



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ พฤติกรรมและการวิบัติขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มี
ความเสียหายจากรอยร้าวโครงสร้างล่วงหน้า

โดย

ผศ. ดร. อมร พิमानมาศ หัวหน้าโครงการ

ศ. ดร. สมนึก ตั้งเต็มสิริกุล นักวิจัยที่ปรึกษา

มิถุนายน 2547



สัญญาเลขที่ TRG4580105

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ พฤติกรรมและการวิบัติขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มี
ความเสียหายจากรอยร้าวโครงสร้างล่วงหน้า

ผศ. ดร. อมร พิมานมาศ หัวหน้าโครงการ
ศ. ดร. สมนึก ตั้งเต็มสิริกุล นักวิจัยที่ปรึกษา
สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว. ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่ได้สนับสนุนทางการเงินแก่โครงการวิจัยนี้ ขอขอบคุณ ศ.ดร. สมนึก ตั้งเดิมสิริกุล ที่ได้ให้คำปรึกษา และ ประเมินผลโครงการอย่างต่อเนื่อง ขอขอบคุณ นาย จิระพงษ์ ทิศาวิภาต ผู้ช่วยวิจัยที่ได้ดำเนินการทดลอง และ เก็บข้อมูล และ ขอขอบคุณ สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร ที่ตระหนักถึงความสำคัญของการทำวิจัยต่อเนื่อง

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	A
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	B
สรุปผลการดำเนินงานตลอดโครงการ	C
บทที่ 1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน ค.ส.ล. ที่ไม่ใส่เหล็กดัดและมีรอยร้าวล่วงหน้า	1
บทที่ 2 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน ค.ส.ล. ที่ใส่เหล็กดัดปริมาณมากและมีรอยร้าวล่วงหน้า	9
บทที่ 3 พฤติกรรมการบิดของคาน ค.ส.ล. ที่ได้รับความเสียหายจากรอยร้าวล่วงหน้า	19
บทที่ 4 พฤติกรรมของคานลิกที่มีรอยร้าวล่วงหน้า	27
บทที่ 5 ทฤษฎีการรับแรงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า	47

รหัสโครงการ: TRG4580105
ชื่อโครงการ: โครงการพฤติกรรมและการวิบัติขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเสียหายจากรอยร้าว โครงสร้างล่วงหน้า
นักวิจัย: ผศ. ดร. อมร พิมานมาศ (หัวหน้าโครงการ) และ ศ. ดร. สมนึก ตั้งเดิมสิริกุล (นักวิจัยที่ปรึกษา)
E-mail address: amorn@siit.tu.ac.th
ระยะเวลาโครงการ: กรกฎาคม 2545 – มิถุนายน 2547

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาพฤติกรรมขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยร้าวล่วงหน้า และ เพื่อสร้างทฤษฎีคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยร้าวล่วงหน้าภายใต้การรับแรงดึง และ แรงอัด โดยเป็นงานวิจัยต่อเนื่องจากการศึกษาในระดับปริญญาเอกซึ่งเน้นที่พฤติกรรมของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้าภายใต้การรับแรงดึง ในงานวิจัยหลังปริญญาเอกนี้ ผู้วิจัยได้เน้นที่การศึกษาพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้าภายใต้การรับแรงอัด ผู้วิจัยได้ทำการทดลอง 3 ชุดได้แก่ 1. พฤติกรรมรับแรงเฉือนของคาน ค.ส.ล. ที่ใส่เหล็กดัดเป็นปริมาณมาก 2. พฤติกรรมรับแรงดึงของคาน ค.ส.ล. ที่ได้รับความเสียหายจากรอยร้าวล่วงหน้า และ 3. พฤติกรรมรับแรงเฉือนของคานคานเล็กที่มีรอยร้าวล่วงหน้า ผลการทดลองพบว่ารอยร้าวล่วงหน้าทำให้ความสามารถในการรับแรงอัดของคอนกรีตลดลง แต่ทำให้ความสามารถในการรับแรงดึงดีขึ้น โดยการลดลงของกำลังรับแรงอัดประสิทธิผลขึ้นอยู่กับขนาดความกว้างของรอยร้าวต่อขนาดของมวลรวม (crack width/aggregate size) ส่วนการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงดึงขึ้นอยู่กับความกว้างของรอยร้าวล่วงหน้า ในทางตรงกันข้ามรอยร้าวล่วงหน้ากลับทำให้ความสามารถในการเปลี่ยนรูปขององค์อาคารเพิ่มขึ้นไม่ว่าจะเป็นกรณีรับแรงดึงหรือแรงอัดก็ตาม

ผู้วิจัยได้สร้างทฤษฎีขึ้นมาเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้าภายใต้แรงดึง และ แรงอัด ทฤษฎีการรับแรงดึงนั้น ตั้งอยู่บน 2 ทฤษฎีพื้นฐานคือ 1. ทฤษฎีการหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว และ 2. ทฤษฎี shear anisotropy ทั้งสองนี้อธิบายว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นมีอยู่เป็นระนาบ anisotropic ภายในคอนกรีตที่สามารถชะลอ หยุดยั้ง หรือ เบี่ยงรอยร้าวที่วิ่งเข้ามา หรือ ที่จะเกิดขึ้น เป็นผลให้กำลังรับแรงดึงประสิทธิผลมีค่าเพิ่มขึ้น ส่วน ทฤษฎีการรับแรงอัดนั้น ตั้งอยู่บน 2 กลไกหลักคือ 1. การลดลงของพื้นที่สัมผัสประสิทธิผล และ 2. การเสื่อมลงของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ผิวหน้ารอยร้าวเนื่องจากรอยร้าวจุลภาค โดยอาศัยกลไกทั้งสองนี้ ผู้วิจัยได้สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์อย่างง่ายเพื่อใช้คำนวณหา กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า และ พบว่าแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่สร้างขึ้นมานั้นสามารถทำนายผลการทดลองได้อย่างถูกต้อง ทั้ง ชุดทดลองการรับแรงเฉือนของคาน ค.ส.ล. ที่ใส่เหล็กดัดเป็นปริมาณมาก และ ชุดทดลองคานคานเล็ก

งานวิจัยในอนาคตควรเน้นที่การปรับปรุงพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่สร้างขึ้นมานี้ให้ครอบคลุมถึงคอนกรีตที่มีรอยร้าวหลายทิศทาง ควรศึกษาผลของรอยร้าวต่องานความสามารถในการเปลี่ยนรูปของคอนกรีต และ การนำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ไปประยุกต์ใช้งานในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ต่อไป

คำหลัก: คาน ค.ส.ล. ที่มีรอยร้าวล่วงหน้า, shear anisotropy, คานคานเล็ก

Project Code: TRG4580105
Project Title: Behavior and failure mode of reinforced concrete members damaged by structural pre-cracking
Investigators: Asst. Prof. Dr. Amorn Pimanmas (Project head), Prof. Dr. Somnuk Tangtermsirikul (Project mentor)
E-mail address: amorn@siit.tu.ac.th
Project period: July 2002-June 2004

Abstract

The objective of this research project is to study the behavior of pre-cracked reinforced concrete members and to construct the theory of pre-cracked concrete under tension and compression. The work undertaken in this research is the extension of doctoral dissertation that concentrated on the tensile behavior of pre-cracked concrete. In this post-doctoral research, we focused on the compressive behavior of pre-cracked concrete. We have conducted three experimental sets namely, 1. shear behavior of pre-cracked RC member with large amount of stirrups, 2. failure behavior of RC member damaged by pre-cracking and 3. shear behavior of pre-cracked RC deep beam. The experiments showed that pre-crack reduced the compression capacity but increased the tensile capacity of concrete. The reduction of effective compression capacity depends on the relative crack width to aggregate size ratio. The increase of tensile capacity depends on the width of pre-crack. On the contrary, pre-crack could increase the deformation capability of concrete for both under compression and tension.

We also construct theory of pre-cracked concrete subject to tension and compression. The tension theory is based on two basic theories, namely, 1. the theory of crack arrest and diversion and 2. the theory of shear anisotropy. These theories explain that the pre-crack causes an anisotropic weak plane inside concrete. This weak plane can delay, arrest and divert the generation and propagation of diagonal crack. This increased in the effective tensile capacity. The compression theory is formulated based on two mechanisms, namely, 1. the reduction in the effect contact area and 2. the degradation of compressive strength of concrete close to the pre-crack due to micro-fractures. Through these two mechanisms, we have constructed a simple mathematical model to calculate the effective compressive strength of pre-cracked concrete. We found that the model can accurately predict the experimental results for both RC beams containing large amount of stirrups and deep beams.

The future research work should focus on the extension of the mathematical model to cover concrete with multi-directional pre-cracking, the study of deformation capability of pre-cracked concrete and to incorporate the mathematical in the compressive stress-strain model of cracked concrete in the finite element program.

Key Words: Pre-cracked RC beam, shear anisotropy, Deep beam

สรุปผลการดำเนินงานตลอดโครงการ

1. การทดลอง

เรื่อง	จำนวนคน
1. ผลของรอยร้าวดึงล่วงหน้าต่อการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใส่เหล็กดัดเป็นปริมาณมาก	5
2. พฤติกรรมการวิบัติของคาน ค.ส.ล. ที่ได้รับความเสียหายจากรอยร้าวล่วงหน้า	2
3. ผลของรอยร้าวดึงล่วงหน้าต่อการรับแรงเฉือนของคานเล็ก	8

ผู้วิจัยได้ทำการทดลองทั้งสิ้น 3 ชุดการทดลอง ที่สามารถนำไปสู่ความเข้าใจผลของรอยร้าวดึงต่อการรับแรงเฉือน ของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ทั้งที่คอนกรีตทำหน้าที่รับแรงดึงเป็นส่วนใหญ่ และ ที่คอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่

2. ทฤษฎีและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

ผู้วิจัยได้เสนอทฤษฎีที่สามารถอธิบายผลการทดลองทั้งหมดได้อย่างมีเหตุผล และได้สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เบื้องต้นขึ้นมา ซึ่งแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เสนอมานี้ไม่ได้อยู่ในแผนงานที่เสนอต่อ สกว. แบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้ควรจะได้ปรับปรุงต่อไปเพื่อให้มีความถูกต้องเหมาะสมครอบคลุมกรณีอื่นๆด้วย

3. การศึกษาขั้นต่อไป

งานวิจัยนี้น่าไปสู่งานวิจัยอื่นๆที่น่าสนใจดังนี้

3.1 ผลของรอยร้าวดึงต่อความเหนียวของคาน ค.ส.ล.

3.2 การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ต่อไปเพื่อคำนวณหาค่ารับแรงอัดของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้าหลายทิศทาง

3.3 การประยุกต์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ได้ในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีต

4. ผลลัพธ์ที่ได้จากงานวิจัย

4.1 Tisavipat J., Pimanmas A. and Pornpongsaroj P. (2002): Effect of pre-cracking on change of failure mode of reinforced concrete beams, In Proceeding of the 2nd International symposium, Asian Concrete Forum, Seoul, November 2002.

4.2 Tisavipat J., and Pimanmas A., "Effect of pre-cracking on shear capacity of beam with large amount of stirrups", Proceeding of the first National Concrete Conference, Kanchanaburi, Thailand, May 2003 (In Thai)

4.3 Tisavipat J., and Pimanmas A., "Shear strength degradation of reinforced concrete deep beam due to pre-cracking", Submitted to the First International Conference of Asian Concrete Federation.

4.4 A. Pimanmas, J. Tisavipat and S. Tangtermsirikul, "Effect of pre-cracking on failure mode of reinforced concrete members, Submitted to Magazine of Concrete Research (impact factor = 0.51)

บทที่ 1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน ค.ส.ล. มีรอยร้าวล่วงหน้า

Chapter 1 Shear Behavior of pre-cracked reinforced concrete beam

1.1 บทนำ

ในอดีตได้มีการศึกษาพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ทั้งโดยการทดลองและทางทฤษฎี เป็นผลให้เกิดความรู้ความเข้าใจพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นอย่างดี [1] อย่างไรก็ตามงานวิจัยในอดีตส่วนใหญ่จะตั้งอยู่บนสมมุติฐานที่ว่า คานคอนกรีตเสริมเหล็กมีสภาพสมบูรณ์ ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า ซึ่งไม่สอดคล้องกับสภาพโครงสร้างภายใต้สภาวะแวดล้อมจริง ซึ่งอาจได้รับความเสียหาย เช่นมีรอยร้าวปรากฏขึ้นก่อนที่โครงสร้างจะได้รับน้ำหนักบรรทุกอย่างเต็มที่ บทความนี้มีจุดมุ่งหมายที่จะศึกษาถึงผลของรอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้าต่อพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบ่งออกได้เป็น พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด และพฤติกรรมการรับแรงเฉือน เป็นที่ทราบกันโดยทั่วไปว่าพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดนั้นเป็นคุณสมบัติของหน้าตัด (Sectional Behavior) โดยกำลังรับโมเมนต์ดัดสามารถคำนวณได้จากโมเมนต์ของแรงคู่ควบบนหน้าตัด ซึ่งประกอบด้วยแรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริม ในแง่พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดนี้ ผู้เขียนเห็นว่ารอยร้าวล่วงหน้าอาจไม่มีผลต่อการรับโมเมนต์ดัดมากนักหากเป็นการวิบัติเนื่องจากการครากของเหล็กเสริมหลัก เนื่องจากคอนกรีตยังสามารถถ่ายเทแรงอัดได้ถ้ารอยร้าวล่วงหน้าปิด และรอยร้าวล่วงหน้าไม่มีผลต่อการรับแรงดึงของเหล็กเสริมหลัก แต่หากเป็นการวิบัติที่เกิดจากการบดอัดของคอนกรีตด้านรับแรงอัด รอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้าอาจจะทำให้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตลดลง ซึ่งอาจมีผลให้ความเหนียวของหน้าตัดลดลงได้ ซึ่งเป็นหัวข้อวิจัยที่ผู้เขียนกำลังศึกษาอยู่

ในบทความนี้ผู้เขียนศึกษาผลของรอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้าต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือน โดยผู้เขียนเชื่อว่ารอยร้าวตั้งล่วงหน้าอาจจะมีส่วนค่อนข้างมากต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือน ทั้งนี้เนื่องจากพฤติกรรมการรับแรงเฉือนขึ้นอยู่กับการเกิดและการแพร่ของรอยร้าวเฉียง ซึ่งการแพร่ของรอยร้าวเฉียงจะเจอกับระนาบของรอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้า บทความนี้นำเสนอผลการทดลองเพื่ออธิบายพฤติกรรมดังกล่าว

1.2 การทดลอง

ผู้เขียนได้ทดลองคานเป็นจำนวน 4 ตัวอย่าง ซึ่งขนาดหน้าตัดคานและการจัดเรียงเหล็กเสริมแสดงไว้ใน รูป 1.1 โดยคานมีอัตราส่วนเหล็กเสริมหลักเท่ากับ 1.14% คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 26.5 MPa และเหล็กเสริมหลักและเหล็กดัดมีความเค้นครากเท่ากับ 338.4 MPa การให้น้ำหนักบรรทุกประกอบด้วย 2 ขั้นตอน ขั้นตอนที่ 1 เป็นการให้น้ำหนักบรรทุกแบบการดัดสลับทิศ (Reversed Flexural Loading) เพื่อเป็นการสร้างรอยร้าวตั้งให้เกิดขึ้นในคาน ในขั้นตอนที่ 2 เป็นการให้น้ำหนักบรรทุกเฉือน (Shear Loading) เพื่อให้เกิดรอยร้าวเฉียงวิ่งตัดกับรอยร้าวตั้งที่สร้างขึ้นในขั้นตอนที่ 1

1.2.1 การทดสอบการดัดสลับทิศ (Reversed Flexural Loading)

การทดลองในขั้นตอนนี้ทำเพื่อที่จะให้คานเกิดรอยร้าวตั้งตั้งฉากกับแกนของคานตลอดความลึกของหน้าตัด ซึ่งทำได้โดยการทดสอบคานแบบการดัด 4 จุด (Four-Point Bending) แล้วพลิกคานกลับ 180 องศา รอบแกนคาน แล้วทำการทดสอบแบบการดัด 4 จุดอีกครั้งหนึ่ง ซึ่งก็จะทำให้เกิดรอยร้าวตั้งในบริเวณช่วงกลางคานที่มีค่าโมเมนต์ดัดคงที่และไม่ผลของแรงเฉือนเข้ามาเกี่ยวข้อง ซึ่งลักษณะการทดสอบแบบการดัดสลับทิศได้แสดงไว้ในรูป 1.2a ในรูปจะเห็นได้ว่าการทดสอบในลักษณะนี้มีโอกาสเป็นไปได้ที่คานจะวิบัติโดยการเกิดของรอยร้าวทแยงที่บริเวณช่วงปลายของคานก่อนที่คานจะ

ครากและเกิดรอยร้าวดังตลอดความลึกของหน้าตัด ดังนั้นบริเวณช่วงปลายคานที่ต้องรับแรงเฉือนจึงถูกออกแบบให้มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มากเพียงพอที่จะป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือน

1.2.2 การทดสอบการเฉือน (Shear Loading)

หลังจากที่คานเกิดรอยร้าวดังที่เกิดจากโมเมนต์ดัดตั้งฉากกับแกนของคาน ตลอดความลึกของหน้าตัดคานแล้ว ในขั้นตอนต่อไปเป็นการทดสอบคานภายใต้แรงเฉือนเพื่อให้เกิดรอยร้าวเฉียงวิ่งผ่านรอยร้าวดังที่เกิดจากโมเมนต์ดัด(ในขั้นตอนการทดลอง 2.1) โดยเป็นการให้น้ำหนักบรรทุกทุกเฟ้นในบริเวณกลางช่วงคานที่มีรอยร้าวดังปรากฏอยู่ การให้น้ำหนักบรรทุกทุกเฟ้นทำได้โดยการเลื่อนจุดรองรับทั้งสองข้างเข้ามาในบริเวณช่วงกลางคานเป็นระยะ 450 มิลลิเมตรจากปลายทั้งสอง ซึ่งทำให้ค่าความยาวช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับ 2.42 แล้วให้น้ำหนักบรรทุกกระทำในลักษณะการดัด 3 จุด (Three-Point Bending) ดังแสดงใน รูป 1.2b เนื่องจากจุดประสงค์ของงานวิจัยนี้ คือ เพื่อศึกษาถึงผลของการตัดผ่านกันของรอยร้าว และผลของรอยร้าวล่งหน้าต่อพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของคาน ดังนั้นบริเวณช่วงกลางคานที่ใช้ในการทดลองจึงไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน และคานที่ใช้ในการทดลองนี้ถูกออกแบบให้เกิดการวิบัติโดยแรงเฉือนก่อนที่จะเกิดการครากของเหล็กเสริมหลัก โดยมีค่าอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานเกิดการคราก ต่อน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 1.5 ($P_y/P_v = 1.5$)

จากขนาดหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมดังแสดงในรูป 1.1 สามารถคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานได้โดยการวิเคราะห์หน้าตัด (Sectional Analysis) โดยใช้ทฤษฎีคาน (Beam's Theory) และคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานโดยอาศัย Okamura-Higai equation [2] ซึ่งค่าเหล่านี้ได้แสดงไว้ในตาราง 1.1

จากขนาดหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมดังแสดงในรูป 1.1 สามารถคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานได้โดยการวิเคราะห์หน้าตัด (Sectional Analysis) โดยใช้ทฤษฎีคาน (Beam's Theory) และคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานโดยอาศัย Okamura-Higai equation [2] ซึ่งค่าเหล่านี้ได้แสดงไว้ในตาราง 1.1

ตาราง 1.1 ความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนของคานที่ไม่มีรอยร้าวดังล่งหน้า

คุณสมบัติ	การทดสอบแบบการดัดสลับทิศ	การทดสอบแบบการเฉือน
ความยาวช่วงการเฉือน / ความลึกประสิทธิภาพ (a/d)	1.45	2.42
กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต [2] (V_c), kN	112.1	81.9
กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กปลอก (V_s), kN	199.5	0.0
กำลังต้านทานแรงเฉือนรวม ($V_c + V_s$), kN	311.7	81.9
กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดเมื่อเหล็กรับแรงดัดคราก, kN.m	86.9	86.9
น้ำหนักกระทำเมื่อเหล็กหลักรับแรงดัดคราก, kN	385.2	233.4
น้ำหนักกระทำเมื่อคานวิบัติโดยแรงเฉือน, kN	623.3	163.8

1.3 ผลและการวิเคราะห์การทดลอง

1.3.1 การทดสอบการดัดสลับทิศ

การทดลองการดัดสลับทิศ ทำให้เกิดรอยร้าวดังตลอดความลึกของหน้าตัดคาน ซึ่งรอยร้าวดังเหล่านี้คาดว่าจะมีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนในการทดสอบเฉือนในขั้นตอนต่อไป ดังนั้นภายหลังจากการทดลองการดัดสลับทิศ ผู้วิจัยได้บันทึกจำนวน และความกว้างของรอยร้าวดัง พร้อมทั้งบันทึกว่าด้านใดของคานที่เกิดความเสียหายเนื่องจากรอยร้าวมาก

กว่า ดังแสดงใน รูป 1.3 เพื่อที่จะเป็นข้อมูลในการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน จากการทดสอบจะเห็นได้ว่าในแต่ละด้านของคานจะเกิดรอยร้าวตั้งเป็นจำนวนที่เท่าๆกัน ดังนั้นความเสียหายของคานที่เกิดจากการทดสอบการดัดสลับทิศจะพิจารณาได้จากความกว้างของรอยร้าวตั้ง ว่าด้านใดมีรอยร้าวตั้งที่มีความกว้างมากกว่ากัน เช่นใน คาน 3 เห็นได้ชัดเจนว่าความเสียหายของคานจะเกิดอยู่ที่ด้านซ้ายของคาน เนื่องจากเกิดรอยร้าวที่มีความกว้างมากถึง 4 รอยร้าวใน ด้านซ้ายของคาน ซึ่งข้อมูลความเสียหายของคานที่แสดงในรูป 1.3 จะเห็นได้ว่าความกว้างของรอยร้าวมีค่าแตกต่างกันไป ตั้งแต่ 0.02 ถึง 5 มิลลิเมตรและยังแตกต่างกันในแต่ละด้านของคาน ถึงแม้ว่าส่วนใหญ่จำนวนรอยร้าวในแต่ละด้านจะมีค่าใกล้เคียงกัน

1.3.2 การทดสอบการเฉือน

ตาราง 1.2 สรุปข้อมูลความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของคานแต่ละคาน, เปอร์เซ็นต์ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า และด้านที่เกิดรอยร้าวทแยงที่ทำให้คานวิบัติ ในการทดสอบการรับแรงเฉือน

ตาราง 1.2 ผลการทดสอบ

คาน	น้ำหนักปฏิกิริยา (kN)	เปอร์เซ็นต์ในการรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น (%)	ด้านของคานที่เกิดรอยร้าวเอียงวิบัติ
คาน 1 (คานที่ใช้ในการเปรียบเทียบ, ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า)	157.0	0.0	ซ้าย
คาน 2	233.5	48.8	ขวา
คาน 3	184.9	17.8	ขวา
คาน 4	217.3	38.4	ซ้าย

หมายเหตุ : เปอร์เซ็นต์ในการรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นคิดเทียบจากคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า (คาน 1)

คานที่มีรอยร้าวล่วงหน้ามีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า (คาน 1) และเปอร์เซ็นต์การรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นก็มีค่าค่อนข้างมาก เช่นใน คาน2 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเกือบจะ 50 % และรอยร้าวเอียงที่ทำให้คานวิบัติจะเกิดในด้านที่มีความเสียหายที่เกิดจากการทดสอบการดัดสลับทิศน้อยกว่า

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานของทุกคาน ได้แสดงไว้ในรูป 1.4-1.7 จะสังเกตเห็นว่าผลของรอยร้าวล่วงหน้านอกจากจะทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นแล้ว ยังเพิ่มความสามารถในการแอ่นตัวของโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างมีความเหนียวเพิ่มขึ้นอีกด้วย

(1) คานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า : คาน 1

คาน 1 เป็นคานที่ใช้ทดสอบการเฉือน โดยที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้าอยู่ก่อน ดังนั้นคานตัวนี้จึงใช้เปรียบเทียบระหว่างคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า กับคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้าอยู่ก่อนในคานตัวอื่น คาน 1 เกิดการวิบัติโดยการเกิดของรอยร้าวเอียง โดยรอยร้าวเอียงนี้เริ่มเกิดขึ้นในช่วงกลางของช่วงการเฉือนของคาน และรอยร้าวได้วิ่งขึ้นไปหาน้ำหนักบรรทุก และวิ่งไปที่จุดรองรับอย่างรวดเร็วทำให้คานวิบัติโดยทันที ดังแสดงในรูป 1.4 จะเห็นได้ว่าในคานที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน รอยร้าวเอียงที่เกิดขึ้นเป็นรอยร้าวแรก รอยร้าวเดียวและเป็นรอยร้าวหลักที่ทำให้คานเกิดการวิบัติ ดังนั้นบริเวณที่คานเกิดการวิบัติ จะเป็นเพียงบริเวณหนึ่งๆเท่านั้น จะไม่กระจายไปทั่วคาน (ดูรูป 1.4)

(2) คานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า : คาน 2,3,4

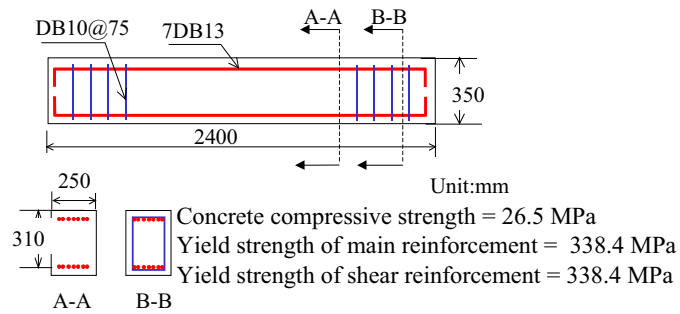
ในช่วงต้นของการให้น้ำหนักบรรทุกเลื่อนกระทำต่อคาน 2 พบว่ามีรอยร้าวเอียงคู่หนึ่ง เกิดขึ้นรอบๆรอยร้าวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกการดัดสลับทิศ แต่รอยร้าวเอียงนี้ไม่สามารถที่จะวิ่งผ่านรอยร้าวตั้งไปได้ รอยร้าวเอียงที่เกิดขึ้นนี้เมื่อรวมกับรอยร้าวตั้ง มองดูคล้ายกับตัวอักษร Z จึงเรียกรอยร้าวในลักษณะนี้ว่า Z-crack (ดูรูป 1.5) ความสัมพันธ์ระหว่าง น้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานของคาน 2 นี้ แสดงไว้ในรูป 1.5 จะเห็นได้ว่าคาน 2 มีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า (คาน 1) ทั้งนี้เป็นผลมาจากการที่รอยร้าวตั้งไปหยุดยั้งการวิ่งของรอยร้าวเอียง ดังนั้นคาน 2 จึงมีความสามารถในการรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น โดยความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นอย่างมาก และสามารถทำให้คาน 2 เกิดการครากได้ ซึ่งหมายความว่ารอยร้าวตั้งที่ปรากฏอยู่ล่วงหน้าไปเปลี่ยนลักษณะการวิบัติจากการวิบัติเฉือนเป็นการวิบัติแบบครากแทน นอกจากนี้จากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งของคาน 2 (รูป 1.5) ยังแสดงให้เห็นว่าคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้ามีความเหนียวเพิ่มขึ้น มีความสามารถในการดูดซับพลังงานมากขึ้น แต่มีค่าความเกร็ง (Stiffness) ลดลง

