ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา — วิศวกรรมโยธา

สาขา — **ภาควิชา**

เรื่อง อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

Influence of Transverse Reinforcement on Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams

นามผู้วิจัย นายรัตนศักดิ์ หงษ์ทอง

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก .....

(รองศาสตราจารย์ปิยะ โชติกไกร, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม .....

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์วรพงศ์ ศรีโสพส, D.Eng.)

หัวหน้าภาควิชา .....

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์วันชัย ยอดสุดใจ, D.Eng.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

.....

(รองศาสตราจารย์กัญจนา ธีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ ..... **เดือน** ..... **พ.ศ.** .....

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

Influence of Transverse Reinforcement on Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams

โดย

นายรัตนศักดิ์ หงษ์ทอง

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2557

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

รัตนศักดิ์ หงษ์ทอง 2557: อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รองศาสตราจารย์ปิยะ โชติกไกร, Ph.D. 236 หน้า

การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงเป็นวิธีการคำนวณที่นิยมใช้ในการออกแบบคานลึก แต่ทว่าวิธีการดังกล่าวมีข้อจำกัดในเรื่องการประเมินประสิทธิภาพการใช้งาน เนื่องจากวิธีการดังกล่าวเน้นในเรื่องของกำลังเป็นหลัก และยังมีความขัดแย้งกันในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ช่วยป้องกันการเกิดรอยร้าวในแนวทแยง อีกทั้งการศึกษาเกี่ยวกับประสิทธิภาพการใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กยังมีอยู่อย่างจำกัด ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาถึงอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นที่มีต่อประสิทธิภาพการใช้งาน และกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

งานวิจัยนี้ได้ทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 12 ตัวอย่างโดยย่อคานจากแบบมาตรฐานของสะพานที่มีอยู่ในประเทศไทยลง 5 เท่า เพื่อให้สามารถทดสอบได้ในห้องปฏิบัติการของภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ การศึกษาเกี่ยวกับประสิทธิภาพการใช้งาน ในงานวิจัยนี้ใช้ผลที่ได้จากการทดสอบน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก รูปแบบการแตกร้าว ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง และน้ำหนักบรรทุกใช้งาน มาประเมินประสิทธิภาพการใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้น ส่วนทางด้านกำลังประลัยได้ใช้ข้อมูลจากน้ำหนักประลัยที่ได้จากการทดสอบ และรูปแบบการวิบัติ มาประเมินประสิทธิภาพของกำลังประลัยที่เกิดจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ยังได้เปรียบเทียบน้ำหนักประลัยที่ได้จากการทดสอบกับผลการคำนวณที่ได้จากมาตรฐาน ACI 318-10 (Appendix A) และ AASHTO LRFD 2010 อีกทั้งยังได้ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยใช้กรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์มาศึกษาพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอีกด้วย

จากผลการศึกษาพบว่า อัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นจาก 0.32% เป็น 0.47% และ 0.75% รวมทั้งจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นจาก 2 ขาเป็น 4 และ 6 ขา ไม่สามารถเพิ่มประสิทธิภาพการใช้งาน และน้ำหนักประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5 อีกทั้งการออกแบบคานลึกด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงสามารถคำนวณน้ำหนักประลัยของคานลึกคอนกรีตได้อย่างปลอดภัย และแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำนายพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง

_____ _____ ___ / ___ / ___

ลายมือชื่อนิสิต ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Rattanasak Hongthong 2014: Influence of Transverse Reinforcement on Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Associate Professor Piya Chotickai, Ph.D. 236 pages.

A Strut-and-tie model is commonly used as a design method for reinforced concrete deep beams. The method can provide an estimate of beam capacity; however, limited information on serviceability performance is obtained. Several standards have adopted the strut-and-tie method and specified as an alternative procedure for the design of concrete deep beams. The requirements of transverse reinforcement to prevent diagonal cracks in the standards are however different. Therefore, this research was aimed to study the influence of transverse reinforcement and a number of stirrup legs on serviceability and ultimate performances reinforced concrete deep beams.

Twelve reinforced concrete deep beams were tested in the laboratory. The size and reinforcement details of the beams were obtained by reducing the size by five times of a typical bridge cross beam used in Thailand. During the tests, the fist diagonal crack, crack pattern, diagonal crack width, and applied load were recorded. The ultimate load and failure mode of the beams were used to evaluate the influence of an amount of reinforcement and a number of stirrup legs on the ultimate performance and compared with the computed capacities obtained from the ACI 318-08 (Appendix A) and the AASHTO LRFD 2007. In addition, finite element models were developed to evaluate the performance of the reinforced concrete deep beams at serviceability and ultimate stages.

The experimental results showed that for the beams with a transverse reinforcement ratio in a range of 0.32% to 0.75% and a number of stirrup legs in a range of 2 to 6, the serviceability and ultimate performances of the beams were similar. The strut-and-tie model provided a conservative estimate of the ultimate loads. The developed finite element model could be used to predict the behavior of the reinforced concrete deep beams at serviceability and failure conditions.

_____ _____ ___ / ___ / ___

Student's signature Thesis Advisor's signature

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี ด้วยความช่วยเหลือจากบุคคลอันเป็นที่เคารพของข้าพเจ้าเหล่านี้ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก รองศาสตราจารย์ปิยะ โชติกไกร ผู้ซึ่งคอยให้ความช่วยเหลือ มอบความรู้ ความสนใจในเรื่องของการทำวิจัยแก่ข้าพเจ้า รวมถึงที่ให้คำปรึกษาและแนะนำในการจัดทำวิทยานิพนธ์ ตลอดจนปลูกฝังแนวความคิดที่ถูกต้องตามหลักวิศวกรรมโครงสร้าง และขอขอบคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์วรพงศ์ ศรีโสพส อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ที่ให้คำปรึกษาและแนะนำในสิ่งที่เป็นประโยชน์ต่อการดำเนินงาน ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่เอื้อเฟื้อสถานที่สำหรับการทดสอบขอขอบคุณแรงกายแรงใจจากเพื่อนๆ พี่ๆ น้องๆ ประจำมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และขอขอบคุณครอบครัวของข้าพเจ้าที่ให้กำลังใจ คอยปลอบประโลมและสนับสนุนในเรื่องต่างๆ จนทำให้ข้าพเจ้ามีวันนี้ สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอมอบสิ่งดีๆ ทั้งปวงจงกลับคืนสู่ บิดา มารดา ญาติพี่น้อง ผู้มีพระคุณ คณาจารย์ทุกท่านที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ และเพื่อนๆ ทุกคน

รัตนศักดิ์ หงษ์ทอง

ธันวาคม 2556

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญ

หน้า

สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(3)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(15)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	5
อุปกรณ์และวิธีการ	63
อุปกรณ์	63
วิธีการ	63
ผลและวิจารณ์	104
สรุปและข้อเสนอแนะ	200
สรุป	200
ข้อเสนอแนะ	203
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	205
ภาคผนวก	209
ภาคผนวก ก คุณสมบัติของวัสดุสำหรับงานวิจัย	210
ภาคผนวก ข รายการคำนวณ	217
ประวัติการศึกษาและการทำงาน	236

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญตาราง

ตารางที่ **หน้า**

1	Efficiency Factor ของท่อนรับแรงอัดและโนด	20
2	ค่า Efficiency Factor ของท่อนรับแรงอัด, β_s	25
3	ค่า Efficiency Factor ของโนด, β_n	26
4	คุณสมบัติของคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	82
5	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	83
6	คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	85
7	ขนาดของคานตัวอย่างที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	97
8	รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์	103
9	รายละเอียดของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ	106
10	น้ำหนักประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้จากการทดสอบ	107
11	รอยร้าวในแนวทแยงแรกที่ได้จากผลการทดสอบ	137
12	น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ได้จากการทดสอบ	147
13	ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งาน	150
14	น้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการคำนวณ	154
15	ร้อยละของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการคำนวณต่อน้ำหนักบรรทุกประลัย	156
16	เปรียบเทียบผลการทดสอบกับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์	159

ตารางผนวกที่

ก1	ผลการทดสอบกำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมคอนกรีต	211
ก2	ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต	214
ก3	ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (f_t)	215

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	แบบจำลองโครงข้อหมุน	6
2	การแบ่งบริเวณ B และ D	7
3	บริเวณ D ที่เกิดจากความไม่ต่อเนื่องของรูปร่าง	8
4	บริเวณ D ที่เกิดจากน้ำหนักภายนอกหรือแรงปฏิกิริยา	8
5	ผลการทดสอบของ Kani (1979); Collins and Mitchell (1991)	10
6	แบบจำลองโครงข้อหมุน	11
7	ท่อนรับแรงอัดรูปขวด (Bottle Shape Strut) ก) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดจากแรงดึงตามขวางของท่อนรับแรงอัด ข) แสดงแบบจำลองของท่อนรับแรงอัดรูปขวด	12
8	โนดแต่ละประเภท	13
9	การควบคุมความกว้างของท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010)	19
10	เหล็กเสริมตามขวางภายในท่อนรับแรงอัด	28
11	เหล็กเสริมที่ผิวคาน	29
12	รูปแบบการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก	36
13	รูปแบบการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัดของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก	37
14	ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบของ Tan and Lu (1999)	40
15	ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบของ Aguilar *et al.*	43
16	ตัวอย่างคานกลุ่ม A ที่ใช้ในการทดสอบของ Febres *et al.*	45
17	ตัวอย่างคานกลุ่ม B ที่ใช้ในการทดสอบของ Febres *et al.*	46
18	ตัวอย่างคานกลุ่ม H ที่ใช้ในการทดสอบของ Febres *et al.*	48
19	ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบของ Brown and Bayrak (2007)	51
20	การจัดเรียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนของ Hsuing and Frantz (1985)	53
21	ตำแหน่งที่ทำการเจาะคอนกรีตในการทดสอบของ Hsuing and Frantz (1985)	54
22	การจัดวางเหล็กปลอกรับแรงเฉือนของ Anderson and Ramirez (1989)	55
23	การจัดวางเหล็กปลอกรับแรงเฉือนของ Young *et al.*	56
24	รูปแบบการวิบัติ ก) เหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขา และ ข) ตัวอย่างรับแรงเฉือน 4 ขา	58
25	ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบของ Sahoo *et al.*	59

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
26	แบบคานขวางของสะพาน	65
27	การจัดเรียงเหล็กเสริมตามขวาง	66
28	ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ : (ก) การผูกเหล็กเสริม (ข) การประกอบไม้แบบ (ค) เทคอนกรีต (ง) ป้องกันการสูญเสียน้ำ (จ) ทาน้ำยาบ่มคอนกรีต (ฉ) บ่มคอนกรีต	68
29	อุปกรณ์ Strain Gauges ประเภท FLA-5-11-1L สำหรับติดเหล็กเสริมและประเภท PL-60-11-1L สำหรับติดคอนกรีต	69
30	ตำแหน่งที่ติด Strain Gauge ของคอนกรีตและตำแหน่งที่วัดการเคลื่อนตัว	70
31	Data Logger	70
32	ตำแหน่งที่ติด Strain Gauge ของเหล็กเสริม	71
33	การทดสอบตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กห้องปฏิบัติการภายใต้แรงกระทำแบบ สถิตสี่จุด	72
34	การเก็บความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงระหว่างการทดสอบ	73
35	แบบจำลองที่ใช้ในการคำนวณ	75
36	การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์	76
37	เอลิเมนต์ของคอนกรีต Solid65	77
38	เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมตามยาว Link8	78
39	เอลิเมนต์ของคอนกรีต Solid45	78
40	พฤติกรรมการรับแรงอัดในแกนเดียวของคอนกรีต	80
41	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีต	82
42	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	83
43	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก	84
44	แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริม	88
45	แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัย	89

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
46	พื้นผิวการวิบัติ Failure Surface สำหรับคอนกรีต	90
47	แบบจำลองที่ไม่ต่อเนื่องกันระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (Discrete Model)	91
48	แบบจำลองฝัง (Embedded Model)	92
49	แบบจำลองกระจาย (Smeared Model)	93
50	(ก) แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรงในช่วงเชิงเส้นเอลิเมนต์ย่อย 504 (ข) 2100 และ (ค) 4200	95
51	ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานที่น้ำหนักกระทำแบบจุด (Point Load) 8 ตัน	96
52	ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับหน่วยแรงส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานที่น้ำหนักกระทำแบบจุด (Point Load) 8 ตัน	96
53	ขนาดของคานตัวอย่างทดสอบ	98
54	ขนาดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ	98
55	แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ	99
56	ภาพการยึดรั้งบริเวณฐานรองรับ	99
57	การยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในสี่ของคานจริง	100
58	น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง	101
59	รายละเอียดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์	102
60	รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริมคอนกรีต	102
61	น้ำหนักประลัยเฉลี่ยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก	109
62	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L2-1	111
63	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L2-2	111
64	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L4-1	112
65	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L4-2	112
66	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L2-1	113
67	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L2-2	113
68	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L4-1	114
69	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L4-2	114

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ **หน้า**

70	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L2-1	115
71	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L2-1	115
72	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L6-1	116
73	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L6-2	116
74	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L2-1	119
75	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L2-2	120
76	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L2-2	120
77	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L2-2	121
78	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L2-1	121
79	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L2-2	122
80	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L4-1	122
81	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L4-2	123
82	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L4-1	123
83	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L4-2	124
84	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L6-1	124
85	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L6-2	125
86	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L2-1	126
87	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L2-2	127
88	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L4-1	127
89	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L4-2	128
90	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L2-1	128

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
91	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L2-2	129
92	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L4-1	129
93	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L4-2	130
94	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L2-1	130
95	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L2-2	131
96	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L6-1	131
97	ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L6-2	132
98	การแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน	133
99	การแตกร้าวที่เอวคาน	134
100	วิธีการหารอยแตกร้าวที่ในแนวทแยงที่ได้จากเหล็กปลอกรับแรงเฉือน	136
101	น้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกเฉลี่ย	138
102	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างกลุ่มที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขา	140
103	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างกลุ่มที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขา	141
104	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่าง B1L2 และ B1L4	142
105	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างตัวอย่าง B2L2 และ B2L4	142

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
106	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างตัวอย่างตัวอย่าง B3L2 และ B3L6	143
107	ความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่ร้อยละ 50 ของน้ำหนักประลัย	144
108	ความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่ร้อยละ 90 ของน้ำหนักประลัย	145
109	ตัวอย่างการหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ได้จากการทดสอบ	146
110	น้ำหนักบรรทุกใช้งานเฉลี่ยเปรียบเทียบกับน้ำหนักประลัย	148
111	อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกใช้งานต่อน้ำหนักประลัย	149
112	ความกว้างรอยร้าวในแนวทแยงเฉลี่ย	151
113	แบบจำลองโครงข้อหมุน (ก) แบบจำลองโครงข้อหมุนแบบโครงเดี่ยว (ข) แบบจำลองโครงข้อหมุนแบบโครงคู่	152
114	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L2	160
115	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L4	161
116	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L2	161
117	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L4	162
118	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L2	162
119	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L6	163
120	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L2-1	164
121	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L2-2	164

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
122	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L2-1	165
123	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L2-2	165
124	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L2-1	166
125	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L2-2	166
126	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L4-1	167
127	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L4-2	167
128	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L4-1	168
129	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L4-2	168
130	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L6-1	169
131	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L6-2	169
132	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสำหรับตัวอย่าง B1L2-1	171
133	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสำหรับตัวอย่าง B1L2-2	171
134	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสำหรับตัวอย่าง B1L4-1	172

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ **หน้า**

135 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B1L4-2 172

136 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L2-1 173

137 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L2-2 173

138 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L4-1 174

139 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L4-2 174

140 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L2-1 175

141 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L2-1 175

142 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L6-1 176

143 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L6-2 176

144 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B1L2-1 177

145 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B1L2-2 178

146 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B1L4-1 178

147 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B1L4-2 179

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
148	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B2L2-1	179
149	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B2L2-2	180
150	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B2L4-1	180
151	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B2L4-2	181
152	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B3L2-1	181
153	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B3L2-2	182
154	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B3L6-1	182
155	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคาน สำหรับตัวอย่าง B3L6-2	183
156	แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Crack)	184
157	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Diagonal Crack)	184
158	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B1L2	185
159	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B1L2	185
160	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B1L2	186
161	แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Crack)	186
162	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Diagonal Crack)	187

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
163	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B1L2	187
164	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B1L4	188
165	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B1L4	188
166	แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B2L2 (First Crack)	189
167	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Diagonal Crack)	189
168	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B2L2	190
169	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B2L2	190
170	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B2L2	191
171	แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B2L4 (First Crack)	191
172	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B2L4 (First Diagonal Crack)	192
173	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B2L4	192
174	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B2L4	193
175	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B2L4	193
176	แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B3L2 (First Crack)	194
177	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B3L2 (First Diagonal Crack)	194
178	แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B3L2	195

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ **หน้า**

179 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B3L2 195
180 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B3L2 196
181 แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B3L6 (First Crack) 196
182 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B2L4 (First Diagonal Crack) 197
183 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B3L6 197
184 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B3L6 198
185 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B3L6 198

ภาพผนวกที่

ก1 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมคอนกรีต (ก) เหล็กผิวกลม (ข) เหล็กข้ออ้อย 213
ก2 การทดสอบกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต 214
ก3 การทดสอบแรงดึงประลัยของคอนกรีต 215
ก4 รายการคำนวณส่วนผสมของคอนกรีต 216
ข1 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีหน้าตัดตามมาตรฐานของ ACI318-99 218
ข2 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีหน้าตัดตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010) 219
ข3 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ ACI318-10 Appendix A 220
ข4 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010) 224

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่ **หน้า**

ข5 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ CEB FIB Model Code (1990) 228

ข6 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสนอโดย Mattamoros and Wong (2003) 232

ข7 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสนอโดย Russo *et. al.* (2005) 233

ข8 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสนอโดย Zhang and Tan (2007) 234

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

มม.	=	มิลลิเมตร
ซม.	=	เซนติเมตร
ม.	=	เมตร
กก./ซม.^{2}	=	กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
mm	=	มิลลิเมตร
cm	=	เซนติเมตร
mm^2	=	ตารางมิลลิเมตร
cm^2	=	ตารางเซนติเมตร
kN	=	กิโลนิวตัน
kN-m	=	กิโลนิวตันเมตร
ksc	=	กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
Mpa	=	กิโลนิวตันต่อตารางเมตร
T	=	ตัน
FEM	=	Finite element method

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

Influence of Transverse Reinforcement on Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams

คำนำ

คานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปมักเป็นไปตามข้อสมมุติฐานของเบอร์นูรี (Bernoulli) ที่ว่าระนาบยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการดัด ซึ่งมีนัยว่าการกระจายตัวของความเครียดแปรผันเป็นเส้นตรงกับแนวแกนสะเทิน (Linear Strain Distribution) หรือที่เรียกว่าทฤษฎีของคาน (Beam Theory) แต่ในบางครั้งอาจพบองค์อาคารที่มีความลึกมากเมื่อเทียบกับช่วงความยาว เช่น คานลึก (Deep Beam) ซึ่งองค์อาคารดังกล่าวจะไม่เป็นไปตามข้อสมมุติฐานของคานปกติ เนื่องมาจากการกระจายตัวของความเครียดไม่เป็นเส้นตรงกับแนวแกนสะเทิน (Nonlinear Strain Distribution) เป็นผลมาจากอิทธิพลของแรงเฉือนที่ทำให้หน้าตัดเสียรูปมากขึ้น ดังนั้นการนำทฤษฎีของคานมาใช้จะไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง

ในอดีตการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กใช้สมการที่ได้จากผลการทดลอง ซึ่งสมการดังกล่าวให้ค่าอยู่ในเชิงอนุรักษ์สูง ต่อมาในปี ค.ศ. 1987 ได้มีนักวิจัยเสนอวิธีการออกแบบคานลึกด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง (Strut and Tie Model) วิธีการนี้เป็นการแทนหน่วยแรงภายในที่ซับซ้อนด้วยท่อนรับแรงอัดและแรงดึงภายในโครงข้อหมุน และต่อมาได้รับความนิยมมากขึ้นจนกระทั่งมาตรฐานการออกแบบของอเมริกาทั้ง AASHTO LRFD และ ACI Code ได้มีการรองรับการออกแบบคานลึกด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตั้งแต่ปี 1994 และ 2002 ตามลำดับ การออกแบบด้วยวิธีนี้อาศัยทฤษฎีขอบล่าง (Lower Bound Theorem) ของวิธีพลาสติก ดังนั้นน้ำหนักสูงสุดที่คำนวณได้จากวิธีนี้จะมีค่าน้อยกว่าน้ำหนักประลัยของที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยก่อนหน้านี้ที่ระบุว่าการออกแบบโครงสร้างคานลึกด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงอยู่ในระดับปลอดภัยที่สภาวะประลัย (Ultimate)

การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงให้ความปลอดภัยที่สภาวะประลัยแต่สำหรับที่สภาวะใช้งานยังมีความไม่ชัดเจน เนื่องจากมาตรฐานที่

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ใช้ในการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามที่กล่าวมาก่อนหน้านี้ มีความไม่สอดคล้องกันในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้ควบคุมรอยร้าวในแนวทแยงของท่อนรับแรงอัด โดยมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 ระบุว่าต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางอย่างน้อย 0.42% และมาตรฐานของ ACI 310-10 (Appendix A) ต้องการปริมาณเหล็กเสริมตามขวางอย่างน้อย 0.28% เห็นได้ว่าทั้งสองมาตรฐานมีปริมาณแตกต่างกันอยู่ 35% รวมถึงจากการตรวจเอกสารพบว่า มีนักวิจัยเพียงไม่กี่ท่าน ที่ให้ความสนใจและทำการศึกษาในเรื่องประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงจัดทำขึ้น เพื่อศึกษาอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก นอกจากนี้ทั้งสองมาตรฐานยังไม่ได้ระบุถึงรูปแบบการจัดเรียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสำหรับคานที่มีลักษณะเป็นคานกว้างเนื่องจากการศึกษาของ Anderson and Ramirez (1989) แสดงให้เห็นจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นภายในเอวคานสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้ แต่ตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษามีอัตราของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลมีค่ามากกว่า 2 ซึ่งไม่เป็นคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก งานวิจัยนี้จึงศึกษาเพิ่มเติมถึงผลของจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมีผลกระทบกับพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งสภาวะใช้งานและประลัย

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วัตถุประสงค์

งานวิจัยครั้งนี้จัดทำขึ้นโดยมีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

1. ศึกษาอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกที่สภาวะใช้งานและประลัย

2. ศึกษาอิทธิพลของจำนวนขาของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกที่สภาวะประลัยและใช้งาน

ขอบเขตงานวิจัย

ขอบเขตของการศึกษามีดังต่อไปนี้

1. คานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการทดสอบมีลักษณะเป็นคานช่วงเดียว (Simple Supported Beam) มีอัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5

2. คานลึกที่ใช้ในการทดสอบเป็นคานที่ย่อขนาดลง 5 เท่าตัวจากคานขวางของสะพานตามแบบมาตรฐานที่มีอยู่ในประเทศไทยเป็นระบบ I Girder ช่วงเดียว มีความยาวทั้งหมด 20 เมตร ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาถึงศูนย์กลางของเสา 6 เมตร มีระยะยื่นข้างละ 2.10 เมตร

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. สร้างความรู้ความเข้าใจถึงปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อพฤติกรรมและประสิทธิภาพของที่สภาวะใช้งานและประลัยของโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

2. สร้างความรู้ความเข้าใจถึงจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นที่มีต่อพฤติกรรมและประสิทธิภาพของที่สภาวะใช้งานและประลัยของโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

3. สามารถนำผลการศึกษาที่ได้ไปเป็นข้อมูลพื้นฐานเพื่อใช้ในการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กหรือคานขวางของสะพาน

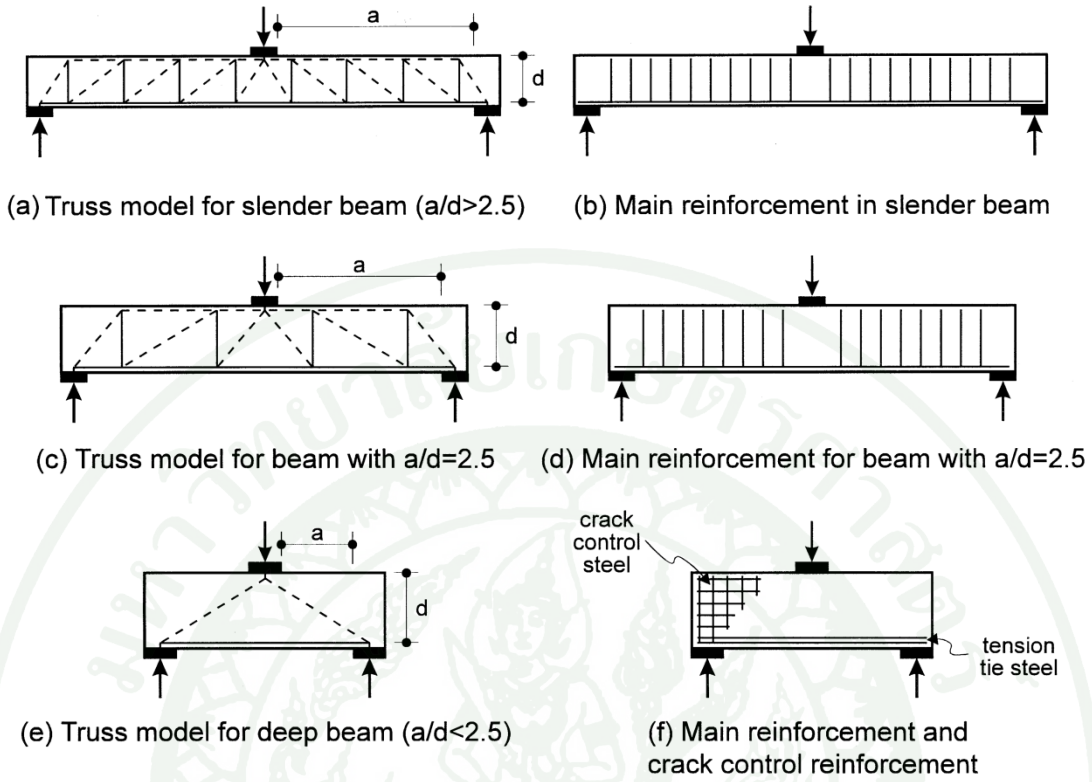
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

การตรวจเอกสาร

คานลึกเป็นองค์อาคารช่วงสั้นที่มีความลึกประสิทธิผลสูง มาตรฐานการออกแบบของ ACI Code กำหนดอัตราส่วนความยาวต่อช่วงความลึกประสิทธิผล (Span/Depth Ratio) ของคานลึกน้อยกว่าหรือเท่ากับ 4 หรืออัตราส่วนระยะรับแรงเฉือนต่อคานลึก (Shear Span/Depth Ratio) น้อยกว่า 2 ถึง 2.5 ทั้งนี้ความกว้างของคานจะมีค่าน้อยกว่าความลึกหรือความยาวของคานมาก เนื่องจากรูปร่างทางเรขาคณิตของคานลึกจึงทำให้คานมีพฤติกรรมการรับแรงแบบสองมิติไม่เหมือนกับคานปกติทั่วไป ดังนั้นในการคำนวณออกแบบคานลึกและการเสริมเหล็กในคานลึกต้องพิจารณาถึงการกระจายของหน่วยการยืดหดตัวที่ไม่เป็นแบบเชิงเส้น รวมถึงการเสียรูปเนื่องจากการโก่งเดาะทางด้านข้างของคานลึก การหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดัดหรือเฉือนจำเป็นต้องใช้วิธีไฟไนท์อิลิเมนท์ หรือวิธีการจำลองคานลึกเสมือนโครงข้อหมุน (Truss Model) ซึ่งมีแรงกระทำในลักษณะของท่อนรับแรงอัดและท่อนรับแรงดึง (Strut And Tie Action)

แนวความคิดในวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้แบบจำลองที่เป็นโครงข้อหมุน (Truss Model) ถูกริเริ่มโดย Ritter ในปี ค.ศ. 1899 ซึ่งกล่าวว่าหลังจากคานมีการแตกร้าว การกระจายของแรงภายในจะเป็นลักษณะแบบโครงข้อหมุนคือ คอนกรีตที่รับแรงอัดในแนวทแยงจะมีพฤติกรรมเหมือนชิ้นส่วนแนวทแยงในโครงข้อหมุน ขณะที่เหล็กปลอกทำหน้าที่คล้ายกับชิ้นส่วนที่รับแรงดึงในแนวดิ่ง คอร์ดล่างและคอร์ดบนของโครงข้อหมุนคล้ายกับเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด ภาพที่ 1 แสดงให้เห็นถึงแบบจำลองของโครงข้อหมุนสำหรับคานที่มีอัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกขนาดต่างๆ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

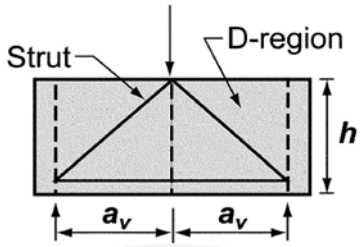


ภาพที่ 1 แบบจำลองโครงข้อหมุน

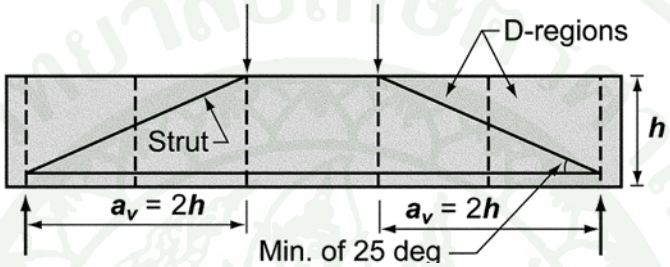
ที่มา: ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion (2003)

หลังจากนั้นได้มีงานวิจัยเกี่ยวกับแบบจำลองโครงข้อหมุนอย่างแพร่หลาย แต่การนำแบบจำลองโครงข้อหมุนมาใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กยังคงถูกจำกัดอยู่แค่เพียงคานที่เป็นไปตามสมมุติฐานของเบอร์นูลีเท่านั่น จนกระทั่ง Sclich *et al*. (1987) ได้เสนอการออกแบบคานลึกด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง นักวิจัยได้แบ่งโครงสร้างออกเป็น 2 ส่วน คือ บริเวณ B (B-Region) และ บริเวณ D (D-Region) ดังภาพที่ 2

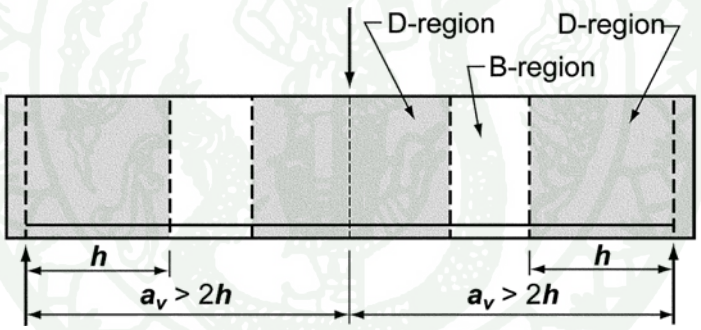
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



(ก) Shear Span, a_v< 2h, Deep Beam



(ข) Shear Span, a_v= 2h, Limit for a Deep Beam



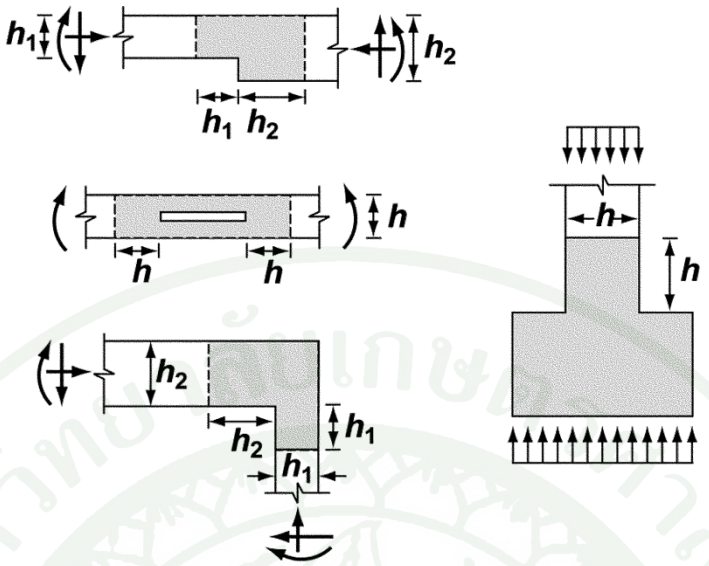
(ค) Shear Span, a_v > 2h, Slender Beam

ภาพที่ 2 การแบ่งบริเวณ B และ D

ที่มา: ACI 318-08 (2010)

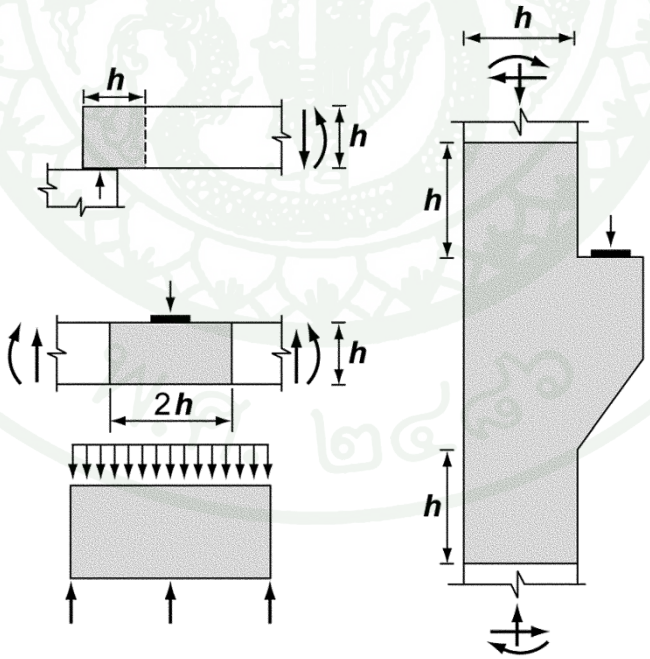
บริเวณ B หมายถึง บริเวณที่ส่วนของโครงสร้างมีการกระจายของความเครียดเป็นไปตามหลักการของเบอร์นูรี ซึ่งหมายความว่าความเครียดตามยาวที่ตำแหน่งใดๆ ของหน้าตัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับแนวแกนสะเทิน ดังนั้นการกระจายความเครียดตลอดความลึกของชิ้นส่วน เนื่องมาจากแรงดัดจึงถือว่าเป็นเส้นตรงจนกระทั่งเกิดการวิบัติ การออกแบบที่บริเวณนี้สามารถใช้วิธีการออกแบบหน้าตัดได้ (Section Design)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 3 บริเวณ D ที่เกิดจากความไม่ต่อเนื่องของรูปร่าง

ที่มา: ACI 318-10 (2010)



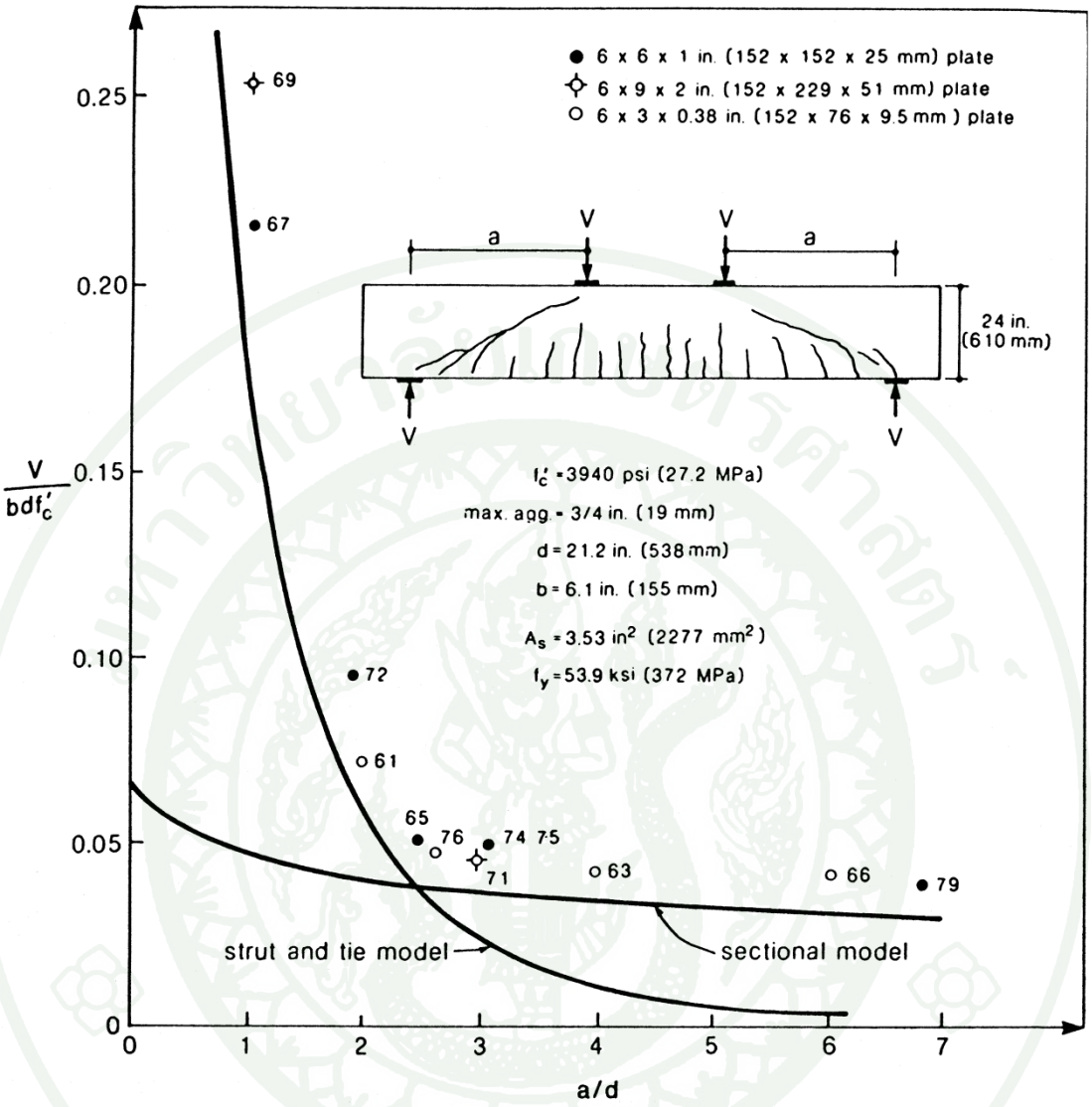
ภาพที่ 4 บริเวณ D ที่เกิดจากน้ำหนักภายนอกหรือแรงปฏิกิริยา

ที่มา: ACI 318-10 (2010)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

บริเวณ D หมายถึง ส่วนของโครงสร้างที่มีการกระจายความเครียดไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear) ซึ่งเกิดจากความไม่ต่อเนื่องของรูปร่าง (Geometry Discontinuity) เช่น บริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างกะทันหันภายในโครงสร้าง และที่บริเวณฐานรองรับหรือที่แรงกระทำแบบจุดที่ (Statical Discontinuity) ตามภาพที่ 3 และ 4 ที่บริเวณ D ไม่เป็นไปตามสมมุติฐานของเบอร์นูรีดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ดังนั้นการนำวิธีการที่เหมาะสำหรับการออกแบบบริเวณ D นี้คือ วิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง ภาพที่ 5 เป็นการเปรียบเทียบการผลการทดสอบกับกำลังรับแรงเฉือนของคานที่ได้จากวิธีหน้าตัด ซึ่งทำการทดสอบโดย Kani (1979) และวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดแรงอัดและแรงดึงซึ่งเสนอโดย Collins and Mitchell (1991) ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนของช่วงรับแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลตั้งแต่ 1 ถึง 7 และไม่มีเหล็กเสริมตามขวางที่เอวคาน จากผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณกับผลการทดสอบเห็นได้ว่าที่อัตราส่วนของช่วงรับแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 2.5 กำลังต้านทานแรงเฉือนของคานที่คำนวณด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึงให้ความถูกต้องมากกว่าวิธีหน้าตัด เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานถูกควบคุมด้วยท่อนคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง และเมื่ออัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเพิ่มขึ้นเกินกว่า 2.5 กำลังต้านทานแรงเฉือนคำนวณได้จากวิธีหน้าตัดให้ความถูกต้องมากกว่าวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงสาเหตุที่เป็นเช่นนี้ เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานขึ้นอยู่กับคอนกรีตที่อยู่ระหว่างแรงปฏิกิริยากับแรงภายนอกที่มากระทำ ดังนั้นกล่าวได้ว่าวิธีการออกแบบด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงเหมาะสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 2.5 โดยที่ช่วงการเฉือนคือระยะห่างของแรงภายนอกที่มากระทำจากฐานรองรับและความลึกประสิทธิผลเป็นความลึกของคานวัดจากด้านบนสุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กรับแรงดึง ซึ่งในมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318-10 ระบุว่าเป็นคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



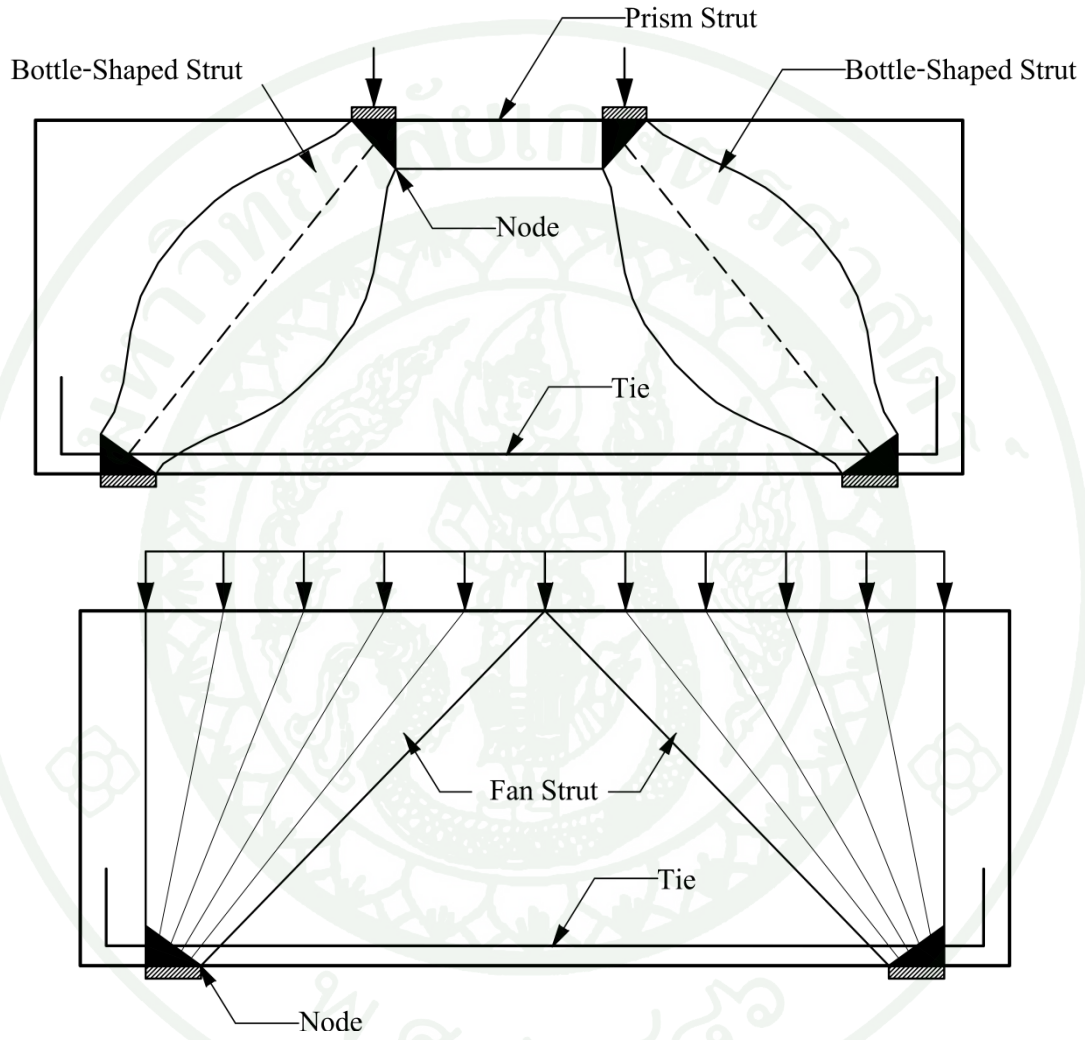
ภาพที่ 5 ผลการทดสอบของ Kani (1979); Collins and Mitchell (1991)

ที่มา: ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion (2003)

การออกแบบโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง เป็นการจำลองการกระจายของหน่วยแรงภายในโครงสร้างที่ซับซ้อนด้วยท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามแนวแกนภายในโครงข้อหมุน โดยแทนหน่วยแรงอัดด้วยท่อนคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) หน่วยแรงดึงด้วยเหล็กเสริม (Tie) จุดเชื่อมกันระหว่างท่อนรับแรงอัดกับแรงดึงคือโนด (Node) ทั้งท่อนรับแรงอัด ท่อนรับแรงดึง และโนด ประกอบรวมกันเป็นแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง ดังภาพที่ 6 ซึ่งทั้งสามส่วนนี้จะต้องมีความสัมพันธ์กันและอยู่ในสภาวะสมดุลกับแรง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภายนอกที่มากระทำ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในต้องมีค่าไม่เกินกว่ากำลังที่ควบคุมไว้ตามทฤษฎีขอบล่าง (Lower Bound Theorem) ของวิธีพลาสติก ดังนั้นน้ำหนักสูงสุดที่คำนวณได้จากวิธีนี้จึงให้ค่าน้อยกว่าน้ำหนักประลัยที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ

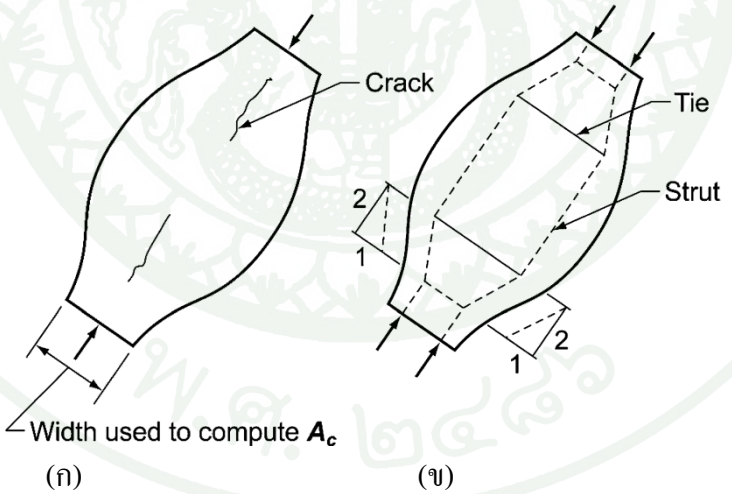


ภาพที่ 6 แบบจำลองโครงข้อหมุน

ท่อนรับแรงอัด คือ ชิ้นส่วนของคอนกรีตที่ถูกสมมุติให้แทนหน่วยแรงอัดภายในโดยปกติรูปร่างของหน่วยแรงอัดขึ้นอยู่กับรูปร่างของโครงสร้าง ลักษณะของน้ำหนักที่มากระทำ ลักษณะของฐานรองรับ Schlaich *et al.* (1987) ได้เสนอรูปแบบพื้นฐานของท่อนรับแรงอัดไว้ 3 แบบคือ ท่อนรับแรงอัดรูปปริซึม (Prism) ท่อนรับแรงอัดรูปขวด (Bottle) ท่อนรับแรงอัดพัด (Fan)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

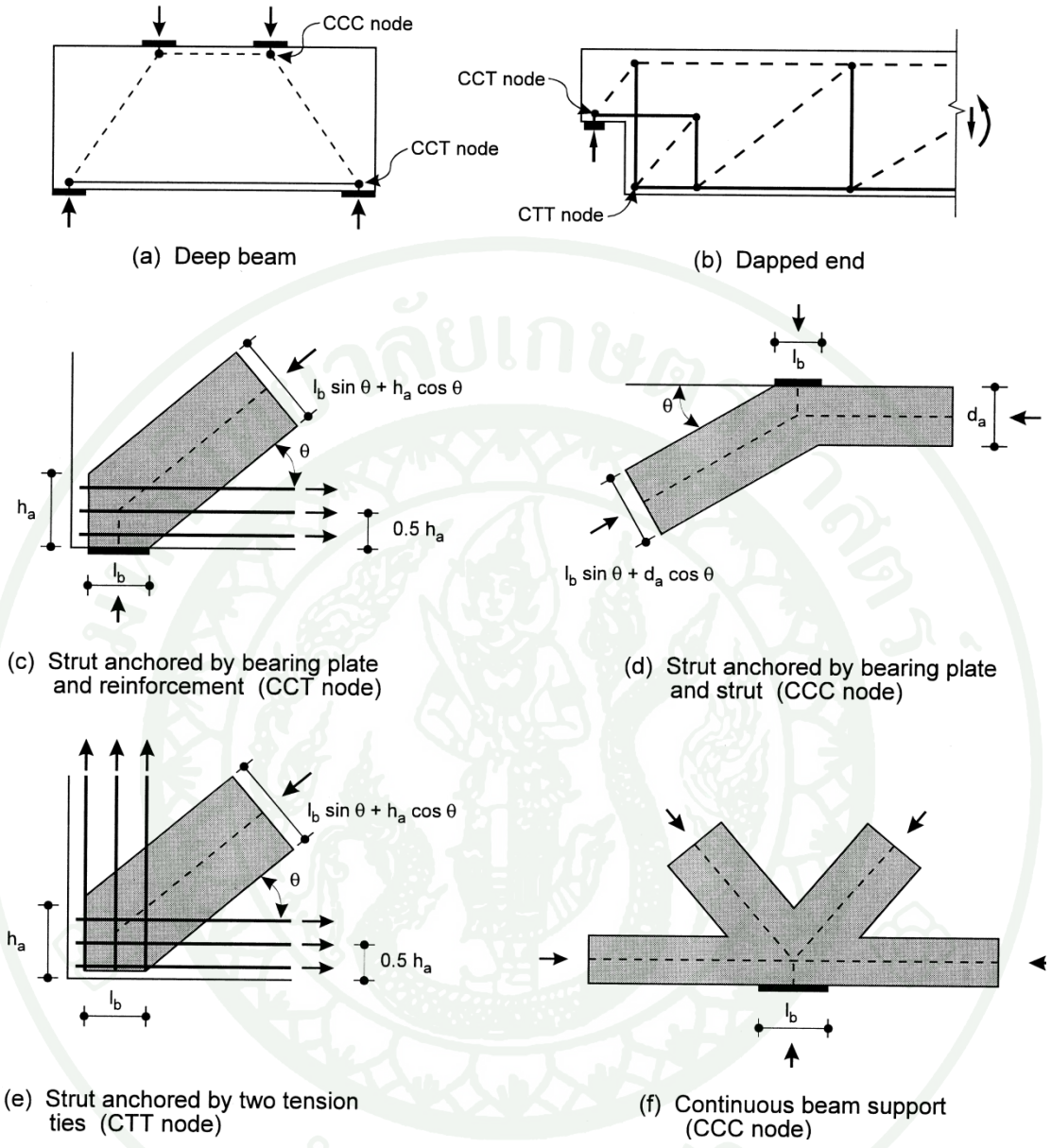
ท่อนรับแรงอัดรูปปริซึมเป็นท่อนรับแรงอัดที่มีพื้นที่สม่ำเสมอตลอดหน้าตัดหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นมีค่าคงที่ตลอดความยาว นิยมนำไปใช้กับบริเวณที่หน่วยแรงคงที่ เช่นบริเวณเหล็กเสริมรับแรงอัด ท่อนรับแรงอัดชนิดต่อมาคือ ท่อนรับแรงอัดรูปพัดนิยมนำไปใช้กับคานลึกที่รับน้ำหนักแบบแผ่กระจาย (Uniform Load) ท่อนรับชนิดสุดท้ายท่อนรับแรงอัดรูปขวด นิยมนำมาใช้เป็นท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง ท่อนรับแรงอัดชนิดนี้มีความกว้างในบริเวณกึ่งกลางของท่อนรับแรงอัดมากกว่าที่โนดทั้งสองข้าง และมีหน่วยแรงดึงในทิศทางที่ตั้งฉากกับแกนของท่อนรับแรงอัดเนื่องมาจากการกระจายตัวหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นภายใน หากหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตจะส่งผลให้เกิดรอยร้าวตามแนวแกนของท่อนรับแรงอัดดัง ภาพที่ 7 อีกทั้งในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมักไม่คำนึงถึงหน่วยแรงดึงของคอนกรีต ดังนั้นจำเป็นที่จะต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพียงพอเพื่อป้องกันรอยร้าวที่เกิดขึ้น หากท่อนรับแรงอัดรูปขวดมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ไม่เพียงพอหรือไม่มีเหล็กเสริมตามขวางเพื่อยับยั้งหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้น ก็จะส่งผลให้มีความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงมากเกินไปจนทำให้รู้สึกไม่ปลอดภัยต่อการใช้งานอีกทั้งยังอาจส่งผลให้เกิดการวิบัติเนื่องจากการแตกร้าวตามแนวแกนของท่อนรับแรงอัดก่อนถึงน้ำหนักประลัยที่ออกแบบไว้



ภาพที่ 7 ท่อนรับแรงอัดรูปขวด (Bottle Shape Strut) ก) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดจากแรงดึงตามขวางของท่อนรับแรงอัด ข) แสดงแบบจำลองของท่อนรับแรงอัดรูปขวด

ที่มา: ACI 318-10 (2010)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 8 โนดแต่ละประเภท

ที่มา: ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion (2004)

โนด คือ จุดตัดระหว่างท่อนรับแรงอัดและแรงดึง แรงภายในที่มาตัดกันที่บริเวณโนดต้องไม่ทำให้เกิดโมเมนต์ภายในและอยู่ในสภาวะสมดุล ซึ่งก็คือการตั้งสมมุติฐานให้โนดมีลักษณะเป็นจุดหมุน การเรียกชื่อโนดที่มักเรียกชื่อของโนดตามแรงที่มาตัดกัน ดังภาพที่ 8 และสามารถแบ่งประเภทของโนดได้ดังนี้

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

CCC Node (ท่อนรับแรงอัด-ท่อนรับแรงอัด-ท่อนรับแรงอัด)

CCT Node (ท่อนรับแรงอัด-ท่อนรับแรงอัด-ท่อนรับแรงดึง)

CTT Node (ท่อนรับแรงอัด-ท่อนรับแรงดึง-ท่อนรับแรงดึง)

ท่อนรับแรงดึง คือ ชิ้นส่วนที่สมมุติให้แทนแรงดึงภายในที่เกิดขึ้นด้วยเหล็กเสริม โดยแนวแกนกลางของกลุ่มเหล็กเสริมต้องตรงกับแนวแกนที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง

สมมุติฐานเบื้องต้นที่ใช้ในการออกแบบ

1. แบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงต้องอยู่ในสภาวะสมดุลกับแรงภายนอกและแรงปฏิกิริยา

2. ท่อนรับแรงอัดไม่ควรพาดข้ามกันหรือซ้อนทับกันที่บริเวณอื่นยกเว้นที่บริเวณโนด

3. ท่อนรับแรงดึงยินยอมให้ท่อนรับแรงอัดหรือท่อนรับแรงดึงอื่นๆ สามารถพาดข้ามผ่านได้

4. มุมระหว่างท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงกับท่อนรับแรงดึงไม่ควรน้อยกว่า 25 องศาตามมาตรฐานของ ACI 318-10 ภาคผนวก A แต่สำหรับมาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 ไม่ได้ระบุถึงมุมดังกล่าวว่าควรมีขนาดต่ำสุดเท่าใด

1. การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010)

1.1 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีหน้าตัดตาม AASHTO LRFD (2010)

ก่อนที่มาตรฐานของ AASHTO LRFD จะมีการรองรับการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงมาตรฐาน AASHTO LRFD แนะนำให้ออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีหน้าตัดซึ่งระบุไว้ในหัวข้อ 5.8.3.3

$$V_n = V_c + V_s \tag{1}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

โดยที่

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f_c'}\,b_v d_v \quad (2)$$

$$V_s = \frac{f_y A_v d_v \cot\theta}{s} \quad (3)$$

โดยที่

V_n = แรงเฉือนสูงสุดของคานลึก, N
V_c = กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต, N
V_s = กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริม, N
b_v = ความกว้างของคานลึก, mm
f_y = แรงที่จุดครากของเหล็กเสริม, MPa
s = ระยะเรียงของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน, mm
f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, MPa
d_v = ความลึกประสิทธิผล, mm
β = สัมประสิทธิ์ที่แสดงความสามารถในการส่งถ่ายแรงดึงเมื่อเกิดรอยร้าวในแนวทแยง
θ = มุมของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง, องศา

มาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 ระบุถึงขั้นตอนการคำนวณสำหรับค่า β และ θ ไว้ดังนี้

1.1.1 วิธีอย่างง่ายสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

วิธีการนี้ใช้ได้เฉพาะโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีแรงดึงในแนวแกน และมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมากกว่าที่ระบุไว้ในสมการ(15) รวมถึงมีความสูงน้อยกว่า 400 มิลลิเมตร อนุโลมให้ใช้ค่าค่า β และ θ ดังนี้

β = 2
θ = 45 องศา

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

1.1.2 สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

สำหรับหน้าตัดที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมากกว่าที่ระบุไว้ในสมการที่ (15) การคำนวณหาค่า β และ θ สามารถหาได้ดังนี้

$$\beta = \left(\frac{4.8}{1+750\varepsilon_x} \right) + \left(\frac{51}{39+s_{xe}} \right) \tag{4}$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_x \tag{5}$$

โดยที่

s_{xe} = ระยะห่างของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน, mm

ε_x = ความเครียดตามแนวยาวที่กึ่งกลางความสูงของหน้าตัด ซึ่งการคำนวณหาค่าความเครียดขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง

หากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีค่ามากกว่าสมการที่ (15) ค่า ε_x สามารถหาได้จาก

$$\varepsilon_x = \frac{\dfrac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5\left|V_u - V_p\right|\cot\theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})} \tag{6}$$

หากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีน้อยว่าที่ระบุไว้ในสมการที่ (15) ค่า ε_x สามารถหาได้จาก

$$\varepsilon_x = \frac{\dfrac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5\left|V_u - V_p\right|\cot\theta - A_{ps}f_{po}}{E_sA_s + E_pA_{ps}} \tag{7}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

มาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 ระบุว่าหากค่า ε_x ที่ได้จากสมการที่ (6) และ (7) ให้ค่าเป็นลบควรใช้สมการ

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p|\cot\theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_cA_c + E_sA_s + E_pA_{ps})} \quad (8)$$

โดยที่

M_u = โมเมนต์ดัดประลัย, N-mm

V_u = แรงเฉือนประลัยที่หน้าตัดวิกฤต, N

N_u = แรงตามแนวแกนประลัยโดยแรงดึงมีค่าเป็นบวกและแรงอัดมีค่าเป็นลบ, N

A_c = เนื้อที่ของคอนกรีตด้านที่รับแรงดึง, mm^2

A_s = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง, mm^2

A_{ps} = เนื้อที่ของลวดอัดแรงบริเวณด้านที่คอนกรีตรับแรงดึง, mm^2

f_{po} = $0.7f_{ps}$

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมคอนกรีต, MPa

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, MPa

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรง, MPa

1.2 วิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010)

วิธีการออกแบบโครงสร้างด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 ได้ทำการควบคุมกำลังต้านทานที่บริเวณโนดและท่อนรับแรงอัดไม่ให้เกินค่าที่ยอมให้ ซึ่งต้องลดกำลังของบริเวณดังกล่าวดังนี้

$$P_r = \phi P_n \quad (9)$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

โดยที่

P_r = กำลังประลัยของท่อนรับแรงอัดหรือแรงดึง, N

P_n = กำลังต้านทานแรงอัดหรือแรงดึงสูงสุด, N

ϕ = ตัวคูณลดกำลัง (ϕ = 0.70, AASHTO LRFD 2010 หัวข้อ 5.5.4.2)

1.2.1 กำลังของท่อนรับแรงอัดสามารถคำนวณได้จาก

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \tag{10}$$

เมื่อ

$$f_{cu} = \frac{f_c'}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f_c' \tag{11}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2 \alpha_s \tag{12}$$

โดยที่

f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, MPa

α_s = มุมระหว่างท่อนรับแรงอัดและท่อนรับแรงดึง, องศา

ε_s = ความเครียดของคอนกรีตในทิศทางของท่อนรับแรงดึง

A_{cs} = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของท่อนรับแรงอัด, mm^2

AASTHO LRFD (2007) ได้มีการควบคุมพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของท่อนรับแรงอัด (A_{cs}) โดยมีการควบคุมความกว้างของท่อนรับแรงอัดไว้ดังแสดงในภาพที่ 9

1.2.2 กำลังของโนดสามารถคำนวณได้จาก

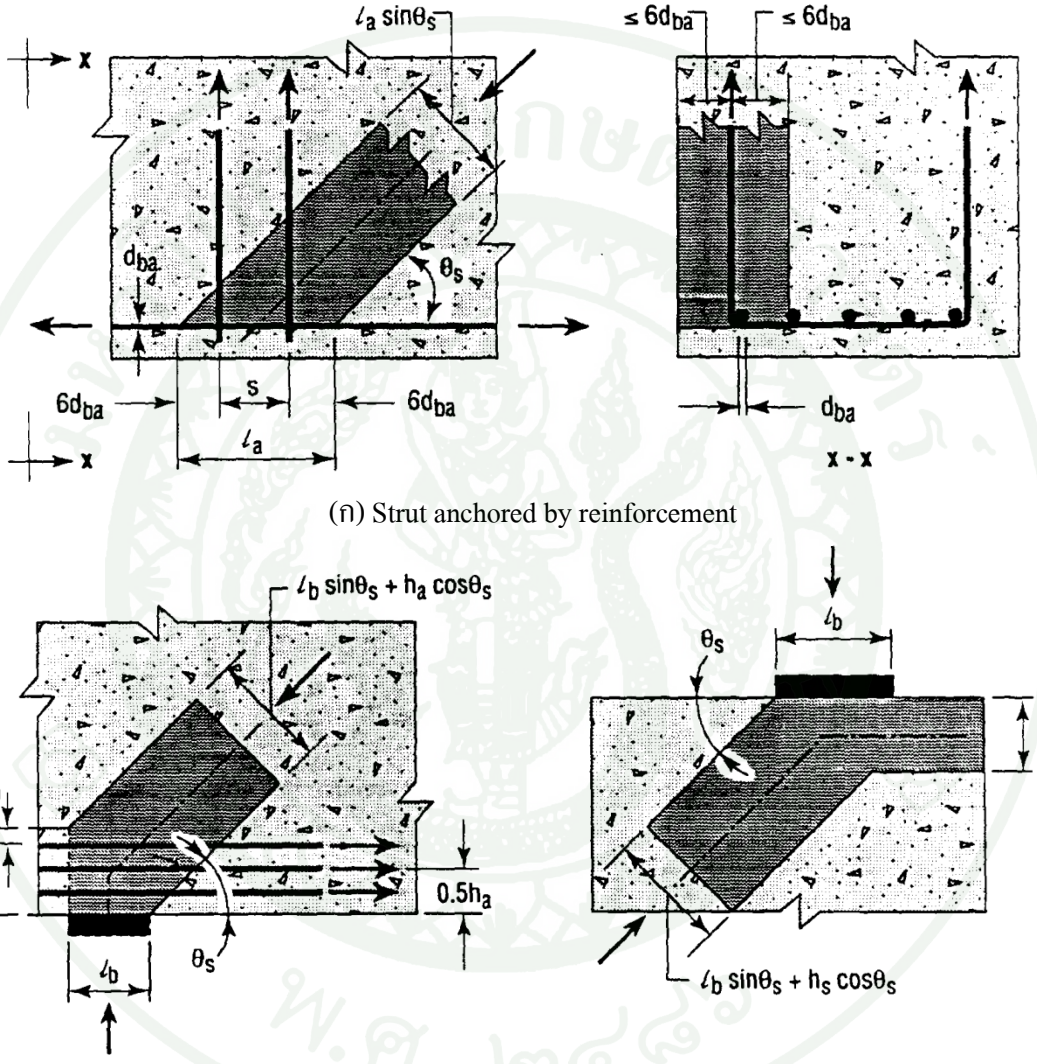
$$P_n = \nu f_c' A_{node} \tag{13}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

โดยที่

A_{node} = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของโนด, mm^2

v = Efficiency Factor (ตารางที่ 1)



(ก) Strut anchored by reinforcement

(ข) Strut anchored by bearing and reinforcement

(ค) Strut anchored by bearing and strut

ภาพที่ 9 การควบคุมความกว้างของท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010)

ที่มา: AASTHO LRFD (2007)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 1 Efficiency Factor ของท่อนรับแรงอัดและโนด

Efficiency Factor ของท่อนรับแรงอัดและโนด	ν
ท่อนรับแรงอัดที่มีพื้นที่หน้าตัดสม่ำเสมอตลอดความยาว	สมการที่ (11)
ท่อนรับแรงอัดรูปขวดที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง	สมการที่ (11)
ท่อนรับแรงอัดรูปขวดที่ไม่มีเหล็กเสริมตามขวาง	สมการที่ (11)
สำหรับทุกกรณี	สมการที่ (11)
CCC Node	0.85
CCT Node	0.75
CTT หรือ TTT Node	0.65

1.2.3 กำลังของท่อนรับแรงดึงสามารถคำนวณได้จาก

$$P_n = f_y A_{st} \tag{14}$$

โดยที่

f_y = แรงที่จุดครากของเหล็กเสริม, MPa

A_{st} = พื้นที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึง, mm^2

1.2.4 ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเพื่อใช้ป้องกันรอยแตกร้าวในแนวทแยง

มาตรฐาน AASHTO LRFD (2010) หัวข้อที่ 5.6.3.6 ระบุว่าการออกแบบท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของAASHTO LRFD (2010) ยังระบุว่าต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางขั้นต่ำเพื่อป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงมีเป็นลักษณะตารางซึ่งต้องมีระยะห่างไม่เกินกว่า 300 มิลลิเมตรและมีอัตราส่วนเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดไม่น้อยกว่า 0.3% ในแต่ละทิศทาง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

1.2.5 ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเพื่อใช้ป้องกันรอยแตกร้าวในแนวทแยงในหัวข้ออื่นๆ ตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010)

นอกจากปริมาณเหล็กเสริมที่ควบคุมการแตกร้าวที่ระบุไว้ใน AASHTO LRFD (2010) หัวข้อ 5.6.3.6 แล้ว มาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010) ยังระบุถึงปริมาณเหล็กเสริมเพื่อใช้ป้องกันรอยแตกร้าวในแนวทแยงไว้ในหัวข้อ 5.8.2.5 ซึ่งมีสมการที่ใช้หาปริมาณของเหล็กเสริมเพื่อป้องกันรอยแตกร้าวในแนวทแยงดังนี้

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f_c'}\frac{b_v s}{f_y} \tag{15}$$

โดยที่

f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, MPa

b_v = ความกว้างที่เอวคาน, mm

s = ระยะห่างของเหล็กตามขวาง, mm

f_y = แรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง, MPa

ในหัวข้อ 5.7.3.4 ระบุว่าหากคานมีความลึกมากกว่า 900 มิลลิเมตร ต้องมีเหล็กเสริมที่ผิวคาน (Skin Reinforcement) หรือเหล็กเสริมตามแนวกระจายอยู่ที่บริเวณเหล็กเสริมรับแรงดึงเป็นระยะครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผล (d/2) และมีระยะห่างไม่เกินกว่า d/6 หรือ 300 มิลลิเมตร โดยสามารถคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมที่ผิวคานได้ดังนี้

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \tag{16}$$

โดยที่

A_{sk} = ปริมาณเหล็กเสริมที่ผิวคาน, mm^2

d_e = ความลึกประสิทธิผล, mm

A_s = ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว, mm^2

A_{ps} = ปริมาณเหล็กเสริมอัดแรง, mm^2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

อย่างไรก็ดี ปริมาณเหล็กเสริมผิวคานที่คำนวณได้ต้องมีปริมาณน้อยกว่าหนึ่งส่วนสี่เท่าของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง ในหัวข้อที่ 5.13.2.3 ระบุถึงปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง สำหรับคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กต้องสอดคล้องกับสมการ ดังต่อไปนี้

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0.83 b_v s \tag{17}$$

สมการที่ (17) สามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$\rho = \frac{A_s}{b_v s} \geq \frac{0.83}{\phi f_y} \tag{18}$$

โดยที่

A_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามขวาง, mm^2

ϕ = Resistant Factor =1 (สำหรับท่อนรับแรงดึง)

b_v = ความกว้างที่เอวคาน, mm

s = ระยะห่างของเหล็กตามขวาง, mm

f_y = แรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง, MPa

การจัดวางเหล็กเสริมที่คำนวณได้จากสมการที่ (18) ต้องมีลักษณะเป็นตาราง และมีระยะห่างมากที่สุดไม่เกินกว่าหนึ่งส่วนสามเท่าของความลึกประสิทธิผล (d/3) หรือไม่เกินกว่า 300 มิลลิเมตร หากความกว้างของคานมีขนาดต่ำกว่า 25 มิลลิเมตรสามารถจัดวางเหล็กเสริมในลักษณะทิศทางเดียวได้

2. การออกแบบคานลึกตามมาตรฐานของ ACI Code

2.1 การออกแบบคานลึกด้วยวิธีหน้าตัด (Section Design) ACI318-99

ก่อนที่มาตรฐานการออกแบบมีการแนะนำให้ออกแบบคานลึกด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงดึงและแรงอัด วิธีการหรือสมการที่ใช้ในการออกแบบได้มาจากผลการทดลองของ Pavia และ Siess (1965) และ Crist (1966; 1967) โดยมีสมการดังนี้

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

$$v_n = v_c + v_s \tag{19}$$

โดยที่

$$v_c = \left(3.5 - 2.5\frac{M_u}{V_u d}\right)\left(1.9\sqrt{f_c'} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) \tag{20}$$

$$v_s = \frac{A_v f_y}{b_w s_v}\left(\frac{1+\frac{l_n}{d}}{12}\right) + \frac{A_{vh} f_y}{b_w s_{vh}}\left(\frac{11-\frac{l_n}{d}}{12}\right) \tag{21}$$

โดยที่

v_n = กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของคานลึก, ksc

v_c = กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต, ksc

v_s = กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริม, ksc

M_u = โมเมนต์ดัดประลัย, kg-cm

V_u = แรงเฉือนประลัยที่หน้าตัดวิกฤต, kg

d = ความลึกประสิทธิผล, cm

f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, ksc

ρ_w = ปริมาณของเหล็กเสริมตามยาว

A_v = เนื้อที่ของเหล็กเสริมตามขวาง, cm^2

b_w = ความกว้างของคานลึก, cm

f_y = แรงที่จุดครากของเหล็กเสริม, ksc

s_v = ระยะเรียงในแนวตั้งของเหล็กเสริม, cm

l_n = ความยาวประสิทธิผลของคาน, cm

A_{sh} = เนื้อที่ของเหล็กเสริมในแนวนอน, cm^2

s_{vh} = ระยะเรียงในแนวนอนของเหล็กเสริม, cm

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

2.1.1 ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางขั้นต่ำเพื่อป้องกันรอยร้าวในแนวทแยง

$$A_v = 0.0015 b_w s_v, \; s_v \le \begin{cases} \dfrac{d}{5} \\ 300mm \end{cases} \tag{21}$$

$$A_{vh} = 0.0025 b_w s_{vh}, \; s_{vh} \le \begin{cases} \dfrac{d}{3} \\ 300mm \end{cases} \tag{22}$$

วิธีการออกแบบคานลึกด้วยวิธีหน้าตัดถูกใช้มาจนกระทั้งถึงปี 2002 มาตรฐานการออกแบบ ACI 318-02 ได้นำสมการดังกล่าวออกจากมาตรฐานการออกแบบ และระบุว่าคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กต้องออกแบบโดยใช้วิธีใดวิธีหนึ่งระหว่างวิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Analysis) กับภาคผนวก A (การออกแบบด้วยท่อนรับแรงอัดและแรงดึง) นอกจากนี้ยังมีการเปลี่ยนแปลงในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางขั้นต่ำเพื่อป้องกันการแตกร้าวจากสมการที่ (10) และ (11) เป็นสมการ (12) และ (13)

$$A_v = 0.0025 b_w s_v, \; s_v \le \begin{cases} \dfrac{d}{5} \\ 300mm \end{cases} \tag{23}$$

$$A_{vh} = 0.0015 b_w s_{vh}, \; s_{vh} \le \begin{cases} \dfrac{d}{5} \\ 300mm \end{cases} \tag{24}$$

2.2 การออกแบบคานลึกด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึง (Strut and Tie Model)

$$\phi F_n \ge F_u \tag{25}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

โดยที่

F_u = กำลังประลัยของท่อนรับแรงอัดหรือแรงดึง, N

F_n = กำลังต้านทานแรงอัดหรือแรงดึงสูงสุด, N

ϕ = ตัวคูณลดกำลัง (ϕ = 0.75, หัวข้อ ACI-9.3.2.6)

2.2.1 กำลังของท่อนแรงอัดสามารถคำนวณได้จาก

$$F_{ns} = A_{cs} f_{ce} \tag{26}$$

โดยที่

F_{ns} = กำลังของท่อนรับแรงอัด, N

A_{cs} = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของท่อนรับแรงอัด, mm^2

f_{ce} = ประสิทธิภาพของกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (Effective Compressive Strength), MPa

เมื่อ

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f_c' \tag{27}$$

ตารางที่ 2 ค่า Efficiency Factor ของท่อนรับแรงอัด, β_s

รูปแบบของท่อนรับแรงอัด (Strut type)	β_s
ท่อนรับแรงอัดที่มีพื้นที่หน้าตัดสม่ำเสมอตลอดความยาว	1.00
ท่อนรับแรงอัดรูปขวด	
มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพียงพอตามหัวข้อ 2.2.4	0.75
มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่เพียงพอตามหัวข้อ 2.2.4	0.60
ท่อนรับแรงอัดในชิ้นส่วนรับแรงดึง	0.40
สำหรับท่อนรับแรงอัดในทุกๆ กรณี	0.60

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

2.2.2 กำลังของโนดสามารถคำนวณได้จาก

$$F_{ns} = A_{nz} f_{ce} \tag{28}$$

โดยที่

F_{ns} = กำลังของโนด, N

A_{nz} = พื้นที่หน้าตัดของด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางของแรง, mm^2

f_{ce} = ประสิทธิภาพของกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่โนด, MPa

เมื่อ

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_c' \tag{29}$$

ตารางที่ 3 ค่า Efficiency Factor ของโนด, β_n

รูปแบบของบริเวณ (Nodal zone type)	β_n
โนดที่ประกอบด้วยท่อนรับแรงอัดหรือแผ่นรองรับหรือทั้ง 2 (CCC Node)	1.00
โนดที่ประกอบด้วยท่อนรับแรงดึงเพียงท่อนเดียว (CCT Node)	0.80
โนดที่ประกอบด้วยท่อนรับแรงดึงมากกว่า 1 (CTT Node)	0.75

2.3.3 กำลังของท่อนรับแรงดึงสามารถคำนวณได้จาก

$$F_{nt} = A_{st} f_y \tag{30}$$

โดยที่

F_{nt} = กำลังของท่อนรับแรงดึง, N

A_{st} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง, mm^2

f_y = หน่วยแรงดึงที่จุดคราก, MPa

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

2.3.4 ปริมาณเหล็กเสริมเพื่อควบคุมรอยแตกร้าวในแนวทแยง

มาตรฐาน ACI 318-10 ภาคผนวก A (หัวข้อ A.3.3) ระบุว่าหากเลือกใช้ค่า Efficiency Factor ของท่อนรับแรงอัด, β_s เท่ากับ 0.75 (ตามตารางที่ 2) ต้องมีเหล็กเสริมตามขวางเพื่อต้านทานแรงดึงในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวแกนของท่อนรับแรงอัด โดยการคำนวณปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสามารถใช้ความชันของการกระจายตัวของท่อนรับแรงอัด (Slope of Dispersion of Compression) ตามลักษณะของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง หรือใช้ความชันของการกระจายตัวของแรงอัด 2:1

นอกจากนี้มาตรฐาน ACI 318-10 ภาคผนวก A (หัวข้อ A.3.3.1) ระบุว่าหากกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่มีค่าไม่มากกว่าหรือเท่ากับ 40 MPa ปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (31)

$$\Sigma \frac{A_{si}}{bs_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \qquad (31)$$

โดยที่

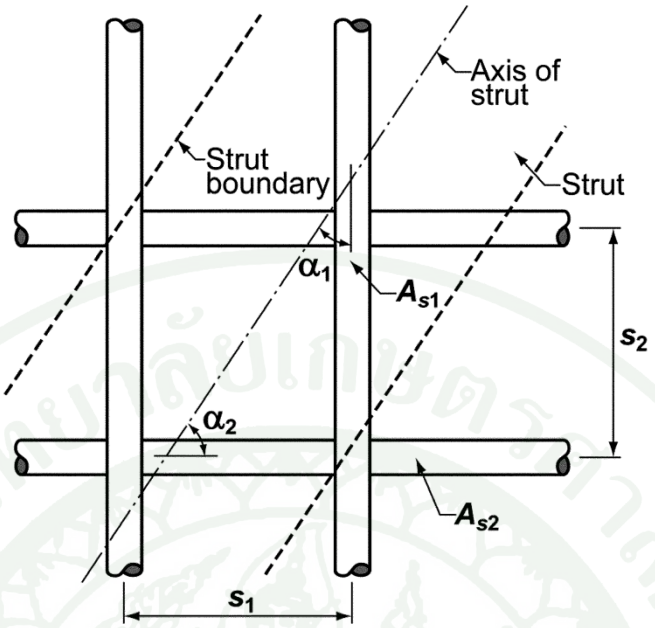
A_{si} = พื้นที่ของเหล็กเสริมตามขวาง

b = ความกว้างของคานลึก

s_i = ระยะห่างของเหล็กเสริม

α_i = มุมระหว่างเหล็กเสริมตามขวางกับแนวแกนของท่อนรับแรงอัด

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 10 เหล็กเสริมตามขวางภายในท่อนรับแรงอัด

ที่มา: ACI 318-10 (2010)

ปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางอาจจะมีทั้งเหล็กในแนวนอนและเหล็กในแนวตั้งโดยทำมุมกับแนวแกนของท่อนรับแรงอัดเป็นมุม α_1 และ α_2 ตามลำดับ หรืออาจจะมีเพียงทิศทางใดทิศทางหนึ่งซึ่งมุม α_i ต้องมีค่าไม่เกิน 40 องศา ดังภาพที่ 10

2.3.5 ปริมาณเหล็กเสริมเพื่อควบคุมรอยแตกร้าวในแนวทแยงในหัวข้ออื่นๆ ตามมาตรฐาน ACI 318-10

นอกจากปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ควบคุมรอยแตกร้าวที่กล่าวมาแล้วมาตรฐานของ ACI 318-10 หัวข้อ 10.6.4 ยังระบุว่าหากคานมีความลึกเกินกว่า 900 มิลลิเมตร ต้องมีเหล็กเสริมตามยาวที่ผิวคาน (Skin Reinforcement) ดังภาพที่ 11 ซึ่งเหล็กเสริมดังกล่าวจะกระจายตัวอยู่ในทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงดึงเป็นระยะ h/2 โดยมีระยะห่างของเหล็กเสริมที่ผิวคานสามารถคำนวณได้ดังนี้

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

$$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c \geq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) \quad (32)$$

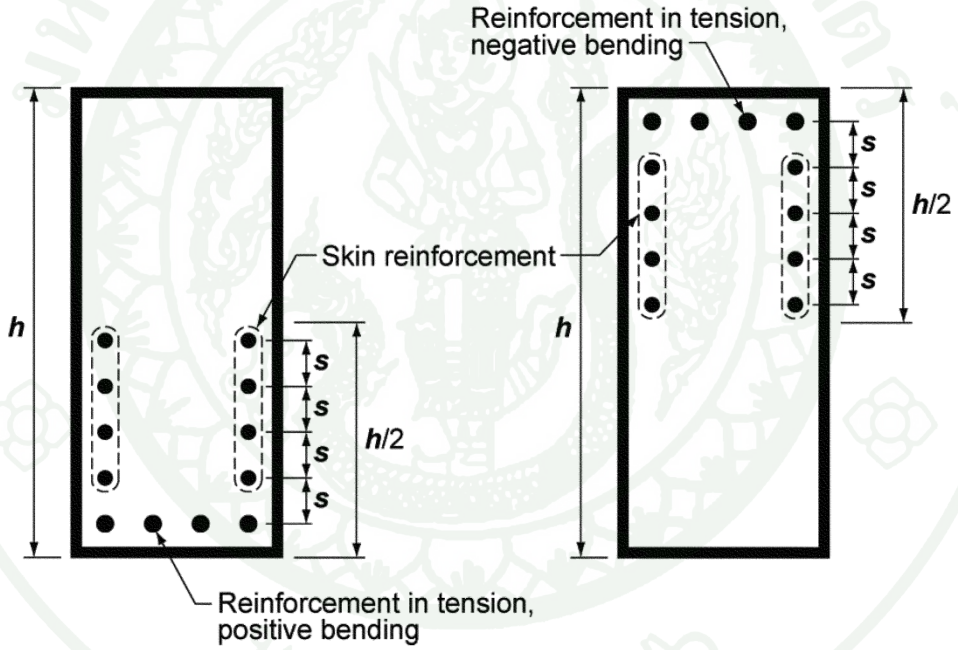
เมื่อ

$$f_s = \frac{2f_y}{3} \quad (33)$$

โดยที่

c_c = ระยะห่างจากผิวนอกสุดของคอนกรีตถึงเหล็กเสริมที่ผิวคาน, mm

f_y = หน่วยแรงดึงที่จุดคราก, Mpa



ภาพที่ 11 เหล็กเสริมที่ผิวคาน

ที่มา: ACI 318-10 (2010)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

3. มาตรฐานการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ CEB

3.1 กำลังของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงสามารถคำนวณได้จาก

$$P_n = f_{cd1} A_{cs} \quad \text{หรือ} \quad f_{cd2} A_{cs} \tag{34}$$

มาตรฐานของ CEB Code ระบุว่าประสิทธิภาพในการต้านทานแรงอัดของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงจะลดลงเมื่อเกิดรอยร้าวในแนวทแยง ดังนั้นการหากำลังของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงจึงมีสัมประสิทธิ์การลดทอนกำลังของท่อนรับแรงอัดที่แตกต่างกันระหว่างท่อนรับแรงอัดที่ไม่เกิดรอยร้าวและเกิดรอยร้าวในแนวทแยง

