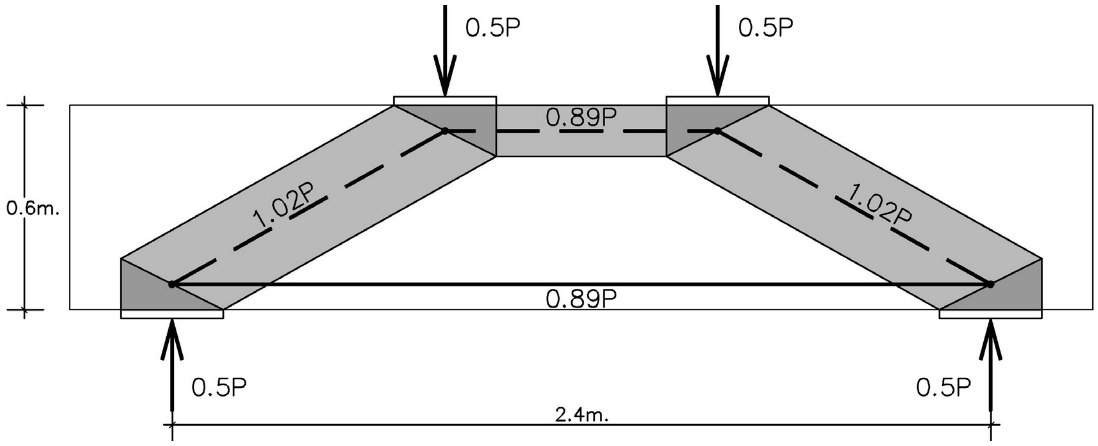
6.5 กลไกการรับน้ำหนักบรรทุกเมื่อพิจารณาโดยแบบจำลอง Strut and tie

ก่อนทำการเสริมกำลัง คานควบคุม B2 จะถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากบริเวณที่น้ำหนักกระทำลงสู่จุดรองรับผ่านทาง Compression strut จะมีค่าโดยประมาณ 1.42 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับคาน ส่วนเหล็กเสริมหลักจะทำหน้าที่รับแรงดึงโดยจะสมดุลอยู่กับแรงอัดในแนวทะแยงและแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ แรงดึงดังกล่าวจะมีค่าคงที่ตลอดความยาวคานโดยมีค่า 1.33 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำดังแสดงในภาพที่ 6.13 ขนาดของ Strut จะเป็นตัวกำหนดกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคาน โดยที่เหล็กเสริมหลักจะยังไม่ถึงจุดคราก



ภาพที่ 6.13 อัตราส่วนของแรงภายในคานควบคุม B2

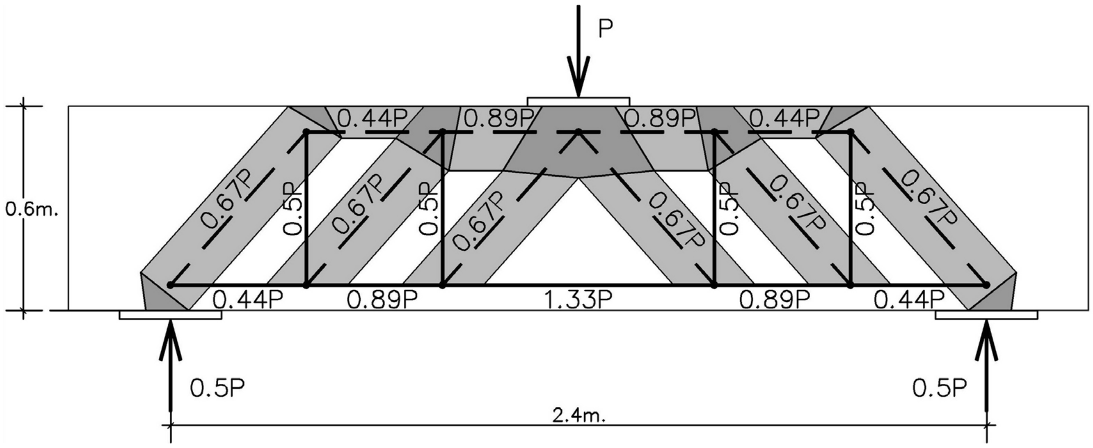
ในคานควบคุม B1 ขนาดของ Strut จะมีความกว้างมากกว่าในคานควบคุม B2 ในขณะที่กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลจะมีค่าเท่ากันทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยมีค่าสูงกว่าคานควบคุม B2 แรงใน Strut แนวทแยงจะมีค่าประมาณ 1.02 เท่าของของน้ำหนักบรรทุก แรงดึงในเหล็กเสริมหลักจะมีค่าคงที่ตลอดความยาวโดยมีค่า 0.89 เท่าของของน้ำหนักบรรทุก เท่ากับแรงอัดใน Strut แนวนอนส่วนบนของคานดังแสดงในภาพที่ 6.14 คานจะเกิดการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงใน Strut ในแนวทแยงมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต โดยที่เหล็กเสริมหลักยังไม่ถึงจุดคราก



ภาพที่ 6.14 อัตราส่วนของแรงภายในคานควบคุม B1

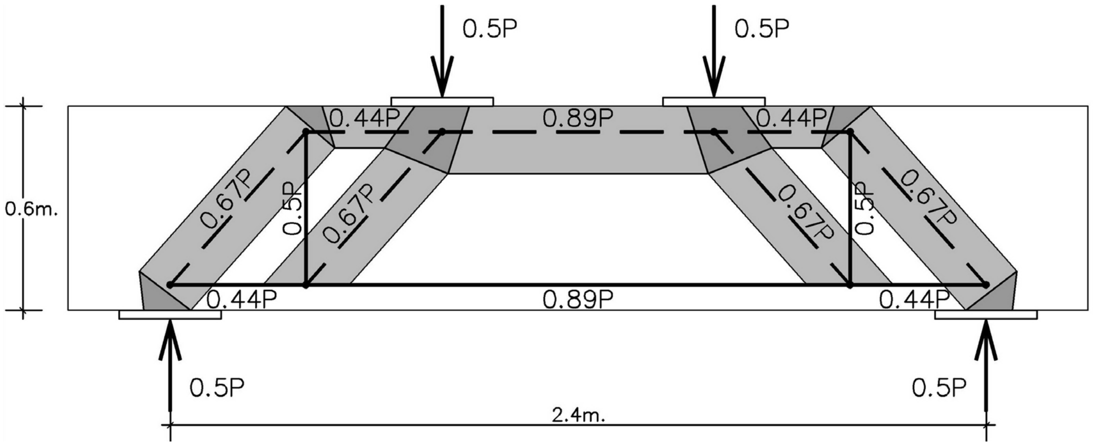
หลังจากทำการเสริมกำลังคานกลุ่ม B2 เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะมีส่วนช่วยต้านทานแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกร้อยละ 50 ของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคาน โดยจะทำหน้าที่ถ่ายแรงเฉือนตามรอยร้าวทแยงที่เกิดขึ้นและจะเกิดแนว Compression strut ขึ้นใหม่ เพื่อทำหน้าที่ถ่ายแรงจากน้ำหนักบรรทุก โดยแรงในแต่ละ Strut จะมีขนาดลดลงจากคานควบคุมโดยจะมีค่าประมาณร้อยละ 67 ของน้ำหนักบรรทุก ทำให้คานสามารถถ่ายน้ำหนักบรรทุกได้สูงขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 6.15 เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังและหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงภายนอกจะเป็นการจำกัด (Confined) ขนาดของ Strut ไว้ ทำให้ Strut และ Node มีความแข็งแรงมากขึ้น เมื่อคานที่เสริมกำลังถูกควบคุมไว้ไม่ให้วิบัติด้วยแรงเฉือน ทำให้คานมีรูปแบบการวิบัติแบบเหนียวมากขึ้น

แรงดึงในเหล็กเสริมหลักบริเวณจุดรองรับจะมีค่าน้อยกว่าบริเวณกลางคานเนื่องจากแรงภายในของ Strut ในแนวทแยงที่เกิดขึ้นใหม่บริเวณช่วงการเฉือนจะต้านทานแรงดึงในเหล็กเสริมหลักที่เกิดขึ้นทำให้คานไม่เกิดการวิบัติบริเวณ Nodal zone



ภาพที่ 6.15 อัตราส่วนของแรงภายในคาน B2 ที่มีการเสริมกำลัง

ในคาน B1 ที่เสริมกำลัง เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะมีส่วนช่วยต้านทานแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกร้อยละ 50 ของน้ำหนักบรรทุก เช่นเดียวกันกับคาน B2 ที่เสริมกำลัง เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะทำหน้าที่ในการช่วยรับแรงเฉือนตามรอยร้าวทแยงที่เกิดขึ้น การเสริมกำลังจะทำให้เกิด Strut ขึ้นใหม่ โดยทำหน้าที่ถ่ายแรงประมาณร้อยละ 67 ของน้ำหนักบรรทุก เช่นเดียวกันกับคาน B2 ที่มีการเสริมกำลังดังแสดงในภาพที่ 6.16 เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังและหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงภายนอกจะทำให้ Strut และ Node มีความแข็งแรงมากขึ้น และสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงขึ้นกว่าคานควบคุม



ภาพที่ 6.16 อัตราส่วนของแรงภายในคาน B1 ที่มีการเสริมกำลัง

บทที่ 7

สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

7.1 สรุปผลการศึกษา

ในการศึกษาพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธีอัดแรงภายนอก โดยใช้เหล็กเสริมกำลังสูงแบบดึงทีหลังเสริมแนวตั้งในช่วงการเฉือน โดยทำการทดสอบคาน 2 กลุ่มตัวอย่างที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2 และ 1.5 ในแต่ละกลุ่มตัวอย่างประกอบไปด้วยคานควบคุม 1 ตัวอย่าง และคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยระดับการอัดแรงภายนอกที่แตกต่างกัน จำนวน 3 ตัวอย่าง โดยได้ศึกษาพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของคานลึกทั้งในแง่ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย น้ำหนักบรรทุกต่อการแอ่นตัว ความเหนียวและกลไกการวิบัติ จากนั้นได้ศึกษาแบบจำลองเพื่อใช้วิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานทั้งในกรณีที่ไม่มีการเสริมกำลังและที่มีการเสริมกำลัง โดยใช้แบบจำลอง Strut and tie จำนวนทั้งหมด 3 แบบจำลอง ได้แก่ แบบจำลองตามมาตรฐานของ ACI 318-05, แบบจำลองที่แนะนำโดย Macgregor J.G. และ แบบจำลองที่แนะนำโดย Collins M. P. & Mitchell D.จากผลการศึกษา สามารถสรุปได้ดังนี้

1. คานทั้งสองกลุ่มตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนสามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะประลัยได้สูงกว่าคานควบคุมอย่างมีนัยสำคัญ โดยในกลุ่มคาน B2 ที่มีการเสริมกำลังได้แก่ B2-S3, B2-S2 และ B2-S1 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นจากคานควบคุมคิดเป็นร้อยละ 175.59, 165.59 และ 152.35 ตามลำดับ ส่วนในกลุ่มคาน B1 ที่มีการเสริมกำลังได้แก่ B1-S3, B1-S2 และ B1-S1 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นจากคานควบคุมคิดเป็นร้อยละ 58.60, 59.67 และ 45.67 ตามลำดับ
2. การเสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธีการอัดแรงภายนอกทำให้คานทั้งสองกลุ่มตัวอย่างมีความแกร่งเพิ่มขึ้นจากคานควบคุม โดยหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะช่วยชะลอการแตกร้าวทแยงเนื่องจากแรงเฉือน และในระดับของการอัดแรงภายนอกที่สูงขึ้นจะทำให้รอยร้าวทแยงแรกเกิดช้าลงเป็นผลให้ค่าความแกร่งของคานสูงขึ้น

3. คานทั้งหมดที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนมีความเหนียวเพิ่มขึ้นจากคานควบคุม โดยในคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนทั้งสองกลุ่มตัวอย่างค่าความเหนียวของคานมีค่าสูงสุดที่หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 2.5 กก. ต่อ ตร.ซม. (0.014 $f_c^{'}$) ซึ่งเป็นระดับของการอัดแรงภายนอกที่ต่ำที่สุด และคานมีความเหนียวต่ำสุดที่หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงเท่ากับ 24 กก. ต่อ ตร.ซม. (0.132 $f_c^{'}$)

4. การวิบัติของคานก่อนทำการเสริมกำลัง เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดึงทแยงโดยที่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมหลักยังไม่ถึงจุดครากซึ่งเป็นการวิบัติแบบเปราะ หลังจากทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการอัดแรงภายนอก คานทั้งหมดที่มีการเสริมกำลังจะมีการวิบัติเปลี่ยนไปในเชิงที่เหนียวมากขึ้น โดยเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังจะเป็นการเพิ่มเหล็กปลอกให้กับคาน อีกทั้งหน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงจะชะลอการเกิดของรอยร้าวทแยงแรกและชะลอการขยายตัวของรอยร้าวที่ทำให้คานเกิดการวิบัติ ทำให้คานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้จนเหล็กเสริมหลักถึงจุดคราก จากรูปแบบการวิบัติของคานที่มีการเสริมกำลังทั้งหมดไม่พบการวิบัติหรือหลุดออกของเหล็กกำลังสูงที่ใช้เสริมกำลังแสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้มีการยึดปลายที่ดีสามารถใช้ได้ผลและมีประสิทธิภาพ

5. คานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5 มีกำลังรับแรงเฉือนสูงกว่า คานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2 ในลักษณะของคานชนิดเดียวกันที่ทำการศึกษา เนื่องจากคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกที่น้อยกว่าจะมีพฤติกรรมอาร์ช (Arch action) ที่สมบูรณ์กว่า

6. ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยแบบจำลอง Strut and tie พบว่า ในคานควบคุมทั้งสองกลุ่มตัวอย่างที่มีการการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Strut and tie ตามวิธีของ MacGregor จะให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (ตารางที่ 6.1) ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด ในขณะที่แบบจำลองของ ACI และ Collins & Mitchell ถึงแม้จะมีความแตกต่างจากค่าที่ได้จากการทดสอบมากกว่าแต่ก็ให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ต่ำกว่า ซึ่งมีความปลอดภัยมากขึ้นในการนำไปใช้งาน และหลังจากทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนแล้ว ผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Strut and tie ของทั้ง 3 แบบที่ทำการศึกษา มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเท่ากัน (65.6 ตันในกลุ่มคาน B2 ที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนและ 98.4 ตันในกลุ่มคาน B1 ที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือน) เนื่องจากถูกควบคุมด้วยกำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมหลัก

7. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie มีความน่าเชื่อถือเพียงพอในการนำไปใช้งานและมีค่าต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ อีกทั้งในการ

ออกแบบจริงต้องคูณด้วยตัวคูณลดกำลังสำหรับกำลังของวัสดุ และคูณด้วยตัวคูณเพิ่มค่า (Load factor) สำหรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งจะทำให้มีดัชนีความปลอดภัย (Safety index) สูงขึ้นในการใช้งาน

8. ในการเสริมกำลังให้กับคานด้วยวิธีนี้ ควรมีการ Pre-load ให้กับเหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลัง หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงจะทำให้เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ในการเสริมกำลังมีพฤติกรรมในการต้านทานแรงดึงทแยงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกได้อย่างสมบูรณ์ โดยควรมีค่า Post compression stress อยู่ระหว่าง 0.014 – 0.240 $f_c^{'}$ ซึ่งมีความปลอดภัยเพียงพอเมื่อวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie และจากการทดสอบด้วยระดับการอัดแรงภายนอกที่แตกต่างกันทั้ง 3 ค่า พบว่าที่หน่วยแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรง (Post compression stress) ที่สูงที่สุด (0.240 $f_c^{'}$) ทำให้คานมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะประลัยและความแกร่งสูงที่สุด โดยค่าความเหนียวไม่แตกต่างจากความเหนียวของคาน ที่ระดับของการอัดแรงภายนอกที่ทำให้คานมีความเหนียวมากที่สุด (0.014 $f_c^{'}$) มากนัก

7.2 ข้อจำกัดของงานวิจัย

1. งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะการเสริมกำลังรับแรงเฉือนซึ่งไม่ครอบคลุมในกรณีที่ปริมาณเหล็กเสริมหลักไม่เพียงพอ

2. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยแบบจำลอง Strut and tie เหมาะสำหรับคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 2

3. งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะน้ำหนักบรรทุกแบบสถิต การจะนำไปใช้งานในลักษณะน้ำหนักบรรทุกแบบกระทำซ้ำควรมีการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักเพิ่มเติมก่อนนำไปใช้งาน

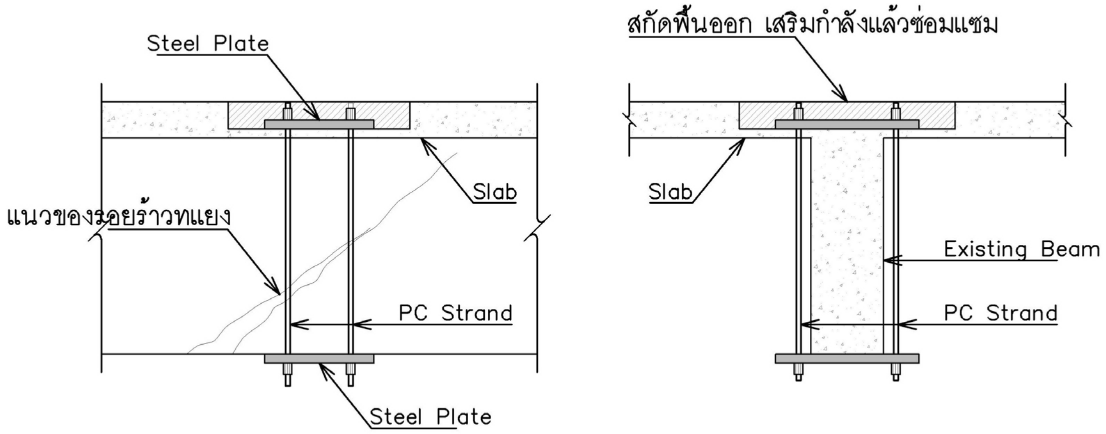
7.3 ข้อแนะนำในการนำไปใช้งาน

1. การนำไปใช้งานในคานที่มีอัตราส่วนความลึกต่อความกว้างของคานมากๆ ควรมีการตรวจสอบการโก่งเดาะ (Bucking) ในแนวตั้งของคานที่ทำการเสริมกำลังด้วย

2. การเสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธีการอัดแรงภายนอกสามารถนำไปใช้งานได้ทั้งกรณีที่ไม่มีพื้นเหนือคานและมีพื้นเหนือคาน โดยในกรณีที่ไม่มีพื้นเหนือคานสามารถทำการเสริมกำลังได้เหมือนกับในงานวิจัยนี้ ในกรณีที่มีพื้นเหนือคานทำได้โดยการเจาะพื้นเพื่อทำการวางแผ่น

เหล็กที่ใช้ในการเสริมกำลังแล้วจึงทำการเสริมกำลัง จากนั้นจึงทำการซ่อมแซมพื้นให้สภาพคงเดิม ดังแสดงในภาพที่ 7.1

3. สิ่งที่สำคัญในการนำไปใช้งานคือพื้นที่ที่จะวางแผ่นเหล็กต้องเรียบเพื่อให้แผ่นเหล็กสามารถถ่ายแรงลงคานได้อย่างเต็มที่