ส่วนลักษณะการเกิดรอยร้าวเอียงในคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า (ดูรูป 1.5) พบว่ามีความแตกต่างจากลักษณะของรอยร้าวเอียงในคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้าเป็นอย่างมาก ดังแสดงในรูป 1.5 ขั้นตอนการเกิดของรอยร้าวเอียงใน คาน 2 คือรอยร้าวเอียง a และ d เกิดขึ้นก่อน แต่รอยร้าวเอียงทั้งสองไม่สามารถวิ่งผ่านคานได้เพราะถูกหยุดยั้งการเคลื่อนที่โดยรอยร้าวตั้งที่มีอยู่ รอยร้าว b และ c เกิดขึ้นทีหลังภายหลังจากที่คานได้ครากแล้ว นั่นหมายความว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นทั้ง 4 นี้เกิดขึ้นอย่างเป็นอิสระต่อกันและเกิดขึ้นไม่พร้อมกัน ซึ่งตรงกันข้ามกับรอยร้าวเอียงในคาน 1 ซึ่งเป็นรอยร้าวเพียงอันเดียวที่วิ่งตัดคาน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคาน และลักษณะการเกิดของรอยร้าวเอียงของคาน 3 แสดงในรูป 1.6 และจากรูป 1.3 จะเห็นได้ว่าความเสียหายภายหลังจากการทดสอบแบบการดัดสลับทิศของคาน 3 นั้น ส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นที่ด้านซ้ายของคาน แต่เมื่อนำคาน 3 มาทำการทดสอบการรับแรงเฉือน พบว่าเกิดรอยร้าวเอียงที่ทำให้คานวิบัติ ทางด้านขวาของคาน แต่ทางด้านซ้ายของคานที่มีความเสียหายอยู่ก่อนหน้ามากกว่ากลับเกิดเพียงรอยร้าวเอียงที่มีมุมเอียงค่อนข้างน้อยรอบๆรอยร้าวตั้งเท่านั้น โดยไม่มีรอยร้าวเอียงที่อาจจะก่อให้เกิดอันตรายที่บริเวณนอกคานเลย นั่นแสดงให้เห็นว่ารอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้าไม่ทำให้กำลังในการรับแรงเฉือนของคานลดลง ในทางตรงกันข้ามกลับทำให้กำลัง รับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น

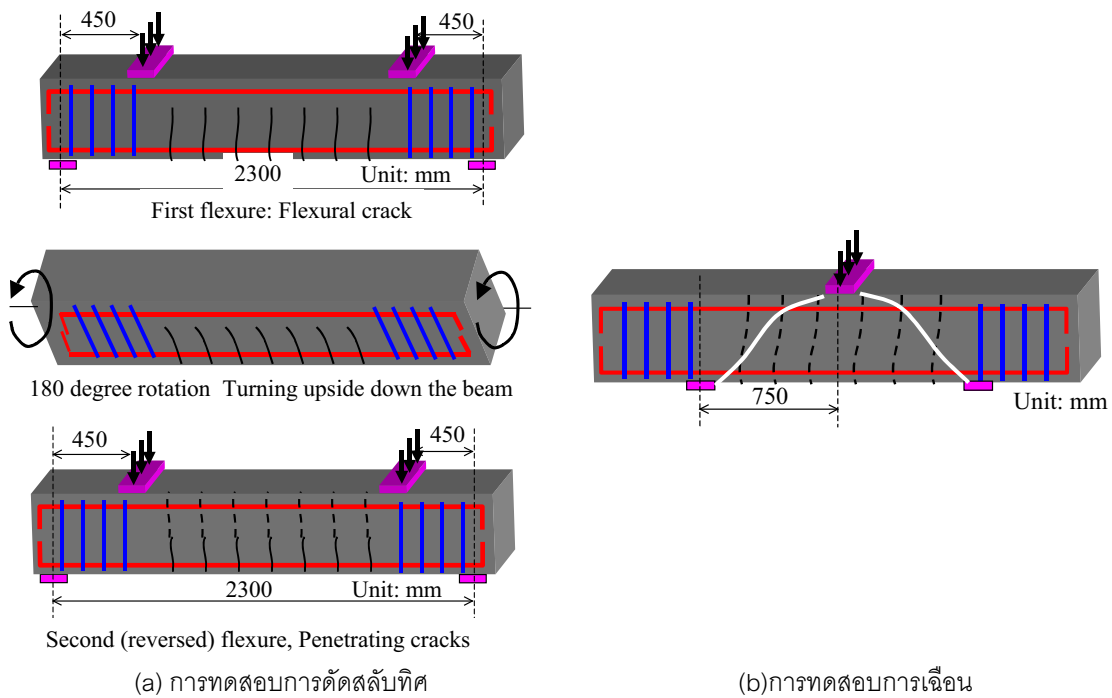
ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคาน และลักษณะการเกิดของรอยร้าวเอียงของคาน 4 แสดงในรูป 1.7 ในกรณีของคาน 4 นี้ ผู้เขียนต้องการศึกษาผลของรอยร้าวล่วงหน้าในคานที่มีความเสียหายไม่มาก จะเห็นได้จากรูป 1.3 ว่า ใน คาน 4 มีเพียงรอยร้าวตั้งเพียง 2 รอยร้าวเท่านั้น และความกว้างมากสุดของรอยร้าวตั้งเพียงแค่ 1.5 มิลลิเมตร ในการทดสอบการรับแรงเฉือนในคานที่มีความเสียหายไม่มากจากรอยร้าวตั้งล่วงหน้า ก็ยังพบรอยร้าวรูปตัว Z (Z-crack) แต่รอยร้าว Z ที่พบในคาน 4 นี้มีลักษณะที่แตกต่างไปจากรอยร้าว Z ที่พบในคาน 2 นั่นคือ รอยร้าว Z ในคาน 4 นี้จะมีส่วนที่เป็นรอยร้าวเอียงมากกว่าส่วนที่เป็นรอยร้าวตั้ง (ดูรูป 1.7) ซึ่งตรงข้ามกับที่พบในคาน 2 ที่มีส่วนของรอยร้าวตั้งมากกว่ารอยร้าวเอียง ที่เป็นเช่นนี้เพราะว่าในคาน 4 ความกว้างของรอยร้าวตั้งล่วงหน้าที่เกิดขึ้นตอนของการดัดสลับทิศมีค่าไม่มาก ดังนั้นผลในการหยุดยั้งการแพร่ของรอยร้าวเอียงจึงมีค่าน้อยกว่ารอยร้าวตั้งในคาน 2 ดังนั้นลักษณะของรอยร้าว Z จึงมีส่วนที่เป็นรอยร้าวเอียงมากกว่าส่วนที่เป็นรอยร้าวตั้ง

1.4 สรุปผลการทดลอง

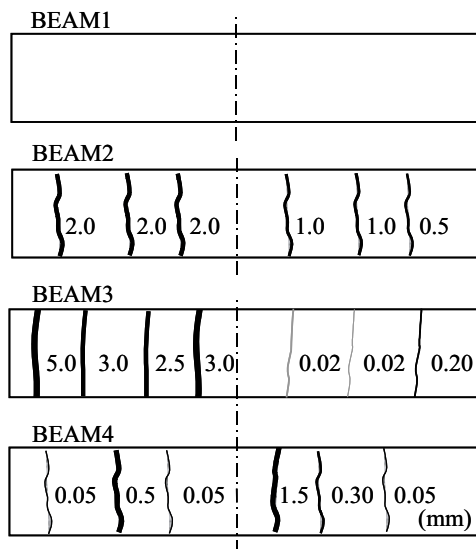
ในบทความนี้ ผู้เขียนนำเสนอผลการทดลองที่ศึกษาถึงพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของคานที่มีรอยร้าวโค้งล่วงหน้า ผลการทดลองได้แสดงให้เห็นถึงความแตกต่างในพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกระหว่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยร้าวโค้งล่วงหน้า และที่ไม่มีรอยร้าวโค้งล่วงหน้า ในคานที่มีรอยร้าวโค้งล่วงหน้า เมื่อนำมาทดสอบการเฉือน กำลังในการรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้น และพฤติกรรมการวิบัติก็ต่างจากคานที่ไม่มีรอยร้าวโค้งล่วงหน้า รวมทั้งความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวก็แตกต่างกันด้วย จากการทดลองจะเห็นว่าความกว้างของรอยร้าวโค้งล่วงหน้าเป็นปัจจัยสำคัญที่บ่งบอกถึงรูปร่างลักษณะของรอยร้าว Z (Z-crack) พฤติกรรมของคานที่มีรอยร้าวโค้งล่วงหน้าสามารถอธิบายได้ในแง่ของการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างรอยร้าวเอียงและรอยร้าวโค้ง ซึ่งแสดงถึงปฏิสัมพันธ์ (Interaction) ของรอยร้าวทั้งสอง และเป็นสาเหตุสำคัญที่นำไปสู่ปรากฏการณ์การยับยั้งการแพร่ของรอยร้าวเอียง ทำให้การแพร่ของรอยร้าวเอียงเกิดการขาดตอนทำให้คานที่มีรอยร้าวโค้งล่วงหน้าสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้เพิ่มมากขึ้น



รูป 1.1 ขนาดหน้าตัด และการจัดเรียงเหล็กเสริม



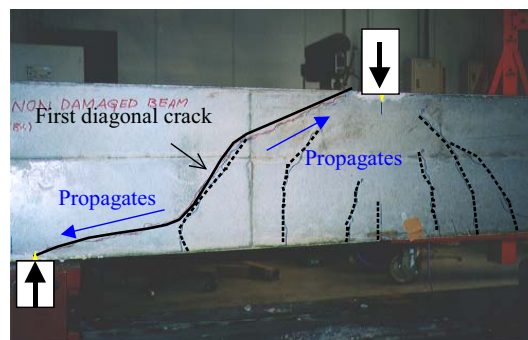
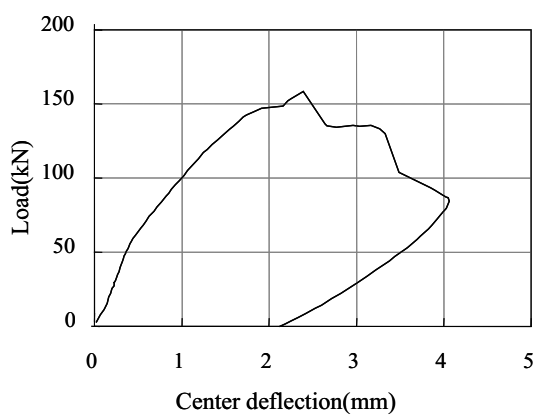
รูป 1.2 การจัดนำหน้าบรรทุกทุกและตำแหน่งที่รองรับ



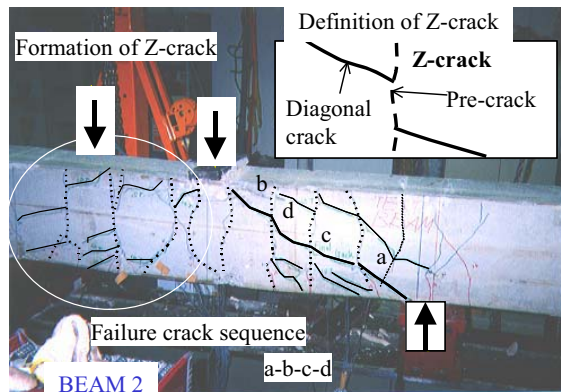
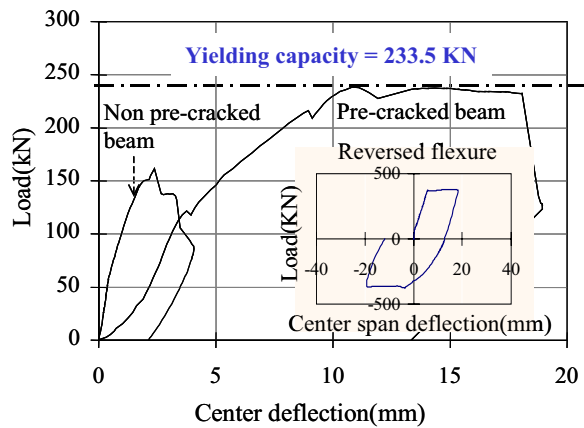
Beam	Side with more severe damage
1	-
2	Left
3	Left
4	Right

Numbers along cracks denotes residual crack width after reverse flexure in mm

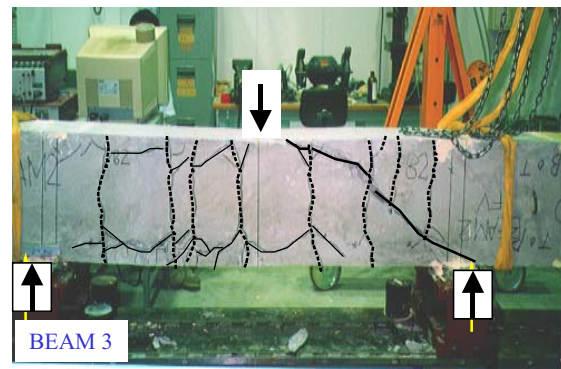
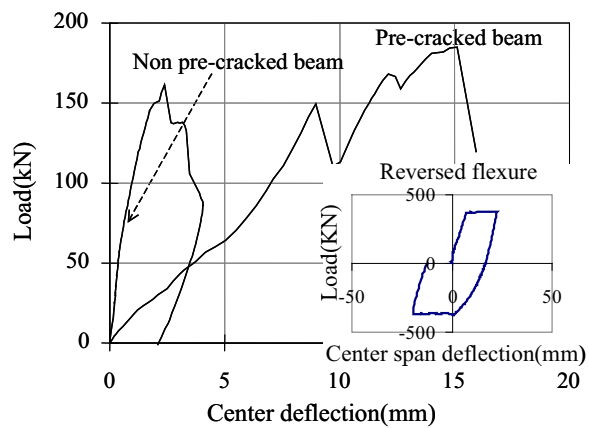
รูป 1.3 รอยร้าวที่เกิดขึ้นภายหลังการทดสอบการดัดกลับทิศ



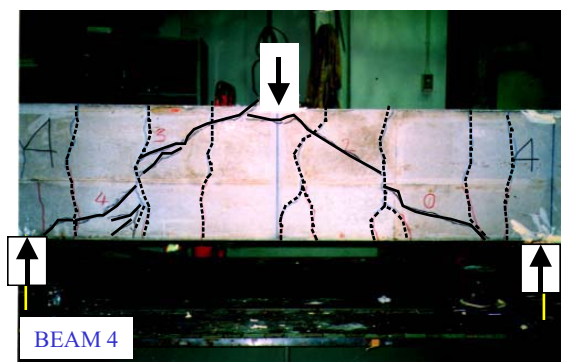
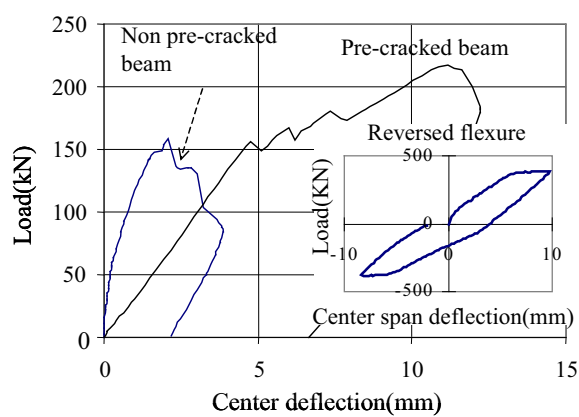
รูป 1.4 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคาน และ ลักษณะการเกิดรอยร้าวในคาน 1



รูป 1.5 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานและลักษณะการเกิดรอยร้าวในคาน 2



รูป 1.6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานและลักษณะการเกิดรอยร้าวในคาน 3



รูป 1.7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานและลักษณะการเกิดรอยร้าวในคาน 4

บทที่ 2 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ใส่เหล็กดัดปริมาณมากและมีรอยร้าวล่งหน้า

Chapter 2 Shear Behavior of pre-cracked RC beam with large amount of stirrups

2.1 บทนำ

นับตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ในการศึกษาด้านคอนกรีตเสริมเหล็ก ไม่ว่าจะเป็นการวิเคราะห์หรือการออกแบบ ล้วนตั้งอยู่บนหลักการเดียวกันว่า โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กก่อนที่จะรับน้ำหนักนั้น อยู่ในสภาพสมบูรณ์ ไม่มีรอยแตกร้าวอยู่ล่วงหน้า นั่นคือสมมุติว่าไม่มีความเสียหายใดๆเกิดขึ้นกับตัวโครงสร้างเลย ข้อสมมุตินี้เป็นจริงได้เฉพาะในห้องปฏิบัติการเท่านั้น ในองค์การ ค.ส.ล. ที่ใช้งานจริงนั้น ส่วนใหญ่โครงสร้างมักได้รับความเสียหายจากรอยร้าวล่งหน้าอยู่ก่อนแล้ว คือมีรอยร้าวเกิดขึ้นก่อนที่โครงสร้างจะได้รับน้ำหนักบรรทุกอย่างเต็มที่ตามที่ได้ออกแบบไว้ รอยแตกในโครงสร้างนี้อาจเกิดจากสภาพแวดล้อมต่างๆ เช่นการหดตัวเนื่องจากการระเหยของน้ำ การเปลี่ยนอุณหภูมิ และอื่นๆ เป็นต้น ดังนั้นในการศึกษาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้ขั้นตอนทดสอบที่สมบูรณ์นั้น อาจจะไม่ใช้ตัวแทนที่เหมาะสมขององค์การจริงซึ่งผ่านการใช้งานมา และมีรอยร้าวอยู่ระดับหนึ่ง นอกจากนี้ รูปแบบของน้ำหนักบรรทุกหรือแรงที่มากระทำกับโครงสร้างจริงก็อาจจะแปรเปลี่ยนไปได้ในช่วงอายุการใช้งานของโครงสร้าง ซึ่งความเสียหายต่างๆที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกในรูปแบบหนึ่งๆที่เคยกระทำในอดีต อาจมีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อต้องรับน้ำหนักบรรทุกรูปแบบอื่นๆต่อมา ในงานวิจัยที่ผ่านมา (อมร พิมาน มาศ และคณะ [1]) พบว่า ในบริเวณที่คอนกรีตมีพฤติกรรมรับแรงดึงเป็นส่วนใหญ่ เช่นในคานที่มีเหล็กปลอกปริมาณน้อยหรือไม่มีเลย ผลของรอยร้าวที่มีอยู่ก่อนหน้า จะช่วยเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของคานคอนกรีตได้

ในงานวิจัยนี้ ผู้ทำการวิจัยได้ศึกษาพฤติกรรมขององค์การ ค.ส.ล. ที่มีรอยร้าวอยู่ล่งหน้าก่อนแล้ว โดยทำการศึกษาผลของรอยร้าวต่อการรับแรงอัดของคอนกรีต โดยต้องการศึกษาวารอยร้าวล่งหน้ามีผลที่เหมือนหรือต่างกันอย่างไรต่อคอนกรีตที่รับแรงดึงและแรงอัด ในงานวิจัยนี้จะให้รอยร้าวตั้งแทนสภาพความเสียหายที่เกิดขึ้นในคาน โดยรอยร้าวตั้งนี้ได้จากการทดสอบคานแบบการดัด 4 จุดสลับทิศ เพื่อให้เกิดรอยร้าวทะลุตลอดหน้าตัดคาน

2.2 การทดลอง

2.2.1 การออกแบบคานทดสอบ ขนาดหน้าตัด ปริมาณและการจัดวางเหล็กเสริม

หน้าตัดคานและการจัดเรียงเหล็กเสริมในคานแสดงใน รูป 2.1 ซึ่งในการทดลองนี้ได้ใช้คานทั้งหมด 5 ตัวอย่าง คือ คาน B1, B2, B3, B4 และ B5 มีขนาดหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมเหมือนกัน อัตราส่วนเหล็กเสริมหลักคือ 1.27 % ดังแสดงใน รูป 2.1 ในการออกแบบคานได้พิจารณา ถึงการวิบัติเฉือนที่อาจจะเกิดขึ้นที่บริเวณช่วงปลายคานในระหว่างการทดลองการดัด 4 จุด ซึ่งป้องกันได้โดยออกแบบให้บริเวณปลายคานเป็นคานตัดหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า และให้มีปริมาณเหล็กดัดมากพอ ส่วนบริเวณกลางช่วงคานได้ออกแบบให้มีหน้าตัดรูปตัวโอ โดยให้มีความกว้างคานเพียง 70 มม. ซึ่งจะทำให้ความเค้นอัดที่บริเวณอกคานมีค่าสูงมาก และนำไปสู่การวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตที่อกคาน นอกจากนี้ยังออกแบบให้ปีกคานมีความกว้างมากถึง 500 มม. เพื่อป้องกันการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตก่อนที่เหล็กนอกราก ในการดัด 4 จุด

2.2.2 คุณสมบัติวัสดุ

คุณสมบัติของวัสดุ (คอนกรีตและเหล็กเสริม)ที่ใช้ในการหล่อคานทดสอบ แสดงใน ตาราง 2.1

ตาราง 2.1 คุณสมบัติวัสดุ (ได้จากการทดสอบ)

วัสดุ	ความเค้นคราก (MPa)		ความเค้นประลัย (MPa)		
เหล็กเสริม DB25	557.2		694.6		
เหล็กเสริม DB12	512.5		656.5		
เหล็กเสริม DB10	488.5		677.0		
กำลังรับแรงอัด คอนกรีตที่ 28 วัน (MPa)	ตัวอย่างคาน				
	B1	B2	B3	B4	B5
	25.41	24.56	23.34	28.41	27.02

2.2.3 การให้น้ำหนักบรรทุก

การทดลองในงานวิจัยนี้ มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของรอยร้าวล่วงหน้าต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนขององค์อาคาร ค.ส.ล. ที่คอนกรีตมีพฤติกรรมรับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่ การทดลองแบ่งออกเป็น 2 ขั้นตอน ในขั้นตอนที่ 1 เป็นการให้น้ำหนักบรรทุกแบบการดัด 4 จุดสลับทิศเพื่อทำให้เกิดรอยร้าวตั้งทะลุหน้าตัดตั้งฉากกับแกนคาน ต่อจากนั้น ในขั้นตอนที่ 2 ให้น้ำหนักบรรทุกอีกครั้งในลักษณะการดัด 3 จุด ซึ่งจะทำให้เกิดรอยร้าวแฉงวิ่งตัดกับรอยร้าวตั้งที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกในขั้นที่ 1

(1) การทดลองการดัด 4 จุดสลับทิศ

การทดลองการดัด 4 จุดสลับทิศมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างรอยร้าวตั้งทะลุหน้าตัดในบริเวณช่วงกลางคาน เพื่อเป็นตัวแทนของความเสียหายเนื่องจากรอยร้าวในคาน การดัดแบบ 4 จุดสลับทิศประกอบด้วย 2 ขั้นตอนดังแสดงใน รูป 2.2(a) คือ ทำการดัด 4 ทิศรอบที่ 1 จากนั้น พลิกคานกลับเป็นมุม 180 องศารอบแกนของคาน แล้วทำการทดสอบคานอีกครั้งในรูปแบบเดิม เพื่อให้รอยร้าวตั้งทั้งสองด้านวิ่งชนต่อกันตลอดความลึกของหน้าตัดคาน จาก รูป 2.2(a) จะเห็นได้ว่าการทดสอบในลักษณะนี้มีโอกาสเป็นไปได้ที่คานจะเกิดการวิบัติ ณ บริเวณช่วงการเฉือนระหว่างจุดรองรับและจุดที่แรงกระทำ ดังนั้นเพื่อป้องกันการวิบัติดังกล่าว จึงได้ออกแบบให้ ณ บริเวณดังกล่าวเป็นหน้าตัดสี่เหลี่ยมตัน (Solid Section) และได้จัดวางเหล็กดัดไว้เป็นปริมาณมาก นอกจากนี้ที่บริเวณช่วงกลางของคานซึ่งเป็นหน้าตัดรูปตัวไอ (I-Section) ก็มีโอกาสปีกคาน จะวิบัติอันเนื่องจากการโก่ง (Bending Failure) จึงเพิ่มหน้าตัดสี่เหลี่ยมตัน(Solid section) ตรงกึ่งกลางคาน ณ ตำแหน่งที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำ เพื่อป้องกันการวิบัติดังกล่าว

การทดลองการดัด 4 จุดนี้กระทำกับคาน B2, B3, B4 และ B5 ส่วนคาน B1 กำหนดให้เป็นคานควบคุม (Control beam) ซึ่งเป็นคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า น้ำหนักบรรทุกสูงสุดและระยะโก่งที่เกิดขึ้นในการทดลองแบบ 4 จุดนี้มีค่าไม่เท่ากันในแต่ละคาน B2-B5 เพื่อต้องการให้รอยร้าวตั้งที่เกิดขึ้นมีความกว้างไม่เท่ากัน เพื่อจะได้ศึกษาผลของความกว้างของรอยร้าวต่อพฤติกรรมของคาน

(2) การทดลองการดัด 3 จุด

หลังจากที่คานเกิดรอยร้าวตั้งตั้งฉากกับแกนของคานตลอดความลึกของคานแล้ว จึงนำคานมาทำการทดลองการดัด 3 จุด เพื่อศึกษาผลของรอยร้าวตั้งต่อการรับแรงเฉือนของคาน ในการทดลองการดัด 3 จุดนี้บริเวณที่ทำการศึกษาได้แก่บริเวณตอนกลางช่วงคานที่มีหน้าตัดเป็นรูปตัวไอ(I-section) ซึ่งมีความยาว 1200 มม. ดังแสดงใน รูป 2.2(b) ในการ