เมื่อ

$$f_{cd1} = 0.85\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] f_{cd} \quad \text{(สำหรับท่อนรับแรงอัดที่ไม่เกิดรอยร้าว)} \tag{35}$$

$$f_{cd2} = 0.60\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] f_{cd} \quad \text{(สำหรับท่อนรับแรงอัดที่เกิดรอยร้าว)} \tag{36}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M}$$

โดยที่

f_{ck} = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, MPa

f_{cd} = กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ในการออกแบบ, MPa

γ = สัมประสิทธิ์เพื่อลดทอนกำลังของวัสดุ, $\gamma = 1.5$

A_{cs} = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของท่อนรับแรงอัด, มม.^{2}

3.2 กำลังของโนดสามารถคำนวณได้จาก

$$P_n = f_{cd1} A_{node} \text{ หรือ } f_{cd2} A_{node} \tag{37}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เมื่อ

$$f_{cd1} = 0.85\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] f_{cd} \quad \text{(สำหรับ CCC Node)} \tag{38}$$

$$f_{cd2} = 0.60\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] f_{cd} \quad \text{(สำหรับ CCT และ CTT Node)} \tag{39}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} \tag{40}$$

โดยที่

f_{ck} = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, MPa

f_{cd} = กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ในการออกแบบ, MPa

γ_M = สัมประสิทธิ์เพื่อลดทอนกำลังของวัสดุ, γ_M = 1.5

A_{node} = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของท่อนรับแรงอัด, มม.^{2}

3.3 กำลังของท่อนรับแรงดึงสามารถคำนวณได้จาก

$$P_n = f_{yd} A_{st} \tag{41}$$

เมื่อ

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \tag{42}$$

โดยที่

f_{yk} = แรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม, MPa

f_{cd} = แรงดึงของเหล็กเสริมที่ใช้ในการออกแบบ, MPa

γ_s = สัมประสิทธิ์เพื่อลดทอนกำลังของวัสดุ (γ_s = 1.15)

A_{st} = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของท่อนรับแรงดึง, มม.^{2}

นอกจากมาตรฐานการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 3 มาตรฐานที่ได้กล่าวมาข้างต้นแล้วยังได้มีนักวิจัยอีกหลายท่านที่ได้นำเสนอและปรับปรุงมาตรฐานที่มีอยู่ เช่น

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Mattamoros and Wong (2003) ได้เสนอสมการที่ใช้ในคำนวณหากำลังต้านทานแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กโดยอาศัยแบบจำลองพื้นฐานแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง ซึ่งสมการที่นักวิจัยได้เสนอนั้นประกอบด้วย 3 องค์ประกอบสำคัญ ได้แก่ ท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวดิ่งและแนวนอน ดังแสดงในสมการที่ (43)

โดยนักวิจัย พบว่า กำลังอัดภายในท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงมีค่าลดลงเมื่ออัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลมีค่าเพิ่มขึ้นหรือมุมระหว่างท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงกับเหล็กเสริมตามขวางมีค่าลดลง ดังนั้นนักวิจัยจึงได้คำนวณหาค่า Efficient Factors ของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงมาเปรียบเทียบกับมาตรฐานของ ACI 318-02 (Appendix A) และ AASHTO LRFD (1998) จากผลการเปรียบเทียบพบว่าค่า Efficient Factor ของ AASHTO LRFD และสมการที่เสนอมีค่าน้อยกว่ามาตรฐาน ACI Code เมื่ออัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลมีค่ามากกว่า 1 และเมื่ออัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 1 ค่า Efficient Factor ของ AASHTO LRFD และสมการที่เสนอมีค่ามากกว่ามาตรฐานของ ACI Code อีกทั้งนักวิจัยยังได้นำแรงเฉือนที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 175 ตัวอย่าง พบว่าสมการที่เสนอให้ค่าในเชิงอนุรักษ์

$$V = \frac{0.3}{a/d} f_c' b w_{st} + \rho_{wv} b \frac{a}{3} f_{yv} + 3(1 - a/d)\rho_{wh} b \frac{d}{3} f_{yh} \qquad (43)$$

เมื่อ

$$w_{st} = l_b \sin\theta + h_a \cos\theta \qquad (44)$$

โดยที่

f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

l_b = แผ่นเหล็กที่ฐานรองรับ

h_a = ระยะจากท้องคานถึงจุด Centroid ของเหล็กเสริมรับแรงดึง

θ = มุมระหว่างท่อนรับแรงอัดกับเหล็กเสริมรับแรงดึง

ρ_{wv} = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวดิ่ง

ρ_{wh} = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน

a = ช่วงการเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

d = ความลึกประสิทธิผลของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

b = ความกว้างของคานลึก

w_{st} = ความกว้างของท่อนรับแรงอัด

f_{yv} = หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน

f_{yh} = หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กรับแรงเฉือนในแนวนอน

Russo *et al*. (2005) ได้เสนอสมการที่ใช้ในการคำนวณหาแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งคานคอนกรีตกำลังธรรมดา และคานคอนกรีตกำลังสูง สมการที่เสนอนี้มีพื้นฐานอยู่บนกลไกลการถ่ายแรงของแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง ซึ่งสมการที่เสนอประกอบไปด้วย 3 องค์ประกอบที่สำคัญได้แก่ ท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวดิ่งและแนวนอน หลังจากนั้นนักวิจัยได้นำแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 214 ตัวอย่าง พบว่าสมการของนักวิจัยให้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าการคำนวณแรงเฉือนที่ได้จากมาตรฐาน ACI 318-02 (Appendix A)

$$V_{n,d} = 0.545(k\chi f_c^{'}\cos\theta + 0.25\rho_h f_{yh} + 0.35\frac{a}{d}\rho_v f_{yv}) \tag{45}$$

เมื่อ

$$k = \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \tag{46}$$

$$n = E_s \big/ E_c \tag{47}$$

$$\chi = \left[0.74\left(\frac{f_c^{'}}{105}\right)^3 - 1.28\left(\frac{f_c^{'}}{105}\right)^2 + 0.22\left(\frac{f_c^{'}}{105}\right) + 0.87 \right] \tag{48}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{a}{d - kd/3}\right) \tag{49}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

โดยที่

$f_c^{'}$ = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมคอนกรีต

E_c = โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

ρ_v = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวดิ่ง

ρ_h = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน

ρ_f = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง

a = ช่วงการเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

d = ความลึกประสิทธิผลของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

b = ความกว้างของคานลึก

Zhang and Tan (2007) ได้อาศัยข้อกำหนดการวิบัติของ Morh Coulomb's เพื่อทำการปรับปรุงแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงที่เสนอโดย Tan *et al.* (2003) การปรับปรุงแบบจำลองนักวิจัยได้จำลองการกระจายตัวของหน่วยแรงดึงในทิศทางตั้งฉากกับท่อนรับแรงอัดเป็นเส้นตรง และได้ใช้ข้อกำหนดการวิบัติของ Morh Coulomb's และคำนึงถึงผลของ Softening Effect ของกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่เกิดจากความเครียดตามขวางเพื่อวิเคราะห์หาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในบริเวณ CCT Node แล้วนำมาใช้คำนวณหาแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

นักวิจัยได้นำผลจากการคำนวณแรงเฉือนมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบคานลึกจำนวน 223 ตัวอย่าง โดยมีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าอยู่ระหว่าง 16 ถึง 120 MPa มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลอยู่ระหว่าง 0.28 ถึง 2 มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามยาว 0.9 ถึง 4% และมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 0 ถึง 2.8% และ 0 ถึง 3.17% สำหรับเหล็กปลอกรับแรงเฉือนและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนตามลำดับ ซึ่งผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองที่ได้รับการปรับปรุงให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าวิธีของ Tan *et al.* (2003)

$$V_n = \frac{1}{\frac{4\sin\theta_s\cos\theta_s}{A_c f_t} + \frac{\sin\theta_s}{A_{str} f_c^{'}}} \tag{51}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เมื่อ

$$\theta_s = \tan^{-1}\left(\frac{h - l_c - l_d}{a}\right) \quad (52)$$

$$f_t = \frac{A_{sw} f_{yw} \sin(\theta_s + \theta_w)}{A_c \big/ \sin\theta_w} + \frac{4 A_s f_y \sin\theta_s}{A_c \big/ \sin\theta_s} + 0.31\sqrt{f_c'}\left(\frac{0.00008}{\varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2\theta_s}\right)^{0.4} \quad (53)$$

โดยที่

f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

f_y = หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมรับแรงดึง

f_{yw} = หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมที่เอวคาน

l_c = 2 เท่าของระยะจากท้องคานถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมเหล็กรับแรงดึง

l_b = 2 เท่าของระยะจากด้านบนของคานถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงอัด

θ_s = มุมระหว่างท่อนรับแรงอัดกับเหล็กเสริมรับแรงดึง

A_{sw} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามขวาง

A_s = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง

A_c = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล ($d_c \times b$)

a = ช่วงการเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

d_c = ระยะระหว่างเหล็กจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงเหล็กเสริมรับแรงดึง

b = ความกว้างของคานลึก

h = ความสูงของคานลึก

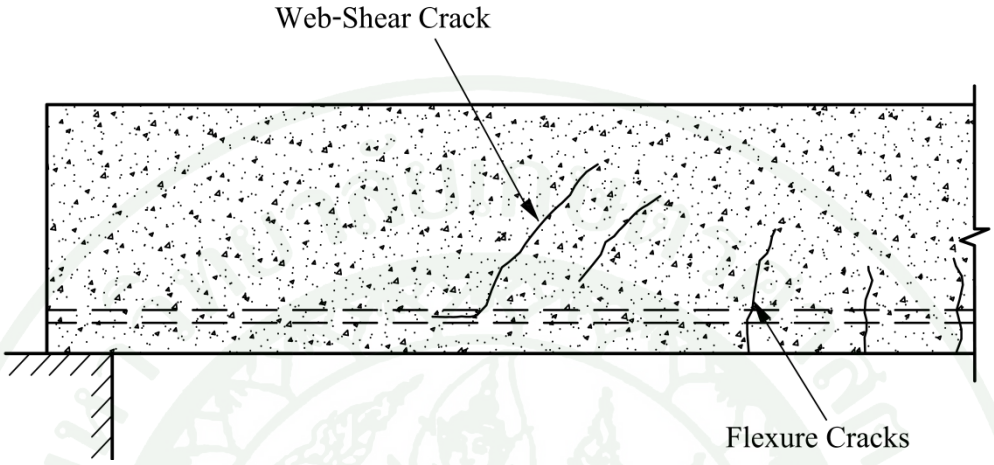
4. รูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยง

รูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยงที่เกิดขึ้นในคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กมีสองลักษณะ คือ

4.1 รอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนหรือรอยร้าวที่เอวคาน (Web Shear Cracks) เป็นรอยร้าวที่ไม่ขึ้นกับรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด รอยร้าวชนิดนี้จะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงดึงหลัก (Principal Tensile

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Stress) ที่เอวคานมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ซึ่งมีสาเหตุมาจากหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นเนื่องมาจากการกระจายตัวของท่อนรับแรงอัดรูปขวดดังที่ได้กล่าวมาก่อนหน้านี้

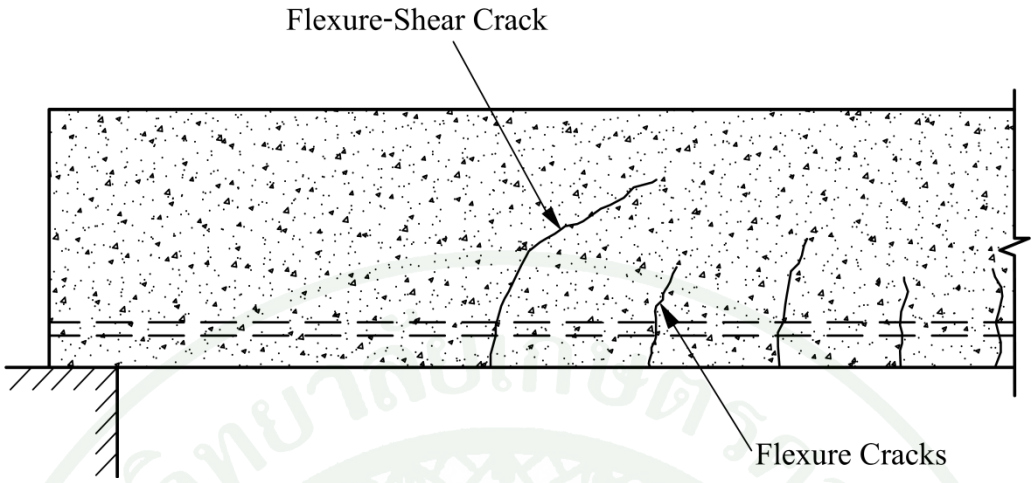


ภาพที่ 12 รูปแบบการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

ที่มา: MacGregor and Wight (2009)

4.2 รอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (Flexure Shear Cracks) รอยร้าวชนิดนี้จะเกิดขึ้นหลังจากที่เกิดรอยร้าวเนื่องจากการดัด คือ เมื่อคานถูกระด้วยน้ำหนักในแนวดิ่งจนหน่วยแรงดัดมีค่าเกินโมเมนต์ต้านทานการแตกร้าว จะปรากฏรอยร้าวเนื่องจากการดัด (Flexure Crack) รอยร้าวนี้จะตั้งฉากกับแนวยาวคานและอยู่บริเวณที่กึ่งกลางคาน เมื่อเพิ่มน้ำหนักที่กระทำกับคานรอยร้าวดังกล่าวจะขยับตัวเข้าสู่บริเวณช่วงการเฉือน รอยร้าวในแนวดิ่งที่บริเวณช่วงการเฉือนนี้เมื่อขยับตัวสูงขึ้นจะถูกอิทธิของแรงเฉือนทำให้เบนออกในแนวทแยงมุมประมาณ 45-50 องศา

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 13 รูปแบบการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัดของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

ที่มา: MacGregor and Wight (2009)

5. งานวิจัยที่ผ่านมา

การออกแบบด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึงเริ่มเป็นที่นิยมในอเมริกาตั้งแต่ปี 1980 ซึ่งในระยะแรกถูกนำมาใช้สำหรับองค์อาคารที่ถูกกระทำด้วยแรงเฉือนร่วมกับแรงบิด หลังจากการศึกษาของ Schlaich *et al*. (1987) ได้เสนอวิธีการออกแบบองค์อาคารสำหรับ D-region ซึ่งมาตรฐานแบบของอเมริกาเหนือเป็นมาตรฐานการออกแบบแรกที่มีการรองรับการออกแบบท่อนรับแรงอัดในโดย Canadian CSA A23.3 รองรับการออกแบบคานลึกด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงในปี 1984 จากการศึกษาของ Tan and Lu (1999) แสดงให้เห็นว่าการออกแบบด้วยท่อนรับแรงอัดและแรงดึงให้ค่าในเชิงอนุรักษ์สำหรับคานทุกขนาด โดยนักวิจัยได้เปรียบเทียบผลของแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 12 ตัวอย่างกับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณของ 3 มาตรฐานประกอบด้วย มาตรฐานการออกแบบของ ACI 318-95 มาตรฐานการออกแบบของ UK CIRIA Guide (1977) และมาตรฐานการออกแบบของ Canadian CSA (1994) ซึ่งมีรายละเอียดของแต่ละมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบดังนี้

มาตรฐานการออกแบบของ ACI 318-95 เป็นวิธีการออกแบบด้วยวิธีหน้าตัดโดยสมการที่ใช้ในการออกแบบเหมือนกับที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI318-99 ซึ่งได้กล่าวถึงวิธีการออกแบบไว้ในหัวข้อ 2.1 ก่อนหน้าแล้ว

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

มาตรฐานการออกแบบของ UK CIRIA Guide-2 (1977) เป็นการออกแบบด้วยวิธีหน้าตัดเช่นเดียวกับวิธีของ ACI Code ซึ่งการคำนวณหาแรงเฉือนที่ได้จากมาตรฐานนี้นำไปใช้กับคานลึกที่มีช่วงการเฉือนต่อความสูงอยู่ระหว่าง $0 \le x_e/h \le 0.7$ มีสมการดังต่อไปนี้

$$V_c = \lambda_1 (1 - 0.35\frac{x_e}{h_a})\sqrt{f_{cu}}\, bh_a \sqrt{b^2 - 4ac} \tag{53}$$

$$V_s = \lambda_2 (\sum_{i=1}^{n} \frac{100 A_r y_r \sin^2 \alpha_r}{bh_a^2}) bh_a \tag{54}$$

โดยที่

A_r = พื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาวที่เอวคาน

f_{cu} = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

h_a = ความลึกของคาน

n = จำนวนทั้งหมดของเหล็กเสริมที่เอวคานที่พาดผ่านรอยร้าวในแนวทแยงวิกฤต

x_e = ช่วงการเฉือนของคาน

y_r = ความลึกที่เหล็กเสริมที่เอวคานตัดกับรอยร้าวทแยงมุมวิกฤต

α_r = มุมระหว่างเหล็กเสริมที่เอวคานตัดกับรอยร้าวทแยงมุมวิกฤต

λ_1 = 0.44 MPa (สำหรับมวลรวมที่มีน้ำหนักปกติ)

λ_2 = 1.95 MPa (สำหรับเหล็กข้ออ้อย)

มาตรฐานการออกแบบของ Canadian CSA (CAN3-A23.3-M94, 1994) แตกต่างจากมาตรฐานของ ACI และ CIRIA เนื่องจากวิธีที่ใช้ในการคำนวณหาแรงเฉือนใช้วิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึง มาตรฐานการออกแบบระบุไว้ว่าหน่วยแรงอัดของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงที่เกิดขึ้น f_2 ต้องมีค่าไม่เกินกว่า $f_{2\max}$ ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$f_{2\max} = \frac{\lambda \phi_c f_c'}{0.8 + 170\varepsilon_1} \le \lambda \phi_c f_c' \tag{55}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2 \alpha_s \tag{56}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

โดยที่

ϕ_c = 0.6 (ปัจจัยต้านทานวัสดุสำหรับคอนกรีต)

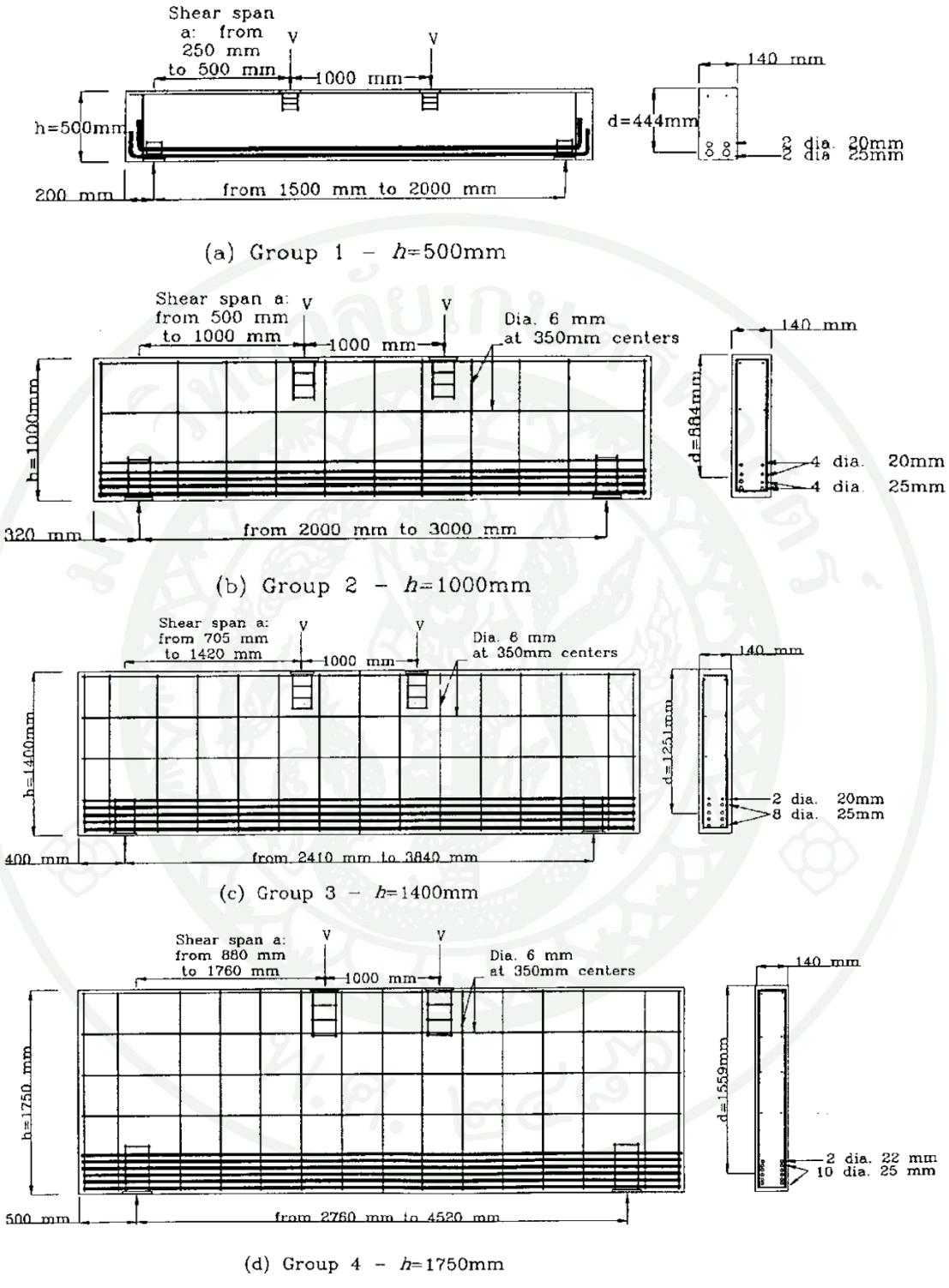
λ = 1 (สำหรับคอนกรีตที่มีน้ำหนักปกติ)

ε_s = ความเครียดของคอนกรีตในทิศทางของท่อนรับแรงดึง

α_s = มุมระหว่างท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงกับท่อนรับแรงดึง

ตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการทดสอบมีทั้งหมด 12 ตัวอย่าง ทุกตัวอย่างมีความกว้าง 140 มม. และมีความลึกตั้งแต่ 500 ถึง 1,750 มม. อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวเท่ากับ 2.6% และมีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันประมาณ 40 MPa และมีการจัดเรียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนดังภาพที่ 14

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 14 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบของ Tan and Lu (1999)

ที่มา: Tan and Lu (1999)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

จากผลการทดสอบนักวิจัยพบประสิทธิภาพการใช้งานจากการเปรียบเทียบผลการทดสอบกับการคำนวณแรงเฉือนตามมาตรฐานต่างๆ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. มาตรฐาน ACI 318-95 ให้ค่าในเชิงอนุรักษ์น้อยลง เมื่อความลึกและช่วงการเฉือนต่อความลึก (a/h) มีค่าเพิ่มขึ้น อีกทั้งสำหรับคานที่มีความลึกมาก (h=1,750 มม.) การคำนวณแรงเฉือนให้ค่าที่สูงเกินไป (Overestimate)

2. มาตรฐานการออกแบบของ UK CIRIA Guide-2 (1977) ให้ค่าที่ไม่ปลอดภัยสำหรับคานลึกที่มีขนาดใหญ่

3. มาตรฐานการออกแบบของ Canadian CSA (CAN3-A23.3-M94, 1994) ใช้วิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงในการคำนวณแรงเฉือน ผลที่ได้ให้ค่าในเชิงอนุรักษ์สำหรับคานทุกขนาดที่ใช้ในการทดสอบแม้ว่าความสูงของคานจะมีขนาดเพิ่มขึ้นก็ตาม

Oh and Shin (2001) ได้ทำการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 53 ตัวอย่าง เพื่อศึกษาถึงกำลังของรอยร้าวในแนวทแยงและกำลังรับแรงเฉือน ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดกว้าง 130 มม. ลึก 560 มม. มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลอยู่ระหว่าง 0.5 ถึง 2 มีอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง 1.29%, 1.56% มีอัตราส่วนเหล็กปลอกรับแรงเฉือน (ρ_v) อยู่ระหว่าง 0 ถึง 0.34% และมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมในแนวนอน (ρ_h) อยู่ระหว่าง 0 ถึง 0.94% มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันอยู่ระหว่าง 23 ถึง 74 MPa

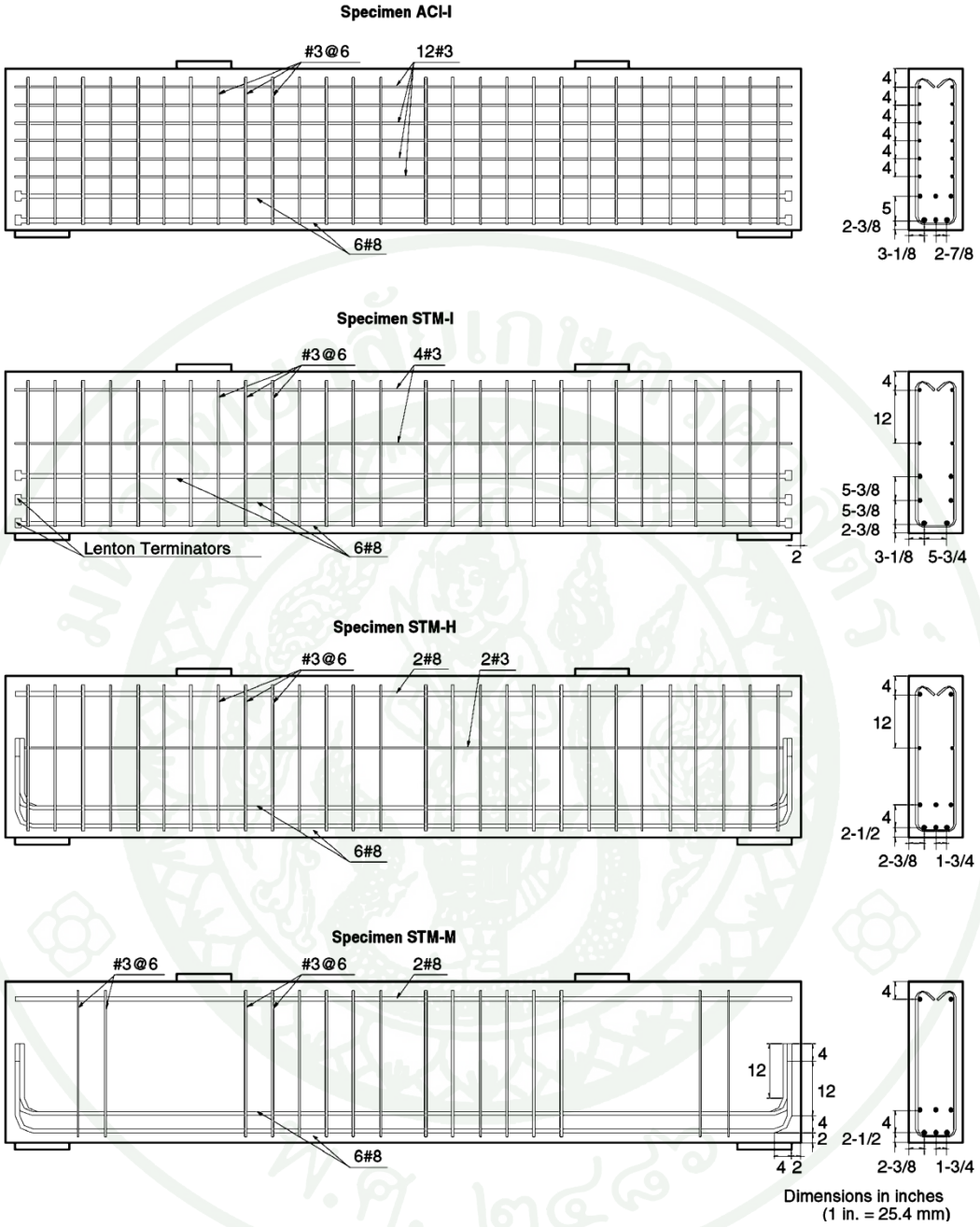
นักวิจัยพบว่าเมื่ออัตราส่วนของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคานมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามไปด้วย แต่ทว่าเมื่ออัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลลดลงประสิทธิภาพของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนก็จะลดลงตามไปด้วยเช่นกัน และสำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนแทบไม่ส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานเมื่อเทียบกับเหล็กปลอกรับแรงเฉือน นอกจากนี้ ตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมตามขวางจะมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมตามขวางอย่างเห็นได้ชัด ดังนั้นนักวิจัยจึงสรุปว่า ปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ แต่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนไม่มีผลกับกำลังรับแรงเฉือนของคาน และอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางไม่มีผลต่อน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

หลังจากนั้นได้มีการศึกษาถึงการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงแพร่หลายมากในอเมริกาจนกระทั่งมาตรฐานการออกแบบของ AASHTO LRFD 1994 รองรับการออกแบบคานลึกด้วยท่อนรับแรงอัดและแรงดึงในปี 1994 และในปี 2002 มาตรฐานการออกแบบของ ACI Code ระบุว่าการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำเป็นต้องใช้วิธีไม่เชิงเส้น หรือวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัด และแรงดึงอีกทั้งยังได้นำการออกแบบคานลึกด้วยวิธีหน้าตัดออกจากมาตรฐานการออกแบบอีกด้วย ซึ่งจากการศึกษาของ Aguilar *et al.* (2002) แสดงให้เห็นว่าวิธีการออกแบบท่อนรับแรงอัด และแรงดึงให้ค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าการออกแบบด้วยวิธีหน้าตัด นักวิจัยได้เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ได้การคำนวณแรงเฉือนระหว่างมาตรฐาน ACI 318-99 ซึ่งเป็นวิธีหน้าตัดและ ACI 318-02 ในภาคผนวก A กับผลการทดสอบคานลึกจำนวน 4 ตัวอย่างทุกตัวอย่างมีขนาดความกว้าง 12 มม. ยาว 4,470 มม. และลึก 915 มม. มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 28 MPa เหล็กเสริมตามยาวและตามขวางมีหน่วยแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 410 MPa อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลประมาณ 1.0 อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว 1.05% แต่ละตัวอย่างมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็กเสริมตามขวางดังภาพที่ 15 ตัวอย่าง ACI-I ได้คำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามสมการที่ (8) และ (9) ตัวอย่าง STM-I, H ได้คำนวณปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามสมการ (16) ตัวอย่าง STM-M มีปริมาณเสริมตามขวางต่ำกว่าที่ทั้งสองมาตรฐาน

นักวิจัยพบว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีผลต่อรูปแบบการวิบัติ และน้ำหนักประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก อีกทั้งเมื่อนำกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมาเปรียบเทียบแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณนักวิจัยสรุปว่าทั้งสองมาตรฐานให้ค่าในเชิงอนุรักษ์ด้วยกันทั้งสองมาตรฐาน แต่การออกแบบคานลึกด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าวิธีหน้าตัด

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 15 ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบของ Aguilar *et al*.

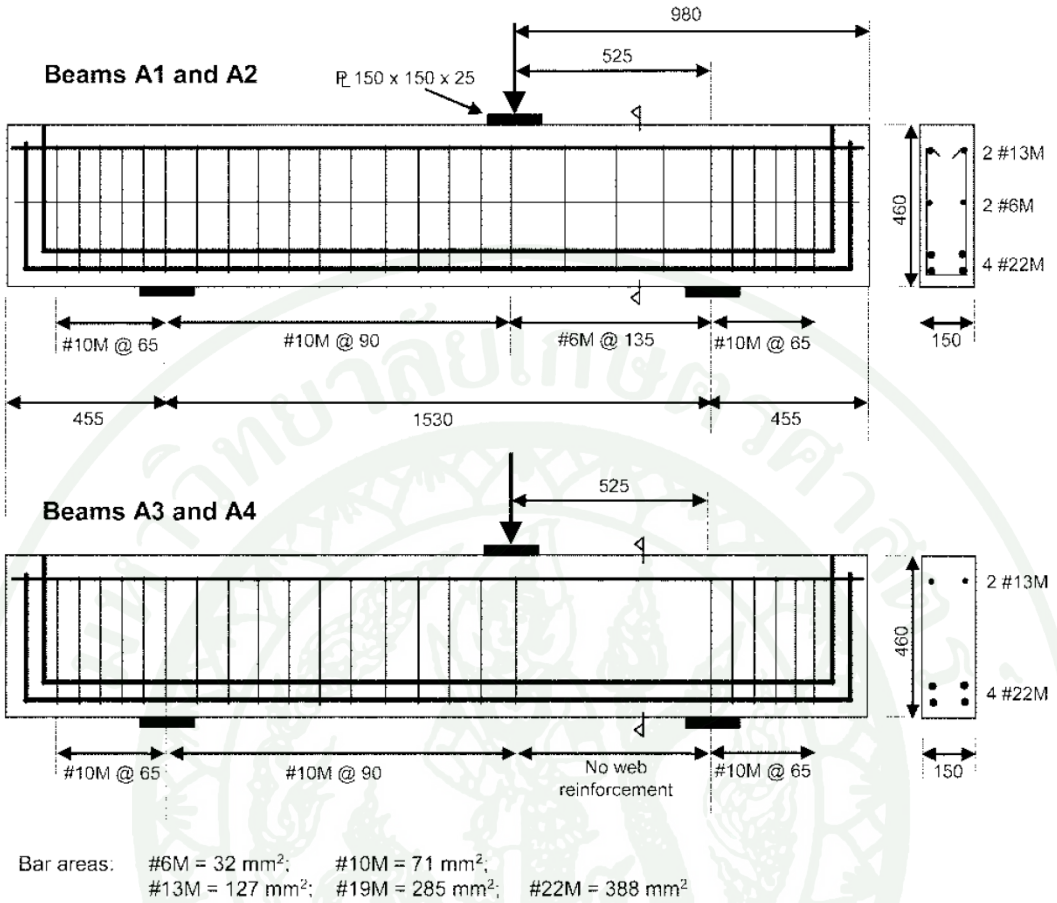
ที่มา: Aguilar *et al.* (2002)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ต่อมาในปี 2006 Febres *et al.* (2006) ได้ตั้งข้อสังเกตว่าค่า Efficiency factor, β_s ที่ระบุไว้ในตารางที่ 2 จะขึ้นอยู่กับรูปร่างของท่อนรับแรงอัดและปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง แต่ไม่ขึ้นกับกำลังอัดประลัยของคอนกรีต และมุมระหว่างท่อนรับอัดในแนวทแยงกับเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังนั้นนักวิจัยจึงได้ทำการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 12 ตัวอย่าง โดยนักวิจัยแบ่งคานตัวอย่างที่ใช้ในการทำการทดสอบออกเป็น 3 กลุ่มได้แก่ กลุ่มตัวอย่าง A, B และ H แต่ละกลุ่มมี 4 ตัวอย่างและมี 3 ตัวแปรหลักคือ มุมระหว่างท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงกับเหล็กเสริมรับแรงดึง กำลังอัดของคอนกรีต และปริมาณของเหล็กเสริมตามขวาง

ตัวอย่างกลุ่ม A มีขนาด 150 x 2,440 x 460 มม. กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน เท่ากับ 28 MPa มุมระหว่างท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงกับเหล็กเสริมรับแรงดึงอยู่ระหว่าง 25-30 องศา โดยไม่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 2 ตัวอย่าง และอีก 2 ตัวอย่างมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.42% รายละเอียดของตัวอย่างกลุ่ม A แสดงในภาพที่ 16 ตัวอย่างกลุ่ม B มีขนาดและกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับตัวอย่างคานกลุ่ม A แต่ตัวอย่างคานกลุ่ม B มีมุมระหว่างท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงกับเหล็กเสริมรับแรงดึงอยู่ระหว่าง 30-45 องศา โดยไม่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 2 ตัวอย่างและอีก 2 ตัวอย่างมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.38% มีการจัดเรียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนรายละเอียดของตัวอย่างกลุ่ม B แสดงในภาพที่ 17

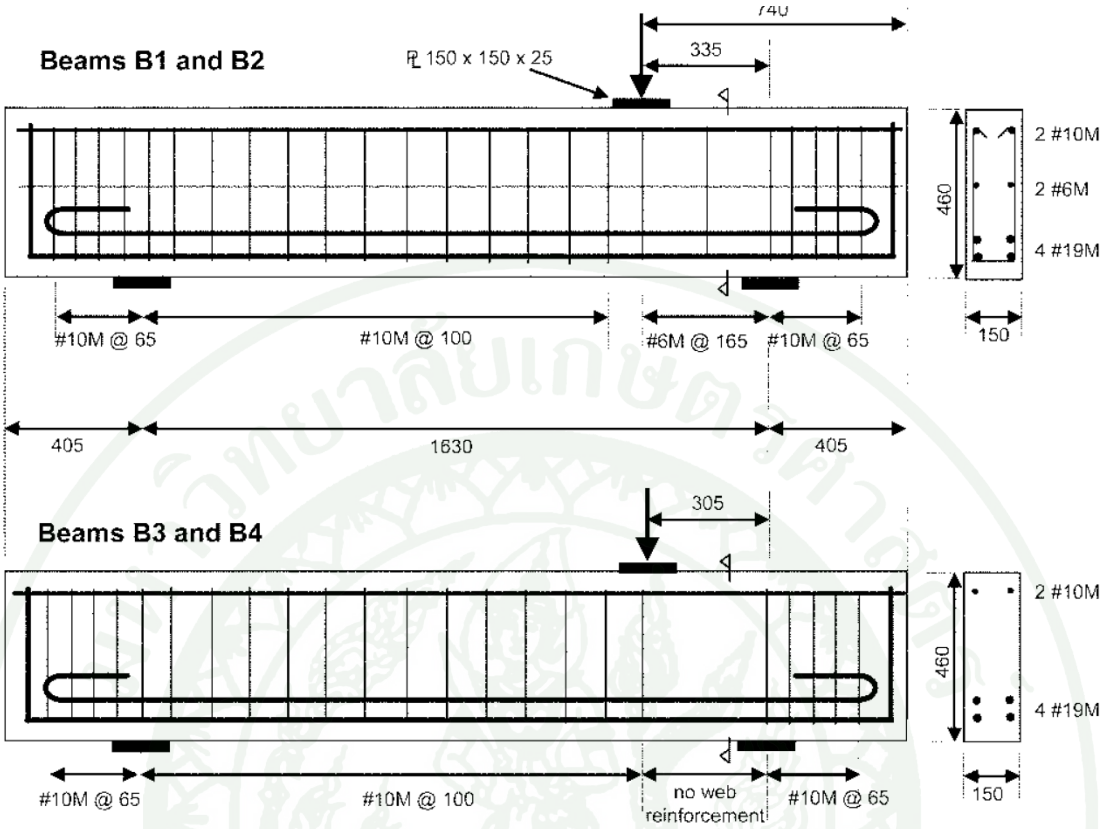
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 16 ตัวอย่างคานกลุ่ม A ที่ใช้ในการทดสอบของ Febres *et al.*

ที่มา: Febres *et al*. (2006)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 17 ตัวอย่างคานกลุ่ม B ที่ใช้ในการทดสอบของ Febres *et al.*

ที่มา: Febres *et al.* (2006)

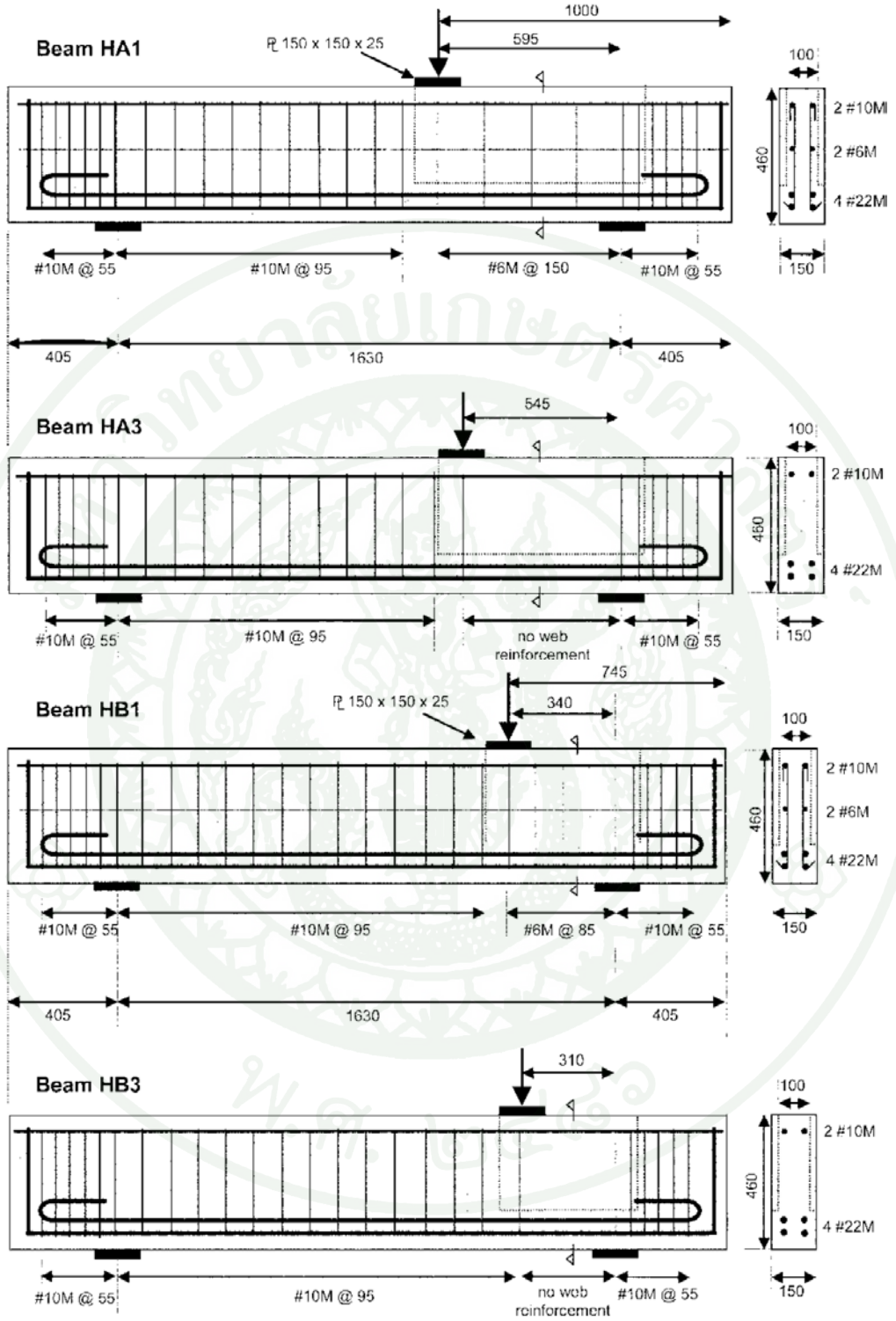
ตัวอย่างกลุ่มสุดท้ายคือตัวอย่างกลุ่มที่ H มีขนาด 100 x 2,440 x 460 มม. มีมุมอยู่ระหว่าง 25-40 องศา โดยไม่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 2 ตัวอย่างและอีก 2 ตัวอย่างมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 55 MPa สาเหตุที่คานกลุ่มนี้มีความกว้าง 100 มม. เนื่องจากนักวิจัยต้องการให้คานกลุ่มนี้เกิดการวิบัติของท่อนรับแรงอัดก่อนเกิดการครากของเหล็กเสริมตามยาว นอกจากนั้นคานกลุ่มนี้ยังมีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเกินกว่า 40 MPa ดังนั้นการคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางจึงไม่สามารถใช้สมการที่ (31) ได้จึงต้องใช้ความชันการกระจายตัวของแรงอัด 2:1 ในการคำนวณหากปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่คำนวณได้มีค่าเท่ากับ 1.4% และ 2.1% แต่ทว่าปริมาณเหล็กเสริมดังกล่าวมีปริมาณมากเกินไปไม่สามารถปฏิบัติงานได้ นักวิจัยจึงได้สมมุติความชันการกระจายตัวของแรงอัด 6:1 เพื่อคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางซึ่งได้ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.56% และ 0.85% รายละเอียดของตัวอย่างการทดสอบกลุ่ม H แสดงในภาพที่ 18

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

จากผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างคานกลุ่ม A มีอัตราส่วนของแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองกับการคำนวณมีค่าอยู่ระหว่าง 1.06-1.22 และเกิดการวิบัติในรูปแบบของการแตกร้าวของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal Splitting) ทั้งตัวอย่างที่มีและไม่มีเหล็กเสริมตามขวาง คานกลุ่ม B มีอัตราส่วนของแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองกับการคำนวณมีค่าอยู่ระหว่าง 1.00-1.22 เกิดการวิบัติในรูปแบบของการอัดระเบิดของท่อนรับแรงอัด (Diagonal Compression) ทั้งตัวอย่างที่มีและไม่มีเหล็กเสริมตามขวาง สำหรับตัวอย่างคานกลุ่ม H มีอัตราส่วนของแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองกับการคำนวณมีค่าอยู่ระหว่าง 0.90-1.02 ตัวอย่างที่มีมุมของท่อนรับแรงอัดประมาณ 25 องศา เกิดวิบัติโดยแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน (Shear Compression) ทั้งที่มีและไม่มีเหล็กเสริมตามขวางและตัวอย่างที่มีมุมของท่อนรับแรงอัดประมาณ 35 องศา เกิดการวิบัติโดยการอัดระเบิดของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงทั้งที่มีและไม่มีเหล็กเสริมตามขวาง นอกจากนี้นักวิจัยยังพบว่าความเครียดของเหล็กเสริมในแนวนอนมีค่าต่ำกว่าเหล็กปลอกรับแรงเฉือน และความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนจะสูงขึ้นเมื่อมุมระหว่างท่อนรับแรงอัดและเหล็กรับแรงลดต่ำลง

นักวิจัยได้สรุปว่าค่า Efficiency factor ของท่อนรับแรงอัดตามมาตรฐาน ACI Code มีความแข็งแรงเพียงพอสำหรับการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึง และจากการสังเกตผลการทดสอบเห็นได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่มีผลต่อรูปแบบการวิบัติเนื่องจากตัวอย่างคานที่มีอัตราของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากันตัวอย่างที่มีและไม่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเกิดการวิบัติลักษณะเดียวกันซึ่งนักวิจัยไม่ได้กล่าวถึงเรื่องนี้

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 18 ตัวอย่างคานกลุ่ม H ที่ใช้ในการทดสอบของ Febres *et al.*

ที่มา: Febres *et al.* (2006)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ต่อมา Brown and Bayrak (2006) ศึกษาเกี่ยวกับปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้ป้องกันรอยแตกร้าวในแนวทแยง นักวิจัยพบว่ามาตรฐานของ ACI Code เป็นมาตรฐานเดียวที่ยอมให้ออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึงโดยปราศจากเหล็กเสริมตามขวางเพื่อใช้ป้องกันรอยแตกร้าวในแนวทแยง ได้เสนอสมการที่เหมาะสมสำหรับหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงรูปขวดซึ่งทั้งมาตรฐานของ AASHTO LRFD และ CSA ไม่ยินยอมให้ออกแบบคานลึกโดยปราศจากเหล็กเสริมตามขวาง นอกจากนี้นักวิจัยยังได้เสนอสมการที่เหมาะสมสำหรับการหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางโดยใช้งานวิจัยที่ผ่านมาแล้วจำนวน 474 ตัวอย่างเพื่อประเมินสมการที่ได้นำเสนอ

นักวิจัยได้เสนอสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ภายในท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงรูปขวดไว้ดังนี้

$$\rho_{\perp} \geq \frac{\nu f_c' A_c}{f_y blm} \tag{57}$$

โดยที่

ν = efficiency factor
f_c' = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต
A_c = พื้นที่หน้าตัดต่ำสุดของท่อนรับแรงอัด
f_y = หน่วยแรงดึงของเหล็กเสริม
b = ความกว้างของคาน
l = ความยาวของท่อนรับแรงอัด
m = ความชันการกระจายตัวของแรงอัด (Slope of dispersion of compression)

เมื่อนำสมการที่ได้มาคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง พบว่า มีความไม่สอดคล้องในเรื่องปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้ควบคุมความกว้างคือ หัวข้อ A.3.3.1 ที่ระบุว่าต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมากกว่า 0.3% และหัวข้อคือ A.3.3 ระบุว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสามารถคำนวณได้จากค่าความชันการกระจายตัวของแรงอัดภายในท่อนรับแรงอัด หรือใช้การกระจายตัวของแรงอัดคงที่ 2:1 เมื่อนำสมการดังกล่าวมาคำนวณหาเหล็กเสริมตามขวาง โดยใช้ความชันการกระจายตัวของแรงอัดคงที่เท่ากับ 2 พบว่าได้อัตราส่วนของปริมาณเหล็กเสริมจะมีค่าน้อยกว่า

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

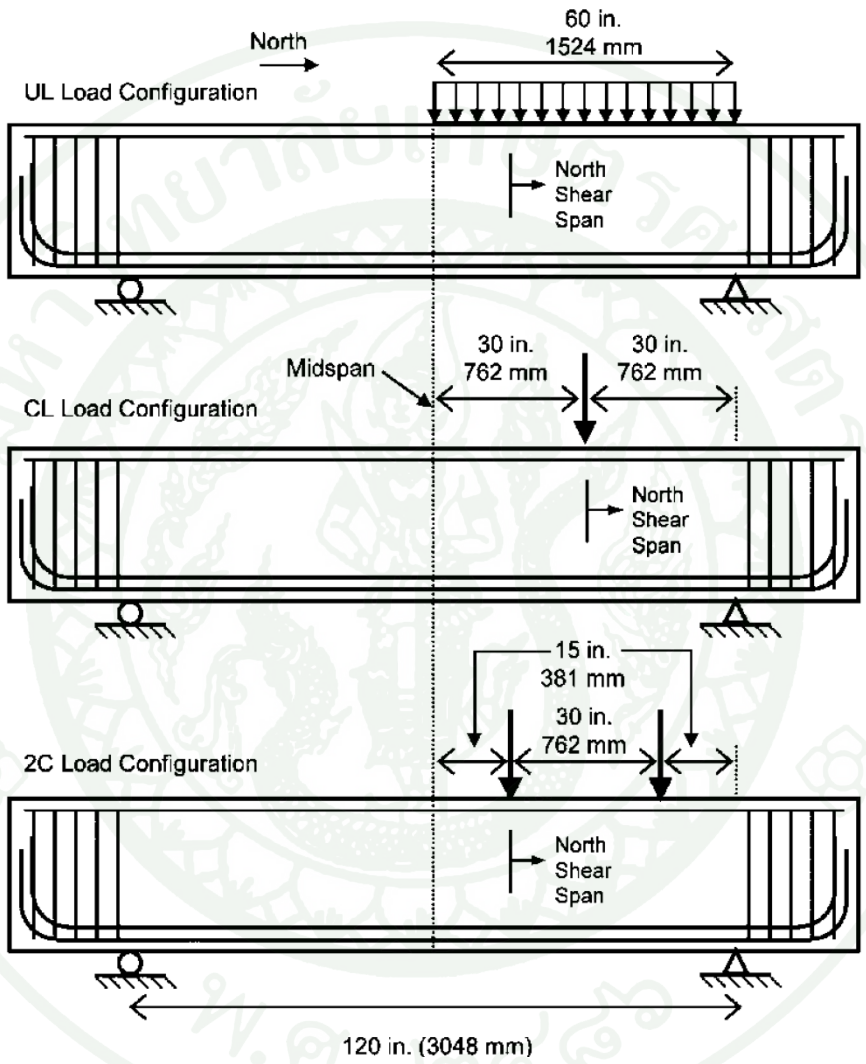
0.30% ซึ่งน้อยกว่าที่ระบุไว้ใน ACI Code ในทางกลับกันหากใช้ค่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมคงที่เท่ากับ 0.30% ค่าความชันการกระจายตัวของแรงอัดจะมีค่าสูงกว่า 2 ดังนั้นนักวิจัยจึงได้ทำการเปลี่ยนแปลงค่าความชันการกระจายตัวตามรูปร่างของท่อนรับแรงอัด ผลที่ได้คือปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ได้มีปริมาณน้อยกว่าวิธีที่คำนวณโดยใช้ความชันคงที่ สาเหตุที่เป็นเช่นนี้นักวิจัยกล่าวว่าเป็นเพราะตัวอย่างคานที่อยู่ในฐานข้อมูลที่นำมาใช้มีความชันการกระจายตัวของท่อนรับแรงอัดเกินกว่า 2 นักวิจัยพบว่าการเปลี่ยนแปลงความชันตามรูปร่างของท่อนรับแรงอัดสามารถลดปริมาณเหล็กเสริมเพื่อรักษาสมดุลของท่อนรับแรงอัดรูปขวดได้

นอกจากนี้นักวิจัยยังได้ทำการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 ตัวอย่าง ทุกตัวอย่างมีขนาดกว้าง 152 มม. สูง 762 มม. ยาว 3,048 มม. มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน มีค่าอยู่ระหว่าง 18.2 ถึง 22.3 MPa แต่ละตัวอย่างมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่แตกต่างกันดังนี้ 0%, 0.15%, 0.30% ตามลำดับ จากผลการทดสอบนักวิจัยพบว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีผลกับรูปแบบการวิบัติของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากตัวอย่างคานที่ปราศจากเหล็กเสริมตามขวางเกิดการวิบัติในรูปแบบของ Diagonal Tension Failure คานที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.15% และ 0.3% เกิดการวิบัติเนื่องจากการอัดระเบิด (Crushing of the strut) ของท่อนรับแรงอัด อีกทั้งยังไม่เห็นถึงความแตกต่างกันในเรื่องของกำลังรับแรงเฉือนสำหรับคานที่มีปริมาณเหล็กเสริม 0.15 และ 0.3% นักวิจัยสรุปว่าไม่ควรออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ท่อนรับแรงอัดรูปขวดปราศจากเหล็กเสริมตามขวาง เพราะอย่างน้อยปริมาณเหล็กเสริมดังกล่าวสามารถช่วยยับยั้งการหดตัวเนื่องจากอุณหภูมิ หรือปัจจัยอื่นที่อาจเกิดขึ้นได้

ต่อมาในปี 2007 Brown and Bayrak (2007) ได้ทำการทดลองเพื่อศึกษาถึงผลกระทบของการกระจายน้ำหนัก (Load Distribution) และปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีผลต่อพฤติกรรมคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก อีกทั้งยังเปรียบเทียบผลการคำนวณความแข็งแรงของตัวอย่างด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงดึงและแรงอัด ที่ระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบของ AASTHO LRFD (1998) กับ ACI 318-05 นักวิจัยได้แบ่งตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบออกเป็น 3 กลุ่ม กลุ่มที่ 1 ถูกกระทำด้วยแรงภายนอกแบบแผ่กระจาย กลุ่มที่ 2 ถูกกระทำด้วยแรงภายนอกแบบจุดเดียว กลุ่มที่ 3 ถูกกระทำด้วยแรงภายนอกแบบ 2 จุด ดังแสดงในภาพที่ 19 ตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการศึกษามีทั้งหมด 10 ตัวอย่าง ทุกตัวอย่างมีขนาดความกว้าง 152 มม. สูง 762 มม. ยาว 3,048 มม. มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน มีค่าอยู่ระหว่าง 23.7 ถึง 32.3 MPa มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดและแรงดึงเท่ากับ 0.27%, 1.95%, ตามลำดับ เหล็กเสริมรับ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

แรงอัดและแรงดึงมีหน่วยแรงที่จุดคราก 469 MPa ส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีหน่วยแรงที่จุดคราก 503 MPa ทั้ง 10 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็กเสริมในแนวดิ่งและในแนวราบที่แตกต่างกัน



ภาพที่ 19 ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบของ Brown and Bayrak (2007)

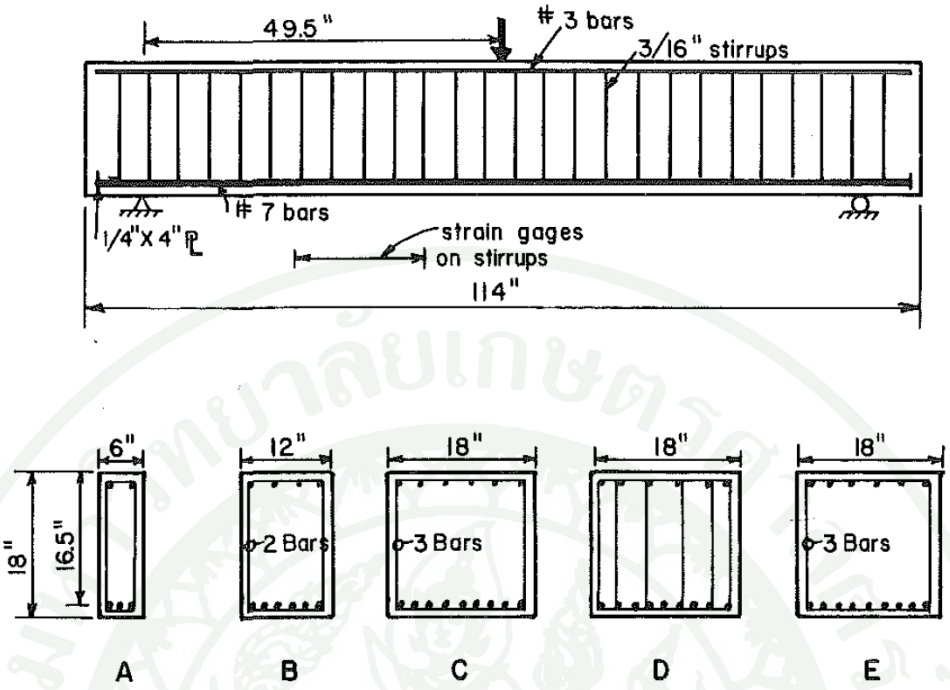
ที่มา: Brown and Bayrak (2007)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

จากผลการทดสอบพบว่าคานลึกที่รับน้ำหนักแตกต่างกันแต่ละรูปแบบจะมีกลไกลการถ่ายแรงที่แตกต่างกัน อีกทั้งจากผลการคำนวณที่ได้จากมาตรฐาน AASTHO LRFD ให้ค่าในเชิงอนุรักษ์มากกว่าการคำนวณจากมาตรฐาน ACI Code และการมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพียงพอสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติ จากการวิบัติของแรงดึงในแนวทแยง (Diagonal Tension) ไปสู่การแตกของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง (Crushing of Strut) เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสามารถควบคุมการเกิดรอยแยก (Splitting Crack) ในท่อนรับแรงอัดได้ นอกจากนี้นักวิจัยยังพบว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

แต่ทว่างานวิจัยส่วนใหญ่ที่กล่าวมาในข้างต้นยังจำกัดอยู่แค่เพียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนเพียง 2 ขาเท่านั้น มีนักวิจัยเพียงไม่กี่ท่านที่ทำการศึกษาถึงอิทธิพลของจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้น Hsuing and Frantz (1985) ได้ทำการทดลองเพื่อหาอิทธิพลของความกว้างและระยะห่างของเหล็กปลอกที่มีผลกับกำลังรับแรงเฉือน (Shear Capacities) โดยได้ทำการทดสอบคานคอนกรีตทั้งหมด 5 ตัวอย่าง ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบได้ทำการย่อขนาดลงจากคานจริงประมาณ 3 เท่าตัว ความลึกของคานและกำลังอัดของคอนกรีตเท่ากันทั้งหมดคือ 18 นิ้วและมีกำลังประลัยของคอนกรีต 28 MPa แต่ละตัวอย่างมีการเปลี่ยนแปลงความกว้างและระยะห่างของเหล็กปลอก ดังแสดงในภาพที่ 20 คานตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบทั้งหมดมีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 3 อัตราส่วนของเหล็กรับแรงดึง แรงอัด และตามขวางเท่ากับ 0.18, 0.22 และ 0.20% ตามลำดับ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

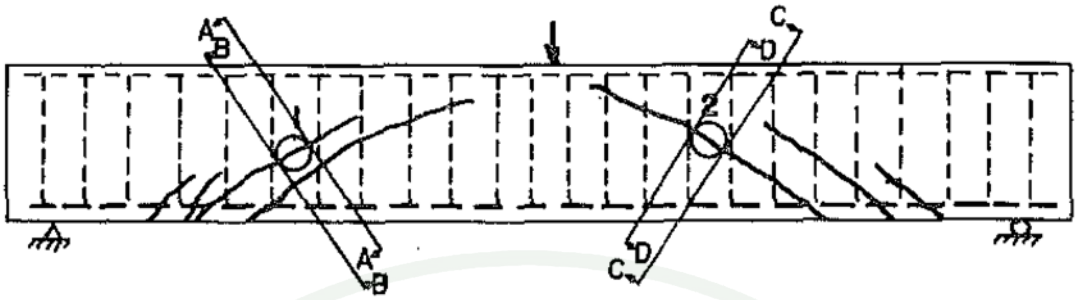


ภาพที่ 20 การจัดเรียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนของ Hsuing and Frantz (1985)

ที่มา: Hsuing and Frantz (1985)

จากผลการทดสอบได้ค่าอัตราส่วนของแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองกับแรงเฉือนที่คำนวณได้ของคาน A ถึง D มีค่าดังนี้ 0.982, 0.891, 1.005 และ 1.033 ส่วนตัวอย่าง E ได้ทำการทดสอบเพียง 80% ของกำลังรับแรง หลังจากนั้นได้ทำการฉีดอีพ็อกซี่ไปในรอยร้าวทแยงมุมวิกฤต เมื่ออีพ็อกซี่แข็งตัวแล้วจึงทำการเจาะคอนกรีตบริเวณตำแหน่งของรอยร้าวทแยงมุมวิฤต ดังภาพที่ 21 ต่อจากนั้นได้นำคอนกรีตออกมาจากตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบเพื่อตรวจสอบรอยร้าวที่อยู่ภายในคาน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



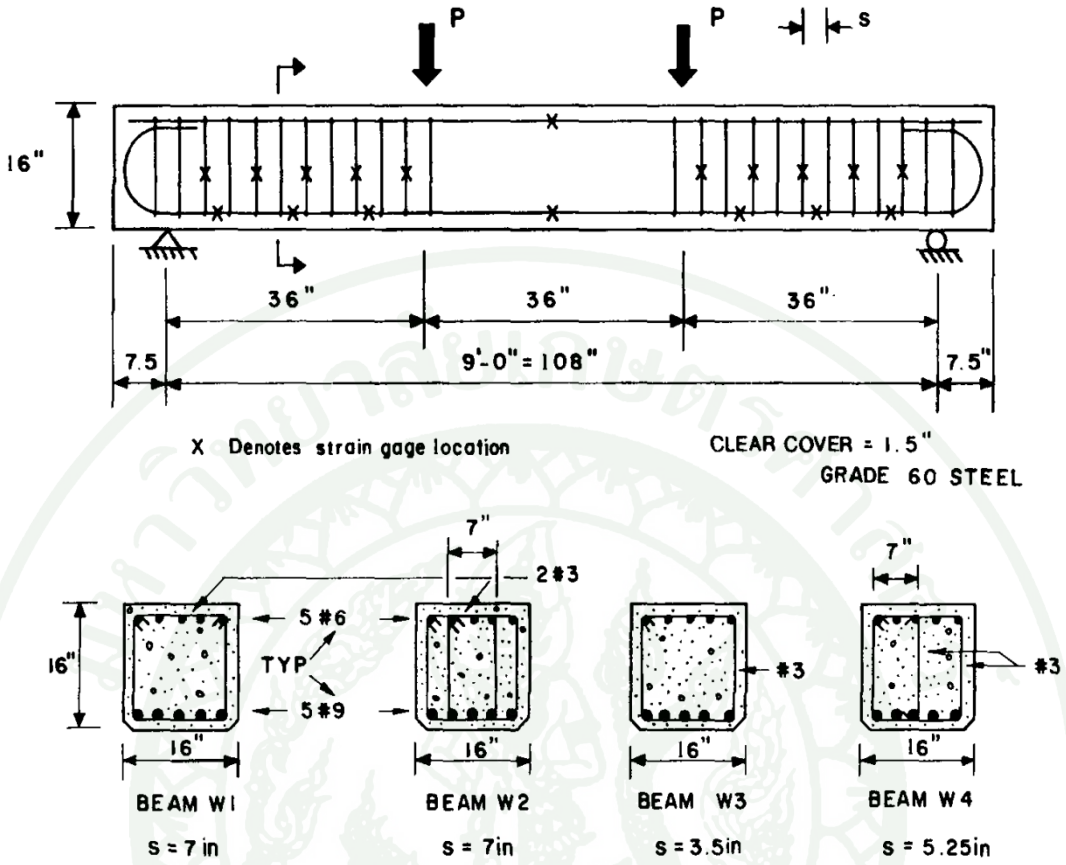
ภาพที่ 21 ตำแหน่งที่ทำการเจาะคอนกรีตในการทดสอบของ Hsuing and Frantz (1985)

ที่มา: Hsuing and Frantz (1985)

นักวิจัยพบว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงความกว้างของรอยร้าวที่อยู่ภายในอย่างมีนัยสำคัญตลอดความกว้างของคาน นักวิจัยได้สรุปว่าความกว้างของคาน ระยะห่างของเหล็กปลอก และจำนวนขาของเหล็กปลอกไม่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคาน และจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มไม่มีผลต่อความกว้างของรอยร้าวที่อยู่ภายในคาน

ต่อจากนั้นในปี 1989 Anderson and Ramirez (1989) ทำการทดสอบคานจำนวน 4 ตัวอย่าง ที่มีความกว้าง 16 นิ้ว และลึก 16 นิ้ว มีระยะช่วงการเฉือนต่อความลึก (a/h) เท่ากับ 2.65 ตัวอย่างคานมีการจัดวางเหล็กปลอกคล้ายกัน แต่มีจำนวนขาและระยะห่างที่แตกต่างกัน มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.3% เหล็กเสริมรับแรงอัด 1% และอัตราส่วนของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 0.4% มีการจัดเรียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนดังภาพที่ 22 ทุกตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบทั้งหมดมีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 4000 - 6000 psi

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 22 การจัดวางเหล็กปลอกรับแรงเฉือนของ Anderson and Ramirez (1989)

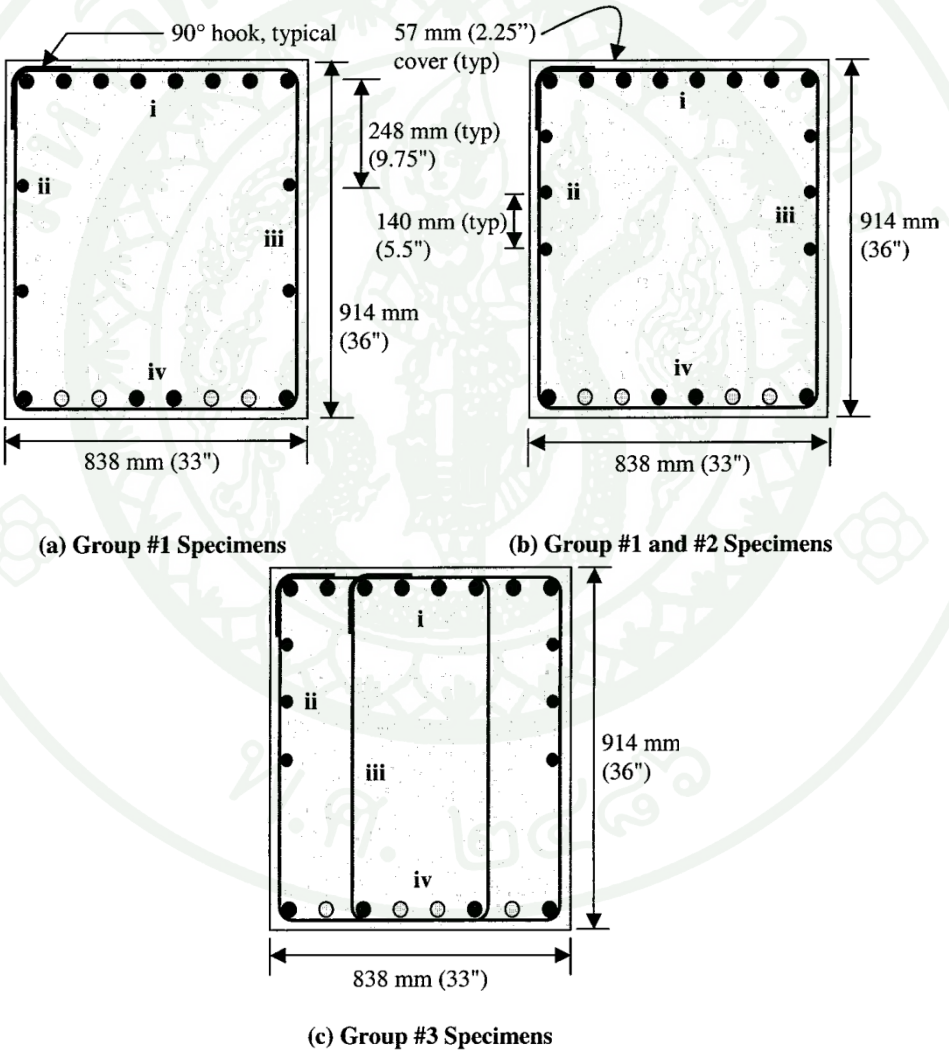
ที่มา: Anderson and Ramirez (1989)

นักวิจัยสรุปว่า คานที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขามีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนได้เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า สำหรับตัวอย่างคานที่มีเหล็กปลอกเพียงสองขา เหล็กเสริมรับแรงดึงที่อยู่ติดกับขาของเหล็กปลอกหรืออยู่ภายนอกจะมีความเครียดสูงกว่าเหล็กที่อยู่ภายใน อีกทั้งการลดระยะห่างของเหล็กปลอกให้น้อยลงยังช่วยลดความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงให้น้อยลงด้วยเช่นกัน

ต่อมา Young *et al.* (2002) ทำการทดสอบคานขวางของสะพานในห้องปฏิบัติการโดยคานที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดเท่ากับคานที่ก่อสร้างจริงเพื่อศึกษาถึงผลของรอยร้าวที่เกิดจากแรงดัดที่สภาวะใช้งาน นักวิจัยได้ทำการศึกษาตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งหมด 16 ตัวอย่าง ทุกตัวอย่างมีขนาดหน้าตัดเหมือนกันและมี a/d ratio ประมาณ 1.6 นักวิจัยได้แบ่งตัวอย่างออกเป็น 3

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

กลุ่ม ได้แก่ กลุ่ม a และ b มีอัตราส่วนของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน (ρv) เท่ากับ 0.3% อัตราส่วนของเหล็กเสริมในแนวนอน (ρh) เท่ากับ 0.1% ซึ่งมีการจัดวางเหล็กเสริมในแนวนอนต่างกัน คือ ตัวอย่างกลุ่ม a มีสองตัวอย่างที่มีการจัดเหล็กในแนวนอนในให้กระจายตลอดความลึกของคานที่ใช้ในการทดสอบ ส่วนตัวอย่างที่เหลือทั้งกลุ่มที่ a และ b มีการจัดเหล็กเสริมในแนวนอนให้กระจายเฉพาะบริเวณที่รับแรงดึง หรือเหล็กเสริมที่ผิวคาน (Skin Reinforcement) ตัวอย่างกลุ่ม c มีอัตราส่วนของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 0.6% มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 4 ขา และมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมในแนวนอน 0.1% จัดเรียงแบบเหล็กเสริมที่ผิวคานดังภาพที่ 23



ภาพที่ 23 การจัดวางเหล็กปลอกรับแรงเฉือนของ Young *et al.*

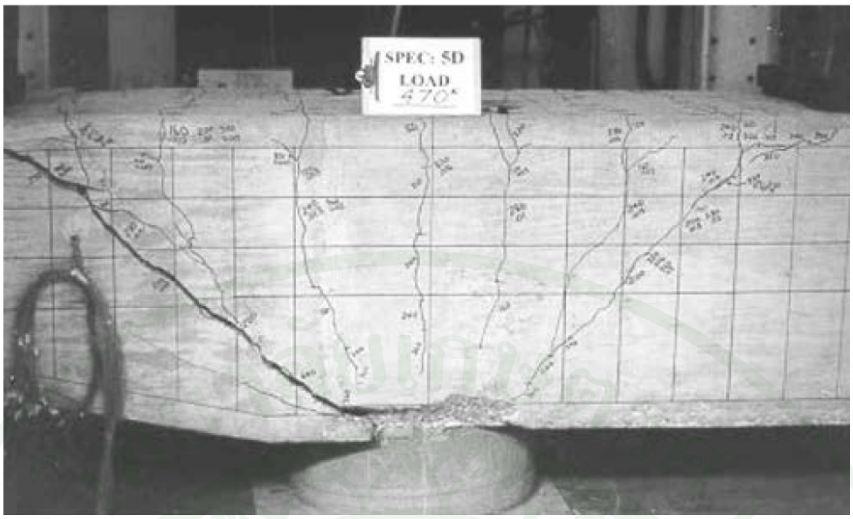
ที่มา: Young *et al.* (2002)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

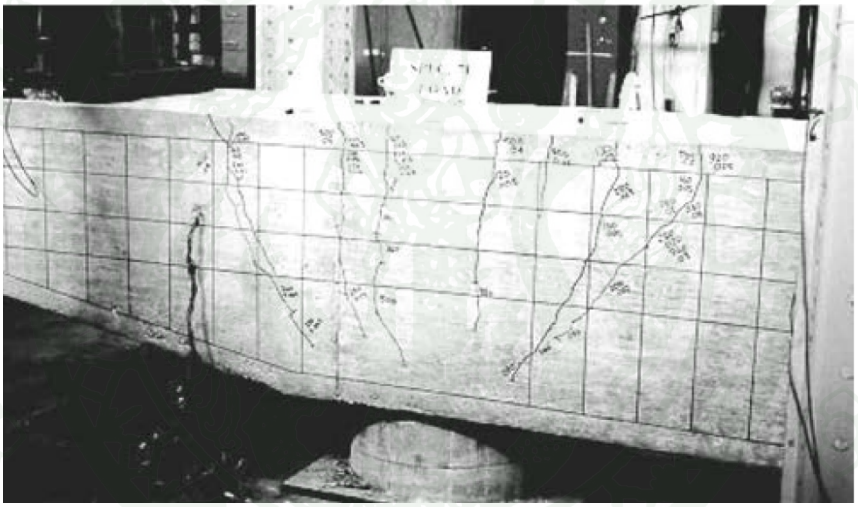
จากผลการทดสอบนักวิจัยพบว่า ตัวอย่างที่มีการจัดวางเหล็กในแนวนอนให้อยู่ในบริเวณที่รับแรงดึงหรือเหล็กเสริมที่ผิวคานสามารถป้องกันรอยร้าวเนื่องจากการดัดได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีการกระจายตลอดความลึกในสภาวะใช้งาน แต่ทว่าประสิทธิภาพของเหล็กเสริมดังกล่าวลดลงเมื่อคานรับน้ำหนักสูงขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า ตัวอย่างกลุ่ม c ที่มีอัตราส่วนของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 0.6% และมีจำนวนขา 4 ขาไม่เพียงแต่สามารถควบคุมความของรอยร้าวที่เกิดจากรแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกสองขาแล้ว ยังสามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานได้อีกด้วย ภาพที่ 24 แสดงให้เห็นรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขาและ 4 ขาตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนจำนวน 2 ขาเกิดการวิบัติในลักษณะ Diagonal Tension Failures นักวิจัยพบว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นในแนวทแยงเกิดขึ้นหลังจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการครากที่บริเวณกึ่งกลางคานโดยทำมุมประมาณ 45 องศา ซึ่งรอยร้าวดังกล่าวจะขยายตัวอย่างรวดเร็วจนกระทั้งเกิดการวิบัติ แต่สำหรับตัวอย่างคานที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 4 ขาหรือตัวอย่างคานกลุ่ม c จะเกิดรอยร้าวในลักษณะแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนจนกระทั่งเกิดการวิบัติ เห็นได้ว่าการเพิ่มปริมาณและจำนวนขามีผลต่อรูปแบบการวิบัติของคานที่ใช้ในการทดสอบ

การศึกษาของ Young *et al.* (2002) มุ่งเน้นทำการศึกษาเกี่ยวกับรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดที่สภาวะใช้งาน เห็นได้จากการตัวอย่างที่ใช้ในการทดลองส่วนใหญ่จัดเรียงเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนอยู่ในด้านที่รับแรงดึงของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเหล็กเสริมดังกล่าวมีหน้าที่ป้องกันความกว้างของรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดเป็นหลักและไม่สามารถป้องกันความกว้างความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้ นอกจากนี้งานวิจัยนี้ยังพบว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรง 4 ขาสามารถป้องกันรอยร้าวความกว้างของรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขา ข้อสรุปนี้ยังไม่ชัดเจนสำหรับงานวิจัยนี้เนื่องจากอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างที่เหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขามีมากกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขาถึง 2 เท่า ซึ่งแตกต่างจากงานวิจัยที่ได้จัดทำขึ้นที่มุ่งเน้นทำการศึกษาเกี่ยวกับรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนที่สภาวะใช้งาน การจัดเรียงเหล็กเสริมตามขวางที่เอวคานมีลักษณะเป็นตาราง และสำหรับการศึกษาถึงอิทธิพลของจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีมากกว่า 2 ขาจะทำการเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางเดียวกัน เพื่อให้สามารถสรุปถึงผลกระทบที่มีต่อคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ชัดเจนยิ่งขึ้น

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



(ก) เหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขา



(ข) เหล็กปลอกรับแรงเฉือน 4 ขา

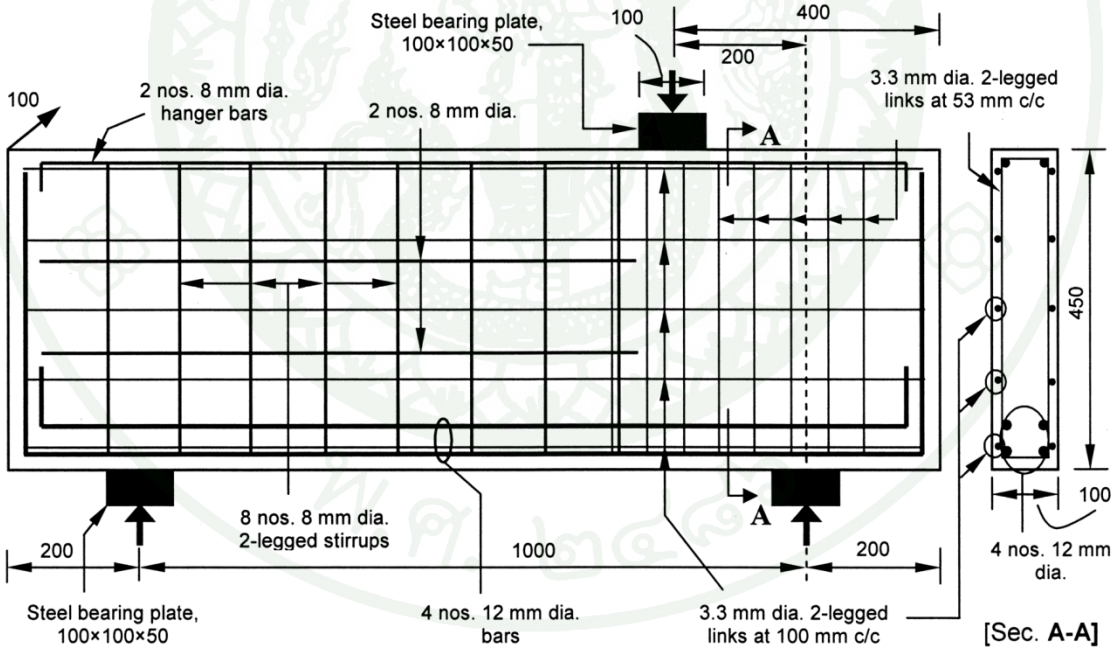
ภาพที่ 24 รูปแบบการวิบัติ ก) เหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขา และ ข) ตัวอย่างรับแรงเฉือน 4 ขา

ที่มา: Young *et al.* (2002)

การศึกษาคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กในระยะแรกส่วนใหญ่ นักวิจัยมุ่งเน้นในเรื่องของกำลังต้านทานแรงเฉือนเป็นส่วนใหญ่ การศึกษาเกี่ยวกับประสิทธิภาพการใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กยังมีอยู่อย่างจำกัด มีเพียงการศึกษาของ Young *et al.* (2002) ที่ทำการศึกษาเกี่ยวกับประสิทธิภาพใช้งานของรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด และเมื่อไม่นานมานี้ Sahoo e*t al.* (2010) ได้ทำการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อศึกษาถึงผลกระทบของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อความแข็งแรง และประสิทธิภาพการใช้งานของท่อนรับแรงอัดรูปขวด เนื่องจากมาตรฐานการ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึงมีการระบุถึงปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่แตกต่างกันดังนี้ มาตรฐานของ ACI 318 - 08 (Appendix A) ระบุว่าหากเลือกใช้ท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงรูปขวดจำเป็นต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่คำนวณได้จากสมการที่ (31) ซึ่งปริมาณเหล็กเสริมดังกล่าวอาจจะลักษณะเป็นตารางหรือมีเพียงทิศทางใดทิศทางหนึ่งโดยที่ปริมาณเหล็กเสริมต้องไม่น้อยกว่า 0.3% แต่สำหรับมาตรฐานของ AASHTO LRFD 2005 และ CSA A23.3-04 ระบุว่าภายในท่อนรับแรงอัดรูปขวดต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเพื่อควบคุมรอยร้าวในแนวทแยงโดยมีลักษณะเป็นตาราง ไม่น้อยกว่า 0.3% และ 0.2% ตามลำดับ ภาพที่ 25 แสดงตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ โดยมีตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งหมดจำนวนทั้งหมด 11 ตัวอย่าง ทุกตัวอย่างมีขนาด 100 x 450 x 1400 มม. มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง 1.13% และอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงอัด 0.25% หน่วยแรงดึงที่จุดคราก 440 และ 260 MPa ตามลำดับ โดยทุกตัวอย่างมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็กเสริมตามขวางอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางตั้งแต่ 0 ถึง 0.42%