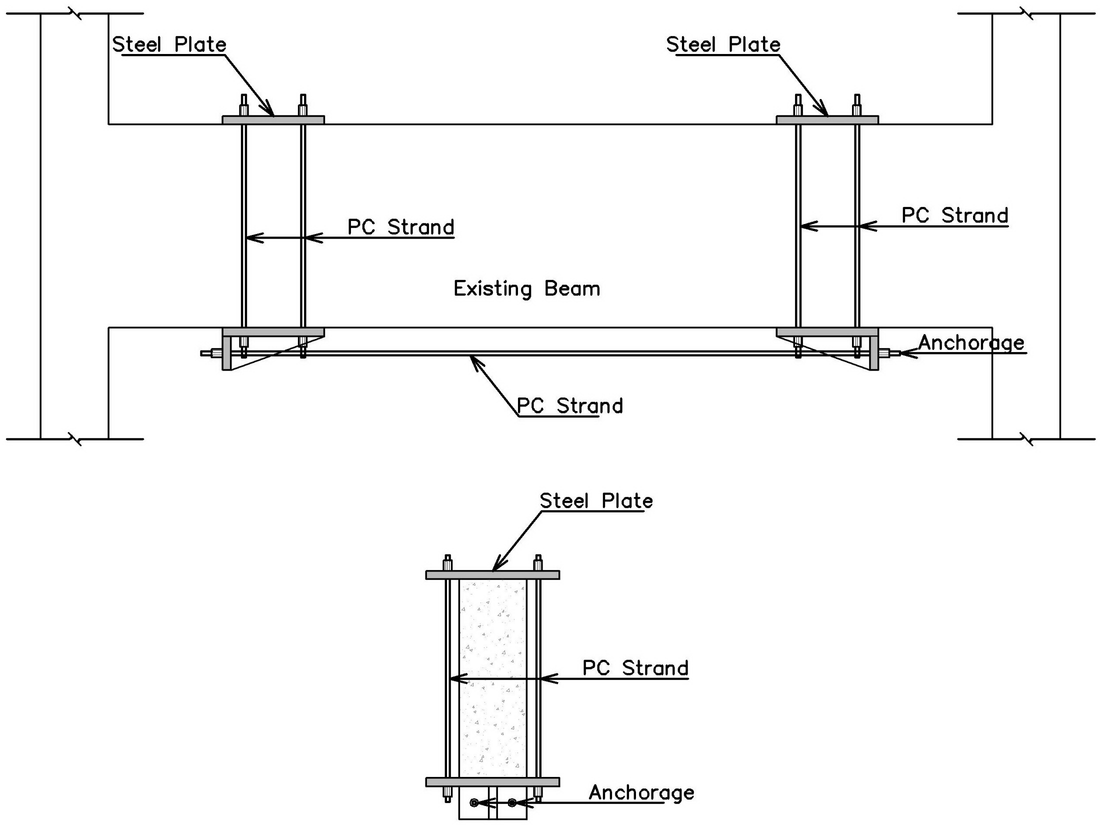
ภาพที่ 7.1 การเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับคานในกรณีที่มีโครงสร้างพื้นเหนือคาน

7.4 ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป

1. ควรมีการศึกษาในกรณีที่คานมีการเสริมเหล็กปลอกอย่างเพียงพอเปรียบเทียบกับกรณีการเสริมกำลังให้กับคาน

2. การเสริมกำลังให้กับคานที่ทำการศึกษาเป็นการเสริมกำลังก่อนที่คานจะเกิดการแตกร้าว ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมในกรณีที่คานมีการแตกร้าวไปแล้ว โดยทำการซ่อมแซมรอยร้าวด้วยการฉีดอีพอกซี่ (Epoxy injection) ก่อนทำการเสริมกำลัง

3. ควรมีการศึกษาการเสริมกำลังรับแรงเฉือนควบคู่กับการเสริมกำลังรับแรงดัดของคานเพื่อให้สามารถใช้งานได้อย่างครอบคลุมขึ้น รูปแบบการเสริมกำลังรับแรงเฉือนและแรงดัดที่แนะนำแสดงในภาพที่ 7.2



ภาพที่ 7.2 แนวทางการเสริมกำลังรับแรงเฉือนควบคู่กับการเสริมกำลังรับแรงดัด

บรรณานุกรม

วินิต ช่อวิเชียร. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง. พิมพ์ครั้งที่ 3. กรุงเทพมหานคร: ป. สัมพันธ์พาณิชย์, 2543

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

สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร, 2538

อมร พิมานมาศ. “พฤติกรรมและการออกแบบคานลึก.” โครงการอบรมการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. และ ACI, หน้า 359-376 สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2547

อมร พิมานมาศ. “พฤติกรรมและการออกแบบการรับแรงเฉือนในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก.” โครงการอบรมการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. และ ACI, สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2547

American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05). Michigan USA, 2005

American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99). Michigan USA, 1999

Collins, M. P., and Mitchell, D. Prestressed Concrete Structures. New Jersey USA: Prentice Hall, 1991

Emmons, P. H. Concrete Repair and Maintenance Illustrated. Massachusetts USA: R.S. Means, 1993

Kassimali, A. Structural Analysis. Second Edition. Pacific Grove USA: Books/Cole Publishing, 1999

Macgregor, J.G. Reinforce Concrete Mechanic and Design. Third Edition. New Jersey USA: Prentice-Hall, 1997

Michael, D. Brown., Cameron, L. Sankovich., Oguzhan, Bayrak., James, O. Jirsa., John, E. Breen., and Sharon, L. Wood. Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strutand-Tie Models. The University of Texas at Austin USA, 2006

Nilson, A.H. Design of Concrete Structure. Twelfth Edition. Singapore: McGraw-Hill Companies, Inc., 1997

Park, R., and Paulay, T. Reinforced Concrete Structures. New York USA: John Wiley & Sons, 1975

Portland Cement Association. PCA Note on ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete. Eighth Edition. Illinois USA, 2002

De Lorenzis, L., and Nanni, A. “Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods.” ACI Structural Journal Title no. 98-S6, pp. 60-68. USA, 2001

Hideki Miyajima, Kenji Kosa, Kenji Tasaki, and Shigeru Matsumoto. "Shear Strengtheningof of RC Beams Using Carbon Fiber Sheets and Its Resistance Mechanism." Proceedings of the Fifth Workshop on Safety and Stability of Infrastructures against Environmental Impacts, De La Salle University. Manila Philippines, 2005

Khalifa, A., De Lorenzis, L., and Nanni, A. "FRP Composites for Shear Strengtheneing of RCBeams." Proc., 3rd Inter. Conf. on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, pp. 137-144. Ottawa Canada: J. Humar and A.G. Razaqpur, 2000

Khaloo, A.R. "Shear Repair of Reinforced Concrete Beams Using Post-Tensioning." ACI Special Publication volume 193, pp. 519-550. USA, 2000

Susanto Teng, Fung-Kew Kong, Soon Ping Poh, Lingweil, W. Guan, and Kang-HaiTan "Performance of Strengthened Concrete Deep Beams Predamaged in Shear." ACI Structural Journal volume 93, pp. 159-170.USA, 1996

Thiru Aravinthan, and Tim Heldt. "Strengthening of Bridge Headstocks with External Post-Tensioning: Design Issues and Strengthening Techniques." Road System and Engineering Technology Forum, Australia, 2005

Zhichao Zhang. "Shear Strengthening of RC Beam Using Carbonfiber Reinforce Polymer Laminate." A Dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering. New Jersey Institute of Technology, 2003

University of Illinois, and A fellowship of the Portland Cement Association. "Strut and tie Resource Web Site." http://cee.uiuc.edu/kuchma/strut_and_tie, Last update: June 06, 2005

ภาคผนวก

ผนวก ก

การออกแบบคานตัวอย่างโดยใช้แบบจำลอง Strut and tie มาตรฐาน ACI 318-05

ก.1 การออกแบบคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2

คานตัวอย่างมีหน้าตัดขนาด กว้าง 20 ซม. ลึก 60 ซม. ความยาว 3 ม. ระยะระหว่างจุดรองรับ 2.4 ม. กำลังรับน้ำหนักแบบจุดสูงสุด 35 ตัน บริเวณกลางคาน

การออกแบบสำหรับคานทดสอบใช้คุณสมบัติของวัสดุดังนี้

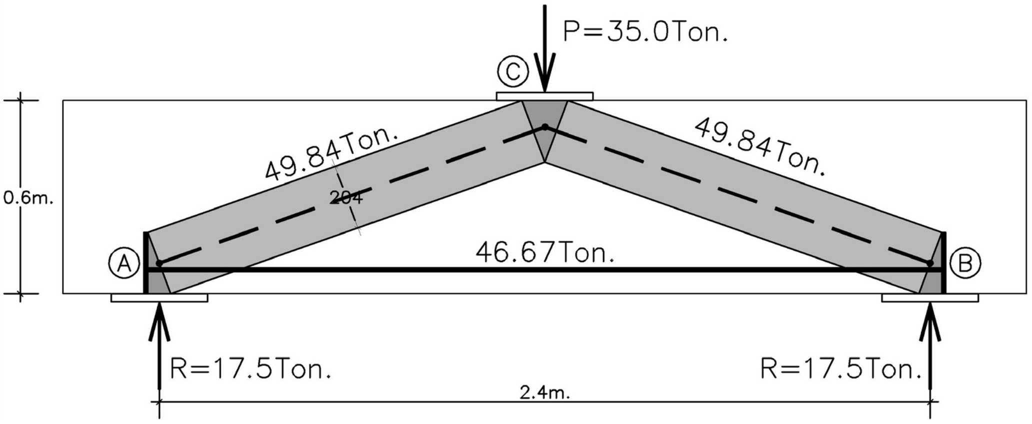
กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, $f_c^{'}$ =240 ksc.

กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมหลัก, f_y =4,000 ksc.

กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, f_{vy} =2,400 ksc.

ก.1.1 สร้างแบบจำลอง Strut and tie และคำนวณหาแรงภายใน

ที่จุดรองรับทั้งสองและบริเวณที่น้ำหนักกระทำมีแผ่นเหล็กยาว 30.0 ซม. หนา 2.5 ซม. กว้างตลอดหน้าตัดของคาน สมมุติ Node อยู่บริเวณกึ่งกลางของบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและจุดรองรับและอยู่ห่างจากขอบบนและล่าง 7.5 ซม. คำนวณแรงใน Strut และ Tie ได้ตามภาพที่ ก.1



ภาพที่ ก.1 แบบจำลองการถ่ายแรงของคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 2

ก.1.2 คำนวณกำลังประสิทธิผลใน Strut

พิจารณาว่า Strut A-B และ Strut B-C มีรูปร่างเป็น Bottle shape ที่มีการเสริมเหล็กในแนวตั้งและแนวนอนน้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด คำนวณหากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีต, f_{ce} มีค่า

$f_{ce} = 0.85\beta_s f_c^{'} =$ 0.85x(0.60x1)x240 =122.4 ksc.

ก.1.3 คำนวณกำลังประสิทธิผลใน Nodal Zone

คำนวณกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตใน Nodal Zone, f_{ce}
Node C ล้อมรอบด้วย Strut และ Bearing area เป็น CCC Node

$f_{ce} = 0.85\beta_n f_c^{'} =$ 0.85x1x240 =204 ksc.

Node A และ B ล้อมรอบด้วย Strut, Bearing area และ Tie เป็น CCT Node

$f_{ce} = 0.85\beta_n f_c^{'} =$ 0.85x0.8x240 =163.2 ksc.

ก.1.4 ตรวจสอบกำลังที่ Node C

พิจารณาว่าที่ Node C เป็น Hydrostatic nodal zone คือหน้าตัดของ Node ตั้งฉากกับแกนของ Strut และมีหน่วยแรงที่ Node ในแต่ละด้านเท่ากัน ในการคำนวณกำลังของ Node จะพิจารณาจากกำลังอัดประสิทธิผลต่ำสุดของคอนกรีต ($f_{ce} =$ 122.4 ksc.) โดยปกติกำลังของทั้ง Strut, Tie และ Node อยู่บนพื้นฐานที่ว่า $\phi \cdot F_n \geq F_u$ ในกรณีนี้ไม่พิจารณาตัวคูณลดกำลังสำหรับแบบจำลอง Strut and tie (ϕ =1)

ความยาวของหน้าตัด Node ในแนวราบที่ Node มีค่า

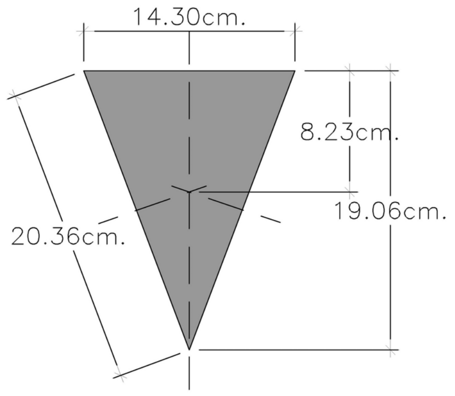
$\dfrac{35,000}{1\times122.4\times20}$ =14.30 ซม.

น้อยกว่าความยาวของแผ่นเหล็ก ที่ 30 ซม.

ความยาวของหน้าตัดอื่นๆ เมื่อ Strut ตั้งฉากกับแกนของหน้าตัด Node มีค่าเท่ากับ

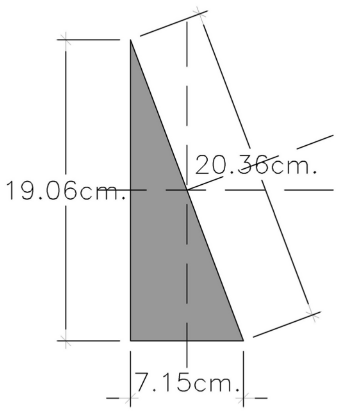
$$14.30\times\frac{49,840}{35,000} \qquad =20.36 \quad \text{ซม.}$$

ก.1.5 ตรวจสอบรูปร่างของ Truss geometry



ภาพที่ ก.2 รูปร่างของ Node C

จุดศูนย์กลางของ Nodal zone มีค่า 8.23 ซม. จากผิวบนของคาน มีค่าใกล้เคียงกับที่สมมุติไว้ที่ 7.5 ซม.



ภาพที่ ก.3 รูปร่างของ Node A และ B

ขนาดของหน้าตัดในแนวดิ่งที่ Node A และ B เท่ากับ

$$\frac{46,667}{1\times 122.4\times 20} \qquad =19.06 \qquad ซม.$$

จุดศูนย์กลางของ Nodal zone มีค่า 19.06/2=9.53 ซม. จากผิวล่างของคาน มีค่าใกล้เคียงกับที่สมมุติไว้ที่ 7.5 ซม.

ความกว้างของจุดรองรับที่ Node A และ B เท่ากับ

$$\frac{17,500}{1\times 122.4\times 20} \qquad =7.15 \qquad ซม.$$

ก.1.6 ปริมาณเหล็กเสริมใน Tension tie

$$A_s = \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{46,667}{1\times 4,000} \qquad =11.67 \qquad ซม.^2$$

เลือกใช้เหล็กขนาด DB 20 mm. 5 เส้น A_s = 15.70 ซม.^{2}

ก.1.7 ปริมาณเหล็กเสริมในแนวตั้งและแนวนอนต่ำสุดในคาน

มีการเสริมเหล็กในแนวตั้งและแนวนอนน้อยกว่าสมการ $\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i}\sin\alpha_i \geq 0.003$

โดยใช้เหล็กปลอกขนาด RB 6 mm. ระยะเรียงเหล็กเสริม 25 ซม.

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i}\sin\alpha_i = \frac{2\times 0.28}{20\times 25}\sin 69^\circ = 0.001 \leq 0.003$$

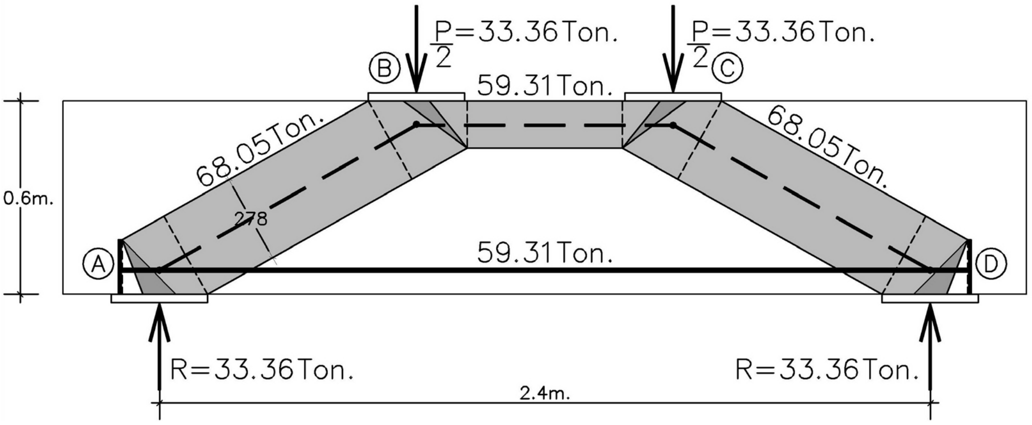
ก.2 วิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคาน ที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5

จากหน้าตัดของคานสามารถหากำลังสูงสุดของคานได้โดย สมมุติว่าคานเกิดการวิบัติเนื่องจากการวิบัติของ Compression strut ในแนวทแยง โดยพิจารณาความกว้างของ Strut ที่มากที่สุดที่เป็นไปได้จากขนาดของคานและขนาดของแผ่นเหล็กบริเวณจุดรองรับและบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ ขนาดความกว้างของ Strut มีค่าเท่ากับ 27.8 ซม.