ทดลองนี้ กำหนดให้มีอัตราส่วนความยาวช่วงการเชื่อมต่อความลึกประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับ 3.16 ในขั้นตอนของการตัด 3 จุด นี้จะเกิดรอยร้าวทแยงวิ่งตัดผ่านรอยร้าวตั้งในบริเวณช่วงกลางคาน วัตถุประสงค์ของการทดลองนี้เพื่อศึกษาผลของรอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้าต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานที่คอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่

2.2.4 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด และแรงเฉือน

จากขนาดหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมดังแสดงใน รูป 2.1 จะสามารถคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานได้โดยอาศัยทฤษฎีคาน (Beam's theory) และคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานได้โดยอาศัย สมการของ Okamura-Higai [2] ซึ่งค่าเหล่านี้แสดงไว้ใน ตาราง 2.2

ตาราง 2.2 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด และแรงเฉือน

คุณสมบัติ	การตัด 4 จุด	การตัด 3 จุด
ความยาวช่วงการเชื่อม / ความลึกประสิทธิภาพ (a/d)	2.89	3.16
กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต [2] (V_c), kN	121.68	31.65
กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กปลอก (V_s), kN	448.35	314.44
กำลังต้านทานแรงเฉือนรวม ($V_c + V_s$), kN	570.03	346.10

2.3 ผลการทดลองและการวิเคราะห์

ผลการทดลองการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของ คาน B1-B5 สามารถสรุปได้ดัง ตาราง 2.3

ตาราง 2.3 กำลังรับน้ำหนักและรูปแบบการวิบัติ

รูปแบบน้ำหนักบรรทุก	B1 (คานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า)		B2		B3	
	น้ำหนัก (kN)	รูปแบบการวิบัติ	น้ำหนัก (kN)	รูปแบบการวิบัติ	น้ำหนัก (kN)	รูปแบบการวิบัติ
การตัด 4 จุด (0 องศา)	-	-	373.38	เหล็กรับแรงดึงแตก (คานไม่วิบัติ)	409.97	เหล็กรับแรงดึงแตก (คานไม่วิบัติ)
การตัด 4 จุด (180 องศา)	-	-	399.84	เหล็กรับแรงดึงแตก (คานไม่วิบัติ)	446.80	เหล็กรับแรงดึงแตก (คานไม่วิบัติ)
การตัด 3 จุด (0 องศา)	367.42	คอนกรีตบดอัดที่ผิวบน	272.658	คอนกรีตบดอัดที่ออกคาน	289.68	คอนกรีตบดอัดที่ออกคาน

รูปแบบน้ำหนักบรรทุก	B4		B5	
	น้ำหนัก (kN)	รูปแบบการวิบัติ	น้ำหนัก (kN)	รูปแบบการวิบัติ
การตัด 4 จุด (0 องศา)	321.60	เหล็กรับแรงดึงไม่แตก (คานไม่วิบัติ)	272.65	เหล็กรับแรงดึงไม่แตก (คานไม่วิบัติ)
การตัด 4 จุด (180 องศา)	328.80	เหล็กรับแรงดึงไม่แตก (คานไม่วิบัติ)	411.27	เหล็กรับแรงดึงไม่แตก (คานไม่วิบัติ)
การตัด 3 จุด (0 องศา)	356.28	คอนกรีตบดอัดที่ออกคาน	334.71	คอนกรีตบดอัดที่ออกคาน

2.3.1 คานเปรียบเทียบ (คาน B1)

คาน B1 เป็นคานที่ต้องการทดสอบถึงความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกโดยปราศจากรอยร้าวล่วงหน้า เพื่อใช้เปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักของคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า ดังนั้นการให้น้ำหนักบรรทุกจึงมีเพียงขั้นตอนเดียวคือการตัด 3 จุด ดังแสดงในรูป 2.3(a) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกจนถึง 367.42 kN คอนกรีตเกิดการบดอัด (Crushing) ที่ผิวบนใต้ load cell โดยสังเกตเห็นรอยร้าวในแนวราบขนานกับแกนคาน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะโก่งที่กึ่งกลางคาน แสดงไว้ใน รูป 2.5

2.3.2 คานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า (B2, B3, B4 และ B5)

(1) การตัด 4 จุดสลับทิศ

เมื่อนำคานมาทำการทดลองแบบการตัด 4 จุดในรอบแรก (รูป 2.3(b)) คานเกิดรอยร้าวในแนวตั้งตรงบริเวณช่วงกลางคานที่มีหน้าตัดรูปตัวไอซึ่งเป็นผลมาจากโมเมนต์ดัด และเกิดรอยร้าวทแยงที่บริเวณปลายช่วงคานที่เป็นหน้าตัดเต็ม ซึ่งเป็นผลมาจากแรงเฉือน หลังจากนั้นพลิกคาน 180 องศารอบแกนคาน แล้วทำการทดสอบแบบการตัด 4 จุดอีกครั้งหนึ่ง ทำให้รอยร้าวตั้งที่เกิดจากโมเมนต์ดัดตัดผ่านทะลุตลอดหน้าตัดคาน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานของคาน B3 B4 และ B5 แสดงดังในรูป 2.7, 2.8 และ 2.9 ตามลำดับ ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานของคาน B2 ได้ทำการบันทึกไว้ แต่เกิดปัญหากับเครื่องมือวัดการโก่งตัวทำให้ไม่สามารถนำข้อมูลออกมาวาดได้ รูป 2.4 แสดงความกว้างของรอยร้าวตั้งที่ได้จากการวัดภายหลังสิ้นสุดการทดลองการตัด 4 จุดสลับทิศ

(2) การตัด 3 จุด

ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบ 3 จุด รอยร้าวที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่เป็นรอยร้าวทแยงที่อกคาน (ดูรูป 2.3(d)) แต่คานไม่วิบัติโดยทันทีที่รอยร้าวทแยงเกิดขึ้น คานยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ต่อไป โดยพฤติกรรมการรับแรงหลังจากเกิดรอยร้าวทแยงเป็นไปตามทฤษฎีโครงข้อหมุนที่คอนกรีตทำหน้าที่ถ่ายเทแรงอัด น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คาน B2, B3 B4 และ B5 รับได้แสดงไว้ใน ตาราง 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางช่วงคาน และ ภาพถ่ายคานหลังเสร็จสิ้นการทดลองแสดงใน รูป 2.6 - 2.9 ตามลำดับ จากการทดลองพบว่า การวิบัติของคาน B2-B5 เป็นแบบคอนกรีตบดอัดที่อกคาน (Web crushing failure) ซึ่งแตกต่างจากคาน B1 ซึ่งเป็นการบดอัดที่ด้านบนของคาน

จากการทดลอง จะเห็นได้ว่ากำลังรับน้ำหนักของคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า มีค่าต่ำกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า (คาน B1) นั้นแสดงให้เห็นว่ารอยร้าวที่มีอยู่ก่อนหน้า มีผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคานที่คอนกรีตมีพฤติกรรมการรับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่ลดลง และกำลังรับน้ำหนักมีค่าลดลงมากกว่าในคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้าขนาดใหญ่กว่า (เปรียบเทียบระหว่างคาน B2, B3 กับคาน B4, B5) การลดลงของน้ำหนักบรรทุกนี้เป็นผลมาจากการลดลงของพื้นที่สัมผัส (Contact area) เนื่องจากรอยร้าวตั้ง ดังแสดงใน รูป 2.10 จากรูปจะเห็นว่าหากไม่มีรอยร้าวตั้งในคอนกรีต คอนกรีตสามารถถ่ายเทแรงอัดได้เต็มที่ตลอดหน้าตัด แต่หากมีรอยร้าวตั้ง เนื้อที่สัมผัสระหว่างผิวรอยร้าวจะลดลงทำให้การถ่ายเทแรงอัดของคอนกรีตลดลงด้วย

อย่างไรก็ตามระยะโก่งตัวของคานสูงสุดมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นแปรผกผันกับกำลังรับน้ำหนักที่ลดลง ตัวอย่างเช่น คาน B2 ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักเพียงแค่ว่า 272.65 kN แต่มีระยะโก่งตัวมากถึง 30 ซม. การที่คานมีระยะโก่งตัวเพิ่มขึ้นเมื่อรอยร้าวตั้งมีความกว้างเพิ่มขึ้น สามารถอธิบายได้ดังนี้ ถึงแม้ว่าพื้นที่สัมผัสจะลดลงเนื่องจากรอยร้าวตั้ง เนื้อคอนกรีตส่วนที่สัมผัสก่อนจะถูกบดอัดก่อน เมื่อแรงอัดเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ พื้นที่ผิวของรอยร้าวจะสัมผัสกันมากขึ้น และคอนกรีตส่วนอื่นๆที่ยังไม่

สัมผัสกันในตอนแรก ก็จะสัมผัสกันสามารถถ่ายเทแรงอัดต่อไปได้ แต่หากเป็นกรณีที่ไม่มีรอยร้าวดึง ถึงแม้จะมีพื้นผิวสัมผัสกันมากในตอนแรก แต่เมื่อเกิดการชนกันและวิบัติก็จะวิบัติพร้อมๆกัน ทำให้ระยะโง่งตัวตอนวิบัติมีค่าน้อยกว่า

ตาราง 2.4 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับน้ำหนักที่ลดลงเมื่อเทียบกับกำลังของคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า

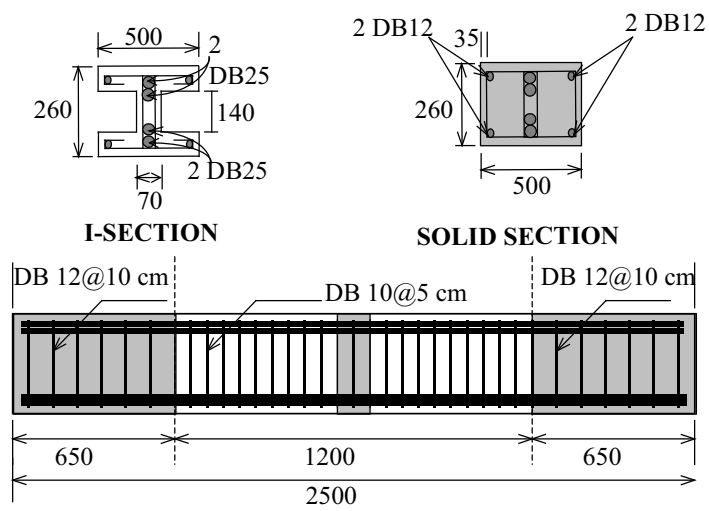
ตัวอย่างคาน	กำลังรับน้ำหนัก (kN)	เปอร์เซ็นต์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ลดลง (%)	ระยะโง่งตัวสูงสุด (cm)
คาน B1 (คานอ้างอิง)	367.42	-	15
คาน B2	272.65	25.8	30
คาน B3	289.68	21.2	28
คาน B4	356.28	3.03	13
คาน B5	334.71	8.91	15

2.4 สรุปผลการทดลอง

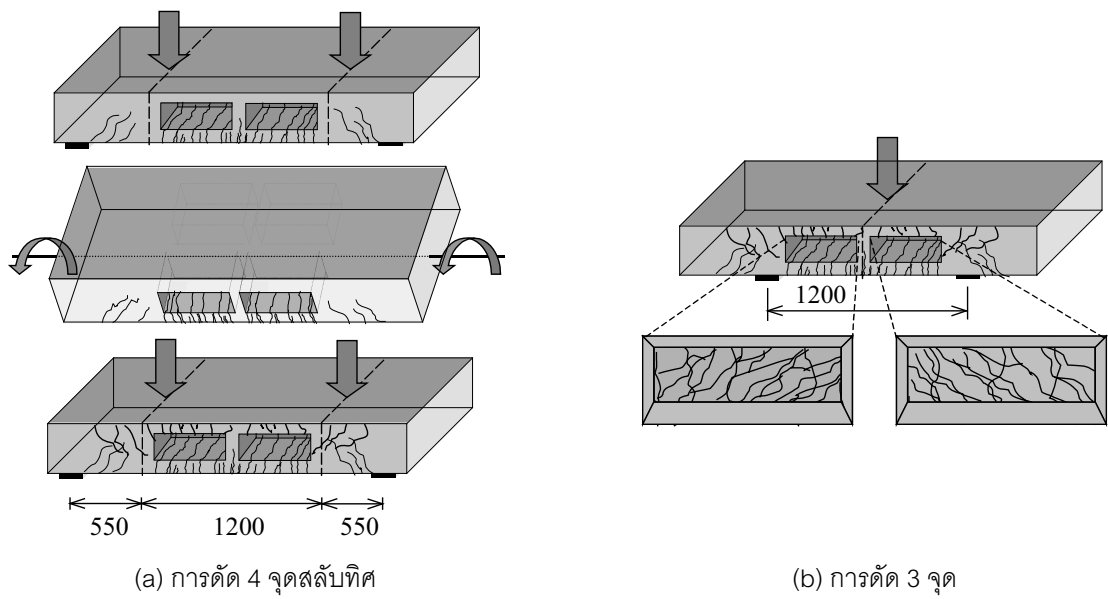
ในงานวิจัยนี้ ผู้ทำการวิจัยได้ศึกษาผลของรอยร้าวล่วงหน้าที่มีต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักขององค์อาคาร ค.ส.ล. ที่คอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่ โดยคานที่ใช้ทดลองได้รับการออกแบบให้มีปริมาณเหล็กดัดสูงมาก เพื่อให้คอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัดเป็นไปตามทฤษฎีโครงข้อหมุน (Truss theory) ผลการทดลองได้ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า กำลังรับน้ำหนักของคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้ามีค่าลดลงอย่างมากเทียบกับคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า แต่ระยะโง่งตัวมีค่าเพิ่มขึ้น พฤติกรรมดังกล่าวเป็นผลมาจากการถ่ายเทแรงอัดในคอนกรีตผ่านรอยร้าว ทำให้พื้นผิวสัมผัสคอนกรีตลดลง ในแง่ของกำลังรับแรงเฉือน ผลของรอยร้าวล่วงหน้าต่อพฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตนั้น แตกต่างจากผลต่อพฤติกรรมการรับแรงดึงเป็นอย่างมาก กล่าวคือรอยร้าวดึงทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานที่ใส่เหล็กดัดปริมาณมากมีค่าลดลง แต่ทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานที่ไม่ใส่เหล็กดัดมีค่าเพิ่มขึ้น

2.5 เอกสารอ้างอิง

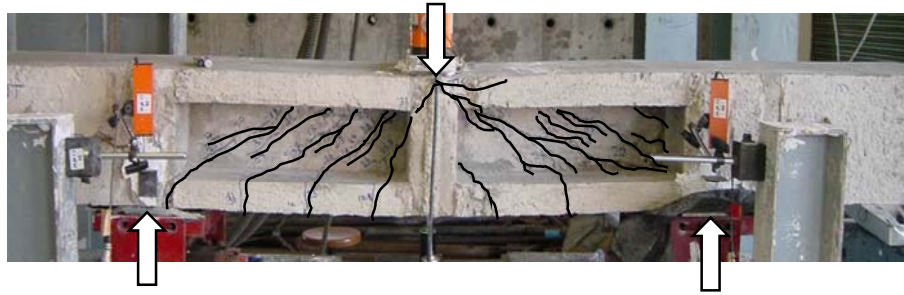
- [1] Pimanmas, A., Maekawa, K. Influence of pre-cracking on reinforced concrete behavior in shear, *Concrete Library of JSCE*, No.38, pp. 207-223, December 2001.
- [2] Okamura, H., Higai, T. Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, *Proc. of JSCE*, Vol. 300, pp. 131-141, 1980.



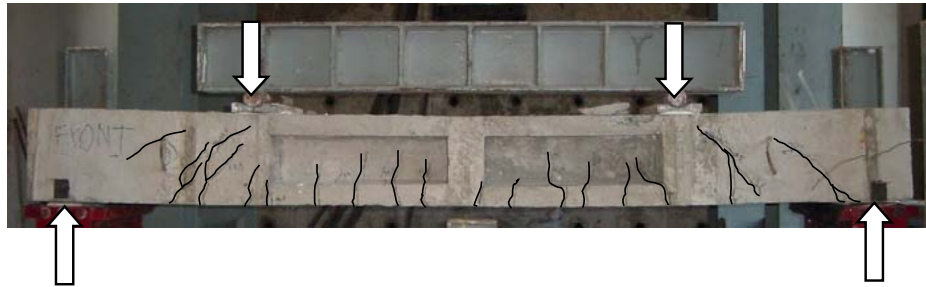
รูป 2.1 ขนาดคาน หน้าตัด ปริมาณและการจัดวางเหล็กเสริมในคานทดสอบ



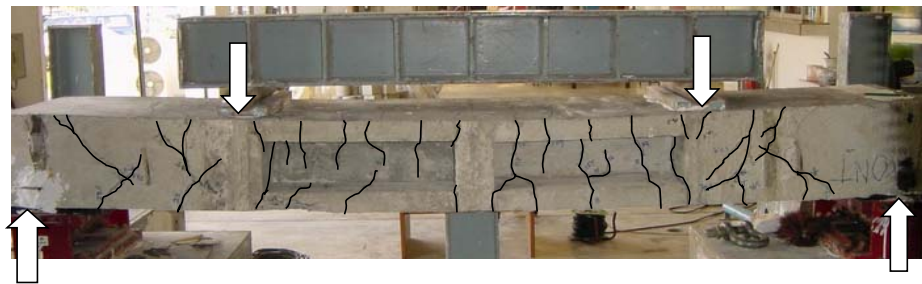
รูป 2.2 ขั้นตอนการให้น้ำหนักบรรทุกทุกในการทดลอง



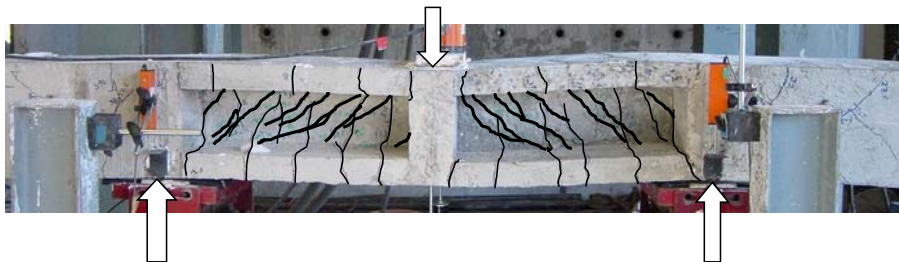
(a) คาน B1 ภายใต้การดัด 3 จุด



(b) การดัด 4 จุดรอบที่ 1 (0 องศา)

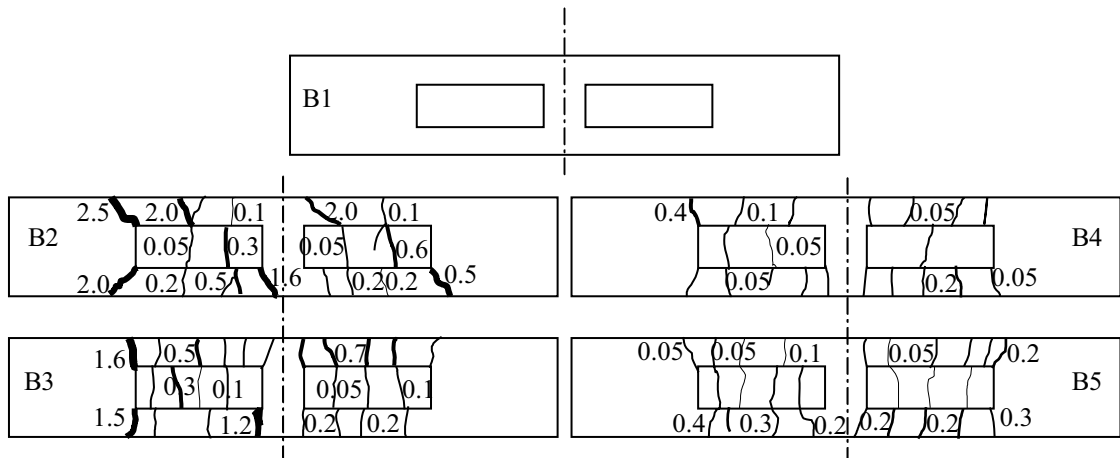


(c) การดัด 4 จุดรอบที่ 2 (180 องศา)



(d) การดัด 3 จุด

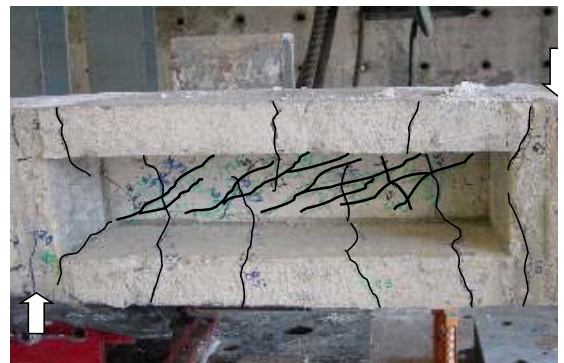
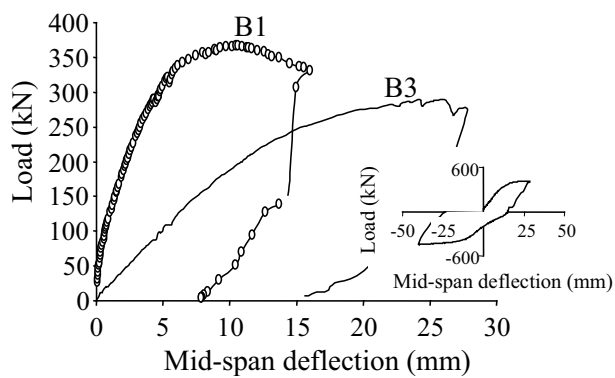
รูป 2.3 การให้น้ำหนักบรรทุกทุกในการทดลอง



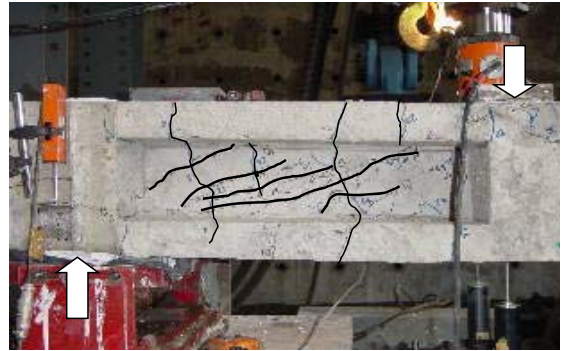
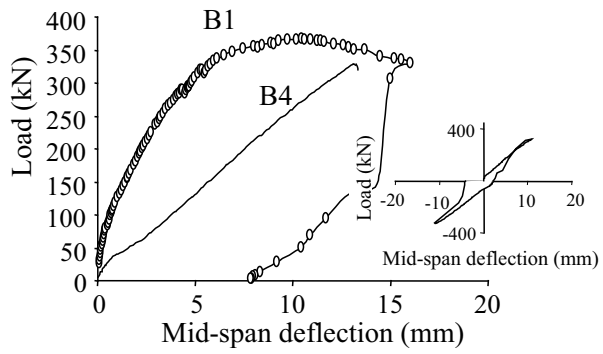
รูป 2.4 ความกว้างรอยร้าวที่ได้จากการทดสอบการดัด 4 จุดสลับทิศ

รูป 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน ของคาน B1

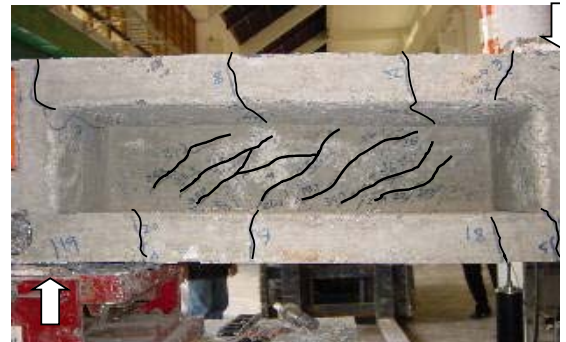
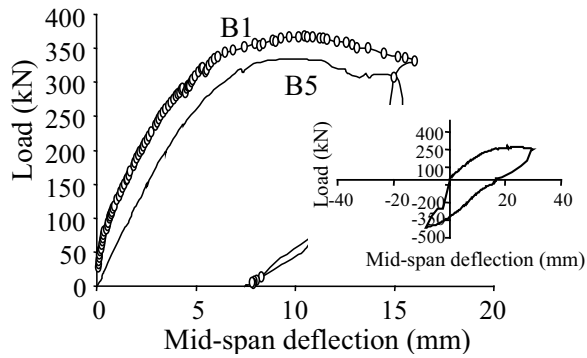
รูป 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน ของคาน B2



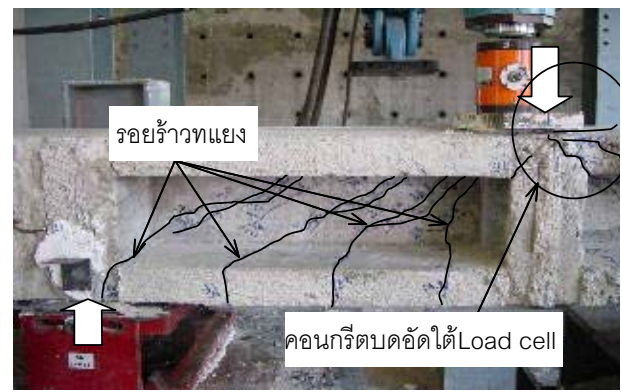
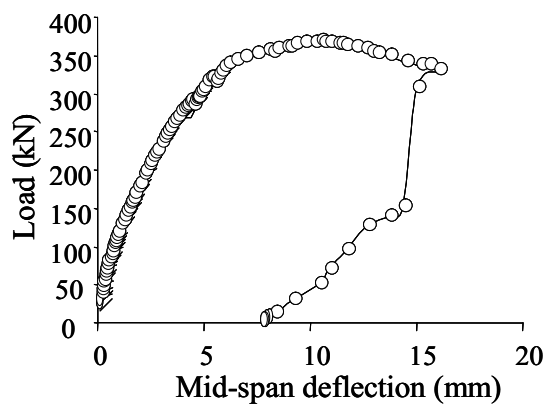
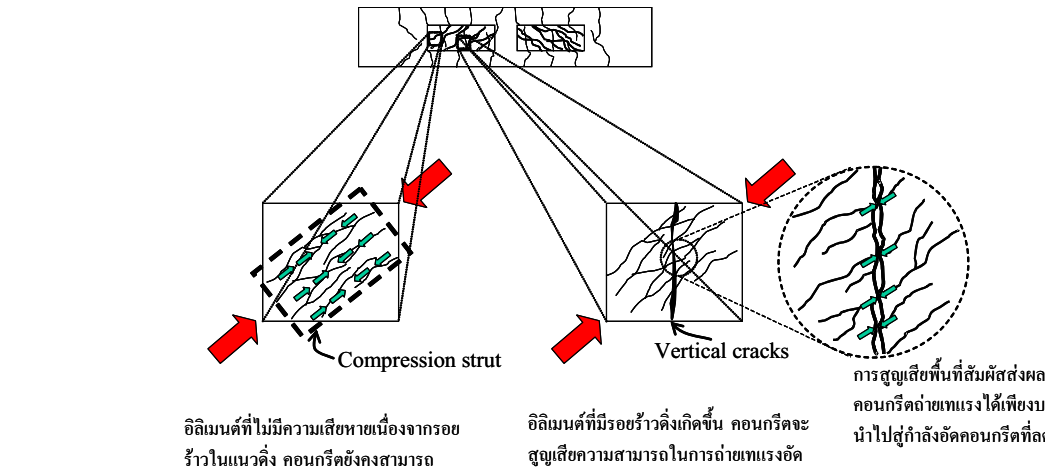
รูป 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน ของคาน B3