ภาพที่ 25 ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบของ Sahoo *et al.*

ที่มา: Sahoo *et al.* (2010)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

จุดประสงค์ของงานวิจัยนี้มีสองส่วนสำคัญคือ ประการแรกนักวิจัยต้องการประเมินผลกระทบของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อความแข็งแรงของท่อนรับแรงอัดรูปขวด โดยใช้ค่า Efficiency Factors ที่ได้จากการทดลองเปรียบเทียบกับค่า Efficiency Factors ที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ACI Code ซึ่งจากผลการเปรียบเทียบนักวิจัยพบว่าค่า Efficiency Factors ที่ได้จากการทดลองให้ค่าอยู่ในเชิงอนุรักษ์ แสดงว่าเมื่อนำค่า Efficiency Factors ในที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI Code มาใช้ในการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจะให้ค่าที่ปลอดภัย ประการที่สองนักวิจัยได้ทำการประเมินผลกระทบของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อประสิทธิภาพใช้งานของท่อนรับแรงอัดรูปขวดในการประเมินประสิทธิภาพการใช้งาน นักวิจัยได้ใช้ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง ความกว้างของรอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (50% ของน้ำหนักบรรทุกประลัย) และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัว นักวิจัยพบว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีความสามารถในการควบคุมความกว้างของรอยร้าวและมีความสำคัญต่อสภาวะการใช้งานของท่อนรับแรงอัดรูปขวด นอกจากนี้ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางยังมีผลต่อสติฟเนสและน้ำหนักประลัยของคานลึกอีกด้วย ซึ่งนักวิจัยได้สรุปผลการทดลองไว้ดังนี้

1. ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีผลต่อความแข็งแรงและสภาวะใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

2. ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในทั้งสามมาตรฐานมีความสามารถเพียงพอที่จะป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานได้ สำหรับมาตรฐานของ ACI Code ที่ยอมให้ออกแบบท่อนรับแรงอัดรูปขวดโดยปราศจากเหล็กเสริมตามขวางความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานมีค่าเกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด อีกทั้งปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่คำนวณได้จากสมการที่ (31) ควรจัดวางเหล็กเสริมในลักษณะเป็นตารางมากกว่าที่จะจัดวางในแนวใดแนวหนึ่ง

3. ประสิทธิภาพของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน และเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล

ต่อมา Tuchscherer *et al.* (2011) ทำการศึกษาเพื่อประเมินผลของจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นที่มีต่อพฤติกรรมคานลึกคอนรีตเสริมเหล็กทั้งในด้านสภาวะใช้งานและประลัย ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วยคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 6 ตัวอย่าง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

แบ่งเป็น 3 กลุ่ม กลุ่มละ 2 ตัวอย่าง ซึ่งแต่ละกลุ่มมีลักษณะดังนี้ กลุ่มที่ 1 มีขนาดหน้าตัด 530 x 1120 มม. โดยมีจำนวนขาของเหล็กปลอก 2 และ 4 ขา กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ใช้เท่ากับ 5240 และ 5330 psi มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.29% อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงอัด 1.16% และอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวาง 0.30% ตัวอย่างคานกลุ่มที่ 2 มีจำนวนและลักษณะเช่นเดียวกับคานกลุ่มที่ 1 แต่มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวาง 0.2% และกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 3950 และ 4160 psi ตัวอย่างคานกลุ่มที่ 3 มีจำนวน 2 ตัวอย่าง ขนาดหน้าตัดที่ใช้เท่ากับ 910 x 1220 มม. มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.31% อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงอัด 0.22% และ 0.43% มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวาง 0.31% โดยมีจำนวนขาของเหล็กปลอก 2 และ 4 ขาเช่นเดียวกับตัวอย่างกลุ่มที่ 1 และ 2 ทุกตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.84

ผลการทดสอบสามารถแบ่งเป็น 2 ส่วนสำคัญได้ดังนี้ คือ

1. ด้านกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบพบว่าตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเกือบทุกตัวอย่างเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนคือ เกิดการอัดระเบิดที่โนดบริเวณใต้น้ำหนักภายนอกที่มากระทำ ยกเว้นตัวอย่างคานกลุ่มที่ 3 ที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอก 2 ขาเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัด ซึ่งสำหรับตัวอย่างคานกลุ่มที่ 1, 2 และ 3 ตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอก 4 ขามีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่าตัวอย่างคานที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอก 2 ขาประมาณ 15% นักวิจัยกล่าวว่าความแปรปรวนที่เกิดขึ้นไม่สามารถสรุปได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคาน

2. ด้านสภาวะใช้งาน นักวิจัยได้ทำการเก็บความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงตลอดระยะเวลาการทดสอบเพื่อนำมาประเมินผลของจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มที่มีต่อประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งาน ตัวอย่างกลุ่มที่ 1 ซึ่งมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.2% พบว่าตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 4 ขาสามารถป้องกันร้อยร้าวได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขา ตัวอย่างกลุ่มที่ 2 มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.3% นักวิจัยพบว่ามีประสิทธิภาพในการป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงใกล้เคียงกัน สำหรับคานกลุ่มที่ 3 ไม่สามารถสรุปได้เนื่องจากเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัดหนึ่งตัวอย่าง ดังนั้นนักวิจัยจึงสรุปว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นไม่เพิ่มประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งาน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ผลการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาแสดงให้เห็นว่าวิธีการออกแบบคานลึกด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงให้ผลลัพธ์ที่ได้จากคำนวณแรงเฉือนใกล้เคียงกับการทดสอบหรือกล่าวได้ว่าให้ค่าที่ปลอดภัยสำหรับสภาวะประลัย แต่ทว่างานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตมีความขัดแย้งกันในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่มีมากกว่าสองขาที่มีต่อสภาวะใช้งานและประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

1. อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อสภาวะประลัย มีนักวิจัยหลายท่านที่มีความเห็นขัดแย้งกันในเรื่องนี้ Brown and Bayrak (2006; 2007) พบว่า ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งไม่สอดคล้องกับ Oh and Shin (2001) และ Sahoo *et al.* (2010) ที่ระบุว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้

2. จำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นที่มีต่อสภาวะประลัย Hsiung and Frantz (1985) และ Tuchscherer *et al.* (2011) พบว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นไม่สามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานลึก ซึ่งขัดแย้งกับงานวิจัยของ Aderson and Ramirez (1989) และ Young *et al.* (2002) ที่กล่าวว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้

3. อิทธิผลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อสภาวะใช้งานมีนักวิจัยเพียงไม่กี่ท่านที่ทำการศึกษาเกี่ยวกับเรื่องนี้ ได้แก่ Sahoo *et al.* (2010) ระบุว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นสามารถเพิ่มประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งาน และ Tuchscherer *et al.* (2011) ระบุว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นไม่สามารถเพิ่มประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ ซึ่งเห็นได้ว่านักวิจัยทั้งสองมีความเห็นไม่ตรงกันในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อสภาวะใช้งาน

ดังนั้นเป้าหมายของงานวิจัยนี้ คือ ศึกษาถึงอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกที่สภาวะใช้งานและประลัยเพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการออกแบบต่อไป

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. ตัวอย่างทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 12 ตัวอย่าง
2. เครื่องทดสอบ Universal Testing Machine ขนาด 200 ตัน ยี่ห้อ Tinius Olsen
3. อุปกรณ์สำหรับวัดความเครียดของเหล็ก FLA-5-11-1L
4. อุปกรณ์สำหรับวัดความเครียดของคอนกรีต PL-60-11-1L
5. อุปกรณ์วัดความกว้างของรอยร้าว (Comparator Card)
6. อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (Dial gauge)
7. เครื่องบันทึกผลการทดสอบ Data Logger (KYOWA รุ่น PCD-300A และ 300B)
8. เครื่องคอมพิวเตอร์

วิธีการ

1. ศึกษาทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมาและการออกแบบตัวอย่างทดสอบ

การศึกษาทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมามีจุดประสงค์เพื่อรวบรวมผลงานวิจัยที่เกี่ยวกับอิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวาง และอิทธิพลของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีมากกว่า 2 ขา พบว่าผลงานวิจัยที่ผ่านมามีความขัดแย้งกันในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และจำนวนขาเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของคาน อีกทั้งการศึกษาเกี่ยวกับปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่มีต่อประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งานยังมีอยู่อย่างจำกัด นอกจากนี้ ยังพบปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ACI 318 - 10 (Appendix A) มีความไม่สอดคล้องกับมาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 ในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้ควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าวในแนวทแยง

ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาถึงอิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวาง และอิทธิพลของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีมากกว่า 2 ขาที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งในเรื่องของสภาวะใช้งานและกำลังประลัย โดยตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีตัวแปรที่สำคัญสองตัวแปร คือ ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน ซึ่งปริมาณเหล็ก

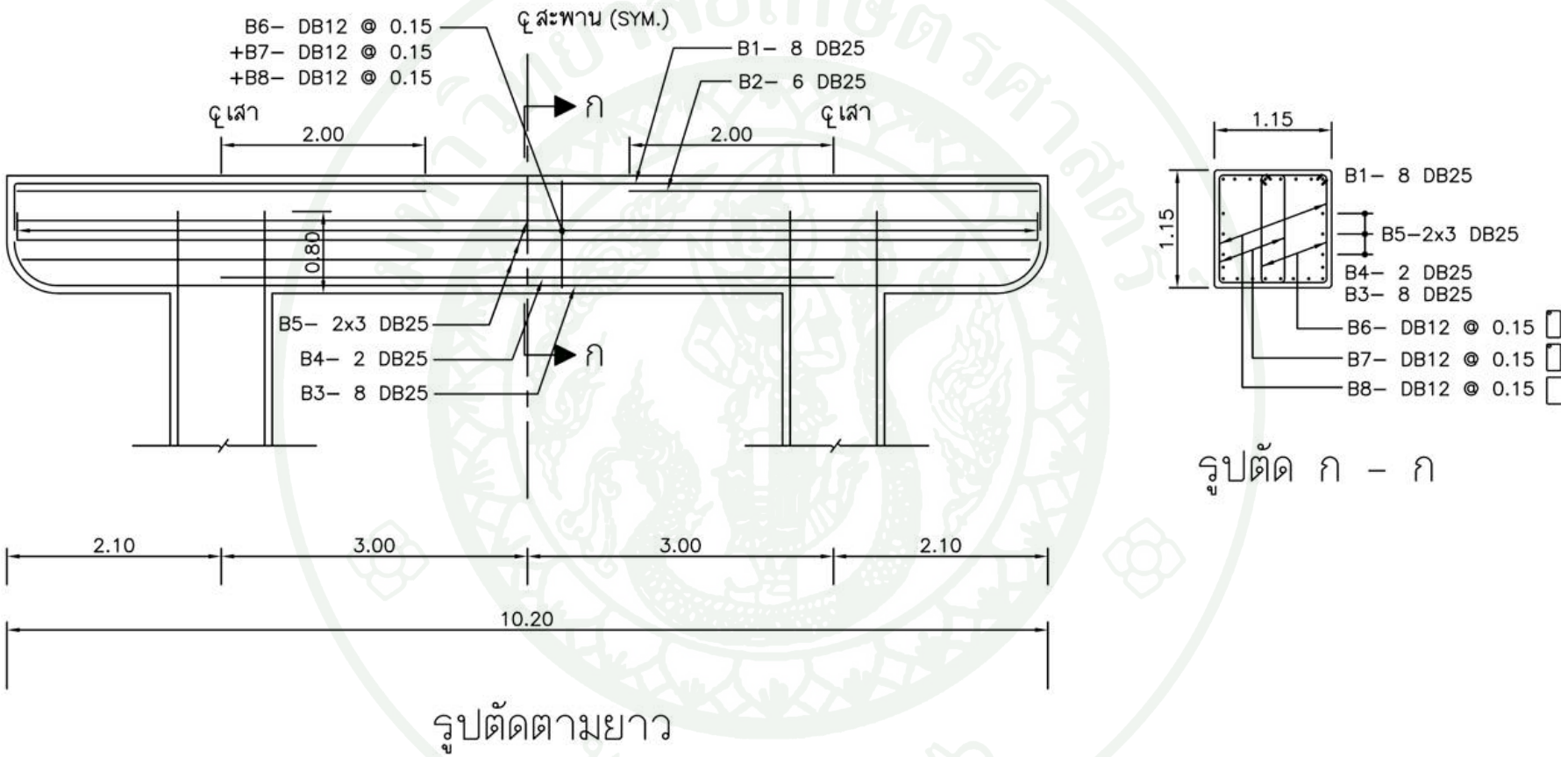
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เสริมตามขวางที่ใช้เป็นไปตามที่มาตรฐานของ ACI Code, AASHTO LRFD และตามแบบมาตรฐานของสะพานที่มีอยู่ในประเทศไทย ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ได้จากแบบมาตรฐานนั้นจะมีปริมาณมากกว่าที่มาตรฐานของ ACI Code และ AASHTO LRFD ระบุไว้

2. การเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้ทำการลดขนาดจากคานขวางของสะพานประเภท I Girder ยาว 20 เมตร ตามแบบมาตรฐานของสะพานที่มีอยู่ในประเทศดังภาพที่ 26 ลง 5 เท่าตัว เพื่อให้สามารถทดสอบในห้องปฏิบัติการได้ เมื่อทำการย่อขนาดแล้วตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีขนาด 250 x 300 x 1,700 มม. มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5 คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดประลัยที่ 28 วันของตัวอย่างทดสอบรูปทรงกระบอกมาตรฐาน 24 MPa มีอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัดเท่ากับที่ระบุไว้ในแบบมาตรฐาน สำหรับตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีเหล็กเสริมรับแรงดึง DB 16 มม.จำนวน 4 เส้น และเหล็กเสริมรับแรงอัด DB 12 มม.จำนวน 4 เส้น หน่วยแรงดึงที่จุดคราก 400 MPa และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น 200 GPa

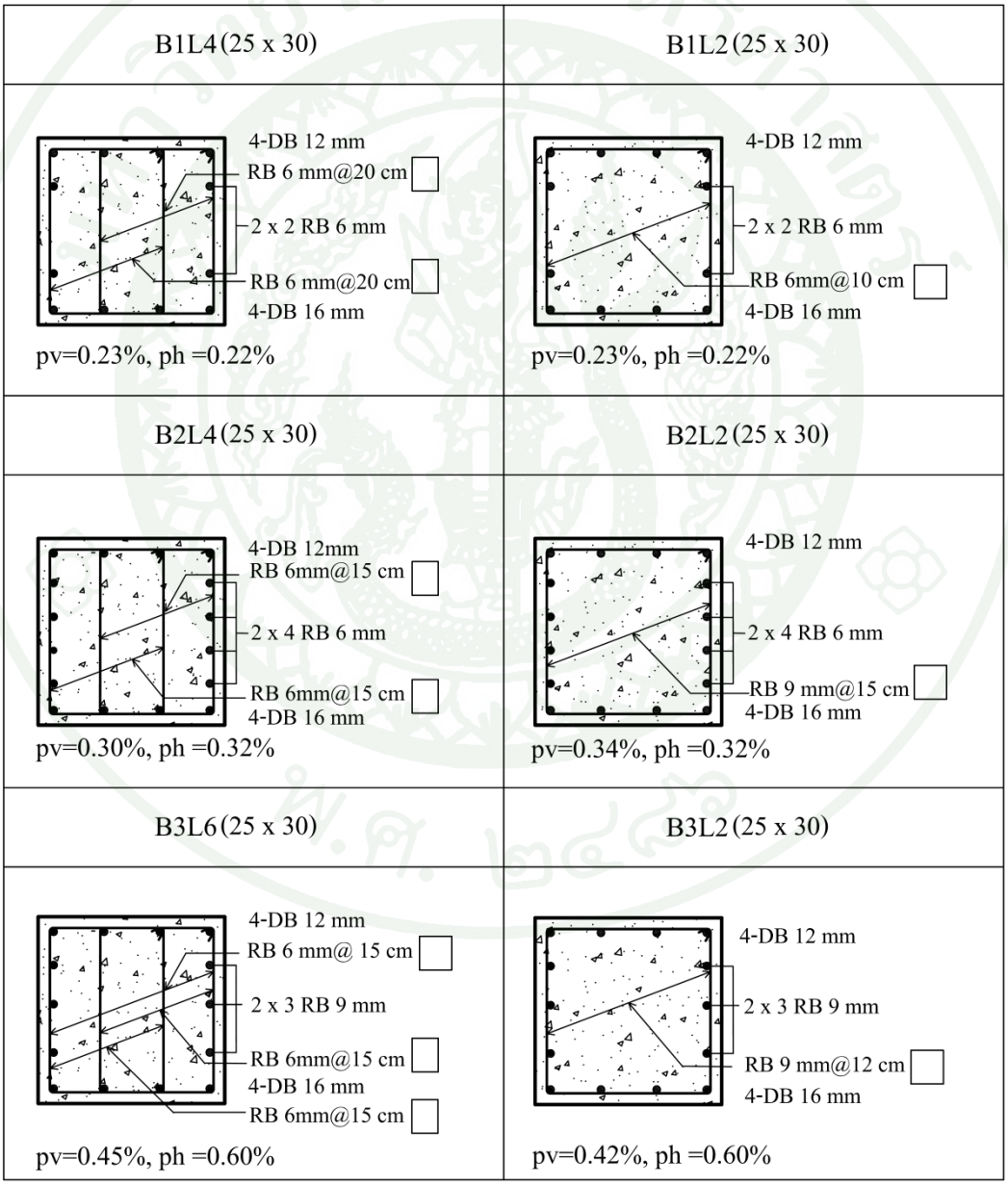
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 26 แบบคานขวางของสะพาน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตัวอย่างคานลึกที่ใช้ในการทดสอบแบ่งออกเป็น 3 กลุ่มตัวอย่าง ตัวอย่างกลุ่ม B1 มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางตามมาตรฐาน ACI 318-10 (Appendix A) ระบุไว้ ตัวอย่างที่กลุ่มที่ B2 มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามที่มาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 ระบุไว้ และตัวอย่างกลุ่ม B3 มีอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับที่ระบุไว้ในแบบมาตรฐานของสะพานที่มีอยู่ในประเทศ เหล็กเสริมตามขวางในงานวิจัยนี้ใช้เหล็กเกรด SR 24 มีหน่วยแรงดึงที่จุดคราก 300 MPa และมีการจัดเรียงเหล็กเสริมตามขวางดังแสดงในภาพที่ 27



ภาพที่ 27 การจัดเรียงเหล็กเสริมตามขวาง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

3. การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

วัสดุที่ใช้สำหรับงานวิจัยนี้เป็นวัสดุที่สามารถหาได้จากตามท้องตลาดทั่วไป การเตรียมตัวอย่างเริ่มต้นจากการสร้างแบบหล่อคานคอนกรีตด้วยไม้อัดหนา 5 มม. และไม้โครงเคร่าขนาด 1.5 x 3 นิ้ว เพื่อป้องกันแบบหล่อคอนกรีตแตกหรือเสียหายในระหว่างการเทคอนกรีต ซึ่งหากแบบหล่อคอนกรีตแตกอาจส่งผลต่อตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบไม่ได้ขนาดตามที่ต้องการ ทุกตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดสำหรับเหล็กเสริมในตำแหน่งที่ต้องการไว้ล่วงหน้าก่อนเทคอนกรีต อีกทั้งยังทำการพรมน้ำที่แบบหล่อเพื่อป้องกันการดูดซึมของแบบหล่อระหว่างการเทคอนกรีตได้ทำการเก็บตัวอย่างตามที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.2 และได้ทำการทดสอบค่าการยุบตัว (Slump Test) เมื่อคอนกรีตเริ่มแข็งตัวแล้วได้ทำการคลุมด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียน้ำที่เกิดจากปฏิกริยาไฮเดรชั่น หลังจากนั้น 48 ชม. ได้ทำการถอดแบบและทำการบ่มด้วยน้ำยาบ่มคอนกรีต โดยนำน้ำยาบ่มคอนกรีตมาทาให้ทั่วผิวคอนกรีต ต่อจากนั้นจึงคลุมด้วยพลาสติกอีกครั้ง ดังแสดงในภาพที่ 28 หลังจากนั้น 28 วันจึงเริ่มทำการทดสอบแบบทำลาย รายละเอียดเกี่ยวกับการทดสอบวัสดุระบุไว้ในหัวข้อ 3.1 และ 3.2

3.1 เหล็กเสริม

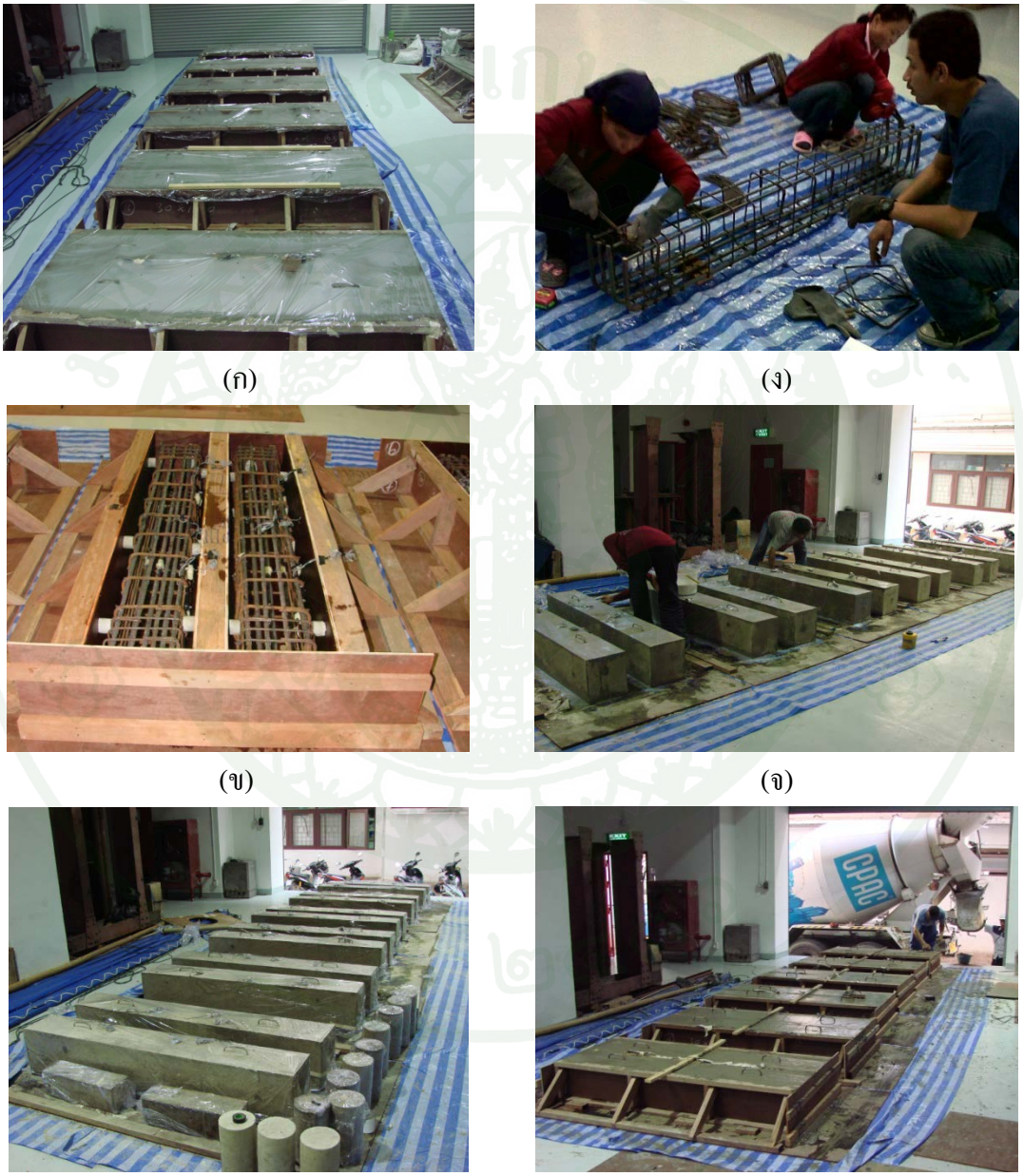
เหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัดใช้เหล็กข้ออ้อยเกรด SD 40 ส่วนเหล็กเสริมตามขวางใช้เหล็กกลมเกรด SR 24 ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมตามมาตรฐานของ ASTM A370 ที่ห้องปฏิบัติการภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ โดยได้ทำการทดสอบเหล็กข้ออ้อย DB 12 และ 16 จำนวนอย่างละ 3 ตัว ทดสอบเหล็กกลม RB 6 และ 9 จำนวนอย่างละ 3 ตัวอย่าง

3.2 คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้ใช้คอนกรีตผสมเสร็จ กำลังอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 24 MPa มีค่าการยุบตัวอยู่ระหว่าง 7.5 ถึง 12.5 ซม. ระหว่างการเทคอนกรีตตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้มีการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 ซม. เป็นระยะๆ ตัวอย่างที่เก็บได้แบ่งเป็น 9 ตัวอย่าง เพื่อนำไปทดสอบหากำลังรับแรงอัดประลัยที่เกิดขึ้นจริงตามมาตรฐานของ ASTM C39 จำนวน 6 ตัวอย่างโดยแยกเป็นตัวอย่างที่บ่มด้วยน้ำ 3 ตัวอย่างและบ่มเช่นเดียวกับ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตัวอย่างคานคอนกรีต 3 ตัวอย่าง และทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตด้วยวิธี Splitting Test ตามมาตรฐานของ ASTM C496 จำนวน 3 ตัวอย่าง นอกจากนี้ ยังได้ทำการเก็บตัวอย่างขนาด 15 x 15 x 45 ซม. จำนวน 3 ตัวอย่างเพื่อนำไปทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงตามมาตรฐานของ ASTM C293



ภาพที่ 28 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ : (ก) การผูกเหล็กเสริม (ข) การประกอบไม้แบบ (ค) เทคอนกรีต (ง) ป้องกันการสูญเสียน้ำ (จ) ทาน้ำยาบ่มคอนกรีต (ฉ) บ่มคอนกรีต

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

3.3 อุปกรณ์สำหรับวัดความเครียด

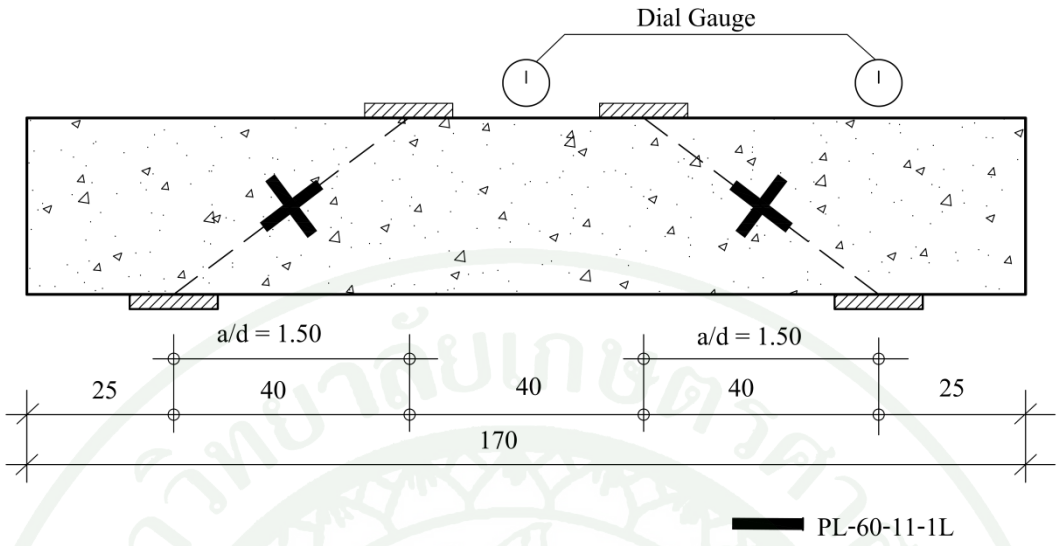
ตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการทดสอบได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์สำหรับวัดความเครียด (Strain Gauge ชนิด FLA-5-11-1L) ที่เหล็กเสริมรับแรงดึง และเหล็กปลอกรับแรงเฉือน นอกจากนี้ยังได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดสำหรับคอนกรีต (Strain Gauges ชนิด PL-60-11-1L) ดังภาพที่ 29 โดยตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดสำหรับคอนกรีตและเหล็กเสริมคอนกรีตแสดงไว้ในภาพที่ 30 และ 32 ตามลำดับ จากนั้นระหว่างการทดสอบได้ทำการบันทึกความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและคอนกรีตทุกๆ 1 วินาทีด้วยเครื่อง Data Logger (KYOWA รุ่น PCD-300A) ดังภาพที่ 31 ซึ่งเป็นอุปกรณ์ที่ใช้แปลงสัญญาณที่รับได้จากอุปกรณ์วัดความเครียด และใช้เครื่องคอมพิวเตอร์ในการเรียกอ่านข้อมูลและบันทึกผลที่ได้จากการทดสอบ

ภาพที่ 29 อุปกรณ์ Strain Gauges ประเภท FLA-5-11-1L สำหรับติดเหล็กเสริมและประเภท PL-60-11-1L สำหรับติดคอนกรีต

3.4 อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว

การวัดการเคลื่อนตัวของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ใช้อุปกรณ์สำหรับวัดการเคลื่อนตัว Dial Gauge ซึ่งมีความละเอียดถึง 0.001 มม. และได้ทำการติดตั้งที่กึ่งกลางคานคอนกรีต 1 ตัว อีก 1 ตัวที่บริเวณฐานรองรับดังแสดงในภาพที่ 30

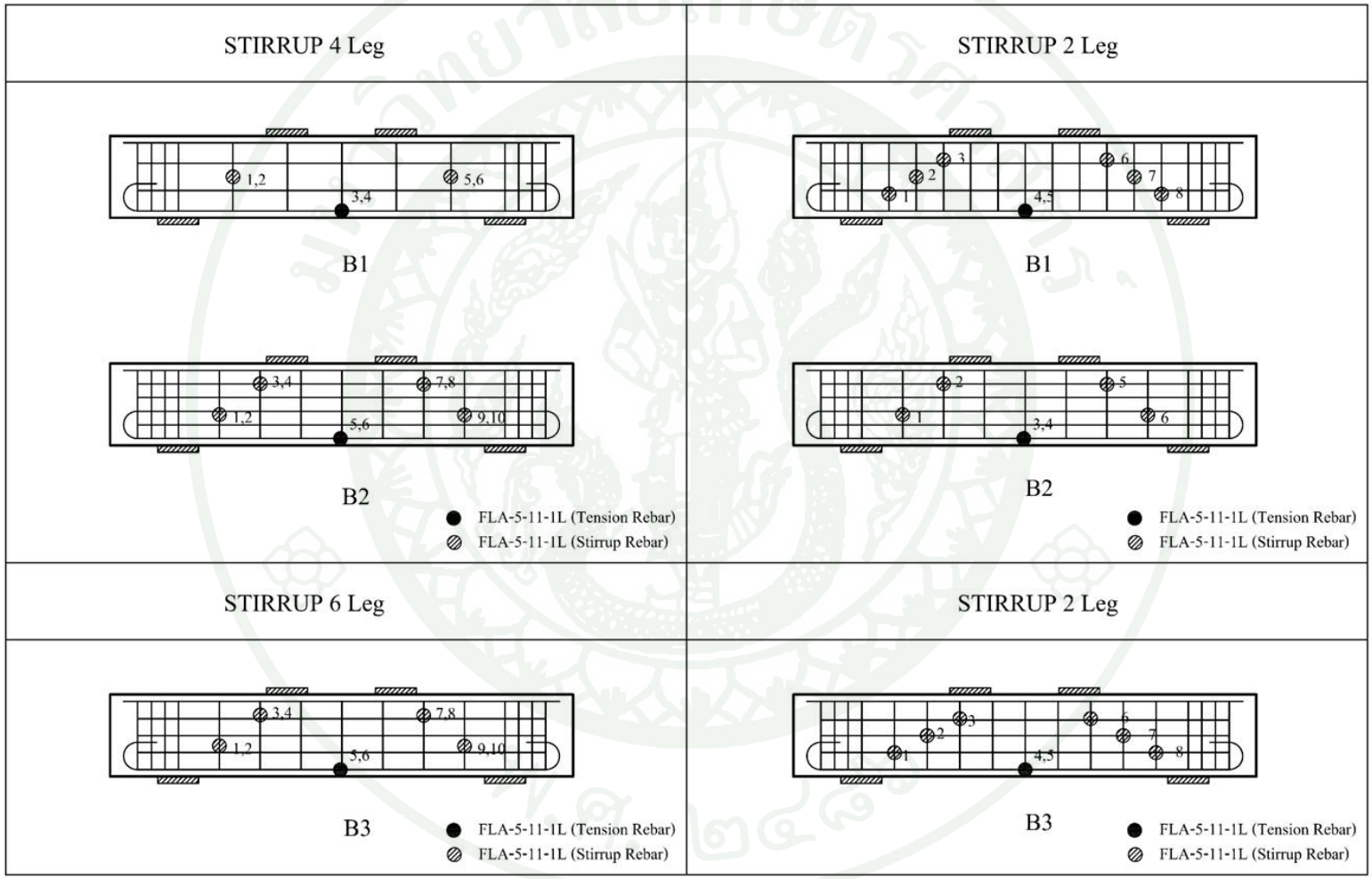
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 30 ตำแหน่งที่ติด Strain Gauge ของคอนกรีตและตำแหน่งที่วัดการเคลื่อนตัว

ภาพที่ 31 Data Logger

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



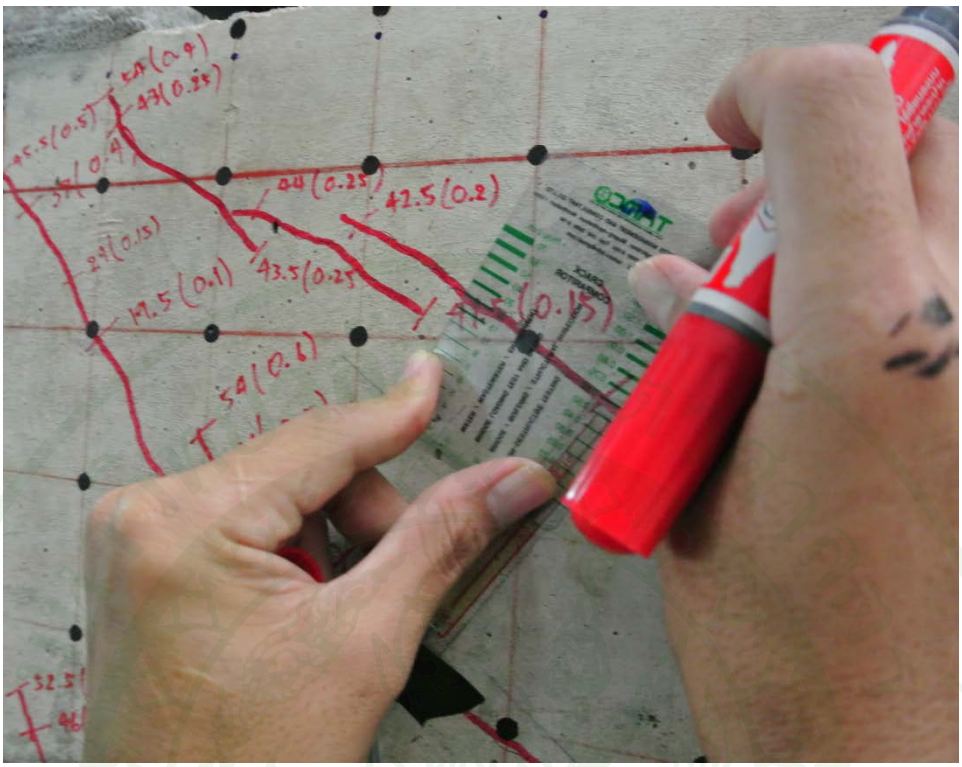
ภาพที่ 32 ตำแหน่งที่ติด Strain Gauge ของเหล็กเสริม

4. การทดสอบแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Monotonic)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทำการทดสอบที่ภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ คานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งหมดทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสถิตแบบ 4 จุด (Four-Point Bending) ด้วยเครื่อง Universal Testing Machine ขนาด 200 ตัน ดังภาพที่ 33 แสดงรายละเอียดการทดสอบตัวอย่างทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กในห้องปฏิบัติการภายใต้แรงกระทำแบบสถิตแบบ 4 จุด

ภาพที่ 33 การทดสอบตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กห้องปฏิบัติการภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสี่จุด

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 34 การเก็บความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงระหว่างการทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ นักวิจัยได้ทำการสังเกตรอยร้าวระหว่างการทดสอบโดยใช้รอยร้าวในแนวทแยงแรก (First Diagonal Crack) และความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง (Crack Width) แต่ละน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นเพื่อประเมินอิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก รอยร้าวในแนวทแยงแรกในการทดสอบใช้วิธีการตรวจสอบด้วยสายตา แต่ในบางครั้งอาจจะไม่เห็นเห็นรอยร้าวในแนวทแยงแรกเมื่อถึงน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าว ส่งผลให้เกิดความผิดพลาดในการบันทึกผลของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก อีกวิธีหนึ่ง คือ สามารถตรวจสอบน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกจากอุปกรณ์วัดความเครียดที่ติดตั้งไว้ที่เหล็กเสริมตามขวาง กล่าวคือ เมื่อเกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกจะส่งผลให้ความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจากมีการถ่ายเทแรงเฉือนจากคอนกรีตไปสู่เหล็กปลอกรับแรงเฉือน ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกจะถูกยืนยันผลด้วยค่าความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนอีกทางหนึ่ง สำหรับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงถูกทำการบันทึกผลระหว่างการทดสอบด้วยอุปกรณ์ที่ใช้วัดความกว้างของรอยร้าว (Comparator Card) ดังภาพที่ 34 เพื่อประเมินความกว้างของรอยร้าวระหว่างการทดสอบ และประสิทธิภาพการใช้งาน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

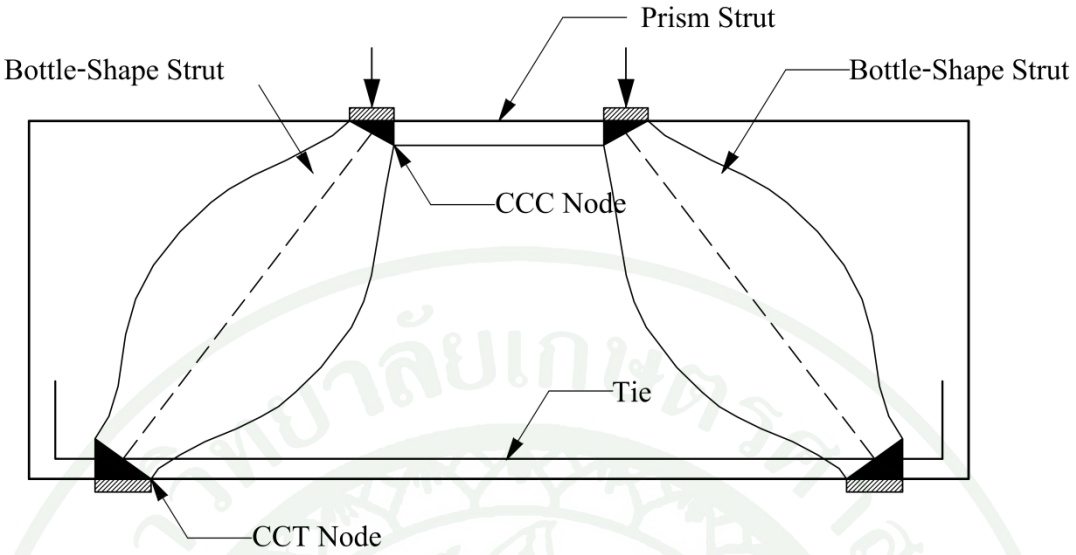
5. การคำนวณแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึง

มาตรฐานการออกแบบ ACI Code และมาตรฐานการออกแบบของ AASHTO LRFD ระบุถึงวิธีการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กไว้สองวิธีคือ การออกแบบด้วยวิธีหน้าตัด และการออกแบบด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง

การออกแบบด้วยวิธีหน้าตัด (Section Design) เป็นการออกแบบโดยอาศัยสมมุติฐานของเบอร์นูรีซึ่งเหมาะสมที่นำไปใช้กับคานที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลมากกว่า 2 ดังนั้น การนำมาใช้ในการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจึงไม่เหมาะสม นอกจากนี้ มาตรฐานของ ACI 318-10 ยังแนะนำว่าการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กว่าควรเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น หรือใช้วิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงที่ระบุไว้ในภาคผนวก A ซึ่งการออกแบบคานลึกด้วยวิธีหน้าตัดถูกตัดออกจากมาตรฐานการออกแบบของ ACI Code เมื่อปี 2002 แต่สำหรับมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010) การออกแบบด้วยวิธีหน้าตัดยังสามารถนำมาใช้ได้กับการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก การออกแบบด้วยวิธีหน้าตัดในมาตรฐานของ AASHTO LRFD ใช้วิธี Modified Compression Field Theory ซึ่งเสนอโดย Vecchio and Collins ในปี 1986 วิธีการดังกล่าวคำนึงถึงอิทธิพลของหน่วยแรงดึงภายในรอยร้าวของคอนกรีต ซึ่งนักวิจัยพบว่าหน่วยแรงดึงหลักของคอนกรีตมีค่าลดลงเมื่อความเครียดในทิศทางของแรงดึงหลักมีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตจะถูกควบคุมด้วยความสามารถในการเกิดรอยร้าวในแนวทแยงของคอนกรีต (β) อย่างไรก็ดีวิธีหน้าตัดที่ระบุไว้ในมาตรฐานทั้งสองมาตรฐานเมื่อนำมาคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่ามาตรฐานทั้งสองให้ค่าในเชิงอนุรักษ์มากกว่าวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึง

วิธีการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงเป็นการจำลองด้วยแบบจำลองโครงข้อหมุน บริเวณที่มีการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดถูกทดแทนด้วยท่อนรับแรงอัด บริเวณที่เกิดหน่วยแรงดึงถูกทดแทนด้วยท่อนรับแรงดึงและเชื่อมต่อกันที่โนด ความถูกต้องของการออกแบบด้วยวิธีนี้ขึ้นอยู่กับแบบจำลองที่นำมาใช้ การศึกษาของ Tuchsere *et al.* (2011) พบว่า แบบจำลองที่มีลักษณะโครงเดียวเหมาะสำหรับนำมาใช้ในการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนั้นในการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกสำหรับงานวิจัยนี้เลือกใช้แบบจำลองโครงข้อหมุนที่มีลักษณะเดี่ยว และแบบจำลองของท่อนรับแรงอัดและแรงดึงแสดงในภาพที่ 35

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 35 แบบจำลองที่ใช้ในการคำนวณ

6. การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีการเชิงตัวเลขวิธีหนึ่งที่ใช้สำหรับแก้สมการเชิงอนุพันธ์ ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้วิเคราะห์ปัญหาด้านวิศวกรรมอย่างกว้างขวาง วิธีการนี้สามารถใช้วิเคราะห์ปัญหากลศาสตร์ของแข็งเช่น วิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ความเค้นของชิ้นส่วนเครื่องจักรกล โครงสร้างเครื่องบิน อาคาร สะพานและโครงสร้างอื่นๆที่ซับซ้อนได้เป็นอย่างดี ไม่ว่าวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นจะอยู่ในสภาพยืดหยุ่น (Elastic) หรือในสภาพยืดตัว (Plastic) นอกจากนี้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ยังสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาด้านพลศาสตร์ เช่น การสั่นสะเทือนของโครงสร้าง รวมทั้งยังสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาด้านการถ่ายเทความร้อน การไหลของของไหล เป็นต้น

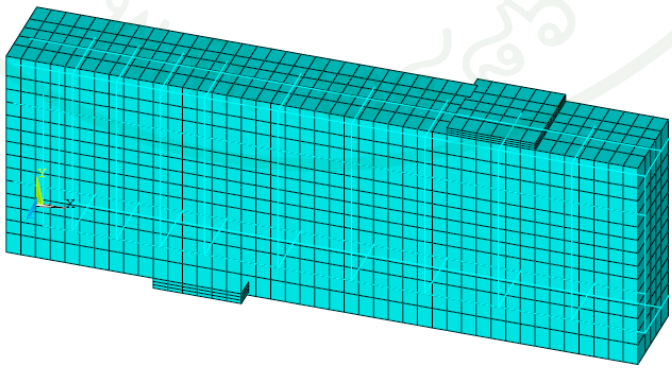
การแก้ปัญหาทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ตั้งอยู่บนพื้นฐานของการประมาณค่าผลเฉลยโดยการแก้ระบบสมการเชิงพีชคณิต ในการแก้ปัญหาใดปัญหาหนึ่ง ปัญหาจะประกอบด้วยสมการเชิงอนุพันธ์และเงื่อนไขขอบที่กำหนดมาให้ ค่าผลเฉลยแม่นตรง (Exact Solution) ของปัญหาดังกล่าวจะประกอบด้วยค่าของตัวแปรต่างๆ กันตามตำแหน่งต่างๆ บนรูปร่างลักษณะของปัญหานั้น หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ ค่าผลเฉลยแม่นตรงจะประกอบด้วยค่าต่างๆ ทั้งหมดนับเป็นจำนวนอนันต์ค่าแทนที่จะทำการหาค่าแม่นตรงที่ประกอบด้วยค่าต่างๆ จำนวนมากมาย ซึ่งในทางปฏิบัติไม่สามารถ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ทำได้ หลักการก็คือทำการเปลี่ยนค่าทั้งหมดที่มีจำนวนอนันต์ค่านั้นมาเป็นค่าโดยประมาณที่มีจำนวนที่นับได้ (Finite) ด้วยการแทนรูปร่างลักษณะของปัญหาด้วยเอลิเมนต์ (Element)

วิธีการดังกล่าวบ่งชี้เป็นนัยว่า ผลเฉลยของแต่ละเอลิเมนต์นั้นจำเป็นต้องสอดคล้อง (Satisfy) กับสมการเชิงอนุพันธ์และเงื่อนไขขอบเขตที่กำหนดมาให้ในปัญหานั้นๆ ซึ่งหมายความว่าหลักการของวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์จะเริ่มต้นจากการพิจารณาเอลิเมนต์ทีละเอลิเมนต์ โดยทำการสร้างสมการสำหรับแต่ละเอลิเมนต์ที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานที่ว่า สมการที่สร้างขึ้นมานั้นจำเป็นต้องสอดคล้องกับสมการเชิงอนุพันธ์ของปัญหาที่ทำอยู่นั้น จากนั้นจึงนำสมการของแต่ละเอลิเมนต์ที่สร้างขึ้นมาได้มาประกอบกัน ก่อให้เกิดระบบสมการชุดใหญ่ ซึ่งในความหมายทางกายภาพก็คล้ายกับการเอาเอลิเมนต์มาประกอบรวมเข้าด้วยกันก่อให้เกิดเป็นรูปร่างลักษณะทั้งหมดของปัญหาที่แท้จริง จากนั้นจึงทำการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตที่ให้มาลงไปในระบบสมการชุดใหญ่นี้แล้วจึงทำการแก้ไขสมการดังกล่าว ก่อให้เกิดผลเฉลยโดยประมาณที่ต้องการ ณ ตำแหน่งต่างๆ ของปัญหานั้น

ในงานวิจัยนี้ ได้ทำการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อวิเคราะห์และตรวจสอบค่าที่ได้จากการผลทดสอบกับค่าทางทฤษฎี อีกประการหนึ่ง คือการออกแบบโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตั้งอยู่บนเงื่อนไข (Lower Bound Theorem) ของวิธีพลาสติกซึ่งกำลังรับแรงเฉือนประลัยที่ได้จากการคำนวณยังมีค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานที่เกิดขึ้นจริง และยังไม่สามารถคำนวณค่าการโก่งตัวที่สภาวะต่างๆ ได้ ดังนั้นจึงใช้วิธีการดังกล่าวเป็นแนวทางในการศึกษาถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อเป็นแนวทางในศึกษาต่อไป



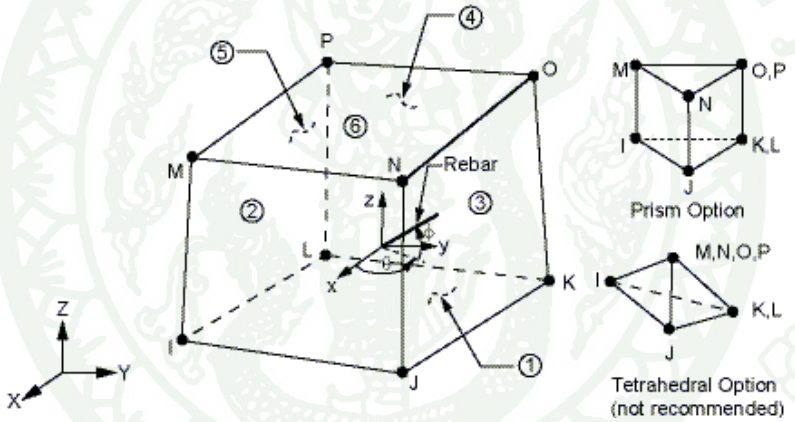
ภาพที่ 36 การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

6.1 ชนิดของเอลิเมนต์ (Element type)

6.1.1 เอลิเมนต์สำหรับคอนกรีต

เอลิเมนต์ของคอนกรีตจะถูกแทนด้วยเอลิเมนต์ขนาดเล็กที่มีลักษณะเป็นทรง 3 มิติ (Solid65) ซึ่งมี 8 จุดต่อ แต่ละจุดต่อมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ 3 ทิศทางคือ ในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z ซึ่ง Shape function ที่ใช้ในการประมาณค่าภายในของการขจัด (Displacement Interpolation) สำหรับเอลิเมนต์เป็น Linear Shape Function เอลิเมนต์ชนิดนี้สามารถยืดหดได้ในช่วงพลาสติก สามารถแตกร้าวได้ใน 3 ทิศทาง และสามารถรองรับการวิบัติแบบ Crushing ได้ ดังแสดงในภาพที่ 37



ภาพที่ 37 เอลิเมนต์ของคอนกรีต Solid65

ที่มา: ANSYS 12.1 (2009)

6.1.2 เอลิเมนต์สำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก

เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมและเหล็กปลอกถูกแทนด้วยเอลิเมนต์ที่มีลักษณะเป็นท่อน มี 2 จุดต่อ (Truss element) แต่ละจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ 3 ทิศทาง คือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z ซึ่ง Shape function ที่ใช้ในการประมาณค่าภายในของการขจัด (Displacement interpolation) สำหรับเอลิเมนต์เป็น Linear Shape Function

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

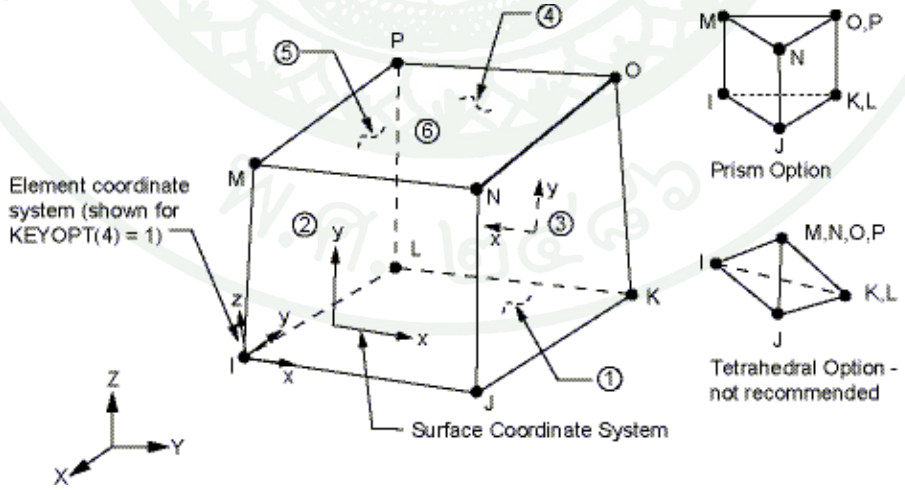
เอลิเมนต์สามารถรับแรงดึงและแรงอัดได้ในแนวทิศทางเดียวเท่านั้นและสามารถยืดหดตัวได้ในช่วงพลาสติก ดังแสดงในภาพที่ 38

ภาพที่ 38 เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมตามยาว Link8

ที่มา: ANSYS 12.1 (2009)

6.1.3 เอลิเมนต์สำหรับเหล็กแผ่น

เอลิเมนต์ชนิดนี้ถูกใช้แทนเหล็กแผ่นที่ฐานรองรับ และตำแหน่งที่น้ำหนักบรรทุกมากระทำเพื่อป้องกันการวิบัติเฉพาะจุดของคอนกรีต โดยมีลักษณะเป็นทรง 3 มิติ (Solid45) ซึ่งมี 8 จุดต่อ ซึ่งแต่ละจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ ใน 3 ทิศทาง คือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z ดังภาพที่ 39



ภาพที่ 39 เอลิเมนต์ของคอนกรีต Solid45

ที่มา: ANSYS 12.1 (2009)

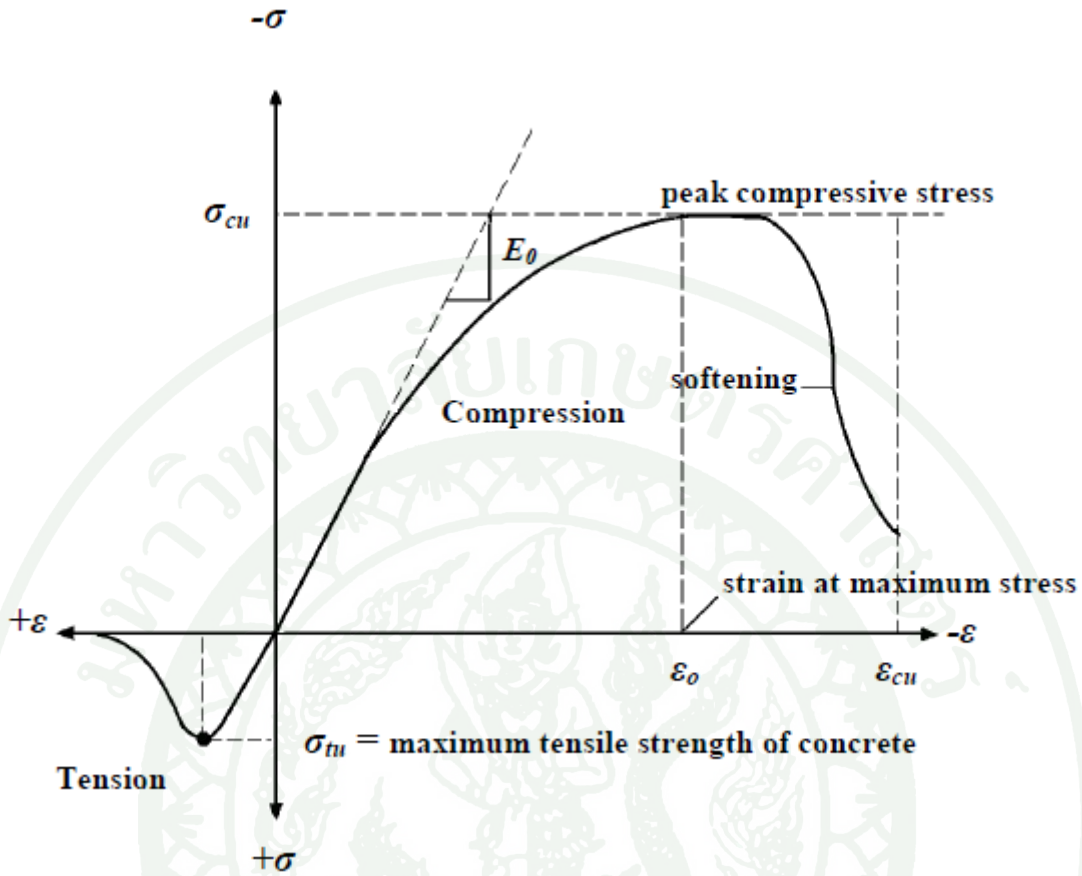
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

6.2 คุณสมบัติของวัสดุ (Material Property)

6.2.1 คอนกรีต

คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีลักษณะไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Non-Homogenous) ซึ่งมีลักษณะเป็นวัสดุเปราะ (Brittle Material) มีความแตกต่างกันมากระหว่างพฤติกรรมด้านรับแรงอัดและแรงดึง โดยทั่วไปกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตจะอยู่ประมาณ 8-15% ของกำลังต้านทานแรงอัด ภาพที่ 40 แสดงเส้นโค้งของหน่วยแรงและความเครียด (Stress-Strain Curve) ของคอนกรีตทางด้านรับแรงอัดความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตจะมีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear Elastic) ไปจนถึง 30 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงอัดประลัย หลังจากนั้นหน่วยแรงจะเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ เส้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดจะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงจนกระทั่งถึง 70 ถึง 75 เปอร์เซ็นต์ของกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ที่สภาวะนี้ความเครียดจะตั้งฉากกับการเพิ่มน้ำหนักซึ่งนำไปสู่เพิ่มการแตกร้าวระหว่างมวลรวมกับซีเมนต์เพลส์ในทิศทางของการเพิ่มน้ำหนัก ด้วยเหตุนี้ทำให้ความแข็งแรงลดลงอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้เกิดความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นระหว่างหน่วยแรงและความเครียด ซึ่งเมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไปการแตกร้าวก็จะเพิ่มมากขึ้น นำไปสู่ความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นระหว่างหน่วยแรงและความเครียด ซึ่งเมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไปการแตกร้าวก็จะเพิ่มมากขึ้น จนกระทั้งเกิดการวิบัติแบบอัดแตก (Crushing) ที่ความเครียดประลัย (Ultimate strain) ทางด้านรับแรงดึงเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดจะเป็นเส้นตรงจนถึงกำลังต้านทานแรงดึงสูงสุด หลังจากจุดนี้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวและความแข็งแรงลดลงจนกระทั่งมีค่าเป็นศูนย์

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 40 พฤติกรรมการรับแรงอัดในแกนเดียวของคอนกรีต

ที่มา: Malm (2006)

สำหรับโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ต้องการคุณสมบัติของคอนกรีตเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ดังนี้

1. ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Elastic Modulus), (E_c)
2. Poisson's ratio (υ)
3. กำลังต้านทานแรงอัดประลัยของคอนกรีต fc' ตามมาตรฐานของ ASTM C39
4. กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต f_t ตามมาตรฐาน ASTM C293
5. สัมประสิทธิ์การส่งถ่ายแรงเฉือน (β_t)
6. ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) และ Poisson's ratio (υ) อาศัยค่าจากผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C39 และวิเคราะห์ผลตามมาตรฐาน ASTM C469 คุณสมบัติของคอนกรีตทั้งหมดสำหรับการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงในตารางที่ 10 ค่าสัมประสิทธิ์การถ่ายแรงเฉือน β_t จะถูกนำมาใช้เพื่อเป็นตัวคูณลดกำลังของแรงเฉือนเมื่อเอลิเมนต์ของคอนกรีตเกิดรอยร้าว ซึ่งค่าของ β_t จะอยู่ในช่วงระหว่าง 0-1 โดยที่ค่า β_t เท่ากับ 0 จะแสดงการแตกร้าวแบบราบเรียบและจะเกิดการสูญเสียการถ่ายแรงเฉือนอย่างสมบูรณ์ ส่วนค่า β_t เท่ากับ 1 จะแสดงรอยแตกร้าวแบบขรุขระและไม่มีการสูญเสียการถ่ายเทแรงเฉือน สำหรับงานวิจัยนี้ใช้ค่า β_t เท่ากับ 0.3 (Wolanski, 2004)

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ อาศัยความสัมพันธ์ตามสมการที่ 58 ซึ่งถูกเสนอโดย Desayi และ Krishman ในปี ค.ศ. 1964 ดังแสดงในภาพที่ 41 ในส่วนของตารางที่ 5 และภาพที่ 33 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดที่คำนวณได้จากสมการที่ 58 และสมการที่ 59 โดยอาศัยคุณสมบัติของวัสดุที่ได้จากการทดสอบ

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \tag{58}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2 f_c'}{E_c} \tag{59}$$

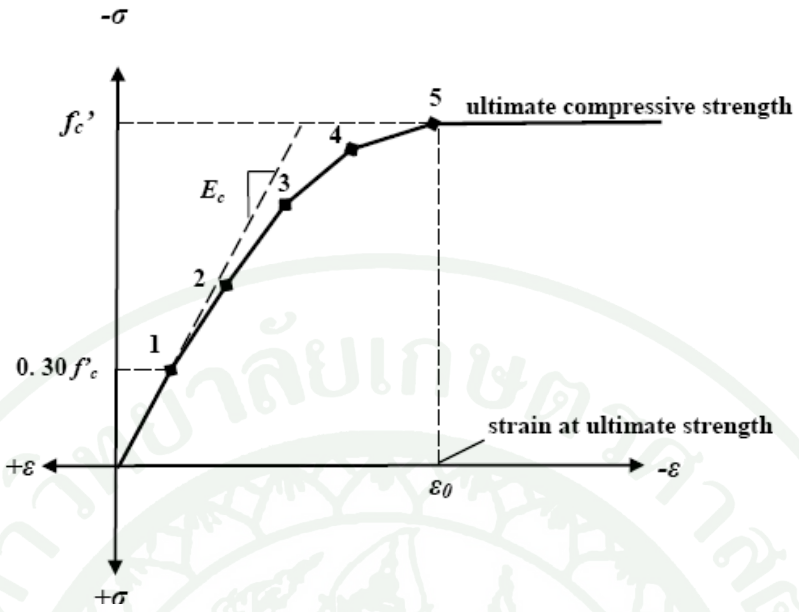
โดยที่

f = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต

E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

ε = ความเครียดของคอนกรีต

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 41 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีต

ที่มา: Kachlakev (2001)

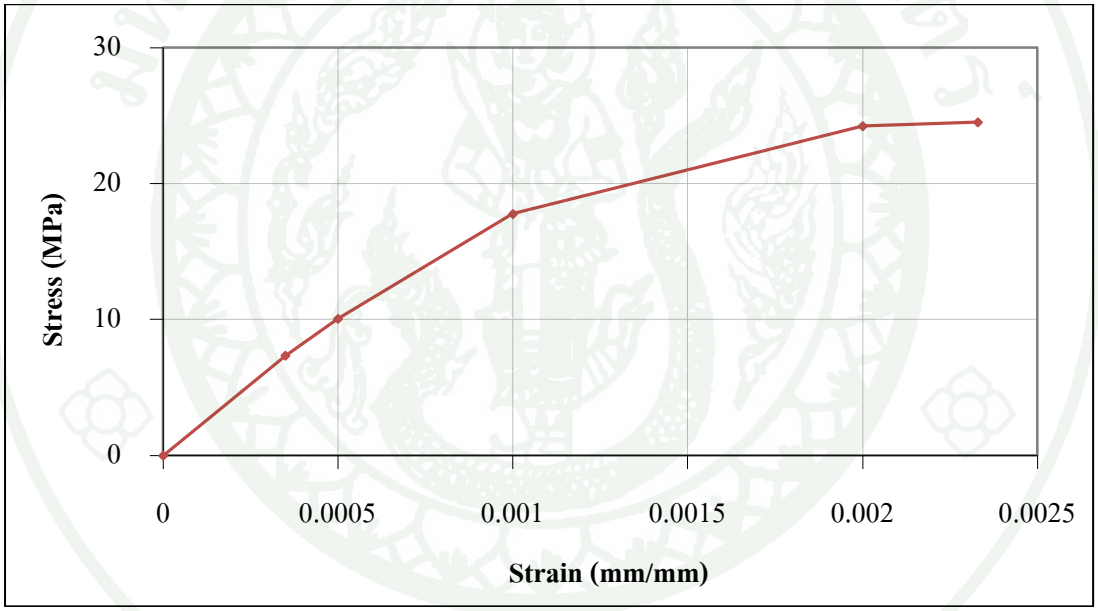
ตารางที่ 4 คุณสมบัติของคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Compressive Strength ($f_c^{'}$) MPa	Modulus of Elasticity (E_c) MPa	Modulus of Rupture MPa	Poisson's Ratio (υ)
251	21,467.572	3.220	0.189

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Point	Strain (mm/mm)	Stress (MPa)
1	0.000349	7.35
2	0.000500	10.06
3	0.001000	17.78
4	0.002000	24.23
5	0.002329	25.10



ภาพที่ 42 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

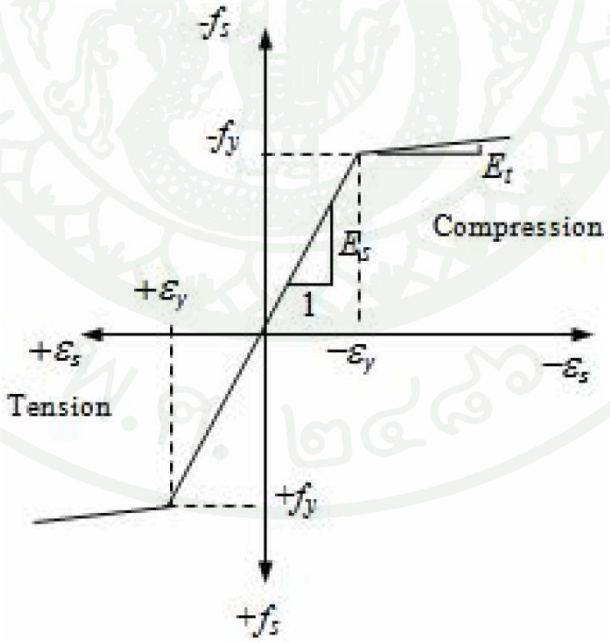
6.2.2 เหล็กเสริมและเหล็กปลอก

เหล็กเสริมสำหรับการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ถูกจำลองโดยอาศัยเอลิเมนต์แบบแท่ง (Truss Element) ทั้งเหล็กเสริมตามยาว (Main Reinforcement) และเหล็กปลอก (Stirrup) โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมสมมุติให้เป็นแบบ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Elastic Perfectly Plastic คือ เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงจะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น จนเหล็กเสริมถึงจุดครากและยังพิจารณาผลของการแข็งตัวเพิ่มเนื่องจาก Strain Hardening สำหรับพฤติกรรมการรับแรงดึงและแรงอัดของเหล็กเสริมสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 43 สำหรับ Bilinear Elastic Plastic ที่ใช้ต้องการข้อมูลที่จำเป็นสองช่วงคือ ในช่วง Linear Isotropic Model ต้องการค่าโมดูลัสยืดหยุ่น และค่า Poisson's Ratio สำหรับในช่วง Bilinear Isotropic Hardening Model ต้องการค่าหน่วยแรงที่จุดคราก (fy) และค่า Tangent Modulus ซึ่งสำหรับงานวิจัยนี้ค่า Tangent Modulus ใช้เท่ากับ 20 N/mm^2 คุณสมบัติของเหล็กเสริมจากผลการทดสอบทั้งหมดสำหรับการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ แสดงในตารางที่ 6 สำหรับโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ต้องการคุณสมบัติของเหล็กเสริมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ดังนี้

1. ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม, E_s
2. Poisson's ratio, υ
3. หน่วยแรงดึงที่จุดคราก, fy
4. Tangent Modulus , E_t เท่ากับ 20 N/mm2



ภาพที่ 43 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก

ที่มา: Vasudeva and Kothandaraman (2011)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 6 คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Diameter	Cross-Section Area (A_s)	Yield Strength (f_y)	Ultimate Tensile Strength (f_u)	Modulus of Elasticity (E_s)	Poisson's Ratio (υ)
mm	mm^2	MPa	MPa	MPa	-
16	201	448.375	597.494	201,000	0.3
12	113	436.350	638.801	201,000	0.3
9	49.9	401.883	592.445	201,000	0.3
6	28.3	417.340	517.784	201,000	0.3

6.2.3 แผ่นเหล็ก

การสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของแผ่นเหล็กที่ฐานรองรับและที่น้ำหนักบรรทุกถูกจำลองโดยใช้เอลิเมนต์แบบลูกบาศก์ (Solid 45) โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมสมมุติให้เป็นแบบยืดหยุ่น การศึกษาครั้งนี้ต้องการคุณสมบัติของเหล็กเสริมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ดังนี้

1. ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของแผ่นเหล็ก, E_c
2. Poisson's ratio, υ

6.2.4 แบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมรับแรงดึง

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond Stress) และการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตในระยะแรกจะเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องโดยผลของความสัมพันธ์ช่วงนี้จะเป็นเส้นค่อนข้างตรง ในขณะที่ค่า Slip ของเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องมาจากกลไกการต้านทานแรงยึดเหนี่ยวจากปฏิกิริยาทางเคมี (Chemical Adhesion) ของซีเมนต์เพสต์ที่จับบนผิวเหล็กเสริม เมื่อเพิ่มแรงดึงมากขึ้นแรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมีจะเริ่มลดลง เหลือเพียงกลไกแรงต้านทานแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากแรงเสียดทานระหว่างปั้ง (Ribs) ของเหล็กเสริมกับคอนกรีตและการขัดตัวกัน (Wedging Action)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ระหว่าง เหล็กเสริมและคอนกรีตหรือ Mechanical Interlock ผลของความสัมพันธ์ของค่าหน่วย แรงยึดเหนี่ยวในช่วงนี้จะเป็นเริ่มเป็นเส้นโค้งเล็กน้อย ในขณะที่ค่า Slip ของเหล็กเสริมจะมีค่ามากขึ้นเล็กน้อย เมื่อเพิ่มแรงดึงมากขึ้นคอนกรีตที่อยู่บริเวณรอบเหล็กเสริมจะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (Bond Crack) ส่งผลหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตเริ่มมีค่าลดลง ในขณะค่า Slip ของเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ทั้งนี้เนื่องจากคอนกรีตที่อยู่บริเวณระหว่างบั้งเหล็กเกิดความเสียหาย หลังจากนี้ความสัมพันธ์ของค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะเริ่มมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องจนกระทั้งเหล็กเสริมลื่นหลุด

ในงานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองความสัมพันธ์ของ Eligehausen (1983) ดังแสดงในภาพที่ 44 โดยลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ของแบบจำลองสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ส่วน คือ ในช่วงแรกความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งจนกระทั้งค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าสูงสุด, τ_{1u} ซึ่งสอดคล้องกับค่า Slip, Δ_{1u} สำหรับความสัมพันธ์ในช่วงที่ 2 จะมีลักษณะเป็นเส้นตรง ซึ่งเกิดจากในช่วงนี้คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเกิดการแตกร้าวส่งผลให้การ Slip ของเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วซึ่งสอดคล้องกับค่า Slip, Δ_{2u} ในขณะที่หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าคงที่เท่ากับ τ_2 หลังจากนี้ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะลดลงเป็นเส้นตรงจนกระทั้งถึงค่า Slip, Δ_{3u} ซึ่งสอดคล้องกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากแรงเสียดทานของผิวรูปทรงกระบอกที่ปลายบั้งของเหล็ก, τ_{fu} โดย Slip Δ_{3u} จะมีค่าใกล้เคียงกับระยะห่างบั้งของเหล็ก ซึ่งถือเป็นความสัมพันธ์ช่วงสุดท้ายระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ของเหล็กเสริมที่ได้จากแบบจำลอง

นอกจากนี้แบบจำลองยังมีการพิจารณาถึงผลของระยะหุ้มของคอนกรีต กำลังอัดประลัยของคอนกรีต และขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมด้วย ดังความสัมพันธ์ที่แสดงในสมการที่ (60) ถึง (66) ซึ่งปัจจัยทั้งหมดที่กล่าวมา ล้วนส่งผลกระทบต่อค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวทั้งสิ้น แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมแสดงในภาพที่ 45

$$\tau_1 = (20 - d/4)(f_c'/30)^{0.5} \tag{60}$$

$$\tau_{1u} = \tau_{2u} = 0.748(f_c' c/d)^{0.5} \tag{61}$$

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

$$\tau_{fu} = 0.234(f_c^{'}c/d)^{0.5} \quad (62)$$

$$\Delta_{1u} = (f_c^{'}/30)^{0.5} e^{(1/\alpha)\ln(\tau 1u/\tau 1)} \quad (63)$$

$$\Delta_{2u} = 3.0 \quad (64)$$

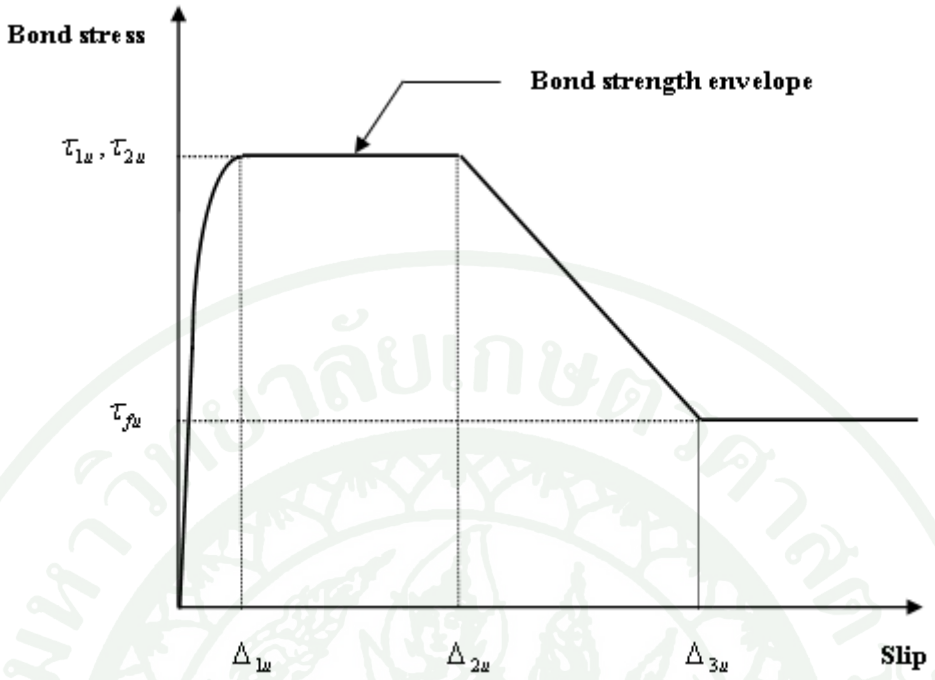
$$\Delta_{3u} = S \quad (65)$$

$$\alpha = 0.4 \quad (66)$$

โดยที่

c	คือ	ระยะหุ้มของคอนกรีต, mm
d	คือ	ขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม, mm
$f_c^{'}$	คือ	กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, MPa
τ_1	คือ	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกรณี pull out failure, MPa
τ_{1u}	คือ	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุด, MPa
Δ_{1u}	คือ	ค่า slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{1u}, mm
Δ_{2u}	คือ	ค่า slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{2u}, mm
τ_{fu}	คือ	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของแรงเสียดทาน, mm
Δ_{3u}	คือ	ค่า slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{fu}, mm
S	คือ	ระยะห่างระหว่างปั้งของเหล็กเสริม (ribs spacing) มีค่าเท่ากับ $0.6\,d$

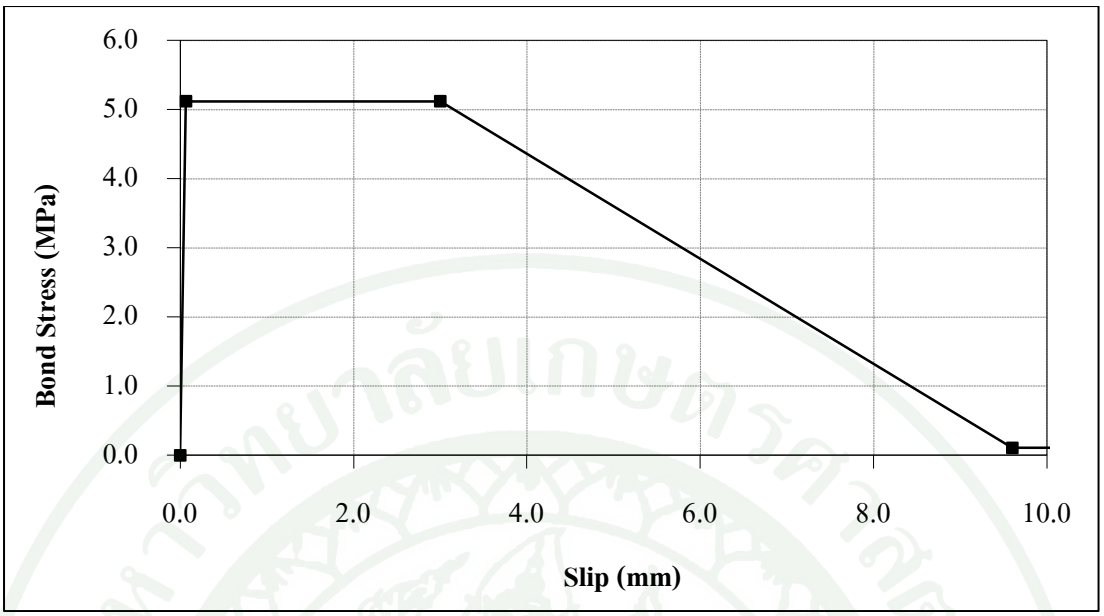
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 44 แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริม

การจำลองหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมและคอนกรีตสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสปริง 2 จุดต่อ (Combin 39) เอลิเมนต์สามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวได้ เอลิเมนต์สามารถรองรับการวิเคราะห์ได้ทั้ง 1 มิติ 2 มิติ และ 3 มิติโดยที่ปลายจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ได้ 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z และสามารถหมุนได้รอบแกนทั้ง 3 ทิศทางสามารถยืดและหดตัวตามแนวของเอลิเมนต์ได้ แต่ไม่สามารถรับแรงดัดได้ เอลิเมนต์ชนิดนี้ไม่มีความยาว (Zero Dimension) ใช้เชื่อมจุดต่อระหว่างคอนกรีตและจุดต่อของเหล็กเสริมตามยาวของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิมเนต์

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 45 แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัย

6.3 ข้อกำหนดการวิบัติของคอนกรีตในโปรแกรม ANSYS (2012)

ข้อกำหนดการวิบัติของคอนกรีตในโปรแกรม ANSYS ใช้เกณฑ์การวิบัติของ William and Warnke (1975) ภายใต้สภาวะหน่วยแรงตามแนวแกนถูกนำมาใช้ประเมินการวิบัติในเบื้องต้นของคอนกรีตและใช้จำแนกรูปแบบของการวิบัติ (Crushing) ที่จุดกึ่งกลางของเอลิเมนต์ของคอนกรีตหรือที่จุดใดจุดหนึ่งใน Integration Points เกณฑ์การวิบัติแสดงให้เห็นในความสัมพันธ์ดังสมการที่ 67

$$\frac{F}{f_c^{'}} - S \geq 0 \tag{67}$$

โดยที่

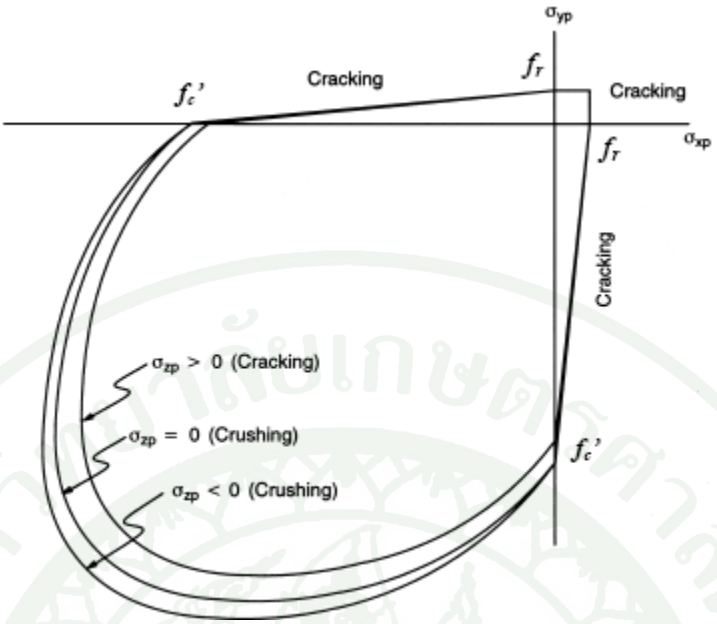
F = ฟังก์ชั่นของ Principal Stress State $(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$

S = Failure surface ในเทอมของความเค้นหลัก

$f_c^{'}$ = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ = Principal Stresses in Principal Directions

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 46 พื้นผิวการวิบัติ Failure Surface สำหรับคอนกรีต

ที่มา: ANSYS 12.1 (2009)

จากภาพที่ 46 แสดงพื้นผิวการวิบัติในระบบ 3 มิติสำหรับสภาวะของความเค้นในสองแกนจากภาพสามารถแบ่งรูปแบบการวิบัติได้เป็น 4 โหมด คือ

1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (แรงอัด-แรงอัด-แรงอัด) คอนกรีตถูกสมมุติว่าแตกแบบบดขยี้เมื่อสอดคล้องตามเงื่อนไขสมการที่ 67

2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (แรงดึง-แรงอัด-แรงอัด) ถ้าสมการที่ 67 สอดคล้องตามเงื่อนไขรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับ σ_1