Strut ในแนวทะแยงเป็น Strut แบบ Bottle shape ที่มีการเสริมเหล็กในแนวตั้งและแนวนอนน้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด แรงสูงสุดใน Strut (ไม่พิจารณาตัวคูณลดกำลัง) มีค่า

122.4x27.8x20/1000 =68.05 ตัน

คำนวณแรงภายในคานได้ตามภาพที่ ก.4



ภาพที่ ก.4 แบบจำลองการถ่ายแรงของคานที่มีช่วงการเฉือนต่อความลึกเท่ากับ 1.5

จากการกระจายของแรง คานมีน้ำหนักบรรทุกประลัยเท่ากับ 66.72 ตัน

ความกว้างของ Compression strut ในส่วนบน (Prismatic strut) มีค่าเท่ากับ

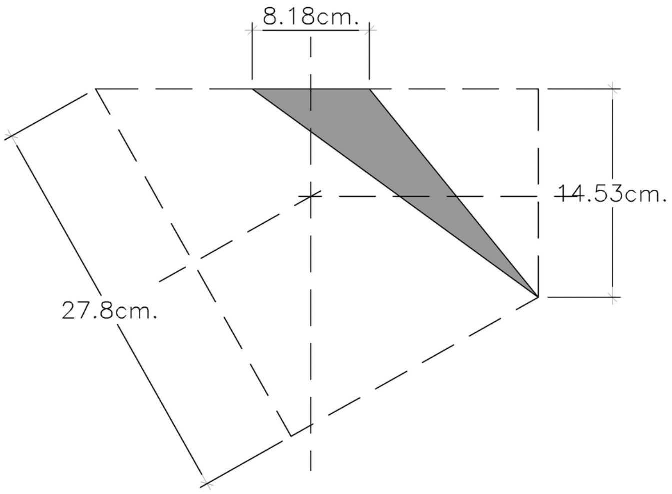
$$\frac{59310}{1\times 204\times 20} = 14.53 \quad \text{ซม.}$$

ก.2.1 **ตรวจสอบรูปร่างของ** Truss geometry

พิจารณาว่าที่ Node B และ C เป็น Node ที่มีการขยายออก (Extend nodal zone) หน่วยแรงในแต่ละหน้าตัดของ Node จะมีค่าไม่เท่ากัน

ความกว้างของ Nodal zone ในส่วนบน

$$\frac{33360}{1 \times 204 \times 20} \qquad =8.18 \qquad \text{ซม.}$$



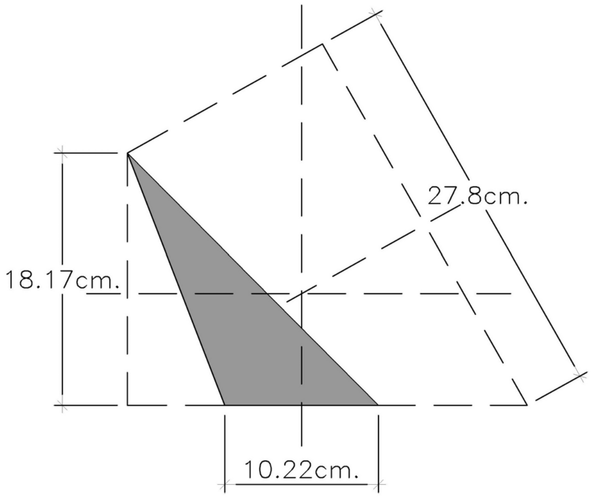
ภาพที่ ก.5 รูปร่างของ Node B และ C

คำนวณแรงใน Strut A-B และ C-D มีค่าเท่ากับ 68.05 ตัน

ตรวจสอบความกว้างของ Strut

$$\frac{68500}{1 \times 122.4 \times 20} \qquad =27.8 \qquad \text{ซม.}$$

เนื่องจาก Node จะเป็น Node ที่มีการขยายออก (Extend nodal zone) หน่วยแรงในแต่ละหน้าตัดจะมีค่าไม่เท่ากัน แนวเส้นประในภาพที่ ก.5 และ ก.6 แสดงความกว้างของ Strut ที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงอัดที่หน้าตัดของ Node



ภาพที่ ก.6 รูปร่างของ Node A และ D

ความกว้างของจุดรองรับที่ Node A และ D เท่ากับ

$$\frac{33360}{1\times163.2\times20} = 10.22 \quad \text{ซม.}$$

ขนาดของ Node สำหรับรับแรงดึงใน Tie

$$\frac{59310}{1\times163.2\times20} = 18.17 \quad \text{ซม.}$$

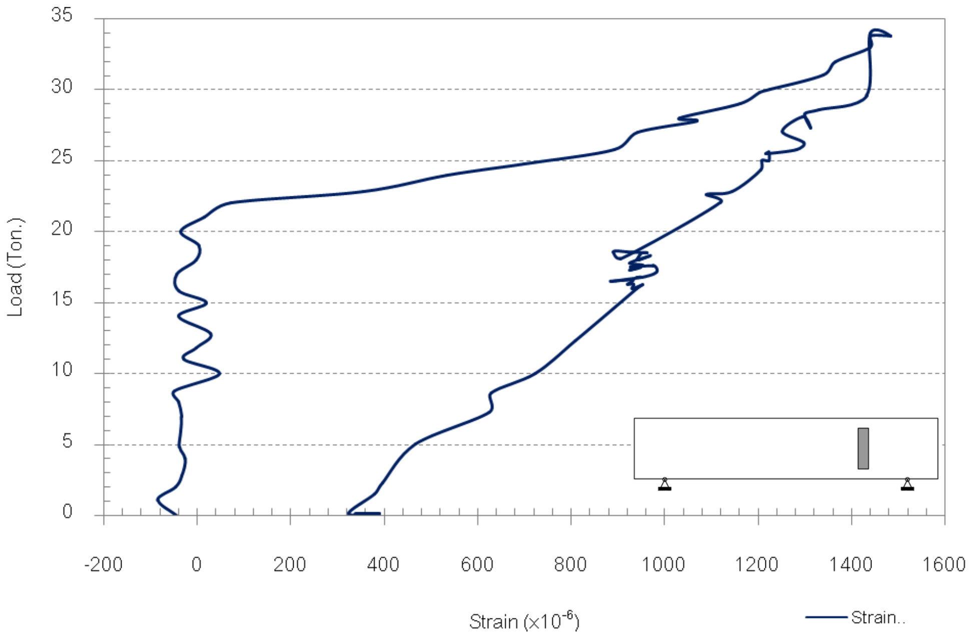
ขนาดของหน่วยแรงใน Tie มีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก

$$\frac{59310}{5\times3.14} = 3777 \text{ ksc.} < 4000 \text{ ksc.}$$

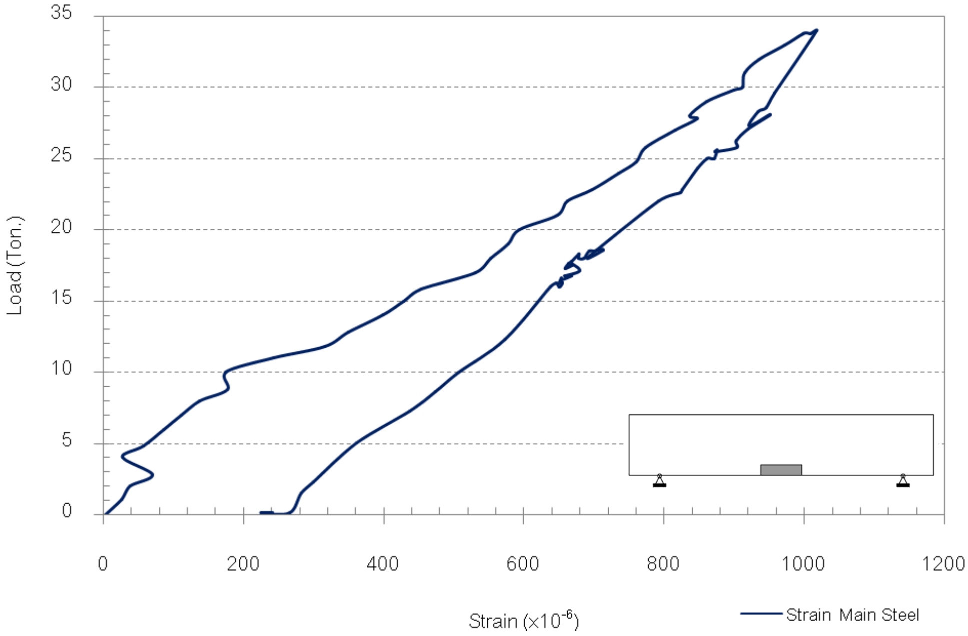
จากสมมุติฐานคานมีการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงใน Strut แนวทแยงมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลเป็นจริง โดยมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย 66.72 ตัน

ผนวก ข

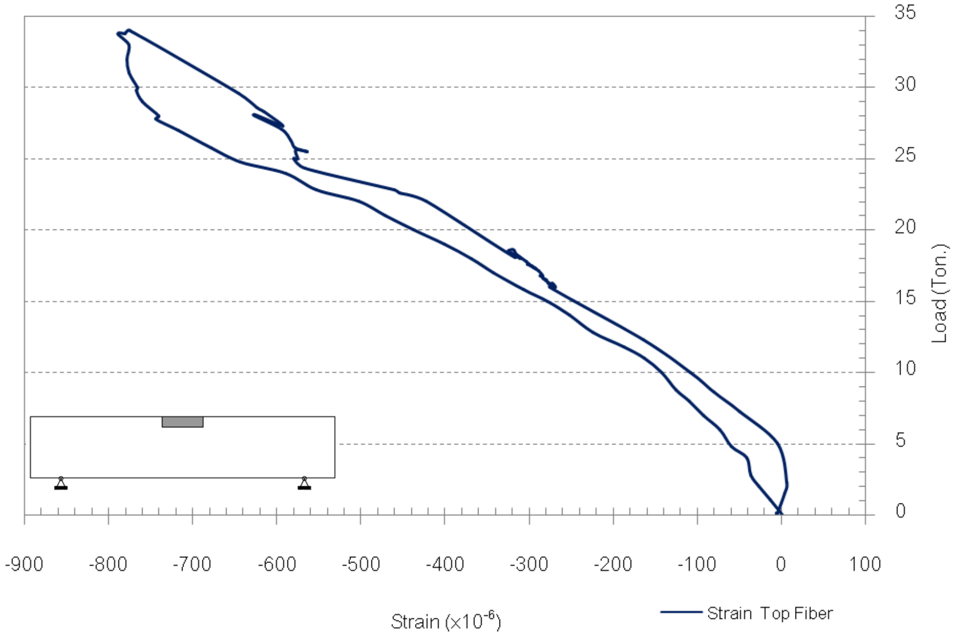
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดหดตัวในคาน



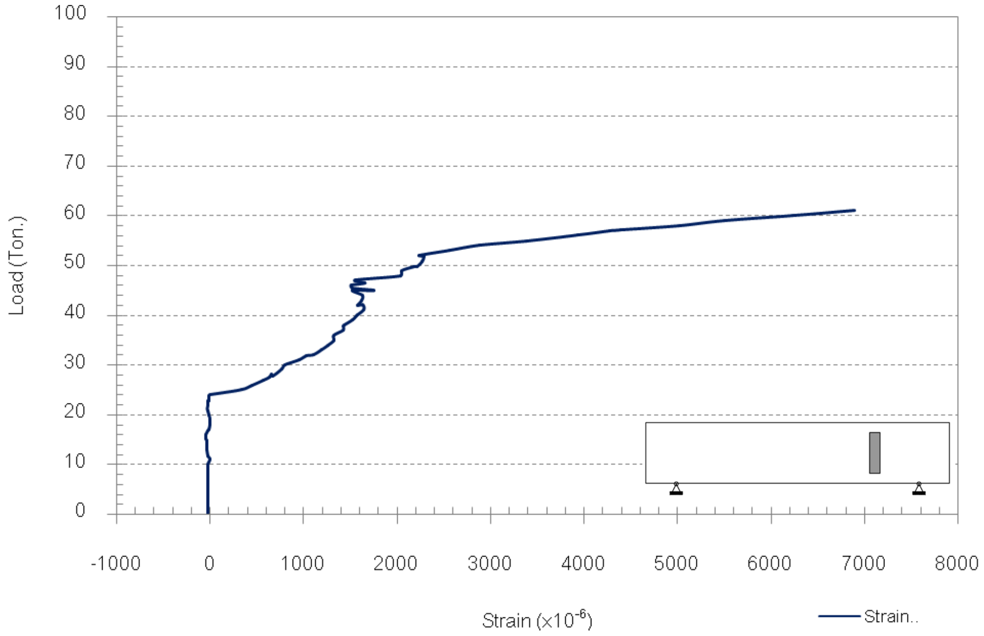
ภาพที่ ข.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กปลอก ของคาน B2-C



ภาพที่ ข.2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมหลัก ของคาน B2-C

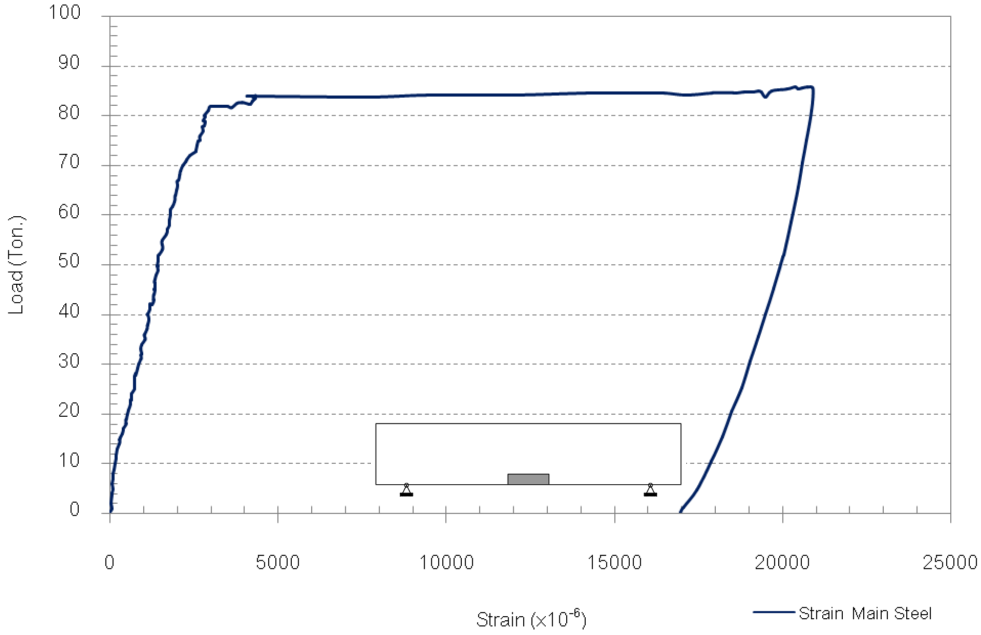


ภาพที่ ข.3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต
ส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B2-C



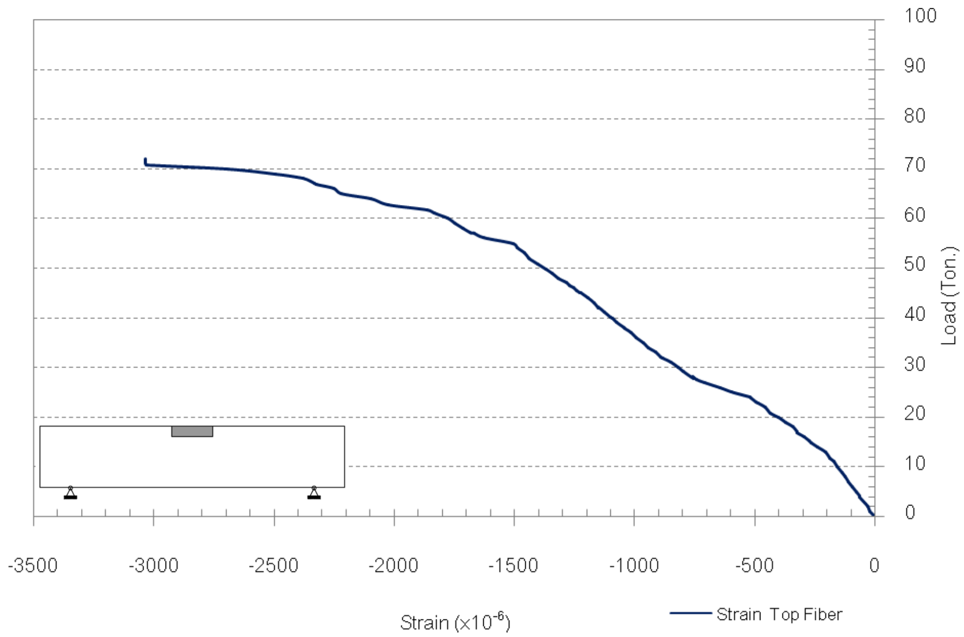
ภาพที่ ข.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ

หน่วยการยืดตัวที่เหล็กปลอก ของคาน B2-S1

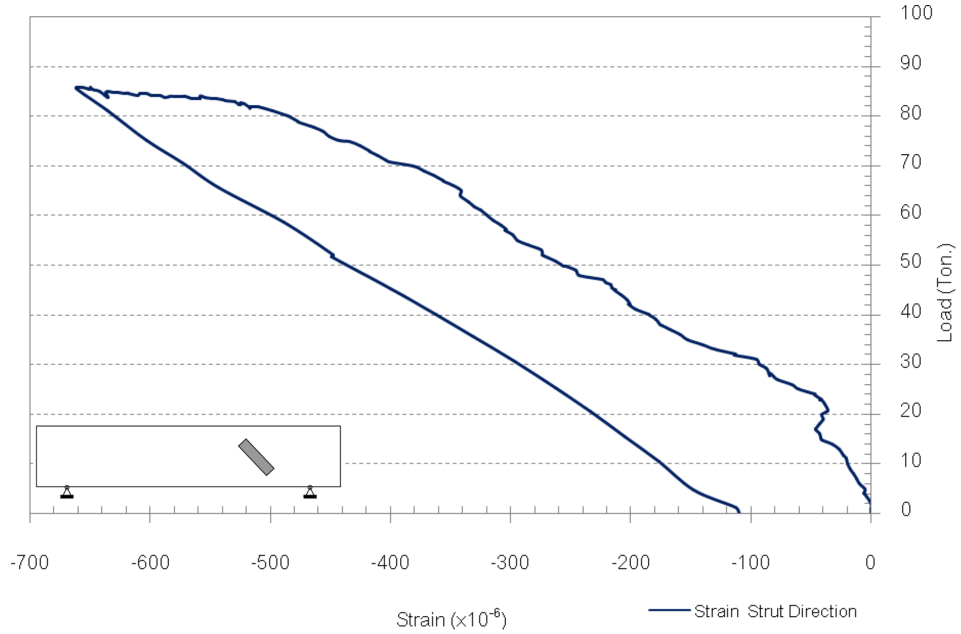


ภาพที่ ข.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ

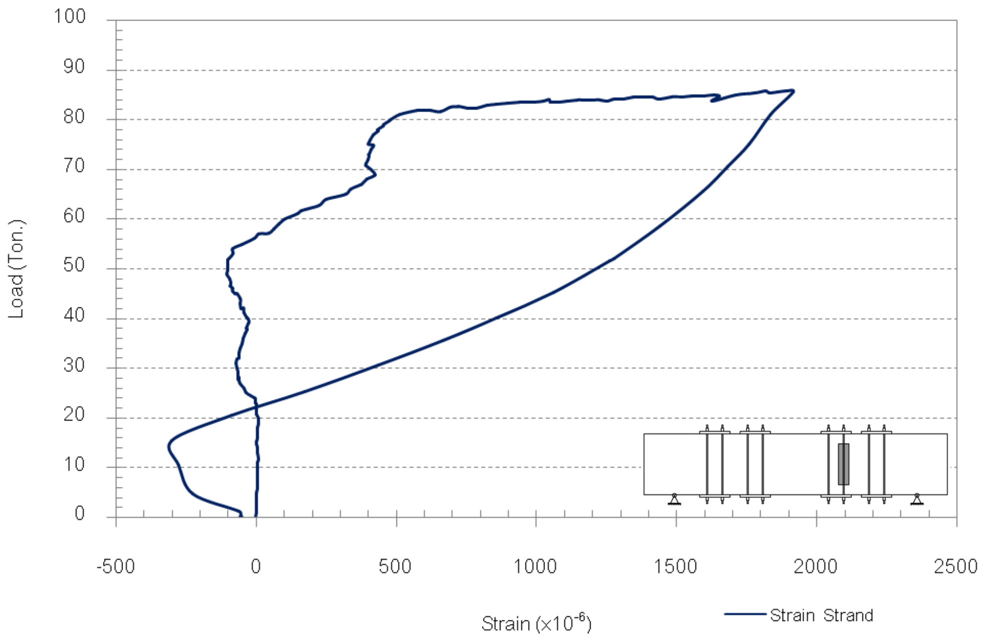
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมหลัก ของคาน B2-S1