รูป 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน ของคาน B4



รูป 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน ของคาน B5



รูป 2.10 เปรียบเทียบการรับแรงอัดของคอนกรีตในโอลิเมนต์ที่มีและไม่มีรอยร้าวตั้ง

บทที่ 3 พฤติกรรมการวิบัติของคาน ค.ส.ล. ที่ได้รับความเสียหาย จากรอยร้าวล่วงหน้า

Chapter 3 Failure Behavior of RC beam damaged by pre-cracks

3.1 บทนำ

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในปัจจุบันนี้ ได้ผ่านการใช้งานมาเป็นระยะเวลาหนึ่ง ซึ่งอาจจะผ่านน้ำหนักบรรทุกหลายรูปแบบในอดีตที่ผ่านมา เช่น แรงจากแผ่นดินไหว ซึ่งกระทำต่อโครงสร้าง ค.ส.ล. ในบางพื้นที่ของประเทศไทย และในต่างประเทศ และยังคงทนต่อสภาวะแวดล้อมต่างๆ ที่เป็นผลให้เกิดรอยแตกในโครงสร้าง เช่น จากอุณหภูมิ แต่ทว่าในการทดลองโครงสร้างซึ่งกระทำในห้องปฏิบัติการที่สามารถควบคุมการทดลองได้เป็นอย่างดี โครงสร้างที่ใช้เพื่อการทดลองจะมีความสมบูรณ์ ไม่มีรอยแตกร้าว ซึ่งสภาพของโครงสร้างที่ใช้ทดสอบในห้องปฏิบัติการ อาจจะไม่ใช่วิธีที่เหมาะสมของโครงสร้างที่มีอยู่จริง ซึ่งผ่านการใช้งานมา และมีรอยร้าวอยู่ระดับหนึ่ง นอกจากนี้อายุของโครงสร้างจริง ก็ยาวนานกว่าโครงสร้างที่สร้างขึ้นเพื่อการทดลอง และในบางครั้ง น้ำหนักบรรทุกหรือแรงที่มากระทำต่อโครงสร้างจริงก็อาจจะแปรเปลี่ยนรูปแบบไปในช่วงอายุการใช้งานของโครงสร้าง ซึ่งรอยแตกที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกในรูปแบบหนึ่งๆ ที่กระทำในอดีต อาจมีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อต้องรับน้ำหนักบรรทุกรูปแบบอื่นๆ ในอดีตที่ผ่านมาการศึกษาผลของรอยร้าวล่วงหน้ามักจะเน้นไปทางด้านความคงทนของโครงสร้าง การรื้อซึม และการเกิดสนิมเหล็ก แต่ยังไม่เคยมีการศึกษาหรือคำอธิบายที่ชัดเจนเกี่ยวกับผลของรอยร้าวล่วงหน้าต่อกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง ในงานวิจัยนี้ผู้ทำการวิจัยได้ศึกษาพฤติกรรมและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกขององค์อาคาร ค.ส.ล. ที่มีรอยร้าวอยู่ล่วงหน้าโดยศึกษาทั้งองค์อาคารที่มีเหล็กถูกตั้งอยู่เป็นปริมาณมากและ ปริมาณน้อย และคานที่ใช้ทดลองมีอัตราส่วนความยาวช่วงการเชื่อมต่อความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 2 ซึ่งเป็นคานที่มีพฤติกรรมก้ำกึ่งระหว่างคานเล็กและคานบาง

3.2 การทดลอง

3.2.1 การออกแบบคานทดสอบ ขนาดหน้าตัด ปริมาณและการจัดวางเหล็กเสริม

หน้าตัดคานและการจัดเรียงเหล็กเสริมในคานแสดงในรูป 3.1 ซึ่งในการทดลองนี้ได้ใช้คานเป็นจำนวน 2 ตัวอย่าง คือ คาน B1 และคาน B2 ที่มีหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมเหมือนกัน โดยคานทั้งสองมีอัตราส่วนเหล็กเสริมหลักเท่ากับ 1.95% จากรูป 3.1 จะเห็นได้ว่าปริมาณของเหล็กปลอกจะกระจายไม่เท่ากันตลอดช่วงคาน เพื่อที่จะพิจารณาถึงผลของน้ำหนักกระทำล่วงหน้าต่อคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมน้อยและมากในคานเดียวกัน เป็นการประหยัดงบประมาณในการเตรียมคาน และเป็นการลดปริมาณคานที่ใช้ในการทดลอง

3.2.2 คุณสมบัติวัสดุ

คุณสมบัติของวัสดุ (คอนกรีตและเหล็กเสริม) ที่ใช้ในการหล่อคานทดสอบ แสดงใน ตาราง 3.1

ตาราง 3.1 คุณสมบัติวัสดุ (ได้จากการทดสอบ)

วัสดุ	ความเค้นคราก (MPa)	ความเค้นประลัย (MPa)
เหล็กเสริม DB25	439.49	613.62
เหล็กเสริม RB6	372.78	444.29
เหล็กเสริม RB9	339.43	467.74
คอนกรีต	กำลังรับแรงอัด ที่ 28 วัน = 29.63 MPa	

3.2.3 การทดลองเพื่อศึกษาผลของรอยร้าวล่งหน้าในคานที่มีเหล็กดัดปริมาณมาก

ในการทดลองเพื่อพิจารณาถึงผลของรอยร้าวล่งหน้าในคานที่มีเหล็กดัดปริมาณมาก จะทำได้โดยการทดสอบคานในลักษณะของ การดัด 4 จุด (Four point bending) หลังจากนั้นจะพลิกคานกลับเป็นมุม 180 องศารอบแกนของคาน แล้วทำการทดสอบคานอีกครั้ง ดังแสดงใน รูป 3.2(a) ในการทดลองนี้ มีค่าอัตราส่วนระหว่างช่วงการเชื่อมต่อน้ำหนักประสิทธิผลเท่ากับ 2.02 บริเวณที่ต้องการศึกษาคือบริเวณปลายทั้งสองด้านของคานที่มีเหล็กดัดอยู่เป็นปริมาณมาก โดยพฤติกรรมการรับแรงเฉือนจะเป็นพฤติกรรมร่วมกันระหว่างพฤติกรรมอาร์ช (ของคานเล็ก) และ พฤติกรรมโครงข้อหมุน (ของคานยาว)

3.2.4 การทดลองเพื่อศึกษาผลของรอยร้าวล่งหน้าในคานที่มีเหล็กดัดปริมาณน้อย

ในการทดลองเพื่อพิจารณาถึงผลของน้ำหนักกระทำล่งหน้าในคานที่มีเหล็กดัดปริมาณน้อย การทดลองในขั้นตอนนี้เป็นการนำเอาคานที่ได้ทดลองแล้วในขั้นตอนที่ผ่านมา ได้แก่คาน B1 และคาน B2 มาทำการทดลองต่อโดยใช้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบ 3 จุดดังแสดงใน รูป 3.2(b) บริเวณที่ศึกษาได้แก่ตอนกลางช่วงคานที่มีปริมาณเหล็กดัดน้อย ซึ่งก็คือในช่วงถัดจากจุดรองรับทั้ง 2 ข้างเข้ามาเป็นระยะ 500 มิลลิเมตร ซึ่งทำได้โดยการเลื่อนจุดรองรับจากจุดเดิมเข้ามาในช่วงกลางคานเป็นระยะ 500 มิลลิเมตร (ดูรูป 3.1) แล้วทำการทดสอบคานโดยวิธี การดัด 3 จุด (Three point bending) ทั้งคาน B1 และคาน B2 โดยให้มีอัตราส่วนช่วงการเชื่อมต่อน้ำหนักประสิทธิผลเท่ากับ 2.40 ในขั้นตอนนี้ของการทดลองเป็นการศึกษาผลของรอยร้าวที่เกิดจากการดัด 4 จุด ภายหลังจากทดสอบคานโดยวิธีการดัด 3 จุด ในรอบที่ 1 แล้ว ได้พลิกคานกลับเป็นมุม 180 องศารอบแกนคานอีกครั้งหนึ่งแล้วทำการทดสอบเช่นเดิมอีก (ดังแสดงในรูป 3.2(b)) การทดลองในขั้นตอนนี้กระทำเฉพาะกับคาน B1 เท่านั้น และเป็นการศึกษาผลของรอยร้าว (ที่เกิดจากการดัด 4 จุด 2 รอบ) และรอยร้าวเฉียง (ที่เกิดจากการดัด 3 จุด รอบที่ 1 ต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน

3.2.5 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด และแรงเฉือน

จากขนาดหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมดังแสดงใน รูป 3.1 จะสามารถคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานได้โดยอาศัยทฤษฎีคาน (Beam's theory) และคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานได้โดยอาศัย สมการของ Okamura-Higai [1] ซึ่งค่าเหล่านี้ได้แสดงไว้ใน ตาราง 3.2

ตาราง 3.2 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน

Sectional Properties	Four-point bending	Three-point bending
Shear span / effective depth (a/d)	2.01	2.39
Concrete shear capacity (V_c), kN	78.9 [1]	
Stirrup shear capacity (V_s), kN	153.4	44.2
Total shear capacity (V_c+V_s), kN	232.3	123.1
$V_s / (V_c + V_s)$	0.66	0.36
Shear failure load, kN	464.6	246.2
Flexural moment capacity, kN.m	101	
Yielding load, kN	404	336.7

3.3 ผลการทดลอง

ผลการทดลองการรับน้ำหนักบรรทุกและรูปแบบการวิบัติ ของ คานB1 และคานB2 แสดงใน ตาราง 3.3 โดยทั่วไป พฤติกรรมของคาน B1 ใกล้เคียงกับคาน B2 ในทุกขั้นตอนของการให้น้ำหนักบรรทุก คาน B1 ได้รับน้ำหนักบรรทุกครบ 4 ขั้นตอน ส่วนคาน B2 ไม่ได้รับน้ำหนักบรรทุกในขั้นตอนสุดท้าย (การดัด 3 จุกรอบที่ 2) เพราะคานได้รับความเสียหายอย่างหนักจากการให้น้ำหนักบรรทุกในขั้นตอนที่ 3 (การดัด 3 จุรอบที่ 1) และผู้ทำวิจัยเห็นว่าอาจจะเป็นอันตรายได้หากดำเนินการทดลองต่อในขั้นที่ 4

(1) พฤติกรรมของคานภายใต้การดัด 4 จุด

รูป 3.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งที่กลางช่วงคานของคาน B1 และ B2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 4 จุด ในรอบแรกของการดัด 4 จุด คานเกิดรอยร้าวในแนวตั้งที่บริเวณกลางช่วงคานเนื่องจากโมเมนต์ดัด และ เกิดรอยร้าวทแยงที่บริเวณช่วงปลายคานเนื่องจากแรงเฉือน อย่างไรก็ตามสังเกตว่ารอยร้าวทแยงมีขนาดเล็ก (Inactive diagonal crack) ในขณะที่รอยร้าวดัดมีความกว้างเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ (Active flexural crack) แสดงให้เห็นว่าเกิดการครากในเหล็กนอกร จากผลการทดลองใน รูป 3.3 จะเห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งมีพฤติกรรมการดัด เหนียวตามที่ได้ออกแบบไว้ เมื่อเสร็จสิ้นการทดลองการดัด 4 จุดในรอบที่ 1 จะได้คานซึ่งมีรอยร้าวตั้ง และ รอยร้าวทแยง ดังแสดงใน รูป 5.5(a) รอยร้าวเหล่านี้เป็นตัวแทนของความเสียหายในคาน

ตาราง 3.3 ผลการทดลองและรูปแบบการวิบัติ

Loading	Beam B1		Beam B2	
	Ultimate Load, kN	Failure mode	Ultimate Load, kN	Failure mode
Four-point bending (0 degree) 1 st stage	421.40	Flexural yielding	432.50	Flexural yielding
Four-point bending (180 degree) 2 nd stage	380.60	Diagonal shear failure	411.53	Diagonal shear failure
Three-point bending (0 degree) 3 rd stage	270.97	Diagonal shear failure	329.95	Diagonal shear failure
Three-point bending (180 degree) 4 th stage	315.86	Diagonal shear failure	-	-

ในการทดลองการดัด 4 จุดในรอบ 2 นั้น พบว่าคานวิบัติทันทีทันใดแบบเปราะ อันเป็นผลมาจากแรงเฉือน ในการทดลอง สังเกตเห็นการเกิดรอยร้าวทแยงขนาดใหญ่ (Active diagonal crack) เกิดขึ้นที่บริเวณปลายช่วงคาน (รูป 5.5(b)) ทำให้คานเกิดการวิบัติโดยทันที น้ำหนักบรรทุกสูงสุดในขั้นที่ 2 ที่วัดได้มีค่า 380.6 kN เมื่อเทียบกับกำลังรับน้ำหนัก 421.4 kN ในขั้นที่ 1 การทดลองนี้ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่ารอยร้าวล่งหน้ามีผลทำให้ 1) รูปแบบการวิบัติเปลี่ยนจากการดัด เหนียวเป็นการเฉือนเปราะ 2) กำลังรับน้ำหนักบรรทุกลดลง เป็นที่น่าสังเกตด้วยว่าในการออกแบบคานนั้น ผู้ทำการวิจัย ได้ออกแบบให้คานเกิดการวิบัติแบบการดัดเหนียว ซึ่งเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบที่ยอมรับกันโดยทั่วไป แต่ด้วยผลของรอยร้าวล่งหน้า คานกลับเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะ ไม่ตรงกับที่ได้ออกแบบไว้ จากการทดลองนี้ สรุปได้ว่ารอยร้าวล่งหน้าทำให้คานมีพฤติกรรมเปราะเพิ่มขึ้น และ เป็นข้อที่จะต้องพิจารณาในการออกแบบคาน

ในการทดลอง คอนกรีตส่วนนอกของคานที่บริเวณปลายคาน จะต้องรับแรงอัดขนาดมหาศาลอันเป็นผลมาจากการ ถ่ายน้ำหนักบรรทุกที่กระทำไปอย่างทีละน้อยโดยใช้ 2 กลไกคือ 1) Direct compression strut และ 2) พฤติกรรมโครงข้อ

หมุน รอยร้าวทแยงที่เกิดขึ้นในชั้นที่ 1 (การตัด 4 จุดรอบที่ 1) มีทิศทางเกือบจะตั้งฉากกับทิศทางของแนวแรงอัดของคอนกรีต เนื่องจากการส่งผ่านแรงอัดในคอนกรีตจะต้องผ่านรอยร้าวทแยง ซึ่งพื้นที่สัมผัสระหว่างผิวรอยร้าวทั้งสองด้านลดลง ดังนั้นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจึงลดลงในสัดส่วนกับพื้นที่สัมผัสประสิทธิผล (Effective contact area) และมีผลให้กำลังรับแรงเฉือนลดลง ทำให้เกิดการพัฒนาการร้าวเนื่องจากความเค้นเปราะก่อนที่คานจะรับน้ำหนักบรรทุกจนถึงจุดคราก

(2) พฤติกรรมของคานภายใต้การตัด 3 จุด

รูป 3.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งที่กลางช่วงคานของคาน B1 และ B2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 3 จุด ซึ่งเป็นการทดลองต่อจากการทดลองการตัด 4 จุดที่ได้อธิบายมาแล้วในขั้นตอนที่ผ่านมา บริเวณที่ทำการศึกษาได้แก่ บริเวณตอนกลางช่วงคาน 1.20 ม. ซึ่งมีรอยร้าวตั้งล่วงหน้าที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกในชั้นที่ 1 และ 2 ในการทดลองการตัด 3 จุดนี้ คานได้รับการออกแบบให้มียกกำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่ากำลังรับแรงดัด (ดู ตาราง 3.2) ในขั้นตอนที่ 3 ซึ่งเป็นการตัด 3 จุดรอบแรกนี้ คาน B2 มีน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเท่ากับ 329.95 kN และเกิดการวิบัติแบบเฉือนซึ่งสังเกตได้จากรอยร้าวทแยงดังแสดงใน **รูป 5.5(c)** เป็นที่น่าสังเกตว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุด 329.95 kN มีค่าสูงมากเมื่อเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ซึ่งควรจะมีค่าอยู่ระหว่าง 246.2 ถึง 262 kN ค่าแรงเฉือน 246.2 kN นี้คำนวณจากกำลังครากทดสอบของเหล็กดัด ส่วนค่าแรงเฉือน 262 kN คำนวณจากกำลังรับแรงดัดประลัยทดสอบ เพราะเหตุว่าการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กดัด ใช้ค่ากำลังของเหล็กดัดที่ได้จากการทดสอบ ดังนั้นจึงควรเป็นค่าที่ถูกต้อง กำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นมานั้นจึงควรเป็นกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น จากการคำนวณพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่ได้จากการทดลองมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้จากสมการ Okamura-Higai [1] อยู่ระหว่าง 43% เมื่อใช้กำลังครากทดสอบของเหล็กดัดในการคำนวณ Vs ถึง 53% เมื่อใช้กำลังรับแรงดัดประลัยทดสอบของเหล็กดัดในการคำนวณ Vs

เป็นที่น่าสนใจว่าสมการกำลังรับแรงเฉือนของ Okamura-Higai [1] เป็นสมการเพื่อใช้ทำนายกำลัง (Predictive equation) ไม่ใช่สมการออกแบบ (Design equation) ดังนั้นสมการนี้ควรทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตได้ใกล้เคียงกับค่าจริง การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตเกิดจากพฤติกรรมการหยุดและการเบี่ยงรอยร้าวตามที่ผู้วิจัยได้เคยเสนอทฤษฎี [2] ซึ่งทฤษฎีนี้อธิบายว่า รอยร้าวทแยงไม่สามารถวิ่งผ่านรอยร้าวตั้ง แต่กลับไปหยุดการวิ่งของรอยร้าวทแยง ทำให้รอยร้าวทแยงไม่สามารถตัดผ่านองค์อาคารได้ และทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นได้

ดังแสดงใน ตาราง 3.2 อัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กดัด (V_s) ต่อกำลังรับแรงเฉือนทั้งหมด ($V_c + V_s$) เท่ากับ 0.66 ในการทดลองการตัด 4 จุด และ เท่ากับ 0.36 ในการทดลองการตัด 3 จุด การใช้เหล็กดัดปริมาณมากในการตัด 4 จุดทำให้คอนกรีตต้องรับแรงอัดมาก ดังนั้นผลของรอยร้าวล่วงหน้าทำให้ความสามารถในการส่งผ่านแรงอัดลดลง มีผลให้กำลังรับแรงเฉือนลดลง แต่ในการตัด 3 จุด คอนกรีตต้านทานแรงเฉือนโดยอาศัยทั้งกำลังรับแรงดัดและกำลังรับแรงอัด ถึงแม้ว่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตลดลง (เนื่องจากการลดลงของพื้นที่สัมผัส) แต่กำลังรับแรงดัดของคอนกรีตเพิ่มขึ้น (เนื่องจากการกลไกการหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว) ในคานที่ทดลองนี้ เนื่องจากเหล็กดัดมีน้อย ทำให้ผลของการเพิ่มของกำลังเฉือนเนื่องจากกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นมีค่ามากกว่าการลดลงของกำลังเฉือนเนื่องจากการลดลงของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ยังมีข้อควรสังเกตเพิ่มเติมอีกว่า กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคาน B2 ที่วัดได้มีค่ามากถึง 329.95 kN เกือบจะเท่ากับกำลังครากของคาน (ซึ่งเท่ากับ 336.7 kN) ในกรณีที่คอนกรีตใช้แรงดัดต้านทานแรงเฉือนนี้ ผู้ทำวิจัยได้เคยแสดงให้เห็นว่าผลของรอยร้าวสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติจากการเฉือนเปราะเป็นแบบดัดเหนียวได้

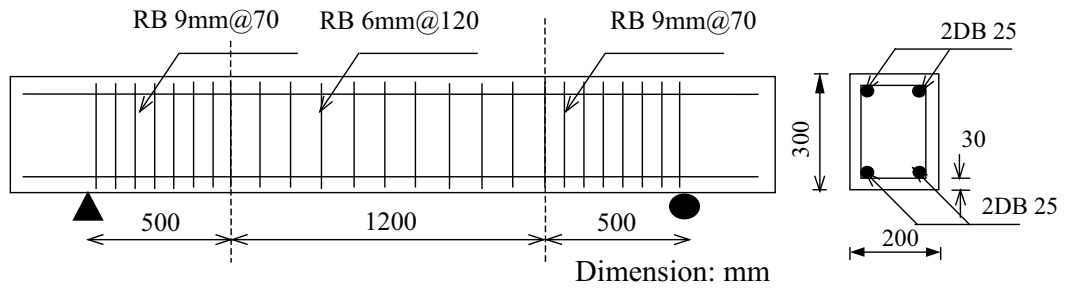
ในกรณีของคาน B1 ในชั้นที่ 3 (การดัด 3 จุดรอบที่ 1) ได้ให้น้ำหนักบรรทุกกระทำกับคานเท่ากับ 270.97 kN เพื่อสร้างรอยร้าวทแยงให้เกิดในช่วงกลางของคาน เพิ่มเติมจากรอยร้าวตั้งที่ได้สร้างขึ้นในชั้นตอนที่ 1 และ 2 จากนั้นได้ทำการทดสอบคานในชั้นที่ 4 (การดัด 3 จุดรอบที่ 2) ถึงแม้ว่าจะมีรอยร้าวล่งหน้ามากมายทั้งรอยร้าวตั้งและรอยร้าวทแยงในคาน แต่กำลังรับน้ำหนักของคานกลับมีค่าสูงมาก (เท่ากับ 315.86 kN) กำลังรับแรงเฉือนที่สูงมากนี้ สามารถอธิบายได้ด้วยพฤติกรรมการหยุดและการเปื่อยร่อนร้าวเช่นเดียวกับคาน B2 รูป 5.5(c) แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นในคาน B1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกชั้นที่ 4

3.4 สรุปผลการทดลอง

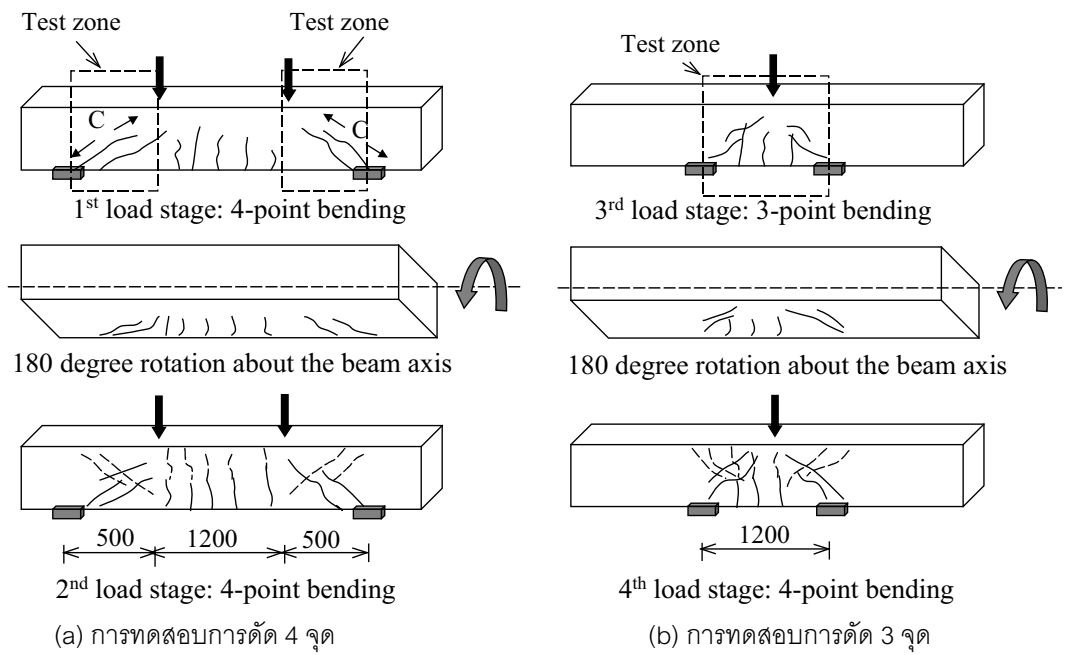
ผลการทดลองที่นำเสนอในงานวิจัยนี้ แสดงให้เห็นว่ารอยร้าวล่งหน้า มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกและรูปแบบการวิบัติขององค์อาคาร ค.ส.ล. ซึ่งอาจเป็นได้ทั้งการเพิ่ม และลดกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง ขึ้นอยู่กับว่าในโครงสร้างนั้นคอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัด หรือแรงดึงเป็นส่วนใหญ่ หากเป็นกรณีที่คอนกรีตรับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่ เช่นในคานที่มีปริมาณเหล็กดัดมาก ผลของการลดลงของกำลังอัดของคอนกรีตจะมีผลมากกว่าการหยุดยั้งการวิ่งของรอยร้าวเฉียงที่เกิดขึ้นใหม่จากรอยร้าวที่มีอยู่เดิม ทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกในครั้งต่อไปลดลง แต่ถ้าเป็นกรณีที่คอนกรีตรับแรงดึงเป็นส่วนใหญ่ เช่น ในคานที่มีเหล็กดัดน้อยหรือไม่มีเลย ผลของการหยุดยั้งการแพร่ของรอยร้าวที่เกิดขึ้นใหม่จากรอยร้าวที่มีอยู่เดิม จะมากกว่าผลของการลดลงของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเนื่องจากรอยร้าวล่งหน้า ดังนั้นความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกจึงเพิ่มขึ้น

3.5 เอกสารอ้างอิง

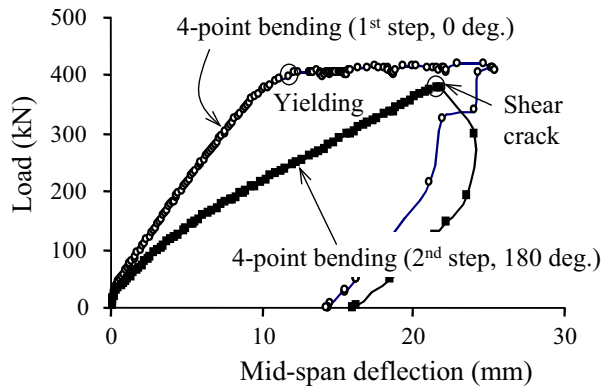
- [1] Okamura, H., Higai, T. Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, *Proc. of JSCE*, Vol. 300, pp. 131-141, 1980.
- [2] Pimanmas, A., Maekawa, K. Influence of pre-cracking on reinforced concrete behavior in shear, *Concrete Library of JSCE*, No.38, pp. 207-223, December 2001.