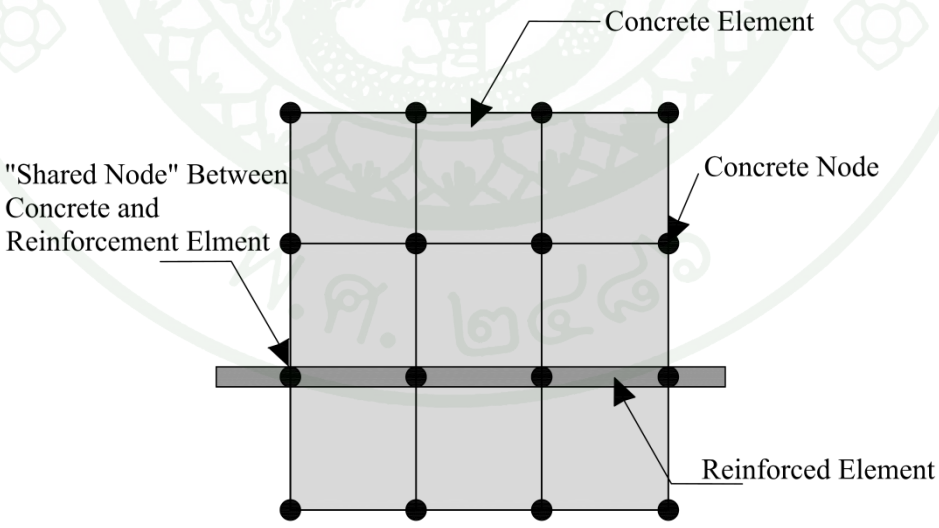
3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (แรงดึง-แรงดึง-แรงอัด) ถ้าสมการที่ 67 สอดคล้องตามเงื่อนไข กำลังรับแรงดึงประลัยจะลดลงแบบเป็นเส้นตรงตามการลดลงของ σ_3 ในขณะเดียวกันรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นในระนาบตั้งฉากกับ ความเค้นหลัก σ_1 หรือ σ_2 ตัวใดตัวหนึ่ง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (แรงดึง-แรงดึง-แรงดึง) ถ้าสมการที่ 67 สอดคล้องตามเงื่อนไข กำลังรับแรงดึงประลัยถูกสมมุติให้มีค่าเท่ากับ f_t ในขณะเดียวกันรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นในระนาบตั้งฉากกับความเค้นหลัก σ_1, σ_2 หรือ σ_3

6.4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริม

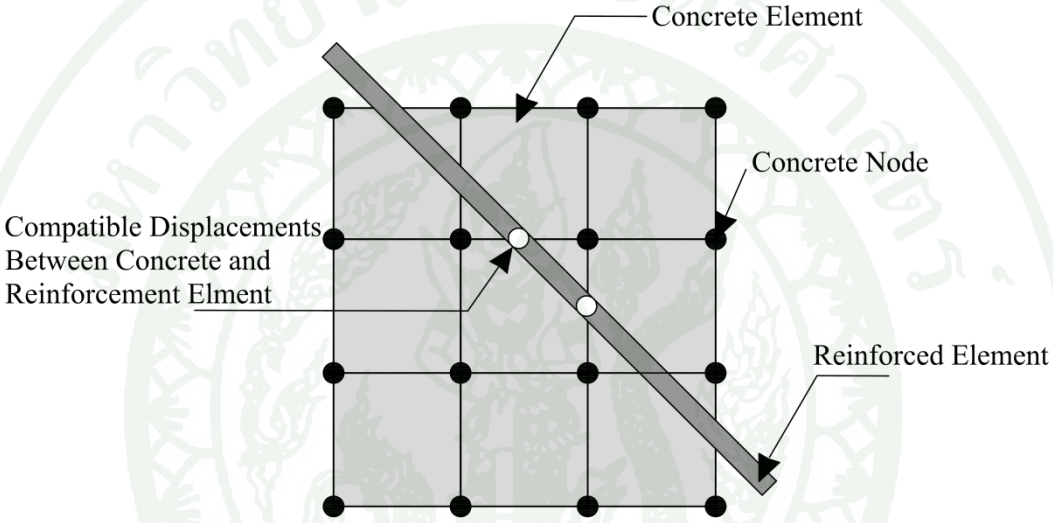
เทคนิคการสร้างแบบจำลองของเหล็กเสริมในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคอนกรีตเสริมเหล็กมีอยู่ด้วยกัน 3 แบบคือ แบบจำลองที่ไม่ต่อเนื่องกันระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต (Discrete Model) ดังแสดงในภาพที่ 47 ชิ้นส่วนของเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองชนิดนี้จะเป็นแบบแท่ง (Bar Element) หรือ แบบคาน (Beam Element) โดยจุดต่อของชิ้นส่วนที่เป็นเหล็กเสริมและชิ้นส่วนที่เป็นคอนกรีตจะอยู่ในตำแหน่งเดียวกัน คอนกรีตจะกินพื้นที่เดียวกันกับเหล็กเสริม ดังนั้นข้อเสียของแบบจำลองชนิดนี้คือการแบ่งชิ้นส่วนของคอนกรีตจะถูกจำกัดโดยตำแหน่งของเหล็กเสริม รวมถึงปริมาตรของคอนกรีตจะไม่ถูกหักออกจากปริมาตรของเหล็กเสริม สำหรับในงานวิจัยฉบับนี้ได้ใช้แบบจำลองของเหล็กเสริมในรูปแบบ Discrete Model มาใช้ในการศึกษาทั้งสำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึง เหล็กเสริมรับแรงอัด และเหล็กปลอกและเหล็กรับแรงเฉือนในแนวนอน



ภาพที่ 47 แบบจำลองที่ไม่ต่อเนื่องกันระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (Discrete Model)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

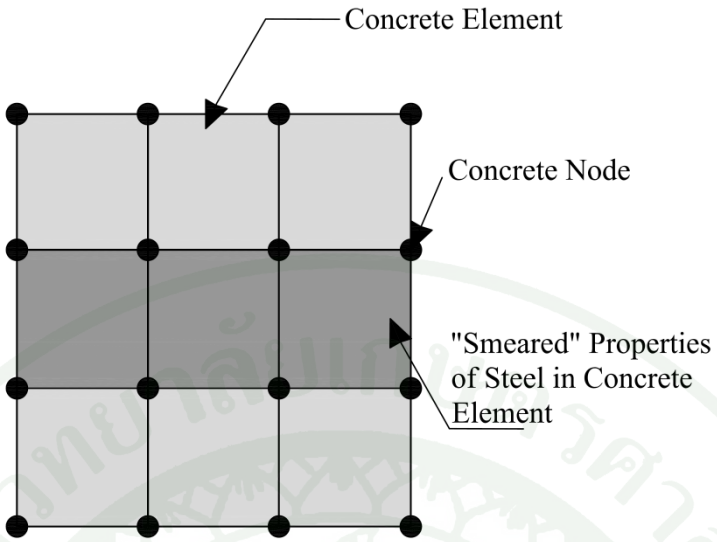
แบบจำลองฝัง (Embedded Model) ดังแสดงในภาพที่ 48 แบบจำลองชนิดนี้ช่วยลดข้อจำกัดของการแบ่งชิ้นส่วนของเหล็กเสริมได้ดีขึ้น เนื่องจากสติฟเนส ของเหล็กเสริมจะถูกแยกหาค่าต่างหากจากชิ้นส่วนของคอนกรีต แบบจำลองนี้ถูกสร้างขึ้นโดยการเคลื่อนตำแหน่งของเหล็กเสริมจะสอดคล้องกับคอนกรีตที่หุ้มอยู่รอบเหล็กเสริมนั้น แบบจำลองนี้เหมาะสำหรับคอนกรีตที่เสริมเหล็กแบบซับซ้อน อย่างไรก็ตามแบบจำลองชนิดนี้จะทำให้จุดต่อและความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) เพิ่มมากขึ้น ดังนั้นจึงทำให้การคำนวณใช้เวลามากขึ้นไปด้วย



ภาพที่ 48 แบบจำลองฝัง (Embedded Model)

แบบจำลองกระจาย (Smeared Model) ดังแสดงในภาพที่ 49 มีสมมุติฐานว่าเหล็กเสริมจะกระจายอย่างสม่ำเสมอในบริเวณเนื้อคอนกรีตที่ได้กำหนดไว้ในการแบ่ง (mesh) ของไฟไนต์เอลิเมนต์ วิธีการนี้จะใช้สำหรับแบบจำลองที่มีอัตราส่วนขนาดใหญ่ (Large-scale) เมื่อเหล็กเสริมไม่มีความสำคัญต่อการตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้าง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 49 แบบจำลองกระจาย (Smeared Model)

6.5 การพิจารณาเลือกจำนวนเอลิเมนต์

การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ อาศัยหลักการในการแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อย (Mesh) ต่อเนื่องกันตามรูปร่างของโครงสร้างเดิม แล้วสร้างสมการของแต่ละเอลิเมนต์ย่อยขึ้นมา นำสมการที่ได้มารวมกัน ก่อให้เกิดเป็นระบบสมการของโครงสร้าง กล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือการนำเอาเอลิเมนต์ย่อยมาประกอบรวมเข้าด้วยกันก่อให้เกิดเป็นรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิม ทำการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตที่ให้มาลงไปในระบบสมการชุดใหญ่นี้แล้วจึงทำการแก้ไขสมการดังกล่าว ก่อให้เกิดผลเฉลยโดยประมาณที่ต้องการของโครงสร้าง ซึ่งความถูกต้องของผลเฉลย ที่ได้มาจากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ขึ้นอยู่กับข้อผิดพลาดที่อาจเกิดขึ้นในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแบ่งได้เป็นสามประการ คือ Numerical Error, Modeling Error และ Discrezation Error

ความผิดพลาดจาก Numerical Error คือ ข้อผิดพลาดที่ขึ้นอยู่กับขีดความสามารถของเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ รวมถึงโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ หากเลือกใช้โปรแกรมที่มาตรฐานสูงหรือเป็นที่ยอมรับ ข้อผิดพลาดที่กล่าวมานี้มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับ Modeling Error และ Discrezation Error

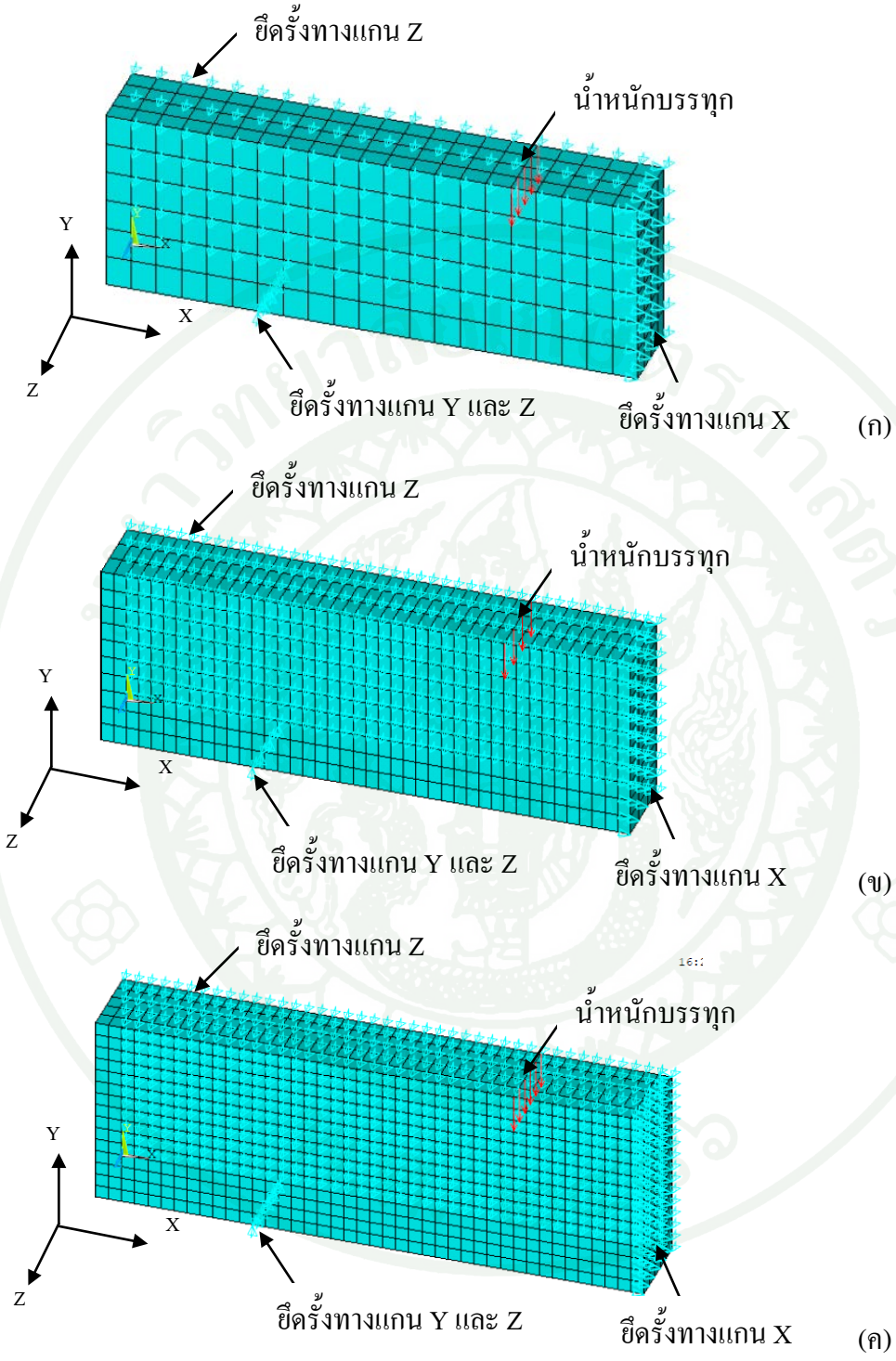
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ความผิดพลาดจาก Modeling Error คือข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์มีความไม่สอดคล้องกับระบบทางกายภาพของโครงสร้าง สามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้มีความสอดคล้องกับโครงสร้างให้มากที่สุด

ความผิดพลาดจาก Discrezation Error เป็นข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เนื่องมาจากการแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ มีความละเอียดไม่เพียงพอ สามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการเพิ่มจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยให้มากขึ้น ผลเฉลยที่ได้จะใกล้เคียงกับผลเฉลยแม่นตรง (Exacts Solution) มากขึ้น

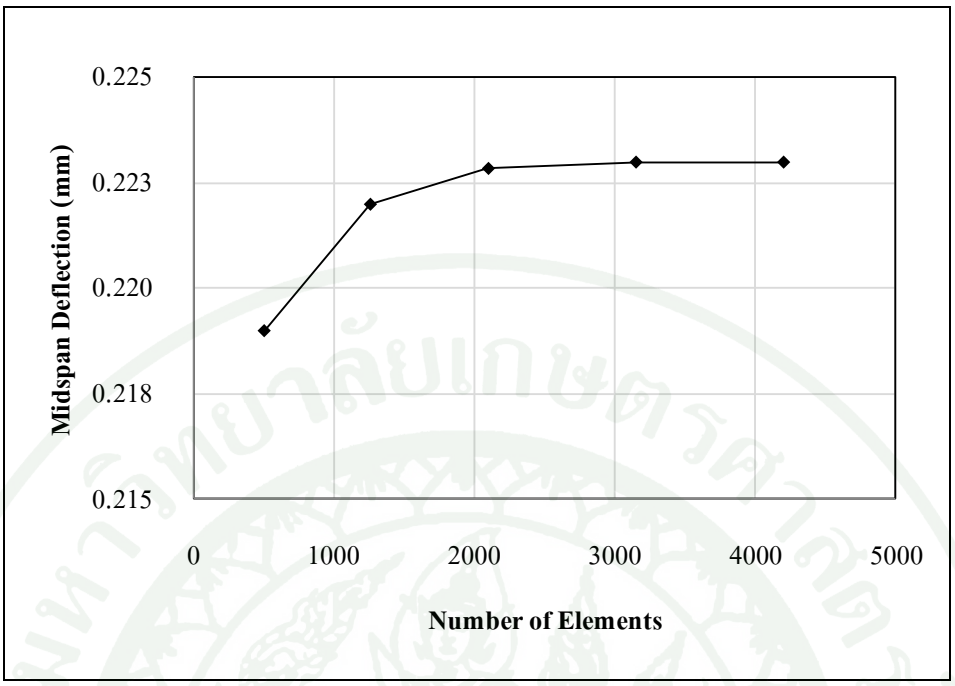
ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้ทำการศึกษาการลู่เข้าของผลเฉลยที่ถูกต้อง (Converged Solution) เพื่อลดความผิดพลาดของแบบจำลองดังที่กล่าวมาข้าวต้น โดยวิเคราะห์แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรงในช่วงเชิงเส้น (Linear Analysis) โดยแบบจำลองที่สร้างขึ้นมีขนาดเท่ากับหนึ่งในสี่ส่วนของคานจริง ทำการแบ่งเอลิเมนต์ย่อยออกเป็น 504 1,200 2,100 3,690 และ 4,200 ตามลำดับดังแสดงในภาพที่ 50 ผลเฉลยที่ได้นำมาเขียนความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อย (Number of Elements) กับการโก่งที่กึ่งกลางคาน (Mid-Span Deflection) ดังแสดงในภาพที่ 51 และความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับหน่วยแรงส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน ดังแสดงในภาพที่ 52

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

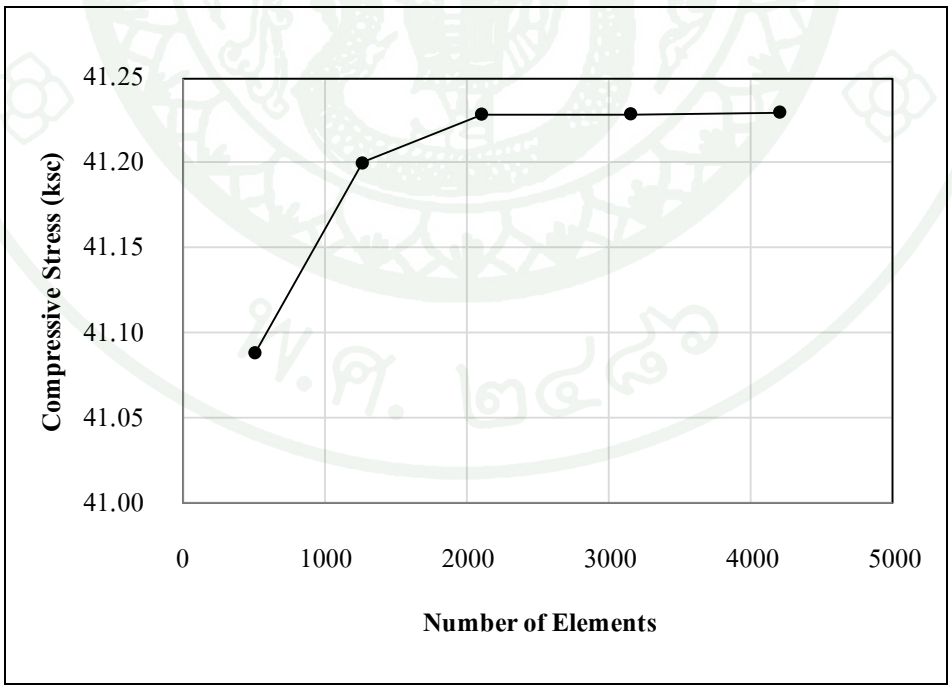


ภาพที่ 50 (ก) แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรงในช่วงเชิงเส้นเอลิเมนต์ย่อย 504 (ข) 2100 และ (ค) 4200

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 51 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานที่น้ำหนักกระทำแบบจุด (Point Load) 8 ตัน



ภาพที่ 52 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับหน่วยแรงส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานที่น้ำหนักกระทำแบบจุด (Point Load) 8 ตัน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

จากผลการวิเคราะห์และความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อย กับการโก่งที่กึ่งกลางคาน และความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับหน่วยแรงส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน แสดงให้เห็นว่าค่าความชันของการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีความต่อเนื่องและคงที่เมื่อแบบจำลองมีเอลิเมนต์ย่อยตั้งแต่ 2,100 เอลิเมนต์ขึ้นไป แสดงให้เห็นว่า การจำลองโครงสร้างทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อที่ผลเฉลยมีค่าลู่เข้าหาคำตอบที่ถูกต้องควรใช้เอลิเมนต์อย่างน้อย 2,100 เอลิเมนต์ ดังนั้นในการสร้างแบบจำลองคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมควรแบ่งเอลิเมนต์ย่อยอย่างน้อยให้มากกว่า 2,100 เอลิเมนต์แต่ไม่จำเป็นต้องมากถึง 4,200 เอลิเมนต์

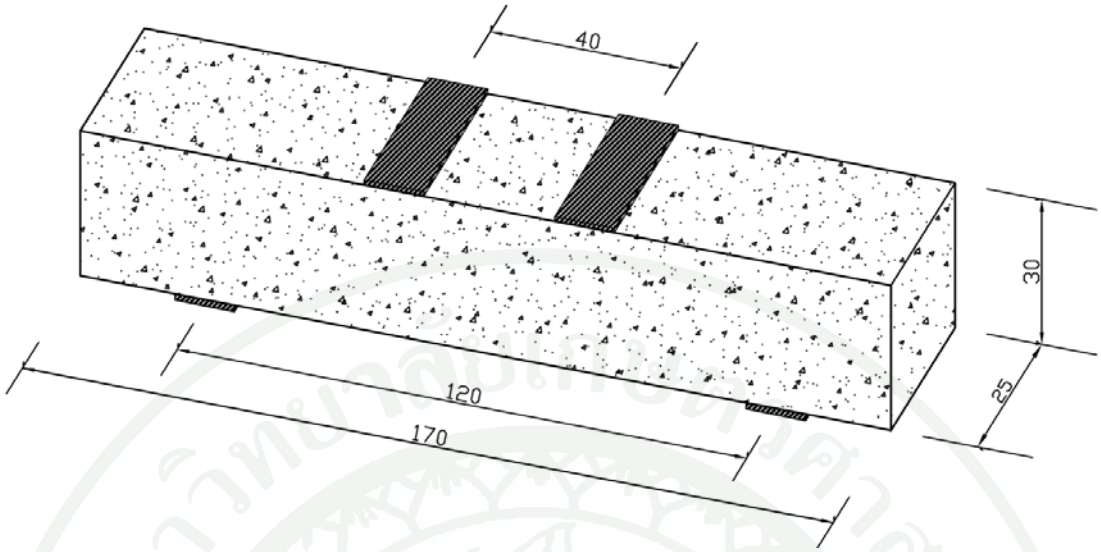
6.6 เรขาคณิตของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์

ตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก และตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำเห็นได้ว่าอยู่ในระบบที่มีความสมมาตร ดังภาพที่ 53 ดังนั้นในงานวิจัยนี้ จึงได้อาศัยหลักการความสมมาตรทางโครงสร้าง เพื่อสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ขึ้นหนึ่งในสี่ส่วนของตัวอย่างคานลึกที่ใช้ในการทดสอบ ดังภาพที่ 54 เพื่อประโยชน์ในด้านระยะเวลาสำหรับการคำนวณที่รวดเร็วขึ้น ขนาดหน้าตัดและความยาวของตัวอย่างทดสอบเปรียบเทียบกับแบบจำลองดังแสดงในตารางที่ 7 สำหรับระบบพิกัดแกนในการสร้างแบบจำลองประกอบไปด้วย พิกัดแกน X เป็นพิกัดแกนตามแนวยาวของคาน พิกัดแกน Y และ Z เป็นพิกัดแกนตามความลึกและความกว้างของคานตัวอย่างทดสอบตามลำดับ สำหรับในสร้างแบบจำลองคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเสริม คานคอนกรีตจะถูกจำลองโดยเอลิเมนต์ 3 มิติ จำนวน 2,940 เอลิเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 55

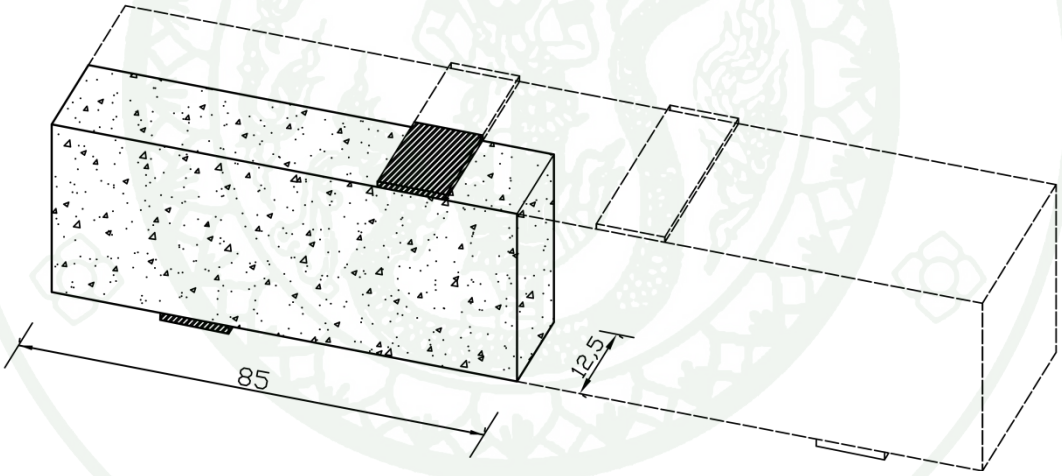
ตารางที่ 7 ขนาดของคานตัวอย่างที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

	ระบบพิกัดแกน	ตัวอย่างทดสอบ	แบบจำลอง
		มม.	มม.
ความยาว	X	1700	850
ความลึก	Y	300	300
ความกว้าง	Z	250	125

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

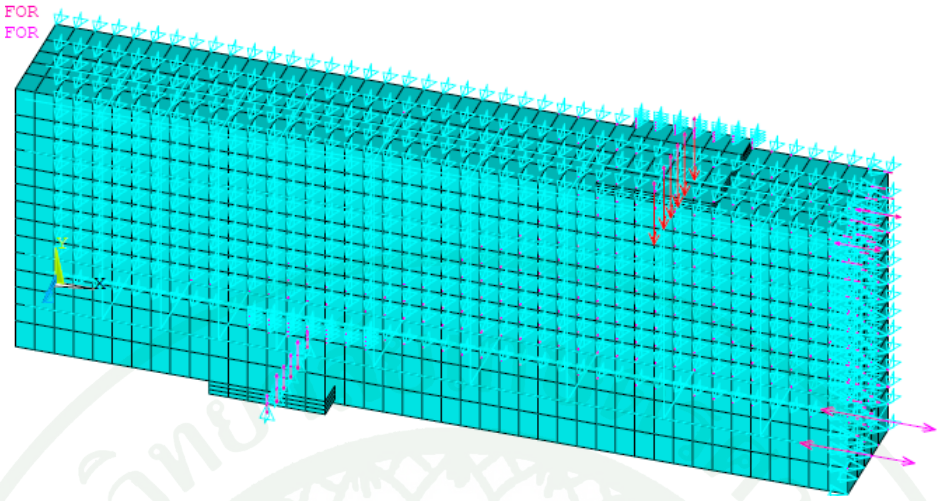


ภาพที่ 53 ขนาดของคานตัวอย่างทดสอบ



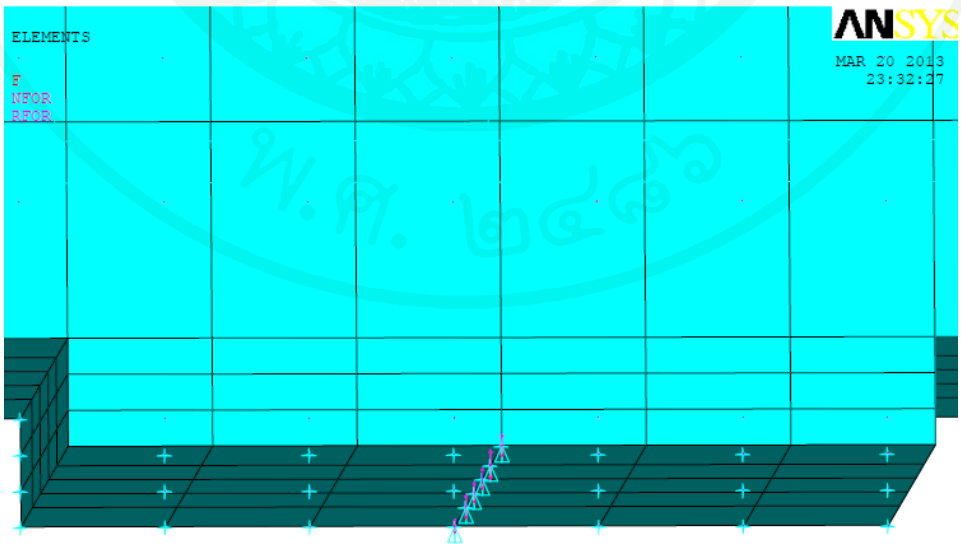
ภาพที่ 54 ขนาดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 55 แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ

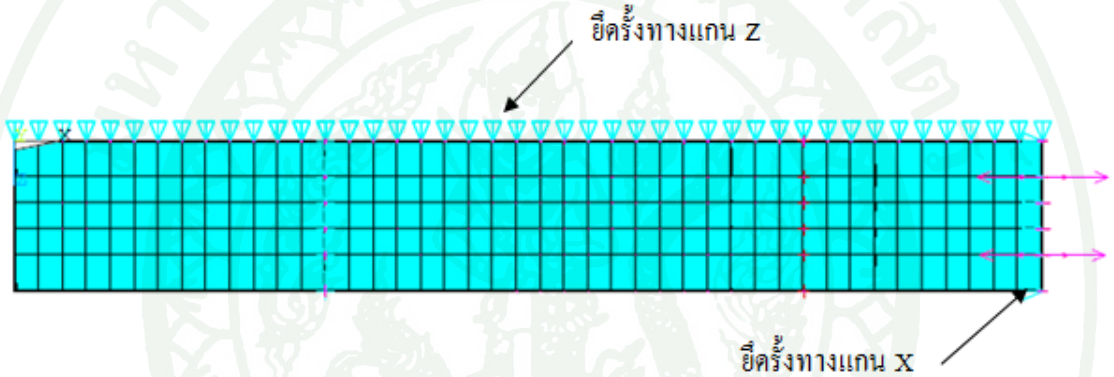
การสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ให้มีผลเฉลยที่ถูกต้องและแม่นยำ มีความจำเป็นที่ต้องพิจารณาถึงสภาวะเงื่อนไขขอบเขตของฐานรองรับและน้ำหนักบรรทุกของแบบจำลองให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบจริง ในการศึกษานี้ฐานรองรับ (Support) ของแบบจำลองจะถูกสร้างให้สามารถเลื่อนได้ (Roller) ในแนวแกน X (แกนตามความยาวคาน) โดยการกำหนดให้ความอิสระในการเคลื่อนที่เป็นศูนย์ในแนวแกน Y และแกน Z ($U_y = 0$, $U_z = 0$) เงื่อนไขขอบเขตของฐานรองรับแสดงในภาพที่ 56



ภาพที่ 56 ภาพการยึดรั้งบริเวณฐานรองรับ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

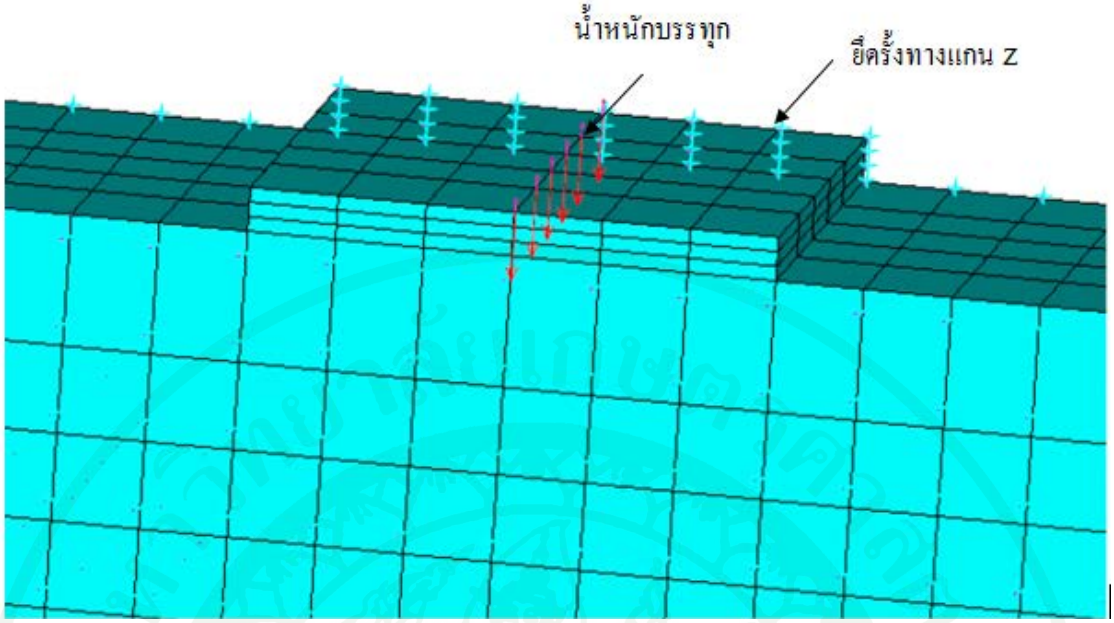
ซึ่งดังที่ได้กล่าวมาแล้วในงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีการประยุกต์ใช้หลักการสมมาตรของโครงสร้าง สำหรับการสร้างแบบจำลองคานหนึ่งในสี่ส่วนของตัวอย่างคานลึกที่ใช้ในการทดสอบมีความจำเป็นที่ต้องคำนึงถึงสภาวะเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองให้มีพฤติกรรมเหมือนกับตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมากที่สุด ดังนั้นจึงกำหนดให้ตำแหน่งสมมาตรที่กึ่งกลางคานมีความอิสระในการเคลื่อนที่เป็นศูนย์ในแนวแกน X ($U_x = 0$) และกำหนดให้ตำแหน่งสมมาตรข้างคานมีความอิสระในการเคลื่อนที่เป็นศูนย์ในแนวแกน Z ($U_z = 0$) กล่าวคือแบบจำลองสามารถเคลื่อนที่ได้ในทิศทางเดียว คือ ทิศทางในแกน Y สภาพการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในสี่ส่วนดังแสดงในภาพที่ 57



ภาพที่ 57 การยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในสี่ของคานจริง

สำหรับการสร้างเงื่อนไขสำหรับน้ำหนักบรรทุกของแบบจำลองคานลึกคอนกรีตเสริมเพื่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง น้ำหนักบรรทุกที่กระทำในแบบจำลองจึงมีค่าเป็นหนึ่งในสี่ส่วนของน้ำหนักที่กระทำจริงในคานตัวอย่างทดสอบและกระจายน้ำหนักบรรทุกตามจุดต่อดังแสดงในภาพที่ 58 เนื่องจากแบบจำลองที่ใช้ถูกจำลองขึ้นเพียงหนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ

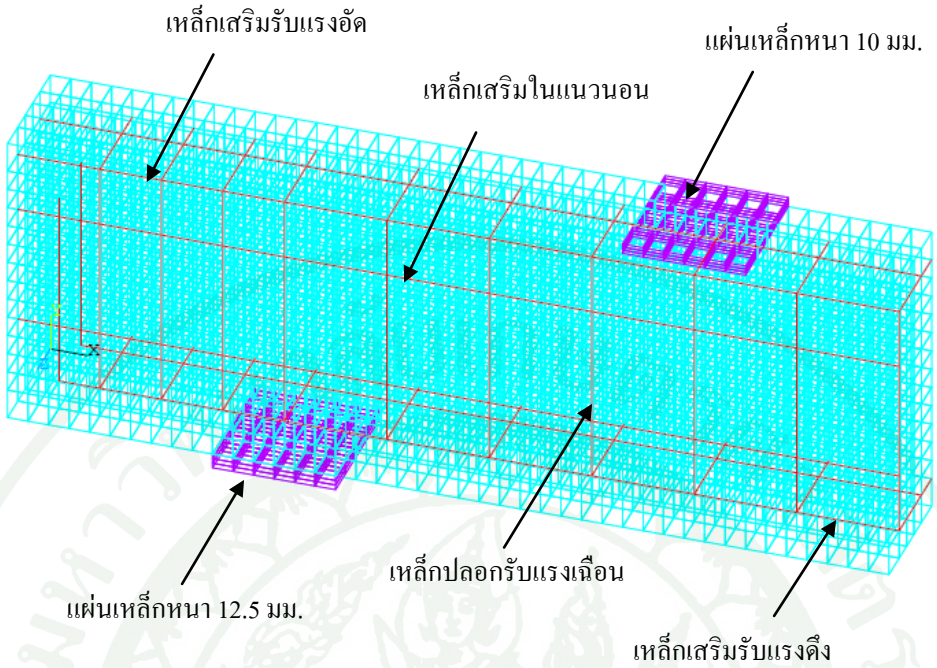
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



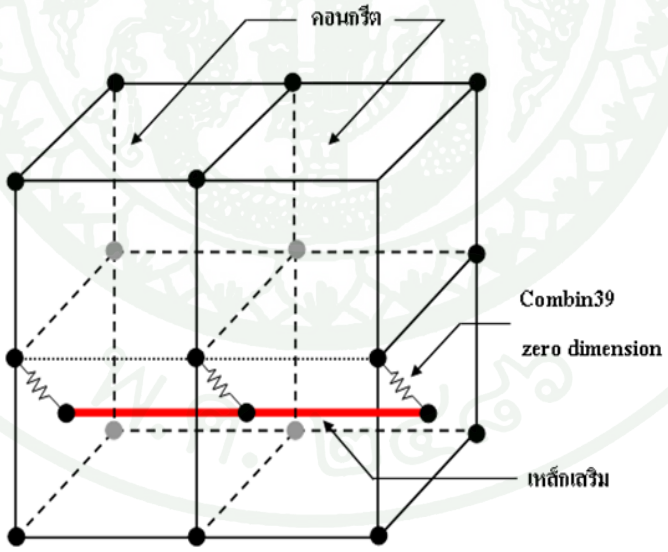
ภาพที่ 58 น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง

คานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมเหล็กถูกจำลองขึ้นด้วยแบบจำลอง 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างกันตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมซึ่งประกอบไปด้วย คอนกรีตถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์ 3 มิติ เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบแท่ง แผ่นเหล็กที่ฐานรองรับและที่น้ำหนักบรรทุกมากระทำถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบชั้น 3 มิติ ดังแสดงในภาพที่ 59 สำหรับภาพที่ 60 แสดงรายละเอียดของแบบจำลองพฤติกรรมการส่งถ่ายหน่วยแรงระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตซึ่งถูกจำลองให้เป็นเอลิเมนต์แบบสปริง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 59 รายละเอียดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์



ภาพที่ 60 รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริมคอนกรีต

การสร้างแบบจำลองของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กมีเอลิเมนต์รวมทั้งสิ้น 3,736 เอลิเมนต์ โดยแบ่งเป็นเอลิเมนต์สำหรับคอนกรีตจำนวน 2,940 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์สำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึงจำนวน 96 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์สำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัด 84 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สำหรับเหล็กปลอกจำนวน 284 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์สำหรับแผ่นเหล็ก 180 เอลิเมนต์ และเอลิเมนต์สำหรับแทนพฤติกรรมการส่งถ่ายหน่วยแรงระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตจำนวน 152 เอลิเมนต์ ตารางที่ 8 แสดงรายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

ตารางที่ 8 รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์

วัสดุ	ชนิดของเอลิเมนต์	จำนวนเอลิเมนต์
คอนกรีต	Solid65	2,940
เหล็กเสริมรับแรงดึง	Link8	96
เหล็กเสริมรับแรงอัด	Link8	84
เหล็กเสริมตามขวาง	Link8	284
แผ่นเหล็ก	Solid45	180
สปริง	Combin39	152
รวมจำนวนเอลิเมนต์		3,736

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ผลและวิจารณ์

ข้อมูลทดสอบที่ได้การทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง สามารถนำมาวิเคราะห์ประสิทธิภาพของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งในด้านของประสิทธิภาพการใช้งานและกำลังประลัย ผลการทดสอบถูกนำเสนอโดยเน้นความสำคัญของสองปัจจัยหลัก คือ ปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้น (ทั้งในแนวนอนและแนวดิ่ง) และจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เปลี่ยนแปลงจากสองขาเป็นสี่ขาที่มีต่อประสิทธิภาพการใช้งานและกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก นอกจากนี้ยังได้นำน้ำหนักประลัยที่ได้จากการทดสอบมาเปรียบเทียบผลการคำนวณที่ได้จากมาตรฐานของ ACI 318-10 (Appendix A), AASHTO LRFD (2010) รวมถึงได้มีการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบพฤติกรรมที่ได้จากการทดสอบกับผลของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการออกแบบต่อไป

ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบทั้ง 12 ตัวอย่างใช้คอนกรีตผสมสำเร็จรูปโดยมีกำลังอัดประลัยรูปทรงกระบอกของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 240 ksc สำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัดและแรงดึงมีหน่วยแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 4,000 ksc มีความเครียดที่จุดคราก 0.00225 และสำหรับเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมีหน่วยแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 2,400 ksc มีความเครียดที่จุดคราก 0.0021โดยขนาดคานที่ใช้ในการทดสอบได้ทำการย่อขนาดลงจากคานขวางของสะพานตามแบบของสะพานที่มีใช้อยู่ในประเทศลง 5 เท่า เพื่อให้สามารถทดสอบได้ในห้องปฏิบัติการ ทุกตัวอย่างมีปริมาณและการจัดเรียงปริมาณเหล็กเสริมที่แตกต่างกันซึ่งสามารถสรุปได้ในตารางที่ 9

จากผลการทดสอบแบบทำลายในห้องปฏิบัติการ สามารถนำมาวิเคราะห์เพื่อศึกษาถึงอิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นต่อพฤติกรรมโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งด้านสภาวะใช้งานและประลัย ในด้านการศึกษาเรื่องของสภาวะใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้วิธีการประเมินจากความสามารถในการป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง รูปแบบของรอยแตกร้าว น้ำหนักที่ทำให้รอยร้าวในแนวทแยงแรกปรากฏขึ้น เป็นข้อมูลในการประเมินประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับการศึกษาด้านกำลังประลัยในงานวิจัยนี้ประเมินจากน้ำหนักสูงสุดที่ได้จากการทดสอบ และรูปแบบของการวิบัติของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ นอกจากนี้ยังได้ทำการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ด้วยโปรแกรม Ansys ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถหาได้ตามท้องตลาดเพื่อศึกษาถึง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

พฤติกรรมและน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยสามารถสรุปผลการศึกษาเป็นหัวข้อที่สำคัญได้ ดังนี้

1) อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

2) อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อรูปแบบการวิบัติ

3) อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อประสิทธิภาพการใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

4) การวิเคราะห์และประเมินประสิทธิภาพการใช้งานและประลัย

5) เปรียบเทียบผลการทดสอบกับมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบ

6) การสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการทางไฟไนต์เอลิเมนต์

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 9 รายละเอียดของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

ตัวอย่าง	ρv	ρh	Applied Load Plate	จำนวนขาของเหล็กปลอก	การจัดเรียงเหล็กปลอกรับแรงเฉือน		หมายเหตุ
B1L2-1 B1L2-2	0.23	0.22	12.5x30	2	2RB6@0.10	2RB6@0.10	เหล็กเสริมตามขวางมีปริมาณเท่ากับที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI 318-10 (Appendix A) แต่มีปริมาณน้อยกว่าที่ระบุไว้ใน AASHTO LRFD (2010)
B2L2-1 B2L2-2	0.34	0.33	12.5x30	2	2RB9@0.15	2RB6@0.07	เหล็กเสริมตามขวางมีปริมาณมากกว่าที่ระบุไว้ใน ACI 318-10 (Appendix A) แต่เท่ากับที่ระบุไว้ในมาตรฐาน AASHTO LRFD (2010)
B3L2-1 B3L2-2	0.42	0.6	12.5x30	2	2RB9@0.12	2RB9@0.05	ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเป็นไปตามแบบมาตรฐานซึ่งมีปริมาณมากกว่ามาตรฐาน ACI318-10 (Appendix A) และ AASHTO LRFD (2010)
B1L4-1 B1L4-2	0.23	0.22	12.5x30	4	4RB6@0.20	2RB6@0.10	มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเช่นเดียวกับตัวอย่าง B1L2 แต่มีจำนวนขาของเหล็กปลอก 4 ขาและมีการจัดเรียงเหล็กปลอกแตกต่างกัน
B2L4-1 B2L4-2	0.3	0.32	12.5x30	4	4RB6@0.15	2RB6@0.07	มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเช่นเดียวกับตัวอย่าง B2L2 แต่มีจำนวนขาของเหล็กปลอก 4 ขาและมีการจัดเรียงเหล็กปลอกแตกต่างกัน
B3L6-1 B3L6-2	0.45	0.6	12.5x30	6	6RB6@0.15	2RB9@0.05	มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเช่นเดียวกับตัวอย่าง B3L2 แต่มีจำนวนขาของเหล็กปลอก 4 ขาและมีการจัดเรียงเหล็กปลอกแตกต่างกัน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

1. อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นที่มีต่อกำลังประลัย

การเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นส่งผลต่อการเพิ่มกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กหรือไม่นั่นเป็นหัวข้อหนึ่งที่งานวิจัยนี้ให้ความสนใจ เนื่องจากการศึกษางานวิจัยที่มีมาก่อนหน้านี้พบว่างานวิจัยที่ผ่านมายังมีความขัดแย้งกันในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก และจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นสามารถเพิ่มกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ ผลการทดสอบของคานลึกทั้ง 12 ตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 10

ตารางที่ 10 น้ำหนักประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้จากการทดสอบ

ตัวอย่าง	ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง(%)			จำนวนขาของเหล็กปลอก	กำลังประลัย (ตัน)	รูปแบบการวิบัติ
	ρ_v	ρ_h	$\rho_\perp$			
B1L2-1	0.23	0.22	0.32	2	58.85	DS
B1L2-2					58.52	DS
Mean					58.55	
B2L2-1	0.34	0.33	0.47	2	54.91	DS
B2L2-2					54.83	DS
Mean					54.87	
B3L2-1	0.42	0.60	0.73	2	60.31	SC
B3L2-2					57.47	SC
Mean					58.89	
B1L4-1	0.23	0.22	0.32	4	57.85	FF
B1L4-2					60.18	DS
Mean					59.01	
B2L4-1	0.30	0.32	0.44	4	61.28	DS
B2L4-2					54.42	DS
Mean					57.85	

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 10 (ต่อ)

ตัวอย่าง	ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง(%)			จำนวนขาของเหล็กปลอก	กำลังประลัย (ตัน)	รูปแบบการวิบัติ
	ρ_v	ρ_h	$\rho_\perp$			
B3L6-1	0.45	0.60	0.75	6	60.15	SC
B3L6-2					57.79	SC
Mean					58.97	

หมายเหตุ DC (Diagonal Splitting Failure): SC (Shear Compression Failure): FF (Flexure Failure)

เมื่อนำข้อมูลที่ได้จากผลการทดสอบมาเปรียบเทียบเพื่อหาความแตกต่างที่เกิดขึ้นจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นดังจากภาพที่ 61 ตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขามีน้ำหนักประลัยที่ได้จากการทดสอบเฉลี่ยเท่ากับ 58.55, 54.87 และ 58.87 ตัน สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.32%, 0.47% และ 0.73% ตามลำดับ จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่สามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงของแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5 ได้หรืออีกนัยหนึ่งอาจกล่าวได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ACI 318-10 (Appendix A), AASHTO LRFD (2010) และตามแบบมาตรฐานของสะพานที่มีใช้อยู่ภายในประเทศไม่มีผลกระทบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งจากผลการทดสอบสอดคล้องกับการทดสอบของ Brown and Bayrak (2006; 2007) และ Tuchscherer *et al*. (2011) ที่ระบุว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่สามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภาพที่ 61 น้ำหนักประลัยเฉลี่ยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

เมื่อนำตัวอย่างที่มีอัตราส่วนของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากันแต่มีการจัดวางเหล็กปลอกรับแรงเฉือนแตกต่างกัน คือมีการจัดวางเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขา และมากกว่าสองขา มาเปรียบเทียบกัน ผลที่ได้คือตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขาจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนมากว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาเล็กน้อย โดยมีค่าน้ำหนักประลัยแตกต่างกันไม่เกิน 10% จึงสามารถสรุปได้ว่าเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีจำนวนขามากกว่าสองขาไม่สามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Hsiung and Frantz (1985) และ Tuchscherer *et al.* (2011)

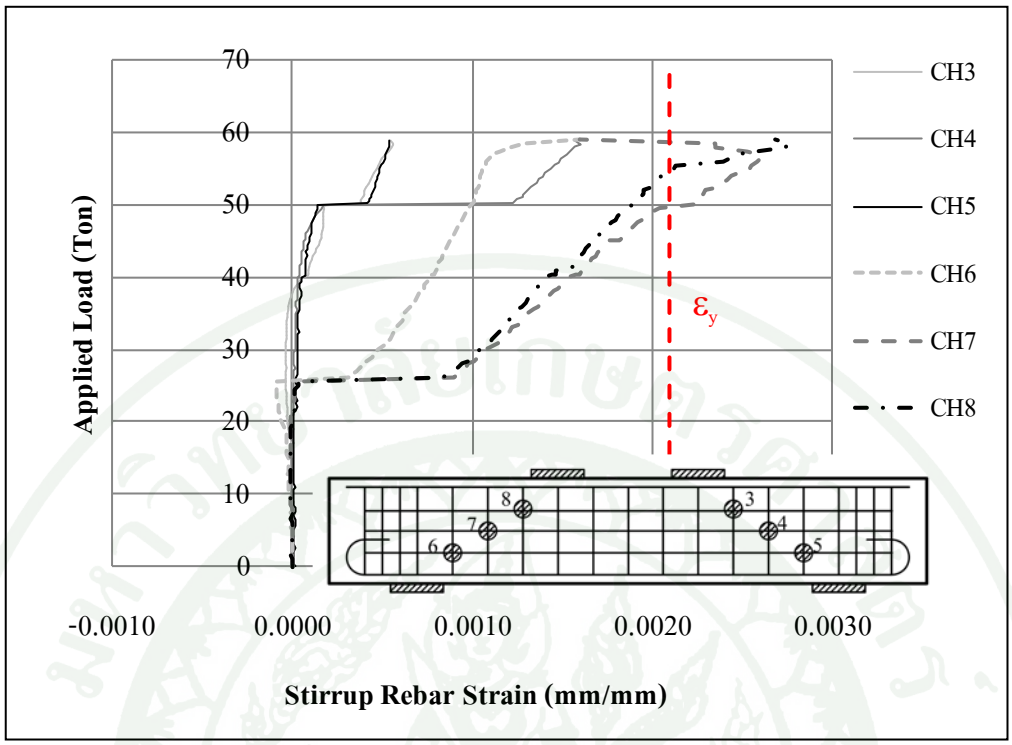
ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่า อัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้น (ทั้งในแนวนอนและแนวดิ่ง) รวมถึงที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางเดียวกันเมื่อเพิ่มจำนวนขาของเหล็กจากสองขาเป็นสี่หรือหกขา ไม่สามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ สาเหตุที่เป็นเช่นนั้นเนื่องจากคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการทดสอบมีอัตราส่วนของช่วงของแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 2 การส่งถ่ายแรงเฉือนจากน้ำหนักที่มากระทำจะถูกส่งถ่ายไปที่ฐานรองรับโดยตรงด้วยท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงส่งผลให้ปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลกับกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งข้อสันนิฐานนี้สอดคล้องกับผลของความเครียดที่ได้จากอุปกรณ์วัดความเครียดที่ติดตั้งไว้ที่ขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน ผลของความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนเกือบทุกตัวอย่างแสดงใน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

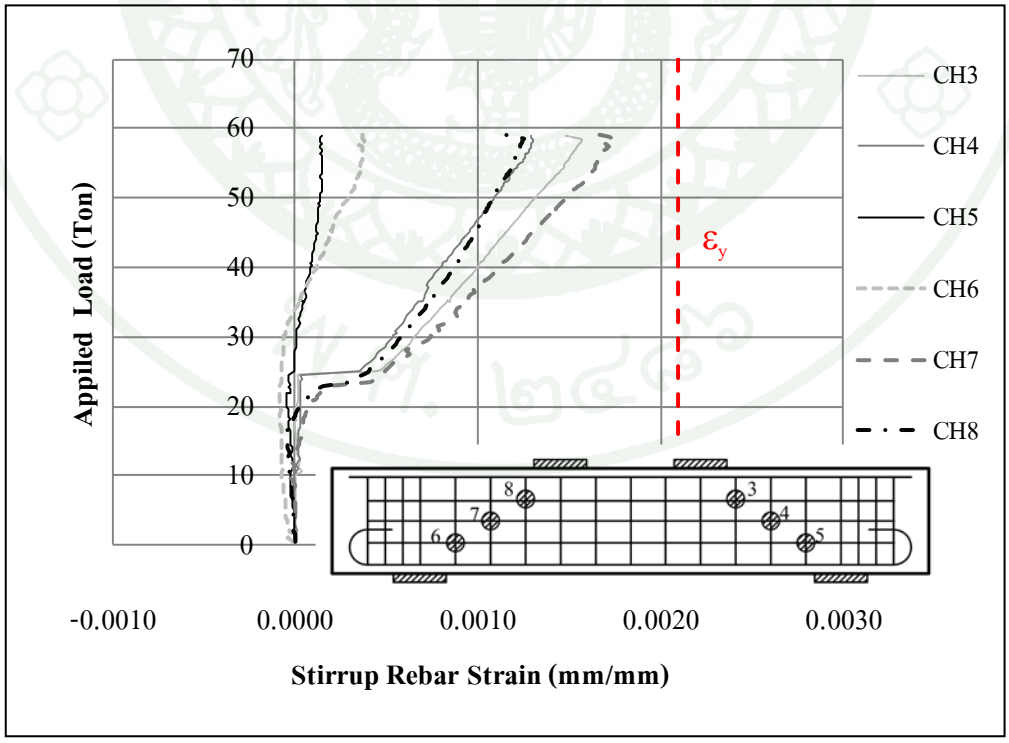
ภาพที่ 62 ถึง 74 จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนเกือบทุกตัวอย่างมีค่าไม่ถึงจุดคราก มีเพียงบางตัวอย่างเท่านั้นที่เหล็กปลอกรับแรงเฉือนถึงจุดคราก ตัวอย่างที่เหล็กปลอกรับแรงเฉือนถึงจุดครากเกิดจากรอยร้าวในแนวทแยงผ่านตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดโดยตรง ส่งผลให้ค่าความเครียดที่จุดนั้นมีค่าสูง อีกทั้งข้อสันนิฐานนี้ยังสอดคล้องกับการศึกษาของ Oh and Shin (2001) และ Sahoo *et al.* (2010) ที่พบว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีประสิทธิภาพเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเพิ่มขึ้น

ผลการทดสอบที่ได้จากอุปกรณ์วัดความเครียดเห็นได้ชัดเจนว่าก่อนที่จะปรากฏรอยร้าวในแนวทแยงเหล็กเสริมตามขวางจะไม่ช่วยต้านทานแรงเฉือนแต่อย่างใด กลไกต้านทานแรงเฉือนเกิดขึ้นที่คอนกรีตเพียงอย่างเดียวเนื่องจากค่าความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย และเมื่อเกิดรอยร้าวในแนวทแยงขึ้น เหล็กปลอกรับแรงเฉือนต้องรับแรงดึงอย่างกะทันหันส่งผลให้ค่าความเครียดที่ได้มีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว โดยที่น้ำหนักที่มากระทำมีค่าคงที่ พฤติกรรมดังกล่าวเห็นได้ชัดเจนจากภาพที่ 62 และ 63 แสดงให้เห็นว่าคอนกรีตที่บริเวณดังกล่าวไม่สามารถส่งถ่ายแรงเฉือนได้อีกต่อไปเหล็กปลอกรับแรงเฉือนจึงเข้ามามีส่วนในการต้านทานแรงเฉือน จนกระทั่งตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบเกิดการวิบัติ สำหรับตัวอย่าง B3L2-1 และ B3L2-2 อุปกรณ์วัดความเครียดหมายเลข CH5, CH6 และ CH8 ตามลำดับ หลังจากที่เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกแล้ว ความเครียดของเหล็กปลอกที่ได้แสดงให้เห็นว่า เหล็กปลอกรับแรงอัดแทนที่ควรจะรับแรงดึง สาเหตุที่เป็นเช่นนั่นเนื่องจากตำแหน่งของอุปกรณ์วัดความเครียดทั้งสามอยู่ในตำแหน่งใต้และใกล้กับน้ำหนักบรรทุกที่มากระทำดังแสดงในภาพที่ 70 และ 71 ซึ่งไม่ได้อยู่ในบริเวณช่วงการเฉือนจึงส่งผลให้เหล็กเสริมดังกล่าวไม่ได้ทำหน้าที่รับแรงดึง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

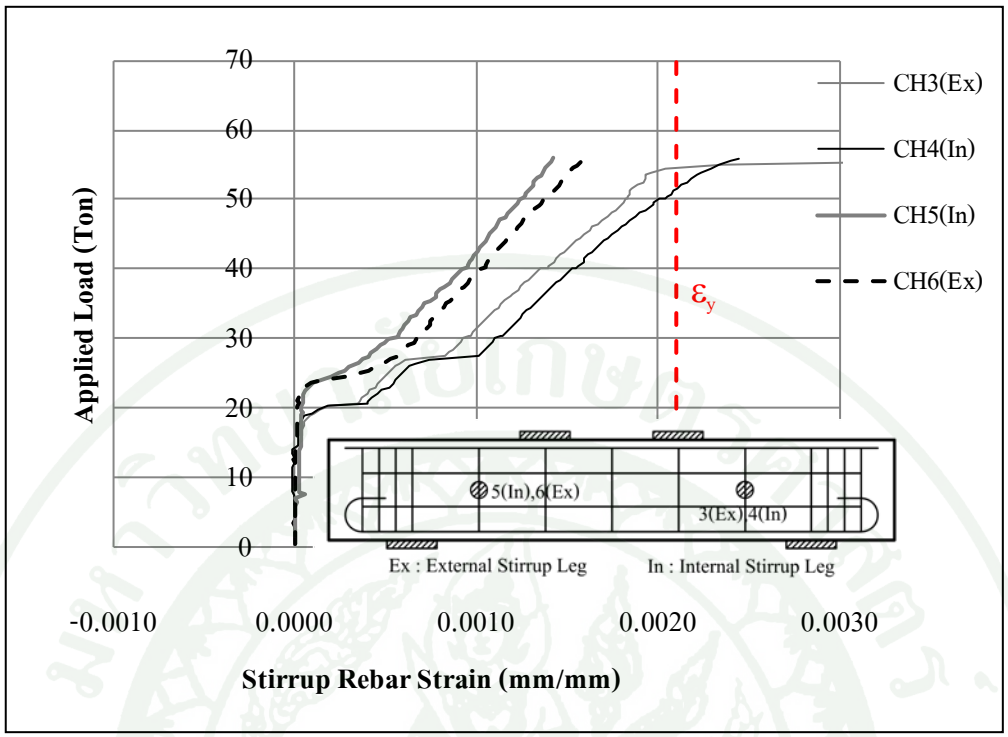


ภาพที่ 62 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L2-1

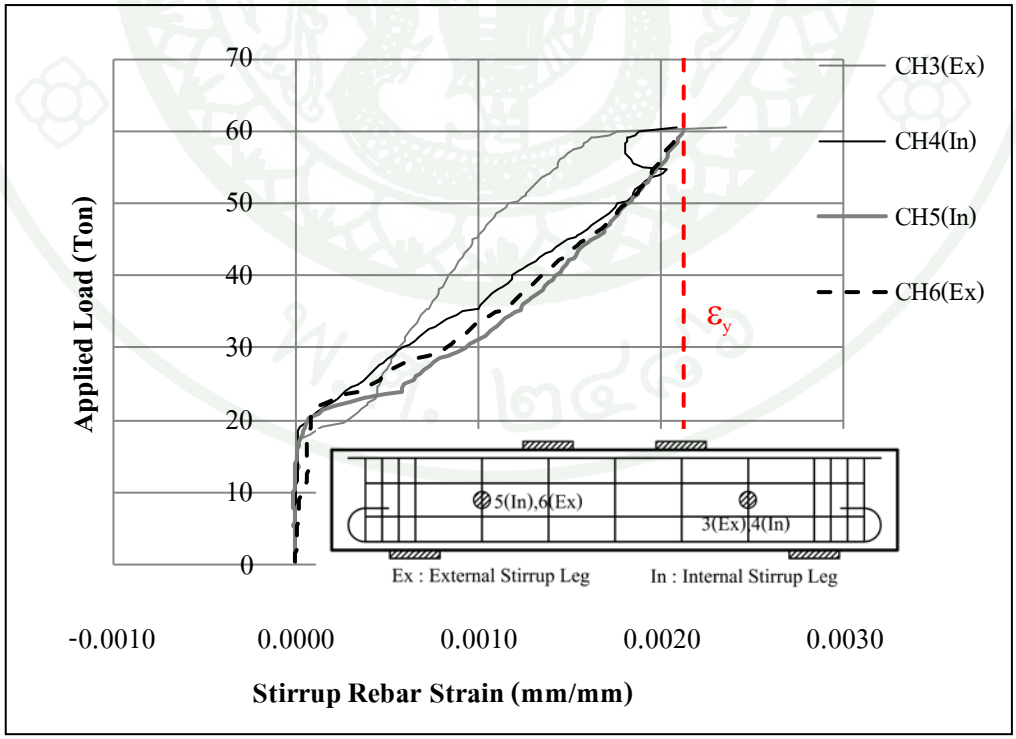


ภาพที่ 63 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L2-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

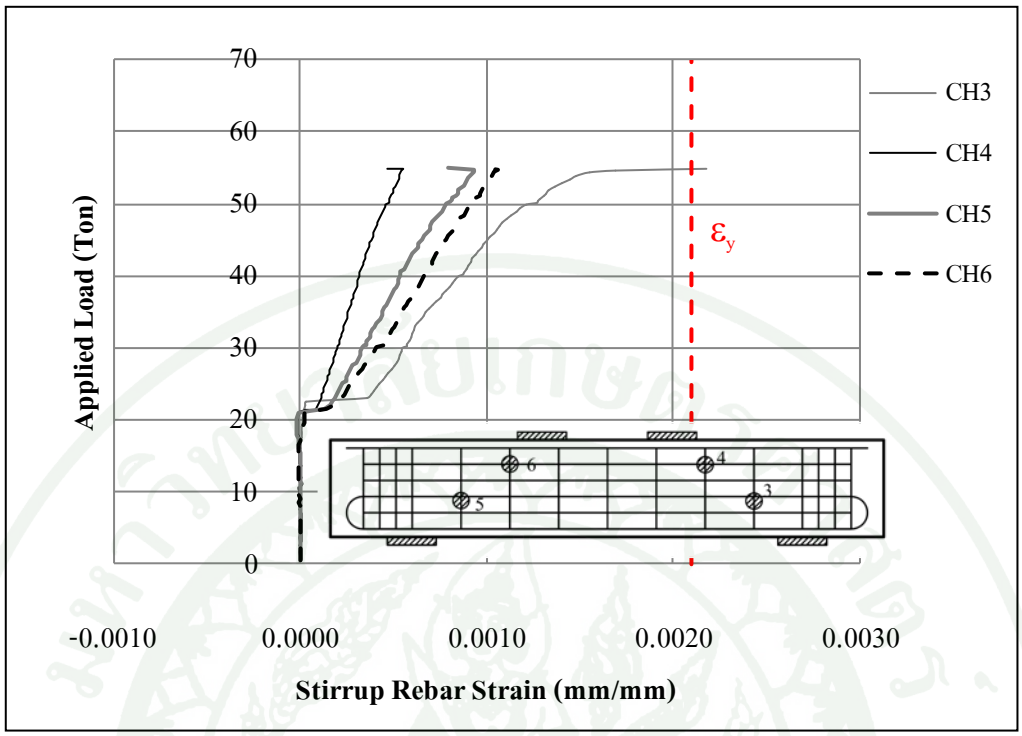


ภาพที่ 64 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L4-1

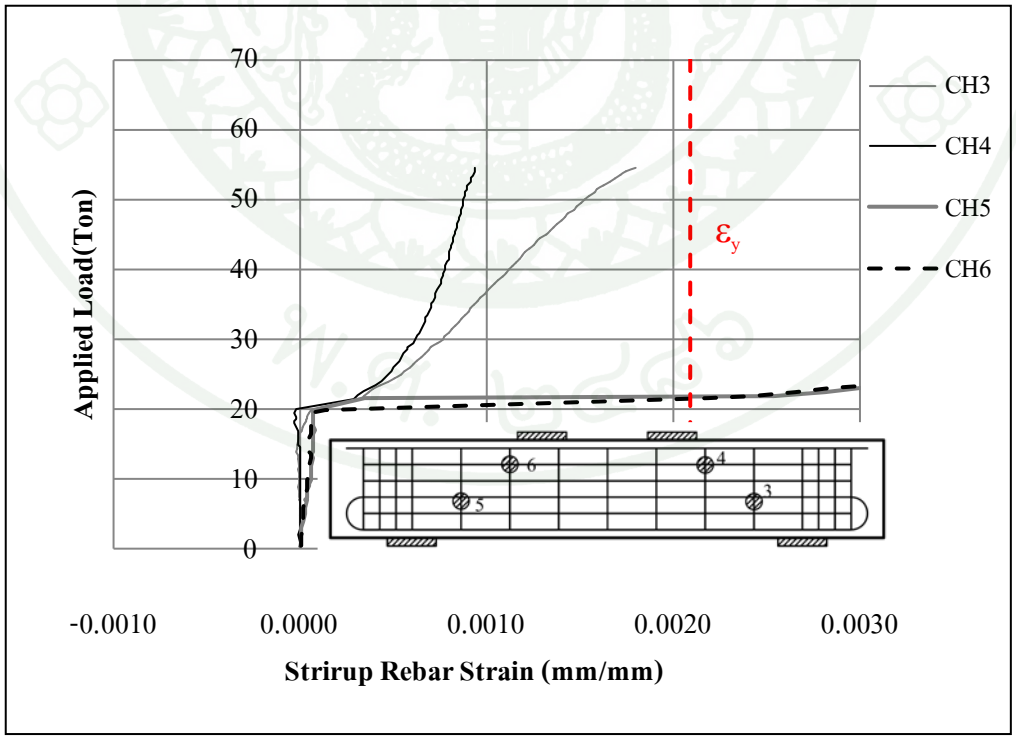


ภาพที่ 65 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B1L4-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

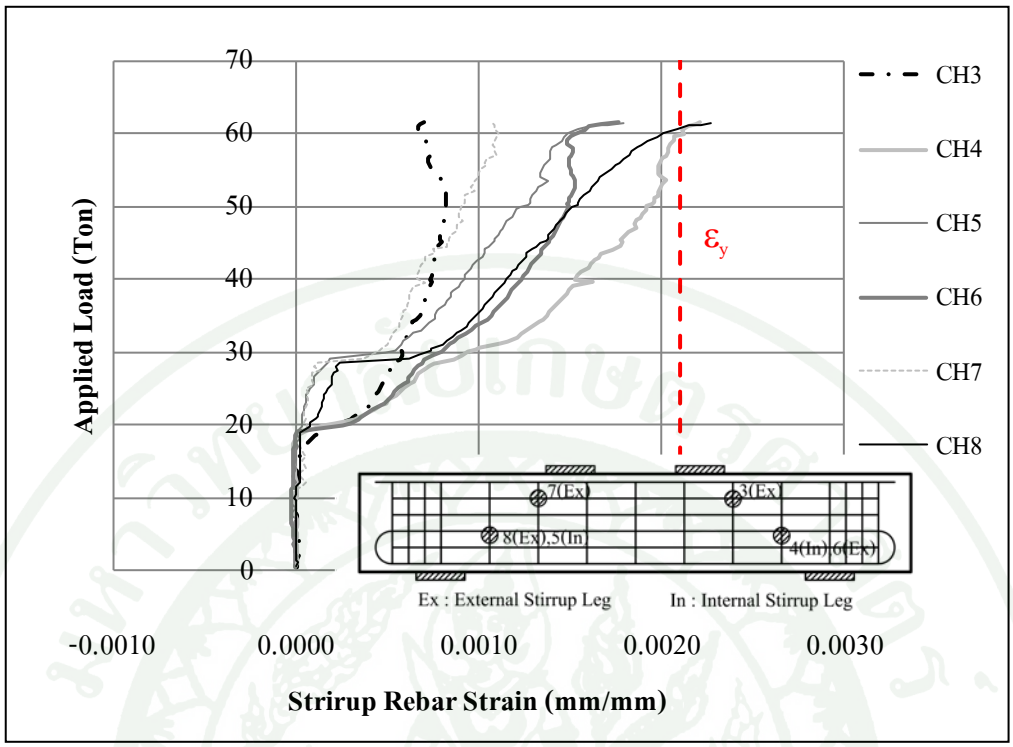


ภาพที่ 66 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L2-1

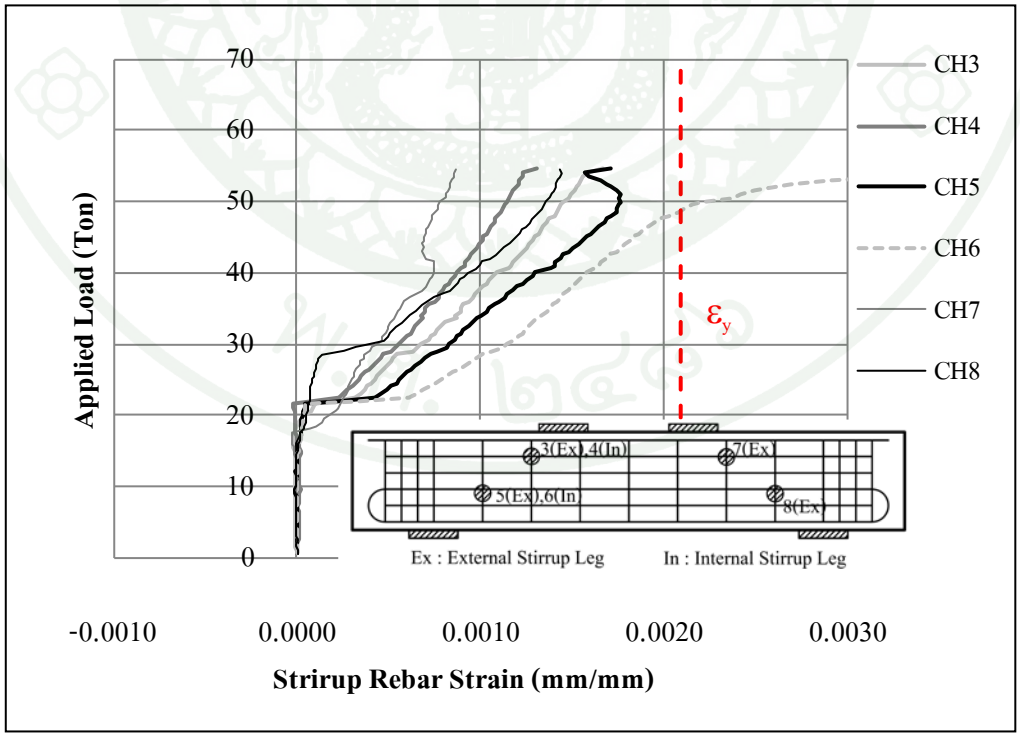


ภาพที่ 67 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L2-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

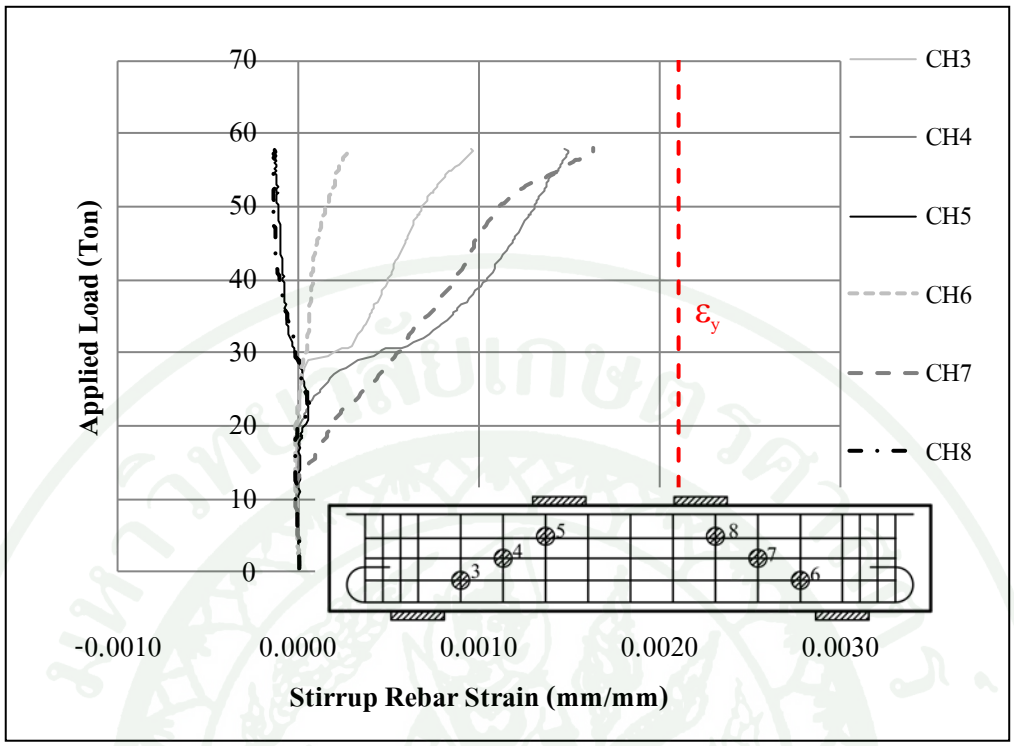


ภาพที่ 68 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L4-1

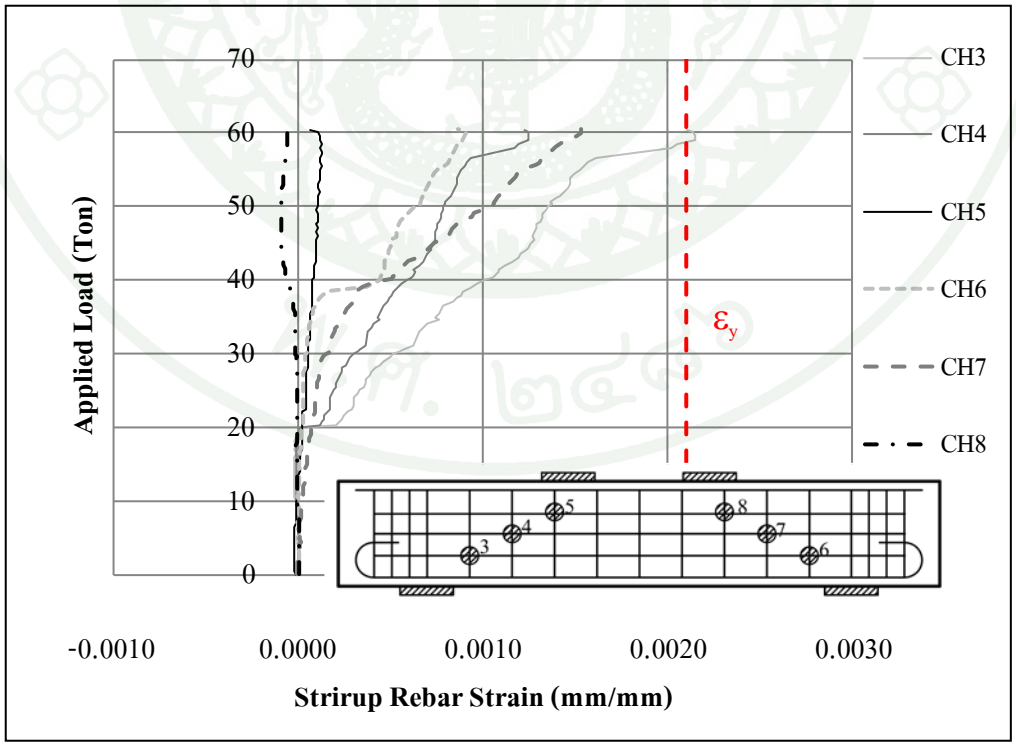


ภาพที่ 69 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B2L4-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

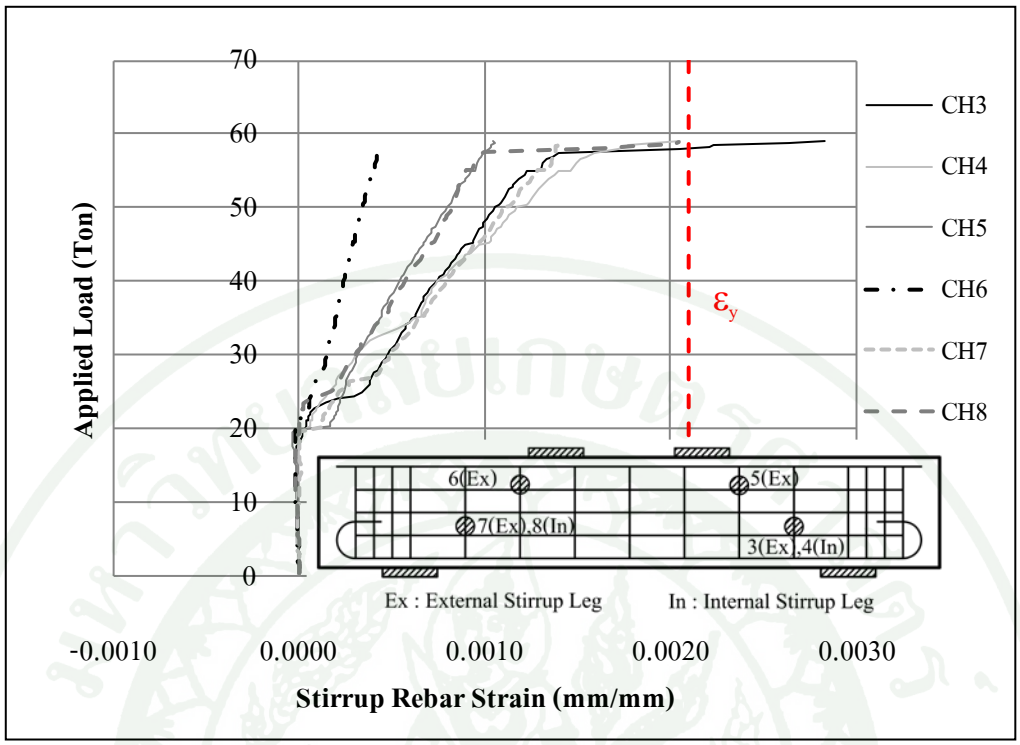


ภาพที่ 70 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L2-1

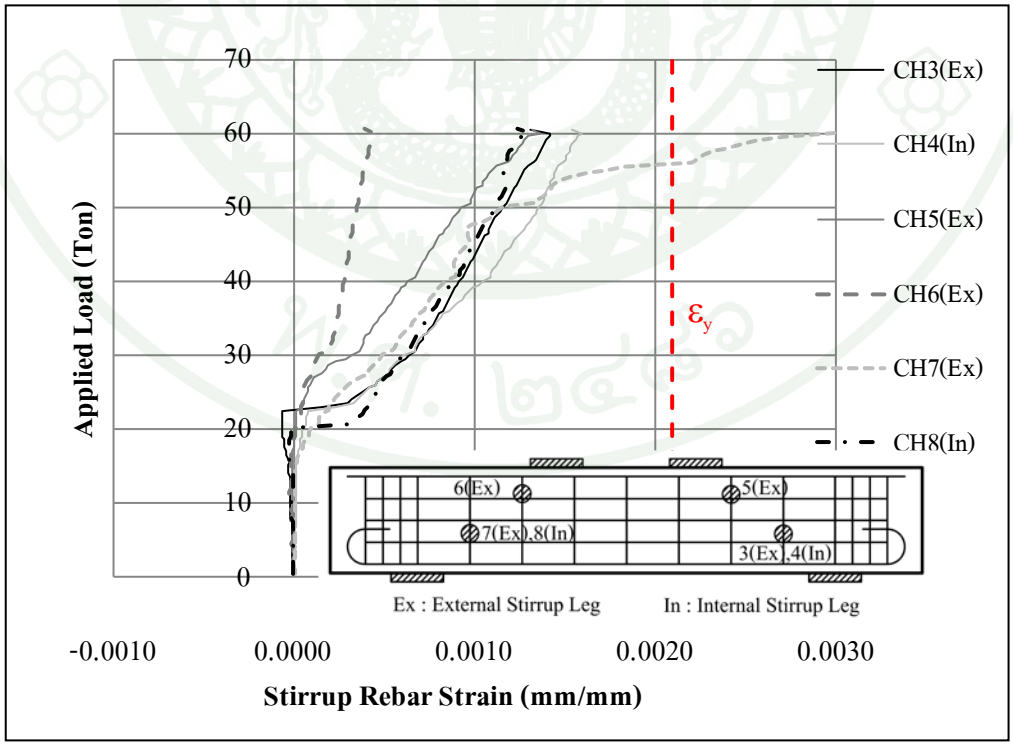


ภาพที่ 71 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 72 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L6-1



ภาพที่ 73 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของตัวอย่างทดสอบ B3L6-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

2. อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นที่มีผลต่อรูปแบบการวิบัติ

จากผลการทดสอบคานลึกทั้ง 12 ตัวอย่างแสดงให้เห็นว่าอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลกับน้ำหนักประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่ทว่าปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นกับมีผลกับรูปแบบการวิบัติของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กดังแสดงในตารางที่ 7 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบเกิดการวิบัติในรูปแบบของแรงเฉือนเกือบทุกตัวอย่างยกเว้นตัวอย่าง B2L4-1 ที่เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน โดยทั่วไปรูปแบบการวิบัติที่เกิดจากแรงเฉือนสามารถแบ่งได้สองรูปแบบคือ การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัดและการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด และการวิบัติเนื่องจากการแตกร้าวในแนวทแยง