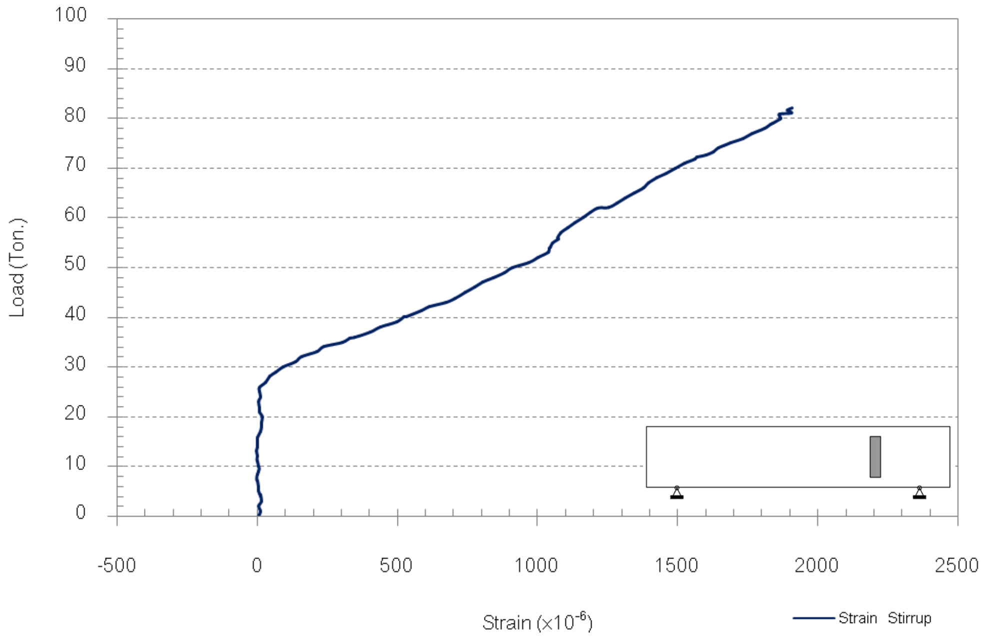
ภาพที่ ข.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B2-S1



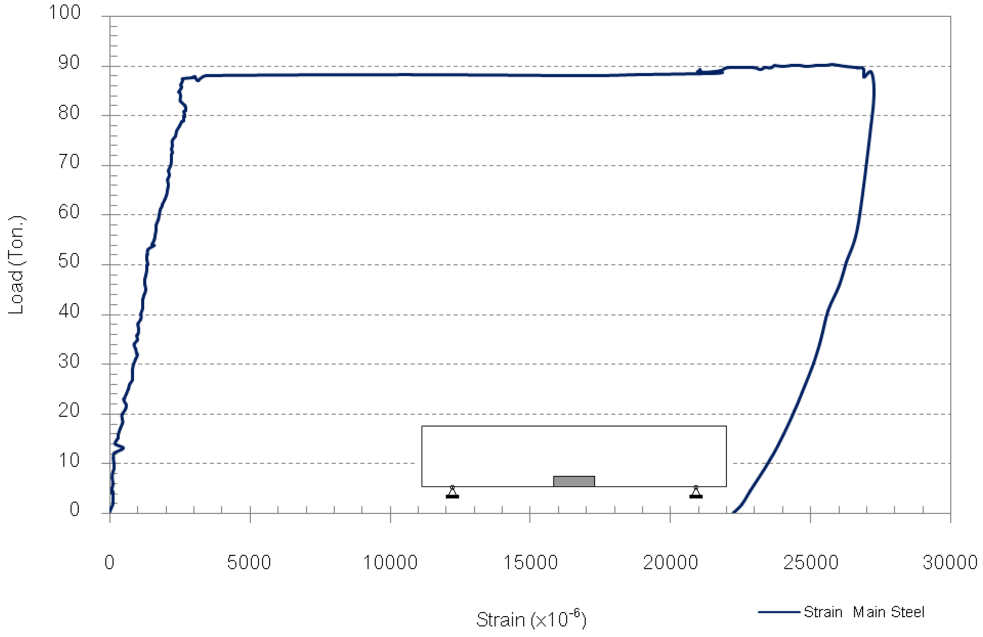
ภาพที่ ข.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีตผิวในแนว Compression Strut ของคาน B2-S1



ภาพที่ ข.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมกำลังสูง ของคาน B2-S1

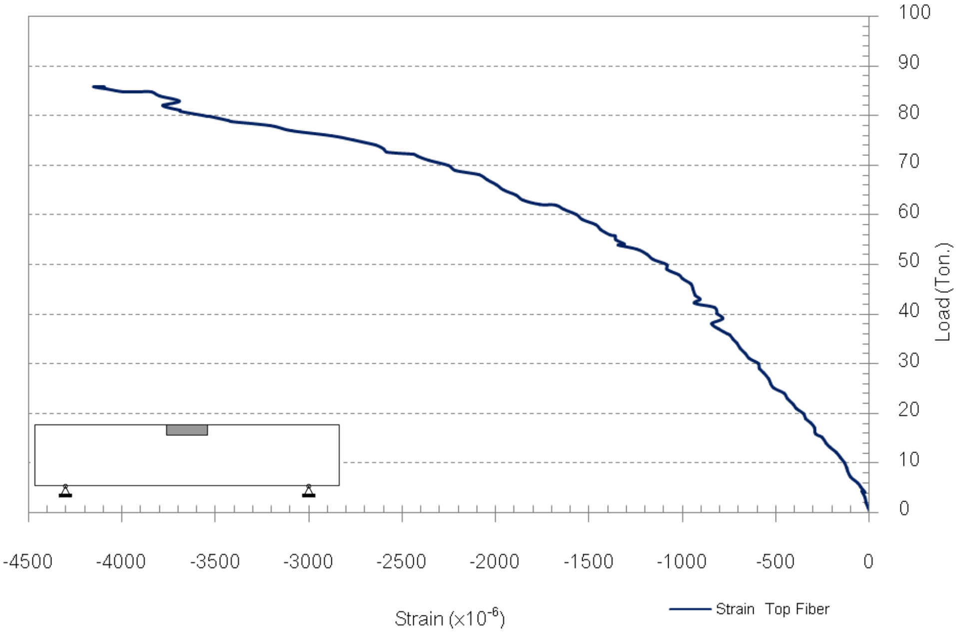


ภาพที่ ข.9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กปลอก ของคาน B2-S2



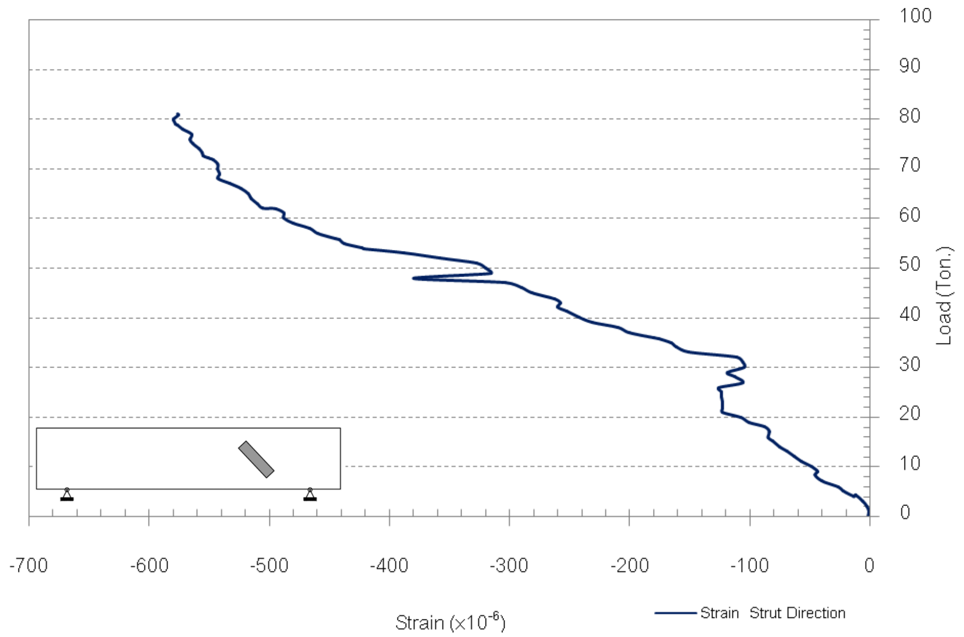
ภาพที่ ข.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ

หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมหลัก ของคาน B2-S2

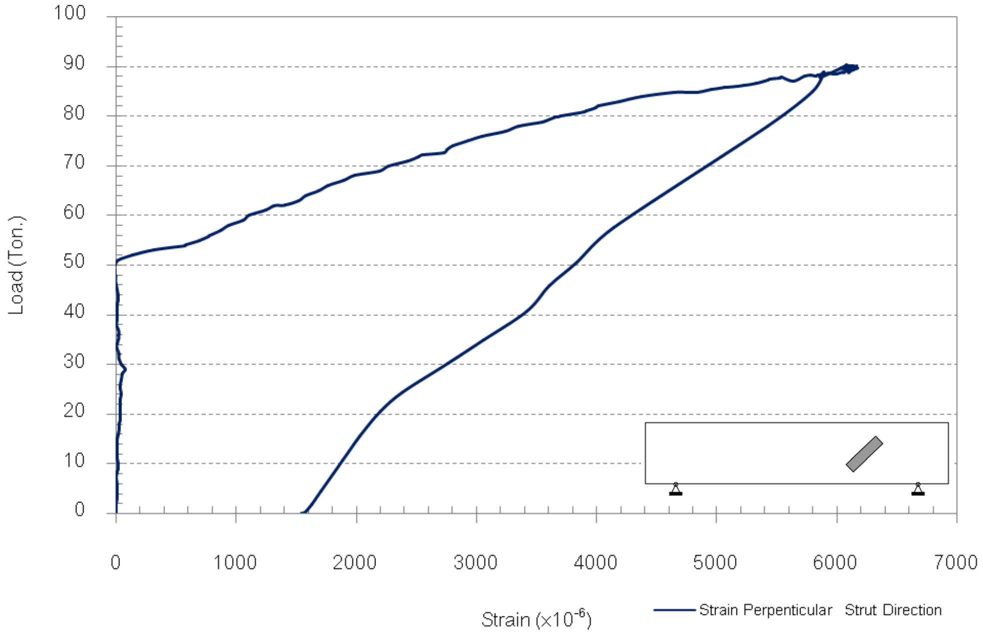


ภาพที่ ข.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต

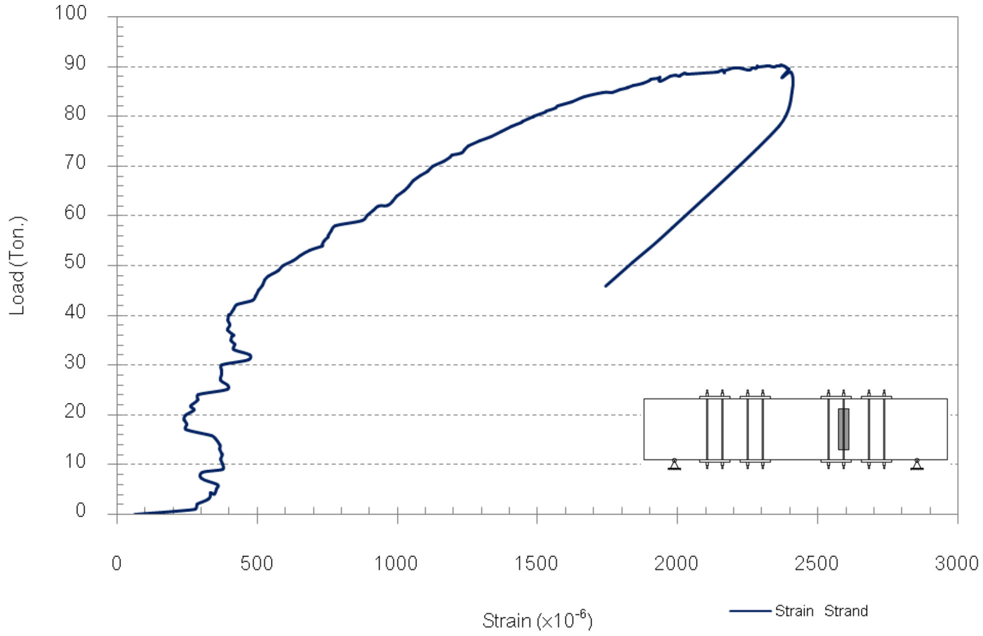
ส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B2-S2



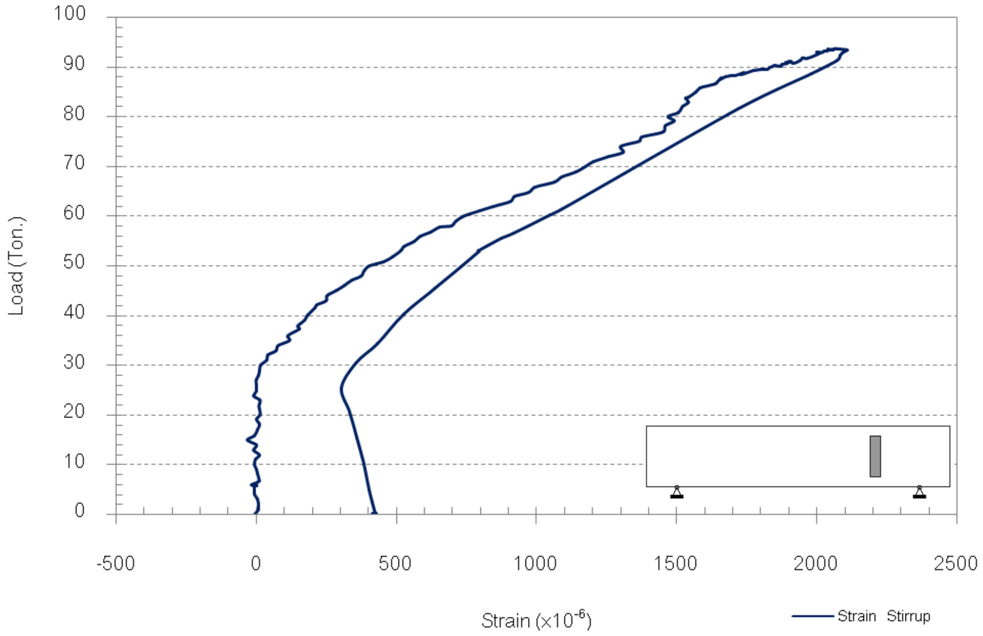
ภาพที่ ข.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนว Compression Strut ของคาน B2-S2



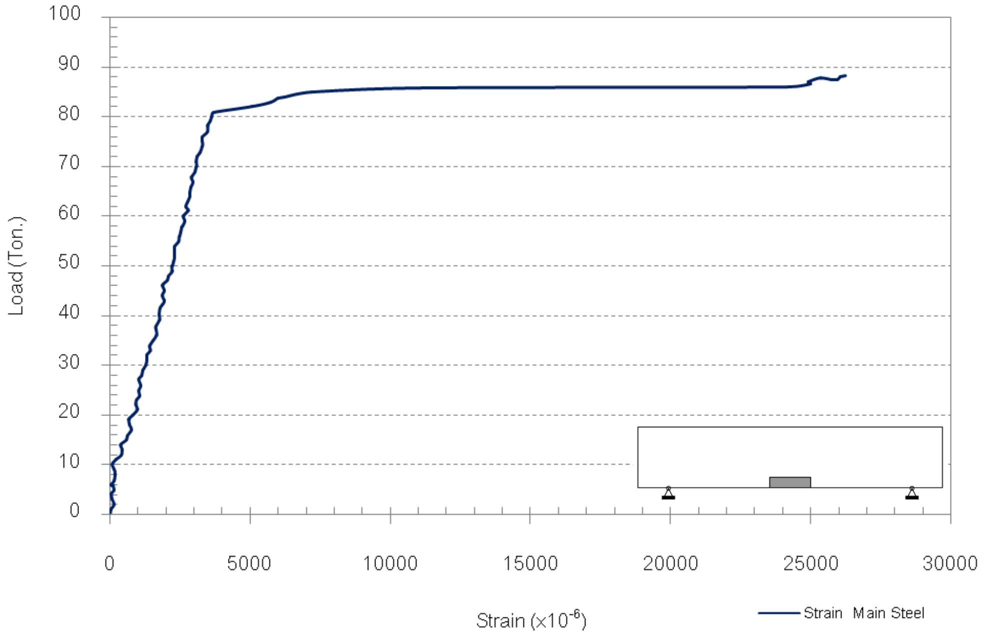
ภาพที่ ข.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนวตั้งฉากกับ Compression Strut ของคาน B2-S2



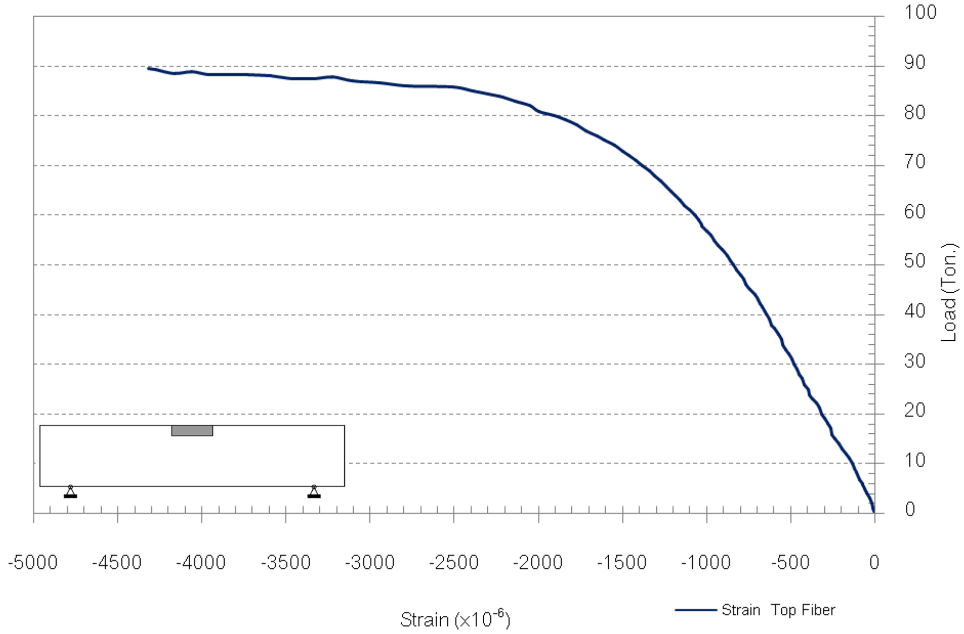
ภาพที่ ข.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมกำลังสูง ของคาน B2-S2



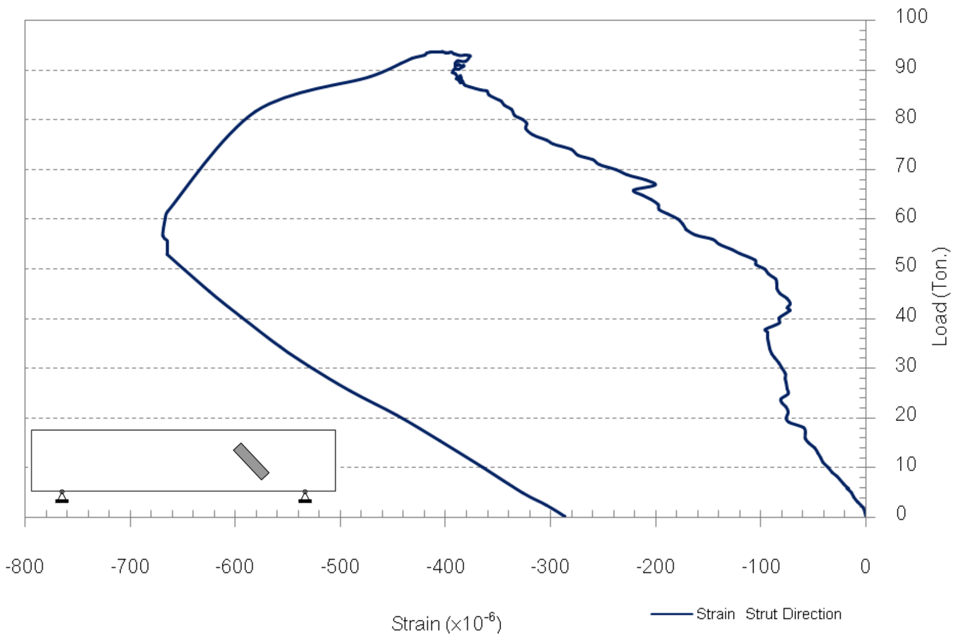
ภาพที่ ข.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กปลอก ของคาน B2-S3