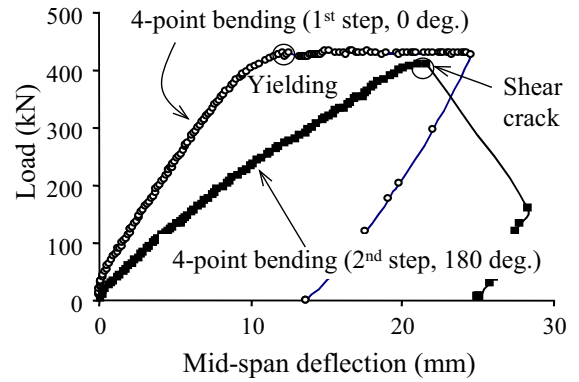
รูป 3.1 ขนาดคาน หน้าตัด ปริมาณและการจัดวางเหล็กเสริมในคานทดลอง



รูป 3.2 รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุกทุกในการทดลอง

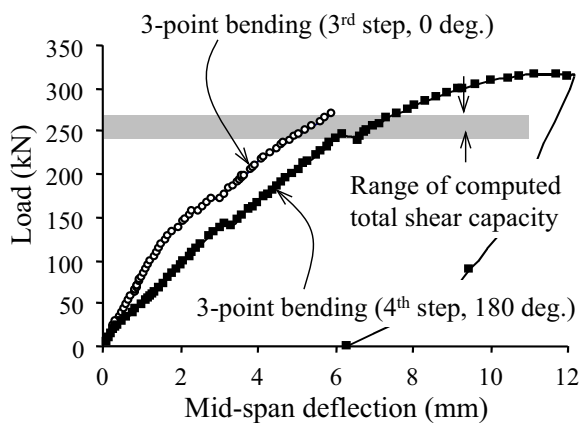


(a) คาน B1

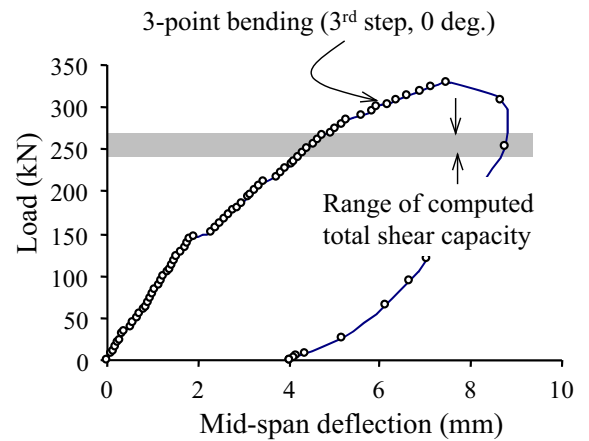


(b) คาน B2

รูป 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งที่กลางช่วงคานภายใต้ น้ำหนักบรรทุกทุก 4 จุด

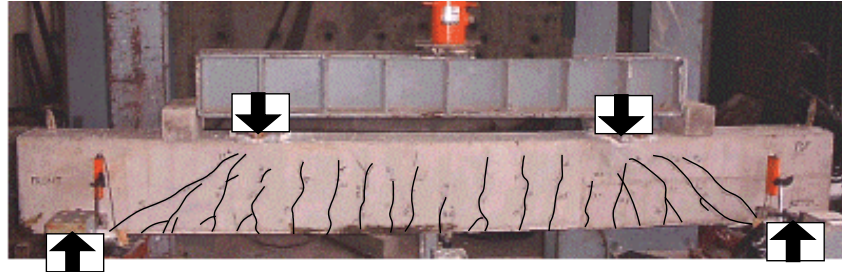


(a) คาน B1

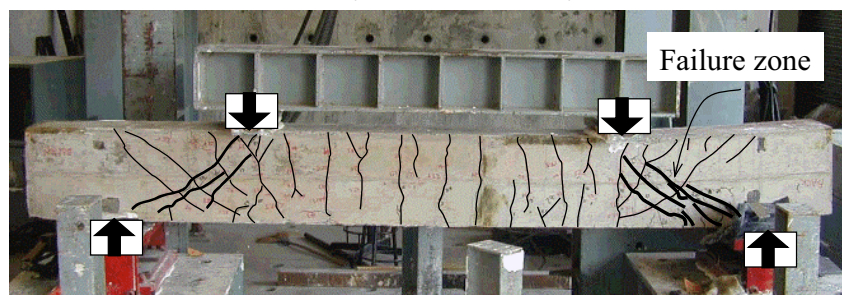


(b) คาน B2

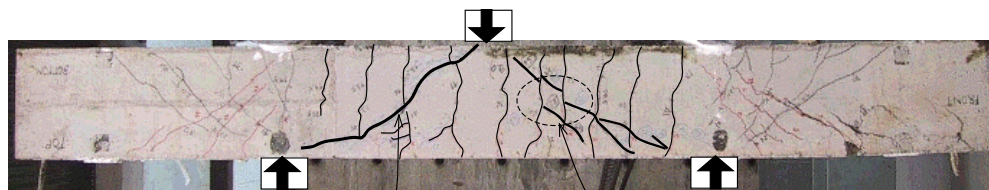
รูป 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งที่กลางช่วงคานภายใต้ น้ำหนักบรรทุกทุก 3 จุด



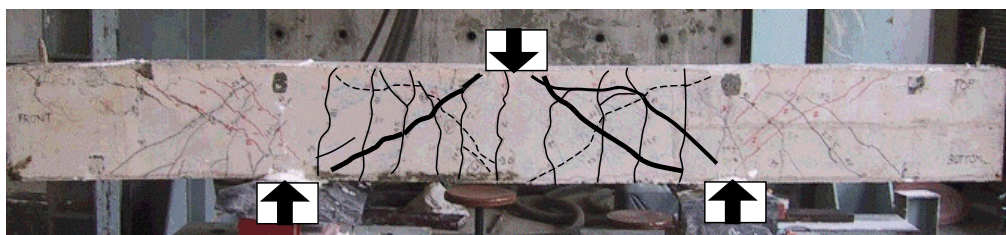
(a) น้ำหนักบรรทุกทุกชั้นที่ 1 : การตัด 4 จุดรอบที่ 1



(b) น้ำหนักบรรทุกทุกชั้นที่ 2: การตัด 4 จุดรอบที่ 2



(c) น้ำหนักบรรทุกทุกชั้นที่ 3: การตัด 3 จุดรอบที่ 1



(d) น้ำหนักบรรทุกทุกชั้นที่ 4: การตัด 3 จุดรอบที่ 2

รูป 3.5 รอยร้าวในแต่ละขั้นตอนของน้ำหนักบรรทุก

บทที่ 4 พฤติกรรมการวิบัติแบบเฉือนของคานลึกที่มีรอยร้าวดิ่งล่วงหน้า

Chapter 4 Behavior of pre-cracked RC deep beams

4.1 บทนำ

คานลึก (Deep beam) เป็นคานที่มีความลึกของหน้าตัดคานมากเทียบกับความยาวช่วงคาน มาตรฐานการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กของ สมาคมคอนกรีตอเมริกา ได้กำหนดว่าคานลึกหมายถึงคานที่มีอัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อความลึกของหน้าตัด (l_n/h) ไม่เกิน 2.5 คานลึกมีการใช้งานกันมากในโครงสร้างอาคาร และ โครงสร้างสาธารณะ เช่น ใช้เป็นคานถ่ายแรง (Transfer girder) ฐานราก (footing) เป็นต้น

พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานลึกต่างจากคานบาง (มีอัตราส่วน l_n/h อยู่ระหว่าง 2.5-6 เป็นอย่างมาก หากทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานบางและคานลึกที่ไม่ได้ใส่เหล็กดัดเหมือนกัน จะพบว่าในกรณีของคานบาง คานจะวิบัติทันทีเมื่อรอยร้าวทแยงปรากฏขึ้น ส่วนในกรณีคานลึก คานจะไม่วิบัติทันทีแต่สามารถรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นได้อีก สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เพราะ ในกรณีคานบาง การรับแรงเฉือนเกิดขึ้นได้โดยอาศัยกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตเป็นหลัก ดังนั้นเมื่อเกิดรอยร้าวขึ้นแล้ว จะทำให้คานไม่สามารถต้านทานแรงดึงได้อีกต่อไป จึงเป็นผลทำให้กำลังรับน้ำหนักของคานลดลงทันทีทันใด และ เนื่องจากการเกิดรอยร้าวในคอนกรีตเป็นพฤติกรรมที่เปราะ ดังนั้นการสูญเสียกำลังรับน้ำหนักจึงเป็นไปอย่างรวดเร็ว ในทางตรงกันข้าม การรับแรงเฉือนของคานลึกอาศัยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเป็นหลัก ถึงแม้ว่ารอยร้าวเฉือนจะเกิดขึ้นแล้ว แต่คอนกรีตยังสามารถต้านทานแรงอัดได้ต่อไปอีก จนกว่าการบดอัดของคอนกรีตจะเกิดขึ้น ดังนั้นจะเห็นได้ว่า กลไกการรับแรงเฉือนของคานลึกและคานบางต่างกัน คานลึกใช้กำลังรับแรงอัด ส่วนคานบางใช้กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

ดังได้อธิบายมาก่อนหน้านี้ว่า ผู้วิจัยได้ตั้งสมมุติฐานว่า รอยร้าวล่วงหน้ามีผลต่อกำลังรับแรงดึงและกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่างกัน ทางด้านกำลังรับแรงดึง รอยร้าวดิ่งล่วงหน้าสามารถชะลอ (delay) การเกิดรอยร้าวทแยงใหม่ได้ และ สามารถหยุดยั้ง (arrest) และ เบี่ยงแนว (divert) การแพร่ของรอยร้าวทแยง ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีกลศาสตร์การแตกหัก (fracture mechanics) ส่วนในแง่ของการรับแรงอัดนั้น รอยร้าวดิ่งล่วงหน้าทำให้การถ่ายเทแรงอัดของคอนกรีตเป็นไปได้ไม่เต็มที่ โดยเป็นการลดพื้นที่สัมผัสของคอนกรีต นอกจากนี้ ยังทำให้เกิดการเสื่อมผลของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณผิวหน้ารอยร้าว

กลไกการรับแรงเฉือนของคานลึก แสดงดังในรูป 4.1 จากรูปจะเห็นว่า คานลึกถ่ายเทแรงอัดโดยตรงจากตำแหน่งที่น้ำหนักบรรทุกกระทำไปที่ฐานรอง โดยอาศัยท่อนคอนกรีตทแยงที่สร้างขึ้นมาระหว่างรอยร้าวทแยงเป็นตัวทำหน้าที่ถ่ายแรง โดยที่องค์ประกอบแนวตั้งของท่อนคอนกรีตทแยงนี้ก็คือค่าแรงเฉือนนั่นเอง หากมีรอยร้าวตั้งอยู่ก่อนหน้า (vertical precracks) ดังแสดงในรูป 4.1 รอยร้าวเหล่านี้จะทำให้การถ่ายเทแรงอัดเกิดขึ้นไม่ได้อย่างมีประสิทธิภาพ การทดสอบเรื่องคานลึก จึงเป็นงานวิจัยที่สามารถนำมาใช้ในการศึกษาผลของรอยร้าวตั้งต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตได้

4.2 การทดลอง

4.2.1 การออกแบบคานทดสอบ ขนาดหน้าตัด ปริมาณและการจัดวางเหล็กเสริม

ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบคานลึกที่มีรอยร้าวล่วงหน้า 2 ชุดคือ ชุดที่ 1 และ ชุดที่ 2 โดยชุดที่ 1 ประกอบด้วยคานทั้งหมด 5 ตัว คือ คาน B1, B2, B3, B4 และ B5 และ ชุดที่ 2 ประกอบด้วยคาน 3 ตัวได้แก่ B6 B7 และ B8 คานทุกตัวมีขนาดหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมเหมือนกัน ดังแสดงใน รูป 4.2 คานมีความยาวทั้งหมด 2.45 ม. หน้าตัดคานมีความกว้าง 650 มม. และมีความลึก 350 มม. คานมีหน้าตัดรูปตัวไอ ที่บริเวณกลางช่วงคานซึ่งมีความยาว 0.75 ม. ส่วนปลายทั้งสองด้านของคานมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ความกว้างของส่วนนอกคานบริเวณรูปตัวไอมีขนาด 80 มม. เหล็กบนและเหล็กล่างตามแนวกานคานประกอบด้วยเหล็ก DB25 1 เส้น และ เหล็ก DB20 1 เส้น ทำให้คานมีอัตราส่วนเหล็กเสริมหลักเท่ากับ 3.3 % ส่วนเหล็กดัดตั้งจัดเรียงเฉพาะในช่วงปลายคานที่มีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยใช้เหล็ก DB10 มีระยะเรียงเท่ากับ 90 มม.

การออกแบบคานให้มีรูปร่าง หน้าตัด และ เหล็กเสริมในลักษณะนี้ เพื่อให้คานเกิดการครากในรอบแรกของการให้น้ำหนักบรรทุก ซึ่งเป็นการทดลองแบบการดัด 4 จุดสลับทิศ และ ให้คานเกิดการวิบัติแบบการบดอัดของคอนกรีตเพียงในรอบที่ 2 ซึ่งเป็นการทดลองแบบ 3 จุด ดังนั้นในรอบแรกของการให้น้ำหนักบรรทุก ซึ่งเป็นการทดลองการดัด 4 จุด จำเป็นต้องป้องกันการวิบัติแบบเฉือนที่บริเวณช่วงปลายคาน โดยการออกแบบให้บริเวณปลายคานเป็นคานตัดหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า และให้มีปริมาณเหล็กดัดมากพอ นอกจากนี้ยังได้ทำการบากคานเป็นรูปร่องตัววี (V-groove) ทั้งที่ผิวบนและผิวล่างของคาน เพื่อบังคับให้เกิดรอยร้าวดังที่นั้น ส่วนในการให้น้ำหนักบรรทุกในรอบที่ 2 ซึ่งเป็นการทดสอบแบบ 3 จุด ได้ออกแบบคานให้มีหน้าตัดรูปตัวไอ โดยให้มีความกว้างคานเพียง 80 มม. และไม่มีเหล็กดัด ซึ่งจะทำความเค้นอัดที่บริเวณอกคานมีค่าสูงมาก และนำไปสู่การวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตที่อกคาน นอกจากนี้ยังออกแบบให้ปีกคานมีความกว้างมากถึง 650 มม. เพื่อป้องกันการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตก่อนที่เหล็กนอกราก ในการดัด 4 จุดรอบแรก

4.2.2 คุณสมบัติวัสดุ

คุณสมบัติของวัสดุ (คอนกรีตและเหล็กเสริม) ที่ใช้ในการหล่อคานทดสอบ แสดงใน ตาราง 4.1 คุณสมบัติวัสดุเหล่านี้เป็นคุณสมบัติของวัสดุที่ได้จากการทดสอบ

ตาราง 4.1 คุณสมบัติวัสดุ (ได้จากการทดสอบ)

การทดลอง ชุดที่ 1

วัสดุ	ความเค้นคราก (MPa)		ความเค้นประลัย (MPa)		
เหล็กเสริม DB25	505.2		660.0		
เหล็กเสริม DB20	568.1		703.4		
เหล็กเสริม DB10	534.7		590.1		
กำลังรับแรงอัด คอนกรีตที่ 28 วัน (MPa)	ตัวอย่างคาน				
	B1	B2	B3	B4	B5
	20.92	21.87	21.35	22.19	21.86

การทดลองชุดที่ 2

วัสดุ	ความเค้นคราก (MPa)		ความเค้นประลัย (MPa)
เหล็กเสริม DB25	520.2		624.1
เหล็กเสริม DB20	435.3		602.4
เหล็กเสริม DB10	486.0		732.1
กำลังรับแรงอัด คอนกรีตที่ 28 วัน (MPa)	ตัวอย่างคาน		
	B6	B7	B8
	23.90	23.30	23.84

หมายเหตุ เหล็กข้ออ้อยที่ใช้ เป็นชั้นคุณภาพ SD40 มีกำลังครากระบุ = 4000 กก./ซม.²

4.2.3 การให้น้ำหนักบรรทุก

การทดลองในงานวิจัยนี้ มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของรอยร้าวล่วงหน้าต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานเล็ก ค.ส.ล. ที่คอนกรีตมีพฤติกรรมรับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่ การให้น้ำหนักบรรทุกแบ่งออกเป็น 2 รอบ ในรอบที่ 1 เป็นการให้น้ำหนักบรรทุกแบบการดัด 4 จุดสลับทิศเพื่อทำให้เกิดรอยร้าวตั้งทะลุหน้าตัดตั้งฉากกับแกนคาน ต่อจากนั้น ในรอบที่ 2 เป็นการให้น้ำ

หนักบรรทุกอีกครั้งในลักษณะการดัด 3 จุด ซึ่งจะทำให้เกิดรอยร้าวทแยงวิ่งตัดกับรอยร้าวตั้งที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกในรอบที่ 1 และเป็นการทำให้เกิดการถ่ายแรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกไปที่ฐานรองรับผ่านรอยร้าวตั้งที่สร้างขึ้นมา 180°

(1) การทดลองการดัด 4 จุดสลับทิศ

การทดลองการดัด 4 จุดสลับทิศมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างรอยร้าวตั้งทะลุหน้าตัดในบริเวณช่วงกลางคาน เพื่อให้เกิดความเสียหายเนื่องจากรอยร้าว การดัดแบบ 4 จุดสลับทิศประกอบด้วย 2 ขั้นตอนดังแสดงใน รูป 4.3(a) คือ ทำการดัด 4 จุดรอบที่ 1 จากนั้น พลิกคานกลับเป็นมุม 180° องศารอบแกนของคาน แล้วทำการทดสอบคานอีกครั้งในรูปแบบเดิม เพื่อให้รอยร้าวตั้งทั้งสองด้านวิ่งชนต่อกันตลอดความลึกของหน้าตัดคาน จาก รูป 4.3(a) จะเห็นได้ว่าการทดสอบในลักษณะนี้มีโอกาสเป็นไปได้ที่คานจะเกิดการวิบัติ ณ บริเวณช่วงการเฉือนระหว่างจุดรองรับและจุดที่แรงกระทำ ดังนั้นเพื่อป้องกันการวิบัติดังกล่าว จึงได้ออกแบบให้ บริเวณดังกล่าวเป็นหน้าตัดสี่เหลี่ยมตัน (solid section) และได้จัดวางเหล็กดัดไว้เป็นปริมาณมาก นอกจากนี้ที่บริเวณช่วงกลางของคานซึ่งเป็นหน้าตัดรูปตัวไอ (I section) ก็มีโอกาสปีกคาน จะวิบัติเนื่องจากการโก่ง (Bending Failure) จึงเพิ่มหน้าตัดสี่เหลี่ยมตัน (solid section) ตรงกึ่งกลางคาน ณ ตำแหน่งที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำ เพื่อป้องกันการวิบัติดังกล่าว

การทดลองการดัด 4 จุดนี้กระทำกับคาน B2, B3, B4 และ B5 สำหรับชุดที่ 1 และ B7 และ B8 ในชุดที่ 2 ส่วนคาน B1 และ B6 กำหนดให้เป็นคานควบคุม (Control beam) ซึ่งเป็นคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้าในชุดที่ 1 และ 2 ตามลำดับ น้ำหนักบรรทุกสูงสุดและระยะโก่งที่เกิดขึ้นในการทดลองแบบ 4 จุดนี้มีค่าไม่เท่ากันในแต่ละคาน B2-B5 และ B7-B8 เพื่อต้องการให้รอยร้าวตั้งที่เกิดขึ้นมีความกว้างไม่เท่ากัน เพื่อจะได้ศึกษาผลของความกว้างของรอยร้าวต่อพฤติกรรมของคาน

(2) การทดลองการดัด 3 จุด

หลังจากที่คานเกิดรอยร้าวตั้งตั้งฉากกับแกนของคานตลอดความลึกของคานแล้ว จึงนำคานมาทำการทดลองการดัด 3 จุด เพื่อศึกษาผลของรอยร้าวตั้งต่อการรับแรงเฉือนของคาน ในการทดลองการดัด 3 จุดนี้บริเวณที่ทำการศึกษาคือบริเวณตอนกลางช่วงคานที่มีหน้าตัดเป็นรูปตัวไอ (I-section) ซึ่งมีความยาว 750 มม. ดังแสดงใน รูป 4.3(b) ในการทดลองนี้ กำหนดให้มีอัตราส่วนความยาวช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับ 1.23 ในขั้นตอนของการดัด 3 จุด นี้จะเกิดรอยร้าวทแยงวิ่งตัดผ่านรอยร้าวตั้งในบริเวณช่วงกลางคาน วัตถุประสงค์ของการทดลองนี้เพื่อศึกษาผลของรอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้าต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานที่คอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่

4.2.4 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด และแรงเฉือน

จากขนาดหน้าตัดและการจัดเรียงเหล็กเสริมดังแสดงใน รูป 4.2 จะสามารถคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานได้โดยอาศัยทฤษฎีคาน (Beam's theory) การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานนั้น ใช้ สมการของ Okamura-Higai [2] สำหรับการให้น้ำหนักบรรทุกในรอบที่ 1 ซึ่งถือว่าคานเป็นคานบางที่มีค่า $a/d = 2.54$ และใช้สมการ

$$V_c = 0.40 (f_c)^{0.5} b d \quad 4.1$$

สำหรับการให้น้ำหนักบรรทุกในรอบที่ 2 ซึ่งต้องถือว่าคานมีพฤติกรรมแบบคานลึก สมการนี้เป็นสมการเป็นสมการขอบบน (Upper bound) ที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลการทดสอบคานเล็ก 62 คาน สมการที่ใช้ในการคำนวณหา กำลังรับแรงเฉือนคานเล็กที่กำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบของประเทศต่าง ๆ นั้น โดยทั่วไปจะให้ค่าที่ต่ำกว่าสมการที่ได้จากการทดสอบ เนื่องจากสมการดังกล่าวเป็น สมการที่ใช้สำหรับการออกแบบ

ค่ากำลังรับโมเมนต์ และ กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดคานแสดงไว้ใน ตาราง 4.2

ตาราง 4.2 กำลังรับโมเมนต์ และ กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดคาน (คำนวณโดยใช้คุณสมบัติวัสดุของคาน B1)

Sectional Properties	Four-point bending	Three-point bending
Shear span / effective depth (a/d)	2.54	1.23
Shear capacity of concrete (V_c) (kN)	149.3	210.6
Shear capacity of ties (V_s) (kN)	274.9	0.00
Total shear capacity ($V_c + V_s$) (kN)	424.2	210.6
Yielding moment capacity (M_y) (kN-m)	144.1	100
Yielding load (P_y) (kN)	384.2	533.3
Shear failure load (P_v) (kN)	848.3	421.3

4.3 ผลการทดลองและการวิเคราะห์

ผลการทดลองการรับน้ำหนักบรรทุกของ คาน B1-B5 สามารถสรุปได้ดัง ตาราง 4.3 ในตาราง ค่า normalized shear strength สามารถคำนวณได้จาก

$$v_n = (P_{ult})/2 / (bd f_c)$$

4.2

โดยที่ P_{ult} เป็นน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ได้จากการทดลอง

ตาราง 4.3 ผลการทดลองของคาน B1-B5

Type of loading	Beam1 (control beam)		Beam2		Beam3		Beam4		Beam5	
	Damage load (kN)	Mode of damage	Damage load (kN)	Mode of damage	Damage load (kN)	Mode of damage	Damage load (kN)	Mode of damage	Damage load (kN)	Mode of damage
Four-point bending (0 degree), 1 st round	-	-	294.6	Flexural yielding	264.7	Flexural yielding	254.2	(no failure)	295.9	Flexural yielding
Four-point bending (180 degree), 2 nd round	-	-	273.3	Flexural yielding	295.9	Flexural yielding	241.1	(no failure)	237.5	(no failure)
	Ultimate load (kN)	Mode of failure	Ultimate load (kN)	Mode of failure	Ultimate load (kN)	Mode of failure	Ultimate load (kN)	Mode of failure	Ultimate load (kN)	Mode of failure
Three-point bending (0 degree)	409.6	Shear failure (crushing of compression strut)	325.5	Shear failure (crushing of compression strut)	335.9	Combination of Sliding failure and crushing of compression strut	444.4	Shear failure (crushing of compression strut)	435.5	Shear failure (crushing of compression strut)
Normalized shear strength	0.55		0.42		0.44		0.56		0.56	

ตาราง 4.3 ผลการทดลองของคาน B6-B8

Type of loading	Beam 6 (control beam)		Beam 7		Beam 8	
	Damage load (kN)	Mode of damage	Damage load (kN)	Mode of damage	Damage load (kN)	Mode of damage
Four-point bending (0 degree), 1 st round	-	-	274.87	Flexural yielding	300.48	Flexural yielding
Four-point bending (180 degree), 2 nd round	-	-	256.82	Flexural yielding	291.9	Flexural yielding
	Ultimate load (kN)	Mode of failure	Ultimate load (kN)	Mode of failure	Ultimate load (kN)	Mode of failure
Three-point bending (0 degree)	430.98	Shear failure (crushing of compression strut)	421.33	Shear failure (crushing of compression strut)	324.80	Shear failure (crushing of compression strut)

4.3.1 คานเปรียบเทียบ (คาน B1 และคาน B6)