1. การวิบัติเนื่องจากการแตกร้าวในแนวทแยง

การวิบัติเนื่องจาก Diagonal Splitting Failure เกิดขึ้นหลังจากที่รอยร้าวทแยงมุมที่เอวคานโดยรอยร้าวชนิดนี้จะเกิดขึ้นที่กึ่งกลางของเอวคานทำมุมประมาณ 45 องศา กับเหล็กเสริมรับแรงดึง เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นรอยร้าวดังกล่าวจะขยายตัวอย่างรวดเร็วมุ่งเข้าสู่บริเวณที่น้ำหนักบรรทุกภายนอกมากระทำหรือบริเวณที่ฐานรองรับ หลังจากนั้นรอยร้าวดังกล่าวจะไปหยุดอยู่ที่บริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกมากระทำระยะหนึ่งเช่นเดียวกับการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด แต่ทว่าการวิบัติลักษณะนี้จะไม่เกิดรอยร้าวที่ขนานกับรอยร้าวทแยงมุมวิกฤต เมื่อถึงน้ำหนักบรรทุกประลัยรอยที่หยุดอยู่ใต้น้ำหนักบรรทุกที่มากระทำจะพุ่งเข้าสู่บริเวณรับแรงอัดหรือพุ่งเข้าสู่ตำแหน่งที่น้ำหนักภายนอกมากระทำส่งผลให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่วิบัติในลักษณะนี้ได้แก่ตัวอย่างกลุ่มตัวอย่าง B1L2, B1L4 ตัวอย่างทดสอบกลุ่มนี้มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI Code โดยมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.32% และกลุ่มตัวอย่าง B2L2, B2L4 ซึ่งมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามที่ระบุไว้ในมาตรฐาน AASHTO LRFD โดยมีปริมาณเหล็กเสริมตามเท่ากับ 0.43% รูปแบบการวิบัติของทั้งสองกลุ่มตัวอย่างแสดงในภาพที่ 74, 75, 76, 77, 80, 81 และ 83

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

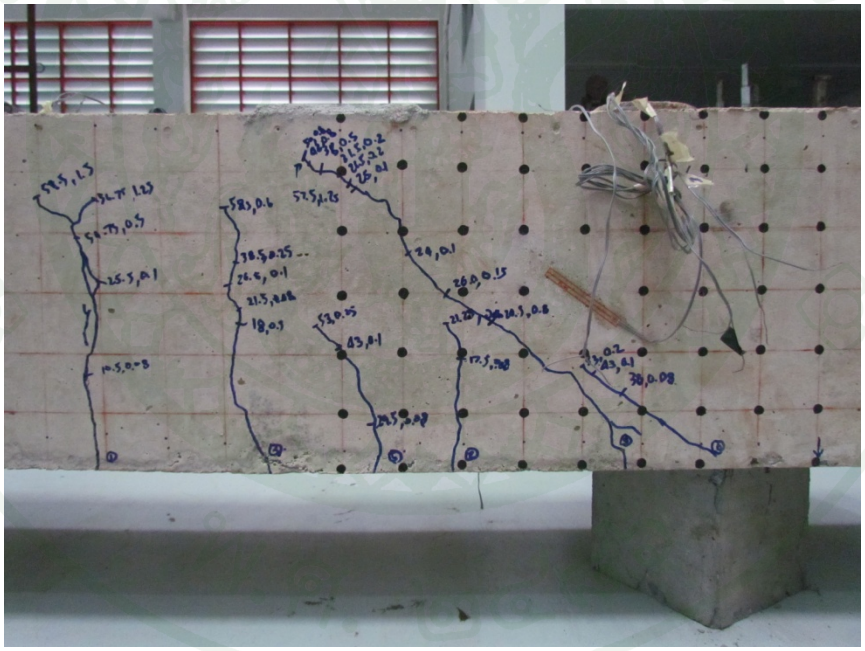
2. การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด

การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด การวิบัติลักษณะนี้เกิดขึ้นหลังจากที่คานเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัดจะขยายตัวและมุ่งเข้าสู่น้ำหนักที่มากระทำโดยทำมุมประมาณ 45-50 องศา กับเหล็กเสริมรับแรงดึง รอยร้าวดังกล่าวจะหยุดอยู่ที่บริเวณใต้หนักบรรทุกที่มากระทำ ระหว่างนั่นจะเกิดรอยร้าวต่อมาโดยรอยร้าวนี้จะขยายต่อจากรอยร้าวที่เกิดจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัดโดยมีทิศทางมุ่งเข้าสู่ฐานรองรับ ต่อมารอยร้าวทั้งสองจะมีความกว้างเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก และที่ประมาณ 60-80% ของน้ำหนักบรรทุกประลัยจะเกิดรอยร้าวที่ขนานกับรอยร้าวในแนวทแยงหลักหรือรอยร้าวที่เกิดจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัดเดิม รอยร้าวนี้จะขยายตัวอย่างรวดเร็วซึ่งส่งผลให้คอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยร้าวทั้งสองไม่สามารถส่งถ่ายแรงได้อีกต่อไป จนทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ การวิบัติในลักษณะนี้เกิดกับตัวอย่าง B3L2-1, B3L2-2, B3L6-1และ B3L6-2 ซึ่งเป็นกลุ่มตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามแบบมาตรฐานและมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมากที่สุดคือเท่ากับ 0.75% และ 0.76% สำหรับกลุ่มตัวอย่าง B3L2 และ B3L6 ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 78, 79, 84 และ 85

จากผลการทดสอบตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.32% และ 0.43% ตามที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ACI Code และ AASHTO LRFD ตามลำดับ เกิดการวิบัติในลักษณะการแตกร้าวในแนวทแยง และสำหรับตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.75% ตามแบบมาตรฐานเกิดการวิบัติในลักษณะของ Shear Compression Failure แสดงให้เห็นว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีผลกับรูปแบบการวิบัติของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ (Brown and Bayrak, 2006; 2007) แต่สำหรับตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขาและมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาเกิดการวิบัติในรูปแบบเดียวกัน จึงสามารถสรุปได้ว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกไม่มีผลกระทบกับรูปแบบการวิบัติ ซึ่งขัดแย้งกับการศึกษาของ Young *et al.* (2002) ที่พบว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมีผลกับรูปแบบการวิบัติ สาเหตุที่เป็นเช่นนั้นเนื่องจากตัวอย่างอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกสี่ขามีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 0.6% แต่ตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสองขามีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 0.3% ซึ่งตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสี่ขามีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมากกว่าตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาถึงสองเท่า

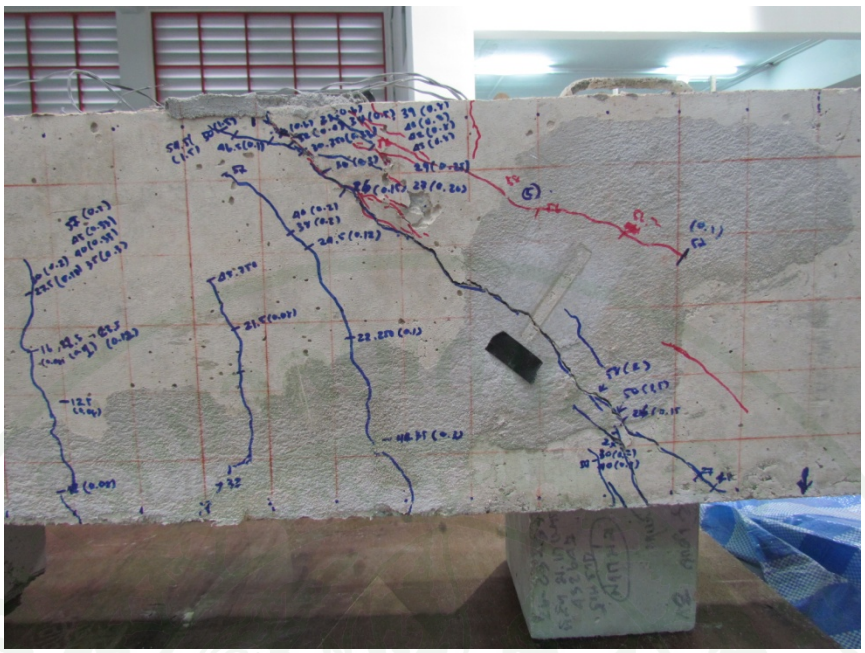
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

จากผลการทดสอบยังพบว่า ตัวอย่างที่มีการวิบัติในลักษณะการวิบัติเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน จะมีการเตือนก่อนที่โครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดการวิบัติ เนื่องจากรอยร้าวที่ขนานกับรอยร้าวที่ทแยงมุมวิกฤติจะเกิดขึ้นที่ประมาณ 60-80% ของน้ำหนักบรรทุกประลัยซึ่งหากยังเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยร้าวทั้งสองจะไม่สามารถส่งถ่ายแรงได้อีกต่อไป จนทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ ซึ่งแตกต่างจากการวิบัติเนื่องจากการแตกร้าวในแนวทแยง รอยร้าวทแยงมุมวิกฤติสำหรับการวิบัติ เนื่องจากการแตกร้าวในแนวทแยงจะหยุดอยู่บริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกที่มากระทำระยะหนึ่ง และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปรอยร้าวดังกล่าวจะพุ่งเข้าสู่บริเวณรับแรงอัดของคานลึกอย่างรวดเร็ว แสดงว่าการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัดจะมีการสัญญาณเตือนจากรอยร้าวที่ขนานกับรอยร้าวทแยงมุมวิกฤติก่อนที่โครงสร้างคานลึกเกิดการวิบัติ ซึ่งแตกต่างจากการวิบัติเนื่องจากรอยร้าวในแนวทแยงที่เกิดการวิบัติอย่างรวดเร็วเมื่อถึงน้ำหนักประลัย

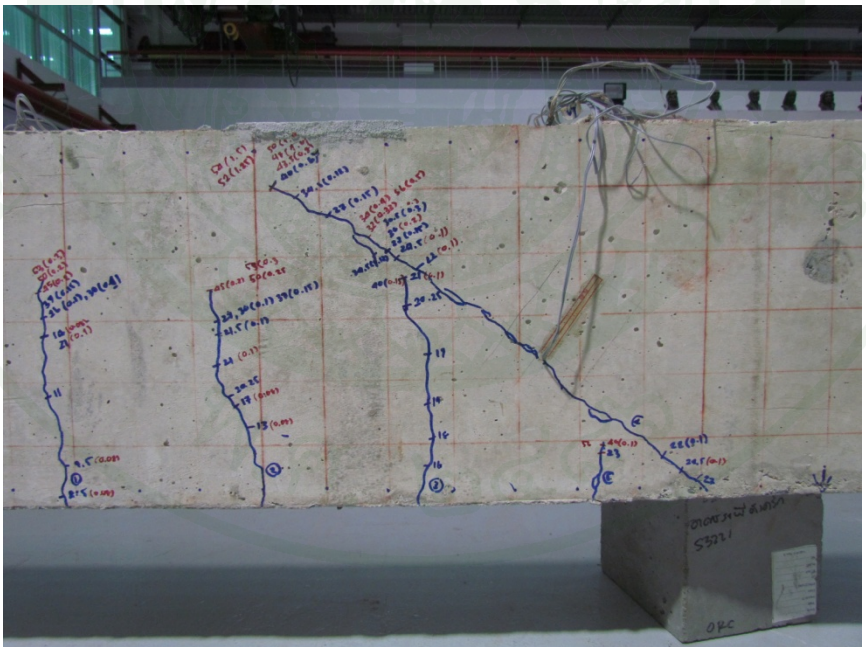


ภาพที่ 74 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

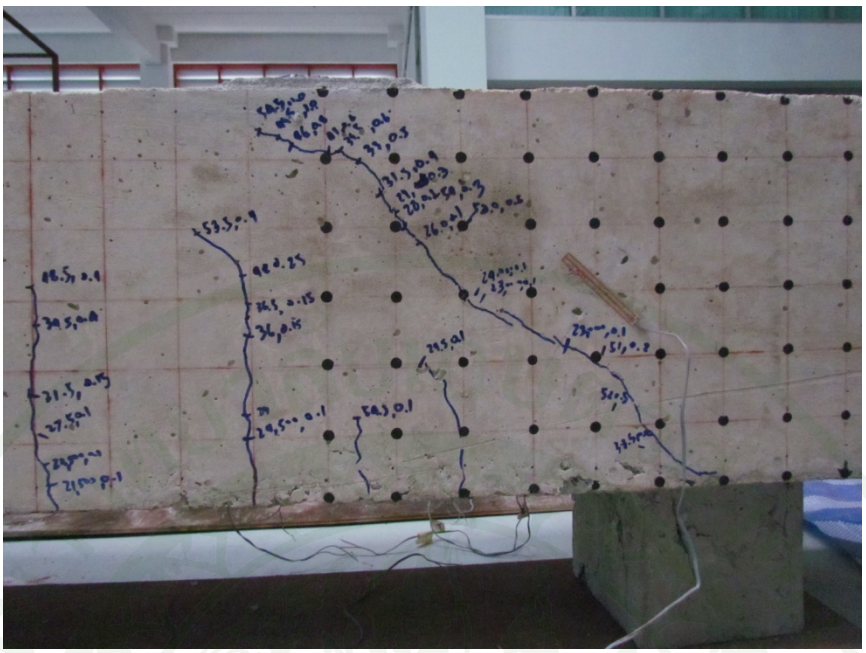


ภาพที่ 75 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L2-2



ภาพที่ 76 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L2-2

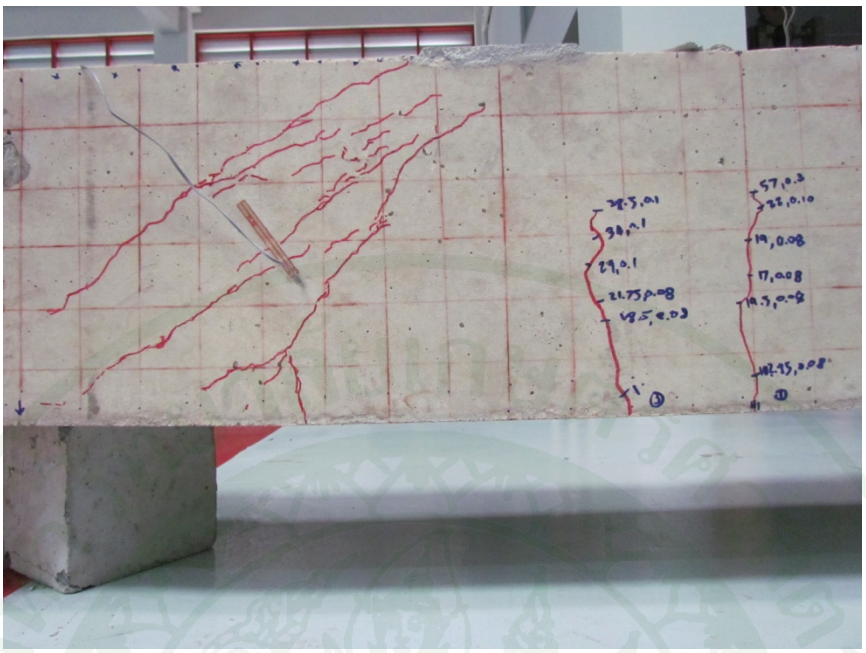
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



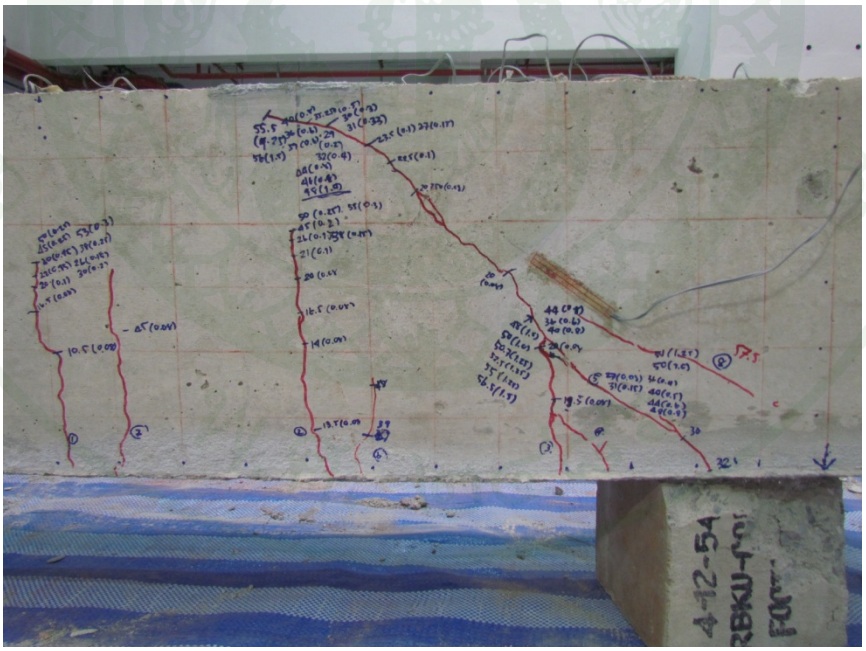
ภาพที่ 77 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L2-2

ภาพที่ 78 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



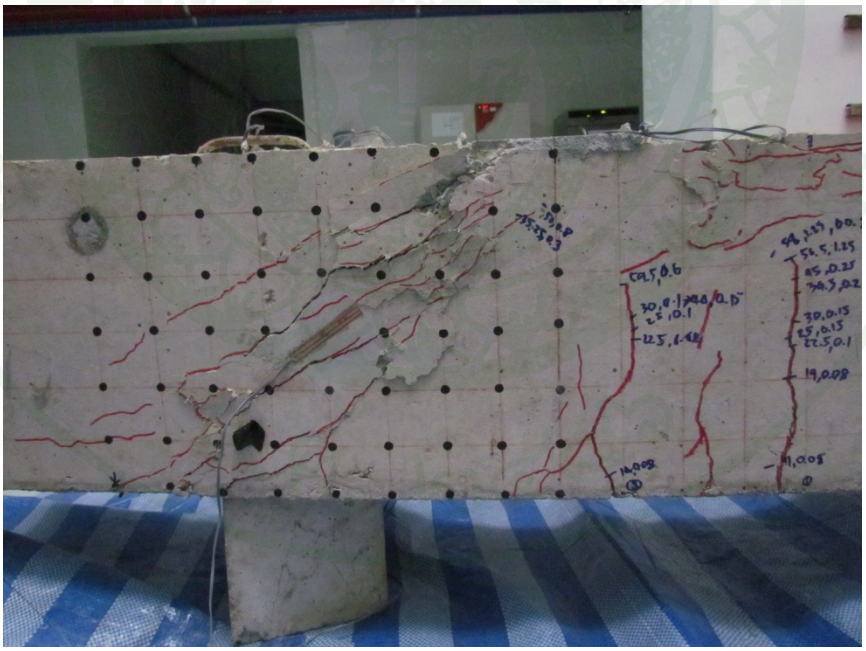
ภาพที่ 79 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L2-2



ภาพที่ 80 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L4-1

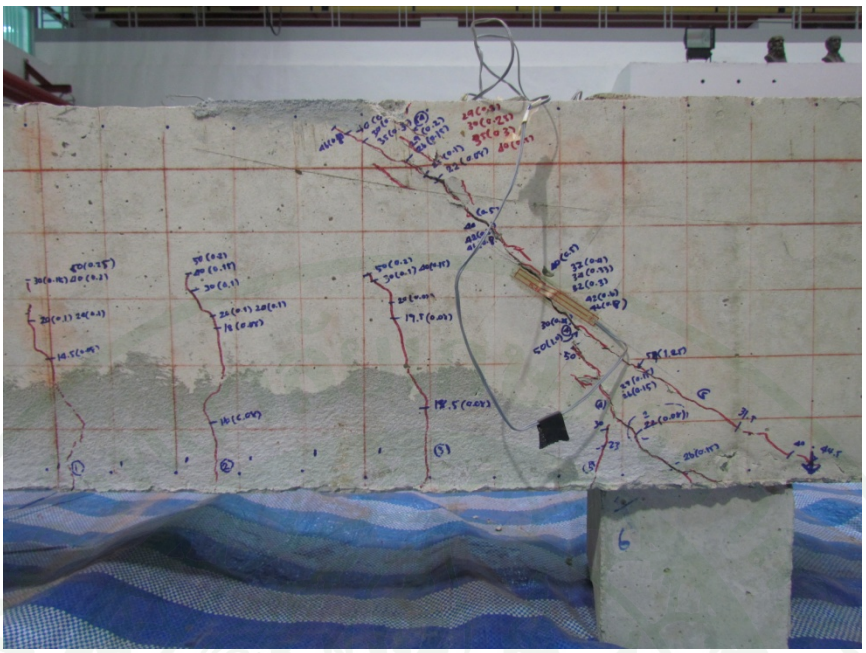
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภาพที่ 81 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B1L4-2

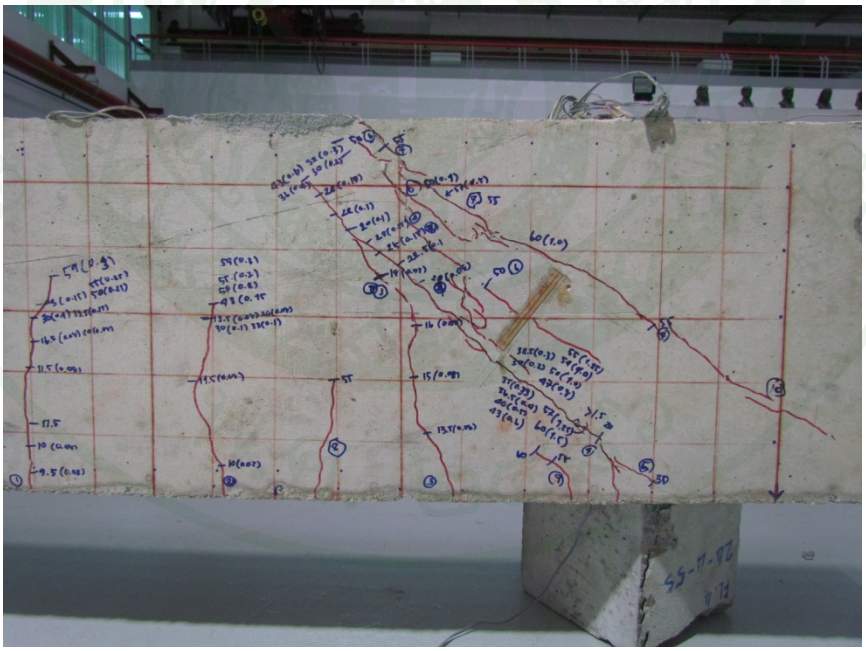


ภาพที่ 82 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L4-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

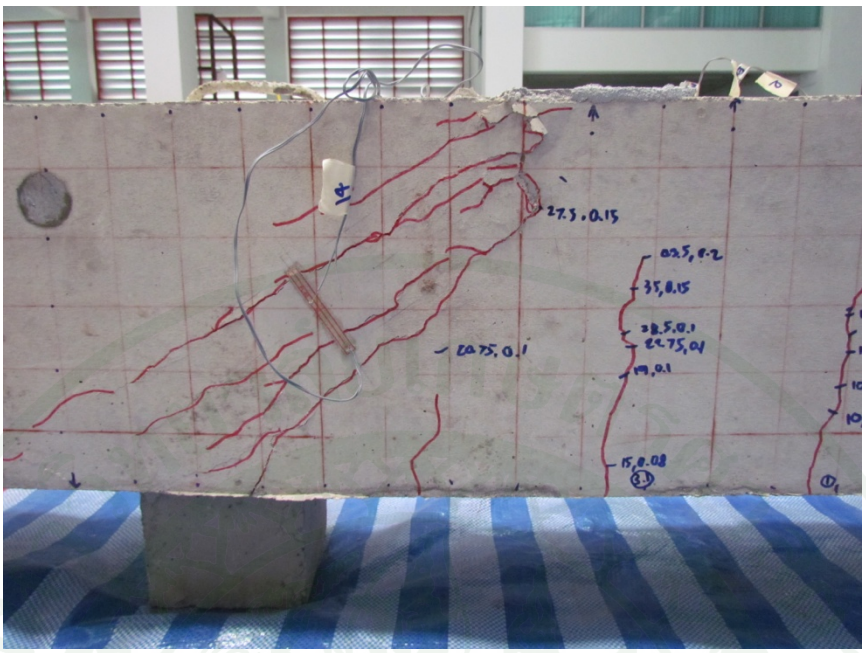


ภาพที่ 83 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B2L4-2



ภาพที่ 84 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L6-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 85 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง B3L6-2

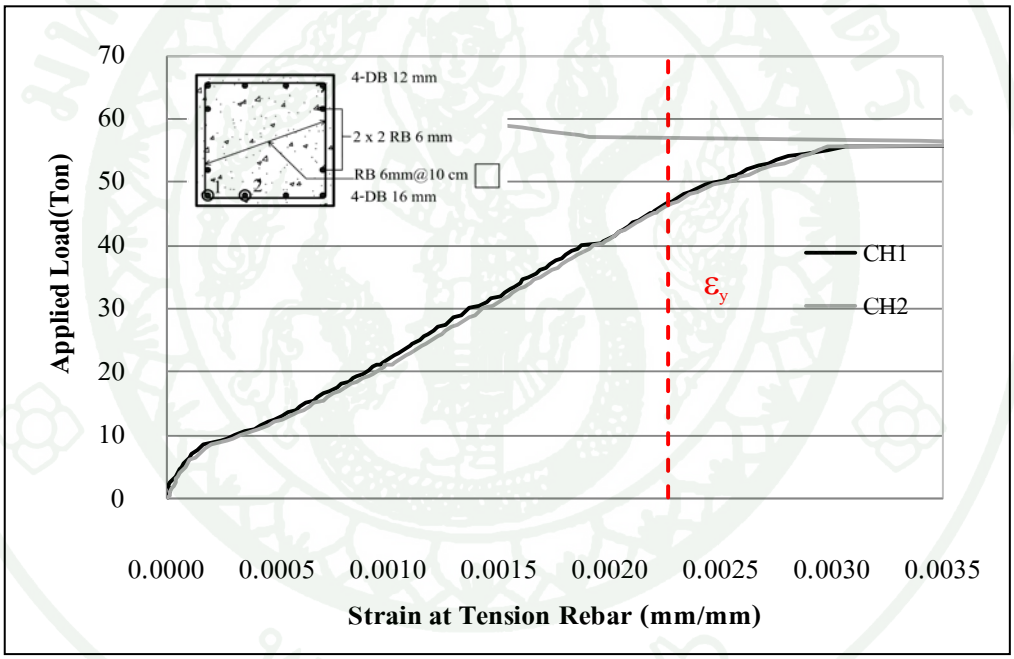
3. อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นที่มีต่อเหล็กเสริมรับแรงดึง

อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงของคอนลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงของทุกตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการทดสอบมีหน่วยแรงดึงถึงจุดคราก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ตามมาตรฐานของ ACI Code AASHTO LRFD และตามแบบมาตรฐาน สามารถช่วยให้เหล็กเสริมรับแรงดึงมีหน่วยแรงถึงจุดครากก่อนที่คานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดการวิบัติหรือสามารถป้องกันการวิบัติแบบ Brittle Failure ได้ จึงสามารถสรุปได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลกระทบต่อเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

สำหรับอิทธิพลของจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีมากกว่าสองขาที่มีผลกระทบต่อเหล็กเสริมรับแรงดึงจากผลการทดสอบพบว่า ความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ได้จากอุปกรณ์วัดความเครียดไม่มีความแตกต่างกันระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึงที่อยู่ภายนอกกับเหล็กเสริมรับแรงดึงที่อยู่ภายในคานดังแสดงในภาพที่ 86 ถึง 99 ซึ่งจากผลการทดสอบมีความสอดคล้องกับการศึกษาของ Tuchscherer *et al.* (2011) แต่กลับขัดแย้งกับการศึกษาของ Anderson (1989) ที่

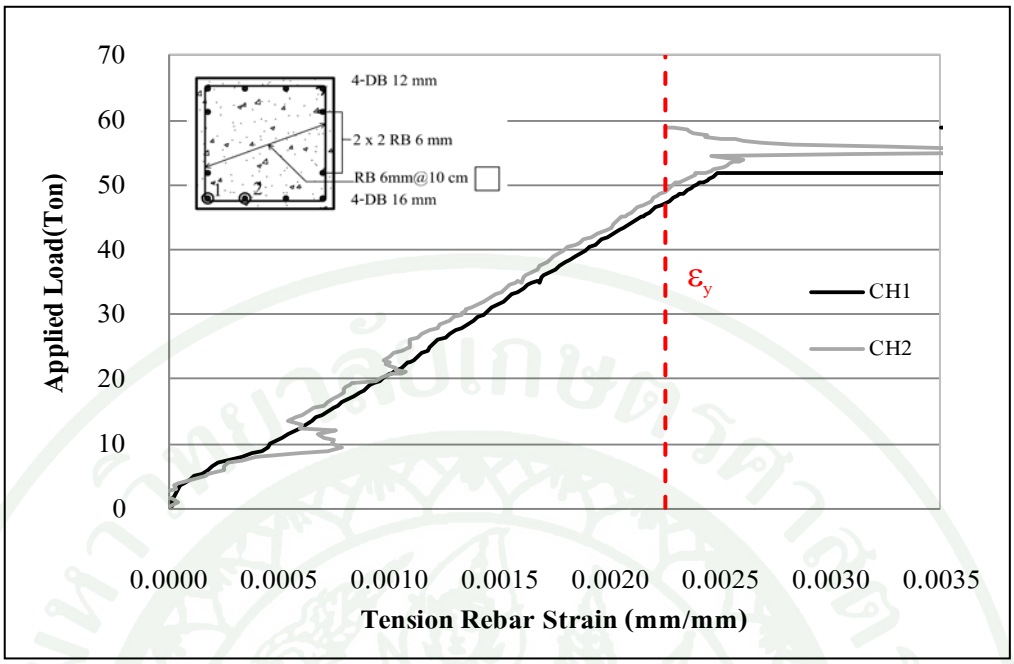
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

กล่าวว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นมีผลกระทบต่อเหล็กเสริมรับแรงดึง โดยนักวิจัยพบว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้น (ขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นอยู่ภายในเอวคาน) จะส่งผลให้เหล็กเสริมรับแรงดึงที่อยู่ภายในคานจะมีค่าความเครียดสูงกว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงที่อยู่ภายนอก สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบของนักวิจัยทั้งสองมีอัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิแตกต่างกัน โดยตัวอย่างการทดสอบของ Anderson (1989) มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิพลเท่ากับ 2.65 แต่สำหรับการศึกษาของ Tuchscherer *et al.* (2011) ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีอัตราส่วนต่อช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.85 และงานวิจัยฉบับนี้ 1.50 แสดงให้เห็นว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นมีผลกับกระทบกับเหล็กเสริมรับแรงดึงเมื่ออัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลสูง

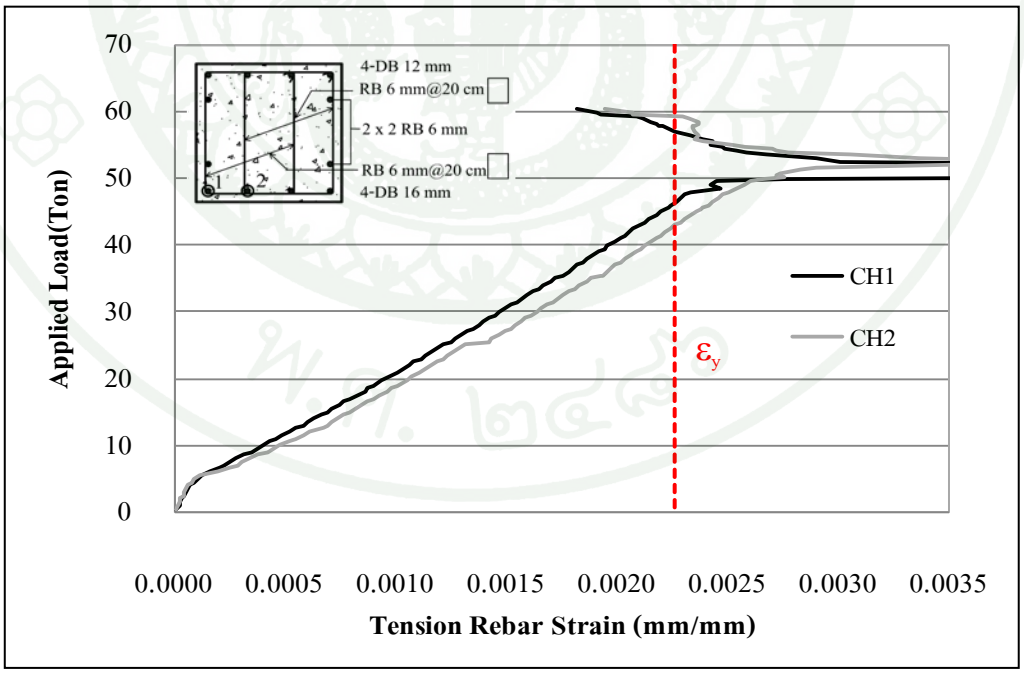


ภาพที่ 86 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

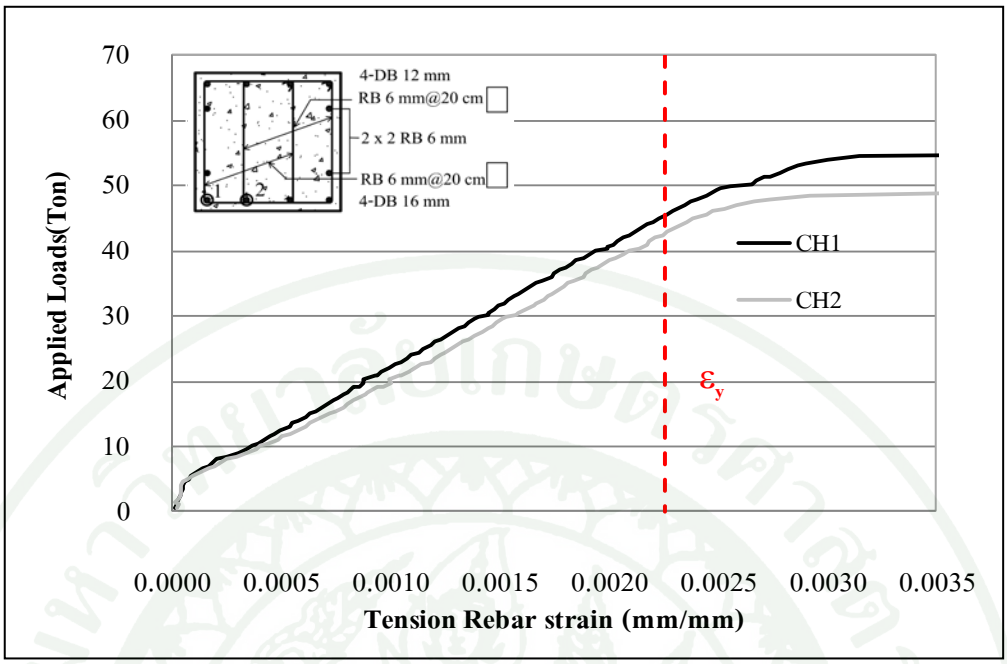


ภาพที่ 87 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L2-2

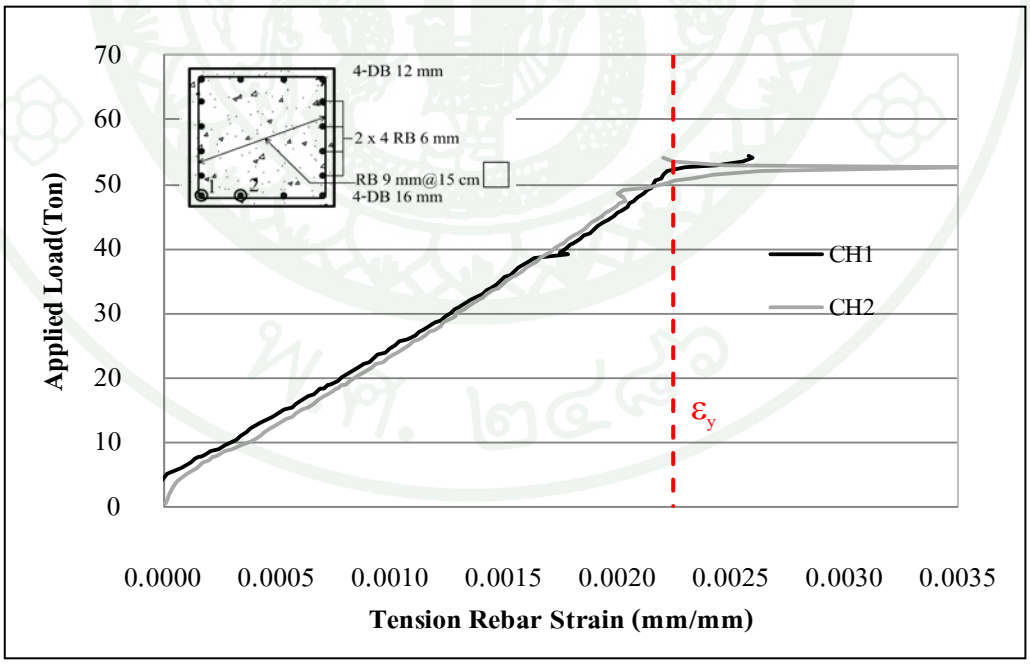


ภาพที่ 88 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L4-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

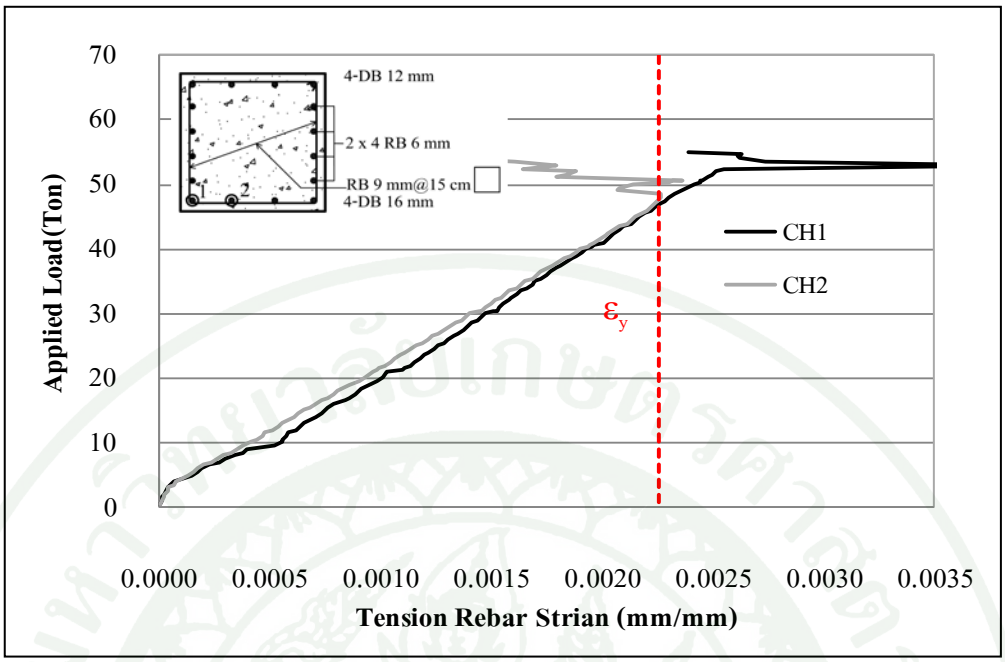


ภาพที่ 89 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L4-2

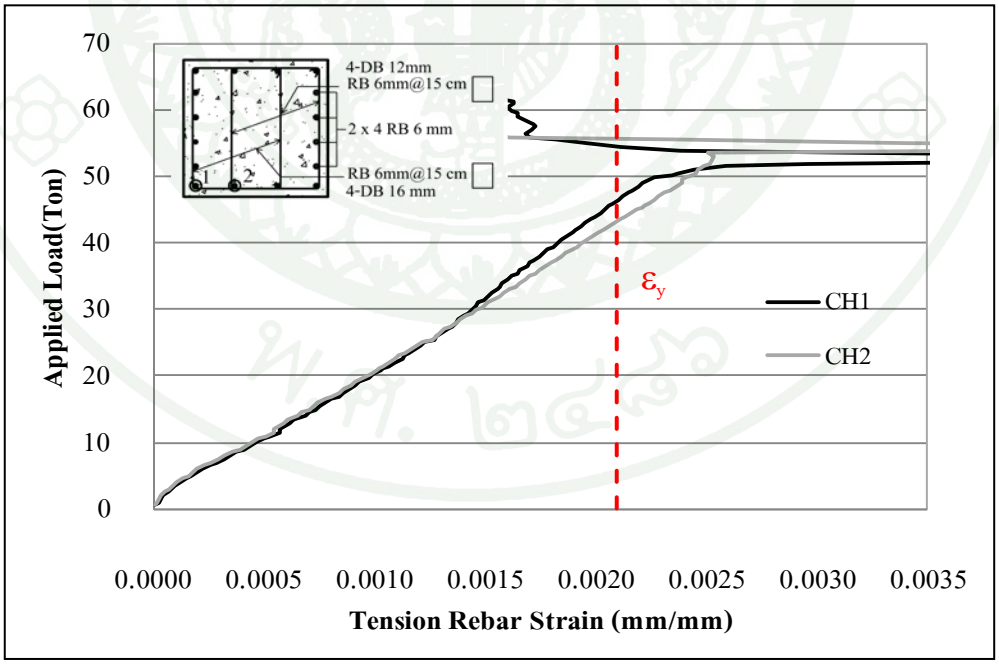


ภาพที่ 90 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

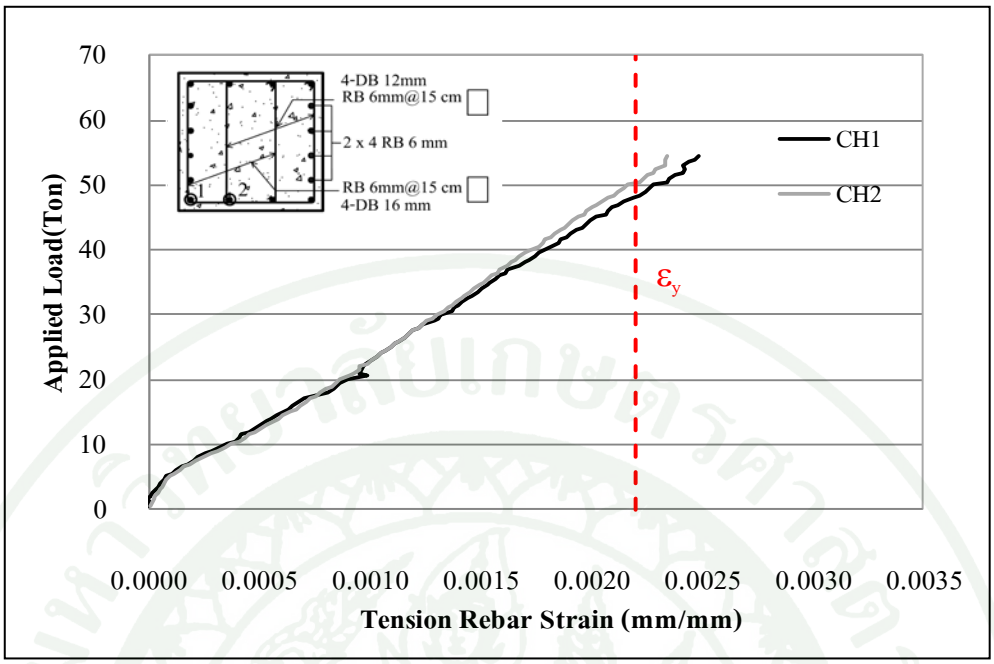


ภาพที่ 91 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L2-2

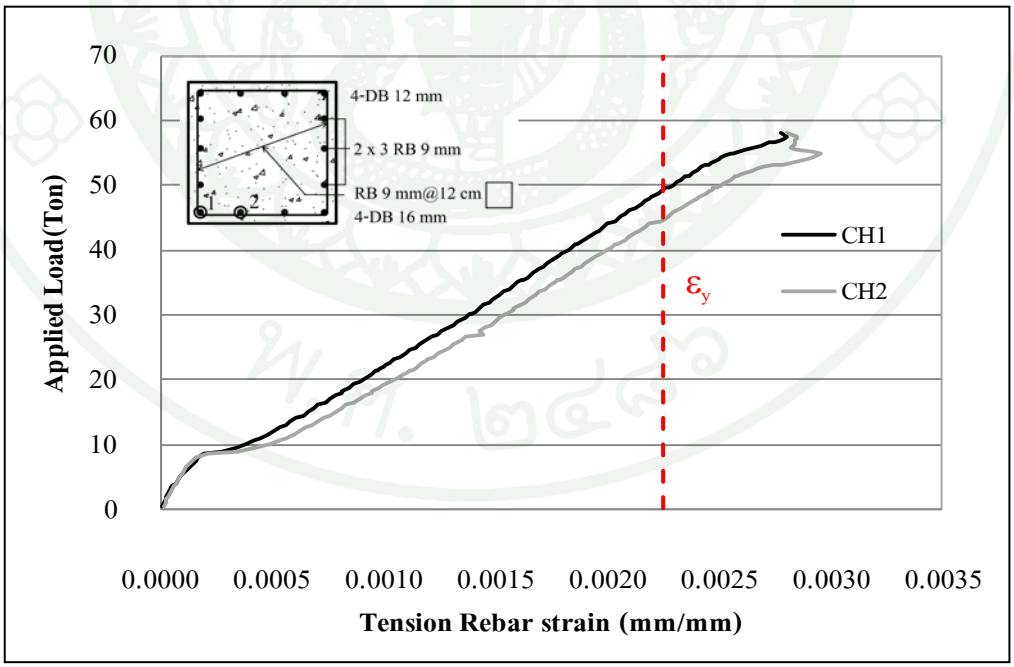


ภาพที่ 92 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L4-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

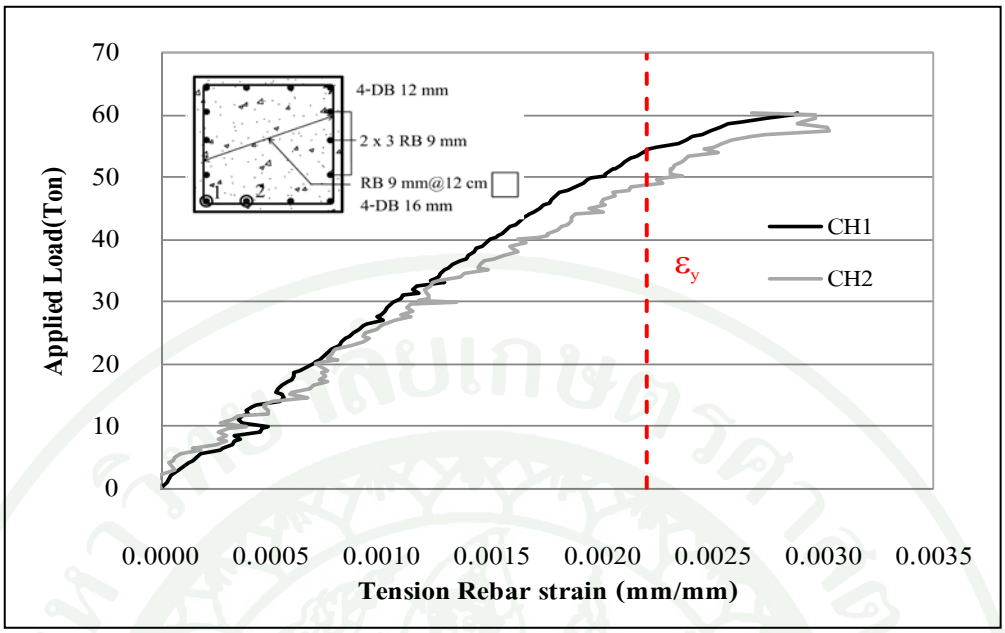


ภาพที่ 93 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L4-2

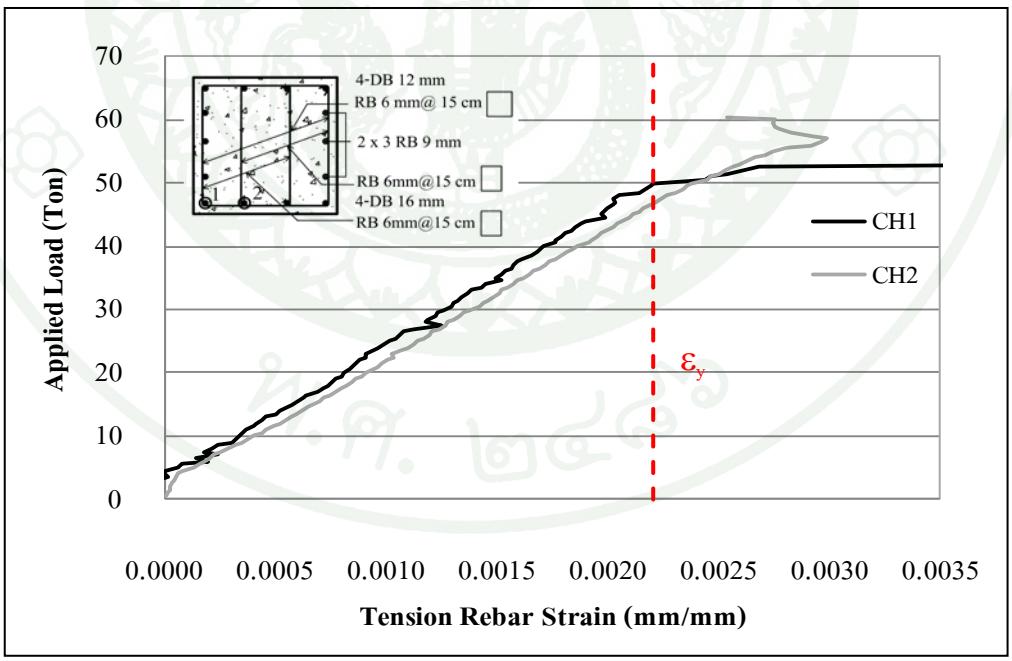


ภาพที่ 94 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

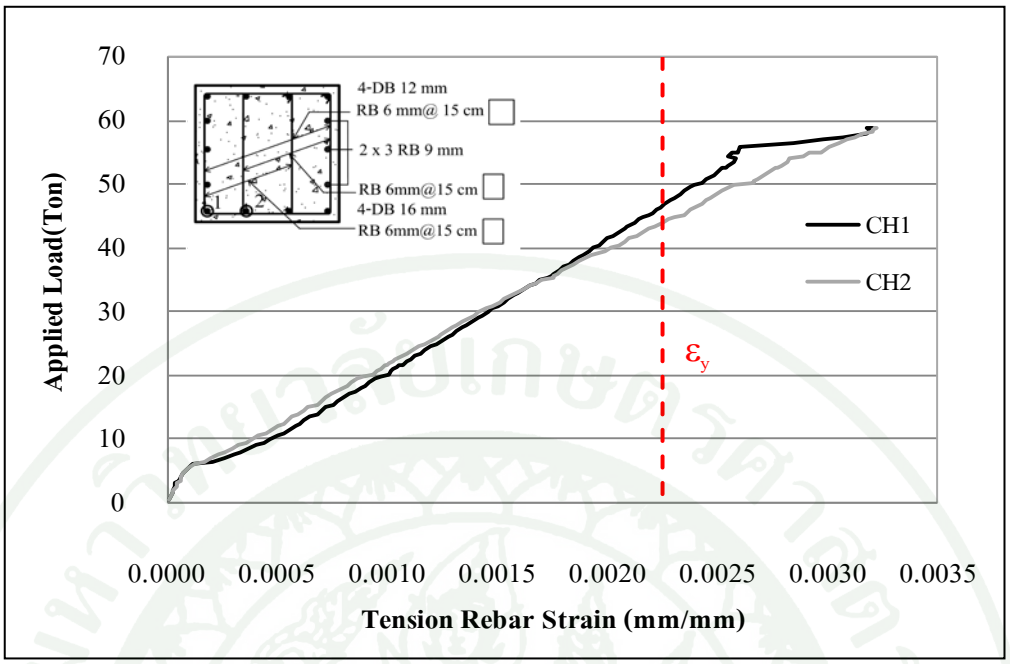


ภาพที่ 95 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L2-2



ภาพที่ 96 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L6-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 97 ความสัมพันธ์ระหว่างความน้ำหนักที่มากระทำกับกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L6-2

4. อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งาน

การออกแบบคานลึกด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตั้งอยู่บนสมมุติฐานของทฤษฎีขอบล่าง ในวิธีพลาสติกซึ่งส่งผลให้การออกแบบด้วยวิธีนี้ให้ค่าอยู่ในระดับที่ปลอดภัยที่สภาวะประลัย แต่ทว่าที่สภาวะใช้งานสำหรับวิธีนี้ยังไม่มีความชัดเจน รวมถึงงานวิจัยที่เกี่ยวข้องยังไม่แพร่หลายเท่าที่ควร โดยทั่วไปประสิทธิภาพที่สภาวะการใช้งานของคานลึกมักถูกระบุด้วยความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่ถูกกระทำด้วยน้ำหนักที่ใช้งาน รอยร้าวที่เกิดขึ้นในแนวทแยงนี้มีสาเหตุมาจากหน่วยแรงดึงในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวแกนของท่อนรับแรงอัดมีผลมาจากการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดภายในท่อนรับแรงอัดรูปขวด (Bottle Shape) ซึ่งหากหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในท่อนรับแรงอัดรูปขวดมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ก็จะส่งผลให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก ต่อจากนั้นรอยร้าวดังกล่าวจะขยายตัวอย่างรวดเร็วดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเพื่อป้องกันและควบคุมความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้น ด้วยเหตุผลดังกล่าวเห็นได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมเป็นตัวแปรสำคัญในการป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง ดังนั้นวัตถุประสงค์หลักของงานวิจัยฉบับนี้คือ ทำการสังเกตและประเมิน

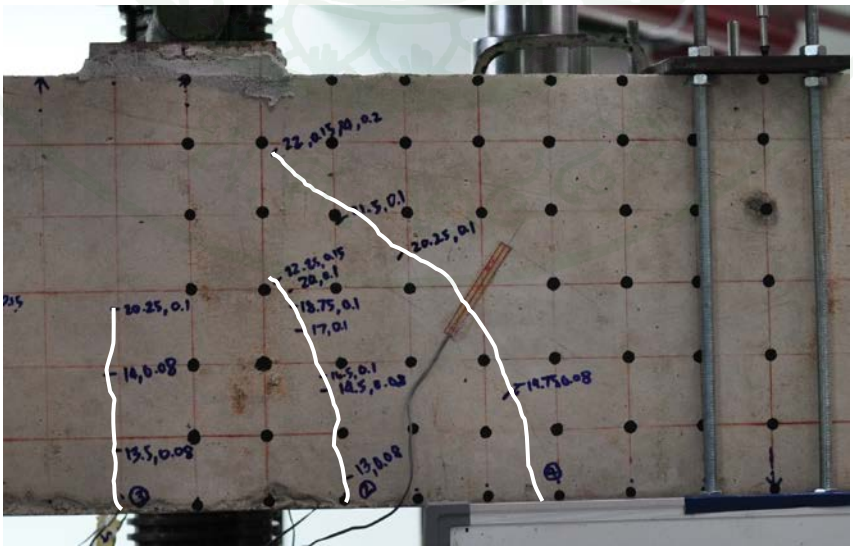
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ประสิทธิภาพที่สภาวะใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่แตกต่างกัน

การประเมินประสิทธิภาพคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับงานวิจัยนี้ ใช้น้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก (First Diagonal Crack Load) รูปแบบการแตกร้าว ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่มีต่อน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

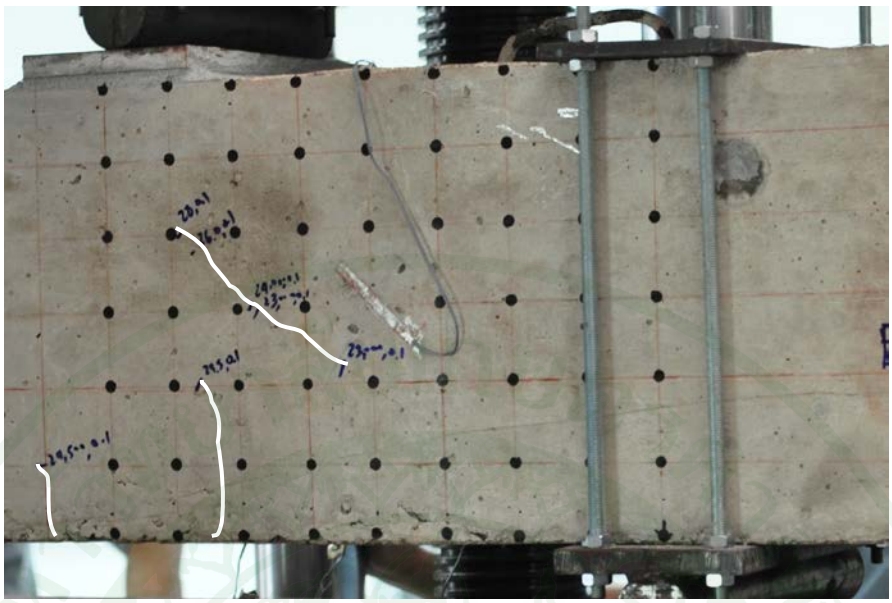
4.1 รูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยง

รูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยงของคานลึกคอนกรีตเสริมแบ่งเป็นสองประเภท คือ การแตกร้าวที่เอวคานและการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน การแตกร้าวที่เอวคานเกิดจากหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในท่อนรับแรงอัดรูปขวดมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ซึ่งการแตกร้าวชนิดนี้จะไม่ขึ้นกับการแตกร้าวที่เกิดจากแรงดัด ตรงกันข้ามกับการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน เนื่องจากการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือนจะเกิดหลังจากที่เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดปรากฏ เมื่อรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดอยู่ภายในช่วงการเฉือนอิทธิผลของแรงเฉือนจะทำให้รอยร้าวเบนออกทำมุมประมาณ 40 ถึง 50 องศา จากแนวของเหล็กเสริมรับแรงดึงดังภาพที่ 98



ภาพที่ 98 การแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 99 การแตกร้าวที่เอวคาน

จากการสังเกตระหว่างการทดสอบพบว่า เมื่อเริ่มให้น้ำหนักบรรทุกกับตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบจนกระทั่งหน่วยแรงดึงของคอนกรีตบริเวณท้องคานมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตส่งผลให้เกิดรอยร้าว เนื่องจากแรงดัดที่บริเวณกึ่งกลางคานและมีทิศทางตั้งฉากกับเหล็กเสริมรับแรงดึง หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปจะเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดอันใหม่ซึ่งขนานกับรอยร้าวเดิม และเพิ่มจำนวนขึ้น จนกระทั้งรอยร้าวที่เกิดขึ้นใหม่นี้เกิดในบริเวณช่วงของแรงเฉือนของตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบ ต่อจากนั้นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดที่เกิดขึ้นภายในช่วงการเฉือนจะมีความสูงเพิ่มขึ้นและถูกอิทธิพลของแรงเฉือนทำให้รอยร้าวนี้เอียงทำมุมประมาณ 40 ถึง 50 องศากับแนวแกนของเหล็กรับแรงดึง รอยร้าวที่เกิดขึ้นนี้เรียกว่ารอยร้าวเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนดังแสดงในภาพที่ 99 รอยร้าวที่เกิดเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนจะเกิดขึ้นกับตัวอย่างกลุ่ม B3L2 และ B3L6 ซึ่งมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามแบบมาตรฐาน และสำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กกลุ่ม B1L2, B2L2, B1L4 และ B2L4 ซึ่งมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามมาตรฐานของ ACI Code และ AASHTO LRFD จะเกิดรอยร้าวในแนวทแยงที่บริเวณเอวคานดังภาพที่ 99 ซึ่งรอยร้าวดังกล่าวจะเกิดขึ้นโดยไม่ขึ้นกับกับรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดที่บริเวณช่วงการเฉือน รอยร้าวชนิดนี้เกิดจากหน่วยแรงดึงภายในท่อนรับแรงอัดรูปขวดมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตและขยายตัวอย่างรวดเร็ว นอกจากนี้สำหรับทุกตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบรอยร้าวในแนวทแยงจะเกิดหลังจากรอยเนื่องจากแรงดัด และรอยร้าวในแนวทแยงจะมีความกว้างมากกว่ารอยร้าวเนื่องจากแรงดัดเมื่อน้ำหนักที่มากระทำเพิ่มมากขึ้น

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

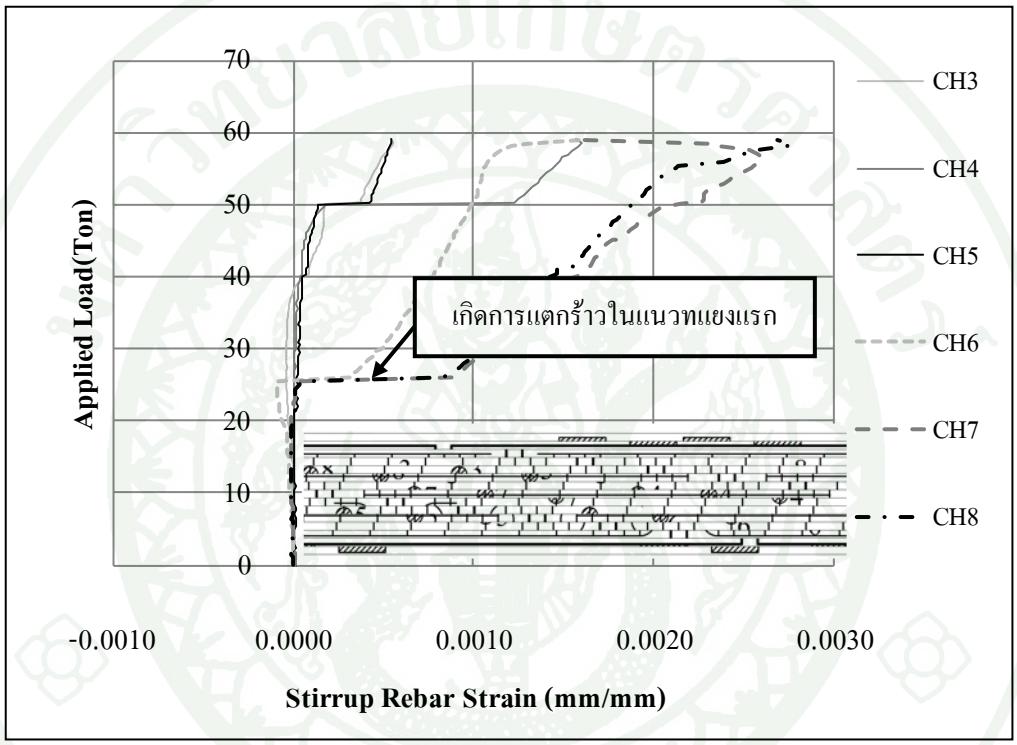
จากผลการทดสอบพบว่า ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีผลกับรูปแบบการเกิดรอยร้าวของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก เห็นได้จากตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริม 0.32% และ 0.43% ซึ่งมีปริมาณเหล็กเสริมตามมาตรฐานของ ACI Code และ AASHTO LRFD เกิดการแตกร้าวในรูปแบบของการแตกร้าวในแนวทแยงหรือรอยร้าวที่เอวคานทั้งตัวอย่างที่มีจำนวนเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาและมากกว่าสองขา แต่ตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.75% โดยมีปริมาณเหล็กเสริมตามแบบมาตรฐานทั้งตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาและมากกว่าสองขาเกิดการแตกร้าวในรูปแบบของแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นจาก 0.32% เป็น0.43% ไม่มีผลกับรูปแบบการแตกร้าวของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขาและมากกว่าและเมื่อเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเป็น 0.75% สามารถเปลี่ยนรูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยงจากการแตกร้าวที่เอวคานเป็นการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด กล่าวได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่มากกว่า 0.43% ซึ่งมากกว่าที่มาตรฐานของ AASHTO LRFD กำหนดสามารถเปลี่ยนรูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยงจากการแตกร้าวที่เอวคานเป็นการแตกร้าวเป็นการแตกร้าวจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด และที่ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเดียวกันเมื่อเพิ่มจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนไม่มีผลกับรูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยง

4.2 น้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก

ท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงรูปขวดจะมีหน่วยแรงดึงในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวแกนของท่อนรับแรงอัด จึงจำเป็นต้องมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพียงพอเพื่อป้องกันการเกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก ซึ่งเห็นได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีส่วนสำคัญในการป้องกันการเกิดรอยแตกร้าวในแนวทแยง สำหรับงานวิจัยนี้ น้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกเป็นอย่างแรกที่ทำการเก็บข้อมูลเพื่อใช้ประเมินประสิทธิภาพการใช้งานสำหรับตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก ปกติรอยร้าวในแนวทแยงแรกที่เกิดขึ้นในคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กมีสองรูปแบบ คือ รอยร้าวที่เอวคานและรอยร้าวที่เกิดจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อก่อนหน้านี้ รอยร้าวในแนวทแยงชนิดรอยร้าวที่เอวคานจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในระหว่างการทดสอบ แต่สำหรับรอยร้าวในแนวทแยงชนิดแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนจะเกิดหลังจากเมื่อเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด ดังนั้นในการทดสอบจะถือว่าเกิดรอยร้าวในแนวทแยงเมื่อรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดเริ่มทำมุมประมาณ 45 องศา กับเหล็กเสริมรับแรงดึง ขณะที่เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกจะทำการหยุดการทดสอบไว้ชั่วขณะหนึ่งเพื่อจดบันทึกรวมถึงเครื่องหมายและวัดความกว้างของรอยร้าว

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เนื่องจากรอยร้าวในแนวทแยงแรกเกิดขึ้นเร็วมากในบางตัวอย่างที่ทำการทดสอบอาจสังเกตไม่พบการเกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก ดังนั้นรอยร้าวในแนวทแยงแรกจะถูกนำมาเปรียบเทียบกับอุปกรณ์วัดความเครียดที่ติดตั้งไว้ที่เหล็กเสริมตามขวาง เมื่อเกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกจะส่งผลให้ความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจากมีการถ่ายเทแรงเฉือนจากคอนกรีตไปสู่เหล็กปลอกรับแรงเฉือนดังภาพที่ 100



ภาพที่ 100 วิธีการหารอยแตกร้าวที่ในแนวทแยงที่ได้จากเหล็กปลอกรับแรงเฉือน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

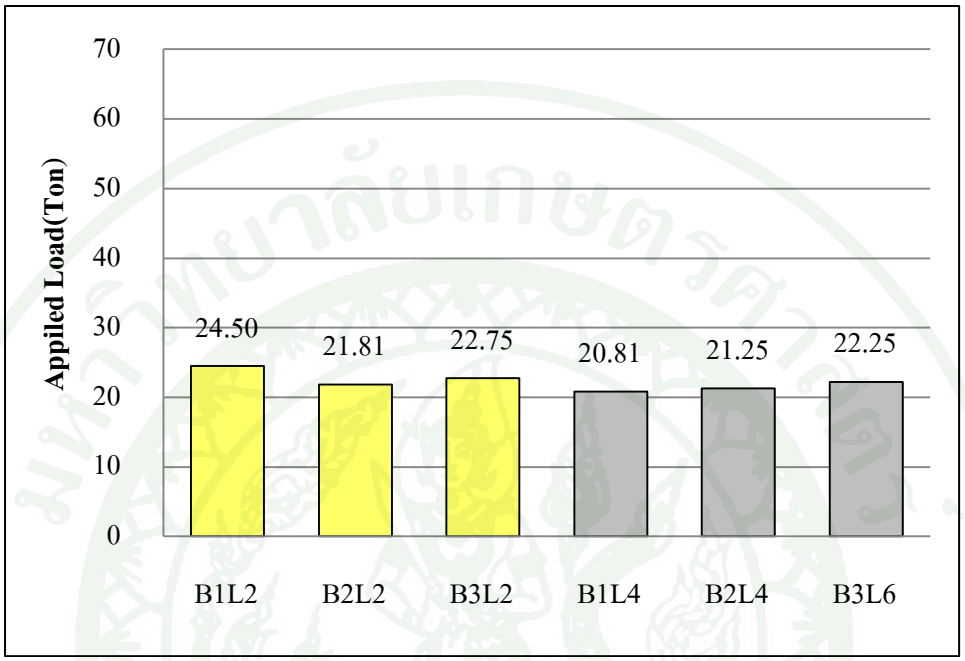
ตารางที่ 11 รอยร้าวในแนวทแยงแรกที่ได้จากผลการทดสอบ

ตัวอย่าง	ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง(%)			จำนวนขา	รอยร้าวในทแยงแรก (ตัน), Pcr	กำลังประลัย (ตัน), Pu	% Pcr/Pu
	ρ_v	ρ_h	$\rho_\perp$				
B1L2-1	0.23	0.22	0.32	2	24.00	58.85	41.00
B1L2-2					25.00	58.52	42.72
Mean					24.50	58.55	41.81
B2L2-1	0.34	0.33	0.47	2	21.62	54.91	39.38
B2L2-2					22.00	54.83	36.48
Mean					21.81	54.87	37.93
B3L2-1	0.42	0.60	0.73	2	22.00	60.31	36.48
B3L2-2					23.50	57.47	40.89
Mean					22.75	58.89	38.68
B1L4-1	0.23	0.22	0.32	4	21.25	57.84	36.73
B1L4-2					20.37	60.18	33.85
Mean					20.81	59.01	35.30
B2L4-1	0.30	0.32	0.44	4	19.75	61.28	32.63
B2L4-2					22.75	54.41	35.83
Mean					21.25	57.85	34.23
B3L6-1	0.45	0.60	0.75	6	22.00	60.15	38.23
B3L6-2					22.50	57.79	41.67
Mean					22.25	58.97	39.95

ตารางที่ 11 แสดงน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกของการทดสอบคานลึกทั้ง 12 ตัวอย่าง ตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขามีน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกเฉลี่ยท่ากับ 24.50, 21.81 และ 22.75 ตัน สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.32%, 0.47% และ 0.73% ตามลำดับ และตัวอย่างกลุ่มที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขามีน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกเฉลี่ยเท่ากับ 20.81, 21.25 และ 22.25 ตัน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.32%, 0.47% และ 0.73% ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 101



ภาพที่ 101 น้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกเฉลี่ย

ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกซึ่งผลที่ได้จากการทดสอบสอดคล้องกับงานวิจัยของ Oh and Shin (2001) และ Brown *et al.* (2006) ที่ระบุว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่มีผลกระทบกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก รวมถึงจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจาก 2 ขาเป็น 4 ขาก็ไม่มีผลกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกด้วยเช่นกัน ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นไม่สามารถเพิ่มน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกได้ หรือกล่าวได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI Code และ AASHTO LRFD มีผลกระทบกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกใกล้เคียงกัน

นอกจากนี้จากผลการทดสอบยังพบว่า รอยร้าวในแนวทแยงแรกขึ้นอยู่กับระยะห่างของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนหรือเหล็กเสริมตามขวาง เห็นได้จากตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.32% จากผลการทดสอบพบว่า ตัวอย่างปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนไม่มีผลกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอย

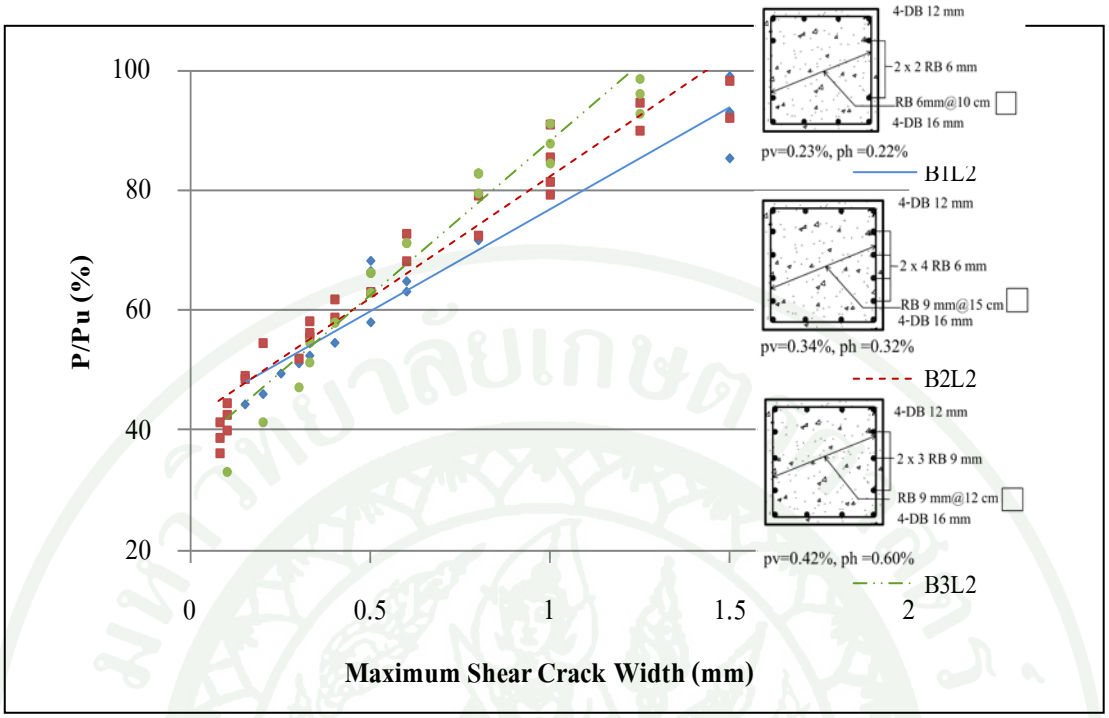
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ร้าวในแนวทแยงแรกเห็นได้จากตัวอย่าง B1L2 ซึ่งมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางน้อยที่สุด แต่กลับมีน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกสูงสุด แสดงว่าตัวอย่างกลุ่มนี้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกหลังทุกตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ แต่สำหรับตัวอย่างกลุ่ม B1L4 ซึ่งมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากันแต่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าอีกทั้งยังมีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าตัวอย่างกลุ่ม B1L4 กลับมีน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกน้อยกว่าตัวอย่างกลุ่ม B1L2 และน้อยกว่าทุกตัวอย่างที่ทำการทดสอบ สาเหตุที่เป็นเช่นนั้นเนื่องมาจากตัวอย่าง B1L2 มีระยะห่างของเหล็กปลอกแคบกว่าทุกตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ แต่ตัวอย่าง B1L4 มีระยะห่างของเหล็กปลอกมากกว่าทุกตัวอย่าง จึงสามารถสรุปได้ว่า ปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนและจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมีผลกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกน้อยกว่าระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกรับแรงเฉือน

4.3 ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง

อิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีผลต่อความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงเป็นหัวข้อที่งานวิจัยนี้ให้ความสนใจเป็นอย่างยิ่ง เนื่องจากความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงเป็นสิ่งสำคัญที่แสดงถึงประสิทธิภาพการใช้งานและความคงทนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับงานวิจัยนี้การวัดความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงสำหรับทุกตัวอย่างที่ทำการทดสอบใช้อุปกรณ์วัดความกว้างของรอยร้าว (Comparator Crack) ระหว่างทำการทดสอบได้หยุดน้ำหนักเป็นระยะๆ ไว้ชั่วขณะหนึ่งเพื่อวัดความกว้างของรอยร้าว และทำการจดบันทึกความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง ตามที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อก่อนหน้านี้ หลังจากนั้นนำข้อมูลความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่ทำการจดบันทึกระหว่างทำการทดสอบมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักภายนอกที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวที่น้ำหนักต่างๆ

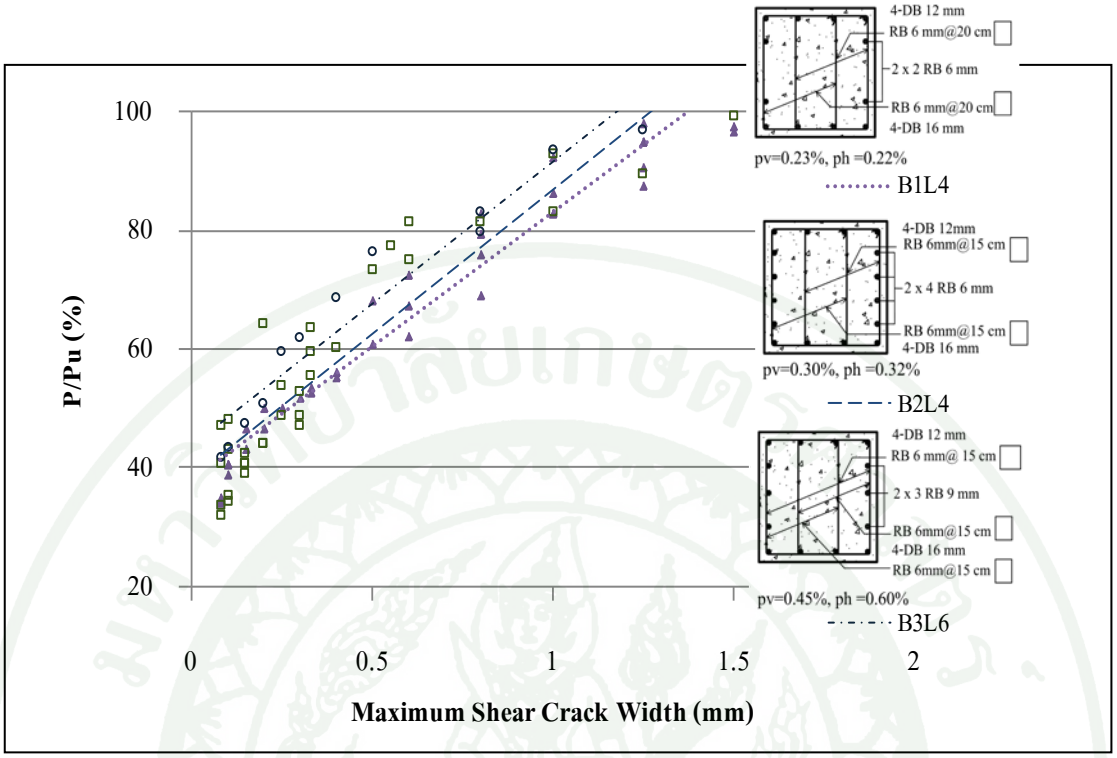
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 102 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างกลุ่มที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขา

จากผลการทดสอบตัวอย่างกลุ่มที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาเห็นได้ชัดว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นมีประสิทธิภาพในการป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้ดีขึ้น เห็นได้จากตัวอย่าง B3L2 เป็นตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสูงสุดโดยมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.75% มีเส้นแนวโน้มอยู่เหนือกว่าเส้นแนวโน้มของตัวอย่าง B2L2 ที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.45% และตัวอย่าง B2L2 มีเส้นแนวโน้มอยู่เหนือกว่าเส้นแนวโน้มของตัวอย่าง B1L2 มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.32% ดังภาพที่ 104 อีกทั้งยังพบว่า ตัวอย่าง B1L2 สามารถป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงแรกได้ดีหรือสามารถป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงในช่วงแรกได้ แต่เมื่อน้ำหนักสูงขึ้นประสิทธิภาพในการป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงจะลดลง ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นสามารถเพิ่มประสิทธิในการป้องกันรอยแตกร้าวในแนวทแยงของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

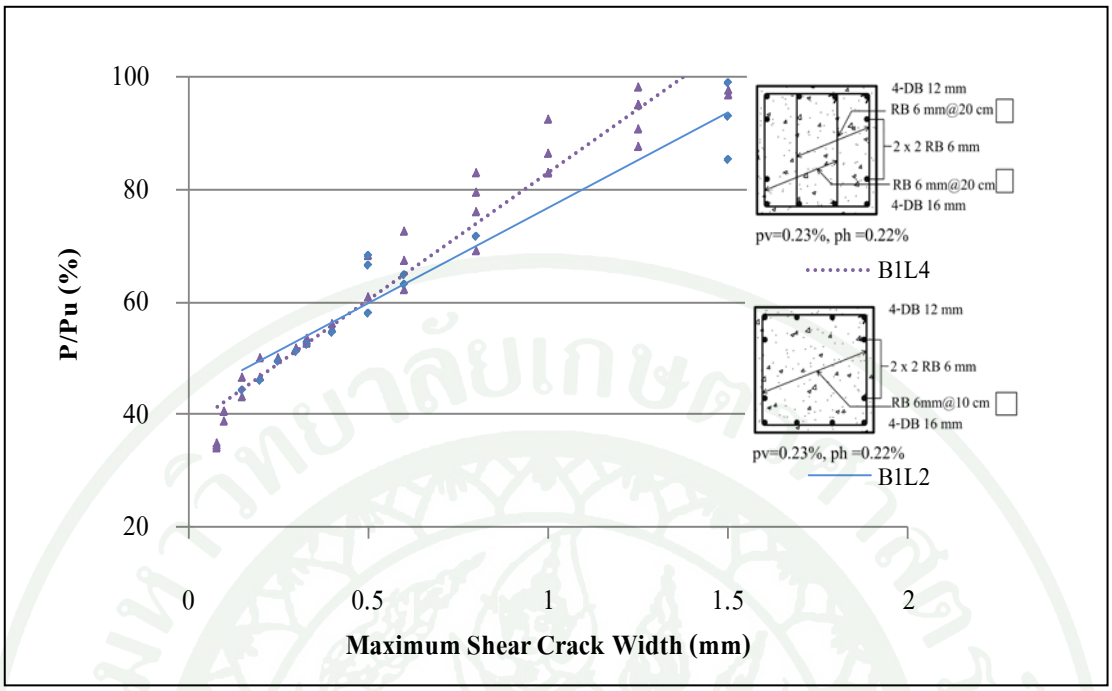
ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