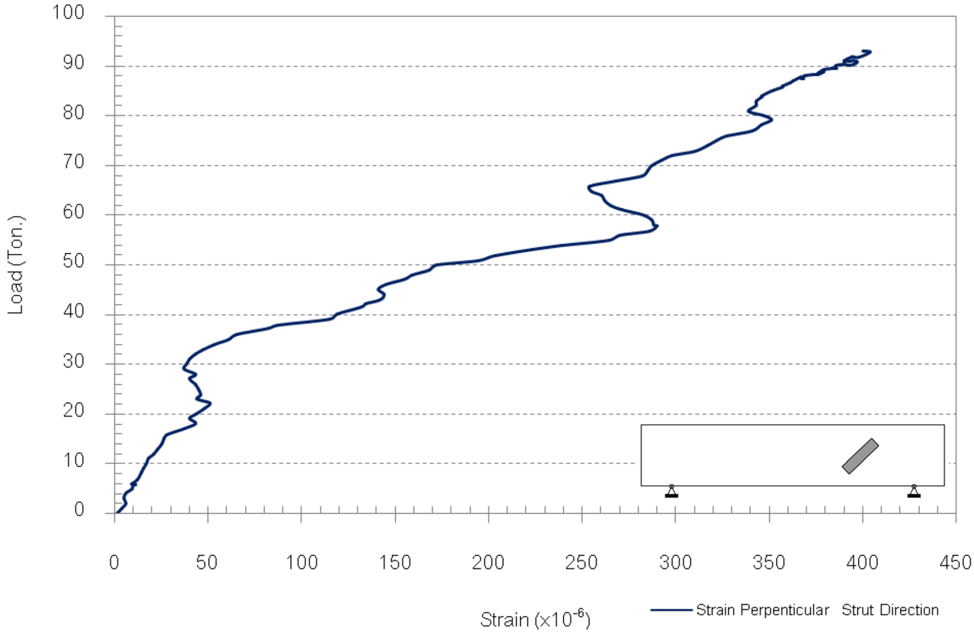
ภาพที่ ข.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมหลัก ของคาน B2-S3



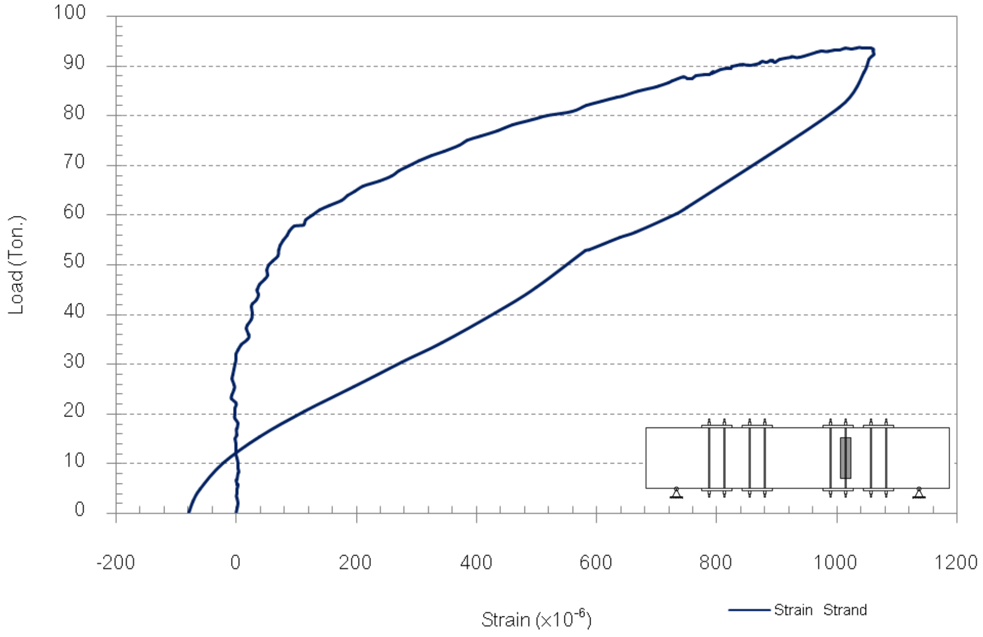
ภาพที่ ข.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต
ส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B2-S3



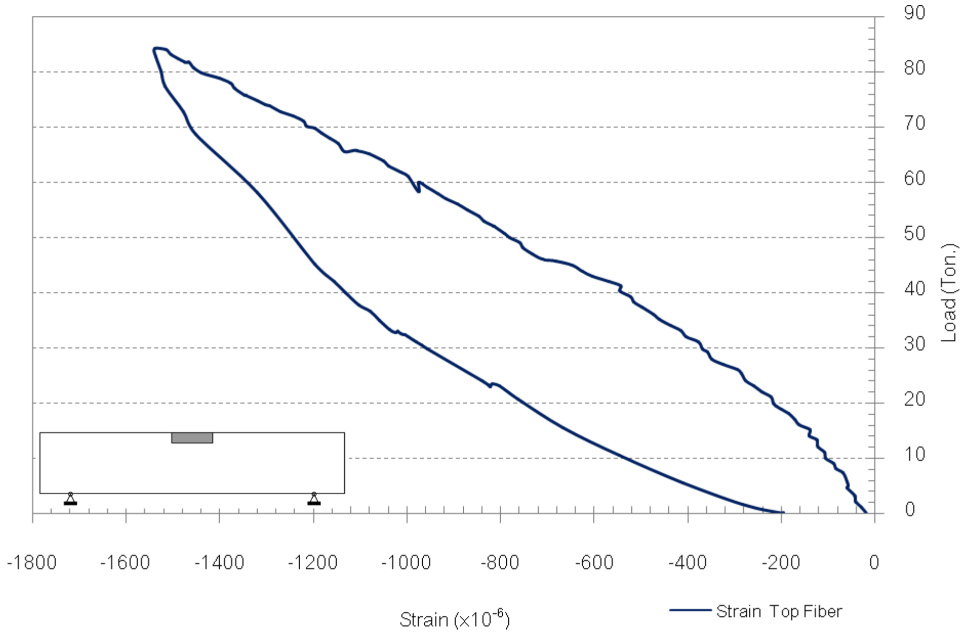
ภาพที่ ข.18 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนว Compression Strut ของคาน B2-S3



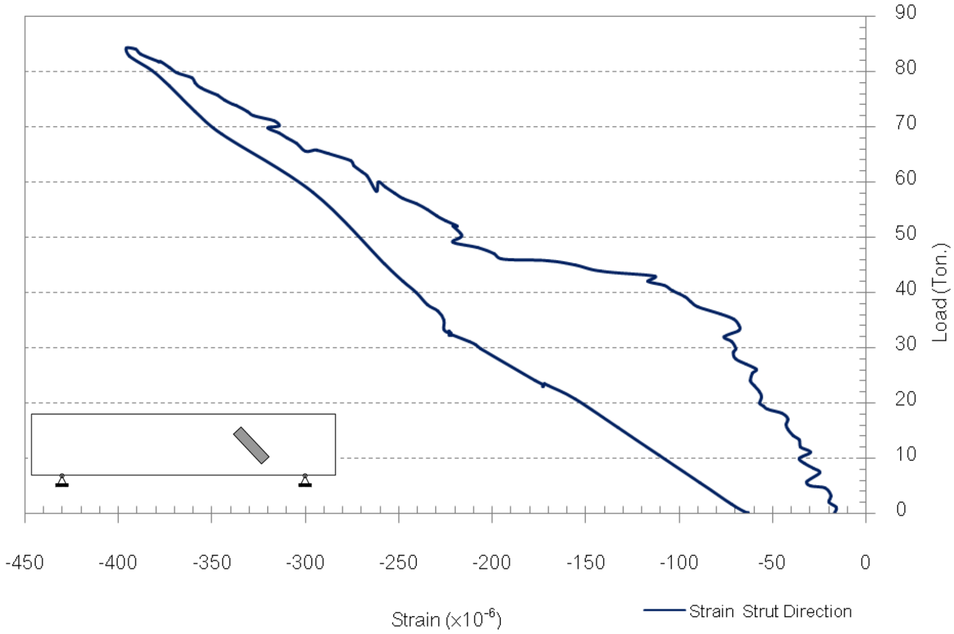
ภาพที่ ข.19 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนวตั้งฉากกับ Compression Strut ของคาน B2-S3



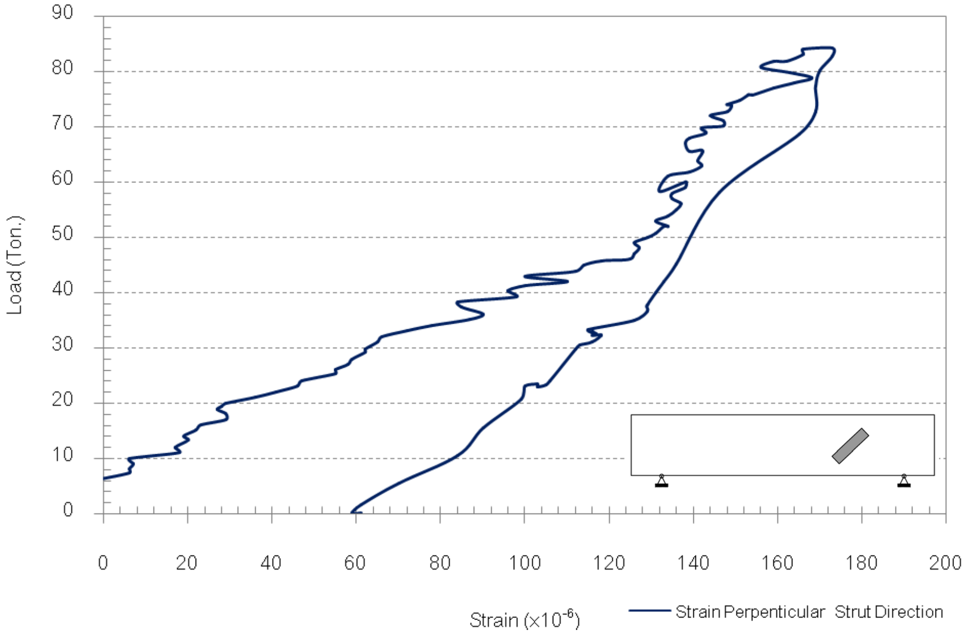
ภาพที่ ข.20 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมกำลังสูง ของคาน B2-S3



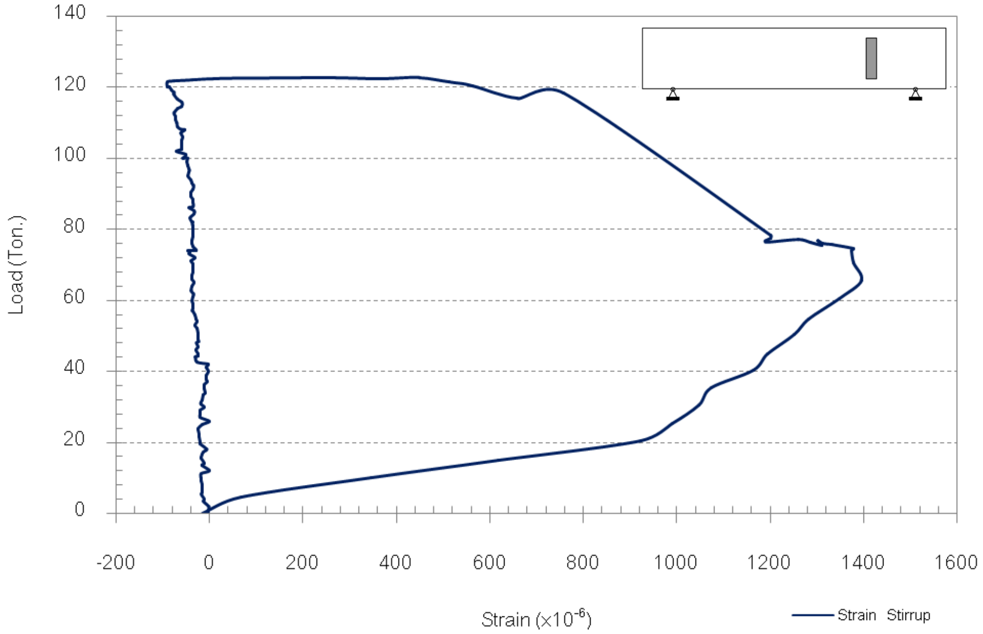
ภาพที่ ข.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต
ส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B1-C



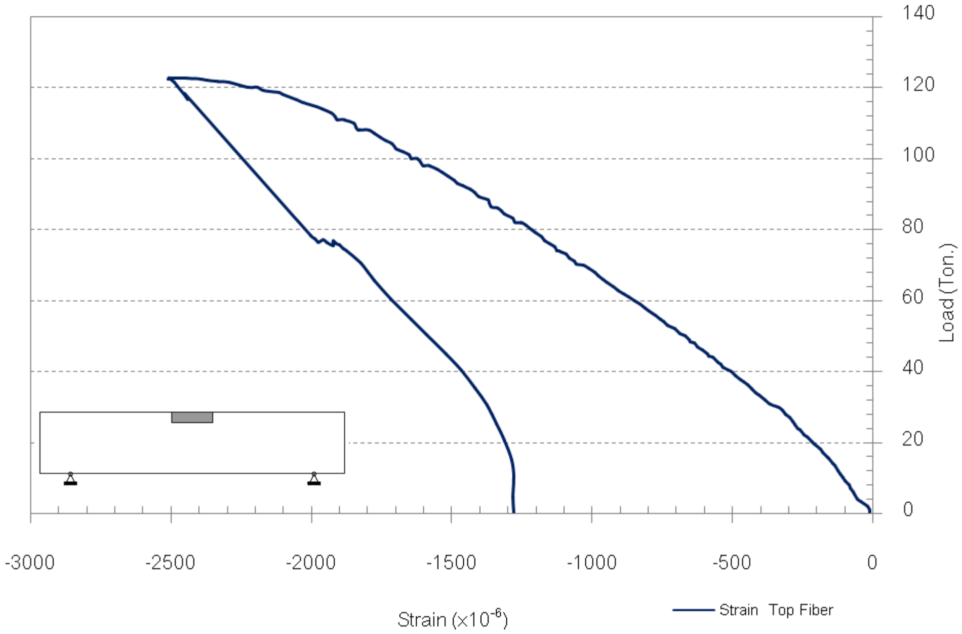
ภาพที่ ข.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนว Compression Strut ของคาน B1-C



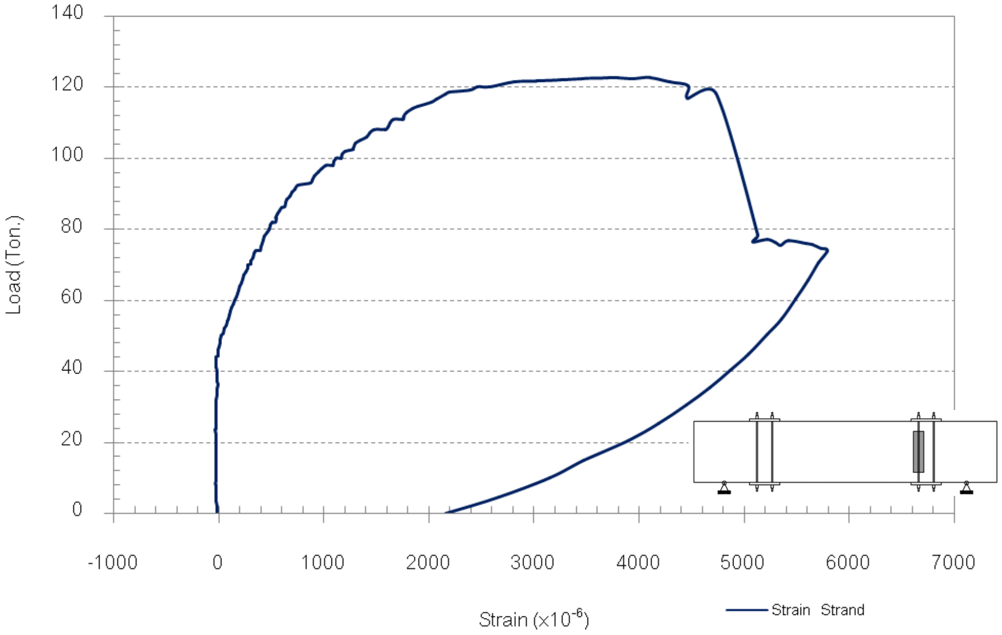
ภาพที่ ข.23 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการยืดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนวตั้งฉากกับ Compression Strut ของคาน B1-C



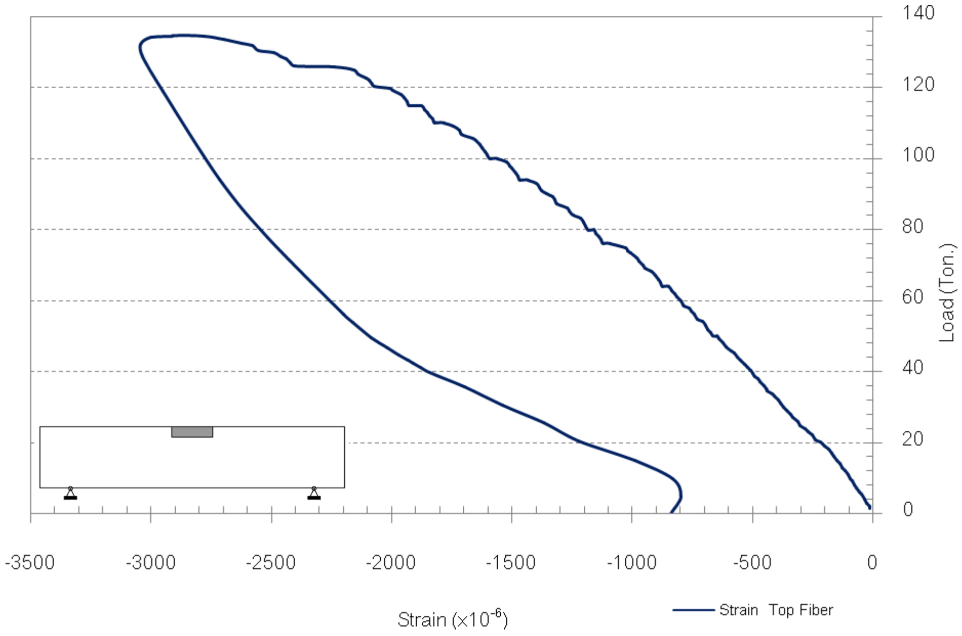
ภาพที่ ข.24 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กปลอก ของคาน B1-S1