คาน B1 และ B6 เป็นคานที่ต้องการทดสอบถึงความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกโดยปราศจากรอยร้าวล่วงหน้า เพื่อให้เปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักของคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า ดังนั้นการให้น้ำหนักบรรทุกจึงมีเพียงขั้นตอนเดียวคือการดัด 3 จุด ดังแสดงในรูป 4.4(a) โดยบริเวณที่สนใจทำการศึกษาได้แก่ บริเวณช่วงกลางคานที่เป็นหน้าตัดรูปตัวไอ ภายใต้้้น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคาน พบรอยร้าวแยงเกิดขึ้นที่บริเวณนอกคาน แต่รอยร้าวแยงเหล่านี้ไม่ทำให้คานเกิดการวิบัติ คานยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกต่อไปได้ โดยอาศัยการถ่ายเทแรงอัดจากจุดที่ให้น้ำหนักบรรทุกถึงฐานรองรับโดยผ่านทางท่อนคอนกรีตแยงรับแรงอัด (diagonal concrete strut) น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คาน B1 ด้านทานได้เท่ากับ 409.6 kN คำนวนเป็นค่า normalized shear strength ได้เท่ากับ 0.55 ส่วน น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คาน B6 ด้านทานได้เท่ากับ 430.98 kN คำนวนเป็นค่า normalized shear strength ได้เท่ากับ 0.51 ค่า normalized shear strength ที่ได้จากการทดลองนี้มีค่าสูงกว่า 0.4 ที่ได้จากการวิเคราะห์ผลการทดลองในอดีต การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบการบดอัดของคอนกรีตตามแนวทแยง และการบดอัดของคอนกรีตที่ผิวบนด้านที่รับแรงอัด ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะโก่งที่กึ่งกลางช่วงความยาวคานแสดงดังใน รูปที่ 4.7

4.3.2 คานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า(B2, B3, B4, B5, B7 และ B8)

(1) การตัด 4 จุดสลับทิศ

เมื่อนำคานมาทำการทดลองแบบการตัด 4 จุดในรอบแรก (รูป 4.4(b)) คานเกิดรอยร้าวในแนวตั้งที่รอยบาก ในบริเวณช่วงกลางคานที่มีหน้าตัดเป็นรูปตัวไอ รอยร้าวตั้งนี้เป็นผลมาจากโมเมนต์ดัด โดยรอยร้าวตั้งตรงตำแหน่งรอยบากนี้เป็นรอยร้าวใหญ่เพียงรอยร้าวเดียวที่เกิดขึ้นในแต่ละด้านของคาน สาเหตุที่เกิดรอยร้าวตั้งเพียงรอยร้าวเดียวในแต่ละด้านนั้นเป็นเพราะ ช่วงคานแต่ละด้านนั้นมีความยาวเพียง 275 มม. นอกจากรอยร้าวตั้งแล้ว คานยังเกิดรอยร้าวทแยงที่บริเวณปลายช่วงคานที่เป็นหน้าตัดตัวรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า รอยร้าวทแยงนี้เป็นผลมาจากแรงเฉือน เมื่อได้ทำการกด 4 จุดในรอบแรกแล้วก็ได้พลิกคาน 180 องศาครอบแกนคาน แล้วทำการทดสอบแบบการตัด 4 จุดอีกครั้งหนึ่ง ทำให้รอยร้าวตั้งที่เกิดจากโมเมนต์ดัดตัดผ่านทะลุตลอดหน้าตัดคาน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัวที่กึ่งกลางคานของคาน B2 B3 B4 B5 B7 และ B8 แสดงดังในรูป 4.5(a-f) ตามลำดับ คาน B2 B3 และ B8 มีพฤติกรรมที่จะทำให้เกิดรอยร้าวตั้งขนาดใหญ่ในระดับ 1 มม. ซึ่งเป็นค่าที่สูงกว่าค่าความกว้างของรอยร้าวที่ยอมให้เกิดขึ้นในองค์อาคารประมาณ 1-3 เท่า การให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 4 จุดจึงมีค่ามากดังแสดงในรูป 4.5(a) และ (b) โดยน้ำหนักบรรทุกที่ให้นี้ทำให้คาน B2 และ B3 เกิดการครากและโก่งตัวเลยจากจุดครากไปอีกประมาณ 2 เท่า ในกรณีคาน B4 และ B5 นั้นต้องการทำให้เกิดรอยร้าวตั้งมีขนาดโตไม่มากนัก โดยการให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 4 จุดในคาน B4 (รูป 4.5(c)) ให้ต่ำกว่าจุดคราก ส่วนในคาน B5 ให้น้ำหนักบรรทุกจนคานถึงจุดครากพอดีเท่านั้น (รูป 4.5(d)) ภายหลังจากเสร็จสิ้นการทดลองแบบการตัด 4 จุดสลับทิศแล้ว ผู้วิจัยได้วัดความกว้างของรอยร้าวตั้งของแต่ละคาน ความกว้างของรอยร้าวตั้งนี้ขึ้นอยู่กับระดับของการให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 4 จุดสลับทิศ รูป 4.6 แสดงความกว้างของรอยร้าวตั้งที่ได้จากการวัดภายหลังสิ้นสุดการทดลองการตัด 4 จุดสลับทิศ

(2) การให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 จุด

ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบ 3 จุด รอยร้าวที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่เป็นรอยร้าวทแยงที่อกคาน (รูป 4.4(d)) แต่คานไม่วิบัติโดยทันทีที่รอยร้าวทแยงเกิดขึ้น คานยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ต่อไป โดยพฤติกรรมการรับแรงหลังจากเกิดรอยร้าวทแยงเป็นไปตามทฤษฎี Strut and tie ที่คอนกรีตทำหน้าที่ถ่ายเทแรงอัดโดยตรงจากจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำไปที่ฐานรอง

น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คาน B2, B3, B4, B5, B7 และ B8 รับได้แสดงไว้ใน ตาราง 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางช่วงคาน และ ภาพถ่ายคานหลังเสร็จสิ้นการทดลองแสดงใน รูป 4.8-4.13 ตามลำดับ จากการทดลองพบว่า การวิบัติของคาน B2 B4 B5 B7 และ B8 เป็นแบบคอนกรีตบดอัดที่อกคาน (Web crushing failure) ส่วนของคาน B3 เป็นแบบผสมระหว่างการเลื่อนไถลตามแนวรอยร้าวตั้งกับการบดอัดที่อกคาน

จากการทดลอง จะเห็นได้ว่ากำลังรับน้ำหนักของคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้า B2 B3 B7 และ B8 มีค่าต่ำกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า (คาน B1 และ B6 ตามลำดับ) นั้นแสดงให้เห็นว่ารอยร้าวที่มีอยู่ก่อนหน้า มีผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคานที่คอนกรีตมีพฤติกรรมรับแรงอัดเป็นส่วนใหญ่ลดลง และกำลังรับน้ำหนักมีค่าลดลงมากกว่าในคานที่มีรอยร้าวล่วงหน้าขนาดใหญ่กว่า การลดลงของน้ำหนักบรรทุกนี้ ผู้วิจัยตั้งสมมุติฐานว่าเป็นผลมาจากการลดลงของพื้นที่สัมผัส (Contact area) เนื่องจากรอยร้าวตั้ง และการเสื่อมลดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบริเวณใกล้ผิวรอยร้าวตั้งอันเกิดจากรอยร้าวจุลภาค (micro-cracks) ซึ่งเป็นกลไกเดียวกับกรณีการรับแรงเฉือนของคานที่ใส่เหล็กชุบตั้งเป็นปริมาณมาก ส่วนในกรณีของคาน B4 และ B5 นั้นกลับมีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงขึ้น แต่ไม่มากนัก การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนนี้ ผู้วิจัยตั้งสมมุติฐานว่าไม่น่าจะเกิดจากรอยร้าวตั้ง เพราะขัดกับผลการทดสอบของคาน B2 และ B3 แต่น่าจะเกิดจากการเพิ่มของกำลังรับแรงอัดของ

คอนกรีตตามอายุคอนกรีต ในการทดลองนี้ ผู้วิจัยใช้เวลาทดสอบ 3 วันต่อคาน 1 ตัว เนื่องจาก คาน B4 และ B5 มีอายุมากกว่า คาน B1 B2 และ B3 ดังนั้นจึงมีค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตสูงกว่าด้วย

เมื่อผู้วิจัยได้คำนวณหา normalized shear strength ซึ่งเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนเทียบกับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต จะเห็นได้ว่าค่า normalized shear strength ของคาน B4 และ B5 เท่ากับคาน B1 ซึ่งหมายความว่ารอยร้าวมีขนาดเล็กๆ ไม่เกินกว่า 0.3 มม. ไม่มีผลต่อการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนของคานเล็ก แต่ในกรณีของคานบาง B3 ที่ใส่เหล็กดัดจำนวนมาก รอยร้าวมีขนาดกว้างหน้าขนาด 0.3 มม. กลับมีผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคานมีค่าลดลง ในประเด็นนี้ผู้วิจัยอธิบายว่าอาจเกิดจาก 1. ขนาดของมวลรวมประสิทธิผลของคอนกรีตในกรณีคานบางมีขนาดเล็กมาก เนื่องจากมวลรวมหยาบหรือ กรวดไม่สามารถอยู่ตรงบริเวณหน้าตัดตัวไอซึ่งมีความกว้าง 70 มม. และมีเหล็กดัดวางอยู่อย่างหนาแน่นได้ ส่วนในกรณีคานเล็กเนื่องจากไม่มีเหล็กดัดวางอยู่และขนาดหน้าตัดบริเวณตัวไอก็มีขนาด 80 มม. ดังนั้นขนาดมวลรวมประสิทธิผลจะโตกว่า ทำให้ผลของรอยร้าวมีความสำคัญลดลง 2. จำนวนรอยร้าวในช่วงการเฉือนของคานบางมี 3-4 เส้น แต่ของคานเล็กมีเพียงรอยร้าวเดียวเท่านั้น ดังนั้นความเสียหายจากรอยร้าวจึงกระจายอยู่ตลอดช่วงการเฉือนในกรณีคานบาง แต่ จะกระจุกตัวอยู่ที่รอยร้าวเดียวเท่านั้น ด้วยเหตุผลทั้งสองประการนี้ จึงสามารถอธิบายผลการทดลองดังกล่าวได้

เมื่อศึกษาแนวโน้มของระยะโก่งตัวของคานกับความกว้างของรอยร้าว พบว่ายกเว้นคาน B3 คานที่มีรอยร้าวมีขนาดหน้าขนาดใหญ่ จะมีค่าระยะโก่งตัวตอนวิบัติมากกว่า สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เพราะ ถึงแม้ว่าพื้นที่สัมผัสจะลดลงเนื่องจากรอยร้าวมีขนาดกว้างขึ้น แต่คอนกรีตส่วนที่สัมผัสก่อนจะถูกบดอัดก่อน เมื่อแรงอัดเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ พื้นที่ผิวของรอยร้าวจะสัมผัสกันมากขึ้น และคอนกรีตส่วนอื่นๆที่ยังไม่สัมผัสกันในตอนแรก ก็จะสัมผัสกันสามารถถ่ายเทแรงอัดต่อไปได้ แต่หากเป็นกรณีที่ไม่มีรอยร้าวมีขนาดกว้างขึ้น ถึงแม้จะมีพื้นที่ผิวสัมผัสกันมากในตอนแรก แต่เมื่อเกิดการชนกันและวิบัติก็จะวิบัติพร้อมๆกัน ทำให้ระยะโก่งตัวตอนวิบัติมีค่าน้อยกว่า ส่วนในกรณีคาน B3 นั้น ระยะโก่งตัวสูงสุดตอนวิบัติมีค่าน้อยกว่าคานควบคุม B1 ทั้งที่รอยร้าวมีขนาดหน้าขนาดใหญ่ ทั้งนี้เป็นเพราะ ลักษณะการวิบัติของ B3 นั้นไม่ได้เกิดจากการบดอัดของคอนกรีต แต่ เป็นการวิบัติแบบผสมระหว่างการเลื่อนไถลตามแนวรอยร้าว และ การบดอัดของคอนกรีต การเลื่อนไถลตามแนวรอยร้าวทำให้เกิดการลดลงของน้ำหนักบรรทุกอย่างรวดเร็ว ทำให้ระยะโก่งตัวสูงสุดตอนที่เกิดวิบัติมีค่าน้อยกว่า

ตาราง 4.4 สรุปผลการทดลองของคานเทียบกับคานอ้างอิง

Beam	Concrete compressive strength (MPa)	Width of precrack (mm)	Ultimate Load (kN)	% Load decrease	Maximum deflection (mm)	Normalized shear strength
การทดลองชุดที่ 1						
B1	20.90	-	409.6	-	5.8	0.55
B2	21.87	1.0	325.5	20.52	16.0	0.42
B3	21.36	0.9	336.0	17.96	5.0	0.44
B4	22.19	0.05	444.4	8.5 (increase)	5.0	0.56
B5	21.86	0.3	435.5	5.8 (increase)	8.1	0.56
การทดลองชุดที่ 2						

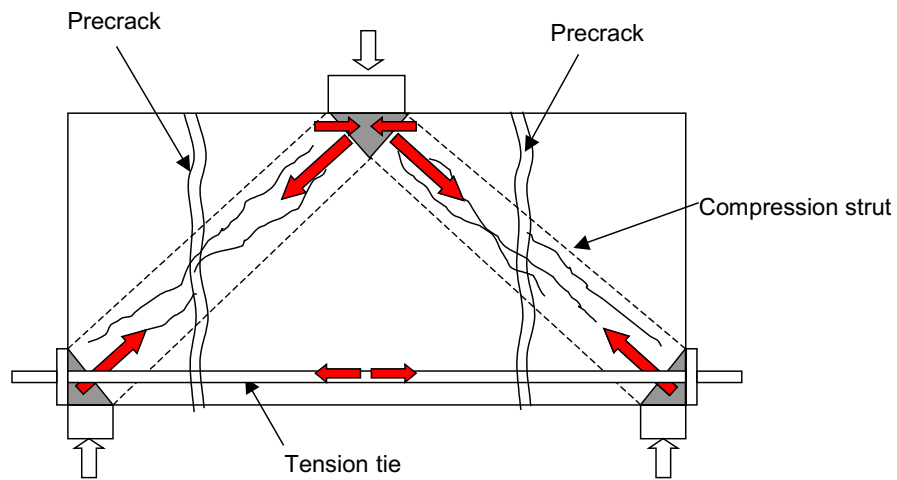
B6	23.90	-	431.0	-	4.1	0.51
B7	23.30	0.40	421.3	2.23	6.5	0.49
B8	23.84	1.60	324.8	24.63	15.0	0.38

4.4 สรุปผลการทดลอง

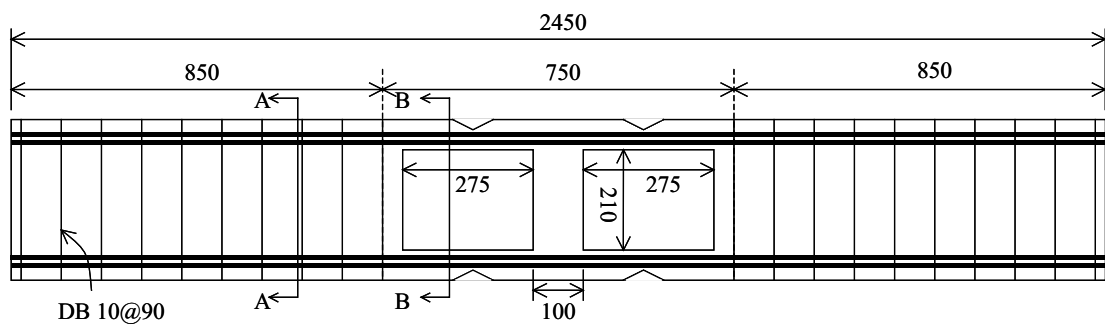
ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบคานเหล็กที่มีรอยร้าวล่วงหน้าทั้งสิ้น 8 คาน ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า รอยร้าวล่วงหน้ามีผลทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานลดลง โดยรอยร้าวล่วงหน้าที่มีขนาดโตกว่าจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานลดลงได้มากกว่าสาเหตุของการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนคือ 1. การลดลงของพื้นที่สัมผัสประสิทธิภาพของรอยร้าว และ 2. การเสื่อมลดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบริเวณผิวรอยร้าว แต่เมื่อเปรียบเทียบผลของความกว้างของรอยร้าวในคานเหล็ก และ คานที่มีเหล็กถูกตั้งเป็นปริมาณมาก พบว่า มีผลของความกว้างของรอยร้าวในคานที่ใส่เหล็กถูกตั้งเป็นปริมาณมาก มากกว่าในคานเหล็ก ที่เป็นเช่นนี้เพราะ ขนาดของมวลรวมประสิทธิภาพไม่เท่ากัน ดังนั้น ผู้วิจัยได้อธิบายว่า ผลของรอยร้าวล่วงหน้าควรขึ้นอยู่กับขนาดของรอยร้าวต่อขนาดมวลรวม ผลการทดลองชี้ให้เห็นว่าการวิบัติในคานเหล็กที่มีรอยร้าวล่วงหน้าสามารถเกิดขึ้นได้ 2 ลักษณะคือ 1. การวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตในแนวทแยง และ 2. การวิบัติผสมที่เกิดจากการไหลตัวของมวลรอยร้าวตั้งร่วมกับการบดอัดของคอนกรีตในแนวทแยง ในกรณีที่เป็นการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตในแนวทแยง จะพบว่าระยะโก่งตัวสูงสุดตอนวิบัติมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อขนาดของรอยร้าวล่วงหน้าโตขึ้น

4.5 อ้างอิง

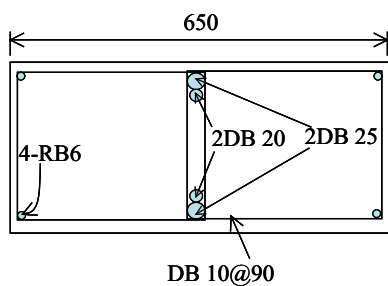
1. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Influence of pre-cracking on reinforced concrete behavior in shear, *Concrete Library of JSCE No.38*, December, pp.207-223.
2. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Behavior and finite element analysis of pre-cracked reinforced concrete in shear, *Magazine of concrete research*, Vol.53, No.4, pp.263-282.
3. Koichi Maekawa, Amorn Pimanmas, Hajime Okamura (2003): Nonlinear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, 721 pp.
4. Keun-Hyeok Yang, Heon-Soo Chung, Eun-Taik Lee and Hee-Chang Eun (2003), "Shear characteristics of high-strength concrete deep beams without shear reinforcement, *Engineering Structures*, Vol.25, pp.1343-1352



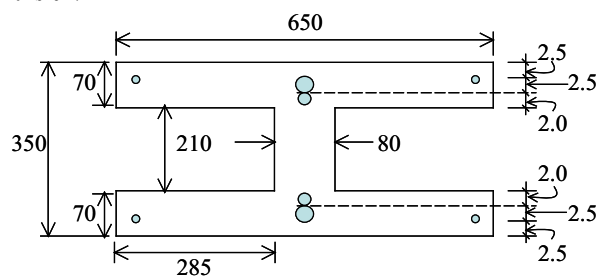
รูป 4.1 กลไกการรับแรงของคานเล็ก



Dimension: mm

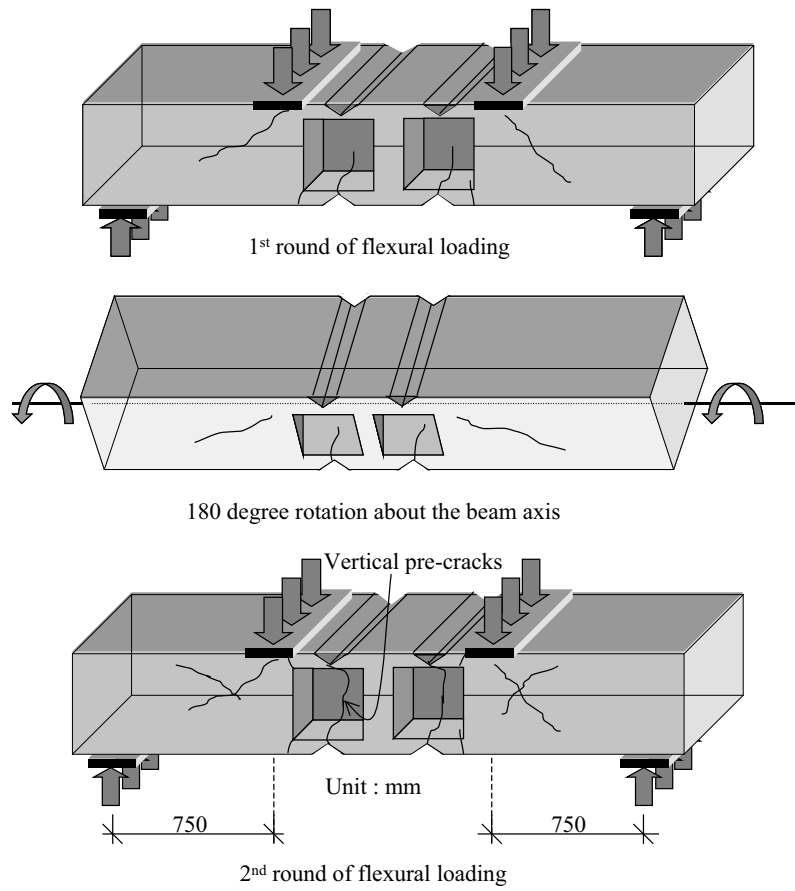


SECTION A-A

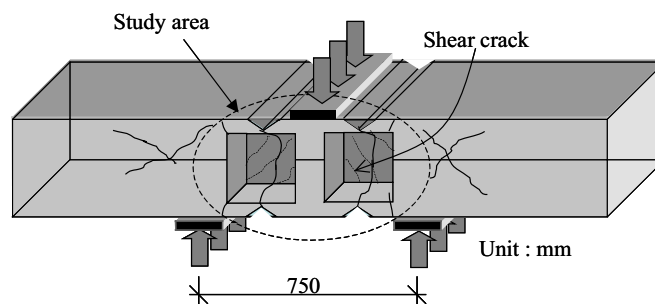


SECTION B-B

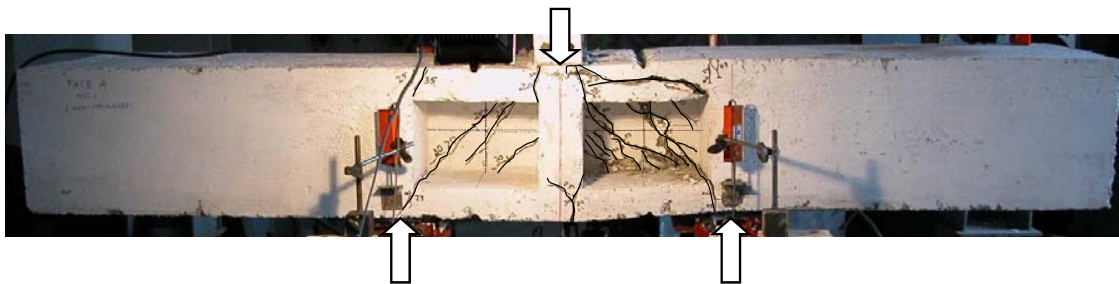
รูป 4.2 ขนาดคาน หน้าตัด ปริมาณและการจัดวางเหล็กเสริมในคานทดสอบ



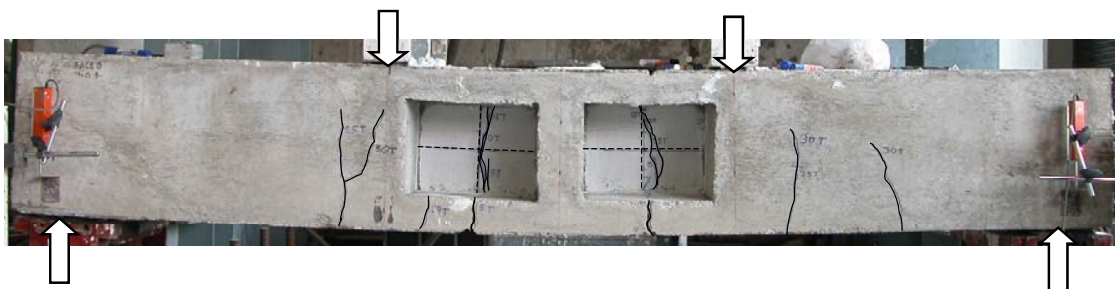
รูป 4.3a การทดสอบการดัด 4 จุดแบบสลับทิศ



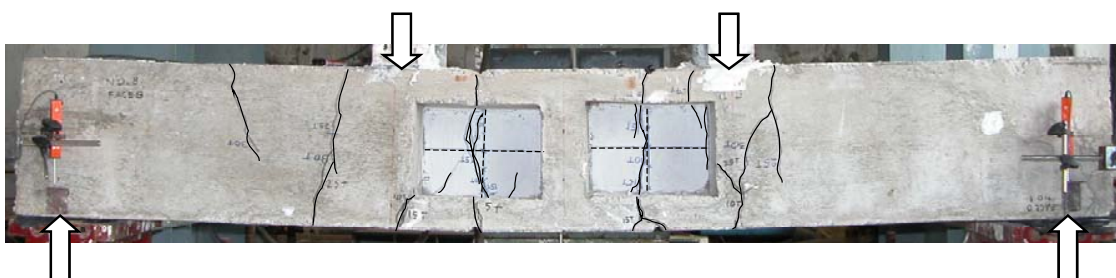
รูป 4.3b การทดสอบการให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 จุด



(a) คาน B1 ภายใต้การนำน้ำหนักบรรทุก 3 จุด (Three point loading)

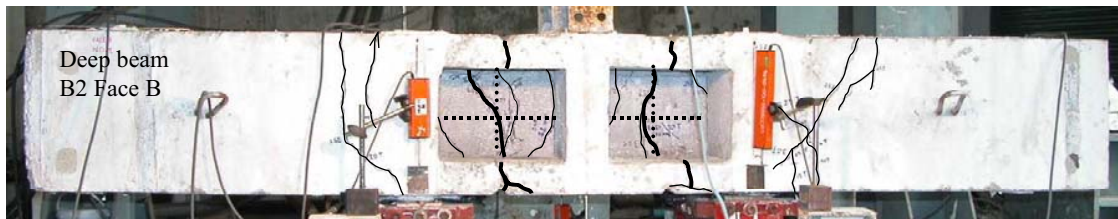


(b) การดัด 4 จุดรอบที่ 1 (0 องศา) (Four point bending – First round)