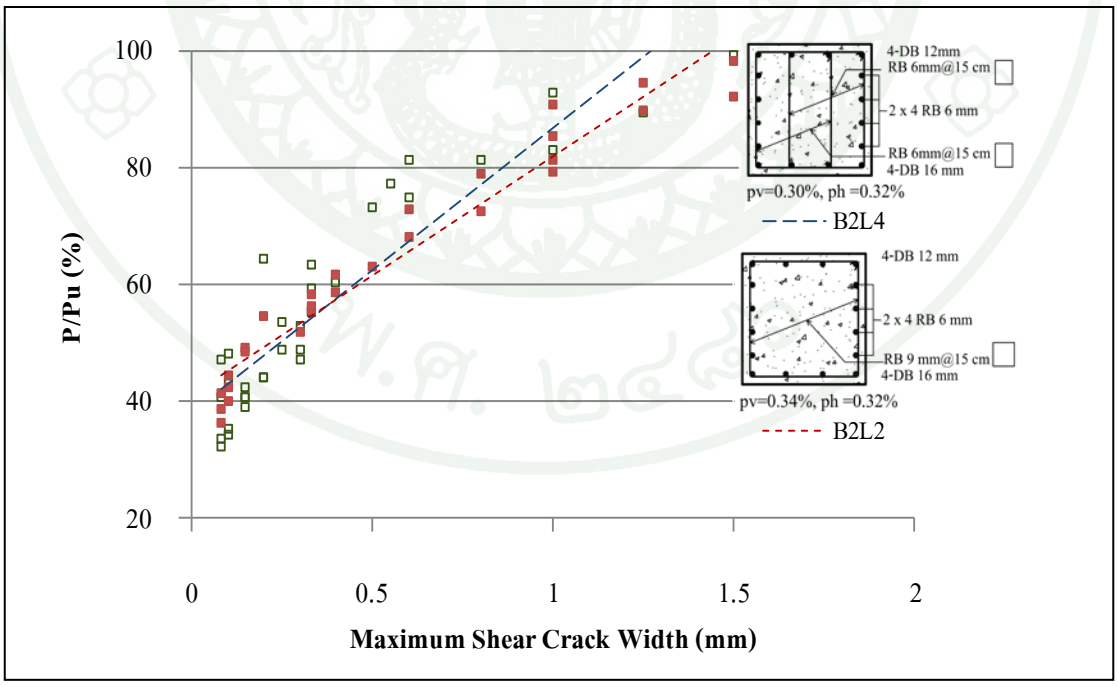
ภาพที่ 103 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างกลุ่มที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขา

จากผลการทดสอบกลุ่มตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขา สำหรับคานกลุ่มนี้ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้ดีตลอดการทดสอบ กล่าวคือไม่ว่าที่ช่วงใดของน้ำหนักบรรทุกปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นมีความสามารถในการป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้เพิ่มขึ้นเช่นกัน ดังภาพที่ 105 นอกจากนี้สำหรับคานกลุ่มนี้ยังพบว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่มีผลต่อการขยายตัวของรอยร้าวในแนวทแยง เห็นได้จากเส้นแนวโน้มของแต่ละตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีความชันแตกต่างกัน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

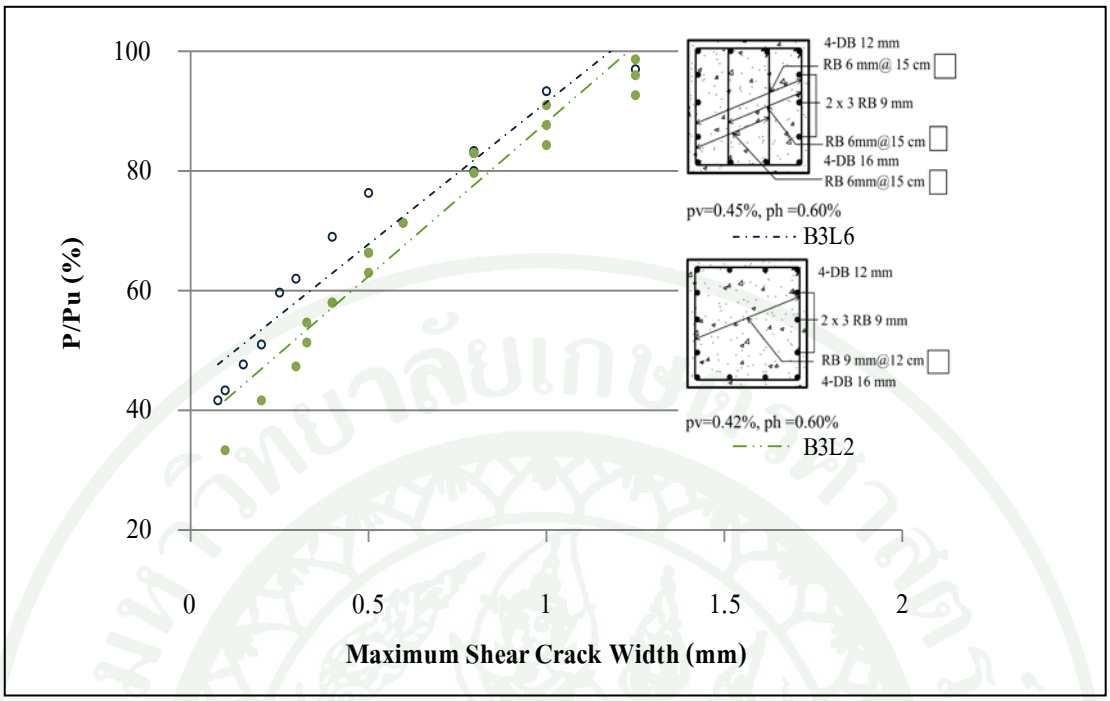


ภาพที่ 104 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่าง B1L2 และ B1L4



ภาพที่ 105 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างตัวอย่าง B2L2 และ B2L4

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 106 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากระทำกับความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงของตัวอย่างตัวอย่างตัวอย่าง B3L2 และ B3L6

เมื่อนำตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากันแต่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนแตกต่างกันมาเปรียบเทียบกัน พบว่าสำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.32% และ 0.43% ตัวอย่างคานที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาสามารถป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงในช่วงแรกได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมตามขวางสี่ขา แต่เมื่อน้ำหนักเพิ่มมากขึ้นจนถึง 40% และ 60% ของน้ำหนักประลัย สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 0.32% และ 0.43% ตามลำดับ ความสามารถในการป้องกันรอยร้าวของตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสี่ขามีประสิทธิภาพในการป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาดังภาพที่ 106 และ 107 สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.72% ตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 6 ขาสามารถป้องกันความกว้างของรอยร้าวตลอดระยะเวลาการทดสอบได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน 2 ขาดังภาพที่ 108

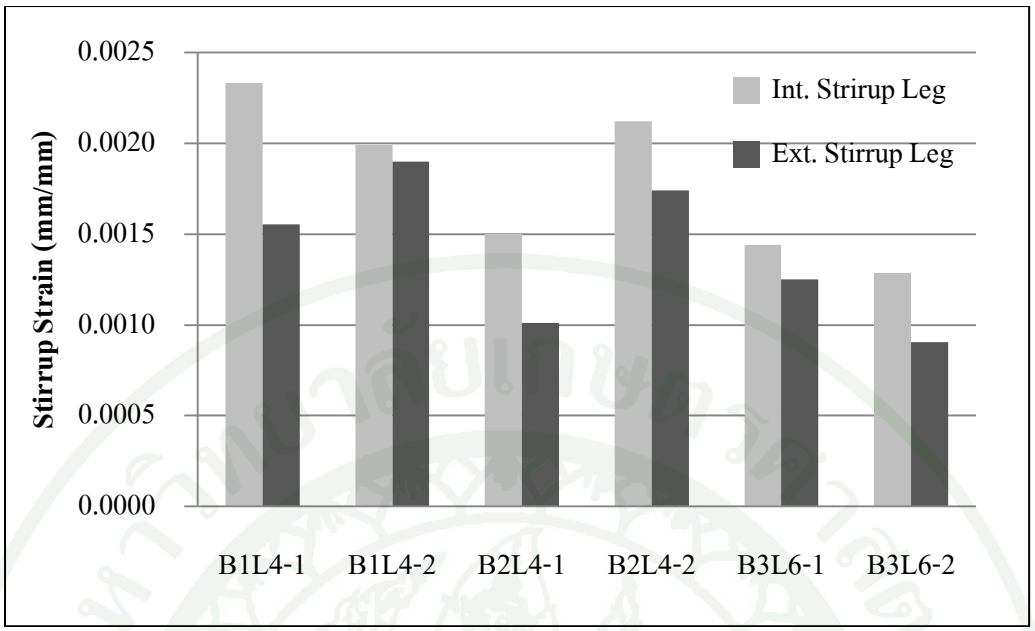
สาเหตุที่ตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขาสามารถป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาเมื่อน้ำหนักที่มากระทำใกล้กับน้ำหนักประลัย เนื่องจากอิทธิพลของขาของเหล็กปลอกที่อยู่ภายในคาน

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ที่ช่วยป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงที่เกิดขึ้น ดังเห็นได้จากผลของค่าความเครียดที่ได้จากอุปกรณ์วัดความเครียดของจำนวนขาของเหล็กปลอกที่อยู่ภายในคานจะมีค่าสูงกว่าเหล็กปลอกที่อยู่ที่ผิวคาน ดังภาพที่ 109 และ 110 เป็นการเปรียบเทียบความเครียดของเหล็กปลอกที่อยู่ภายในคานกับขาของเหล็กปลอกที่อยู่ที่ผิวคานที่ร้อยละ 50 และ 90 ของน้ำหนักประลัย ซึ่งผลการทดสอบสอดคล้องกับงานวิจัยของ (Hsiung, 1985) ที่พบว่า ขาของเหล็กปลอกที่อยู่ภายในคานจะมีค่าความเครียดสูงกว่าขาที่อยู่ภายนอกและคานที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกมากกว่าสองขาสามารถป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงในช่วงแรกได้ต่ำกว่าคานที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาและประสิทธิภาพในการป้องกันรอยร้าวจะเพิ่มขึ้นเมื่อใกล้ถึงน้ำหนักประลัย

ภาพที่ 107 ความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่ร้อยละ 50 ของน้ำหนักประลัย

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



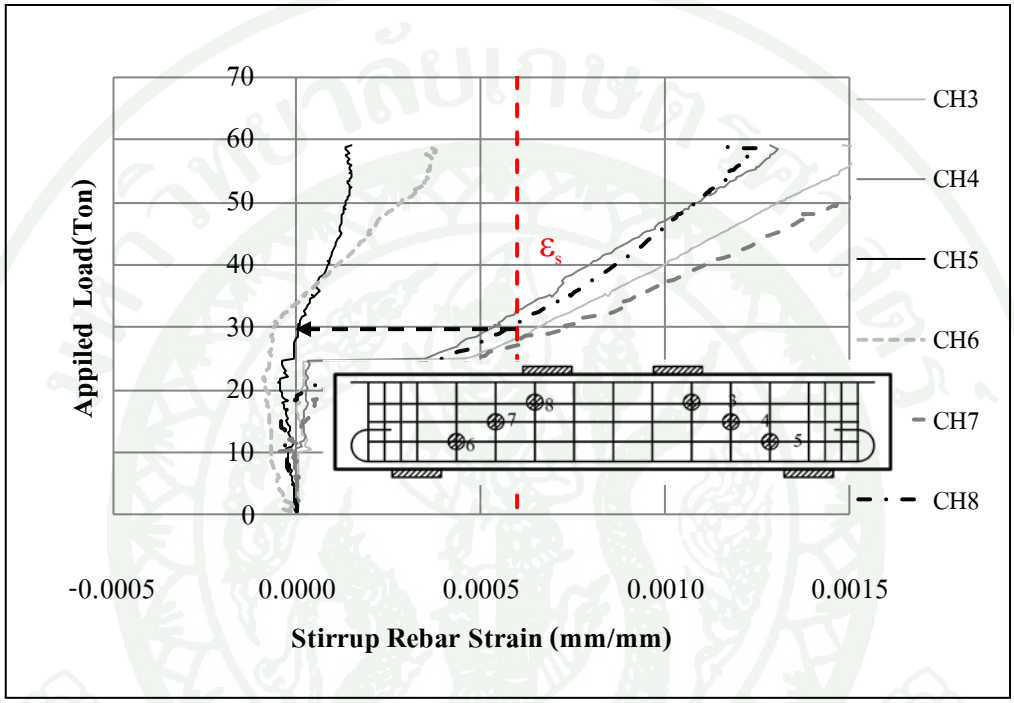
ภาพที่ 108 ความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่ร้อยละ 90 ของน้ำหนักประลัย

4.4 น้ำหนักบรรทุกใช้งาน

น้ำหนักบรรทุกใช้งานเป็นหัวข้อหลักที่งานวิจัยนี้ให้ความสนใจ เนื่องจากประสิทธิภาพของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่สภาวะใช้งานถูกกำหนดด้วยความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งาน ซึ่งความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงสามารถหาได้โดยตรงจากการทดสอบตามที่ได้กล่าวไว้มาก่อนหน้านี้แล้ว แต่เรื่องของการระบุค่าของน้ำหนักบรรทุกใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กยังไม่มีความชัดเจน การศึกษาของ Tuchscherer *et al.* (2011) ระบุว่าน้ำหนักบรรทุกใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าเท่ากับ 30% ของน้ำหนักประลัย และ Sahoo *et al.* (2010) ระบุว่ามีน้ำหนักบรรทุกใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ 50% ของน้ำหนักประลัย เห็นได้ว่านักวิจัยทั้งสองท่านมีความเห็นไม่สอดคล้องกันในเรื่องของน้ำหนักบรรทุกใช้งานอีกทั้งในเอกสารงานวิจัยของนักวิจัยทั้งสองท่านไม่ได้ระบุถึงที่มาว่าเหตุใดจึงใช้น้ำหนักบรรทุกใช้งานเท่ากับ 30 และ 50% ของน้ำหนักประลัย

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ดังนั้นสำหรับงานวิจัยนี้น้ำหนักบรรทุกใช้งานหาได้โดยใช้ค่าความเครียดของเหล็กปลอกซึ่งได้จากอุปกรณ์วัดความเครียดที่ติดไว้ก่อนทำการหล่อตัวอย่าง โดยที่ความเครียดที่ใช้งานได้จากหน่วยแรงใช้งานของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนหารด้วยค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กปลอก ดังแสดงในภาพที่ 109



ภาพที่ 109 ตัวอย่างการหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ได้จากการทดสอบ

น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ได้จากค่าความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนทั้ง 12 ตัวอย่างแสดงในตารางที่ 12 เมื่อนำน้ำหนักบรรทุกใช้งานมาเปรียบเทียบกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก พบว่า สำหรับคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง น้ำหนักบรรทุกใช้งานมีค่าสูงกว่าน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยในแนวทแยงแรก แสดงให้เห็นว่าประสิทธิภาพการใช้งานจะเกิดหลังจากที่เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกแล้ว ผลการทดสอบสอดคล้องกับการศึกษาของ Tan and Lu (1999)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

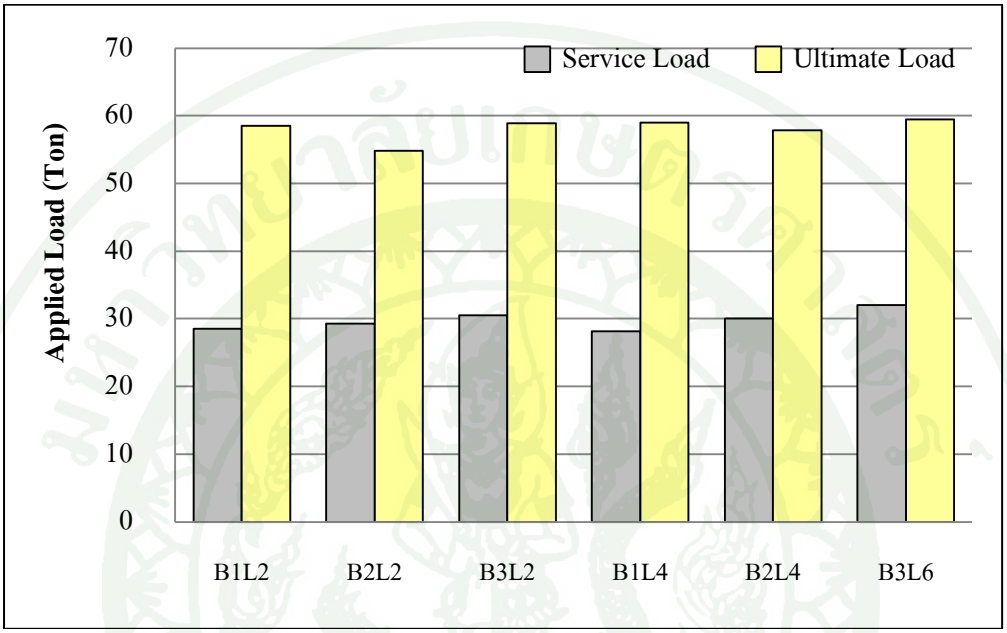
ตารางที่ 12 น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ได้จากการทดสอบ

Specimen	ρv	ρh	First Diagonal Crack	Service Load (Ton)	Ultimate Load (Ton)	Pcr/Pu	Pser/Pu
B1L2-1	0.23	0.22	24.00	28.63	58.58	0.41	0.49
B1L2-2			25.00	28.50	58.52	0.43	0.49
Mean			24.50	28.56	58.55	0.42	0.49
B2L2-1	0.34	0.33	21.63	31.50	54.91	0.39	0.57
B2L2-2			22.00	27.00	54.83	0.36	0.49
Mean			21.81	29.25	54.87	0.37	0.53
B3L2-1	0.42	0.6	22.00	31.00	60.31	0.36	0.51
B3L2-2			23.50	30.00	57.48	0.41	0.52
Mean			22.75	30.50	58.90	0.39	0.52
B1L4-1	0.23	0.22	21.25	28.41	57.85	0.37	0.49
B1L4-2			20.38	27.95	60.178	0.34	0.46
Mean			20.81	28.18	59.013	0.35	0.48
B2L4-1	0.3	0.32	19.75	29.25	61.28	0.33	0.47
B2L4-2			22.75	30.83	54.42	0.36	0.57
Mean			21.25	30.04	57.85	0.34	0.52
B3L6-1	0.45	0.6	22.00	30.63	60.15	0.38	0.51
B3L6-2			22.50	33.50	58.79	0.42	0.57
Mean			22.25	32.06	59.47	0.40	0.53

นอกจากนี้ เมื่อนำน้ำหนักบรรทุกใช้งานเฉลี่ยมาเปรียบเทียบกันดังแสดงในภาพที่ 110 พบว่า ตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสองขาและมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.32%, 0.42% และ 0.72% มีน้ำหนักบรรทุกใช้งานเฉลี่ยเท่ากับ 28.56, 29.25 และ 30.50 ตัน และสำหรับตัวอย่างที่มีจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าสองขาตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง 0.32%, 0.44% และ 0.75% มีน้ำหนักบรรทุกใช้งานเฉลี่ยเท่ากับ 28.28, 30.04 และ 32.06 ตัน จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

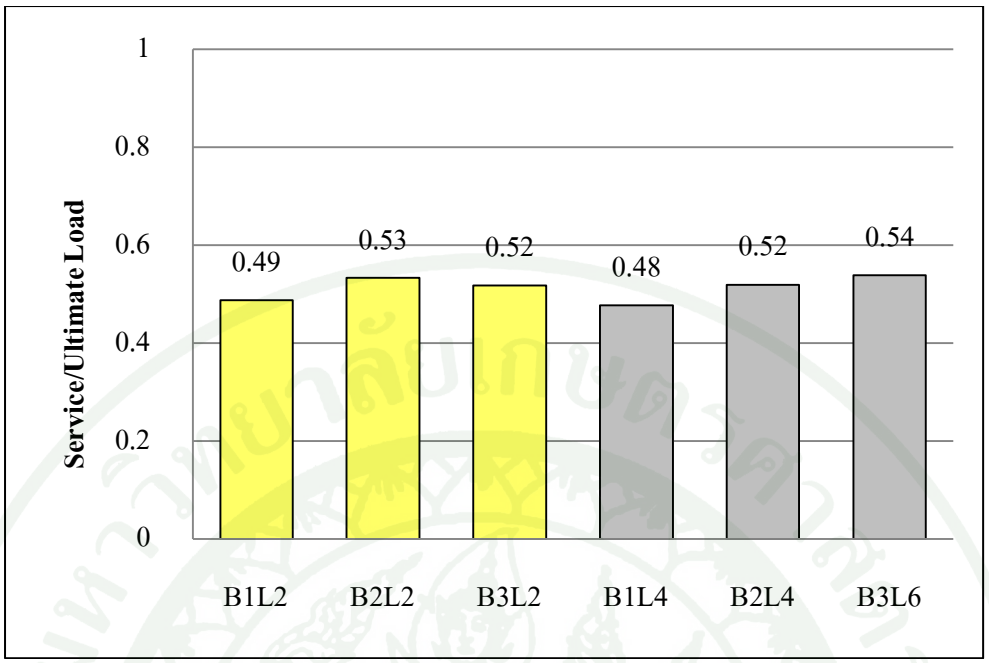
เพิ่มขึ้นไม่มีผลกระทบกับน้ำหนักบรรทุกใช้งานหรือกล่าวได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ACI Code และ AASHTO LRFD และแบบมาตรฐานไม่มีผลกระทบต่อน้ำหนักบรรทุกใช้งานซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Tuchshere *et al.* (2011)



ภาพที่ 110 น้ำหนักบรรทุกใช้งานเฉลี่ยเปรียบเทียบกับน้ำหนักประลัย

ตามที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นว่า มีนักวิจัยเพียงสองท่านที่ทำการระบุถึงน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ซึ่งน้ำหนักบรรทุกใช้งานของนักวิจัยทั้งสองท่านมีความแตกต่างกัน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้ทำการหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานของโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กว่ามีค่าเท่ากับเท่าใด และได้นำมาหาเป็นอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกใช้งานกับน้ำหนักบรรทุกประลัยดังแสดงในภาพที่ 111 เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบกับนักวิจัยทั้งสองท่านได้และใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กต่อไป ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกใช้งานต่อน้ำหนักประลัยอยู่ระหว่าง 0.478 - 0.539 และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.512 หรือ 51.2% ของน้ำหนักประลัย ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับการศึกษาของ Sahoo *et al.* (2010)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 111 อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกใช้งานต่อน้ำหนักประลัย

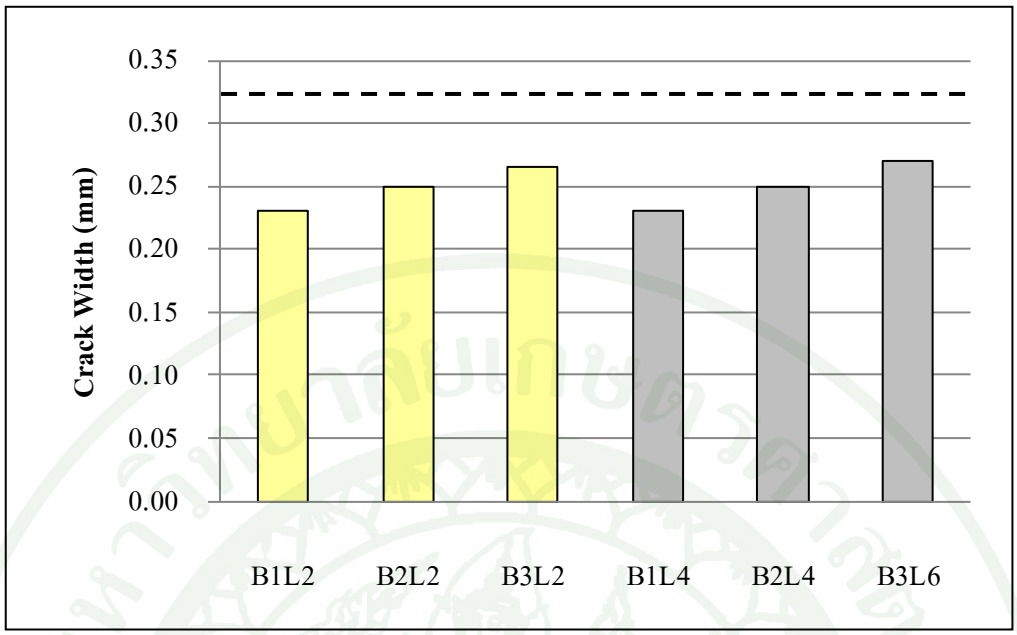
นอกจากนี้มาตรฐานของ ACI 214R-01 ยังระบุไว้ว่าสำหรับโครงสร้างที่อยู่ในสภาพแวดล้อมเปียกสลับแห้ง เช่น โครงสร้างของสะพานต้องมีความกว้างของรอยร้าวที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานไม่เกิน 0.33 มม. เพื่อป้องกันไม่ให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีความกว้างของรอยร้าวมากเกินไป ซึ่งส่งผลโดยตรงต่อความคงทนและประสิทธิภาพการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ตารางที่ 13 แสดงให้ถึงความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานสำหรับทุกตัวอย่างทดสอบ เมื่อนำความกว้างเฉลี่ยที่ได้จากที่สภาวะใช้งานมาเปรียบเทียบกับความกว้างที่มาตรฐานของ ACI Code กำหนดไว้ดังภาพที่ 112 แสดงให้เห็นว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามที่มาตรของ ACI 318-10 (Appendix A), AASHTO LRFD (2010) และแบบมาตรฐานระบุไว้สามารถป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงไม่ให้เกินกว่าที่มาตรฐานของ ACI 214R-01 ระบุไว้

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 13 ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งาน

Specimen	ρv	ρh	Service Load (Ton)	Crack width (mm)
B1L2-1	0.23	0.22	28.63	0.23
B1L2-2			28.50	0.23
Mean			28.56	0.23
B2L2-1	0.34	0.33	31.50	0.24
B2L2-2			27.00	0.26
Mean			29.25	0.25
B3L2-1	0.42	0.6	31.00	0.31
B3L2-2			30.00	0.22
Mean			30.50	0.26
B1L4-1	0.23	0.22	28.41	0.25
B1L4-2			27.95	0.21
Mean			28.18	0.23
B2L4-1	0.3	0.32	29.25	0.24
B2L4-2			30.83	0.26
Mean			30.04	0.25
B3L6-1	0.45	0.6	30.63	0.25
B3L6-2			33.50	0.29
Mean			32.06	0.27

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

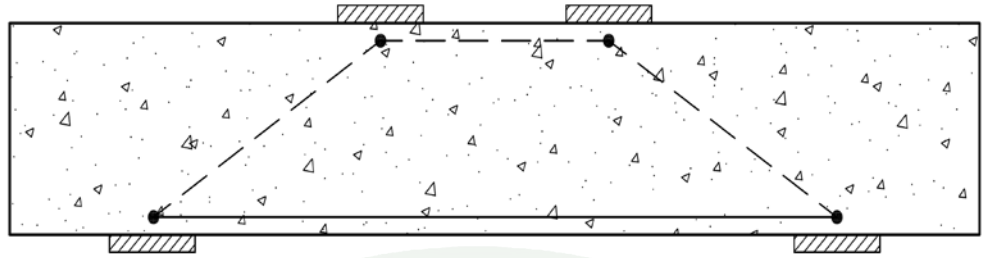


ภาพที่ 112 ความกว้างรอยร้าวในแนวทแยงเฉลี่ย

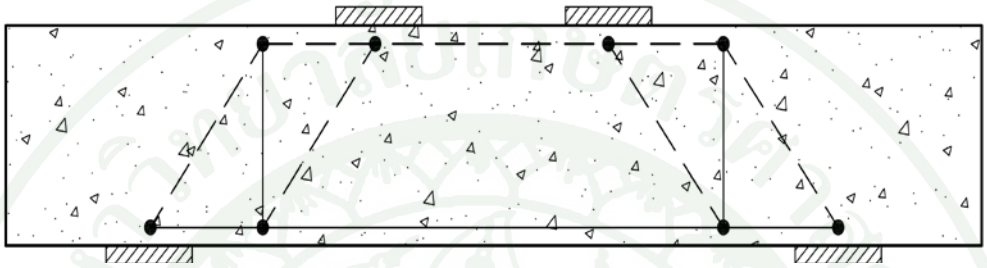
5. เปรียบเทียบผลการทดสอบกับมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบ

การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึง เป็นการแทนหน่วยแรงภายในที่ซับซ้อนด้วยแบบจำลองโครงข้อหมุน ซึ่งแบบจำลองที่นำมาใช้จะมีความสำคัญต่อการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก จากการศึกษาของ Tuchshere *et al.* (2011) พบว่า แบบจำลองที่มีลักษณะโครงเดี่ยวดังแสดงในภาพที่ 113ก จะสอดคล้องกับพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงของแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 2 และสำหรับอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลมากกว่า 2 แบบจำลองที่เหมาะสมคือแบบจำลองโครงข้อหมุนที่มีลักษณะโครงคู่ดังแสดงในภาพที่ 113ข เนื่องจากคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 2 จะเกิดการส่งถ่ายแรงโดยตรงจากน้ำหนักที่มากระทำสู่ฐานรองรับโดยตรงด้วยท่อนรับแรงอัดในแนวทแยง ซึ่งแตกต่างจากคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลมากกว่า 2 พฤติกรรมของคานลึกจะคล้ายกับคานปกติ สำหรับงานวิจัยนี้มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล เท่ากับ 1.5 ดังนั้น แบบจำลองโครงข้อหมุนที่ใช้ในการคำนวณจึงใช้แบบจำลองโครงข้อหมุนที่มีลักษณะเป็นโครงเดี่ยว

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



(ก)



(ข)

ภาพที่ 113 แบบจำลองโครงข้อหมุน (ก) แบบจำลองโครงข้อหมุนแบบโครงเดี่ยว (ข) แบบจำลองโครงข้อหมุนแบบโครงคู่

ผลการคำนวณแรงเฉือนด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงที่ได้จากมาตรฐานของ ACI Code, AASHTO LRFD และ CEB Code สำหรับคานลึกทั้ง 12 ตัวอย่าง มีค่าเท่ากับ 41.46, 37.20 และ 36.61 ตัน ตามลำดับ เมื่อนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดที่ได้จากมาตรฐานต่างๆ พบว่า มาตรฐานของ ACI 318-10 (Appendix A) มีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่างร้อยละ 68.71 ถึง 75.56 ของน้ำหนักบรรทุกประลัย มาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 มีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่างร้อยละ 63.22 ถึง 68.52 ของน้ำหนักบรรทุกประลัย และมาตรฐานของ CEB Code 1990 มีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่างร้อยละ 61.52 ถึง 62.50 ของน้ำหนักบรรทุกประลัย ซึ่งทั้งสามมาตรฐานให้ค่าในเชิงอนุรักษ์ดังแสดงในตารางที่ 15 จากผลการคำนวณพบว่า มาตรฐานของ ACI Code สามารถคำนวณน้ำหนักประลัยได้มากกว่ามาตรฐาน AASHTO LRFD และ CEB Code อีกทั้งมาตรฐานของ AASHTO LRFD และ CEB Code สามารถคำนวณค่าของน้ำหนักประลัยได้ใกล้เคียงกัน สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เนื่องมาจากมาตรฐานของ AASHTO LRFD และ CEB Code ให้ความสำคัญกับท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงมากกว่ามาตรฐานของ ACI Code มาตรฐานของ CEB Code ระบุว่าหากเกิดรอยร้าวในแนวทแยงภายในท่อนรับแรงอัดต้องเลือกใช้ค่า Efficiency Factor จากสมการที่ (36) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.54 และสำหรับมาตรฐานของ AASHTO LRFD จากสมการที่ (11) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.56 เห็นได้ว่า Efficiency Factor ของท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงขึ้นอยู่กับค่า

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ของความเครียดดึงหลักในทิศทางที่ตั้งฉากกับแกนของท่อนรับแรงอัด แต่สำหรับมาตรฐานของ ACI Code ระบุเพียงว่าหากท่อนรับแรงอัดในแนวทแยงรูปขวดมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่อยู่ภายในเท่ากับสมการที่ (31) สามารถเลือกใช้ค่า Efficiency Factor เท่ากับ 0.75

สำหรับการคำนวณน้ำหนักประลัยด้วยวิธีหน้าตัดตามมาตรฐานของ ACI 318-99 และมาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 มีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่างร้อยละ 38.78 ถึง 61.07 และ 38.35 ถึง 57.62 ของน้ำหนักบรรทุกประลัยตามลำดับ ซึ่งวิธีหน้าตัดให้ค่าที่อยู่ในเชิงอนุรักษ์เช่นเดียวกับแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงแต่วิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงให้ค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่า นอกจากนี้เมื่อนำสมการของ Mattaros and Wang (2003), Russo *et al.* (2005) และ Zhang and Tan (2007) มาใช้ในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยสำหรับตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบในงานวิจัยนี้ซึ่งจะได้น้ำหนักบรรทุกประลัยเฉลี่ยอยู่ระหว่างร้อยละ 68.94 ถึง 78.7, 71.70 ถึง 80.9 และ 69.40 ถึง 76.65 ของน้ำหนักบรรทุกประลัย ตามลำดับ ซึ่งสมการที่นักวิจัยแต่ละท่านเสนอจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าวิธีที่ได้จากวิธีหน้าตัดและวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง

จากผลการคำนวณโดยใช้วิธีหน้าตัด วิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง และสมการที่เสนอโดย Mattaros and Wang (2003), Russo *et al.* (2005) และ Zhang and Tan (2007) พบว่าน้ำหนักประลัยที่คำนวณได้จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้น แต่วิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงมีน้ำหนักประลัยคงที่แม้ว่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางจะเพิ่มขึ้นก็ตาม ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่พบว่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้น (ทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน) รวมถึงจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นไม่สามารถเพิ่มกำลังต้านทานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ ดังนั้นการนำวิธีหน้าตัด และสมการของ Mattaros and Wang (2003); Russo *et al.* (2005); Zhang and Tan (2007) มาใช้อาจไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 14 น้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการคำนวณ

No.	Specimen	ρv	ρh	Ultimate (Ton)	Section Design (Ton)		Strut and Tie Model (Ton)					
					ACI 318-99	AASHTO LRFD (2010)	ACI 318-10	AASHTO LRFD (2010)	CEB Code (1990)	Matamoros and Wang (2003)	Russo *et al*. (2005)	Zhang and Tan (2007)
1	B1L2-1	0.23	0.22	58.58	22.71	22.46	41.64	37.20	36.61	40.67	42.30	40.98
2	B1L2-2			58.52	22.71	22.46	41.64	37.20	36.61	40.67	42.30	40.98
	Mean			58.55	22.71	22.46	41.64	37.20	36.61	40.67	42.30	40.98
3	B2L2-1	0.34	0.33	54.91	28.02	28.05	41.64	37.20	36.61	43.18	44.43	42.06
4	B2L2-2			54.83	28.02	28.05	41.64	37.20	36.61	43.18	44.43	42.06
	Mean			54.87	28.02	28.05	41.64	37.20	36.61	43.18	44.43	42.06
5	B3L2-1	0.42	0.6	60.31	35.11	32.44	41.64	37.20	36.61	45.97	46.84	42.89
6	B3L2-2			57.48	35.11	32.44	41.64	37.20	36.61	45.97	46.84	42.89
	Mean			58.89	35.11	32.44	41.64	37.20	36.61	45.97	46.84	42.89
7	B1L4-1	0.23	0.22	57.85	22.72	22.46	41.64	37.20	36.61	40.67	42.30	40.98
8	B1L4-2			60.18	22.72	22.46	41.64	37.20	36.61	40.67	42.30	40.98
	Mean			59.01	22.72	22.46	41.64	37.20	36.61	40.67	42.30	40.98

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 14 (ต่อ)

No.	Specimen	ρv	ρh	Ultimate (Ton)	Section Design (Ton)		Strut and Tie Model (Ton)					
					ACI 318-99	AASHTO LRFD (2010)	ACI 318-10	AASHTO LRFD (2010)	CEB Code (1990)	Matamoros and Wang (2003)	Russo *et al*. (2005)	Zhang and Tan (2007)
9	B2L4-1	0.30	0.32	61.28	27.48	26.4	41.64	37.20	36.61	42.63	43.79	41.83
10	B2L4-2			54.42	27.48	26.4	41.64	37.20	36.61	42.63	43.79	41.83
	Mean			57.85	27.48	26.4	41.64	37.20	36.61	42.63	43.79	41.83
11	B3L6-1	0.45	0.6	60.15	36.32	34.27	41.64	37.20	36.61	46.81	47.28	43.02
12	B3L6-2			58.79	36.32	34.27	41.64	37.20	36.61	46.81	47.28	43.02
	Mean			59.47	36.32	34.27	41.64	37.20	36.61	46.81	47.28	43.02

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 15 ร้อยละของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการคำนวณต่อน้ำหนักบรรทุกประลัย

No.	Specimen	ρv	ρh	Ultimate (Ton)	Section Design (Ton)		Strut and Tie Model (Ton)					
					ACI 318-99	AASHTO LRFD (2010)	ACI 318-10	AASHTO LRFD (2010)	CEB Code (1990)	Matamoros and Wang (2003)	Russo *et al*. (2005)	Zhang and Tan (2007)
1	B1L2-1	0.23	0.22	58.58	38.76	38.34	71.08	63.50	62.49	69.42	72.20	69.95
2	B1L2-2			58.52	38.81	38.38	71.15	63.57	62.56	69.50	72.29	70.02
	Mean			58.55	38.79	38.36	71.12	63.53	62.52	69.46	72.25	69.99
3	B2L2-1	0.34	0.33	54.91	51.03	51.08	75.83	67.75	66.67	78.64	80.91	76.60
4	B2L2-2			54.83	51.10	51.16	75.94	67.84	66.77	78.75	81.03	76.71
	Mean			54.87	51.07	51.12	75.89	67.80	66.72	78.70	80.97	76.65
5	B3L2-1	0.42	0.6	60.31	58.22	53.79	69.04	61.68	60.70	76.22	77.66	71.12
6	B3L2-2			57.48	61.08	56.44	72.44	64.72	63.69	79.97	81.48	74.61
	Mean			58.89	59.61	55.08	70.70	63.16	62.20	78.10	79.57	72.87
7	B1L4-1	0.23	0.22	57.85	39.28	38.83	71.98	64.31	63.29	70.30	73.13	70.84
8	B1L4-2			60.18	37.75	37.32	69.19	61.82	60.84	67.58	70.30	68.10
	Mean			59.01	38.50	38.06	70.56	63.04	62.06	68.94	71.71	69.47

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 15 (ต่อ)

No.	Specimen	ρv	ρh	Ultimate (Ton)	Section Design (Ton)		Strut and Tie Model (Ton)					
					ACI 318-99	AASHTO LRFD (2010)	ACI 318-10	AASHTO LRFD (2010)	CEB Code (1990)	Matamoros and Wang (2003)	Russo *et al*. (2005)	Zhang and Tan (2007)
9	B2L4-1	0.30	0.32	61.28	44.84	43.08	67.94	60.70	59.74	69.56	71.46	68.25
10	B2L4-2			54.42	50.50	48.51	76.52	68.36	67.28	78.34	80.48	76.87
	Mean			57.85	47.50	45.63	71.98	64.30	63.51	73.95	75.97	72.56
11	B3L6-1	0.45	0.6	60.15	60.38	56.97	69.22	61.84	60.86	77.82	78.60	71.52
12	B3L6-2			58.79	61.78	58.29	70.83	63.27	62.27	79.62	80.42	73.17
	Mean			59.47	61.07	57.62	70.02	62.55	61.57	78.72	79.51	72.35

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

6. การสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการทางไฟไนต์เอลิเมนต์

จากผลการเปรียบเทียบน้ำหนักประลัยที่ได้จากผลการทดลองกับการคำนวณ เห็นได้ว่าน้ำหนักประลัยที่คำนวณได้ยังห่างจากน้ำหนักประลัยที่ได้จากการทดสอบอยู่พอสมควร วิธีการหนึ่งที่สามารถใช้ในการศึกษาถึงพฤติกรรมและสามารถทำนายน้ำหนักบรรทุกประลัยได้คือการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้ทำการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อวิเคราะห์และตรวจสอบค่าที่ได้จากการผลทดสอบกับค่าทางทฤษฎี

สำหรับงานวิจัยคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมเหล็กถูกจำลองขึ้นด้วยแบบจำลอง 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างกันตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมซึ่งประกอบไปด้วย คอนกรีตถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์ 3 มิติ เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบแท่ง แผ่นเหล็กที่ฐานรองรับและที่น้ำหนักบรรทุกมากระทำถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบชั้น 3 มิติ และแบบจำลองพฤติกรรมการส่งถ่ายหน่วยแรงระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตซึ่งถูกจำลองให้เป็นเอลิเมนต์แบบสปริง

โดยทั่วไปแบบจำลองการแตกร้าว (Crack Patterns) มีด้วยกัน 2 วิธีคือ Discrete Crack และ Smeared Crack การเลือกใช้แบบจำลองการแตกร้าว (Crack Model) ขึ้นอยู่กับระดับของจุดมุ่งหมายในศึกษาและวิเคราะห์ กล่าวคือ หากต้องการศึกษาถึงพฤติกรรมโดยรวมโดยไม่คำนึงถึง ผลของรูปแบบการแตกร้าวและค่าประมาณของหน่วยแรงเฉพาะที่ (Local Stress) แบบจำลอง Smeared Crack จะเป็นทางเลือกที่ดีที่สุด สำหรับการจำลองพฤติกรรมการแตกร้าว แต่ถ้าหากสนใจรายละเอียดของพฤติกรรมเฉพาะที่ (Local Behavior) แบบจำลอง Discrete Crack จะเป็นทางเลือกที่ดีที่สุด สำหรับงานวิจัยนี้เลือกใช้แบบจำลอง Smeared Crack เพื่อศึกษาถึงพฤติกรรมโดยรวมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

การสร้างแบบจำลอง 3 มิติสำหรับงานวิจัยนี้สามารถจำลองพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น น้ำหนักที่มากระทำกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน ความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง ความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน ความเครียดของคอนกรีตในทิศทางของท่อนรับแรงอัดและตั้งฉากกับแนวแกนทแยง การเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทอสอบกับแบบจำลองคณิตศาสตร์แสดงในตารางที่ 16

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

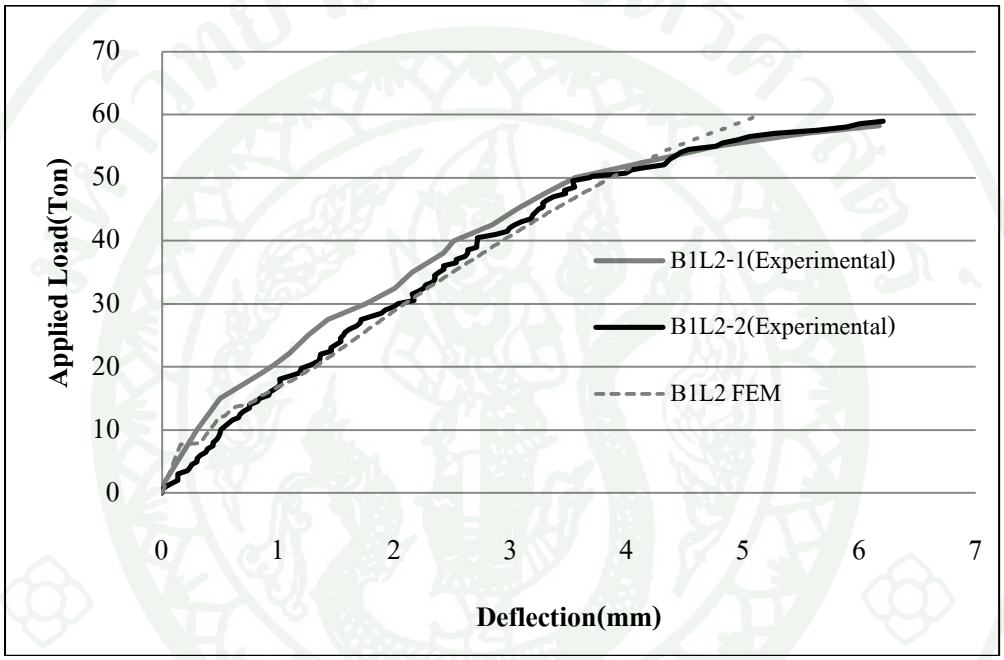
ตารางที่ 16 เปรียบเทียบผลการทดสอบกับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

Specimen	First Crack			First Diagonal Crack			First Yield			Ultimate		
	Experimental	FEM	Diff	Experimental	FEM	Diff	Experimental	FEM	Diff	Experimental	FEM	Diff
	Ton	Ton	%	Ton	Ton	%	Ton	Ton	%	Ton	Ton	%
B1L2-1	8.50	7.85	7.68	24.00	17.50	27.08	45.00	46.45	3.22	58.58	59.57	1.69
B1L2-2	9.35	7.85	16.04	25.00	17.50	30.00	47.00	46.45	1.17	58.52	59.57	1.79
B1L4-1	8.15	7.85	3.68	21.25	16.80	20.94	50.00	47.05	5.90	57.85	59.92	3.58
B1L4-2	6.50	7.85	17.19	20.38	16.80	17.57	47.25	47.05	0.42	60.18	59.92	0.43
B2L2-1	8.55	7.92	7.40	21.63	16.80	22.33	47.00	47.50	1.06	54.91	60.00	9.27
B2L2-2	7.25	7.92	8.45	22.00	16.80	23.64	45.50	47.50	4.40	54.83	60.00	9.43
B2L4-1	9.55	7.92	17.00	19.75	16.60	15.95	44.50	47.55	6.85	61.28	59.70	2.58
B2L4-2	8.25	7.92	4.16	22.75	16.60	27.03	42.50	47.55	11.88	54.42	59.70	9.70
B3L2-1	6.85	7.85	12.73	22.00	16.56	24.73	46.15	46.30	0.33	60.31	59.86	0.75
B3L2-2	7.25	7.85	7.64	23.50	16.56	29.53	49.00	46.30	5.51	57.48	59.86	4.14
B3L6-1	9.15	7.92	13.44	22.00	16.80	23.64	47.20	48.85	3.50	60.15	59.97	0.30
B3L6-2	9.75	7.92	18.73	22.50	16.80	25.33	44.00	48.85	11.02	58.79	59.97	2.01

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

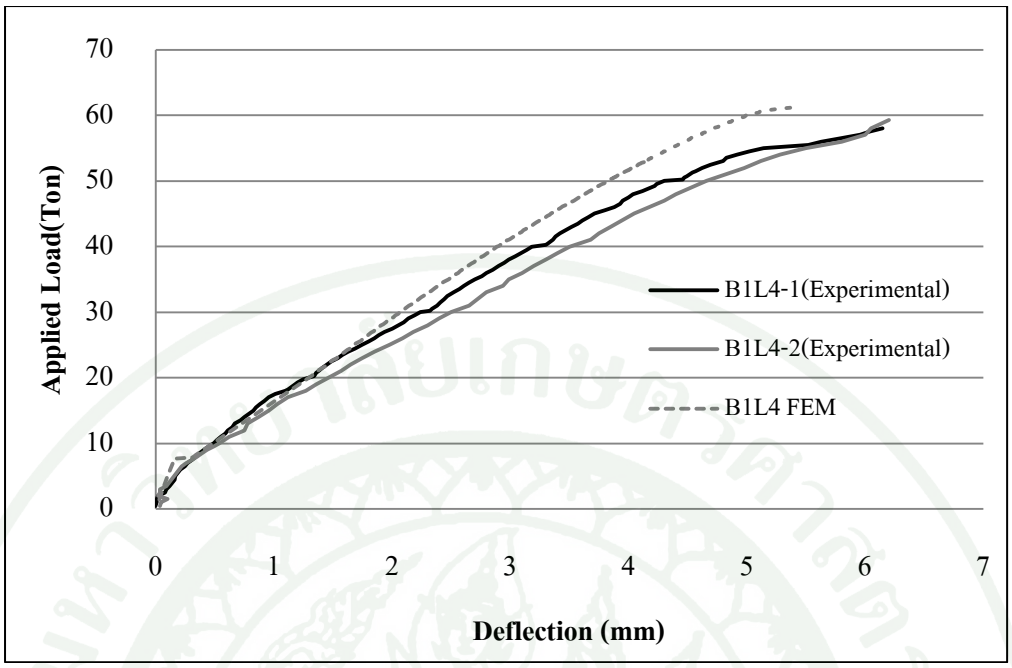
6.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน

ภาพที่ 114 ถึง 119 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง จากการเปรียบเทียบผลจากการทดสอบกับแบบจำลอง 3 มิติของไฟไนต์เอลิเมนต์ แสดงให้เห็นผลการทดสอบกับผลที่ได้จากกรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นมีความสอดคล้องกัน

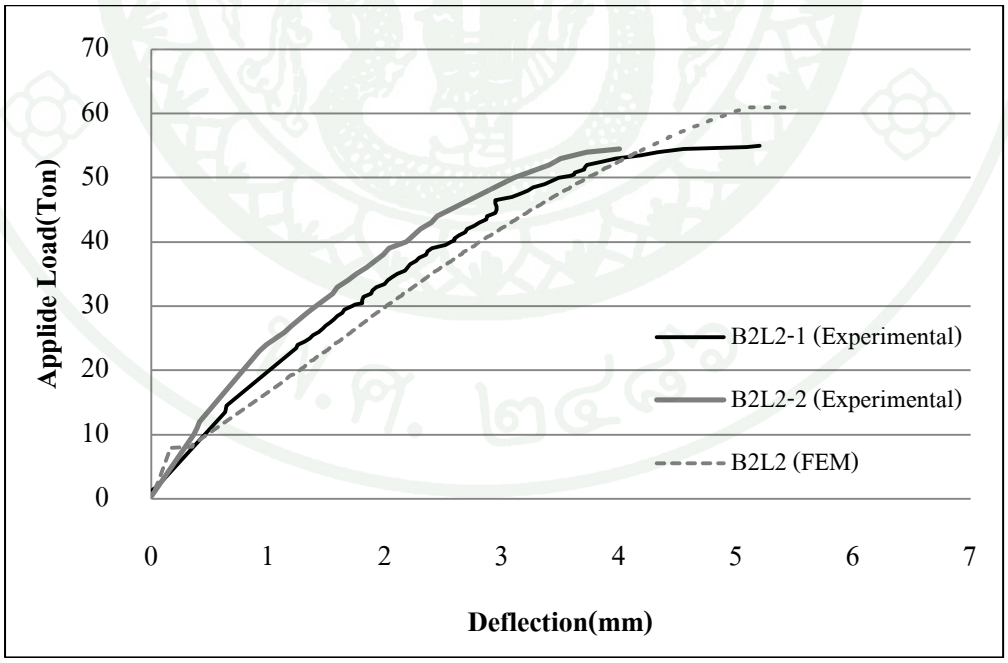


ภาพที่ 114 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

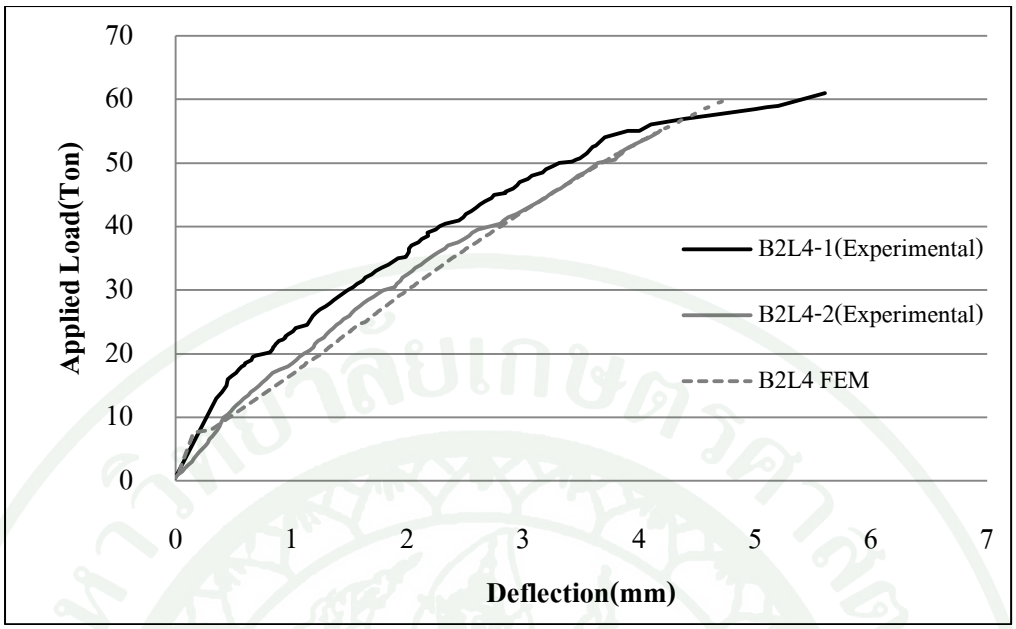


ภาพที่ 115 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B1L4

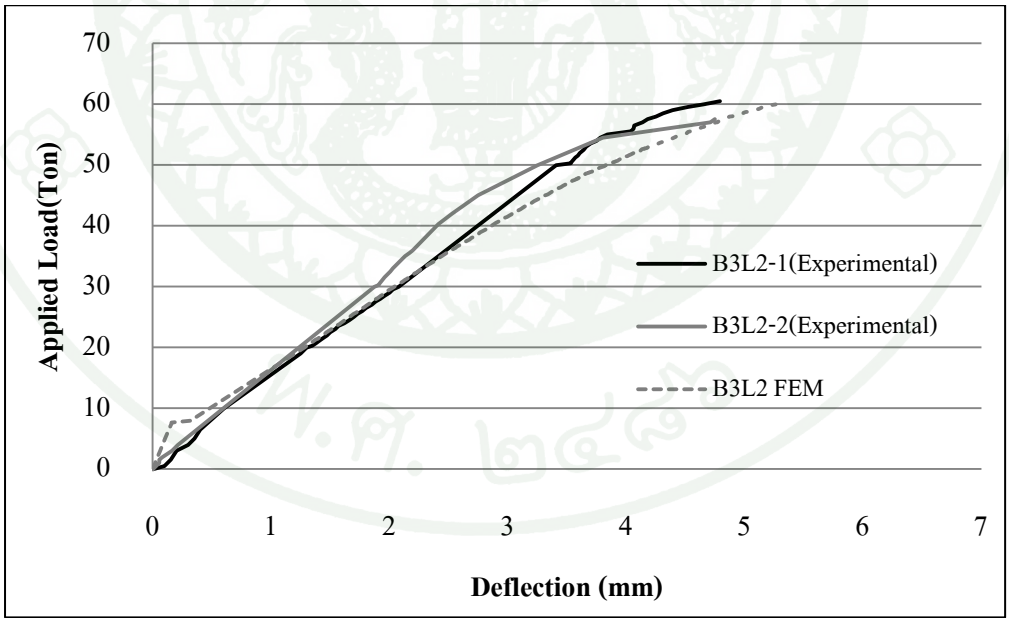


ภาพที่ 116 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

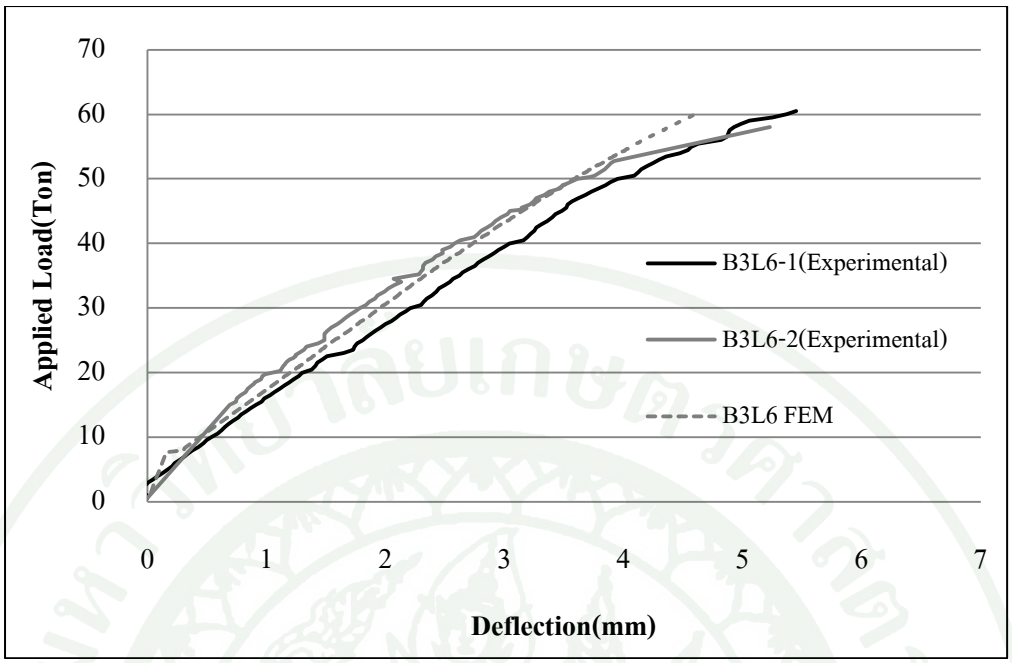


ภาพที่ 117 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B2L4



ภาพที่ 118 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

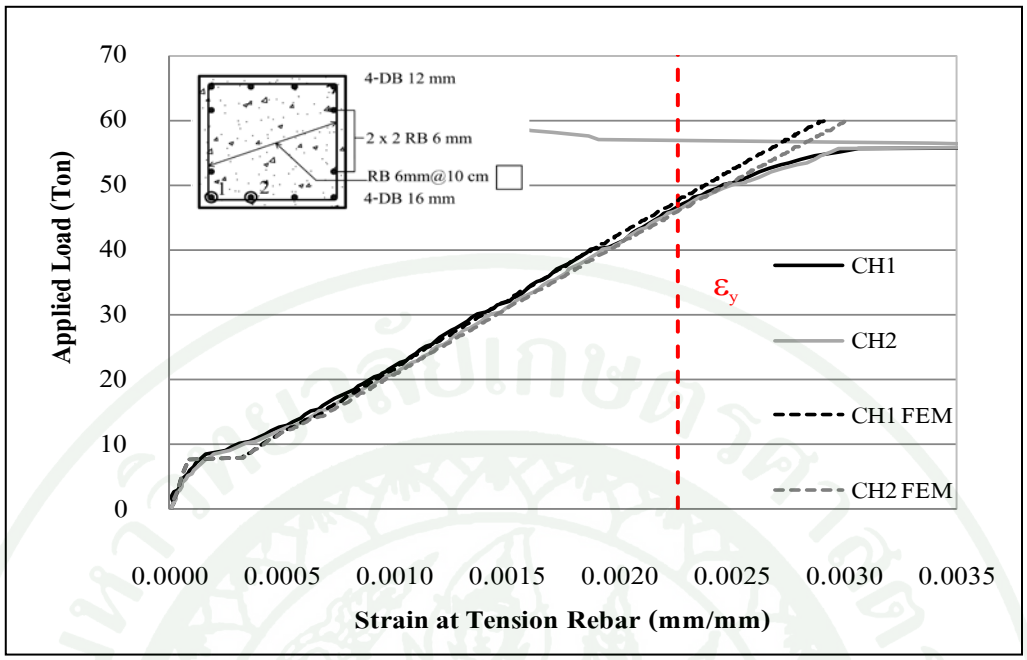


ภาพที่ 119 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบ B3L6

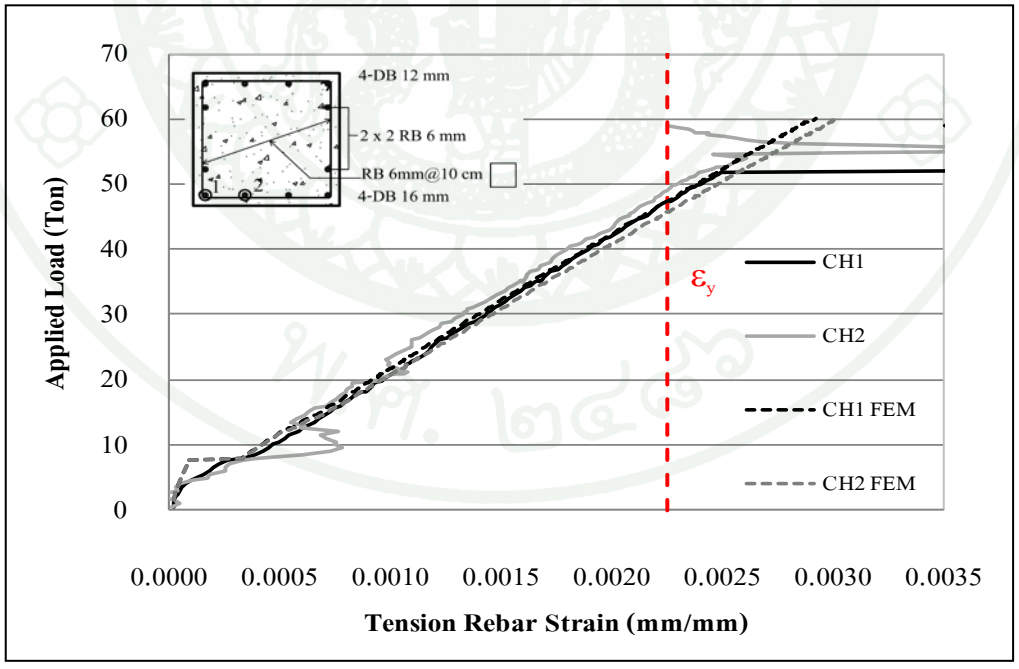
6.2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง

ภาพที่ 121 ถึง 131 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง ผลที่ได้จากการทดสอบเปรียบเทียบกับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีผลที่สอดคล้องกัน โดยเมื่อตัวอย่างทดสอบรับน้ำหนักในช่วงเริ่มต้นก่อนที่ตัวอย่างทดสอบจะเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงมีพฤติกรรมเป็นแบบเส้นตรง และเมื่อตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด แรงดึงจะถูกส่งถ่ายมายังเหล็กเสริมรับแรงดึงส่งผลให้ความเครียดที่เหล็กเสริมมีค่าเพิ่มมากขึ้น ดังแสดงได้จากผลการทดสอบและแบบจำลอง เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้น เหล็กเสริมจะถึงจุดครากและตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติตามลำดับ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

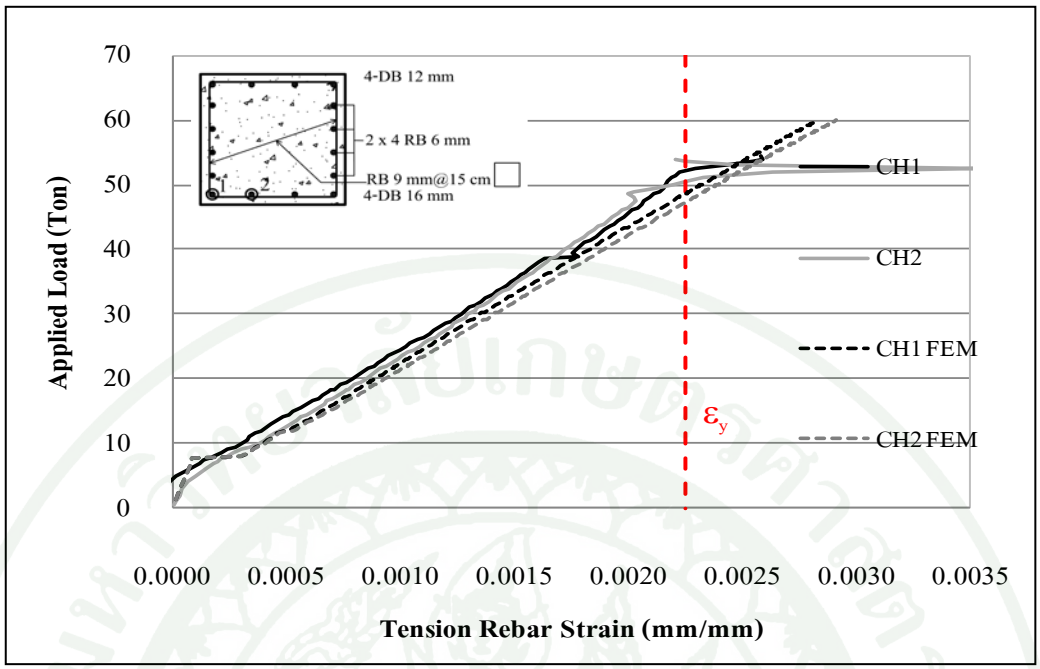


ภาพที่ 120 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L2-1

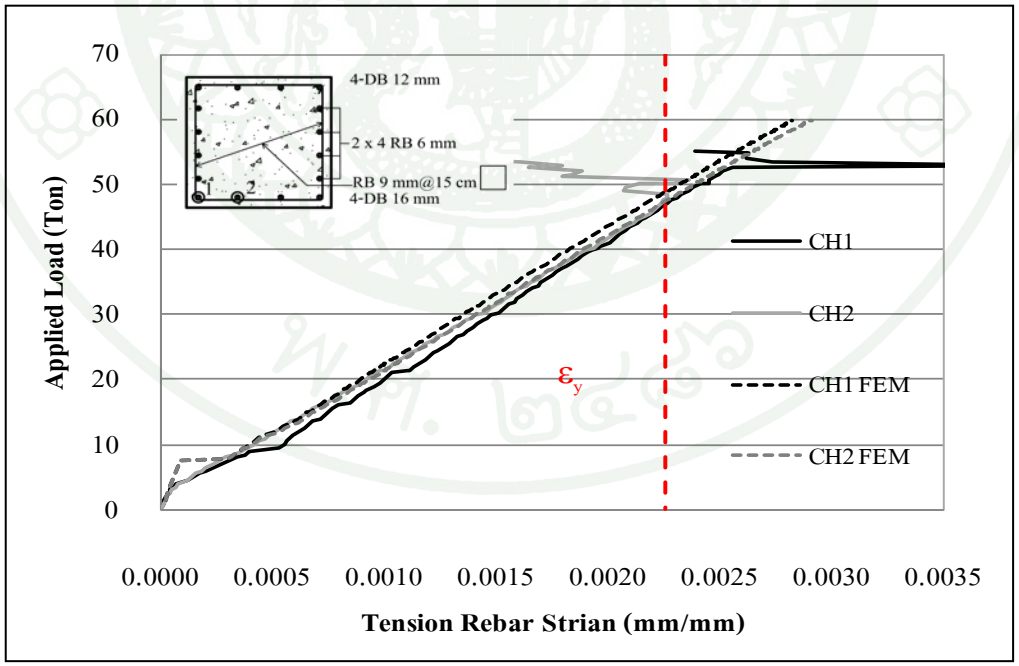


ภาพที่ 121 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L2-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

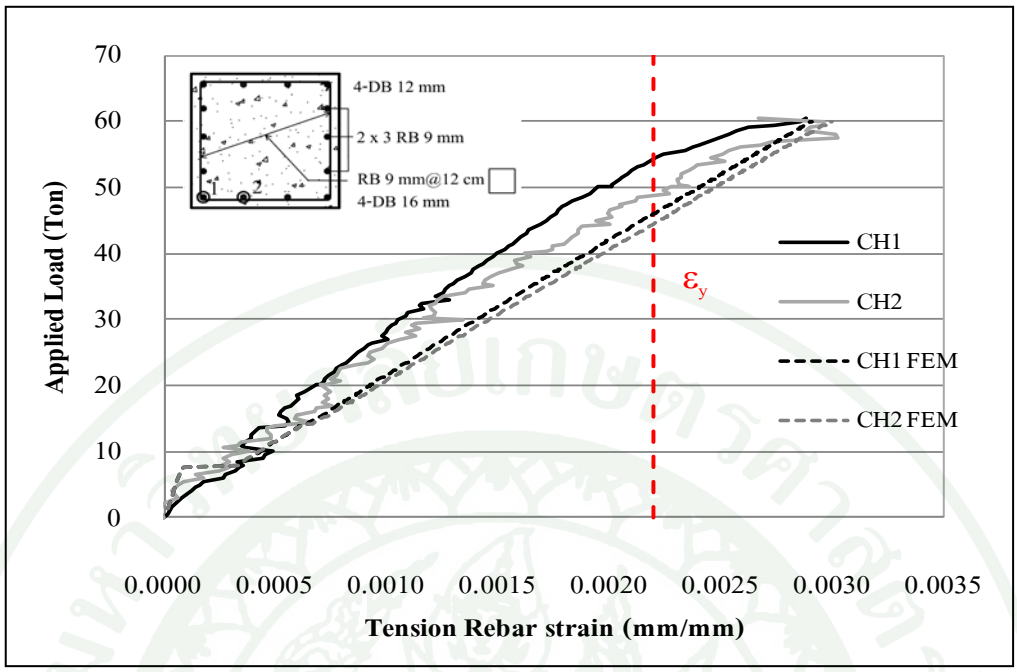


ภาพที่ 122 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L2-1

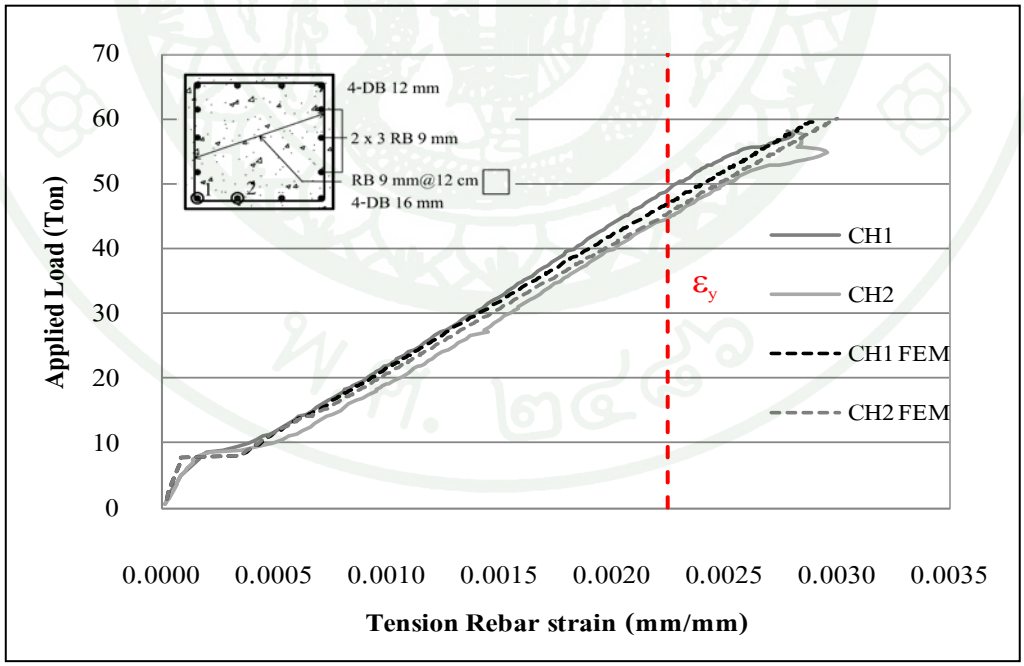


ภาพที่ 123 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L2-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

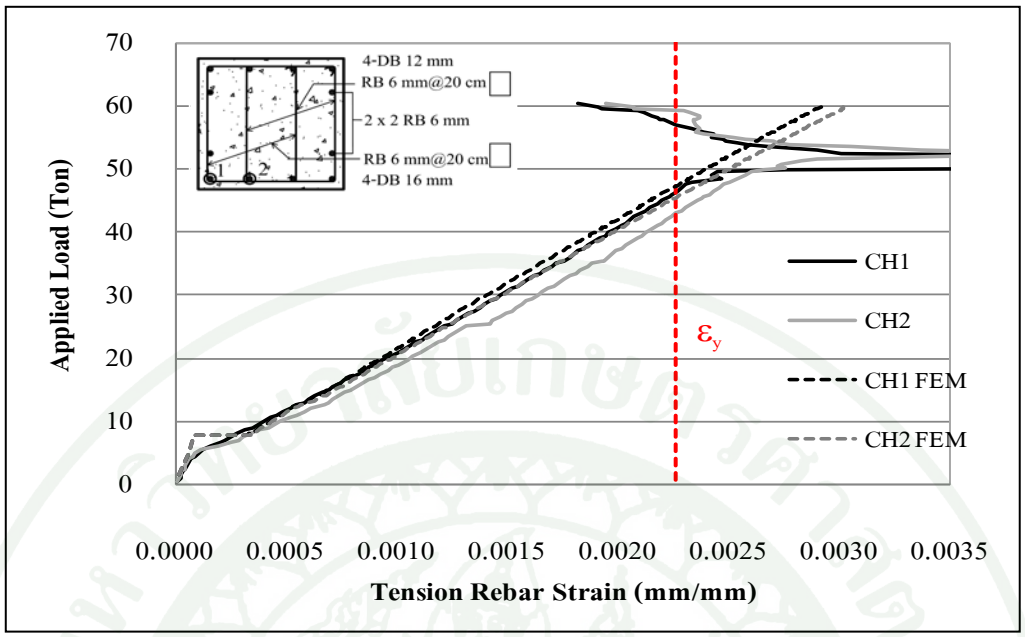


ภาพที่ 124 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L2-1

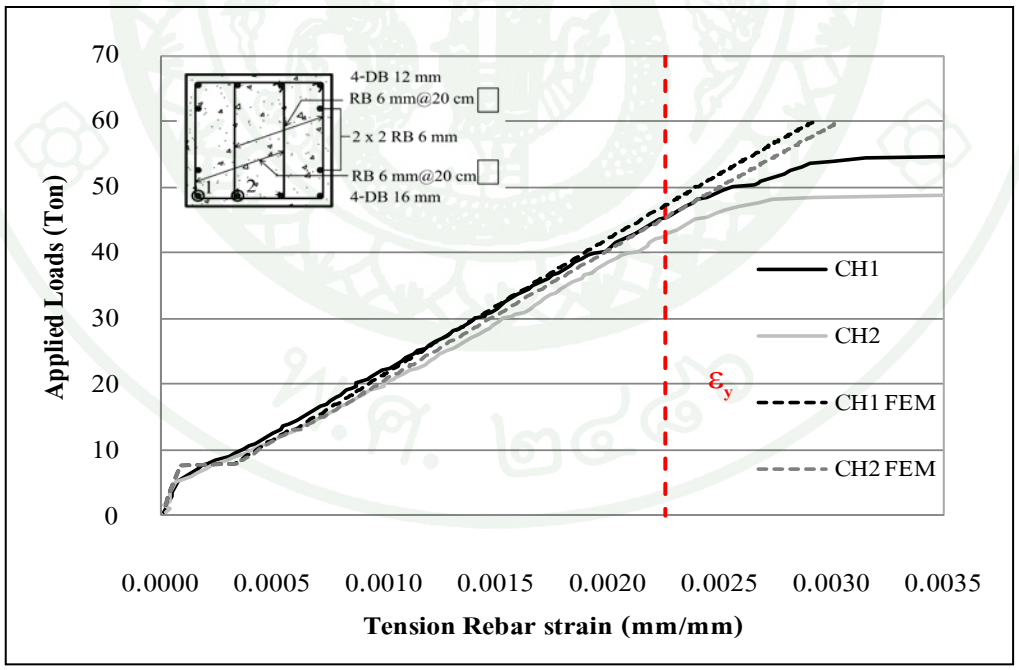


ภาพที่ 125 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L2-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

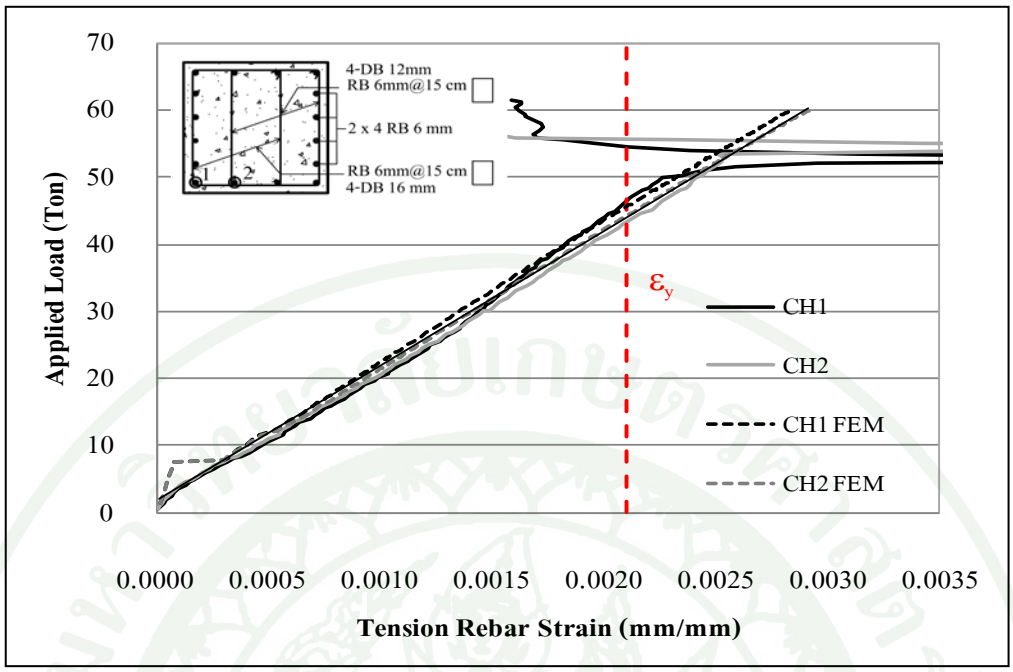


ภาพที่ 126 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L4-1

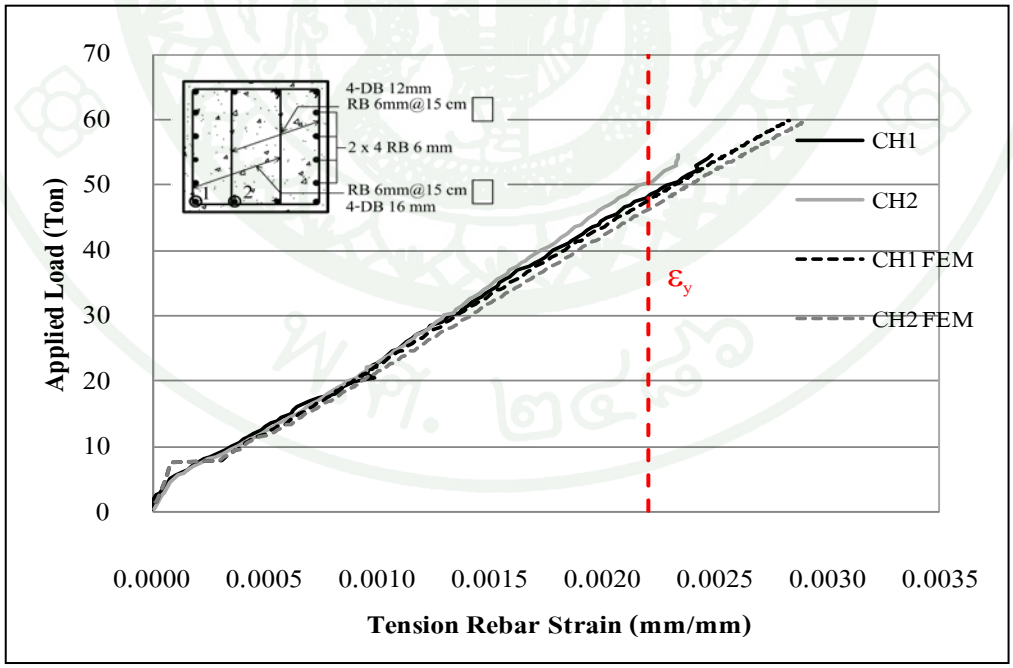


ภาพที่ 127 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B1L4-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

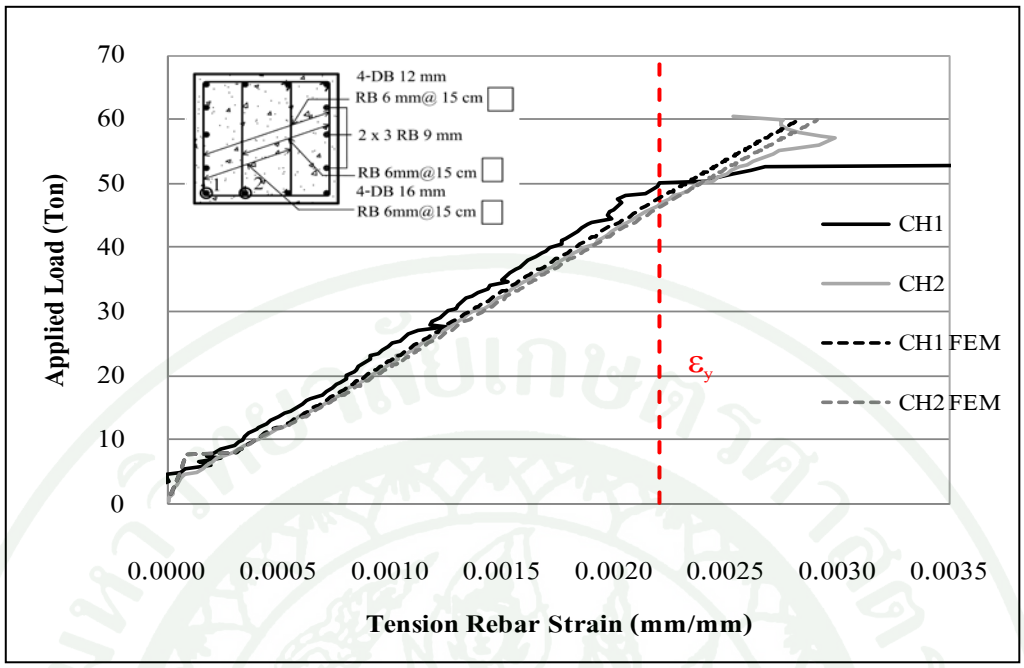


ภาพที่ 128 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L4-1

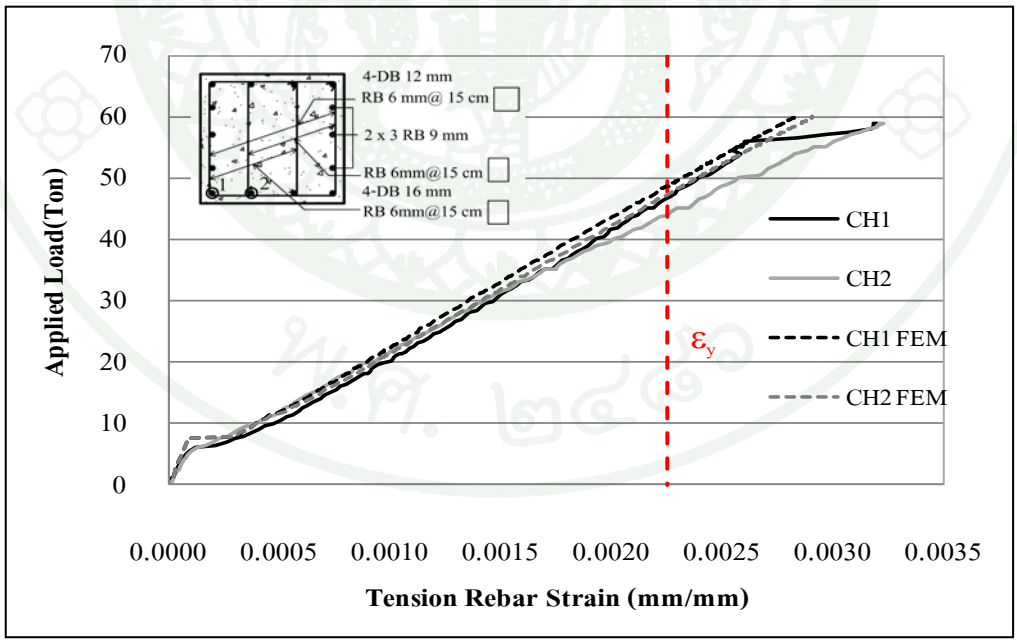


ภาพที่ 129 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B2L4-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 130 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L6-1