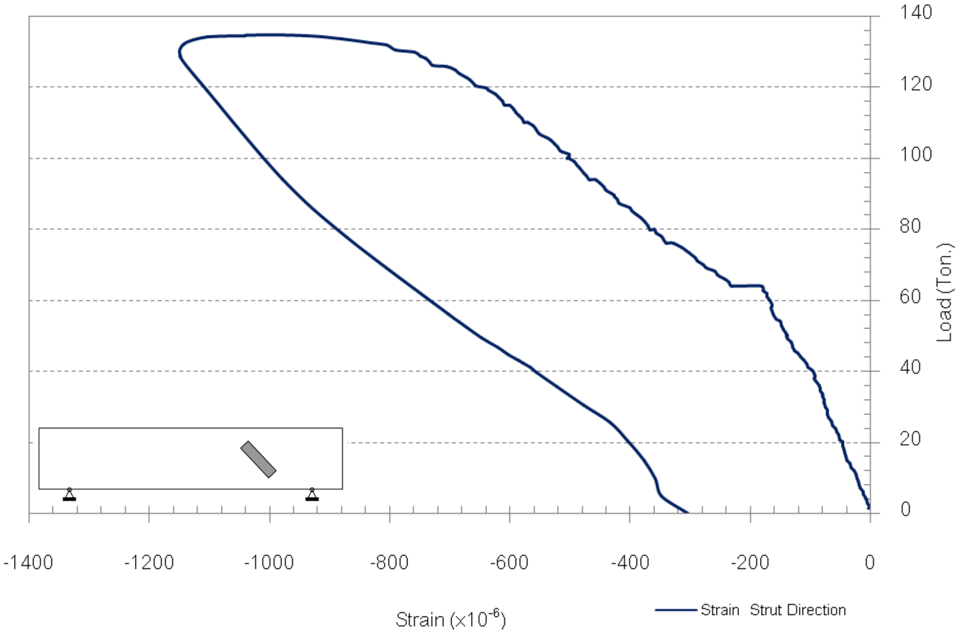
ภาพที่ ข.25 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต
ส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B1-S1



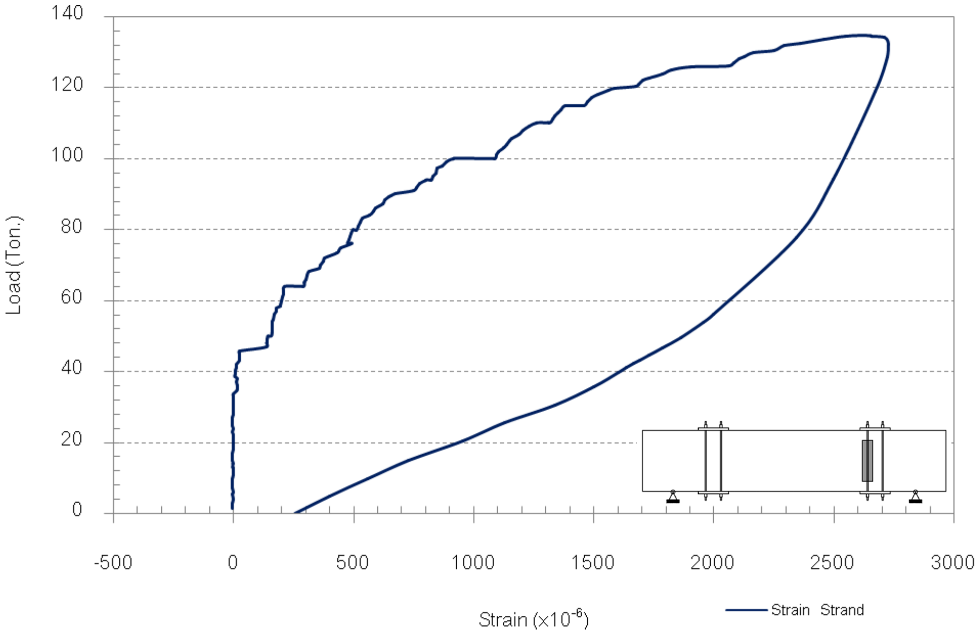
ภาพที่ ข.26 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมกำลังสูง ของคาน B1-S1



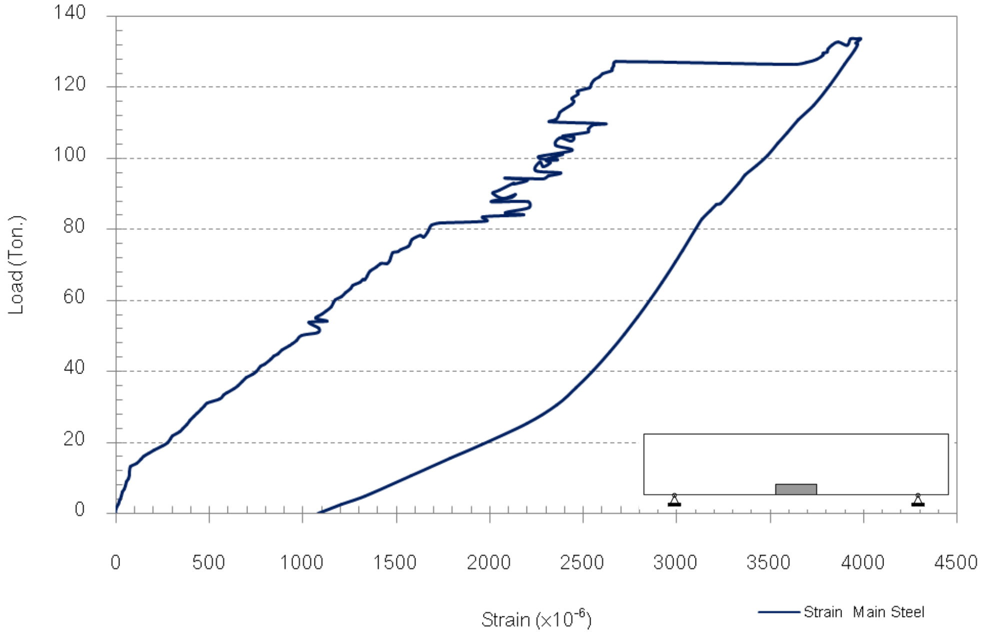
ภาพที่ ข.27 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต
ส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B1-S2



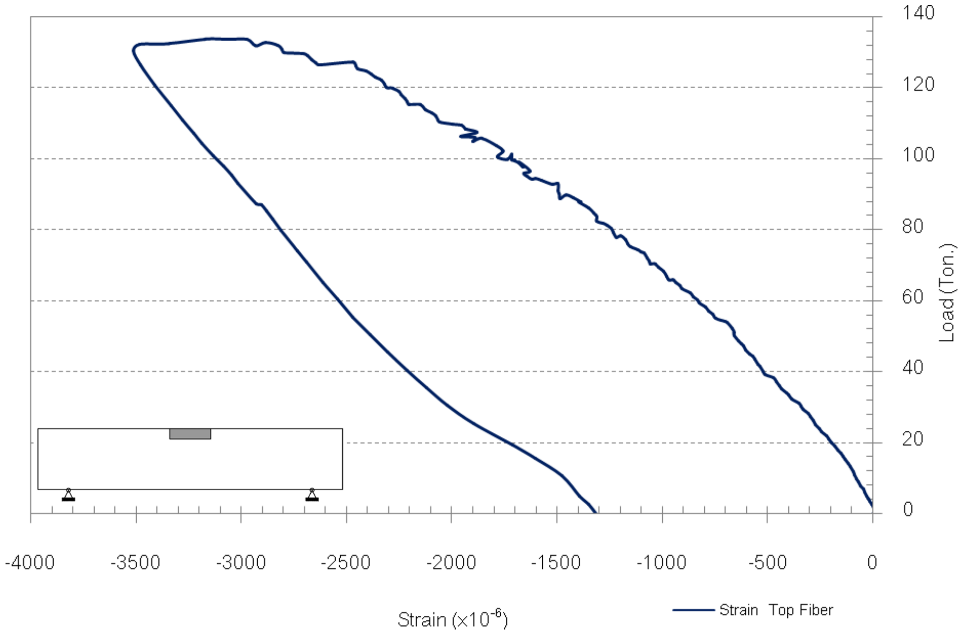
ภาพที่ ข.28 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนว Compression Strut ของคาน B1-S2



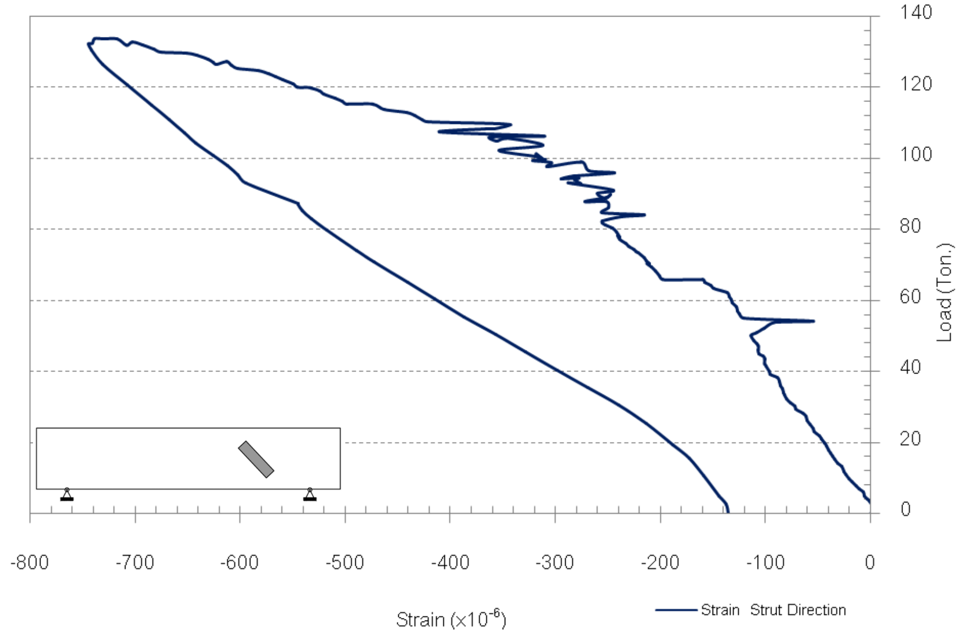
ภาพที่ ข.29 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมกำลังสูง ของคาน B1-S2



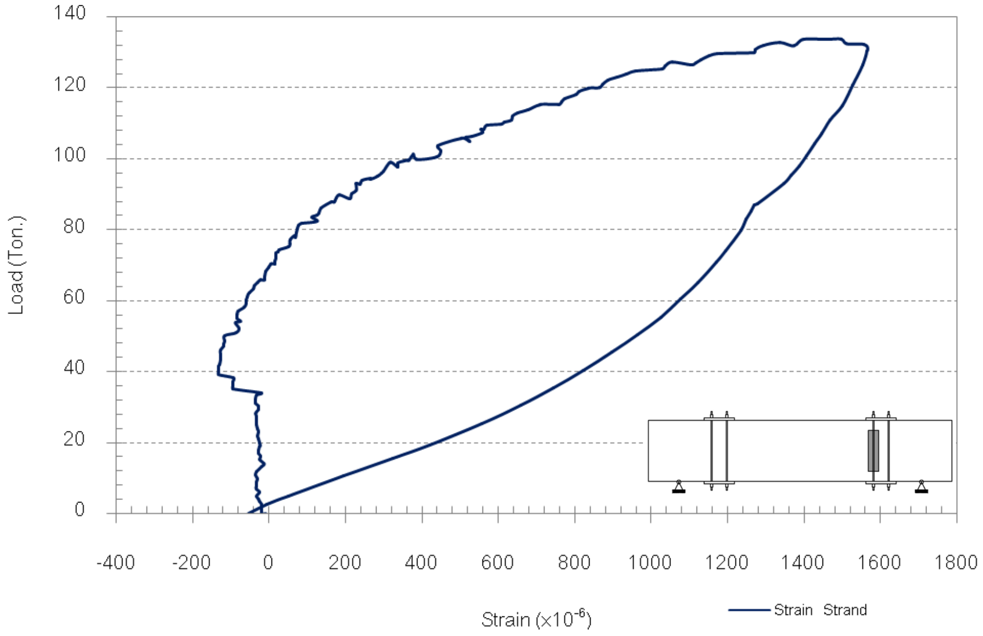
ภาพที่ ข.30 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ
หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมหลัก ของคาน B1-S3



ภาพที่ ข.31 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต
ส่วนบนบริเวณกลางคาน ของคาน B1-S3



ภาพที่ ข.32 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยการหดตัวที่ผิวคอนกรีต ในแนว Compression Strut ของคาน B1-S3



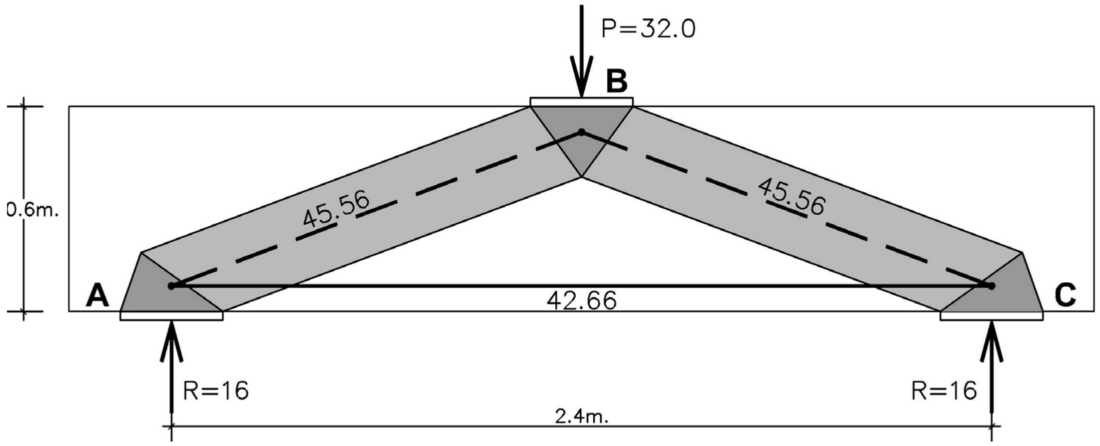
ภาพที่ ข.33 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและ หน่วยการยืดตัวที่เหล็กเสริมกำลังสูง ของคาน B1-S3

ผนวก ค

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย โดยแบบจำลอง Strut and tie

ค.1 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย โดยแบบจำลอง Strut and tie มาตรฐาน ACI 318-05

ค.1.1 คานควบคุม B2



ภาพที่ ค.1 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2
มาตรฐาน ACI 318-05

ตารางที่ ค.1
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2
มาตรฐาน ACI 318-05

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลดกำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, B-C	Bottle Shape wo/s	0.51	92.61	45,564	24.6

ตารางที่ 6.1 (ต่อ)

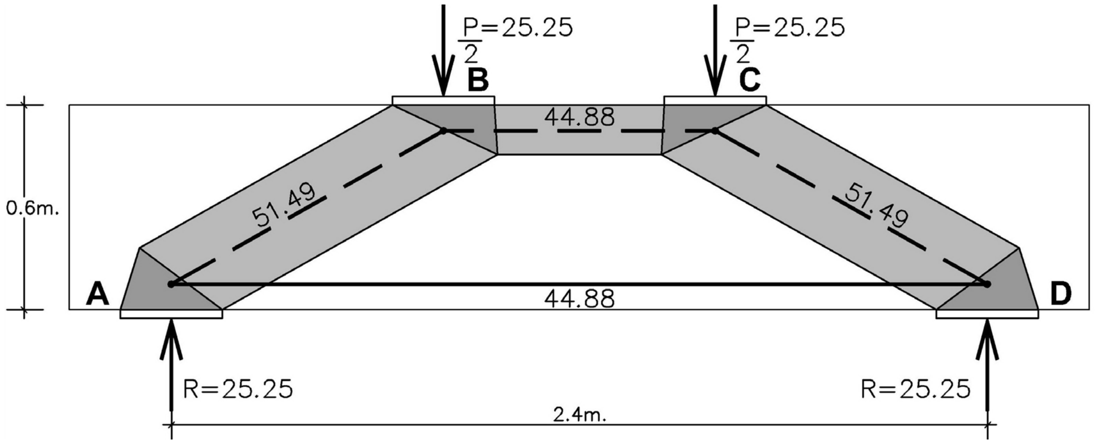
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C	5-DB 25 mm.	2,717.39	42,663

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
B	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	30.0	53.33
				Strut A-B, B-C	24.6	92.61
A, C	CCT	0.68	123.48	Bearing for Reaction	30.0	26.66
				Strut A-B, C-B	24.6	92.61
				Tie A-C	17.3	123.48

ค.1.2 คานควบคุม B1



ภาพที่ ค.2 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1

มาตรฐาน ACI 318-05

ตารางที่ ค.2

กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node

ในแบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1

มาตรฐาน ACI 318-05

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลดกำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, C-D	Bottle Shape wo/s	0.51	92.61	51,491	27.8
B-C	Prismatic	0.85	154.35	44,879	14.5

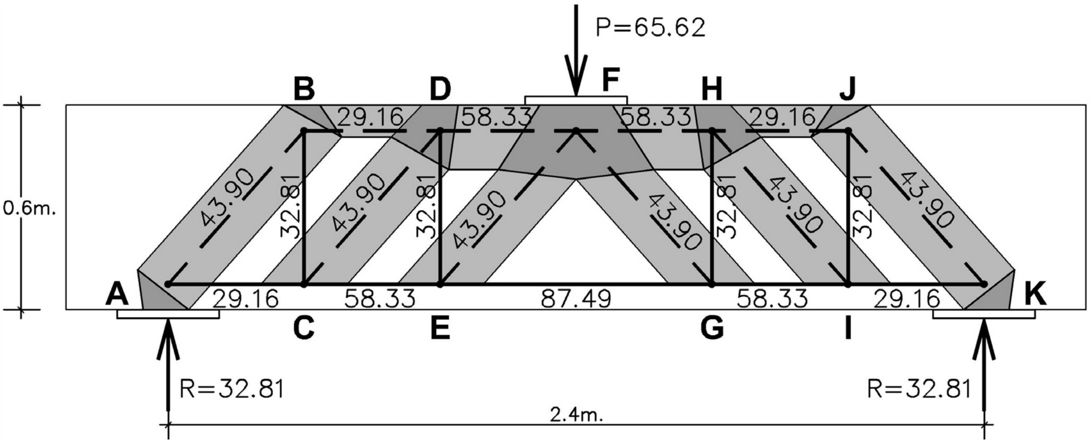
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-D	5-DB 25 mm.	2,858.54	44,879

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
B, C	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	30.0	42.07
				Strut B-A, C-D	27.8	92.61
				Strut B-C	14.5	154.35
A,D	CCT	0.68	123.48	Bearing for Reaction	30.0	42.07
				Strut A-B, D-C	27.8	92.61
				Tie A-D	18.2	123.48

ค.1.3 คาน B2 ที่เสริมกำลัง



ภาพที่ ค.3 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง
มาตรฐาน ACI 318-05

ตารางที่ ค.3
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง
มาตรฐาน ACI 318-05

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลด กำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัด ประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, J-K	Bottle Shape w/s	0.6375	115.76	43,896	19.0
C-D, H-I	Bottle Shape w/s	0.6375	115.76	43,896	19.0
E-F, F-G	Bottle Shape w/s	0.6375	115.76	43,896	19.0
B-D, H-J	Prismatic	0.85	154.35	29,163	9.4
D-F, F-H	Prismatic	0.85	154.35	58,326	18.9

ตารางที่ ค.3 (ต่อ)