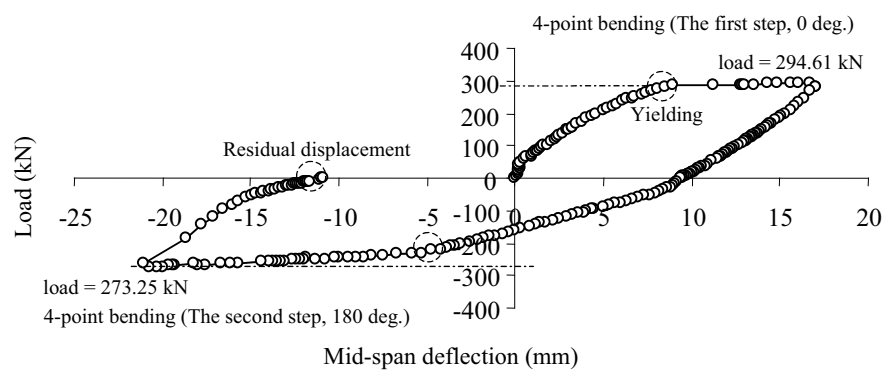


(c) การดัด 4 จุดรอบที่ 2 (180 องศา) (Four point bending – Second round)

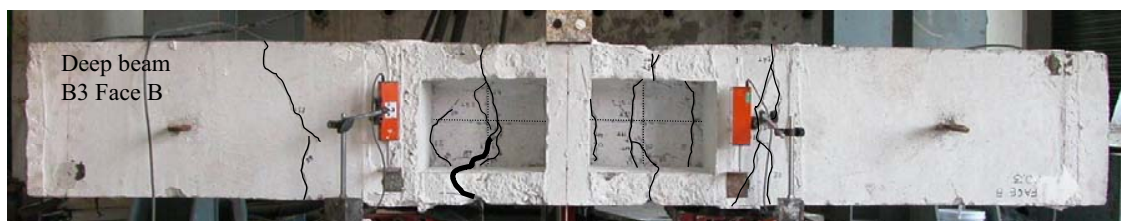
รูป 4.4 การให้น้ำหนักบรรทุกในการทดลอง



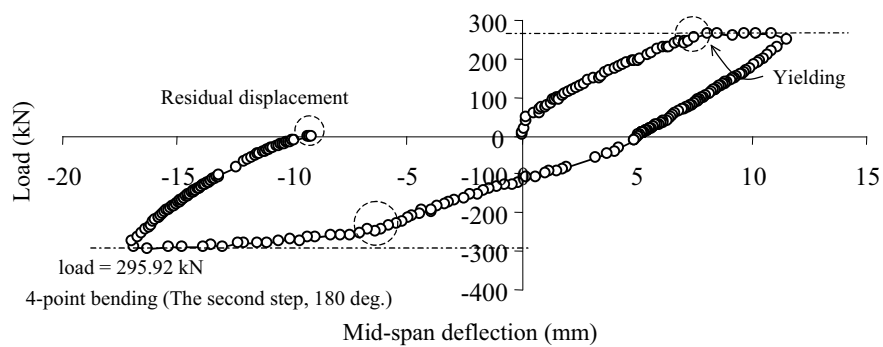
Reversed flexural loading of deep beam B2



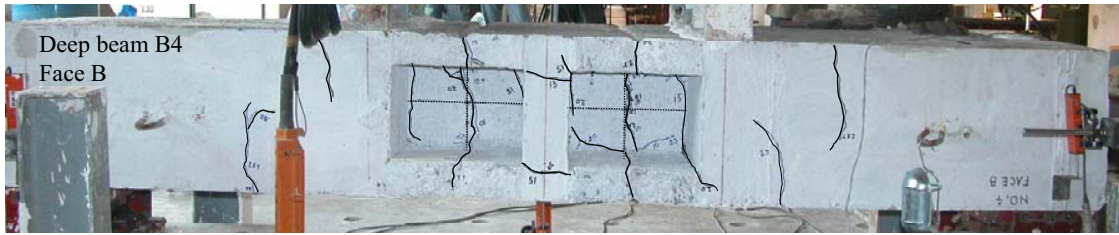
รูป 4.5a คาน B2



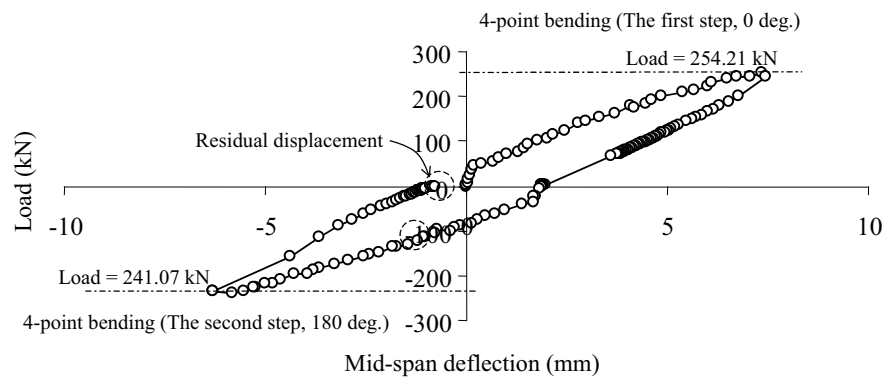
Reversed flexural loading of deep beam B3



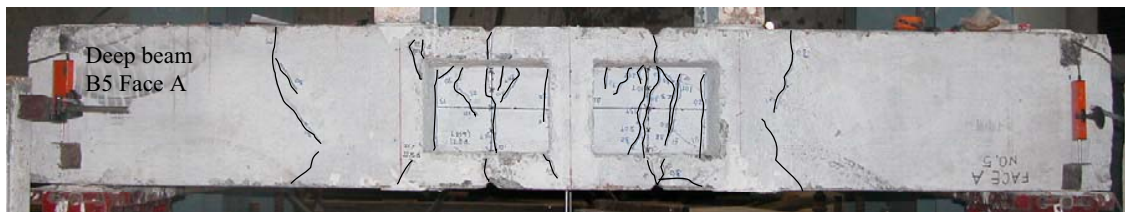
รูป 4.5b คาน B3



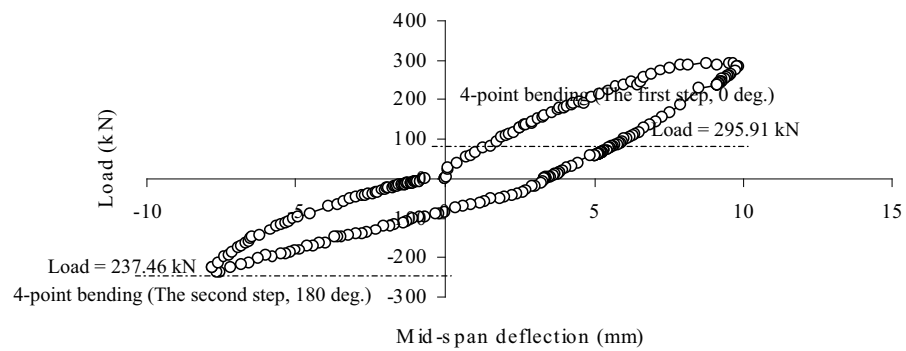
Reversed flexural loading of deep beam B4



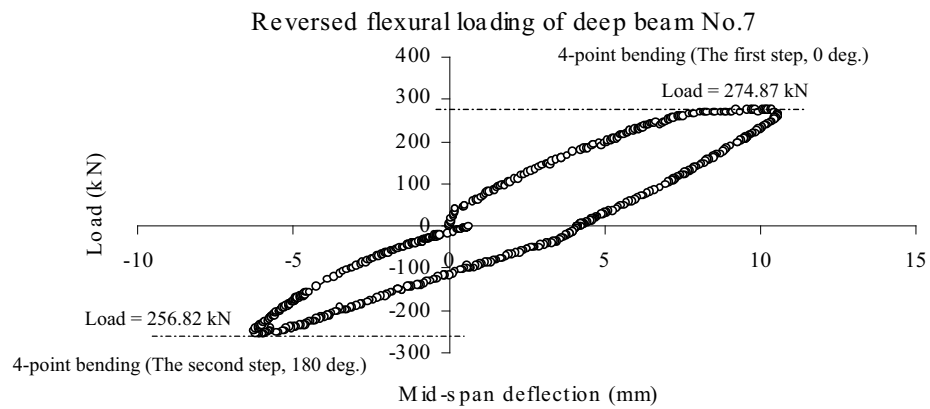
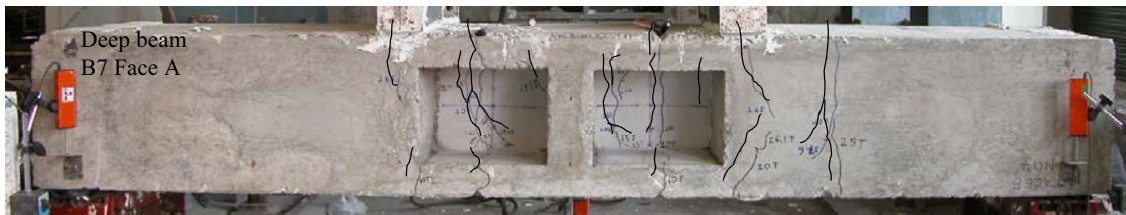
รูป 4.5c คาน B4



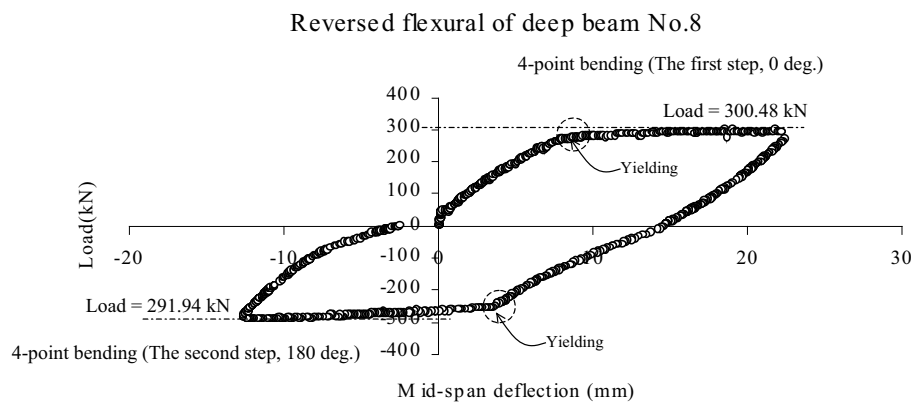
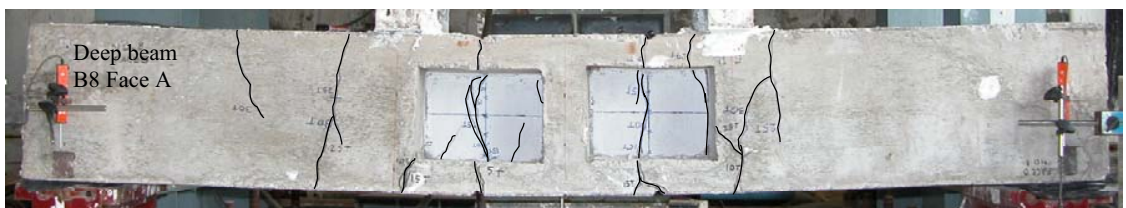
Reversed flexural loading of deep beam No.5



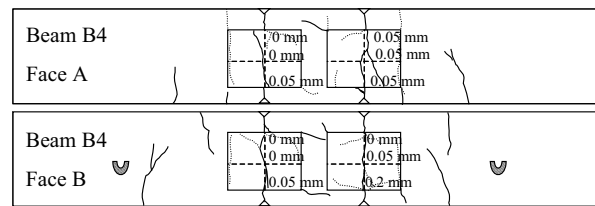
รูป 4.5d คาน B5



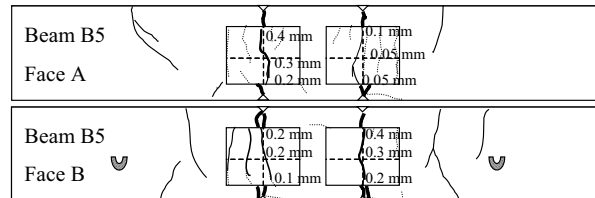
รูป 4.5e คาน B7



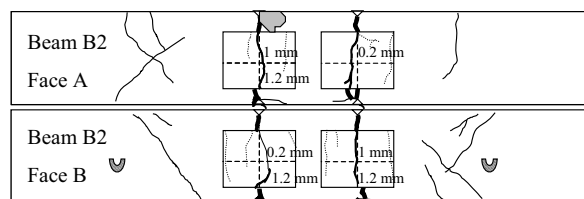
รูป 4.5f คาน B8



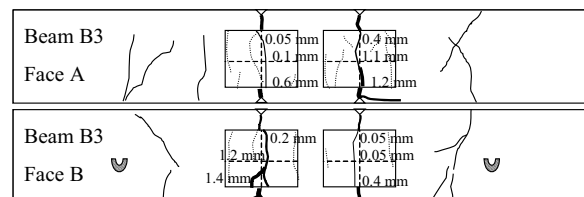
Beam B4



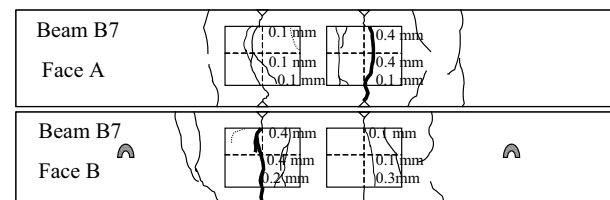
Beam B5



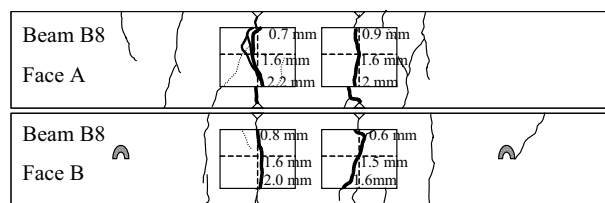
Beam B2



Beam B3

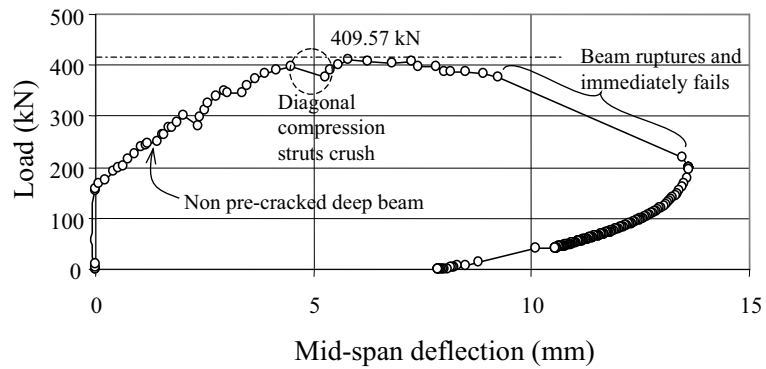
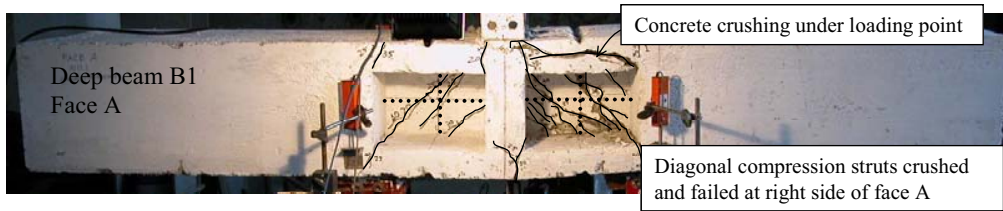


BEAM B7



BEAM B8

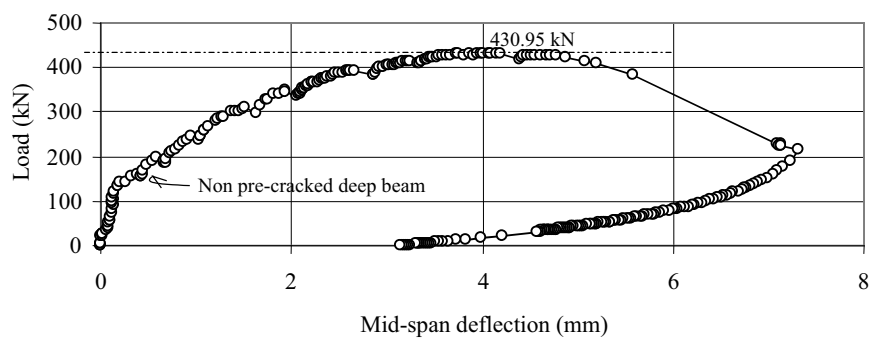
รูป 4.6 ความกว้างของรอยร้าวตั้งหลังจากเสร็จสิ้นการทดสอบแบบการัด 4 จุดสลับทิศ



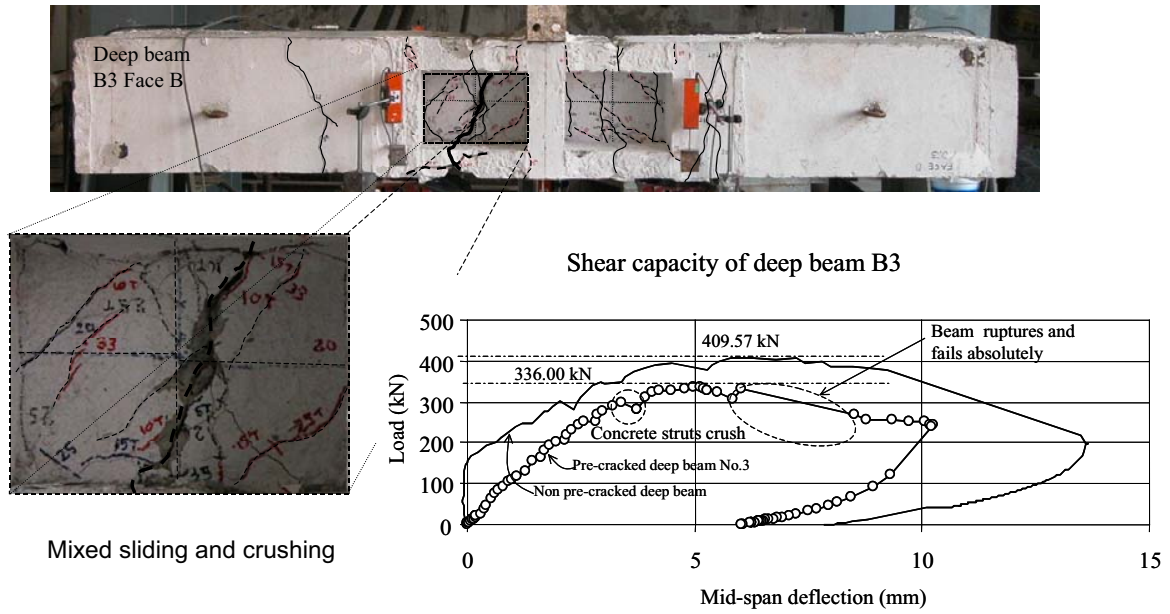
รูป 4.7a ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B1



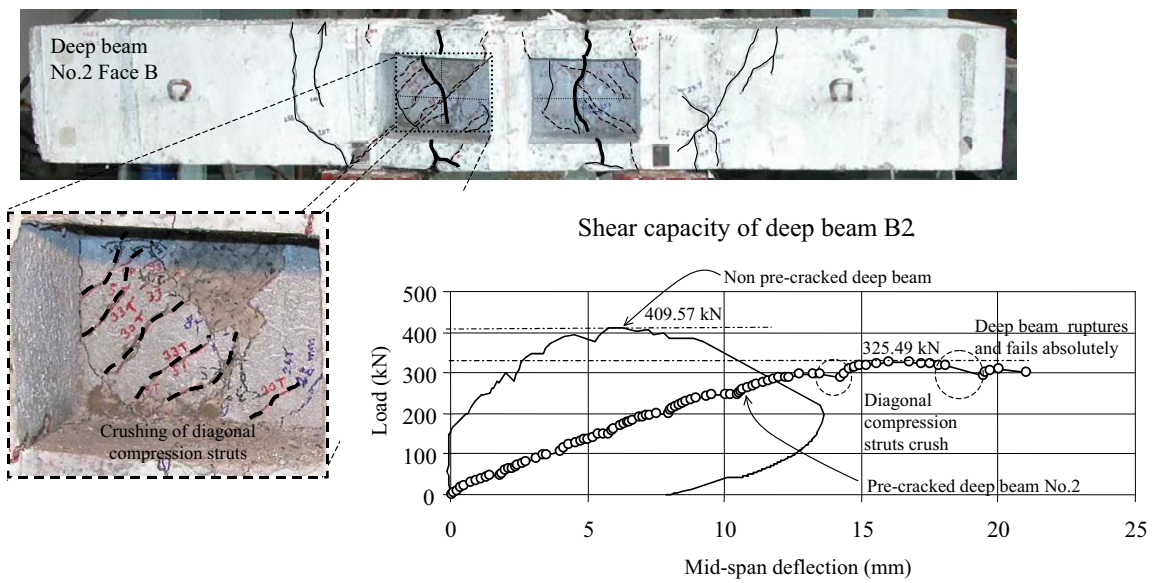
Shear capacity of control beam (Beam B6)



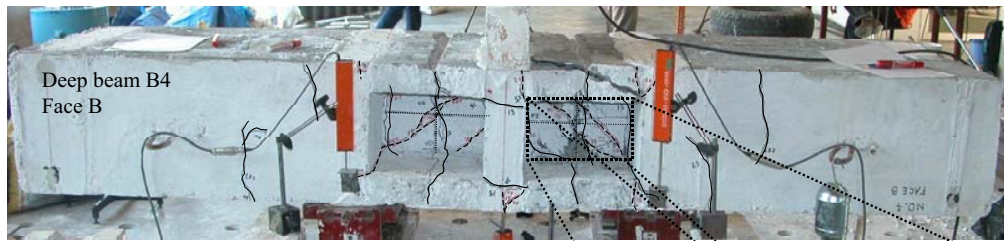
รูป 4.7b ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B6



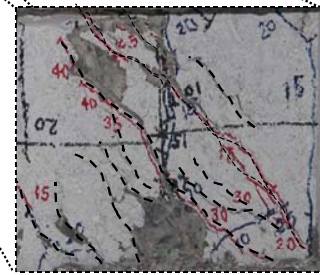
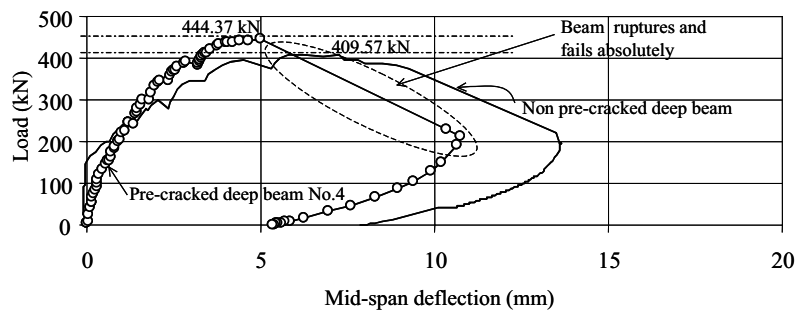
รูป 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B2



รูป 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B3



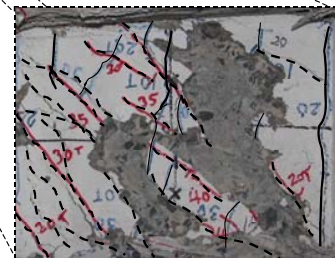
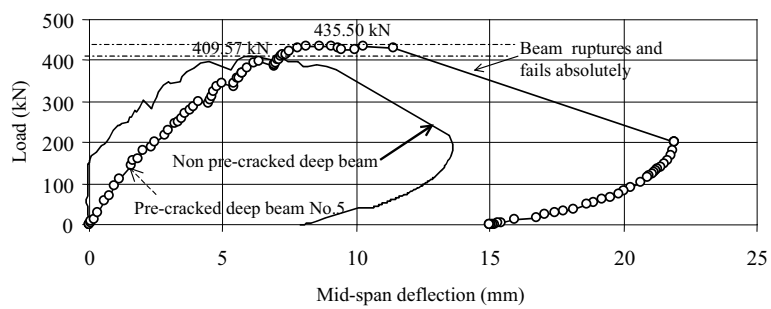
Shear capacity of deep beam B4



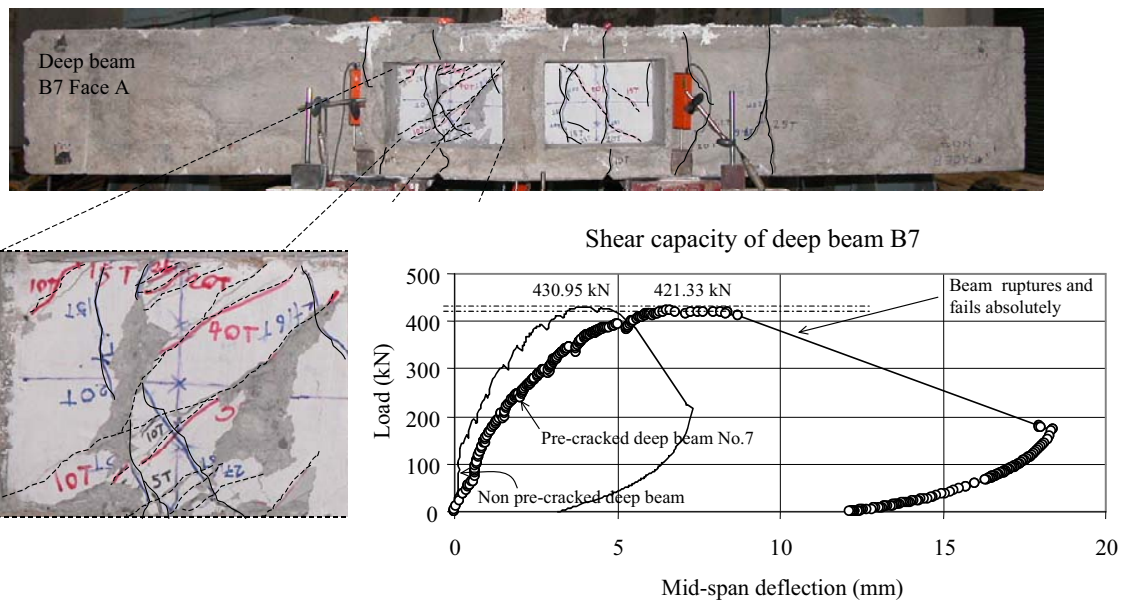
รูป 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B4