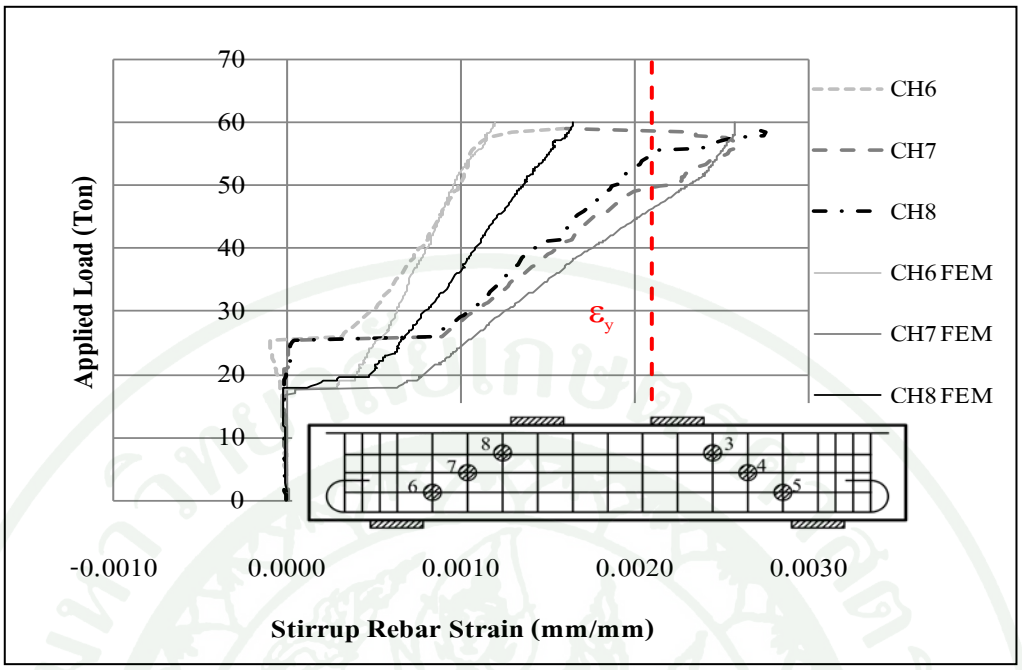
ภาพที่ 131 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่าง B3L6-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

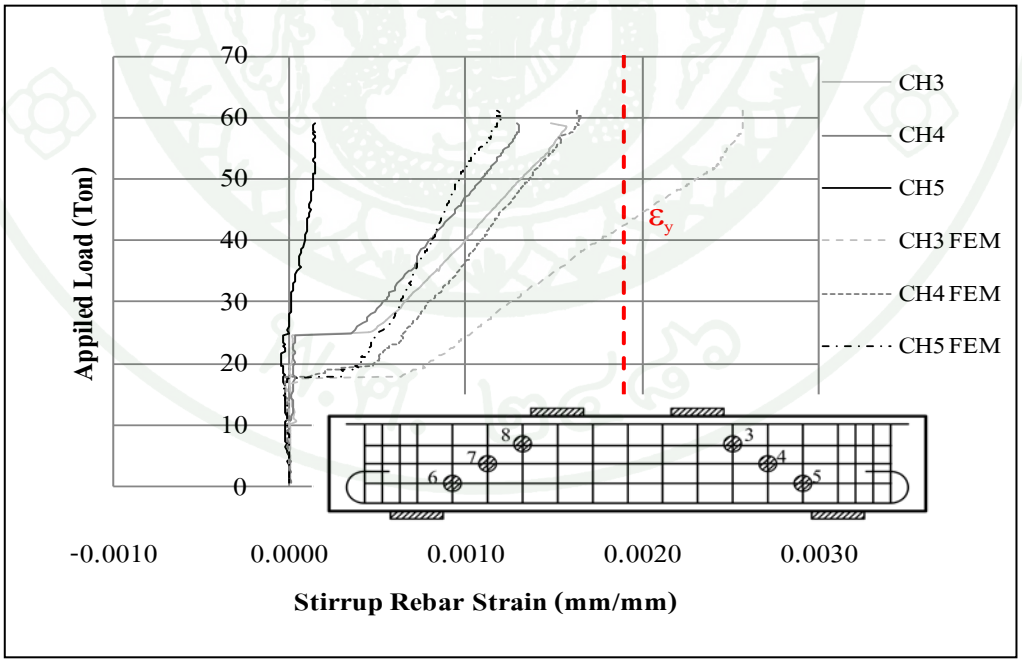
6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมปลอกรับแรงเฉือน

ภาพที่ 133 ถึง 143 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่เหล็กปลอกรับแรงเฉือนของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง ผลที่ได้จากการทดสอบเปรียบเทียบกับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีผลที่สอดคล้องกัน เมื่อตัวอย่างทดสอบรับน้ำหนักบรรทุกในช่วงเริ่มต้นก่อนที่ตัวอย่างทดสอบจะเกิดรอยแตกร้าวในแนวทแยง ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนยังไม่เกิดขึ้น เนื่องจากเหล็กเสริมตามขวางไม่ช่วยในการส่งถ่ายแรงเฉือน จนเมื่อปรากฏรอยร้าวในแนวทแยงเหล็กปลอกรับแรงเฉือนจึงเข้ามามีส่วนร่วมในการส่งถ่ายแรงเฉือน ส่งผลให้ความเครียดที่เหล็กปลอกมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เมื่อน้ำหนักเพิ่มมากขึ้นคอนกรีตจะสูญเสียการส่งถ่ายแรงส่งผลให้เหล็กปลอกรับแรงเฉือนทำหน้าที่อย่างต่อเนื่องจนกระทั่งตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบเกิดการวิบัติ สาเหตุที่แบบจำลองกับผลการทดสอบมีค่าแตกต่างกันมากเนื่องจากรูปแบบการแตกร้าวที่นำมาใช้ในแบบจำลอง 3 มิติเป็นแบบ Smeared crack ส่งผลให้การแตกร้าวในแนวทแยงซึ่งเป็นการแตกร้าวเฉพาะที่มีความคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

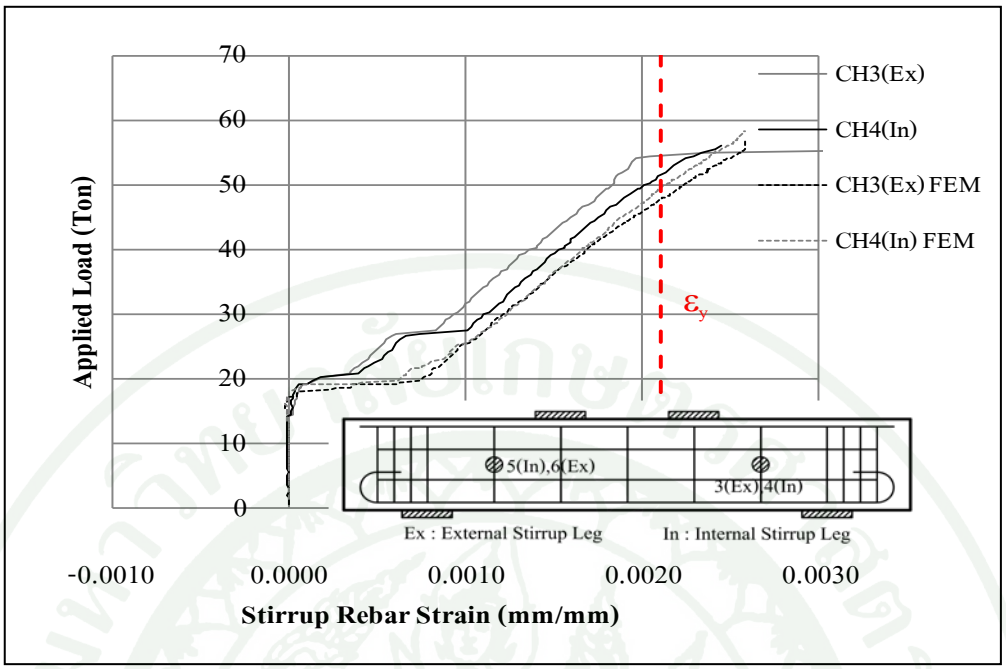


ภาพที่ 132 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B1L2-1

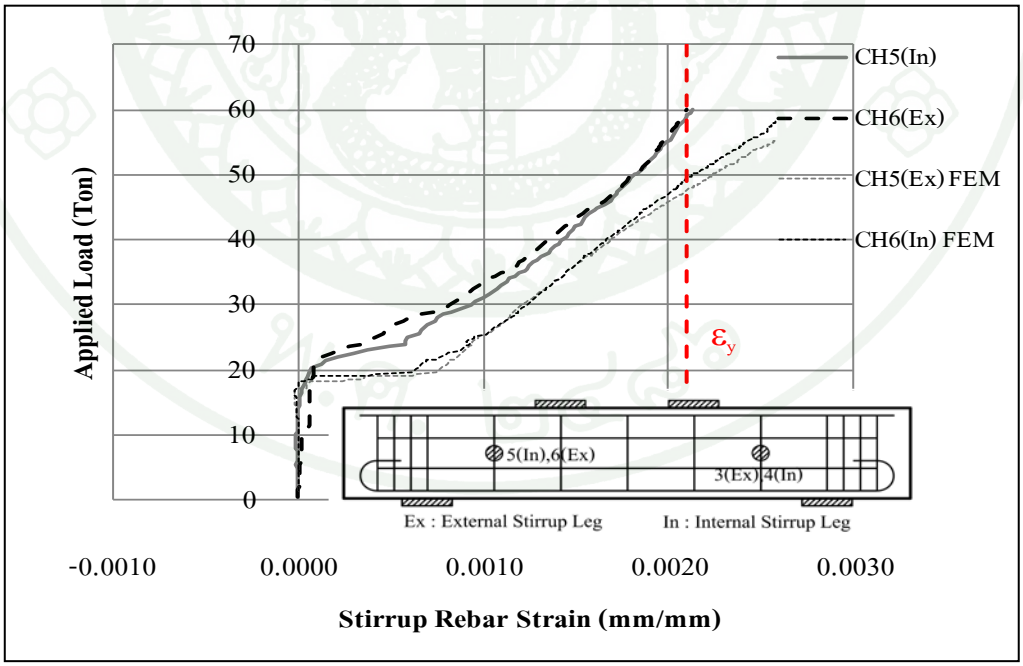


ภาพที่ 133 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B1L2-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

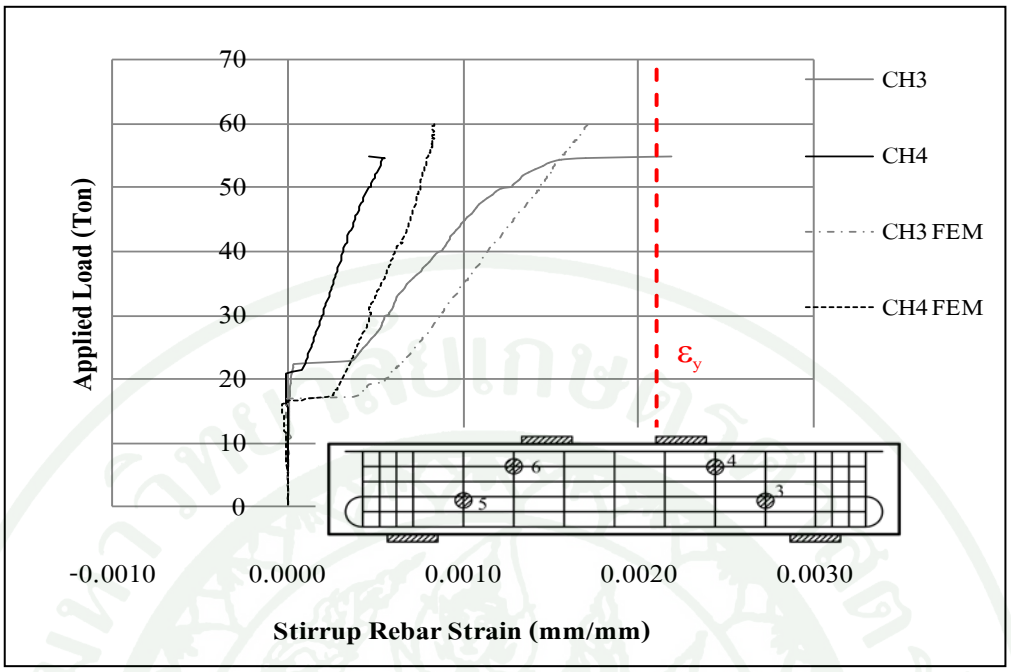


ภาพที่ 134 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B1L4-1

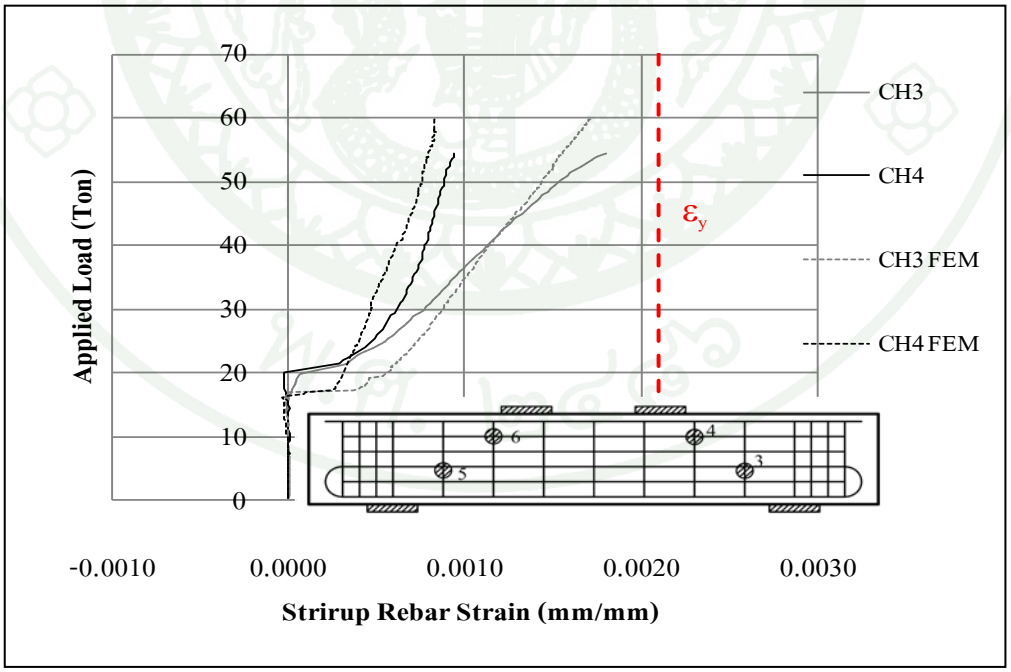


ภาพที่ 135 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B1L4-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

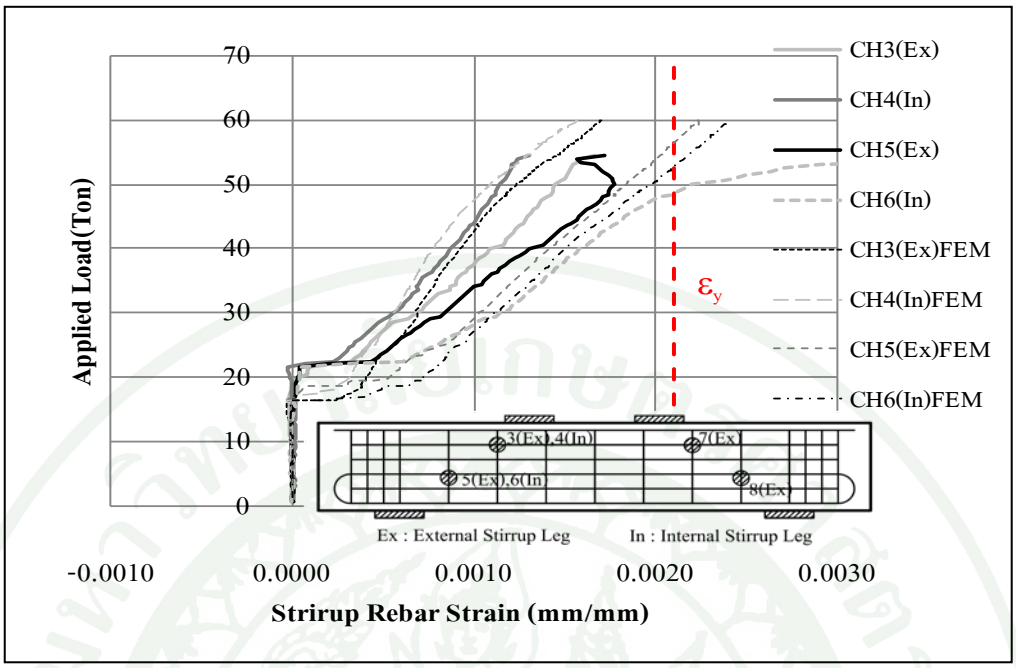


ภาพที่ 136 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L2-1

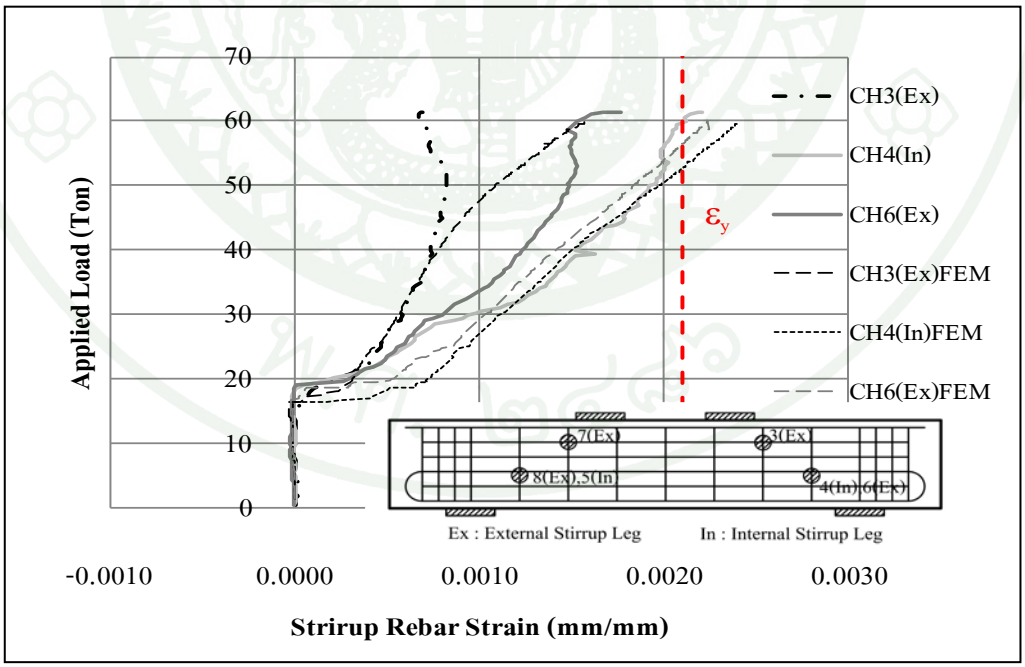


ภาพที่ 137 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L2-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

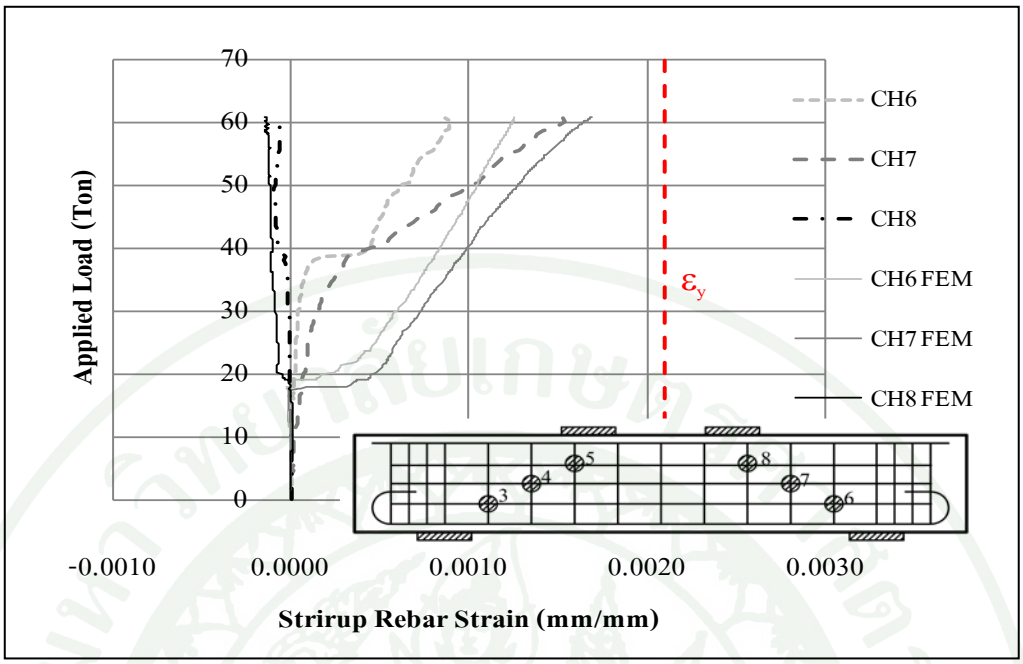


ภาพที่ 138 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L4-1

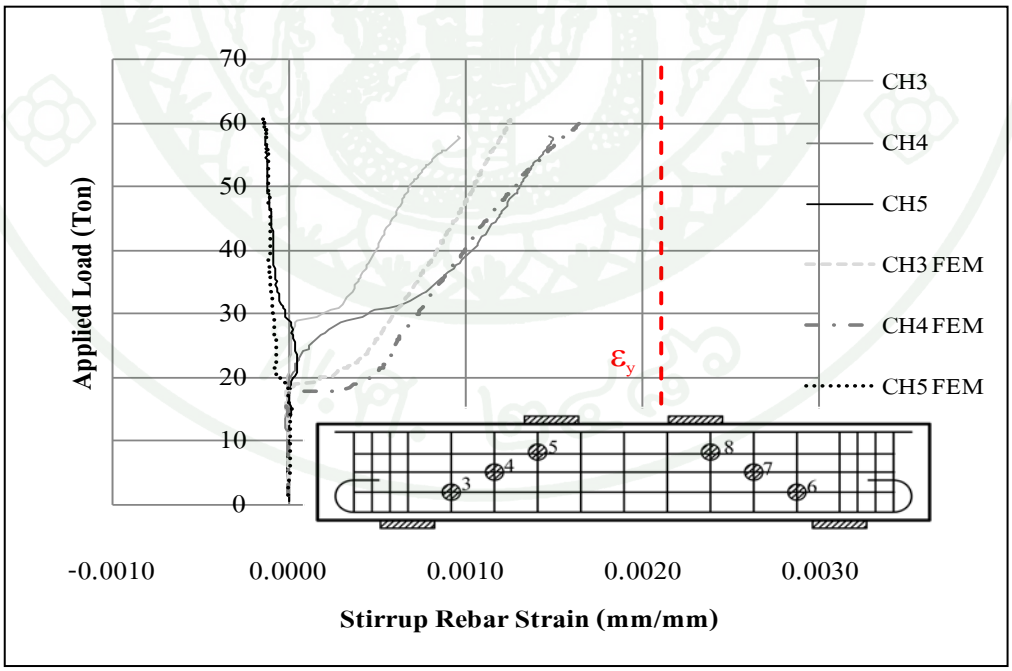


ภาพที่ 139 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B2L4-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

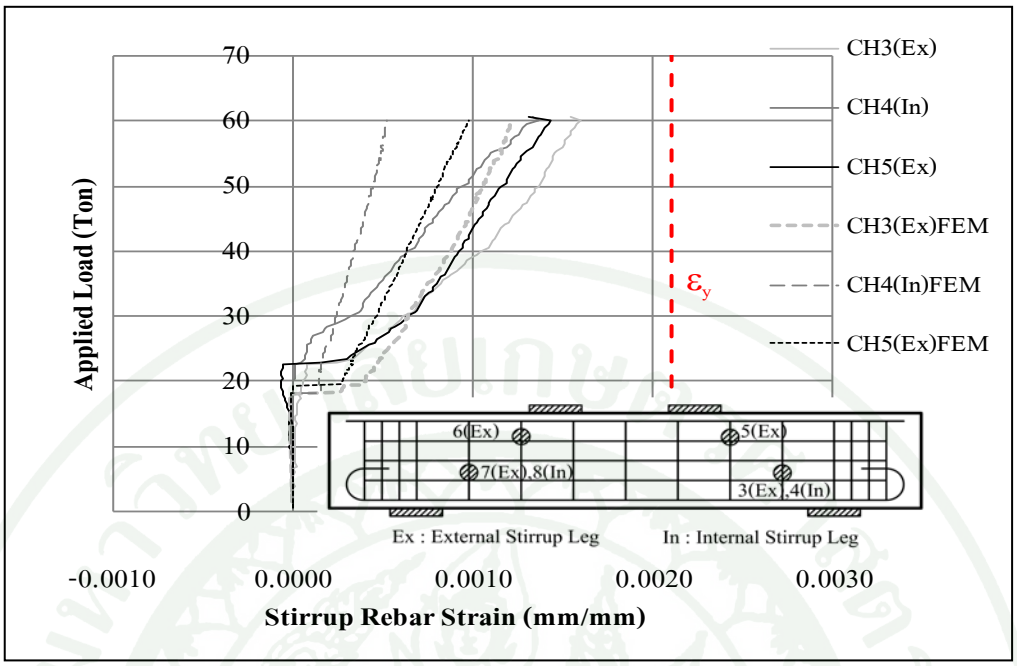


ภาพที่ 140 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L2-1

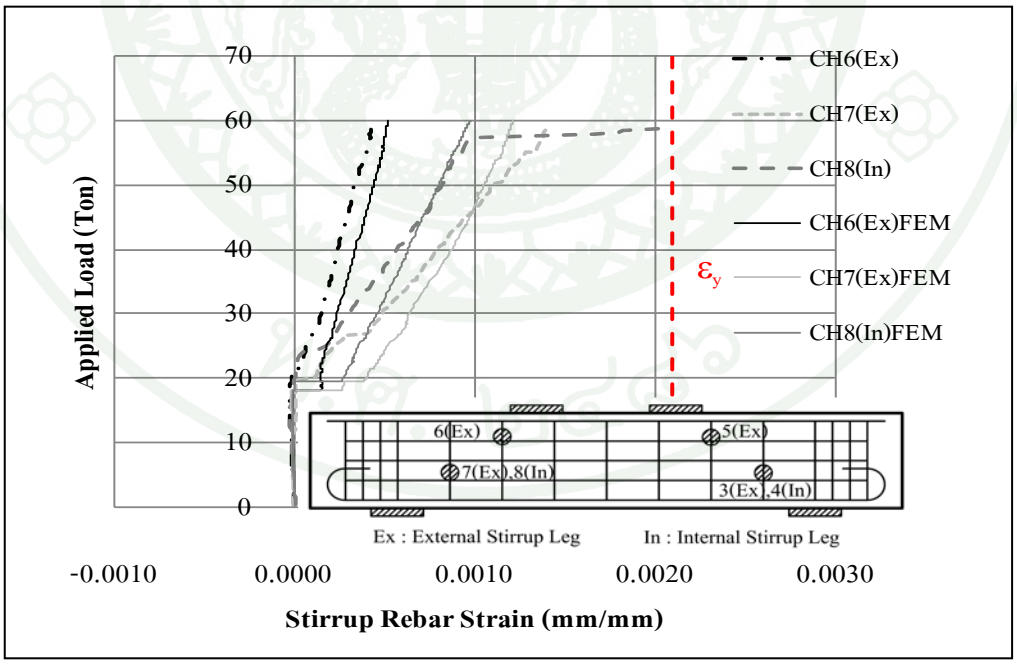


ภาพที่ 141 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 142 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L6-1

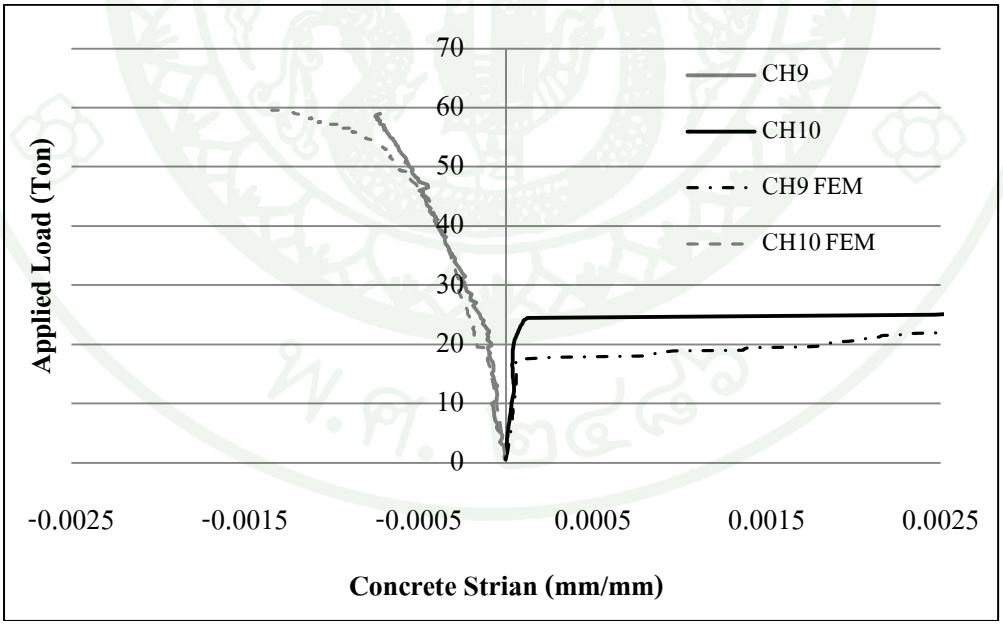


ภาพที่ 143 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน สำหรับตัวอย่าง B3L6-2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

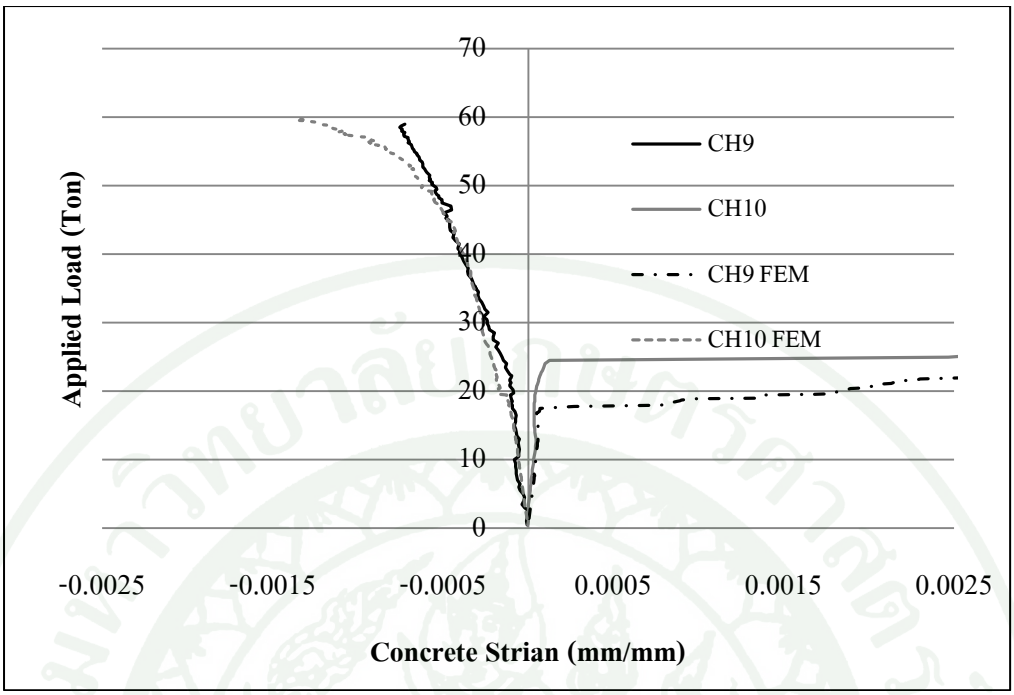
6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวของคอนกรีต

ภาพที่ 144 ถึง 155 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวของคอนกรีตทั้งในด้านรับแรงอัดและแรงดึงของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง ผลที่ได้จากการทดสอบเปรียบเทียบกับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีผลที่สอดคล้องกันทั้งในด้านรับแรงดึงและด้านที่รับแรงอัด ทางด้านที่คอนกรีตรับแรงดึงเมื่อตัวอย่างทดสอบรับน้ำหนักบรรทุกในช่วงเริ่มต้นก่อนที่ตัวอย่างทดสอบจะเกิดรอยแตกร้าวในแนวทแยง ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมีการเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยและเมื่อคอนกรีตเริ่มแตกร้าวในแนวทแยงจะส่งผลให้ค่าความเครียดมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วและคอนกรีตไม่สามารถส่งถ่ายแรงได้อีกต่อไป ที่สภาวะนี้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะเริ่มจำหน้าที่รับแรงเฉือนดังที่ได้กล่าวมาแล้ว จากผลการทดสอบและแบบจำลองคณิตศาสตร์แสดงให้เห็นว่าน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงที่ได้จากเหล็กปลอกรับแรงเฉือนกับที่ได้ผิวของคอนกรีตมีค่าเท่ากันและมีค่าความคลาดเคลื่อนเท่ากันเนื่องจากแบบจำลองการแตกร้าวที่นำมาใช้ สำหรับด้านรับแรงอัดคอนกรีตสามารถส่งถ่ายแรงเฉือนได้ตลอดระยะเวลาการทดสอบ

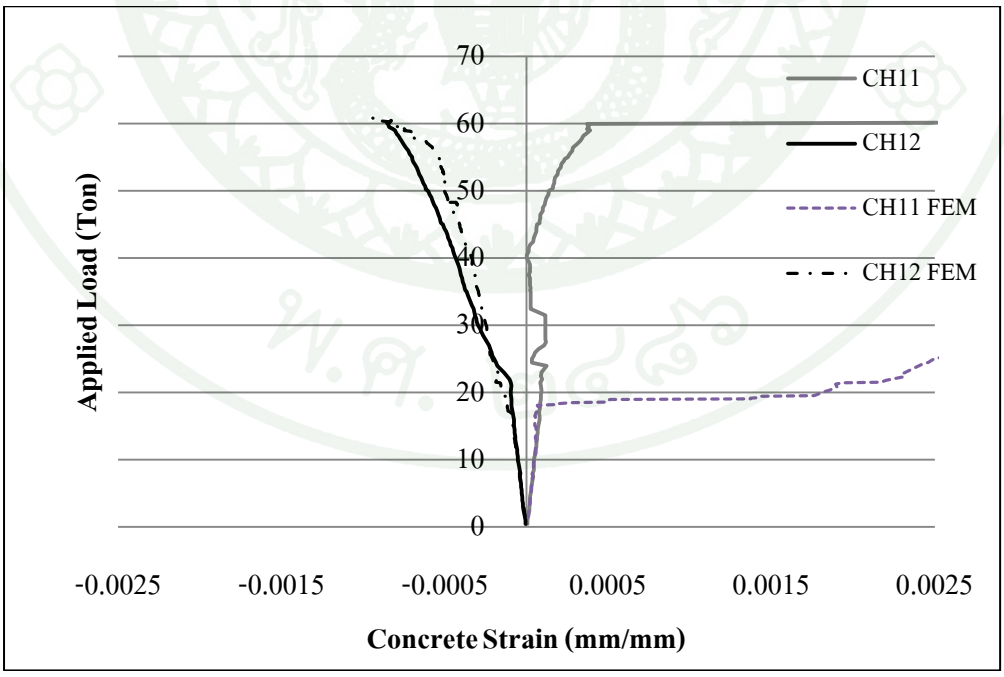


ภาพที่ 144 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B1L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

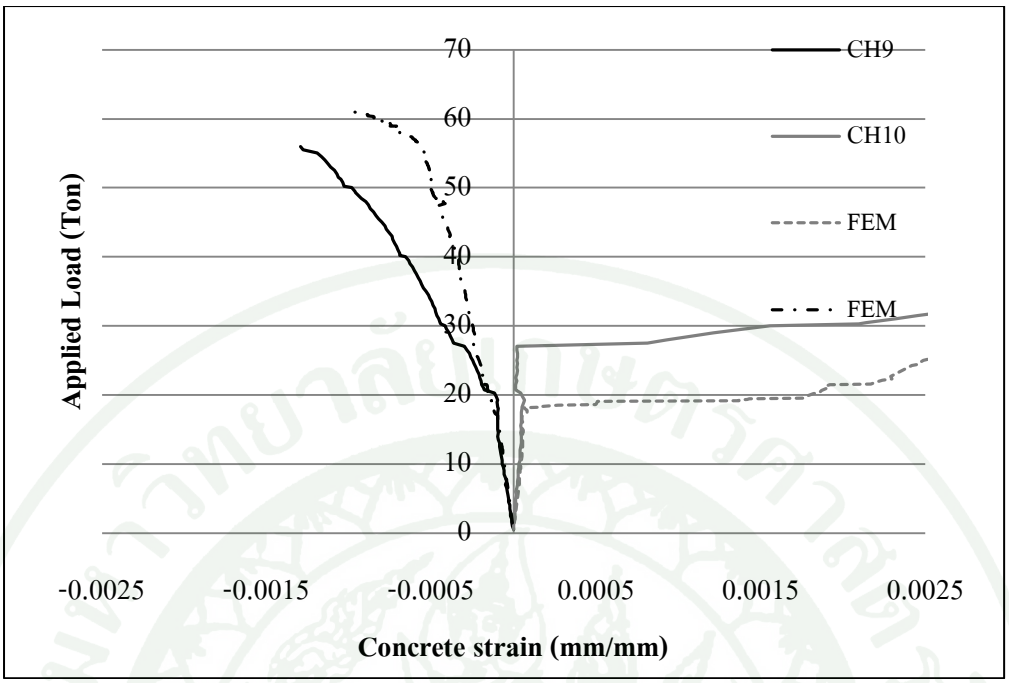


ภาพที่ 145 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B1L2-2

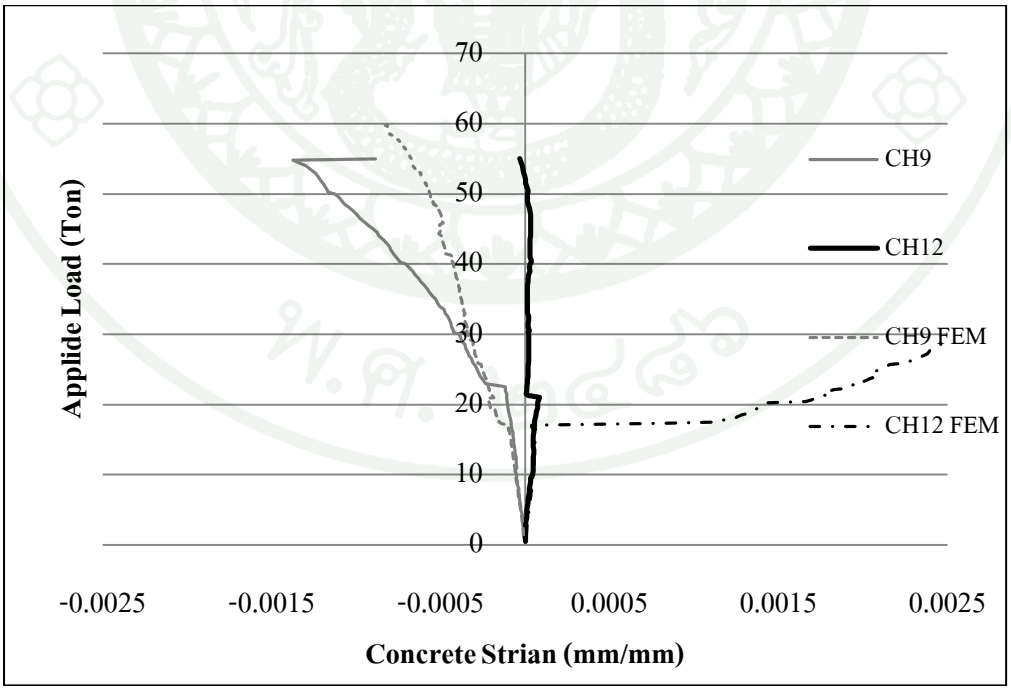


ภาพที่ 146 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B1L4-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

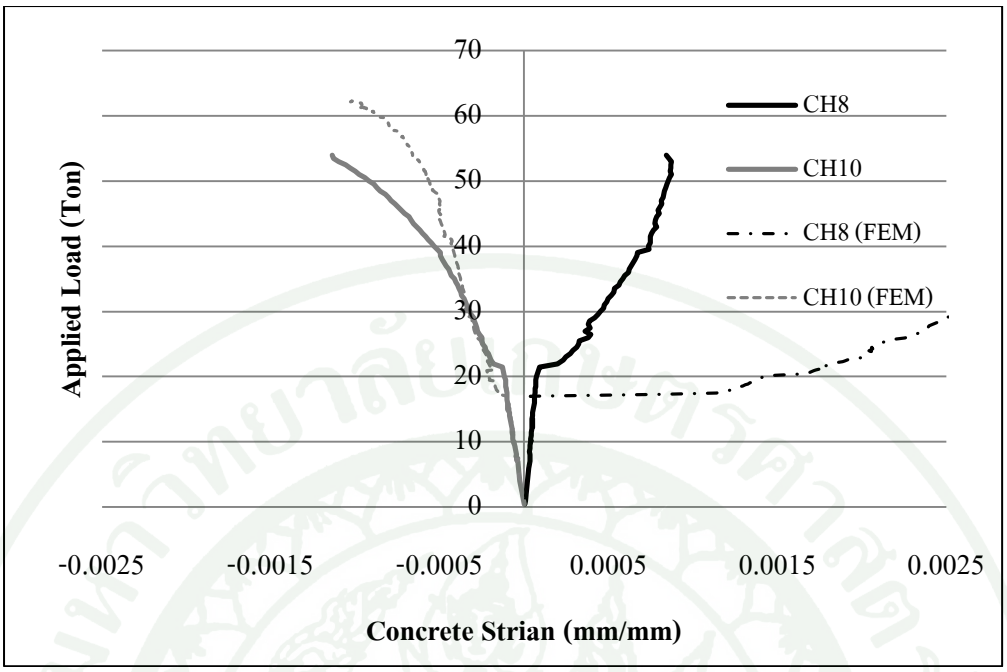


ภาพที่ 147 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B1L4-2

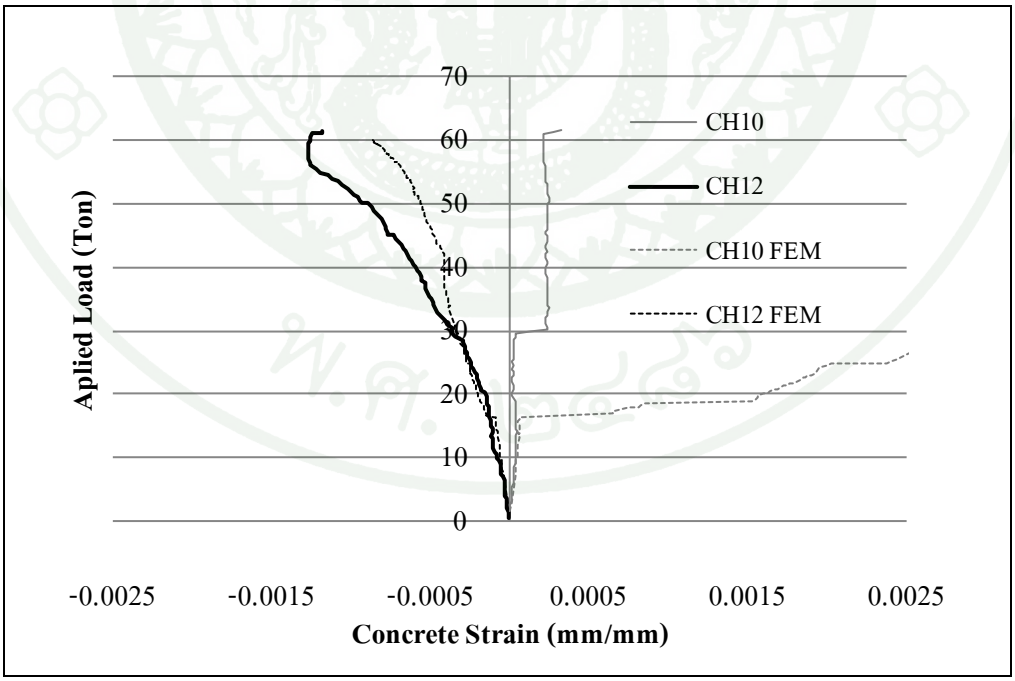


ภาพที่ 148 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B2L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

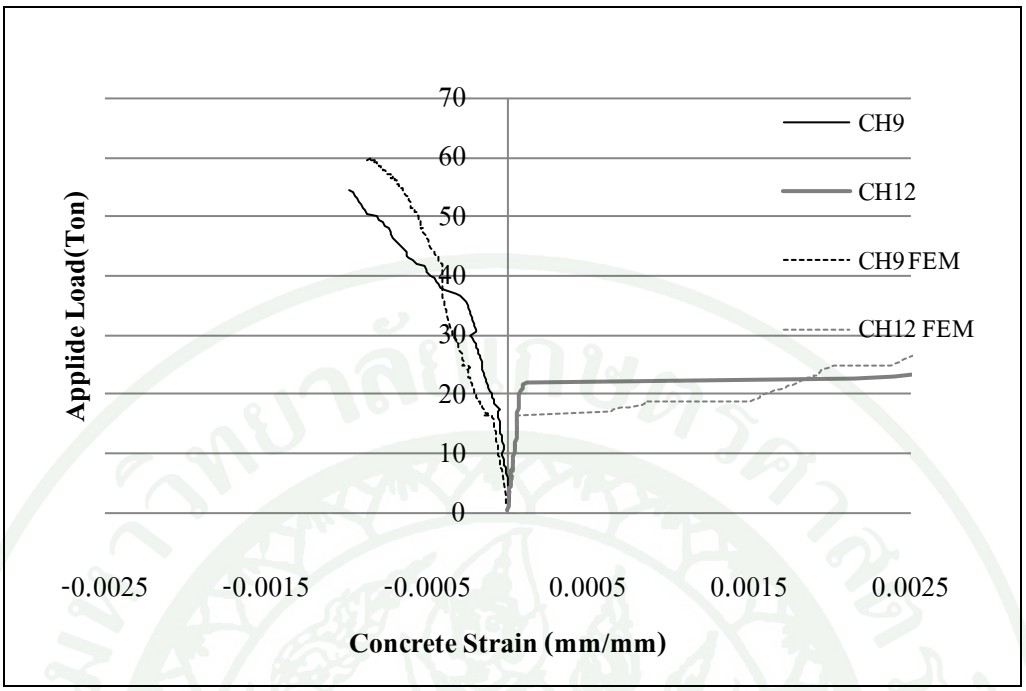


ภาพที่ 149 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B2L2-2

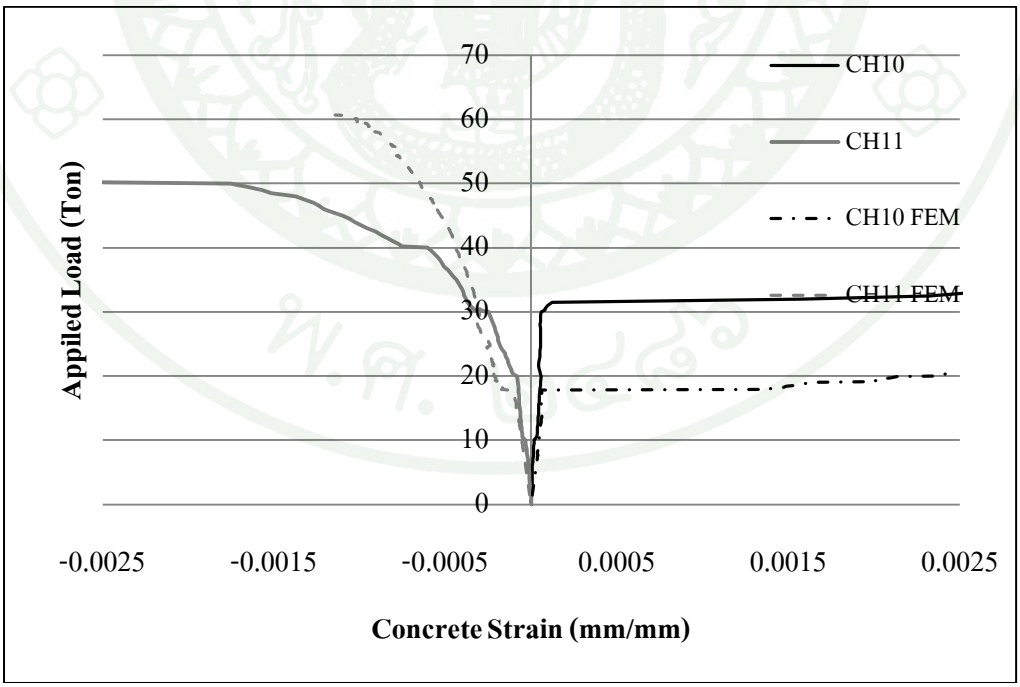


ภาพที่ 150 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B2L4-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

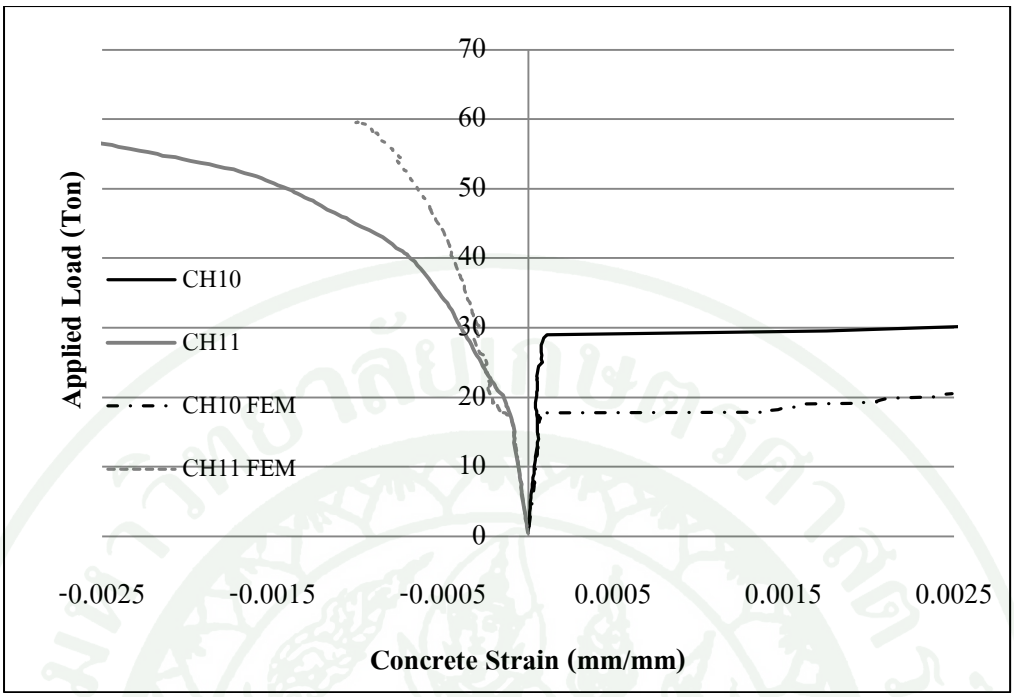


ภาพที่ 151 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B2L4-2

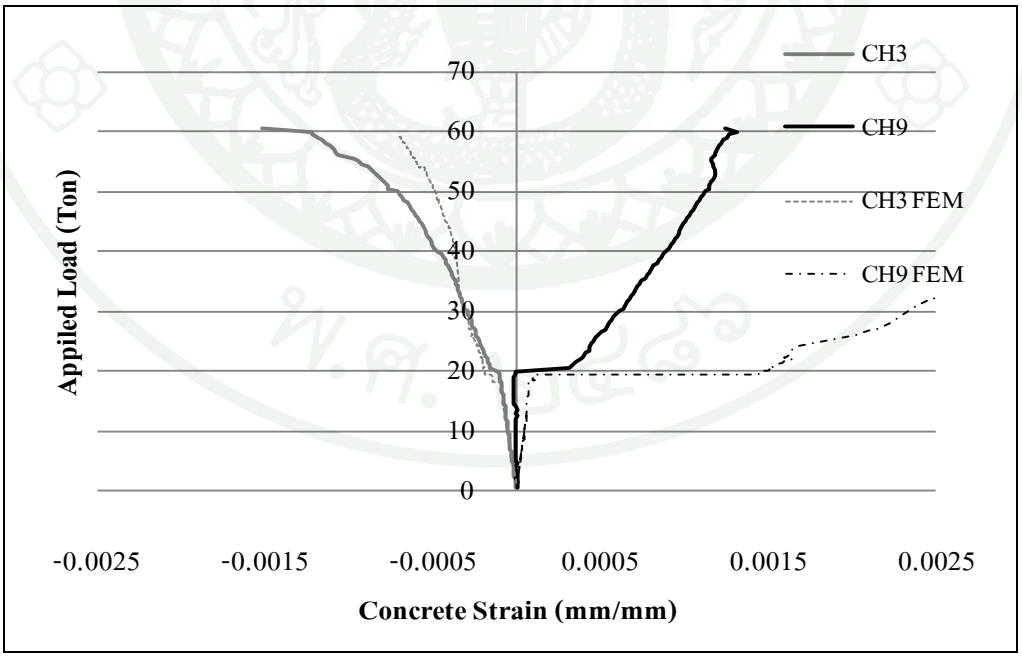


ภาพที่ 152 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B3L2-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

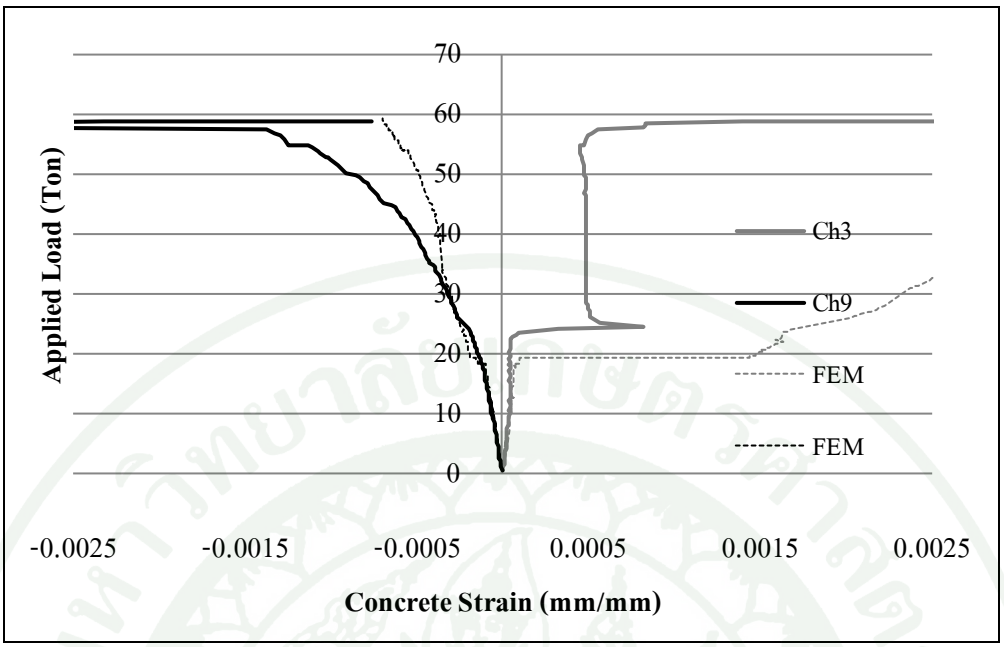


ภาพที่ 153 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B3L2-2



ภาพที่ 154 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B3L6-1

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

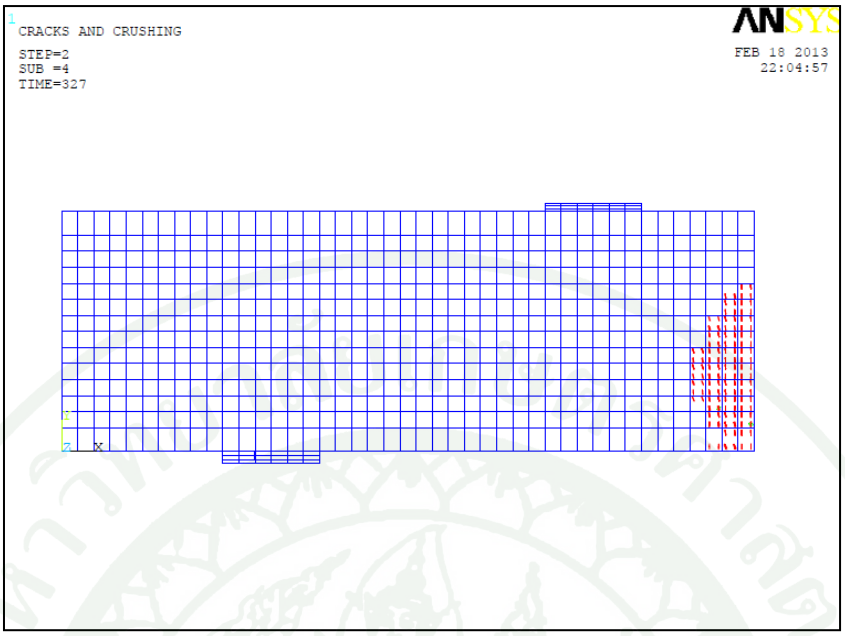


ภาพที่ 155 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของคอนกรีตที่เอวคานสำหรับตัวอย่าง B3L6-2

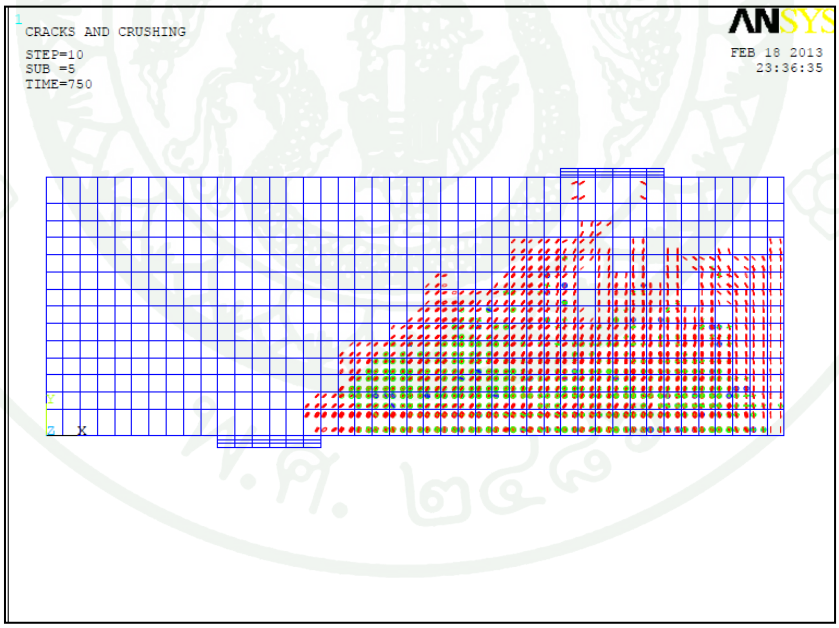
6.5 รูปแบบการแตกร้าว

รูปแบบการแตกร้าวของตัวอย่างคานลึกคอนกรีตทั้ง 12 ตัวอย่างที่ได้จากแบบจำลอง 3 มิติทางไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงในภาพที่ 156 ถึง 185 โดยรอยร้าวเจะเริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางของคาน เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นรอยร้าวเหล่านี้จะขยายตัวไปสู่ฐานรองรับ หลังจากนั้นจะปรากฏรอยร้าวทแยงมุมโดยทำมุมประมาณ 40-50 องศากับเหล็กเสริมรับแรงดึง และมุ่งเข้าสู่ตำแหน่งที่น้ำหนักภายนอกมากระทำ เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกรอยร้าวในแนวทแยงจะขยายตัวเพิ่มขึ้นจนกระทั่งคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดการวิบัติ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

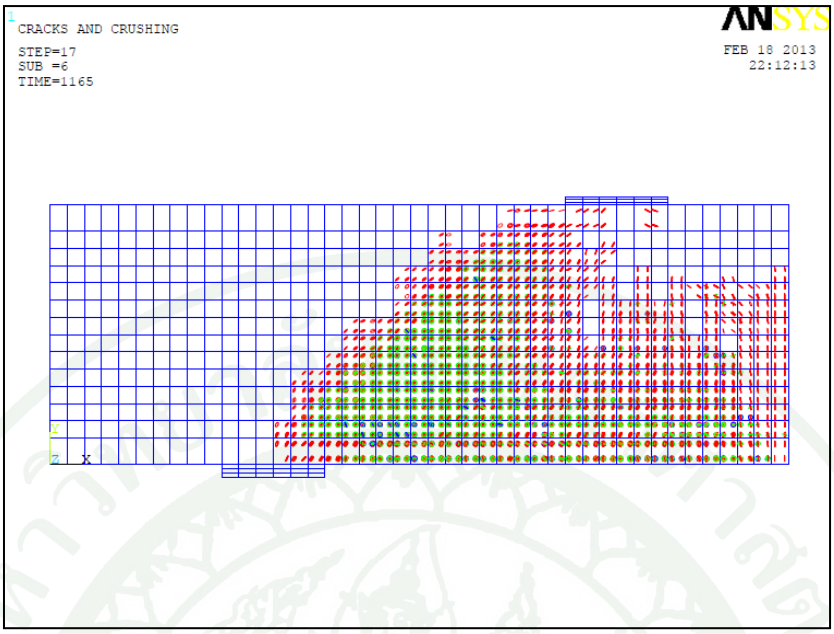


ภาพที่ 156 แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Crack)

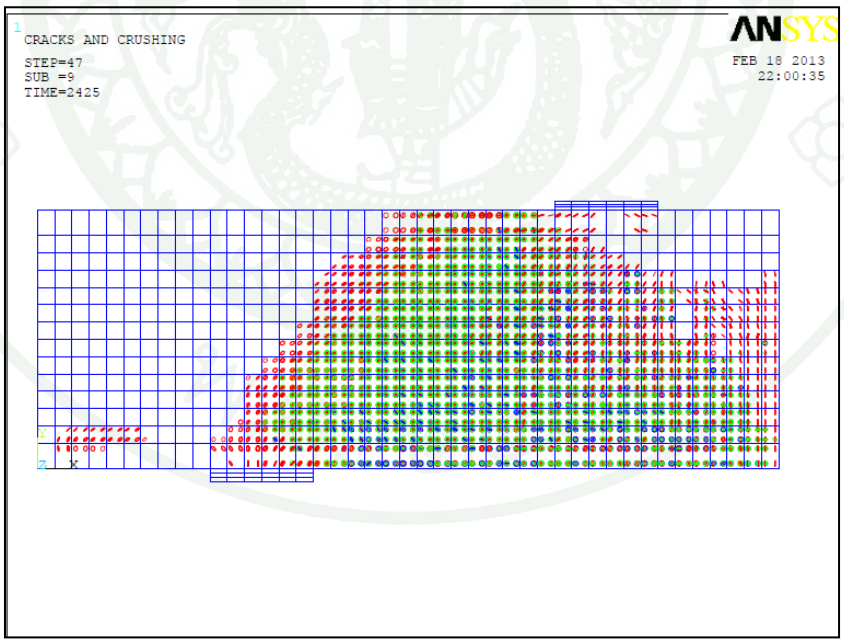


ภาพที่ 157 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Diagonal Crack)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

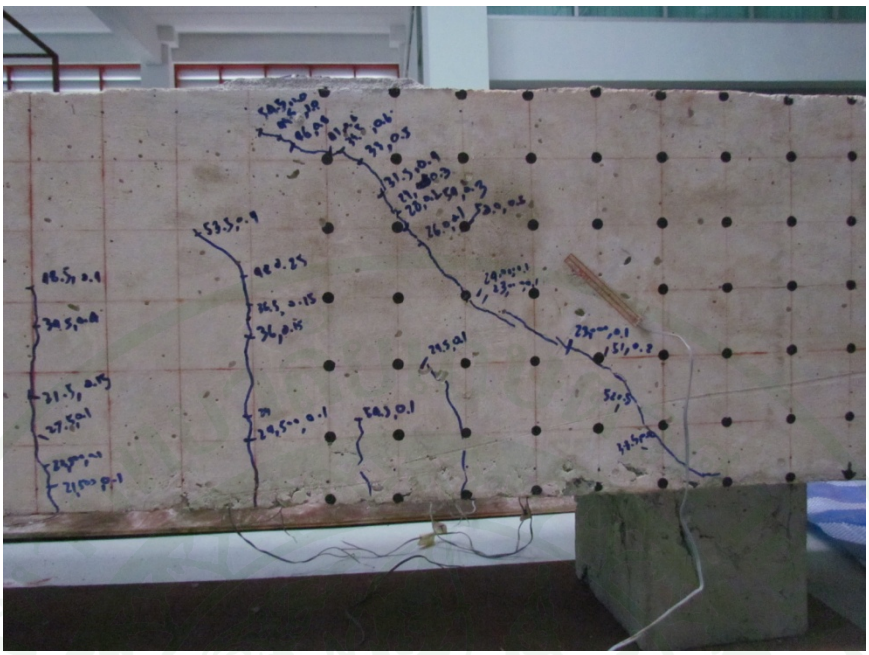


ภาพที่ 158 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B1L2

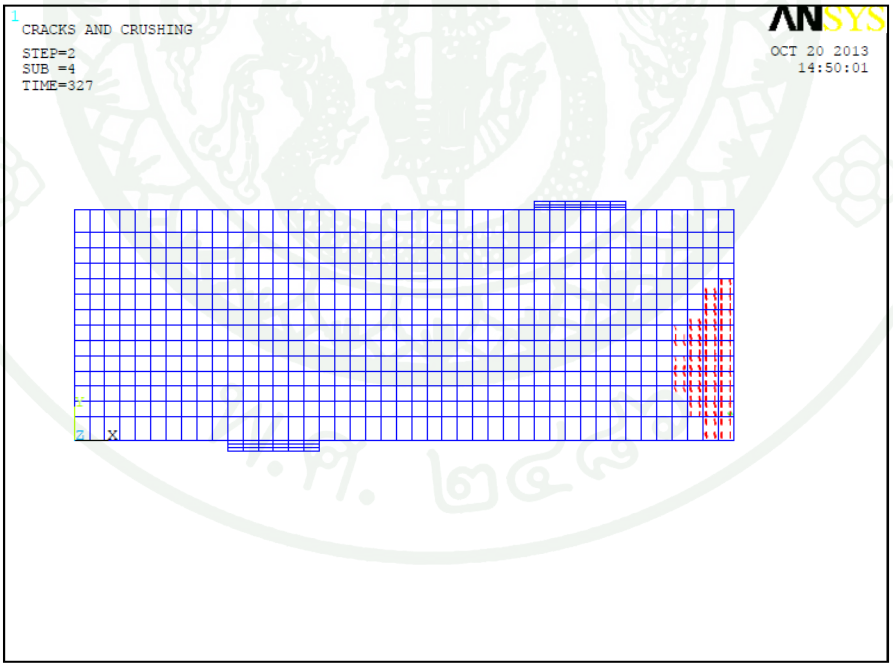


ภาพที่ 159 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B1L2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

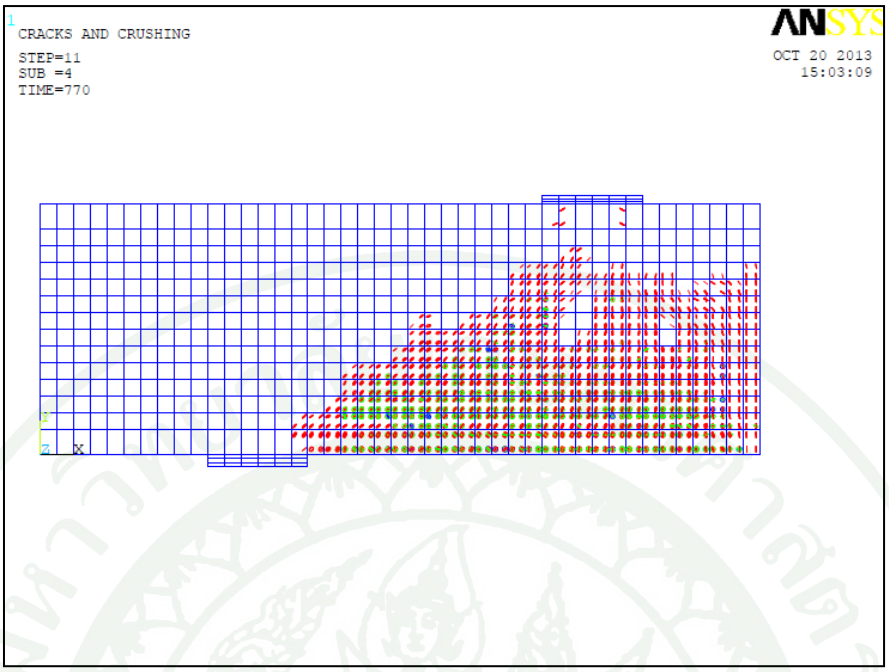


ภาพที่ 160 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B1L2

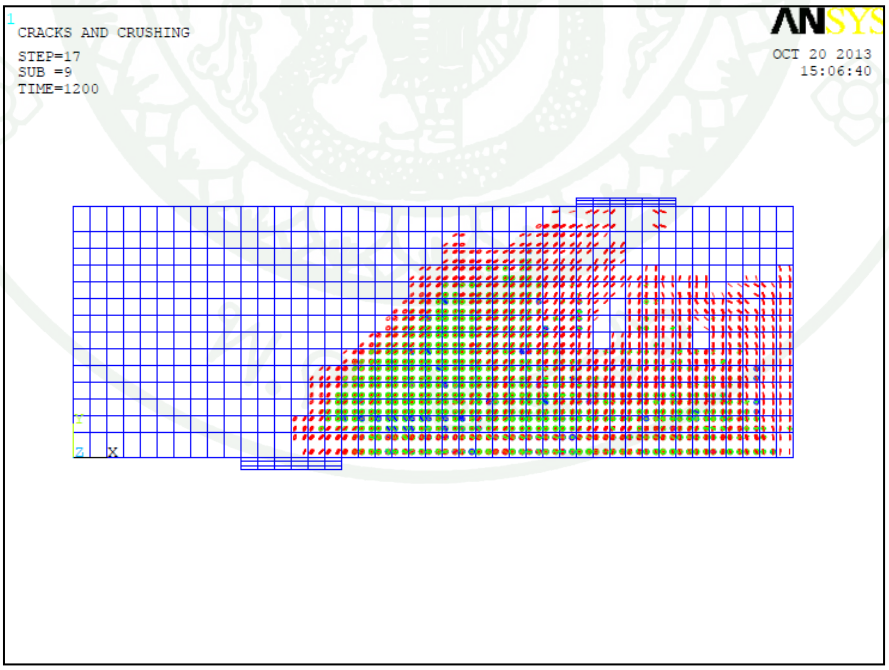


ภาพที่ 161 แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Crack)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

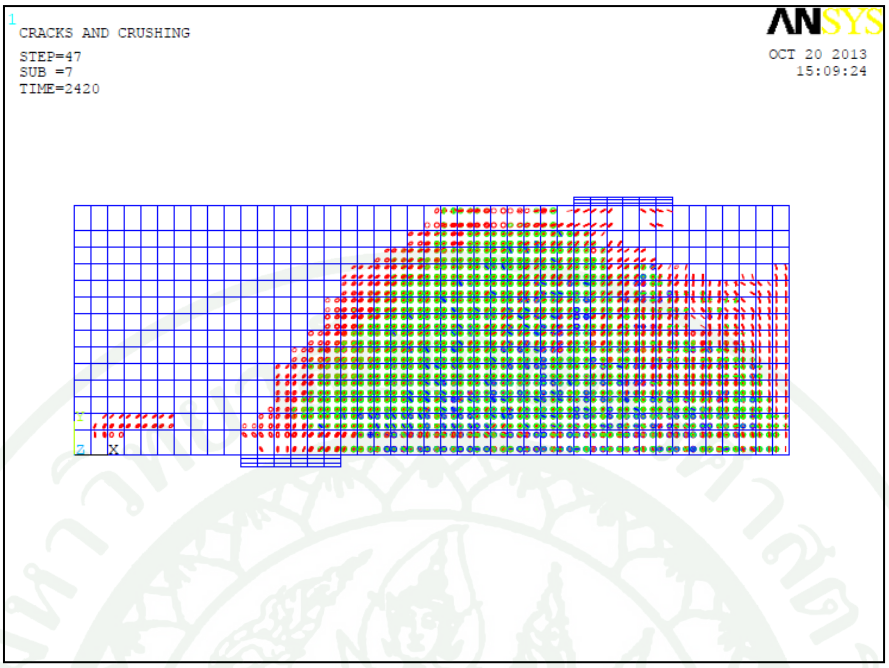


ภาพที่ 162 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Diagonal Crack)

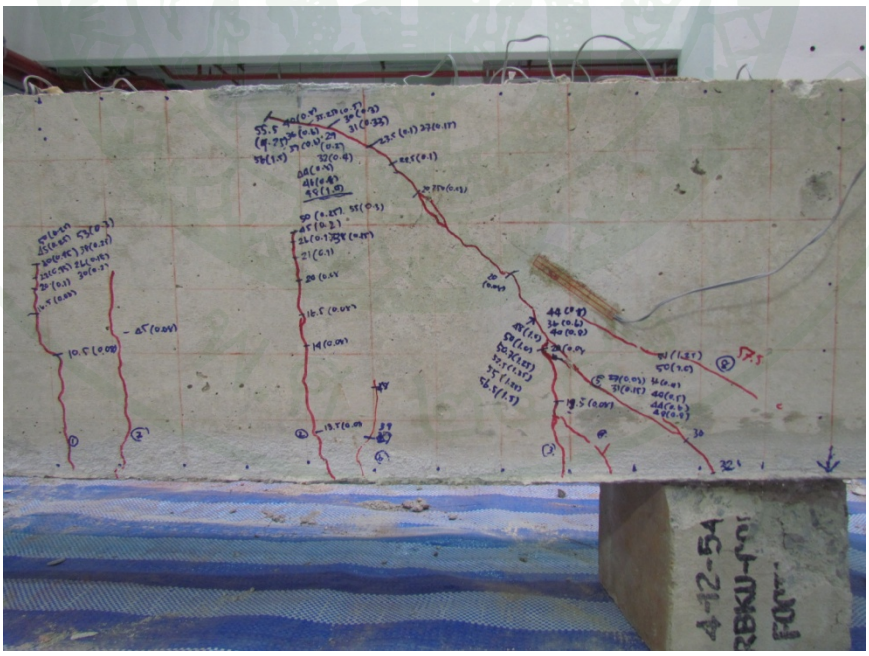


ภาพที่ 163 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B1L2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

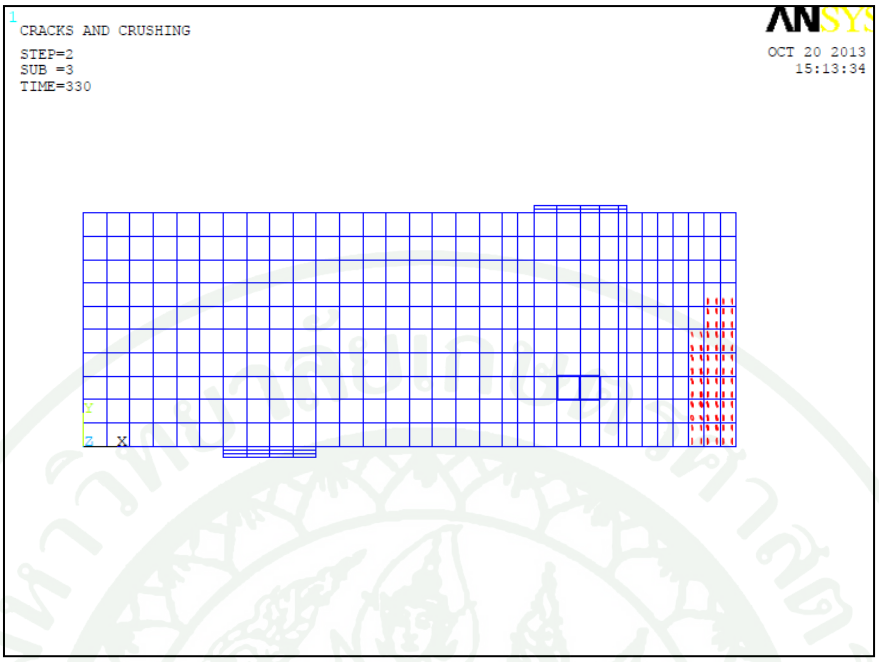


ภาพที่ 164 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B1L4

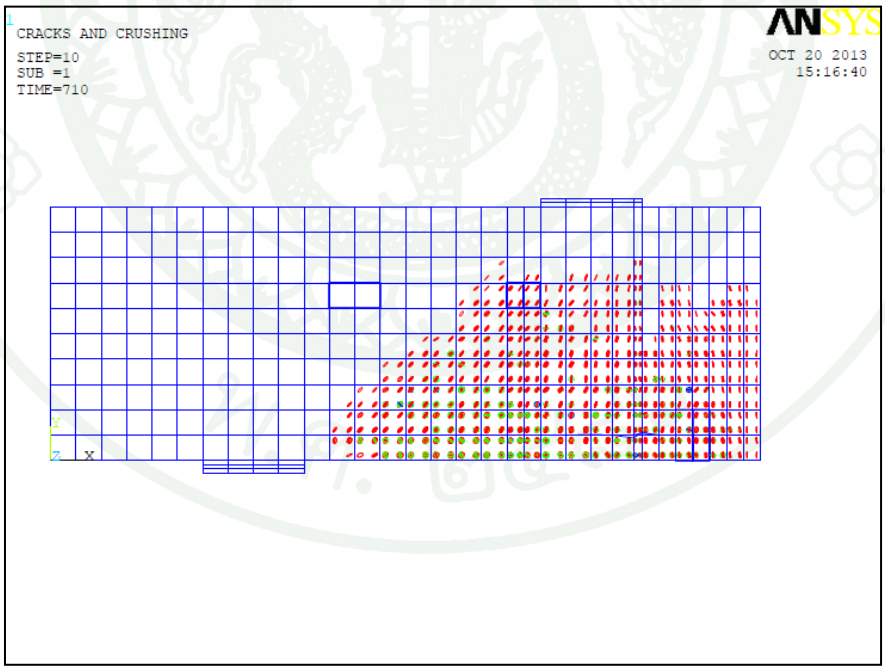


ภาพที่ 165 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B1L4

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

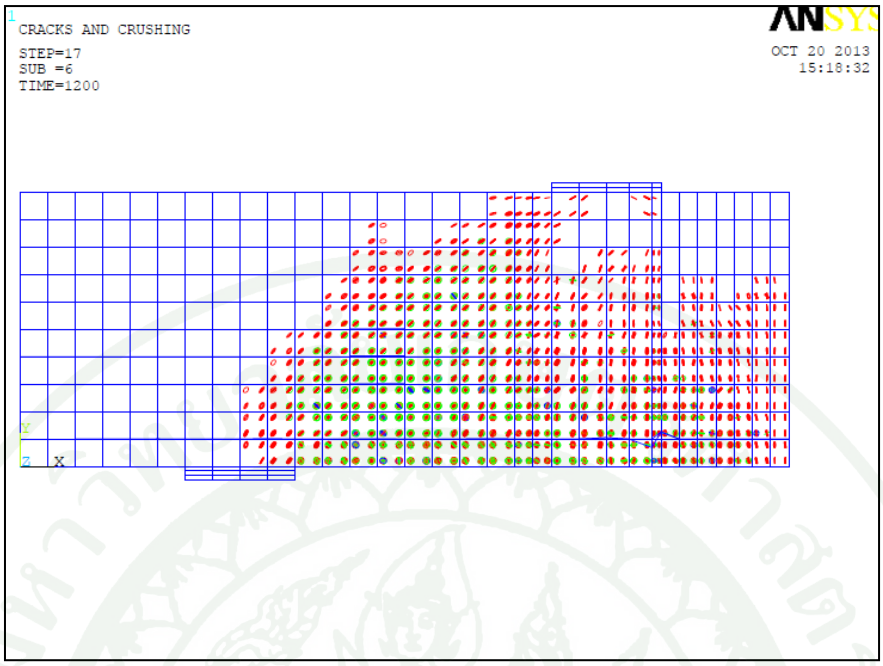


ภาพที่ 166 แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B2L2 (First Crack)

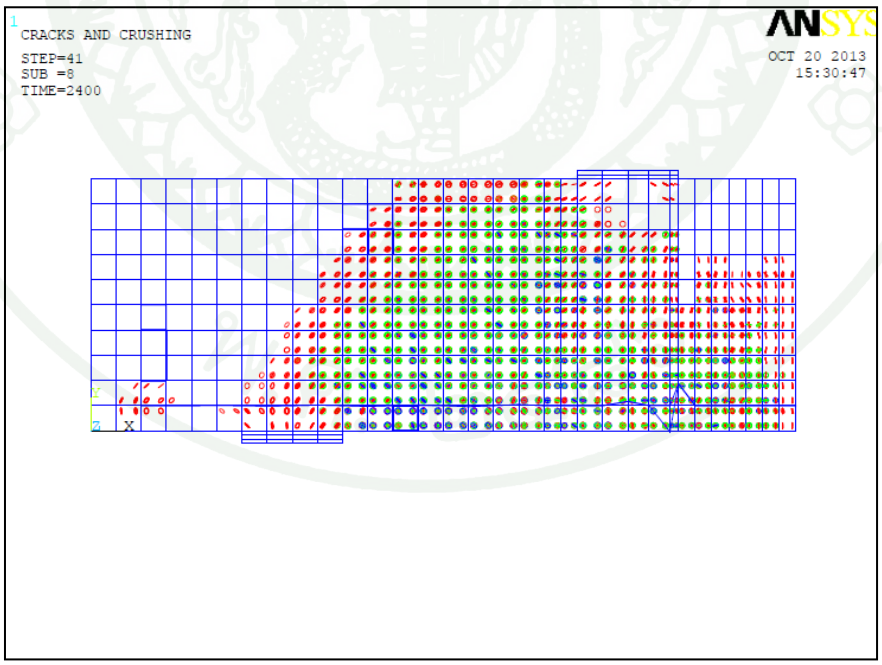


ภาพที่ 167 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B1L2 (First Diagonal Crack)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