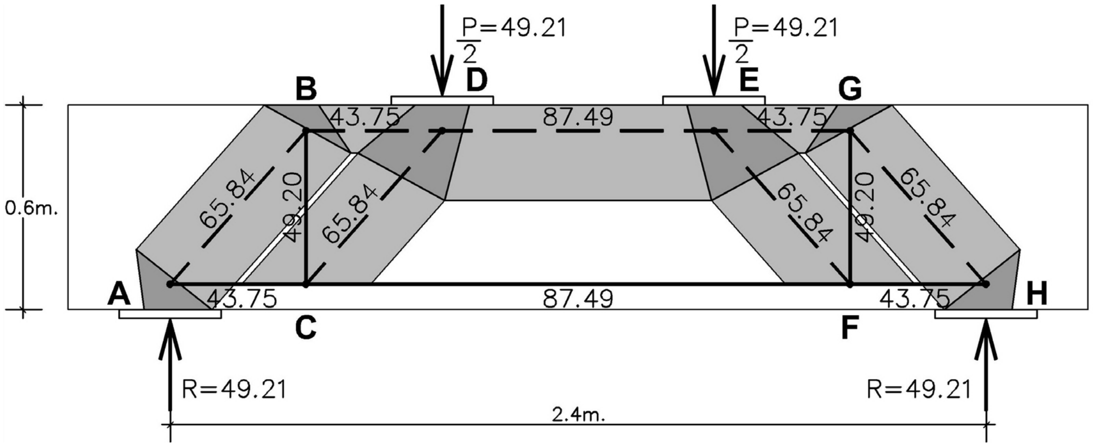
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C, I-K	5-DB 25 mm.	1,857.52	29,163
C-E, G-I	5-DB 25 mm.	3,715.03	58,326
E-G	5-DB 25 mm.	5,572.55	87,489
B-C, J-I	4-Pc strand 12.7 mm .	8,828.85	32,808
D-E, H-G	4-Pc strand 12.7 mm .	8,828.85	32,808

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
F	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	21.3	154.35
				Strut F-D, F-H	18.9	154.35
				Strut F-E, F-G	19.0	115.76
D, H	CCC	0.85	154.35	Bearing for Tie D-E, H-G	10.6	154.35
				Strut D-F, H-F	18.9	154.35
				Strut D-C, H-I	19.0	115.76
				Strut D-B, H-J	9.4	154.35
B, J	CCC	0.85	154.35	Bearing for Tie B-C, J-I	10.6	154.35
				Strut B-D, J-H	9.4	154.35
				Strut B-A, J-K	19.0	115.76
A, K	CCT	0.68	123.48	Bearing for Reaction	13.3	123.48
				Strut A-B, K-J	19.0	115.76
				Tie A-C, I-K	11.8	123.48

ค.1.4 คาน B1 ที่เสริมกำลัง



ภาพที่ ค.4 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง
มาตรฐาน ACI 318-05

ตารางที่ ค.4
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง
มาตรฐาน ACI 318-05

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลด กำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัด ประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, G-H	Bottle Shape w/s	0.6375	115.76	65,844	28.4
C-D, E-F	Bottle Shape w/s	0.6375	115.76	65,844	28.4
B-D, E-G	Prismatic	0.85	154.35	43,745	14.2
D-E	Prismatic	0.85	154.35	87,489	28.3

ตารางที่ ค.4 (ต่อ)

ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

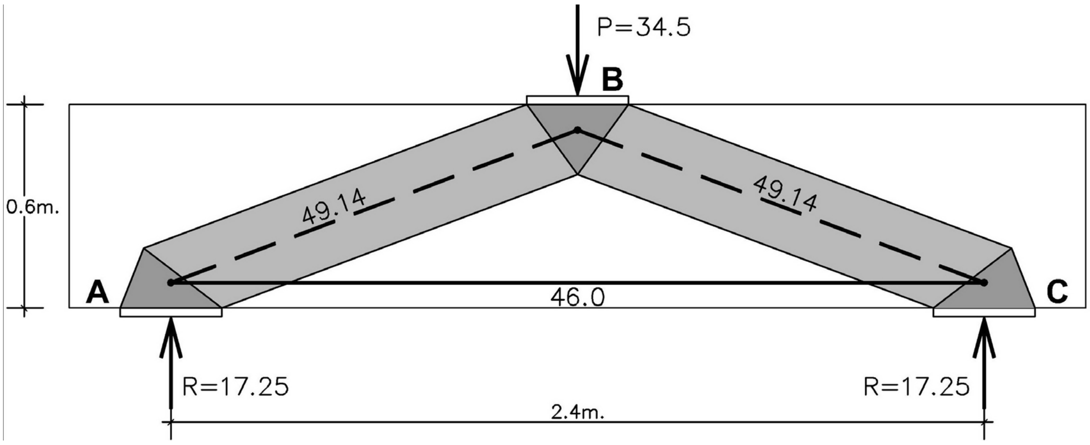
Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C, F-H	5-DB 25 mm.	2,786.31	43,745
C-F	5-DB 25 mm.	5,572.55	87,489
B-C, F-G	4-Pc strand 12.7 mm .	13,243.41	49,213

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
D, E	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	15.9	154.35
				Strut D-B, E-G	14.2	154.35
				Strut D-C, E-F	28.4	115.76
				Strut D-E	28.3	154.35
B, G	CCC	0.85	154.35	Bearing for Tie B-C, F-G	15.9	154.35
				Strut B-D, G-E	14.2	154.35
				Strut B-A, G-H	28.4	115.76
A, H	CCT	0.68	123.48	Bearing for Reaction	19.9	123.48
				Strut A-B, H-G	28.4	115.76
				Tie A-C, F-H	17.7	123.48

ค.2 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย โดยแบบจำลอง Strut and tie **วิธีของ** MacGregor J.G.

ค.2.1 คานควบคุม B2



ภาพที่ ค.5 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2
วิธีของ MacGregor J.G.

ตารางที่ ค.5
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2
วิธีของ MacGregor J.G.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลด กำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัด ประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, B-C	Bottle Shape wo/s	0.55	99.87	49,138	24.6

ตารางที่ ค.5 (ต่อ)

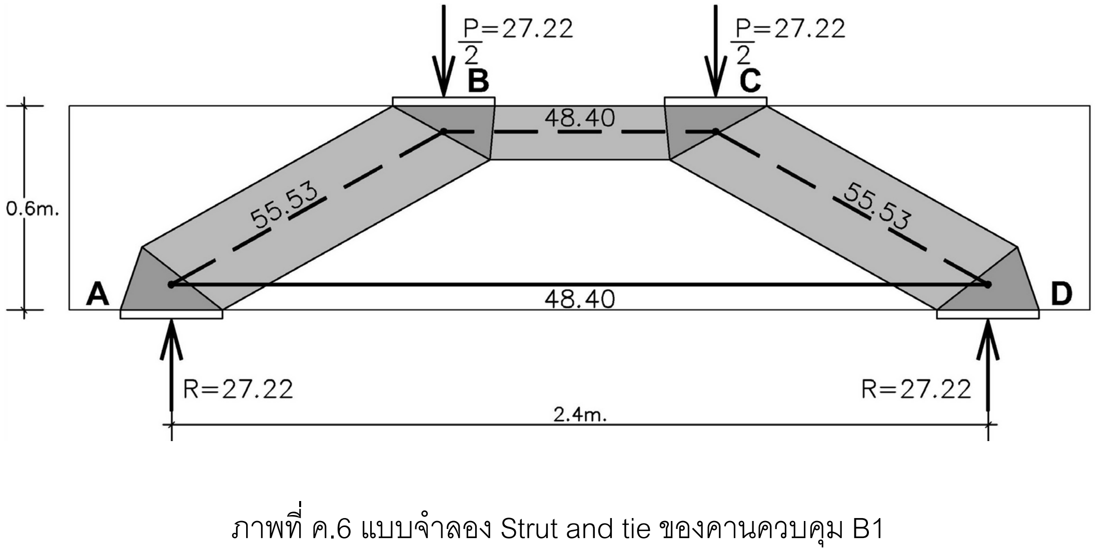
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C	5-DB 25 mm.	2,930.51	46,009

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
B	CCC	0.845	153.47	Bearing for Load	30.0	57.51
				Strut A-B, B-C	24.6	99.76
A, C	CCT	0.718	130.45	Bearing for Reaction	30.0	28.76
				Strut A-B, C-B	24.6	99.76
				Tie A-C	17.6	130.45

ค.2.2 คานควบคุม B1



ภาพที่ ค.6 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1

วิธีของ MacGregor J.G.

ตารางที่ ค.6

กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node

ในแบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1

วิธีของ MacGregor J.G.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลดกำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, C-D	Bottle Shape wo/s	0.55	99.87	55,530	27.8
B-C	Prismatic	0.845	153.47	48,399	15.8

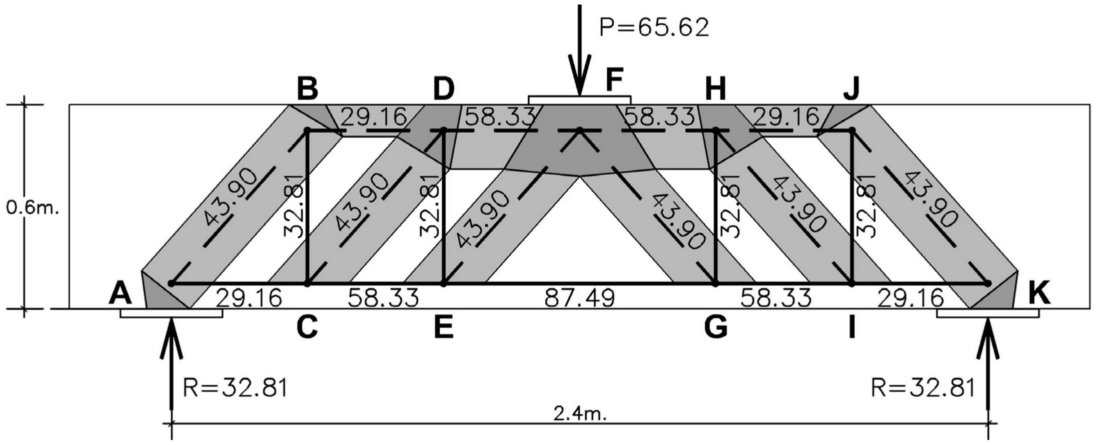
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-D	5-DB 25 mm.	3,082.74	48,399

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
B, C	CCC	0.845	153.47	Bearing for Load	30.0	45.37
				Strut B-A, C-D	27.8	99.76
				Strut B-C	15.8	153.47
A,D	CCT	0.718	130.45	Bearing for Reaction	30.0	45.37
				Strut A-B, D-C	27.8	99.76
				Tie A-D	18.6	130.45

ค.2.3 คาน B2 ที่เสริมกำลัง



ภาพที่ ค.7 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง

วิธีของ MacGregor J.G.

ตารางที่ ค.7

กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node

ในแบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง

วิธีของ MacGregor J.G.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลดกำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, J-K	Bottle Shape w/s	0.676	122.78	43,896	17.9
C-D, H-I	Bottle Shape w/s	0.676	122.78	43,896	17.9
E-F, F-G	Bottle Shape w/s	0.676	122.78	43,896	17.9
B-D, H-J	Prismatic	0.845	153.47	29,163	9.5
D-F, F-H	Prismatic	0.845	153.47	58,326	19.0

ตารางที่ ค.7 (ต่อ)

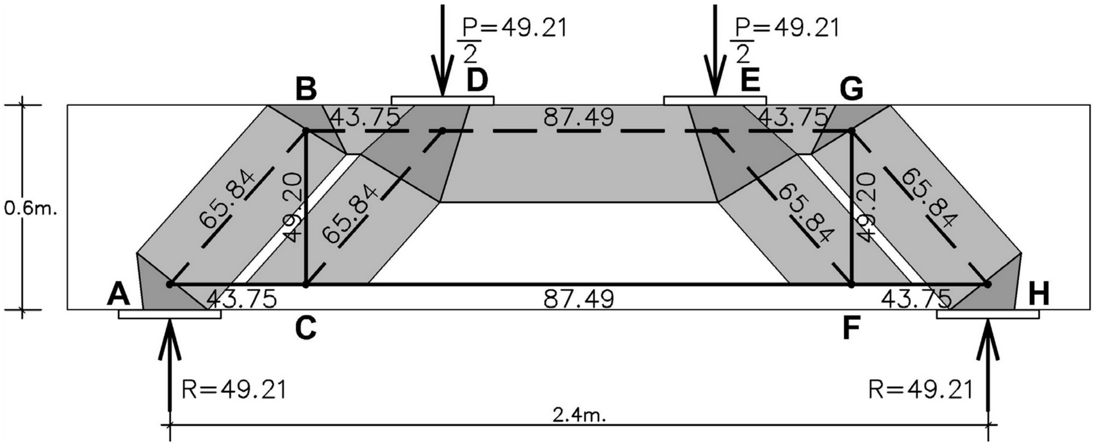
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C, I-K	5-DB 25 mm.	1,857.52	29,163
C-E, G-I	5-DB 25 mm.	3,715.03	58,326
E-G	5-DB 25 mm.	5,572.55	87,489
B-C, J-I	4-Pc strand 12.7 mm .	8,828.85	32,808
D-E, H-G	4-Pc strand 12.7 mm .	8,828.85	32,808

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
F	CCC	0.845	153.47	Bearing for Load	21.4	153.47
				Strut F-D, F-H	19.0	153.47
				Strut F-E, F-G	17.9	122.78
D, H	CCC	0.845	153.47	Bearing for Tie D-E, H-G	10.7	153.47
				Strut D-F, H-F	19.0	153.47
				Strut D-C, H-I	17.9	122.78
				Strut D-B, H-J	9.5	153.47
B, J	CCC	0.845	153.47	Bearing for Tie B-C, J-I	10.7	153.47
				Strut B-D, J-H	9.5	153.47
				Strut B-A, J-K	17.9	122.78
A, K	CCT	0.718	130.45	Bearing for Reaction	12.6	130.45
				Strut A-B, K-J	17.9	122.78
				Tie A-C, I-K	11.2	130.45

ค.2.4 คาน B1 ที่เสริมกำลัง



ภาพที่ ค.8 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ MacGregor J.G.

ตารางที่ ค.8
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ MacGregor J.G.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลด กำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัด ประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, G-H	Bottle Shape w/s	0.676	122.78	65,844	26.8
C-D, E-F	Bottle Shape w/s	0.676	122.78	65,844	26.8
B-D, E-G	Prismatic	0.845	153.47	43,745	14.3
D-E	Prismatic	0.845	153.47	87,489	28.5

ตารางที่ ค.8 (ต่อ)

ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

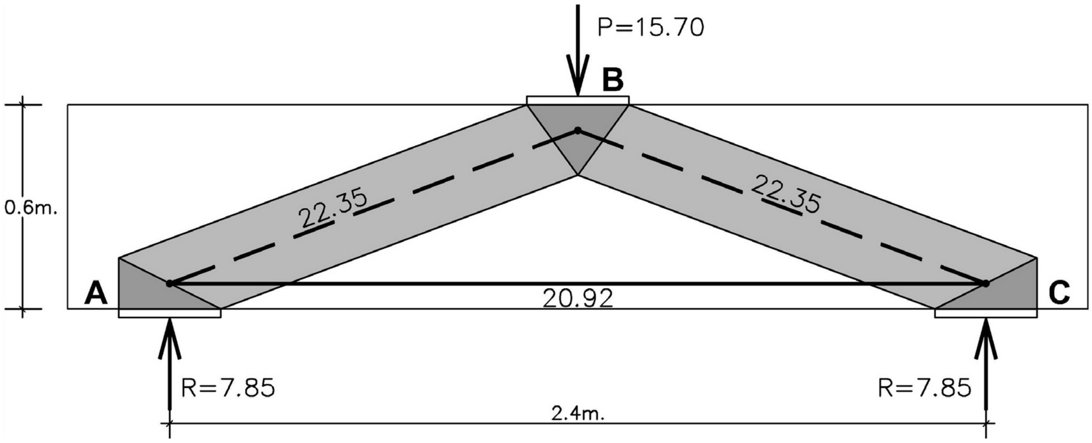
Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C, F-H	5-DB 25 mm.	2,786.31	43,745
C-F	5-DB 25 mm.	5,572.55	87,489
B-C, F-G	4-Pc strand 12.7 mm .	13,243.41	49,213

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
D, E	CCC	0.845	153.47	Bearing for Load	16.0	153.47
				Strut D-B, E-G	14.3	153.47
				Strut D-C, E-F	26.8	122.78
				Strut D-E	28.5	153.47
B, G	CCC	0.845	153.47	Bearing for Tie B-C, F-G	16.0	153.47
				Strut B-D, G-E	14.3	153.47
				Strut B-A, G-H	26.8	122.78
A, H	CCT	0.718	130.45	Bearing for Reaction	18.9	130.45
				Strut A-B, H-G	26.8	122.78
				Tie A-C, F-H	16.8	130.45

ค.3 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย โดยแบบจำลอง Strut and tie วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ค.3.1 คานควบคุม B2



ภาพที่ ค.9 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ตารางที่ ค.9
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B2
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลด กำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัด ประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, B-C	Compression strut	0.251	45.66	22,466	24.6

ตารางที่ ค.9 (ต่อ)

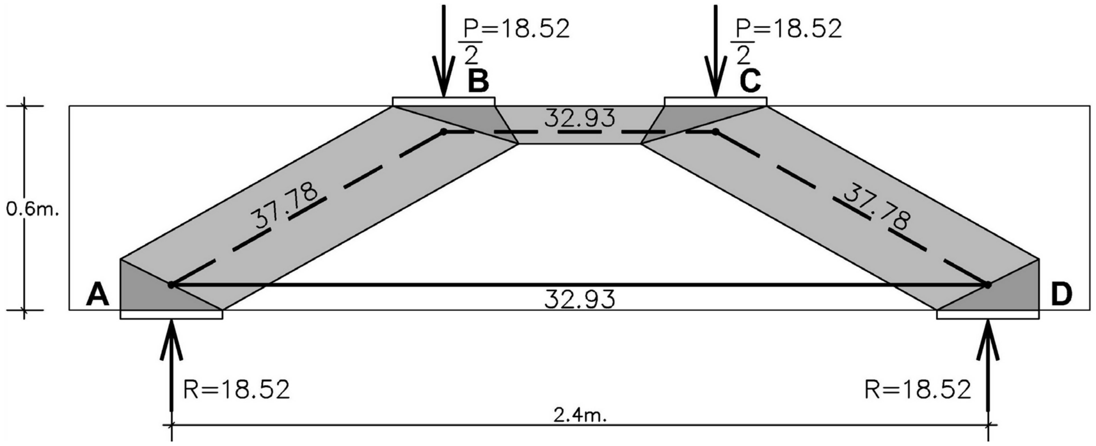
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C	5-DB 25 mm.	1,339.81	21,035

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
B	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	30.0	26.15
				Strut A-B, B-C	24.6	45.66
A, C	CCT	0.75	136.19	Bearing for Reaction	30.0	13.08
				Strut A-B, C-B	24.6	45.66
				Tie A-C	7.7	136.19

ค.3.2 คานควบคุม B1



ภาพที่ ค.10 แบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1

วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ตารางที่ ค.10
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคานควบคุม B1
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลดกำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, C-D	Compression strut	0.377	68.39	38,027	27.8
B-C	Compression strut	0.85	154.35	33,144	10.7