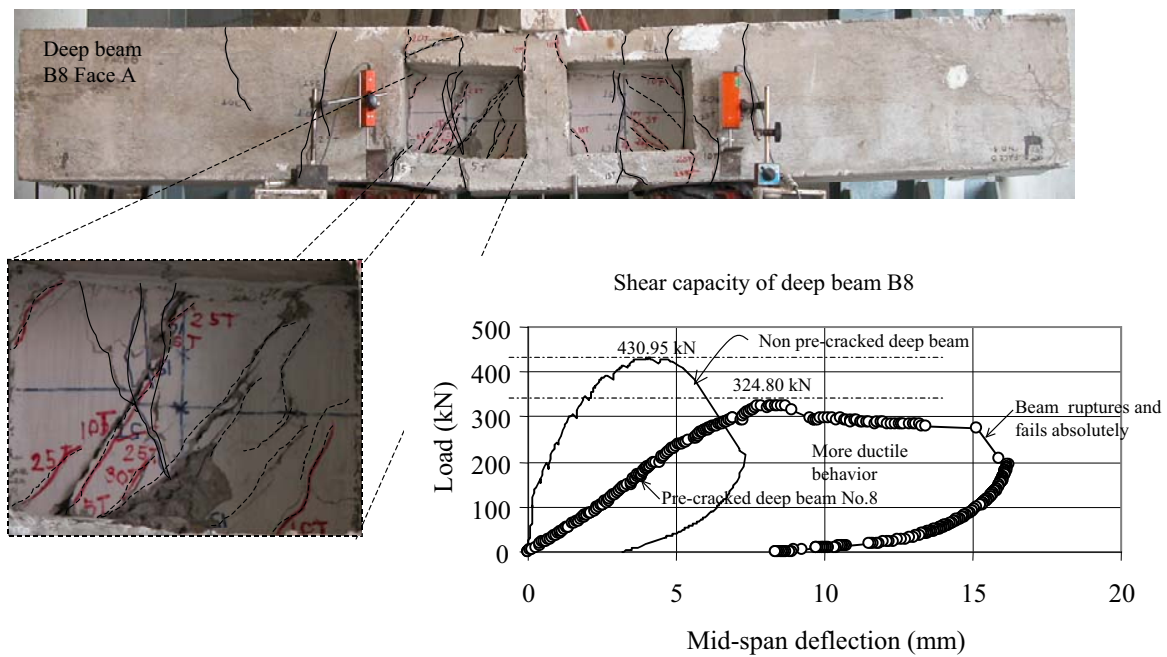
Shear capacity of deep beam B5



รูป 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B5



รูป 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B7



รูป 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B8

บทที่ 5 ทฤษฎีการรับแรงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า

Chapter 5 Theory of pre-cracked concrete

ในบทนี้ผู้วิจัยได้สร้างทฤษฎีที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า โดยได้แบ่งออกเป็นสองส่วนคือ 1. ทฤษฎีการรับแรงดึงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า และ 2. ทฤษฎีการรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า ทฤษฎีทั้งสองล้วนตั้งอยู่บนสมมุติฐานเดียวกันที่ว่า รอยร้าวล่วงหน้าทำให้เกิดระนาบที่อ่อนแอภายในคอนกรีต การแยกทฤษฎีออกเป็นสองส่วนก็เพื่อให้เห็นผลของรอยร้าวดึงที่มีต่อการรับแรงอัดและแรงดึงของคอนกรีตอย่างชัดเจนมากขึ้น

5.1 ทฤษฎีการรับแรงดึงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า

จากผลการทดลองได้ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า รอยร้าวดึงที่มีอยู่ก่อนหน้ามีผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตเพิ่มขึ้น โดยการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนนี้สามารถอธิบายได้ด้วยปรากฏการณ์การหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว (Crack arrest and diversion) และ ทฤษฎี shear anisotropy ซึ่งอธิบายได้ดังนี้

1. ทฤษฎีการหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว (Crack arrest and diversion)

การทดลองนี้ได้แสดงให้เห็นว่ารอยร้าวดึงล่วงหน้ามีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ทั้งในแง่ของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการวิบัติของโครงสร้าง และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัว ซึ่งลักษณะการเกิดของรอยร้าวภายหลังจากการทดสอบการเฉือนได้แสดงให้เห็นว่าการที่รอยร้าวเป็นรูปตัว Z (Z-crack) นั้นเกิดขึ้นจากรอยร้าวดึงล่วงหน้าที่เกิดขึ้นตอนของการดัดสลับทิศ ไปขัดขวางการวิ่งของรอยร้าวเฉียงที่เกิดขึ้นในการทดสอบการเฉือน ทั้งนี้ลองพิจารณาจากรูป 5.1 ซึ่งแสดงคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยร้าวดึงอยู่ล่วงหน้าในช่วงกลางของช่วงการเฉือนของคาน สาเหตุที่รอยร้าวเฉียงไม่สามารถวิ่งผ่านรอยร้าวดึงได้ เนื่องจากความสามารถในการถ่ายเทความเค้นตามระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้ามีค่าต่ำ รูป 5.1 แสดงเส้นทางการแพร่ของรอยร้าวเฉียง ตามแนวการวิ่งของรอยร้าวเฉียงนี้ ขอให้พิจารณาอีลีเมนต์เล็กๆ 2 อีลีเมนต์ โดยอีลีเมนต์หนึ่งอยู่ใกล้กับระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้า ส่วนอีลีเมนต์หนึ่งอยู่ไกลจาก

ระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้า ข้อแตกต่างระหว่าง 2 อีลีเมนต์นี้ก็คือ อีลีเมนต์ที่อยู่ใกล้กับระนาบของรอยร้าวดึงมีความสามารถที่จะพัฒนาความเค้นดึงหลักมากพอที่จะทำให้รอยร้าววิ่งต่อไปได้ แต่อีลีเมนต์ที่อยู่ใกล้กับระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้าไม่สามารถที่จะพัฒนาความเค้นได้ ทั้งนี้ความสามารถที่จะพัฒนาความเค้นในอีลีเมนต์ถูกจำกัดโดยความเค้นที่สามารถส่งผ่านได้ตามระนาบของรอยร้าวดึง ถ้ารอยร้าวดึงมีขนาดกว้าง ความเค้นที่ส่งถ่ายก็จะน้อย เป็นผลให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในอีลีเมนต์มีค่าน้อย ดังนั้นรอยร้าวเฉียงจึงหยุดการแพร่เมื่อวิ่งมาเจอกับอีลีเมนต์ที่อยู่ใกล้ระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้า

การเคลื่อนตัวของระนาบรอยร้าวดึงล่วงหน้า เป็นผลให้เกิดการเคลื่อนที่สัมพันธ์กันระหว่างชิ้นส่วนที่อยู่ทางด้านซ้ายและด้านขวาของระนาบรอยร้าวดึง ปรากฏการณ์การหยุดของรอยร้าวนี้แสดงถึงปฏิสัมพันธ์ (Interaction) ระหว่างรอยร้าวเฉียงและรอยร้าวดึงซึ่งรอยร้าว Z เป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของทั้งรอยร้าวดึงและรอยร้าวเฉียง รูป 5.1 แสดงคานที่มีรอยร้าวดึงล่วงหน้า 2 คาน ที่มีความกว้างของรอยร้าวดึงล่วงหน้าที่ไม่เท่ากัน เมื่อนำมาทดสอบการรับแรงเฉือนแล้วทั้ง 2 คานก็เกิดรอยร้าว Z (Z-crack) เช่นเดียวกัน แต่รูปร่างของรอยร้าว Z ในคานทั้งสองนั้นต่างกัน ในคานที่มีรอยร้าวดึงล่วงหน้ามีขนาดใหญ่ (ดูรูป 5.1 ซ้ายมือ) รอยร้าว Z ที่เกิดขึ้นจะมีส่วนของรอยร้าวดึงที่มากกว่าส่วนของรอยร้าวเฉียง ส่วนในคานที่มีรอยร้าวดึงล่วงหน้าขนาดเล็ก (ดูรูป 5.1 ขวามือ) รอยร้าว Z ที่เกิดขึ้นจะมีส่วนของรอยร้าวเฉียงมากกว่าส่วนของรอยร้าวดึง

2. ทฤษฎี shear anisotropy

Shear anisotropy เป็นทฤษฎีที่ผู้วิจัยใช้เพื่ออธิบายพฤติกรรมของอีลีสติกคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า ในทฤษฎีนี้ผู้วิจัยอธิบายว่า รอยร้าวล่วงหน้าที่มีในอีลีสติกคอนกรีต ทำให้เกิดระนาบที่มีถ่ายหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนได้น้อย หรือ เป็นระนาบที่อ่อนแอ (weak plane) ของอีลีสติก ซึ่งเป็นการสร้าง anisotropy ให้เกิดขึ้น ถ้าหากว่าไม่มีรอยร้าวล่วงหน้าปรากฏอยู่ คอนกรีตก็จะมีพฤติกรรม isotropic นั่นคือทุกๆระนาบในคอนกรีตมีความสามารถในการถ่ายหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนได้เท่ากัน ผลของ anisotropy นี้สามารถอธิบายได้จากรูป 5.2 ดังนี้ หากเป็นอีลีสติกที่มีรอยร้าวอยู่หลายรูรอยร้าว ก็จะมีเพียงรอยร้าวบางอันเท่านั้นที่ทำงาน (active) ในขณะที่รอยร้าวอื่นๆไม่ทำงาน (inactive) หรือปิดไป โดยรอยร้าวที่ทำงานก็จะเป็นรอยร้าวที่มีความกว้างมากที่สุดและอยู่ในแนวของหน่วยแรงหลักที่กระทำต่ออีลีสติก ณ ขณะเวลานั้น ในกรณีของอีลีสติกที่มีรอยร้าวล่วงหน้า การเปิดและการไล่ตามแนวรอยร้าวล่วงหน้าจะเป็นการลดความเข้มของหน่วยแรงในแนวทแยง (concentration of diagonal tensile stress) ทำให้ไม่สามารถเกิดรอยร้าวทแยงได้ ดังนั้นการเกิดขึ้นของรอยร้าวทแยงในบริเวณที่มีรอยร้าวล่วงหน้าในแนวตั้งอยู่จึงเป็นสิ่งที่ยาก และ เป็นเหตุผลว่าทำไมรอยร้าวทแยงจึงหยุดการแพร่เมื่อวิ่งมาชนกับรอยร้าวตั้งล่วงหน้าที่มีอยู่

5.2 ทฤษฎีการรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า

จากผลการทดลองได้ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า รอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้ามีผลให้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตลดลง โดยการลดลงของกำลังรับแรงอัดนี้สามารถอธิบายได้ด้วย กลไก 2 กลไก คือ 1. การลดลงของพื้นที่สัมผัสของคอนกรีต (reduction of effective contact area) และ 2. การเสื่อมลดของกำลังรับแรงอัดที่ผิวหน้าของรอยร้าวเนื่องจากรอยร้าวจุลภาค (reduction of effective compressive strength due to micro-fractures) กลไกที่ 1 เป็นกลไกทางเรขาคณิต ส่วนกลไกที่สองเป็นกลไกด้านวัสดุ กลไกทั้งสองสามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้

กลไก 1. การลดลงของพื้นที่สัมผัสของคอนกรีต (Reduction of effective contact area)

รอยร้าวทำให้พื้นที่สัมผัสของคอนกรีตลดลง ดังแสดงใน รูป 5.3 เพราะทำให้ผิวสัมผัสของคอนกรีตไม่ทับกันสนิทเมื่อรับแรงอัด เนื่องจากการเกิดการเลื่อนไถลสัมพัทธ์ (relative sliding) ระหว่างผิวของรอยร้าว อัตราส่วนพื้นที่สัมผัสประสิทธิผล () สามารถแสดงได้ด้วยสมการ [1]

$$1 - \exp(-0.5 G/w)$$

โดยที่ G เป็นขนาดของมวลรวมประสิทธิผล และ w เป็นความกว้างของรอยร้าว

กลไก 2 การเสื่อมลดของกำลังรับแรงอัดที่ผิวหน้าของรอยร้าวเนื่องจากรอยร้าวจุลภาค (reduction of effective compressive strength due to micro-fractures) ที่เนื้อคอนกรีตใกล้กับรอยร้าวล่วงหน้า คอนกรีตจะมีกำลังรับแรงอัด (compressive strength) ลดลงเนื่องจากรอยร้าวจุลภาค (micro cracks) ซึ่งทำความเสียหายให้แก่คอนกรีต การลดลงของกำลังรับแรงอัดนี้สามารถแทนได้ด้วย fracture parameter (K) ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก [1]

$$K = \exp(-0.73E(\exp(1-1.25E))) \quad 5.2$$

โดยที่ E เป็นค่าความเครียดเทียบเท่า (equivalent strain) และ สามารถคำนวณได้จาก

$$E = [(c\varepsilon_m)^2 + (d\varepsilon_d)^2]^{0.5} \quad 5.3$$

$$\varepsilon_m = 0.707 (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \quad 5.4$$

$$\gamma_d = 0.707 (\epsilon_1 - \epsilon_2) \quad 5.5$$

$$c = 0.62 / \epsilon_p \quad 5.6$$

$$d = 0.98 / \epsilon_p \quad 5.7$$

โดยที่ ϵ_m เป็นความเครียดเฉลี่ย (mean strain) γ_d เป็นความเครียดเฉือน deviatoric (Deviatoric strain) ϵ_1 และ ϵ_2 เป็นความเครียดหลัก (principal strain) โดยที่ $\epsilon_1 > \epsilon_2$

c และ d เป็นค่าคงที่ของวัสดุและคำนวณได้ตามสมการข้างต้น ϵ_p เป็นความเครียดอัดของคอนกรีต ณ ตำแหน่งค่ากำลังรับแรงอัด ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\epsilon_p = 0.00014 (fc)^{0.5} \quad 5.8$$

ในการทดลองในงานวิจัยนี้ ϵ_2 มีค่าเท่ากับ 0 ส่วน ϵ_1 สามารถคำนวณได้จาก (รูป 5.5)

$$\epsilon_1 = w / (S \cdot G/2) \quad 5.9$$

โดยที่ w เป็นความกว้างของรอยร้าว S เป็นระยะระหว่างรอยร้าว G เป็นขนาดมวลรวมประสิทธิผล จะเห็นว่าสมการข้างต้นได้พิจารณาผลของขนาดของมวลรวมในการคำนวณความเครียดหลักไว้ด้วย

เมื่อรวมกลไกทั้งสองเข้าด้วยกันก็จะทำให้สามารถคำนวณหา กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (effective compressive strength) ได้ดังสมการ

$$f_{c,eff} = K fc \quad 5.10$$

ค่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลนั้น ไม่ใช่ค่ากำลังรับแรงอัดที่แท้จริงของคอนกรีต แต่เป็นค่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลที่ได้คิดผลการลดลงของพื้นที่สัมผัส และการอ่อนกำลังของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

5.2.1 การเปรียบเทียบแบบจำลองทางคณิตศาสตร์กับผลการทดลอง

1. ชุดทดลองที่ 1 คานที่ใส่เหล็กดัดเป็นปริมาณมาก

ผู้วิจัยได้ใช้ทฤษฎีดังกล่าวทำนายผลการทดลองชุดที่ 1 ซึ่งเป็นชุดทดลองคานที่ใส่เหล็กดัดเป็นปริมาณมาก ในการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ได้กำหนดค่าตัวแปรดังนี้

1. ขนาดของมวลรวมประสิทธิผล (G) ผู้วิจัยใช้ $G = 2.0$ มม. ซึ่งเป็นขนาดของทราย ทั้งนี้เพราะหน้าตัดรูปตัวไอมีความกว้างเพียง 70 มม. และมีเหล็กดัดขนาด 10 มม. อยู่เป็นจำนวนมาก จึงทำให้กรวดไม่สามารถแทรกตัวอยู่ในบริเวณหน้าตัดตัวไอได้
2. ระยะระหว่างรอยร้าวดึง (S) ผู้วิจัยใช้ 200 มม. ซึ่งเป็นค่าโดยประมาณที่ได้จากการทดลอง

ผลการเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์กับการทดลองแสดงดังในตาราง

คาน	กำลังรับแรงอัดจากการทดสอบลูกปูน (MPa)	ความกว้างรอยร้าวตั้ง (มม.)		K	fc,eff (MPa)	Vcal (kN)	Vexp (kN)	Vcal/Vexp
B2	24.56	0.30	0.90	0.81	17.90	128.6	136.3	0.94
B3	23.34	0.25	0.95	0.85	18.85	136.4	144.8	0.94
B4	28.41	0.05	1.00	0.99	28.12	202.0	178.2	1.13
B5	27.02	0.15	0.990	0.94	25.4	182.4	167.4	1.09

2. ชุดทดลองที่ 2 คานเล็ก

ผู้วิจัยได้ใช้ทฤษฎีดังกล่าวทำนายผลการทดลองชุดที่ 2 ซึ่งเป็นชุดทดลองคานเล็กรับแรงเฉือน ในการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ได้กำหนดค่าตัวแปรดังนี้

1. ขนาดของมวลรวมประสิทธิผล (G) ผู้วิจัยใช้ $G = 7.5$ มม. ซึ่งเป็นขนาดเฉลี่ยของกรวดและทรายโดยประมาณ ทั้งนี้เพราะหน้าตัดรูปตัวไอมีความกว้าง 80 มม. และไม่มีเหล็กถูกตั้งในบริเวณหน้าตัดตัวไอ จึงทำให้กรวดขนาดเล็กๆ จำนวนหนึ่งแทรกตัวอยู่ในบริเวณหน้าตัดตัวไอได้
2. ระยะระหว่างรอยร้าวตั้ง (S) เนื่องจากคานเล็กมีรอยร้าวเพียงรอยร้าวเดียวเกิดขึ้นในแต่ละด้านของคาน จึงไม่สามารถหาระยะระหว่างรอยร้าวตั้ง อย่างไรก็ตาม เนื่องจากหน้าตัดรูปตัวไอมีหน้าตัดและเหล็กเสริมใกล้เคียงกับคานที่ได้เหล็กถูกตั้งจำนวนมากในการทดลองชุดที่ 1 ผู้วิจัยจึงใช้ $S = 200$ มม. เท่ากัน

ผลการเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์กับการทดลองแสดงดังในตาราง

การทดลองคานเล็กชุดที่ 1

คาน	กำลังรับแรงอัดจากการทดสอบลูกปูน (MPa)	ความกว้างรอยร้าวตั้ง (มม.)		K	fc,eff (MPa)	Vcal (kN)	Vexp (kN)	Vcal/Vexp
B2	21.87	1.0	0.94	0.83	17.06	167.4	162.8	1.03
B3	21.35	0.90	0.96	0.85	17.42	170.9	168.0	1.02
B4	22.19	0.05	1.00	1.00	22.19	217.7	222.2	0.98
B5	21.86	0.30	1.00	0.98	21.42	210.2	217.8	0.97

การทดลองคานเล็กชุดที่ 2

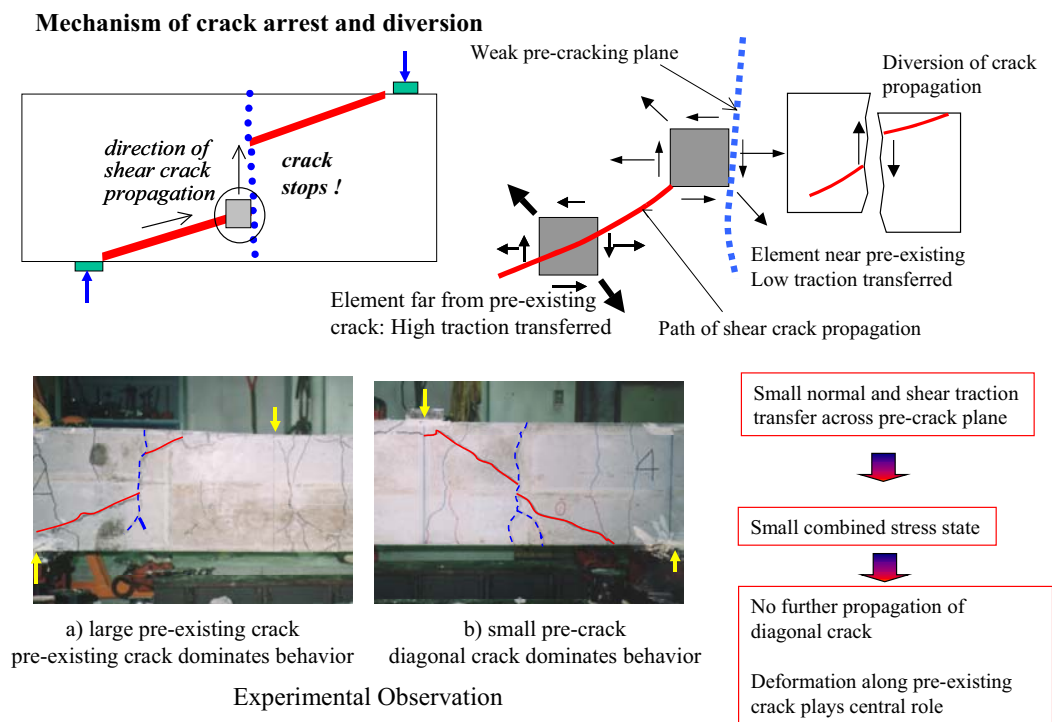
คาน	กำลังรับแรงอัดจากการทดสอบลูกปูน (MPa)	ความกว้างรอยร้าวตั้ง (มม.)		K	fc,eff (MPa)	Vcal (kN)	Vexp (kN)	Vcal/Vexp
B7	23.30	0.40	1.0	0.97	22.60	205.6	210.7	0.98
B8	23.84	1.60	0.74	0.69	12.17	110.7	162.4	0.68

จะเห็นได้ว่าแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ผู้วิจัยเสนอนี้สามารถคำนวณหาค่ากำลังรับแรงอัดที่ลดลงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้าได้ ข้อดีของแบบจำลองดังกล่าวก็คือเป็นแบบจำลองที่มีความง่ายต่อการเข้าใจ มีความหมายทางกายภาพ

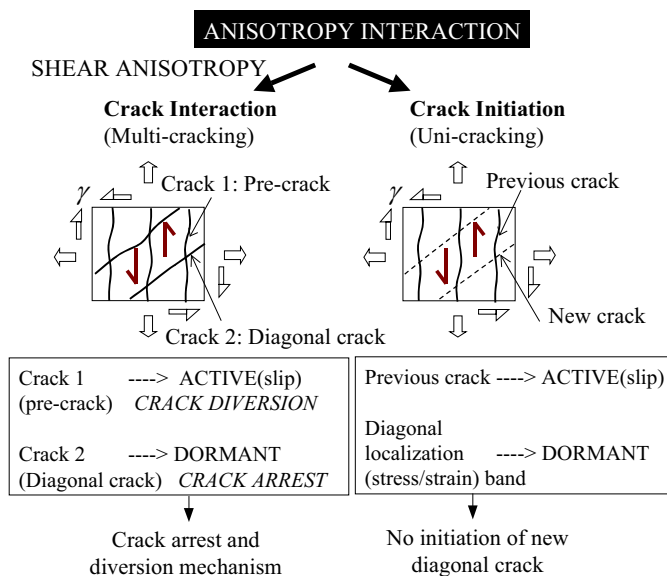
ที่ชัดเจน แต่แบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่คือ ไม่ได้พิจารณาผลของมุมระหว่างทิศของแรงอัดกับแนวของรอยร้าวล่วงหน้า รวมทั้งยังไม่ได้พิจารณาผลของรอยร้าวหลายๆรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นในคอนกรีตได้ ซึ่งผู้วิจัยจะได้ปรับปรุงแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ให้ดีขึ้น

5.3 อ้างอิง

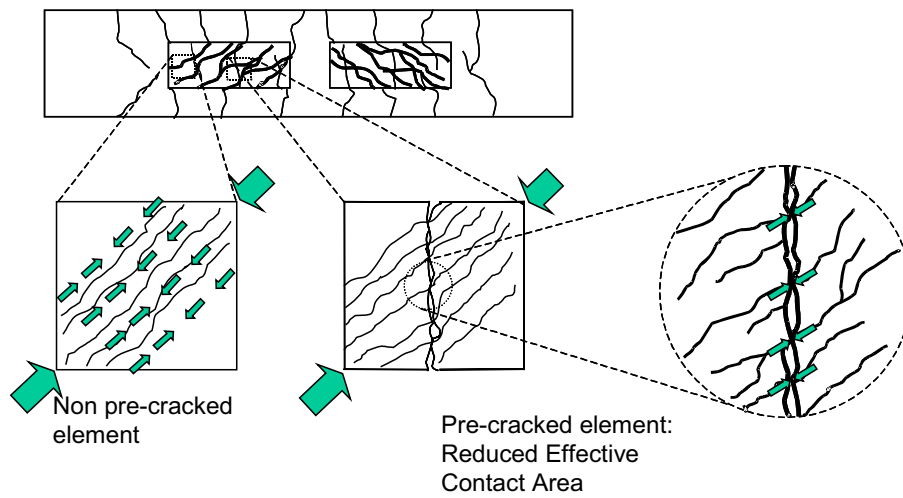
1. Koichi Maekawa, Amorn Pimanmas (2003), Hajime Okamura: Nonlinear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, 721 pp.
2. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Behavior and finite element analysis of pre-cracked reinforced concrete in shear, *Magazine of concrete research*, Vol.53, No.4, pp.263-282.
3. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Influence of pre-cracking on reinforced concrete behavior in shear, *Concrete Library of JSCE No.38*, December, pp.207-223.



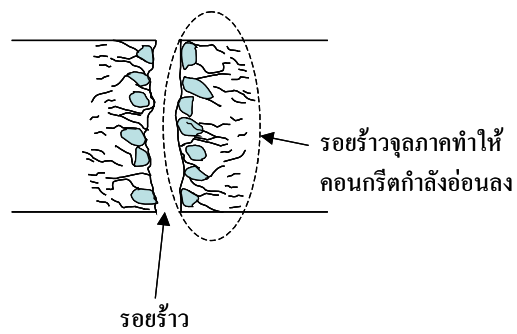
รูป 5.1 ทฤษฎีการหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว



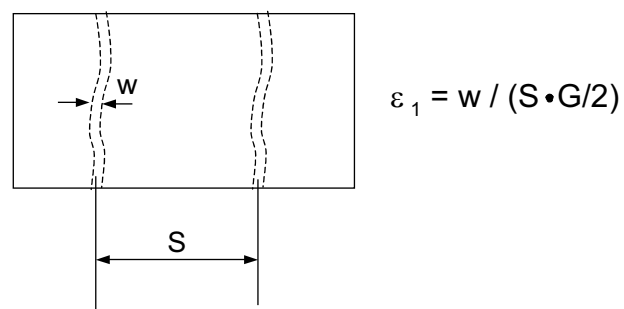
รูป 5.2 ทฤษฎี Shear Anisotropy



รูป 5.3 การลดลงของพื้นที่สัมผัสประสิทธิภาพเนื่องจากรอยร้าวตั้ง



รูป 5.4 การเสื่อมดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบริเวณใกล้ผิวรอยร้าวเนื่องจากรอยร้าวระดับจุดภาค



รูป 5.5 การคำนวณความเครียดหลัก ϵ_1