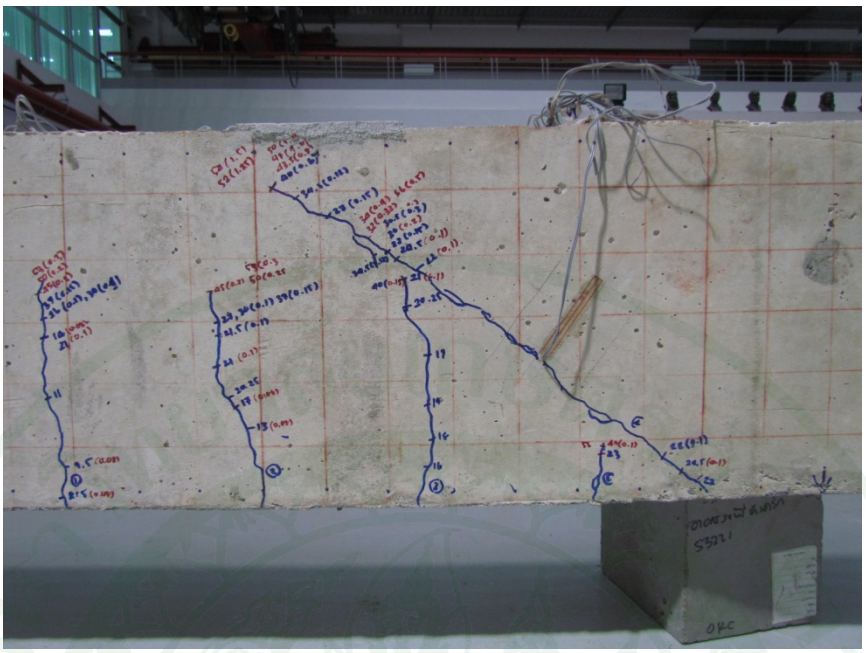


ภาพที่ 168 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B2L2

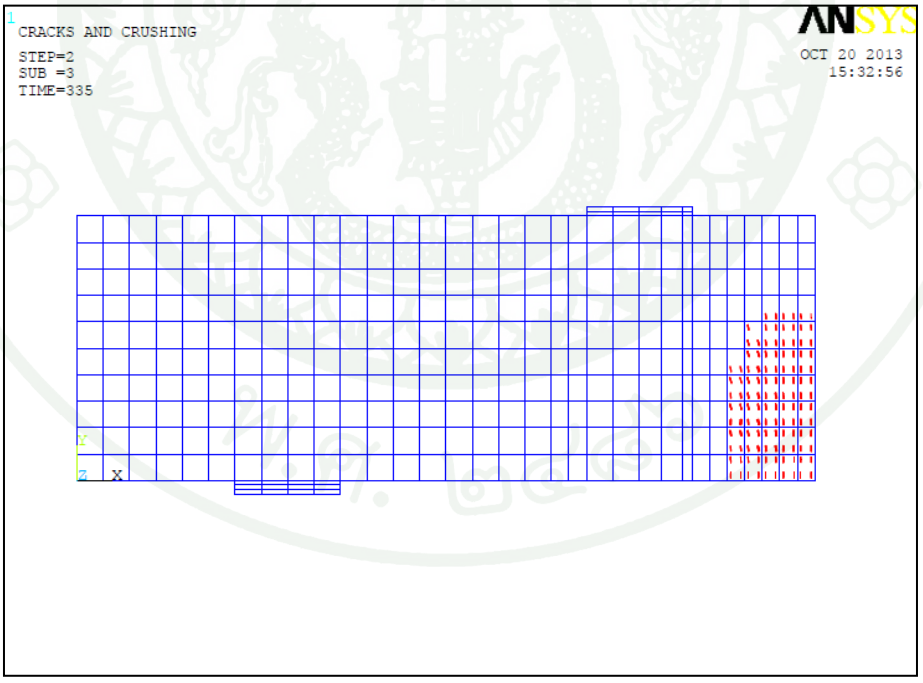


ภาพที่ 169 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B2L2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

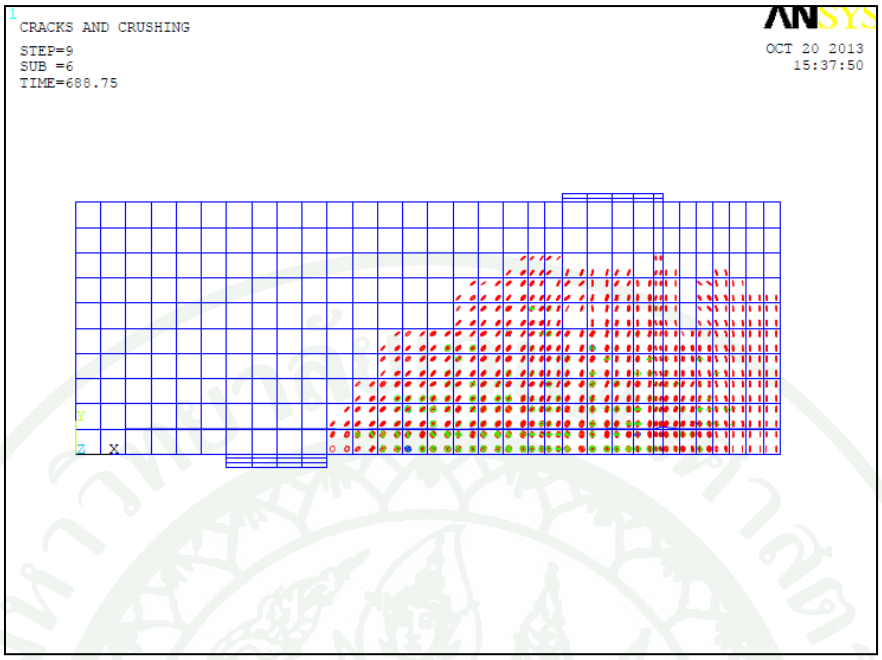


ภาพที่ 170 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B2L2

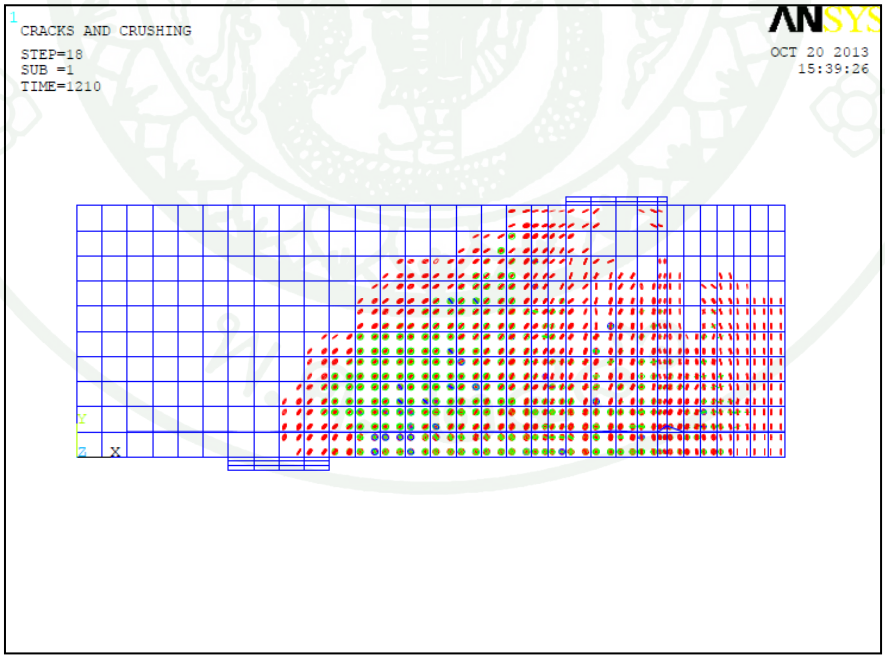


ภาพที่ 171 แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B2L4 (First Crack)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

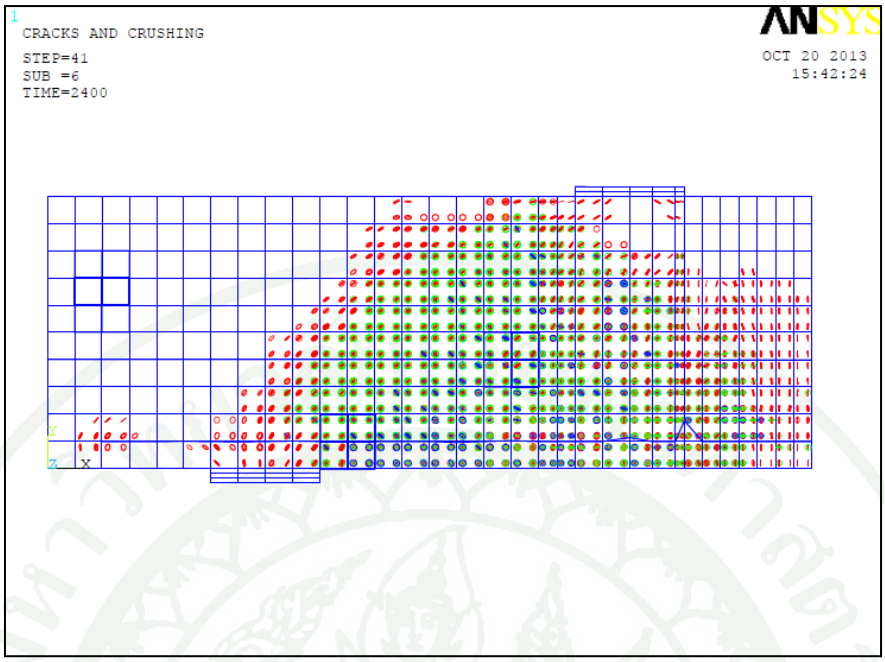


ภาพที่ 172 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B2L4 (First Diagonal Crack)

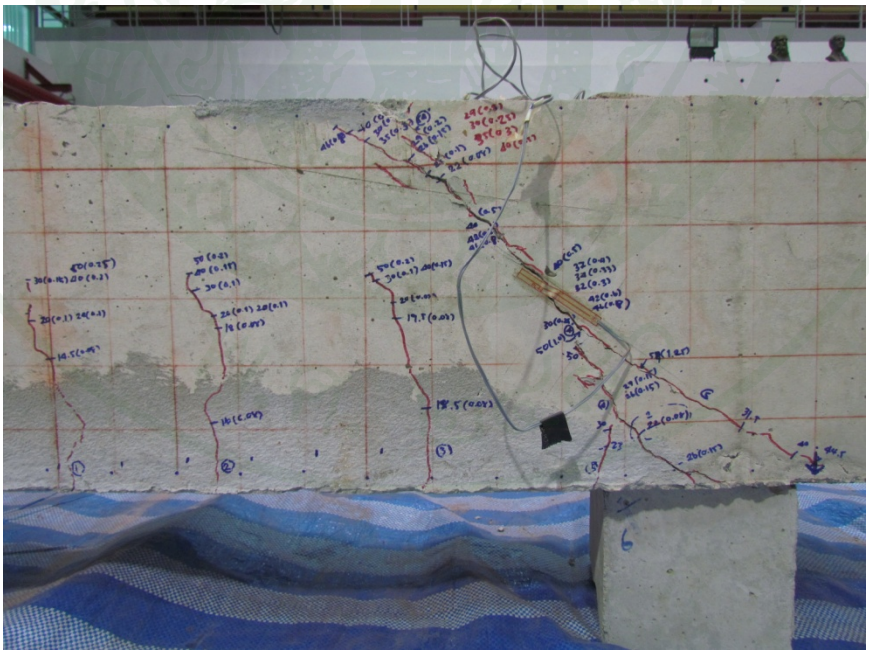


ภาพที่ 173 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B2L4

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

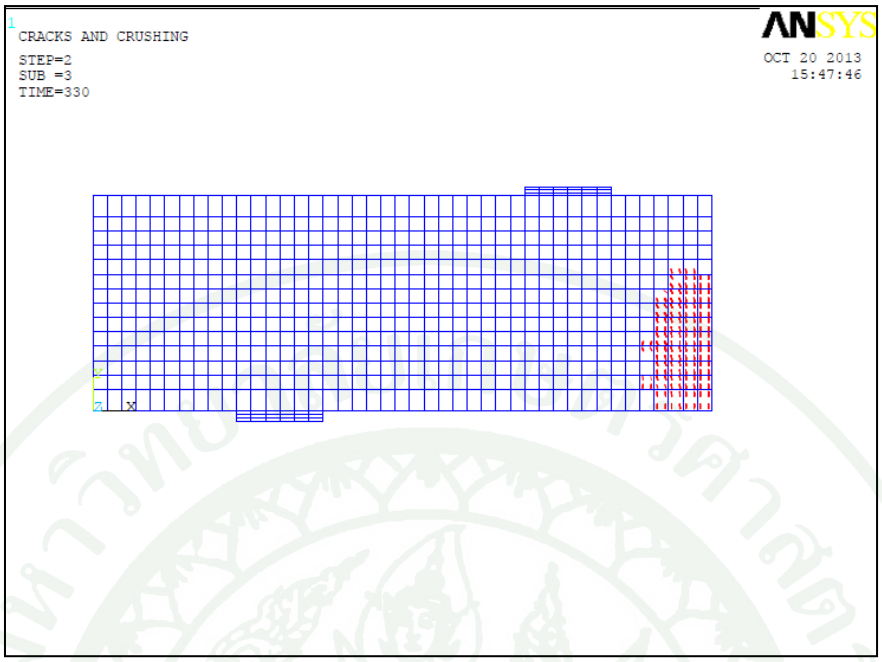


ภาพที่ 174 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B2L4

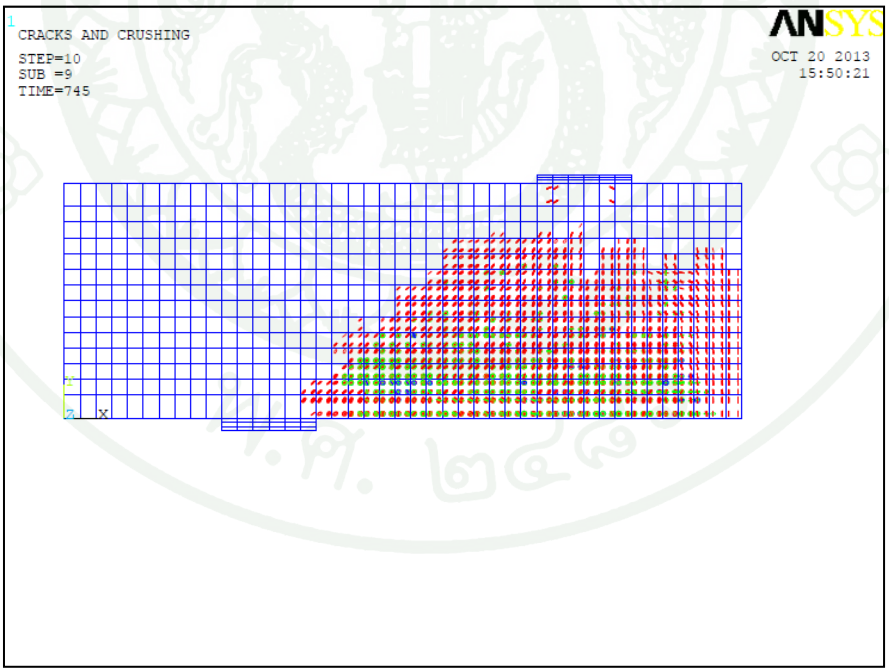


ภาพที่ 175 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B2L4

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

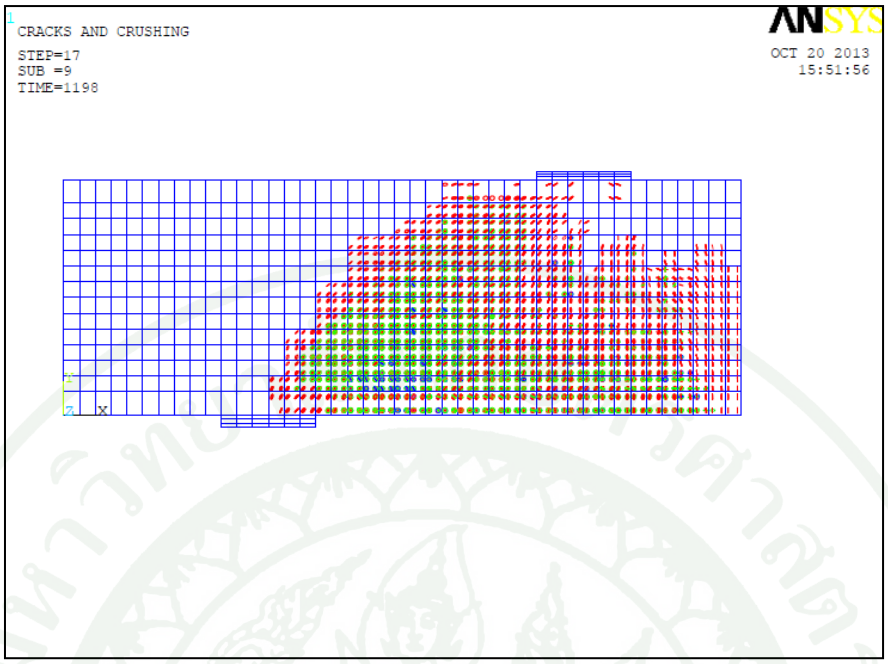


ภาพที่ 176 แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B3L2 (First Crack)

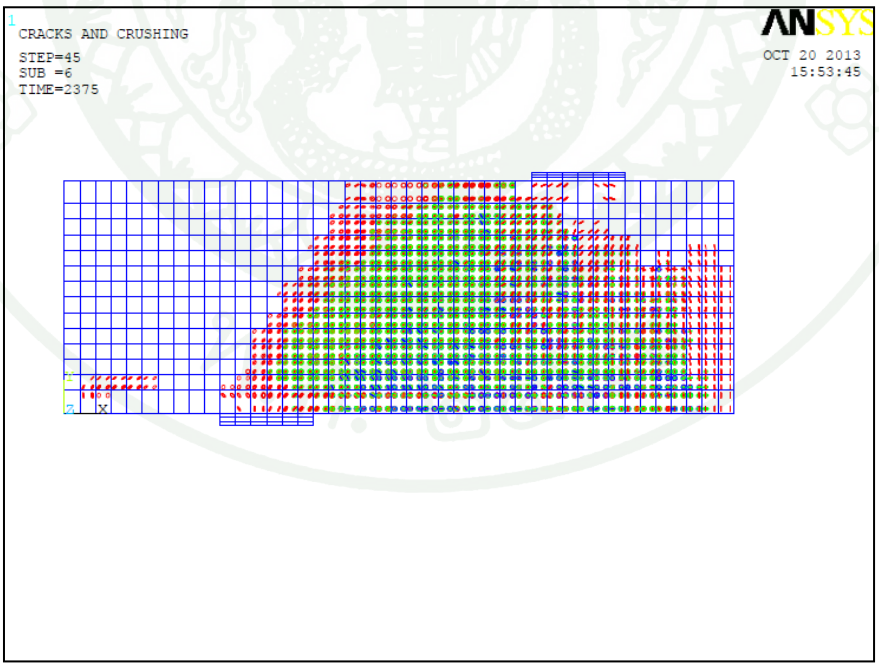


ภาพที่ 177 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B3L2 (First Diagonal Crack)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

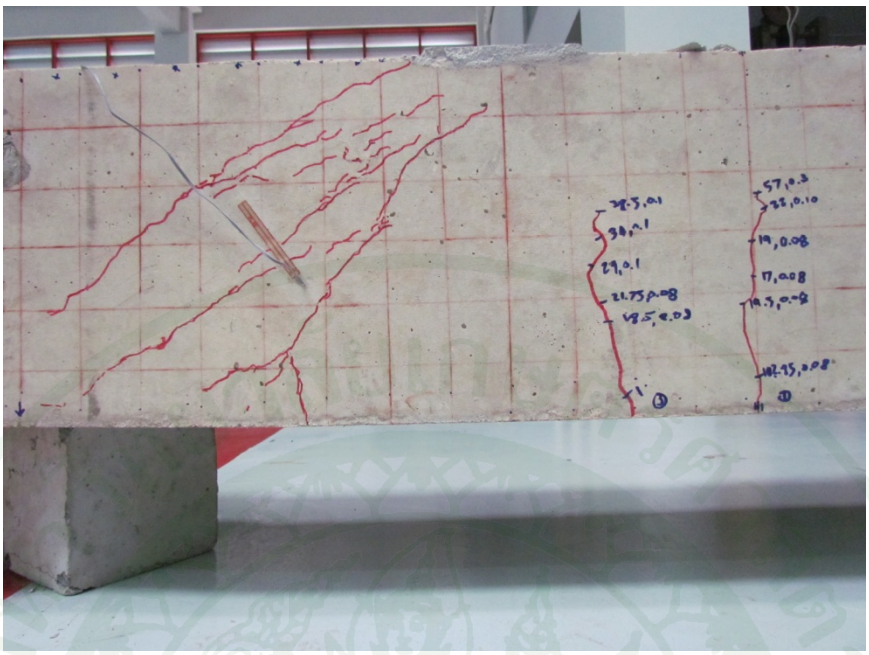


ภาพที่ 178 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B3L2

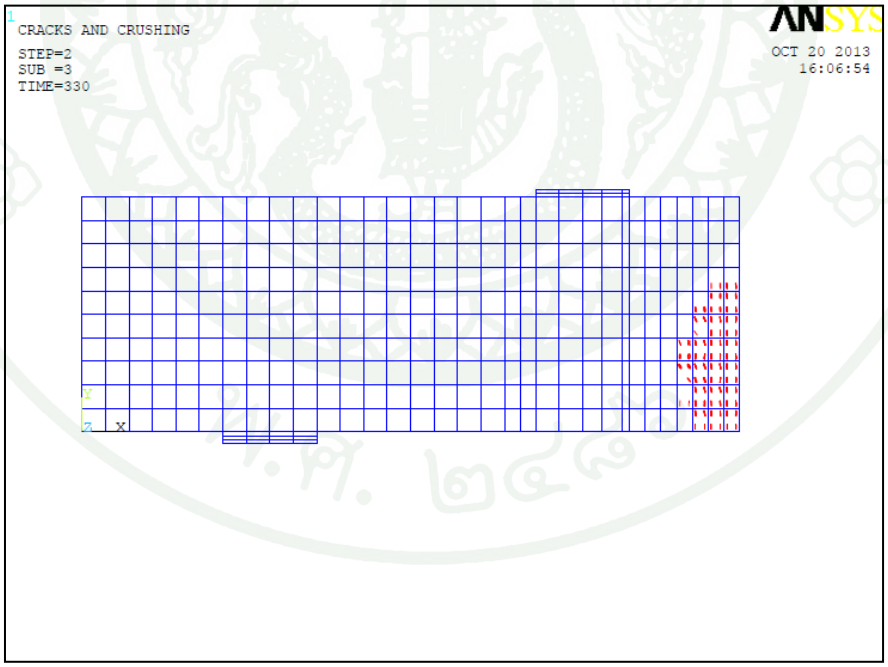


ภาพที่ 179 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B3L2

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

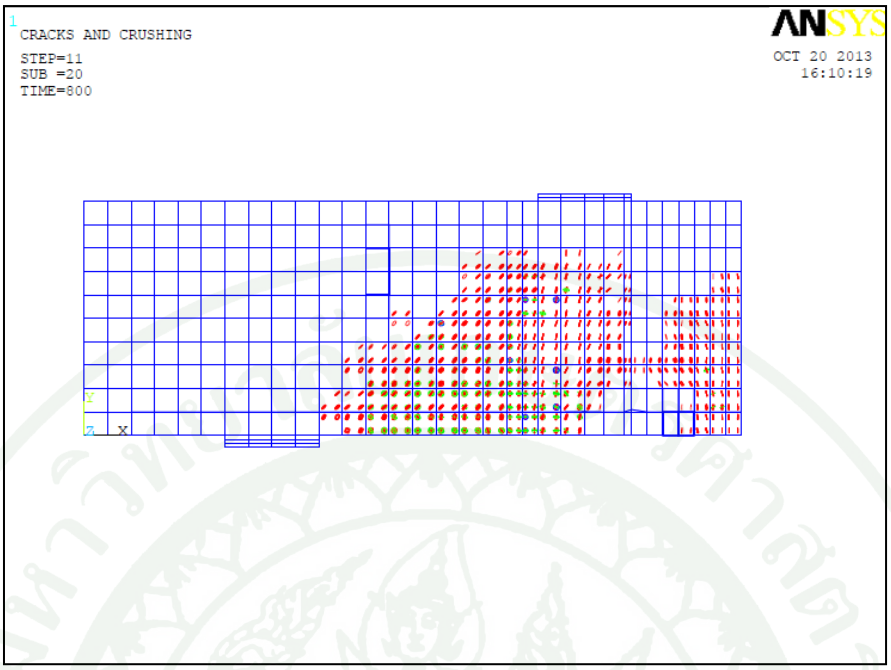


ภาพที่ 180 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B3L2

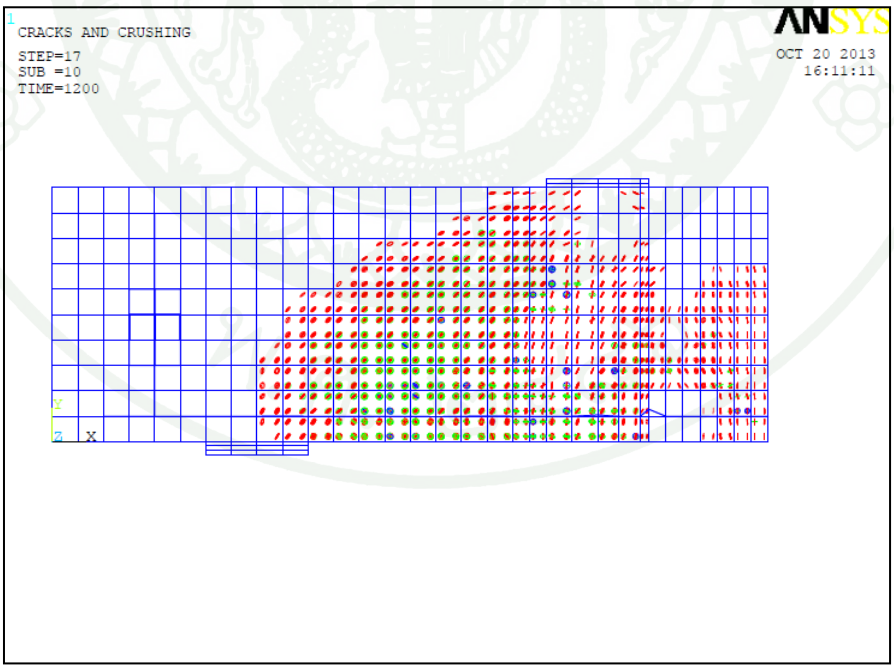


ภาพที่ 181 แบบจำลองการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ B3L6 (First Crack)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

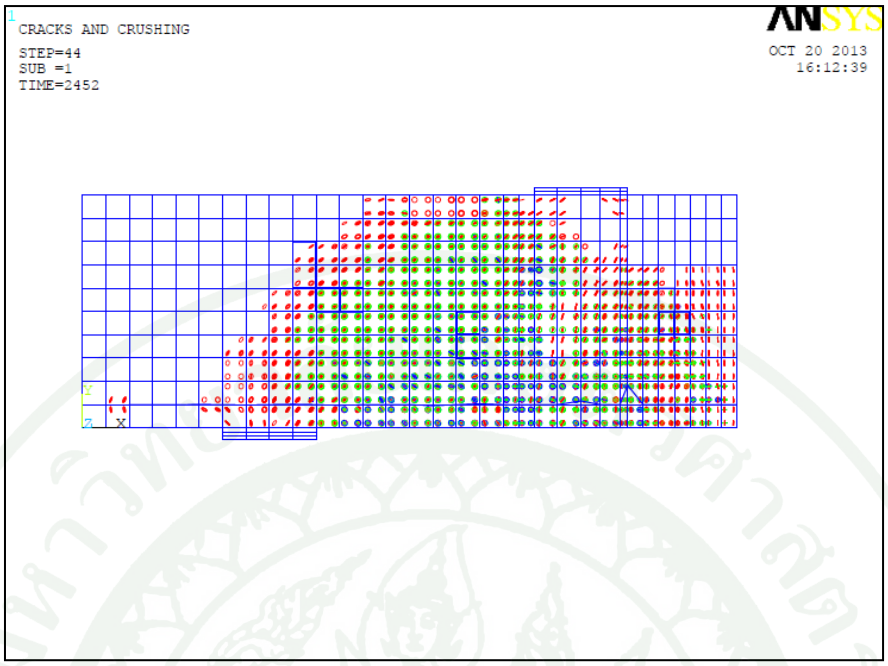


ภาพที่ 182 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงแรกของตัวอย่างทดสอบ B2L4 (First Diagonal Crack)

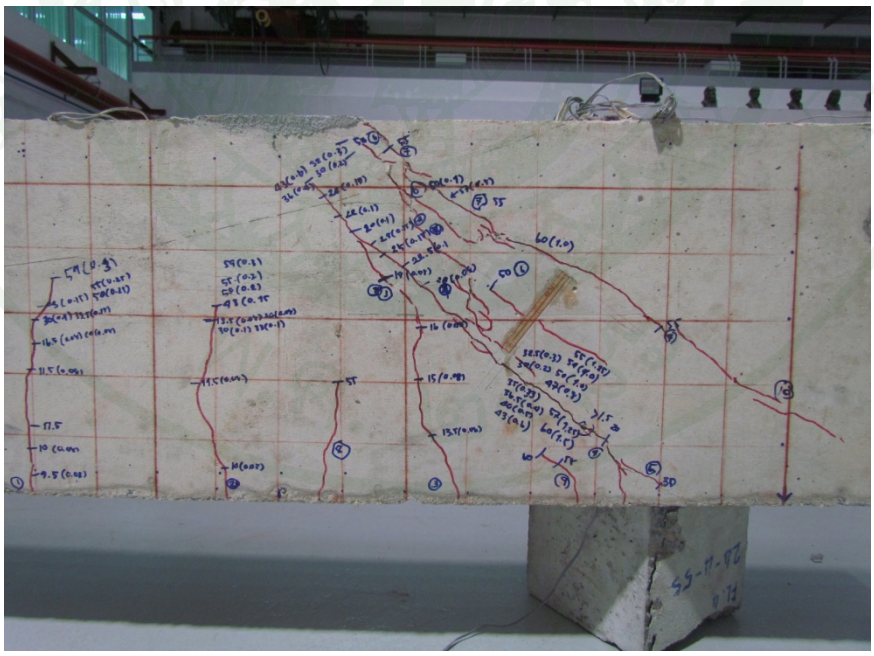


ภาพที่ 183 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบ B3L6

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 184 แบบจำลองการแตกร้าวในแนวทแยงที่น้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ B3L6



ภาพที่ 185 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างคาน B3L6

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

จากการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบกับแบบจำลอง 3 มิติแสดงให้เห็นว่า แบบจำลอง 3 มิติที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้สามารถทำนายพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้ และเมื่อมาใช้ทำนายน้ำหนักประลัยของรวมของโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจะเห็นได้ว่ามีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าแบบวิธีท่อนรับแรงอัดและแรงดึง แต่สำหรับผลการทำนายน้ำหนักที่ทำให้รอยร้าวในแนวทแยงแรกแบบจำลอง 3 มิติให้ผลที่คลาดเคลื่อนกับผลการทดสอบพอสมควรเนื่องจากการแตกร้าวในแนวทแยงเป็นการแตกร้าวที่เกิดจากหน่วยแรงเฉพาะที่แต่ในงานวิจัยนี้ในใช้แบบจำลองการแตกร้าวแบบ Smear Crack ซึ่งแบบจำลองลักษณะนี้ให้ความถูกต้องในเรื่องของพฤติกรรมโดยรวม และไม่เหมาะสมที่จะนำมาทำนายหน่วยแรงเฉพาะที่หรือรูปแบบการแตกร้าว

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึง เป็นการออกแบบที่กำลังเป็นที่นิยมและแพร่หลายเนื่องจากวิธีดังกล่าวสามารถออกแบบคานลึกให้มีประสิทธิภาพรับแรงเฉือนได้สูงกว่าวิธีเดิมที่มีอยู่ แต่ทว่าวิธีการดังกล่าวยังมีข้อบกพร่องในเรื่องของประสิทธิภาพการใช้งาน เนื่องจากวิธีการดังกล่าวมุ่งเน้นในเรื่องของกำลังเป็นหลัก และยังมีความขัดแย้งกันในเรื่องของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ช่วยป้องกันการเกิดรอยร้าวในแนวทแยง อีกทั้งการศึกษาเกี่ยวกับประสิทธิภาพการใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กยังมีอยู่อย่างจำกัด ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาถึงอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นที่มีต่อประสิทธิภาพการใช้งานและกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

งานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 12 ตัวอย่าง โดยได้ย่อคานจากแบบมาตรฐานของของสะพานที่มีใช้อยู่ภายในประเทศลง 5 เท่าเพื่อให้สามารถทดสอบได้ในห้องปฏิบัติการของภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ การศึกษาเกี่ยวกับประสิทธิภาพการใช้งานงานวิจัยนี้ใช้ผลที่ได้จากการทดสอบน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก รูปแบบการแตกร้าว ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยง และน้ำหนักบรรทุกใช้งานมาประเมินประสิทธิภาพการใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้น สำหรับทางด้านกำลังประลัยได้ใช้ข้อมูลจากน้ำหนักประลัยที่ได้จากการทดสอบ และรูปแบบการวิบัติ มาประเมินประสิทธิภาพของกำลังประลัยที่เกิดจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ยังได้น้ำหนักประลัยที่ได้จากการทดสอบมาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณที่ได้จากมาตรฐาน ACI 318-10 (Appendix A) และ AASHTO LRFD 2010 นอกจากนี้งานวิจัยนี้ยังได้ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยใช้กรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์มาทำการศึกษาถึงพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอีกด้วย

จากผลการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง สามารถสรุปผลการทดสอบได้ดังนี้

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

1. ผลการทดสอบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.32%, 0.47% และ 0.75% ซึ่งเป็นไปตามที่มาตรฐานของ ACI 318-10 (Appendix A), AASHTO LRFD 2010 และมาตรตามแบบมาตรฐาน ไม่สามารถเพิ่มกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงของแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5

2. ถึงแม้ว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางจะไม่มีผลต่อกำลังประลัย ทว่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นมีผลกระทบต่อรูปแบบการวิบัติของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก อัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ACI 318-10 (Appendix A) และ AASHTO LRFD 2010 เกิดการวิบัติในรูปแบบเดียวกันคือเกิดจากการแตกร้าวในแนวทแยงทั้งตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาและมากกว่า แต่สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามแบบมาตรฐานมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่มากกว่าทั้งสองมาตรฐาน เกิดการวิบัติในรูปแบบของแรงเฉือนร่วมกับแรงอัดทั้งตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาและมากกว่า โดยที่การวิบัติในรูปแบบนี้จะเกิดรอยร้าวที่ขนานกับรอยร้าวทแยงมุมวิกฤติก่อนที่คอนกรีตที่อยู่ในบริเวณรอยร้าวทั้งสองจะเกิดการวิบัติตามมา ซึ่งสังเกตได้ว่าการวิบัติในลักษณะนี้จะมีการเตือนก่อนที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติ แม้ว่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นจะไม่มีผลกับน้ำหนักประลัยที่เกิดขึ้นแต่ปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางที่อัตราส่วน 0.75% ซึ่งมากกว่าที่ระบุไว้ในมาตรฐานทั้งสองสามารถทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติในรูปแบบของแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด โดยโครงสร้างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีการเตือนก่อนเกิดการวิบัติ

3. อัตราเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นหรือที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ของ ACI 318-10 (Appendix A) และ AASHTO LRFD 2010 ไม่มีผลกระทบกับน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก จากผลการทดสอบพบว่าน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกขึ้นอยู่กับระห่างระหว่างเหล็กปลอกรับแรงเฉือนมากกว่าปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้น

4. ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ ของ ACI 318-10 (Appendix A) และ AASHTO LRFD 2010 ไม่มีผลกระทบต่อน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับร้อยละ 51 ของน้ำหนักบรรทุกประลัย

5. ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นสามารถลดความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้ดีเมื่อน้ำหนักที่มากระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้นหรือเมื่อน้ำหนักบรรทุกใกล้กับน้ำหนักประลัย จากผลการ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ทดสอบเห็นได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 สามารถป้องกันรอยร้าวในแนวทแยงได้มากกว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ระบุไว้ใน ACI 318-10 (Appendix A) ซึ่งทั้งสองมาตรฐานสามารถป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงที่สภาวะใช้งานไม่ให้เกิน 0.33 มิลลิเมตร ตามที่มาตรฐานของ ACI 214R-01ระบุไว้

6. คานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.32%, 0.47% และ 0.75% ผลจากการทดสอบพบว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นไม่สามารถเพิ่มกำลังประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงของแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5 นอกจากนี้จำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นยังไม่มีผลกระทบกับเหล็กเสริมรับแรงดึงและรูปแบบการวิบัติของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

7. คานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.32%, 0.47% และ 0.75% ผลจากการทดสอบพบว่าจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นสามารถป้องกันความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้ดีตลอดระยะเวลาการทดสอบ และจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นสามารถลดความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้ดีกว่าตัวอย่างที่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสองขาเมื่อน้ำหนักที่มากระทำใกล้กับน้ำหนักประลัย

8. คานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.32%, 0.47% และ 0.75% ผลจากการทดสอบพบว่าจำนวนของขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลต่อน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรก และน้ำหนักบรรทุกใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็ก

9. ผลการเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบพบว่าการออกแบบด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงโดยใช้แบบโครงข้อหมุนโครงเดี่ยวให้ค่าอยู่ในเชิงอนุรักษ์และมาตรฐาน ACI 318-10 (Appendix A) ให้ค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่ามาตรฐาน AASHTO LRFD 2010

10. พฤติกรรมการรับน้ำหนักของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการทดสอบน้ำหนักทำให้คอนกรีตเริ่มเกิดร้อยร้าวเนื่องจากแรงดัดมีค่าความคลาดเคลื่อนอยู่ระหว่างร้อยละ 7.68 ถึง 18.63 น้ำหนักที่ทำคอนกรีตเริ่มเกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกมีความคลาดเคลื่อนอยู่

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ระหว่างร้อยละ 15.30 ถึง 30 น้ำหนักที่ทำให้เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากมีความคลาดเคลื่อนอยู่ระหว่าง 0.42 ถึง 11.02 และมีความคลาดเคลื่อนอยู่ระหว่างร้อยละ 0.30 ถึง 9.43 สำหรับที่น้ำหนักบรรทุกประลัย

11. แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่การทำนายน้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกยังมีความคลาดเคลื่อนเนื่องจากเกิดรอยร้าวในแนวทแยงแรกเกิดจากหน่วยแรงเฉพาะที่ แต่แบบจำลองการแตกร้าวที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็น Smear Crack

ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้นจากเดิม 0.32% เป็น 0.47% และ 0.75% รวมทั้งจำนวนขาของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้นจาก 2 ขาเป็น 4 และ 6 ไม่สามารถเพิ่มประสิทธิภาพการใช้งานและประลัยของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5 ได้ นอกจากนี้อัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางที่ระบุไว้ในมาตรฐานของ AASHTO LRFD 2010 และ ACI 318-10 Appendix A ไม่มีความแตกต่างระหว่างประสิทธิภาพการใช้งานและประลัยสำหรับคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 1.5 อีกทั้งการออกแบบคานลึกด้วยแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงสามารถคำนวณน้ำหนักประลัยของคานลึกคอนกรีตได้อย่างปลอดภัย สำหรับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำนายพฤติกรรมของของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กได้สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง

ข้อเสนอแนะ

1. การศึกษาถึงอิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กควรมีการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนของช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลที่หลากหลายมากขึ้น เพื่อให้ทราบถึงอิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนรับแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิผลเพิ่มมากขึ้น

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

2. การศึกษาเรื่องอิทธิพลของเหล็กเสริมตามขวางและจำนวนขาของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่มีต่อประสิทธิภาพการใช้งานของคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กควรมีการศึกษาถึงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเสื่อมสภาพและอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงการเพิ่มเติม

3. การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติม เพื่อให้สามารถทำนายน้ำหนักบรรทุกประลัยได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบเพิ่มขึ้น

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

ต่อกุล กาญจนาลัย 2528. **พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็ก**. พิมพ์ครั้งที่ 1. ฟิสิกส์เซ็นเตอร์, กรุงเทพฯ.

เดช พุทธเจริญทอง. 2541. **การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์**. บริษัทพิมพ์ดีการพิมพ์จำกัด, กรุงเทพฯ.

วินิต ช่อวิเชียร. 2545. **การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง**. พิมพ์ครั้งที่ 3. ห้างหุ้นส่วนจำกัด ป. สัมพันธ์พาณิชย์, กรุงเทพฯ.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1998. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. 2th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.

_____. 2010. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. 5th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.

American Concrete Institute. (ACI). 2001. **Control of Cracking in Concrete Structures (ACI. 224R-01)**. n.p.

_____. 2010. **Building Code Requirements for Reinforce Concrete (ACI. 318M-10).** n.p.

ANSYS. 2009. **ANSYS User's Manual**. n.p.

ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion. 1999. Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete**. ASCE Journal of Structural Engineering** 124 (12): 1375-1417.

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Aguilar, G., A. B. Matamoros, G.J. P. Montesinos, J.A. Ramirez and J.K. Wight. 2002. Experimental Evaluation of Design Procedures for Shear Strength of Deep Reinforced Concrete Beam**. ACI Structural Journal** 103 (4): 539-548.

Anderson, N.S. and J.A. Ramirez. 1989. Detailing of Stirrup Reinforcement. **ACI Structural Journal** 86 (5): 507-515.

Brown, M. D. and O. Bayrak. 2006. Minimum Transverse Reinforcement for Bottle Shaped Struts**. ACI Structural Journal** 103 (6): 813-821.

_____. 2007. Investigation of Deep Beams with Various Load Configurations**. ACI Structural Journal** 104 (5): 611-620.

Canadian Standards Association (CSA). 1994. **Design of Concrete Structure for Buildings (CSN3-A23.3-M94)**. n.p.

Carlos G, Q. Febres, G.P. Montesinos and J.K. Wight. 2006. Strength of Struts in Deep Concrete Members Designed Using Strut and tie Method**. ACI Structural Journal** 103 (4): 577-586.

Collins, M.P. and D. Mitchell. 1991. **Prestressed Concrete Structures**. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Eligeliausen, R., E. Popov and V. Bertero. 1983. **Local Bond Stress-Slip Relationship of Deformed Bars under Generalized Excitations**. Report No.UCBEERC-83/23, Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.

Kani, M.W., M.W. Huggins and P.F. Wiltkopp. 1979. **Kani on Shear in Reinforced Concrete**. Dapartment of Civil Engineering University of Toronto, Canada.

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Kachlakev, D.I., T. Miller, S. Yim, K. Chansawat and T. Potisuk. 2001 **Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates** california polytechnic state university, San Luis Obispo, CA and Oregon State University, Corvallis, OR for Oregon Department of Transportation.

Matamoros, A.B. and K.H. Wong. 2003. Design of Simply Supported Deep Beams Using Strut and Tie Models. **ACI Structural Journal** 100 (6): 704-712.

MacGregor, J.G. and J.K.Wight. 2009. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. 4th ed. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Malm, R. 2006. **Shear Cracks in Concrete Structures Subjected to in-plane Stresses**. M.S. Thesis, Royal Institute of Technology.

Oh, J. K. and S.W. Shin. 2001. Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Deep Beams. **ACI Structural Journal** 98 (2): 164-173.

Russo, G., R.Venir and M. Pauletta. 2005. Reinforced Concrete Deep Beams-Shear Strength Model and Design Formula. **ACI Structural Journal** 102 (3): 429-437.

Sahoo, D.K., M.S.V. Sagi, B. Singh and P. Bhargava. 2010, Effect of Detailling of Web Reinforcement on the Behavior of Bottle-Shaped Struts. **Journal of Advanced Concrete Technology** 8 (3): 303-314.

Schlaich J., K. Schafer and M. Jennewein. 1987. Toward a Consistent Design of Structural Concrete**. PCI Journal** 32 (3): 74-150

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Tan, K.H. and H. Y. Lu. 1999. Shear Behavior of Large Reinforced Concrete Deep Beams and Code Comparisons**. ACI Structural Journal** 96 (5): 836-845.

_____., C.Y. Tang, K. Tong. 2003. A Direct Method for Deep Beams with Web Reinforcement. **Magazine of Concrete Research** 55 (1): 53-63.

Tuchscherer, R., D. Birrcher, M. Huizinga and O. Bayrak, 2011. Distribution of Stirrups across Web of Deep Beams. **ACI Structural Journal** 108 (1): 108-115.

Vasudevan, G. and S. Kothadaraman. 2011. Parametric Study on Nonlinear Finite Element Analysis on Flexural Behavior of RC Beams Using ANSYS. **International Journal of Civil and Structural Engineering**. 2 (1): 98-111.

Wayne, H. and G.C. Frantz. 1985. Transverse Stirrup Spacing in R/C Beams. **Journal of Structure Engineering ASCE.** 111 (2): 353-362.

William, K.J. and E.P. Warnke. 1975 Constitutive Model for The Triaxial Behaviour of Concrete. **Proceedings International Association for Bridge and Structural Engineering**. 19: 174-212.

Wolanski, A.J. 2004. **Flexural Behavior of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Using Finite Element Analysis**. M.S. Thesis, Marquette University.

Young, B.S., J.M. Bracci, P.B. Keating and Hueste. 2002. Cracking in Reinforced Concrete Bent Caps. **ACI Structural Journal** 99 (4): 488-498.

Zhang, N. and K.H. Tan. 2007. Shear Direct strut-and-tie model for single span and continuous deep beams**. Engineering Structures** 29 (2007): 2987-3001.

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภาคผนวก

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภาคผนวก ก

คุณสมบัติของวัสดุสำหรับงานวิจัย

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางผนวกที่ ก1 ผลการทดสอบกำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมคอนกรีต

Item	Specimen							
	1				2			
	1	2	3	Mean	1	2	3	Mean
Diameter (mm)	16.00	16.00	16.00	16.00	12.00	12.00	12.00	12.00
Length (cm)	109.30	109.70	106.80	109.50	158.10	99.90	100.20	119.40
Weight (kg)	1.67	1.68	1.53	11.97	1.37	0.88	0.92	1.05
Area (cm2)	2.01	2.01	2.01	2.01	1.13	1.13	1.13	1.13
Gage. L (cm)	8.00	8.00	8.00	8.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Elong. L (cm)	9.93	10.29	9.66	9.96	7.67	7.43	7.53	7.54
Yield (Ton)	9019.00	9054.00	8912.00	8995.00	4890.00	4852.00	5063.00	4935.00
Ultimate (Ton)	12234.00	12182.00	11624.00	12013.33	7115.00	7101.00	7458.00	7224.67

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

Item	Specimen							
	3				4			
	1	2	3	Mean	1	2	3	Mean
Diameter (mm)	9.00	9.00	9.00	9.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Length (cm)	101.20	100.00	100.20	100.47	101.00	100.20	100.50	100.57
Weight (kg)	0.49	0.48	0.48	0.48	0.22	0.22	0.22	0.22
Area (cm2)	0.64	0.64	0.64	0.64	0.28	0.28	0.28	0.28
Gage. L (cm)	4.50	4.50	4.50	4.50	3.00	3.00	3.00	3.00
Elong. L (cm)	5.58	5.57	5.56	5.57	3.72	3.77	3.94	3.81
Yield (Ton)	2573.00	2541.00	2556.00	2556.67	1178.00	1177.00	1185.00	1180.00
Ultimate (Ton)	3789.00	3752.00	3764.00	3768.33	1460.00	1470.00	1462.00	1464.00

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

(ก)

(ข)

ภาพผนวกที่ ก1 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมคอนกรีต (ก) เหล็กผิวกลม (ข) เหล็กข้ออ้อย

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภาพผนวกที่ ก2 การทดสอบกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

ตารางผนวกที่ ก2 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต

tem	Specimen			
	1	2	3	Mean
Diameter (cm)	15.02	15.01	14.99	15.00
Height (cm)	29.38	29.54	29.54	29.49
Weight (kg)	11.97	12.19	12.19	12.12
Area (cm^2)	177.14	176.95	176.36	176.82
Volume (cm^3)	5204.52	5227.82	5210.42	5214.25
Load (Ton)	44.50	45.00	43.20	44.23
Compressive Strength (ksc)	251.22	251.48	252.32	251.67

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภาพผนวกที่ ก3 การทดสอบแรงดึงประลัยของคอนกรีต

ตารางผนวกที่ ก3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (f_t)

Specimen	Tensile Strength of Concrete	
	Modulus of Rupture	Splitting Test
	(ksc)	(ksc)
1	32.67	32.97
2	31.67	32.67
3	32.32	35.94
Mean	32.32	32.97

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

CPAC READY MIXED CONCRETE
MIX DESIGN

PROJECT	:	ภาควิศวกรรมโยธา อาคาร 9 ม.เกษตรบางเขน
CUSTOMER	:	บริษัทผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด เพื่อเป็นข้อมูลเสนอให้ลูกค้าทั่วไป(Call Center)
CONTRACTOR	:	ดร.ปิยะ โชติกไกร

เลขที่ : PA55/0552 V.1	**PRODUCT CODE** :	ZBDM01539A

Cubic compressive strength	:	280	ksc.
Cylindrical compressive strength	:	240	ksc.
Slump	:	7.5 - 12.5	cm.
Water-cementitious materials ratio	:	0.58	
Maximum size of coarse aggregate	:	19	mm.

CALCULATION OF PROPORTION VOLUME FOR 1 CU.M. OF CONCRETE

Required water	=	185	ltr.
Solid volume of cementitious materials	= 318 / 3.05	104	ltr.
Solid volume of fine aggregate	= 820 / 2.65	309	ltr.
Solid volume of coarse aggregate	= 1,150 / 2.70	426	ltr.
Air content	= 1.0 x 1,000 / 100	10	ltr.
Total volume	=	1,034	ltr.

COMPOSITION FOR 1 CU.M. of CONCRETE

Cementitious materials	=	318	kg.
Water	=	185	ltr.
Sand (Normal)	=	820	kg.
ROCK (3/4"-#4)	=	1,150	kg.
CPAC 40407	=	1,145	cc.

รับรองเอกสารถูกต้อง

ชื่อวิศวกร Wansiri Wan.
เลขที่ กว. ภย.54221
วันที่ 07/05/2555

SCG
บริษัทผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด
1516 ถนนประชาราษฎร์ 1 แขวงวงศ์สว่าง เขตบางซื่อ กรุงเทพฯ 10800
โทรศัพท์ : 0 2555 5000 โทรสาร : 0 2555 5676
อีเมล์ : cpacrmc@scg.co.th

The Concrete Products and Aggregate Co.,Ltd.
1516 Pracharat 1 Rd., Wong Sawang , Bangsue, Bangkok 10800, Thailand
Tel :+66 2 555 5000 Fax : +66 2 555 5676
Email : cpacrmc@scg.co.th

ภาพผนวกที่ ก4 รายการคำนวณส่วนผสมของคอนกรีต

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ภาคผนวก ข

รายการคำนวณ

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Section design (ACI 318-99)

เนื่องจากมาตรฐานของ ACI Code ได้นำวิธีการออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีหน้าตัดออกจากมาตรฐานในปี 2002 ดังนั้นการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคานลึกด้วยวธีหน้าตัดจึงอ้างอิงจากมาตรฐาน ACI 318-99

Section Properties

fy	=	4495	ksc	Covering	=	3	cm		d	=	25.6 cm
fc'	=	251	ksc	Ten. Steel	=	4	DB	16	d'	=	4.2 cm
b	=	25	cm	Com. Steel	=	4	DB	12	ln	=	120 cm
t	=	30	cm	Strirup steel=		2	L- RB	6 @ 10			
fys	=	4175	ksc	Trans steel =		2	L- RB	6 @ 10			

1. Compute shear strength provided by concrete

Vc = 0.53*(fc')^0.5*bd = 5.37 Ton

2. Compute shear strength provided by stirrup

Vs = ((Av/s*(1+ln/d)/12)+(Avh/s2*(11-ln/d)/12))*fys*d = 5.99 Ton

3. Compute nominal shear strength : $\phi Vn = \phi(Vc+Vs)$

ϕVn = 11.36 Ton

4. Ultimate Load

ภาพผนวกที่ ข1 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีหน้าตัดตามมาตรฐานของ ACI318-99

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Section design (AASHTO LRFD 2010)

Section Properties

fy	=	450	Mpa	covering	=	30	mm		d	=	256 mm
fc'	=	25.1	Mpa	ten. steel	=	4	DB	16	d'	=	31.2 mm
b	=	250	mm	com. steel	=	4	DB	12	ln	=	120 mm
t	=	300	mm	strirup steel=		2	L- RB	6 @ 100			
fys	=	418	Mpa	trans steel =		2	L- RB	6 @ 100			

1. Compute the Factor Controlling the Contribution of the Concrete

β = 2

2. Compute the Angle of the Diagonal Compression Field

θ = 45 Degree

3. Compute Shear Strength Provided by Concrete

Vc = 0.083B(fc')2bd = 53.23 kN

4. Compute Shear Strength Provided by Stirrup

Vs = Av(fys)(b)(cotθ)/s = 59.08 kN

5. Compute Shear Strength : ϕVn = ϕ(Vc+Vs)

ϕVn = 112.30 kN

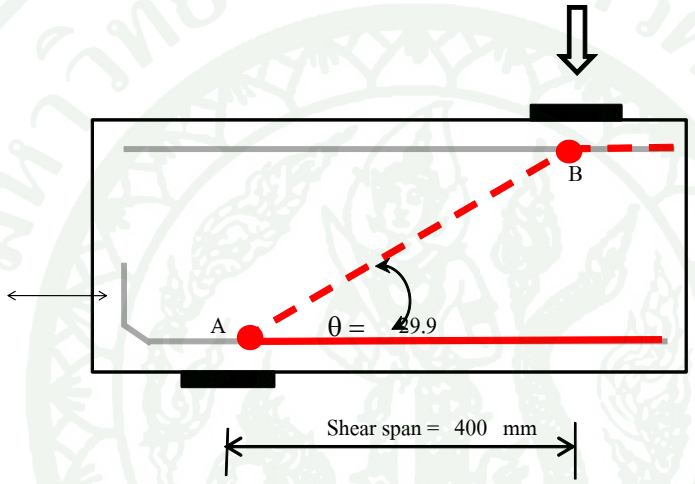
ภาพผนวกที่ ข2 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีหน้าตัดตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Strut and Tie Model (ACI 318 - 10 Appendix A)

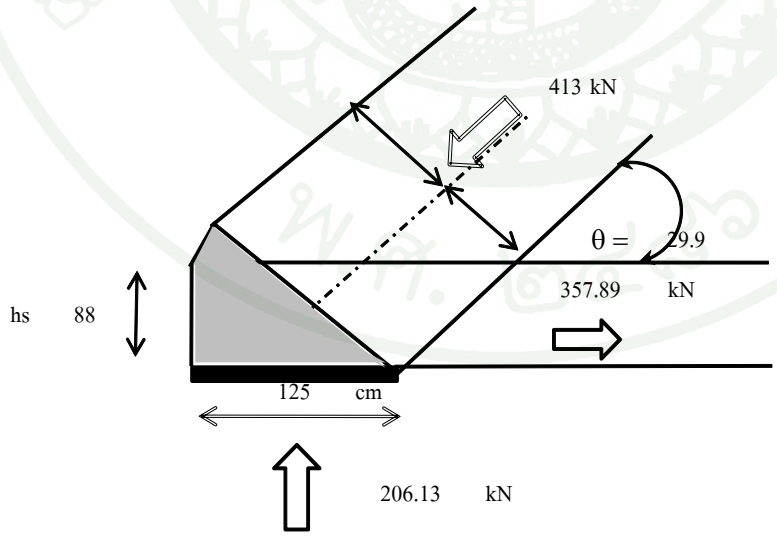
Section Properties

fy	=	445	MPa	Covering	=	30	mm		fys	=	418 MPa
fc'	=	25.1	MPa	Ten Steel	=	4	DB	16	d	=	256 mm
b	=	250	mm	Com Steel	=	4	DB	12	d'	=	42 mm
t	=	300	mm	Strirup Steel	2	L-RB	6	@ 100	ρv	=	0.002
Shear Span, a =		400	mm	Horiz Steel =	2	L-RB	6	@ 100	ρh	=	0.002
Load Plate	=	125	x 250 mm		Support Plate =		125	x 250	mm		



1. Check Strength of Nodal Zone

1.1 Node A (CCT Node)



ภาพผนวกที่ ข3 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ ACI318-10 Appendix A

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Bearing Face

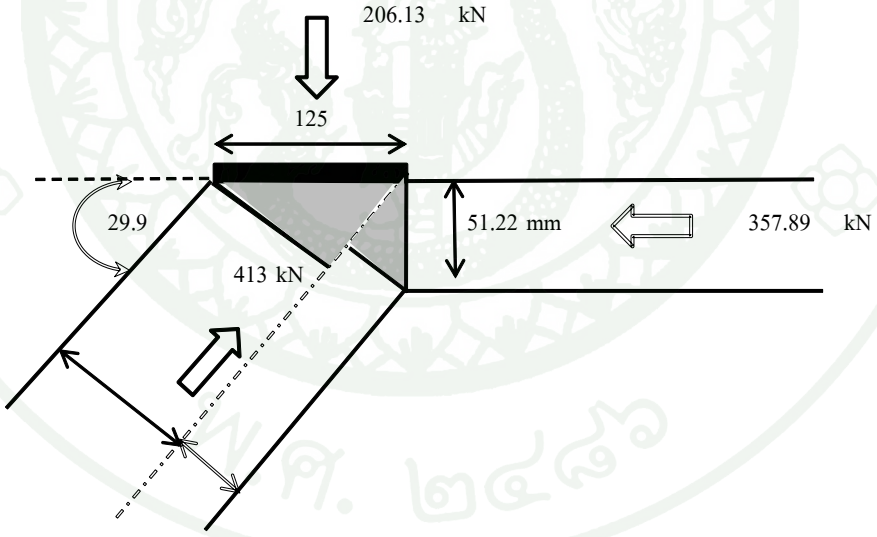
Factored Load , Pu	=	206.13	kN			
Efficeiency Factor, β	=	0.80				
Concrete Capacity , fcu = 0.85βfc'	=	17.07	MPa			
Area(Bearing Plate)	=	31250.00	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	533.38	kN	>	206.13	kN

Strud Interface **OK**

Factored Load , Pu		413.01	kN			
Efficeiency Factor, β	=	0.80				
Concrete Capacity , fcu = 0.85βfc'	=	17.07	MPa			
Strut width, (Lnsinθ+hscosθ)	=	138.64	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	34660.91	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A		591.59	kN	>	413.01	kN

OK

1.2 Node B (CCC Node)



Bearing Face

Factored Load , Pu	=	206.13	kN
Efficeiency Factor, β	=	1.00	

ภาพผนวกที่ ข3 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Concrete Capacity , fcu = 0.85βfc'	=	21.34	MPa			
Area(Bearing Plate)	=	31250.00	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	666.72	kN	>	206.13	kN
Back Face						**OK**
Factored Load , Pu		357.89	kN			
Efficeiency Factor, β	=	1.00				
Concrete Capacity , fcu = 0.85βfc'	=	21.34	MPa			
Area(ha*width plate)	=	12805.84	mm^2			
ϕFn = 1*(fcu*A + Ascfy)	=	357.04	kN	<	357.89	kN
Strud Interface						**NO**
Factored Load , Pu		413.01	kN			
Efficeiency Factor, β	=	1.00				
Concrete Capacity , fcu = 0.85βfc'	=	21.34	MPa			
Strut width, (Lnsinθ+hacosθ)	=	106.78	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	26693.78	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	569.51	kN	>	413.01	kN
						OK
2. Check Capacities of Diagonal Strut						
Factored Load , Pu		413.01	kN			
Efficeiency Factor, β	=	0.75				
Concrete Capacity , fcu = 0.85βfc'	=	16.00	Mpa			
Node A						
Strut width, (Lnsinθ+hacosθ)	=	138.64	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	34660.91	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	554.62	kN	>	413.01	kN
Node B						**OK**
Strut width, (Lnsinθ+hscosθ)	=	106.78	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	26693.78	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	427.13	kN	>	413.01	kN
						OK

ภาพผนวกที่ ข3 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

3. Check Capacities of Tie						
Factored Load , Pu		357.89	kN			
Efficeiency Factor, β	=	1				
Tie Capacity	=	357.89	kN	<	357.89	kN
						OK
4. Ultimate Load						
P	=	416.47	kN			

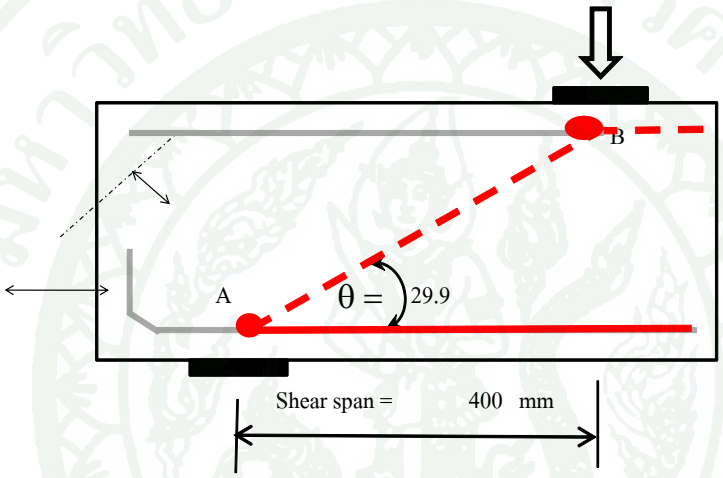
ภาพผนวกที่ ข3 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Strut and Tie Model (AASHTO LRFD 2010)

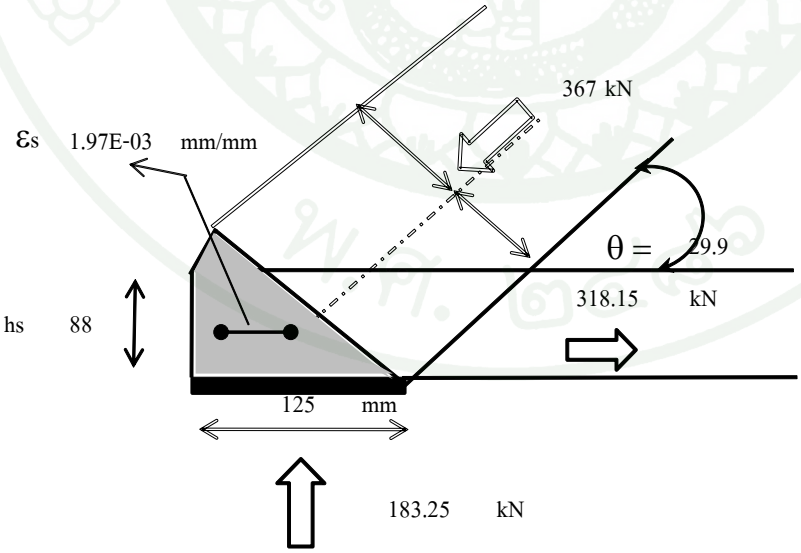
Section Properties

fy	=	445	MPa	Covering	=	30	mm		fys	=	418 Mpa
fc'	=	25.1	MPa	Ten Steel	=	4	DB	16	d	=	256 mm
b	=	250	mm	Com Steel	=	4	DB	12	d'	=	42 mm
t	=	300	mm	Strirup Steel	2	L-RB	6	@ 100	ρv	=	0.002
Shear Span, a =		400	mm	Horiz Steel =	2	L-RB	6	@ 100	ρh	=	0.002
Load Plate	=	125	x 250 mm		Support Plate	=	125	x 250 mm			



1. Check Strength of Nodal Zone

1.1 Node A (CCT Node)



ภาพผนวกที่ ข4 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD (2010)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Bearing Face

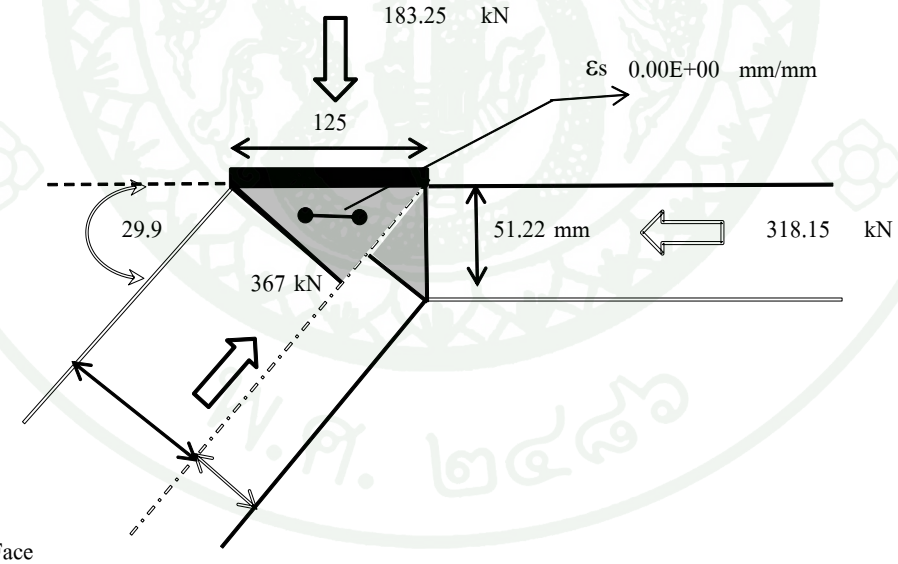
Factored Load , Pu	=	183.25	kN			
Efficeiency Factor, ν	=	0.75				
Concrete Capacity , fcu = νfc'	=	18.83	MPa			
Area(Bearing Plate)	=	31250.00	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	588.28	kN	>	183.25	kN

Strud Interface **OK**

Factored Load , Pu	=	367.15	kN			
Efficeiency Factor, ν	=	0.75				
Concrete Capacity , fcu = νfc'	=	18.83	MPa			
Strut width, (Lnsinθ+htcosθ)	=	138.64	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	34660.91	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	652.49	kN	>=	367.15	kN

OK

1.2 Node B (CCC Node)



Bearing Face

Factored Load , Pu	=	183.25	kN			
Efficeiency Factor, ν	=	0.85				
Concrete Capacity , fcu = νfc'	=	21.34	MPa			
Area(Bearing Plate)	=	31250.00	mm^2			

ภาพผนวกที่ ข4 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ϕFn = 1*fcu*A	=	666.72	kN	>	183.25	kN
Back Face						**OK**
Factored Load , Pu		318.15	kN			
Efficeiency Factor, ν	=	0.85				
Concrete Capacity , fcu = νfc'	=	21.34	MPa			
Area(ha*width plate)	=	12805.84	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	429.20	kN	>	318.15	kN
Strud Interface						**OK**
Factored Load , Pu	=	367.15	kN			
Efficeiency Factor, ν	=	0.85	0	<=	0.85	**OK**
Concrete Capacity , fcu = νfc'	=	21.34	MPa			
Strut width, (Lnsinθ+htcosθ)	=	106.78	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	26693.78	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	569.51	kN	>=	367.15	kN
						OK
2. Check Capacities of Diagonal Strut						
Factored Load , Pu	=	367.15	kN			
Node A(CCT)						
εs = Pu/AstEs	=	0.002				
ε1	=	0.014				
Efficeiency Factor, ν	=	0.61		<=	0.85	**OK**
Concrete Capacity , fcu = νfc'	=	15.311	MPa			
Strut width, (Lnsinθ+htcosθ)	=	138.64	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	34660.91	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	530.69	kN	>=	367.15	kN
Node B						**OK**
εs = Pu/AstEs	=	0.00				
ε1	=	0.01				
Efficeiency Factor, ν	=	0.55		<=	0.85	**OK**
Concrete Capacity , fcu = νfc'	=	13.75	MPa			
Strut width, (Lnsinθ+hscosθ)	=	106.78	mm			

ภาพผนวกที่ ข4 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Area (Strut width *Plate width)	=	26693.78	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	367.15	kN	<	367.15	kN
						OK
3. Check Capacities of Tie						
Factored Load , Pu		318.15	kN			
Efficeiency Factor, ν	=	1				
Tie Capacity	=	357.78	kN	>	318.15	kN
						OK
4. Ultimate Load						
P	=	372.01	kN			

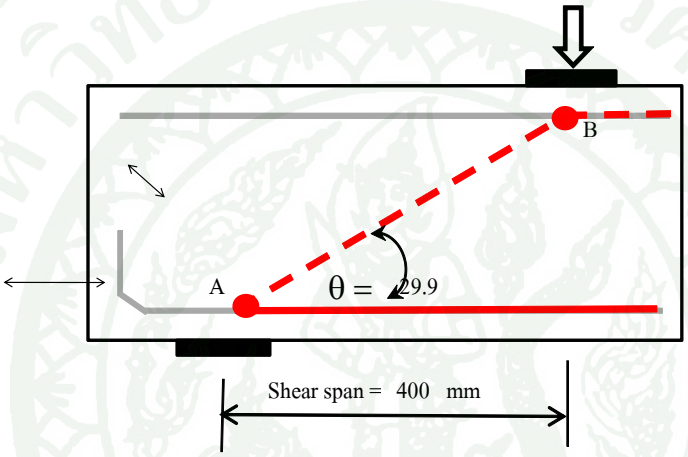
ภาพผนวกที่ ข4 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Strut and Tie Model (CEB FIP Model Code 1990)

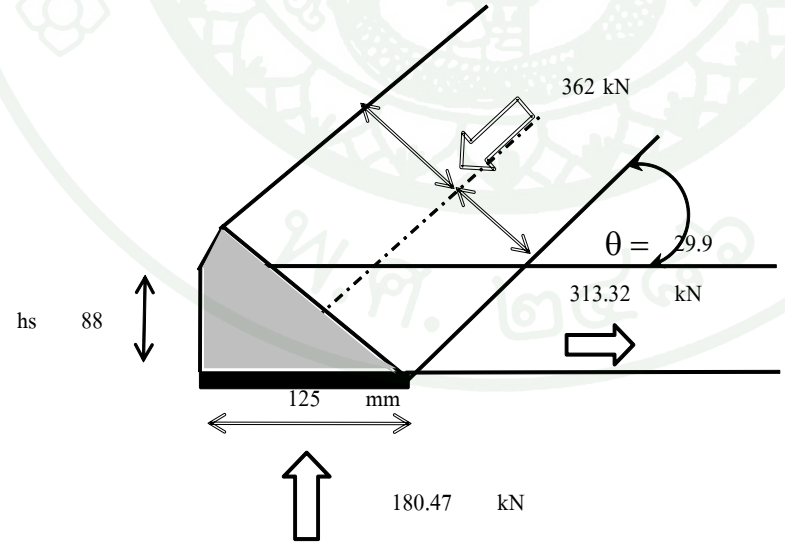
Section Properties

fy	=	445	MPa	Covering	=	30	mm		fys	=	418	Mpa
fc'	=	25.1	MPa	Ten Steel	=	4	DB	16	d	=	256	mm
b	=	250	mm	Com Steel	=	4	DB	12	d'	=	42	mm
t	=	300	mm	Strirup Steel	2	L-RB	6	@	100	ρv	=	0.002
Shear Span, a =		400	mm	Horiz Steel =	2	L-RB	6	@	100	ρh	=	0.002
Load Plate	=	125	x	250 mm		Supp Plate	=	125	x	250	mm	



1. Check Strength of Nodal Zone

1.1 Node A (CCT Node)



ภาพผนวกที่ ข5 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีแบบจำลองท่อนรับแรงอัดและแรงดึงตามมาตรฐานของ CEB FIB Model Code (1990)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Bearing Face

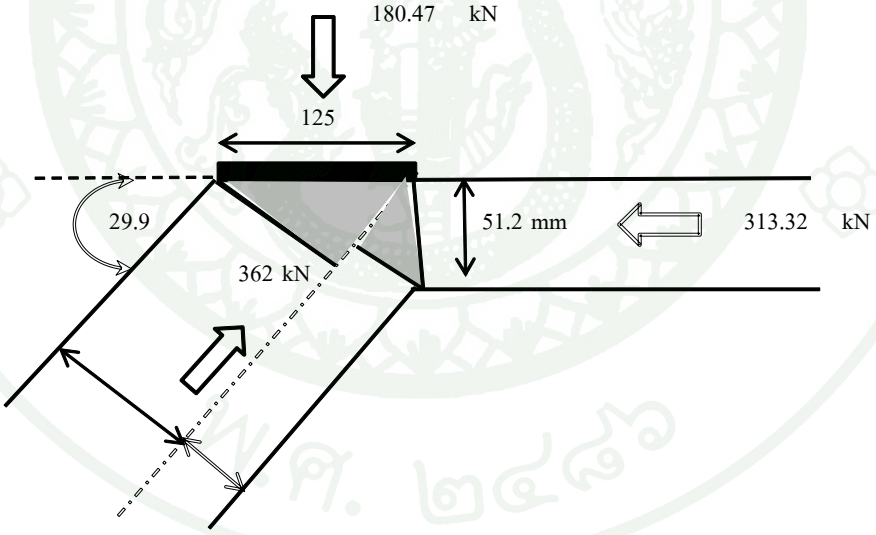
Load , Pu	=	180.47	kN			
Efficeiency Factor, fcd	=	0.54				
Concrete Capacity , fcd* = 0.85fcd	=	13.55	MPa			
Area(Bearing Plate)	=	31250.00	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	423.37	mm	>	180.47	mm

Strud Interface **OK**

Load , Pu		361.58	kN			
Efficeiency Factor, fcd	=	0.54				
Concrete Capacity , fcd* = 0.85fcd	=	13.55	MPa			
Strut width, ($L_n\sin\theta$+$h_t\cos\theta$)	=	138.65	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	34661.26	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A		469.59	kN	>	361.58	kN

OK

1.2 Node B (CCC Node)



Bearing Face

Load , Pu	=	180.47	kN			
Efficeiency Factor, fcd	=	0.76				
Concrete Capacity , fcd* = 0.85fcd	=	19.19	MPa			
Area(Bearing Plate)	=	31250.00	mm^2			

ภาพผนวกที่ ข5 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ϕFn = 1*fcu*A	=	599.78	kN	>	180.47	kN
Back Face						**OK**
Load , Pu		313.32	kN			
Efficeiency Factor, fcd	=	0.76				
Concrete Capacity , fcd* = 0.85fcd	=	19.19	MPa			
Area(ha*width plate)	=	12800.00	mm^2			
ϕFn = 1*(fcu*A + Ascfy)	=	401.76	kN	>	313.32	kN
Strud Interface						**OK**
Load , Pu		361.58	kN			
Efficeiency Factor, fcd	=	0.76				
Concrete Capacity , fcd* = 0.85fcd	=	19.19	MPa			
Strut width, (Lnsina+hscosa)	=	106.76	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	26689.17	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	512.24	kN	>	361.58	kN
						OK
2. Check Capacities of Diagonal Strut						
Load , Pu		361.58	kN			
Efficeiency Factor, fcd	=	0.54				
Concrete Capacity , fcd* = 0.85fcd	=	13.55	MPa			
Node A						
Strut width, (Lnsina+hscosa)	=	138.65	mm			
Area (Strut width *Plate width)	=	34661.26	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	469.59	kN	>	361.58	kN
Node B						**OK**
Strut width, (Lnsina+hscosa)	=	106.76	cm			
Area (Strut width *Plate width)	=	26689.17	mm^2			
ϕFn = 1*fcu*A	=	361.58	kN	<	361.58	kN
						OK

ภาพผนวกที่ ข5 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

3. Check Capacities of Tie						
Factored Load , Pu		313.32	kN			
Efficeiency Factor, ν	=	1				
Tie Capacity	=	357.89	kN	>	313.32	kN
						OK
4. Ultimate Load						
P	=	361.58	kN			

ภาพผนวกที่ ข5 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Matamoros and Wong (2003)

Section Properties

fy	=	445	MPa	Covering	=	30	mm		fys	=	418 MPa
fc'	=	25.1	MPa	Ten Steel	=	4 DB	16		d	=	256 mm
b	=	250	mm	Com Steel	=	4 DB	12		d'	=	42 mm
t	=	300	mm	Strirup Steel	2 L-RB	6	@	100	ρv	=	0.002
Shear Span, a =		400	mm	Horiz Steel =	2 L-RB	6	@	100	ρh	=	0.002
Load Plate	=	125	x 250 mm		Supp Plate	=	125	x 250	mm		

1. Compute angle between the strut and horizontal

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{a/d}\right) \quad = \quad 32.62 \quad \text{Degree}$$

2. Compute Shear Strength

$$C_c = \frac{0.3}{a/d} \le 0.85\sin\theta \quad = \quad 0.19 \quad < \quad 0.46 \quad \text{Ok}$$

$$w_{st} = l_b \sin\theta + h_a \cos\theta \quad = \quad 35375.40 \quad \text{mm}$$

$$C_{wh} = 3(1 - a/d) \ge 0 \quad = \quad -1.69 \quad < \quad 0 \quad \text{Used} = \quad 0$$

$$V = \frac{0.3}{a/d} f_c' b w_{st} + \rho_{wv} b \frac{a}{3} f_{yv} + 3(1 - a/d)\rho_{wh} b \frac{d}{3} f_{yh} \quad = \quad 203.36 \quad \text{kN}$$

3. Ultimate Load

P = 406.71 kN

ภาพผนวกที่ ข6 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสนอโดย Mattamoros and Wong (2003)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Gaetano et. al. (2005)

Section Properties

fy	=	445	Mpa	Covering	=	30	mm			fys	=	418 Mpa
fc'	=	25.1	Mpa	Ten Steel	=	4	DB	16		d	=	256 mm
b	=	250	mm	Com Steel	=	4	DB	12		d'	=	42 mm
t	=	300	mm	Strirup Steel	2	L-RB	6	@	100	ρv	=	0.002
Shear Span, a =		400	mm	Horiz Steel =	2	L-RB	6	@	100	ρh	=	0.002
Supp Plate	=	125	x	250 mm	Load Plate	=	125	x	250	mm		

1. Compute Angle Between Inclined Strut and Vertical Direction

$$n = E_s \big/ E_c \quad = \quad 8$$

$$k = \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \quad = \quad 0.36$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{a}{d - kd/3}\right) \quad = \quad 56.23$$

2. Compute Shear Strength

$$\chi = \left[0.74\left(\frac{f_c'}{105}\right)^3 - 1.28\left(\frac{f_c'}{105}\right)^2 + 0.22\left(\frac{f_c'}{105}\right) + 0.87\right] \quad = \quad 0.86$$

$$V_{n,d} = 0.545(k\chi f_c' \cos\theta + 0.25\rho_h f_{yh} + 0.35\frac{a}{d}\rho_v f_{yv}) \quad = \quad 211.50 \text{ kN}$$

3. Ultimate Load

P = 423.00 kN

ภาพผนวกที่ ข7 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสนอโดย Russo *et. al.* (2005)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Zhang and Tan (2007)

Section Properties

fy	=	445 MPa	Covering	=	30 mm			fys	=	418 Mpa	
fc'	=	25.1 MPa	Ten Steel	=	4 DB	16		d	=	256 cm.	
b	=	250 mm	Com Steel	=	4 DB	12		d'	=	42 cm.	
t	=	300 mm	Strirup Steel		2 L-RB	6	@ 100	ρv	=	0.002	
Shear span, a =		400 cm.	Horiz Steel =		2 L-RB	6	@ 100	ρh	=	0.002	
load plate	=	125 x 250 mm			supp plate	=	125 x 250 mm				

1. Assume ld and lc

ld = a = 51.8 mm

lc = 51.8 mm

2. Compute Angle Between the Longitudinal Tension Reinforcement and theDdiagonal strut, θ_s

$$\theta_s = \tan^{-1}\left(\frac{h - l_c - l_d}{a}\right) = 31.82 \text{ Degree}$$

3. Compute Combine Tensile Stress of Reinforcement and Concrete

$$f_t = \frac{A_{sw} f_{yw} \sin(\theta_s + \theta_w)}{A_c / \sin\theta_w} + \frac{4 A_s f_y \sin\theta_s}{A_c / \sin\theta_s} + 0.31\sqrt{f_c'}\left(\frac{0.00008}{\varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2\theta_s}\right)^{0.4} = 6.88 \text{ Mpa}$$

4. Compute Shear Strength

$$V_n = \frac{1}{\frac{4\sin\theta_s\cos\theta_s}{A_c f_t} + \frac{\sin\theta_s}{A_{str} f_c'}} = 204.90 \text{ kN}$$

5. Check ld

$$l_d = \frac{V_n}{f_c' b_w \tan\theta_s} = 51.76 \text{ mm} >>> \textbf{OK}$$

ภาพผนวกที่ ข8 การออกแบบคานลึกคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสนอโดย Zhang and Tan (2007)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

6. Ultimate Load P = 409.80 kN

ภาพผนวกที่ ข8 (ต่อ)

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ – นามสกุล	นายรัตนศักดิ์ หงษ์ทอง
วัน เดือน ปี ที่เกิด	วันพุธ ที่ 3 มีนาคม พ.ศ. 2525
สถานที่เกิด	กรุงเทพมหานคร
ประวัติการศึกษา	ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลกรุงเทพ 2548
ประวัติการทำงาน	1. บริษัท เอ็น อาร์ วี คอนสตัคชั่น จำกัด 2. บริษัท ปาร์มเมอร์แอนเทอร์เนอร์ จำกัด
ตำแหน่งปัจจุบัน	-
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	-
ผลงานดีเด่นและ/หรือรางวัลทางวิชาการ	-
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	-

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์