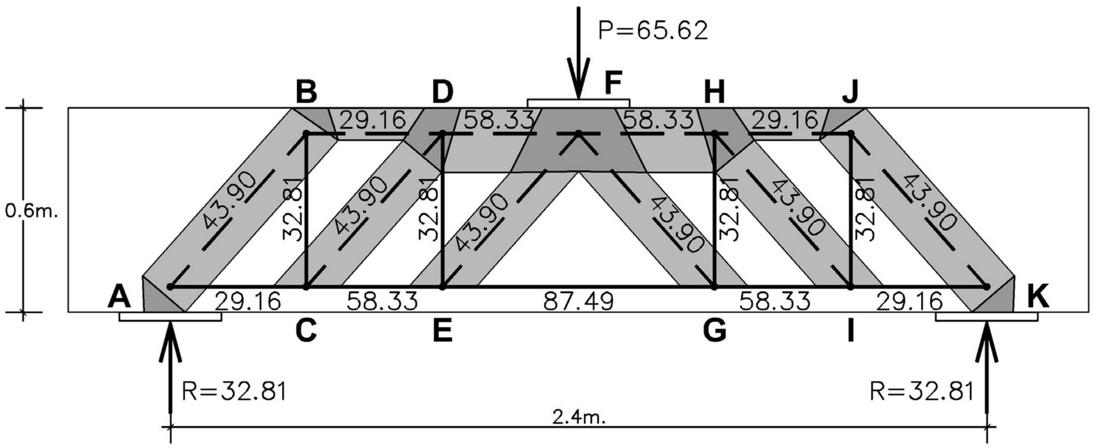
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-D	5-DB 25 mm.	2,111.08	33,144

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
B, C	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	30.0	30.87
				Strut B-A, C-D	27.8	68.39
				Strut B-C	10.7	154.35
A,D	CCT	0.75	136.19	Bearing for Reaction	30.0	30.87
				Strut A-B, D-C	27.8	68.39
				Tie A-D	12.2	136.19

ค.3.3 คาน B2 ที่เสริมกำลัง



ภาพที่ ค.11 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ตารางที่ ค.11
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคาน B2 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลดกำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, J-K	Compression strut	0.737	133.92	43,896	16.4
C-D, H-I	Compression strut	0.82	148.92	43,896	14.7
E-F, F-G	Compression strut	0.82	148.92	43,896	14.7
B-D, H-J	Compression strut	0.85	154.35	29,163	9.4
D-F, F-H	Compression strut	0.85	154.35	58,326	18.9

ตารางที่ ค.11 (ต่อ)

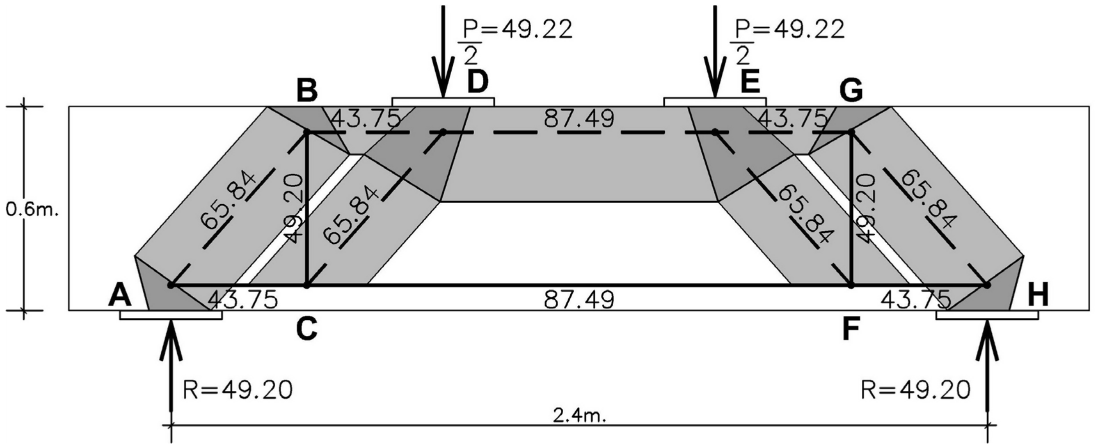
ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C, I-K	5-DB 25 mm.	1,857.52	29,163
C-E, G-I	5-DB 25 mm.	3,715.03	58,326
E-G	5-DB 25 mm.	5,572.55	87,489
B-C, J-I	4-Pc strand 12.7 mm .	8,310.03	32,808
D-E, H-G	4-Pc strand 12.7 mm .	8,310.03	32,808

ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
F	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	21.3	154.35
				Strut F-D, F-H	18.9	154.35
				Strut F-E, F-G	14.7	148.92
D, H	CCC	0.85	154.35	Bearing for Tie D-E, H-G	10.6	154.35
				Strut D-F, H-F	18.9	154.35
				Strut D-C, H-I	14.7	148.92
				Strut D-B, H-J	9.4	154.35
B, J	CCC	0.85	154.35	Bearing for Tie B-C, J-I	10.6	154.35
				Strut B-D, J-H	9.4	154.35
				Strut B-A, J-K	16.4	133.92
A, K	CCT	0.75	136.19	Bearing for Reaction	12.0	136.19
				Strut A-B, K-J	16.4	133.92
				Tie A-C, I-K	10.7	136.19

ค.3.4 คาน B1 ที่เสริมกำลัง



ภาพที่ ค.12 แบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ตารางที่ ค.12
กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล แรงภายในคาน และความกว้างของ Strut และ Node
ในแบบจำลอง Strut and tie ของคาน B1 ที่เสริมกำลัง
วิธีของ Collins M. P. & Mitchell D.

ก.หน่วยแรงอัดประสิทธิผล แรงอัดและหน่วยแรงอัดใน Strut

Strut	ชนิดของ Strut	ตัวคูณลดกำลังของ Strut	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	แรงอัดใน Strut (kg.)	ความกว้างของ Strut (cm.)
A-B, G-H	Compression strut	0.668	121.38	65,844	27.1
C-D, E-F	Compression strut	0.678	123.15	65,844	26.7
B-D, E-G	Compression strut	0.85	154.35	43,745	14.2
D-E	Compression strut	0.85	154.35	87,489	28.3

ตารางที่ ค.12 (ต่อ)

ข. แรงดึงและหน่วยแรงดึงใน Tie

Tie	เหล็กเสริมใน Tie	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (ksc.)	แรงดึงในเหล็กเสริม (kg.)
A-C, F-H	5-DB 25 mm.	2,786.31	43,745
C-F	5-DB 25 mm.	5,572.55	87,489
B-C, F-G	4-Pc strand 12.7 mm .	12,465.17	49,213

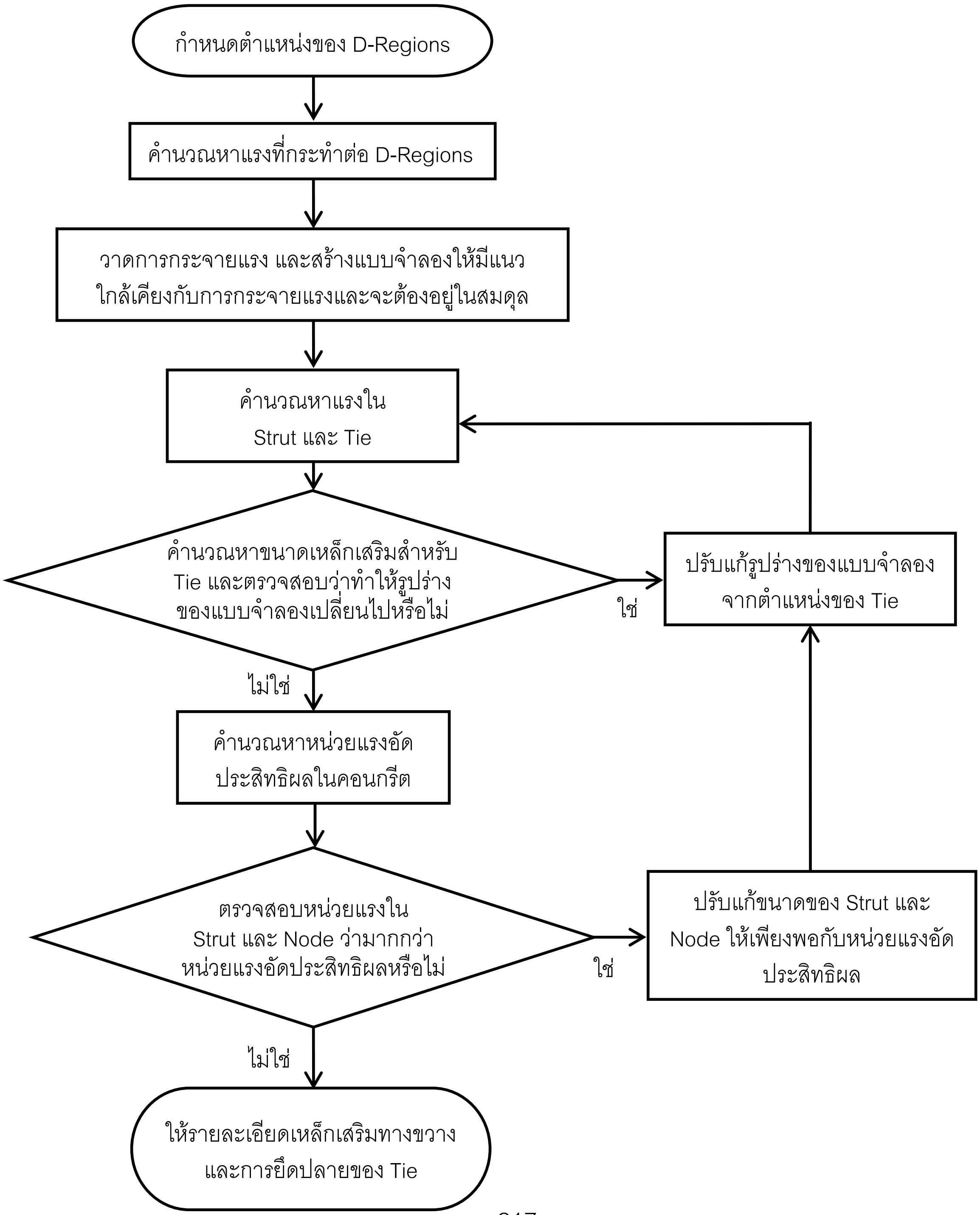
ค. หน่วยแรงอัดประสิทธิผลและหน่วยแรงอัดที่กระทำที่ Node

Node	ชนิดของ Node	ตัวคูณลดกำลังของ Node	กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (ksc.)	ตำแหน่งของแรงกระทำที่ Node	ความกว้างของ Node (cm.)	หน่วยแรงที่ Node (ksc.)
D, E	CCC	0.85	154.35	Bearing for Load	15.9	154.35
				Strut D-B, E-G	14.2	154.35
				Strut D-C, E-F	26.7	123.15
				Strut D-E	28.3	154.35
B, G	CCC	0.85	154.35	Bearing for Tie B-C, F-G	15.9	154.35
				Strut B-D, G-E	14.2	154.35
				Strut B-A, G-H	27.1	121.38
A, H	CCT	0.75	136.19	Bearing for Reaction	18.1	136.19
				Strut A-B, H-G	27.1	121.38
				Tie A-C, F-H	16.1	136.19

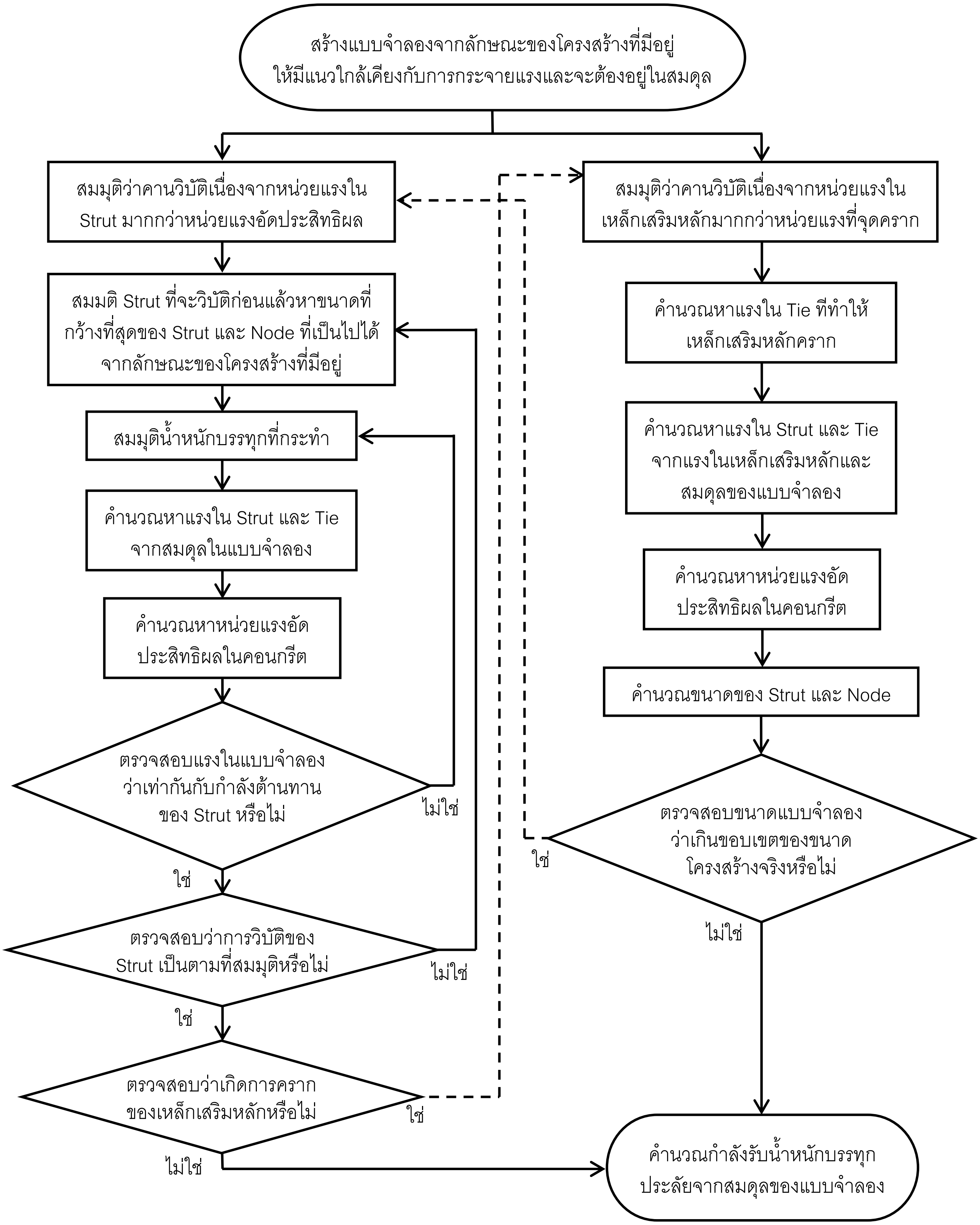
ผนวก ง

แผนภูมิขั้นตอนการออกแบบคานและวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย โดยแบบจำลอง Strut and tie

ง.1 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบคานโดยแบบจำลอง Strut and tie



ง.2 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย โดยแบบจำลอง Strut and tie



ง.3 การคำนวณหาขนาดของ Strut

ACI 318-05	MacGregor J.G.	Collins M. P. & Mitchell D.
$A_{cs} = \dfrac{F_{ns}}{f_{ce}}$ เมื่อ F_{ns} คือแรงใน Strut ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ $\dfrac{F_u}{\phi}$ ϕ =0.75	$A = \dfrac{C_n}{f_{ce}}$ เมื่อ C_n คือแรงใน Strut ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ $\dfrac{P_u}{\phi}$ ϕ =0.85	$A_c = \dfrac{N_u}{\phi \cdot f_{2\max}}$ เมื่อ N_u คือแรงใน Strut ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ P_u ϕ =0.70
$f_{ce} = 0.85\beta_s f_c^{'}$	$f_{ec} = v_1 v_2 f_c^{'}$ $v_2 = 0.55 + \dfrac{15}{\sqrt{f_c^{'}}}$	$f_{2\max} = \dfrac{f_c^{'}}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f_c^{'}$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2 \alpha_s$
Prismatic strut β_s =1.00 Bottle shape w/s β_s =0.75 Bottle shape wo/s β_s =0.75 λ In tension member β_s =0.40 Other case β_s =0.60 Normal weight concrete λ =1 Sand-lightweight concrete λ =0.85 All lightweight concrete λ =0.75	Prismatic strut v_1 =1.00 Bottle shape w/s v_1 =0.80 Bottle shape wo/s v_1 =0.65 In tension member v_1 =0.60	α_s คือ มุมระหว่าง Strut และ Tie ε_s คือ หน่วยการยืดหดตัวในเหล็กเสริม (Tie) ที่ตัดผ่าน Strut
ปริมาณเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนต่ำสุดที่ทำให้ Strut เป็น Bottle shape ที่มีการเสริมเหล็กที่เพียงพอ $\sum \dfrac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003$	ปริมาณเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนต่ำสุดที่ทำให้ Strut เป็น Bottle shape ที่มีการเสริมเหล็กที่เพียงพอ $A_s f_y \geq \sum \left[\dfrac{C}{4} \left(1 - \dfrac{a}{b_{ef}} \right) \right]$	ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด ทั้งแนวตั้งและแนวนอน $s_v < \dfrac{A_v}{0.0015b}$, $s_{vh} < \dfrac{A_{vh}}{0.0025b}$

ง.4 การคำนวณหาขนาดเหล็กเสริมสำหรับ Tie

ACI 318-05	MacGregor J.G.	Collins M. P. & Mitchell D.
$A_{ts} = \frac{F_{nt}}{f_y}$ เมื่อ F_{tn} คือแรงดึงใน Tie ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุก เท่ากับ $\frac{F_u}{\phi}$ ϕ =0.75	$A_s = \frac{T_n}{f_y}$ เมื่อ T_n คือแรงดึงใน Tie ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุก เท่ากับ $\frac{P_u}{\phi}$ ϕ =0.85	$A_s = \frac{N_u}{\phi \cdot f_y}$ เมื่อ N_u คือแรงดึงใน Tie ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุก เท่ากับ P_u ϕ =0.90

ง.5 การคำนวณหาขนาดพื้นที่รับแรงของ Node

ACI 318-05	MacGregor J.G.	Collins M. P. & Mitchell D.
$A_{nz} = \frac{F_{nn}}{f_{ce}}$ เมื่อ F_{nn} คือแรงอัดที่กระทำที่ Node ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ $\frac{F_u}{\phi}$ ϕ =0.75 $f_{ce} = 0.85\beta_n f_c^{'}$ Bounded by compression β_n =1.00 One Tie β_n =0.80 Two Ties or more β_n =0.60	$A = \frac{C_n}{f_{ce}}$ เมื่อ C_n คือแรงอัดที่กระทำที่ Node ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ $\frac{P_u}{\phi}$ ϕ =0.85 $f_{ec} = v_1 v_2 f_c^{'}$ $v_2 = 0.55 + \frac{15}{\sqrt{f_c^{'}}}$ Bounded by compression or bearing area v_1 =1.00 One Tie v_1 =0.85 Two Ties or more v_1 =0.75	$A_c = \frac{N_u}{\phi \cdot f_{ls}}$ เมื่อ N_u คือแรงอัดที่กระทำที่ Node ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ P_u ϕ =0.70 f_{ls} = ขีดจำกัดของหน่วยแรงในคอนกรีตที่ Node Bounded by compression or bearing area =0.85 $f_c^{'}$ One Tie =0.75 $f_c^{'}$ Two Ties or more =0.65 $f_c^{'}$

ประวัติการศึกษา

ชื่อ	นายณัฐวุธ ขาวศรี
วันเดือนปีเกิด	27 ธันวาคม 2523
วุฒิการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ 2545
ประสบการณ์ทำงาน	ปัจจุบันทำงานที่ บริษัท อินเตอร-คอนซัลท์ จำกัด ตำแหน่งวิศวกรโยธา