



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การประเมินข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทย  
ภายใต้แรงแผ่นดินไหว: ระยะที่ 2

Performance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Building Joints  
Constructed in Thailand under Earthquake Load: Phase2

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

โครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน)  
ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2560  
มหาวิทยาลัยศิลปากร

รหัสโครงการ 2560A10802186

สัญญาเลขที่ ๑๑๕/๒๕๖๐

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การประเมินข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทย  
ภายใต้แรงแผ่นดินไหว: ระยะที่ 2

Performance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Building Joints  
Constructed in Thailand under Earthquake Load: Phase2

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
มหาวิทยาลัยบูรพา

สิงหาคม ๒๕๖๒

## บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

### (Executive Summary)

ข้าพเจ้า ผศ.ดร.อานนท์ วงษ์แก้ว ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย จากมหาวิทยาลัยบูรพา ประเภทงบประมาณเงินรายได้ จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) มหาวิทยาลัยบูรพา โครงการวิจัยเรื่อง

การประเมินข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหว: ระยะที่ 2

Performance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Building Joints

Constructed in Thailand under Earthquake Load: Phase2รหัสโครงการ 2560A10802186

สัญญาเลขที่ ๑๑๕/๒๕๖๐ ได้รับงบประมาณรวมทั้งสิ้น ๕๐๙,๐๐๐ บาท

ระยะเวลาการดำเนินงาน ๑ ปี (ตค.๒๕๕๙-กย.๒๕๖๐)

#### ABSTRACT

Reinforced concrete (RC) buildings mostly built in Thailand were constructed under The Engineering Institute of Thailand Under H.M. The King's Patronage 1008-38 where the design considerations are adopted from ACI-1995. It has been reported worldwide that the buildings construct under that design criteria would perform in a non-ductile manner under the earthquake events. The common failure of such buildings was known as the beam-column joint (BCJ) failure. Therefore, this becomes the objective of this study whether the BCJ construction in Thailand can perform under the cyclic loading. The seismic evaluations of BCJ under this study were carried out by laboratory tests of four reinforced concrete beam-column joints (RC-BCJ). Four specimens were categorized into 2 groups using ratios of column to beam moment capacities ( $M_c/M_b$ ) with values of 0.75, 1.82. The tested specimens BC-1 and BC-3 have the steel reinforcement details as

typical using in Thailand. According to ACI-318 (มยพ.1301-54), earthquake resisting steel reinforcement details are employed with specimen BC-2 and BC-4. All RC-BCJ were subjected to the simulated cyclic load pattern adopted by ACI T1.1-01 using UTM.

The results shown that BC-1 and BC-2 have peak loads at 39 kN and 36 kN with the corresponding displacements of 69 mm and 44 mm, respectively. The peak load of BC-3 and BC-4 is identified as 56 kN and 58 kN at the same displacement of 68 mm.

According to ACI-318 (มยพ.1301-54), ACI-352, and FEMA-356, the joint shear strengths ( $\gamma$ ) are defined as 1.0, 1.0, and 0.5, respectively. However, the joint shear strengths ( $\gamma$ ) delivered from the test are varies from 0.4-0.5, which is well corresponding to FEMA-356 values. The failure mode for all test specimens can be described as the joint shear failure. Concrete starts to diagonally crack in the joint area concentrated in the column panel. Then the crack mostly propagates throughout the joint until the failure. Simultaneously, small cracks occur in the beam section near the column face. Compared with joint cracks, those beam cracks are considerably insignificant.

**Keywords:** Beam-Column Joint (BCJ),  $M_c/M_b$  Ratio, Joint Shear Strengths ( $\gamma$ ), Joint Shear Failure

## กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่อง การประเมินข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหว: ระยะที่ 2 ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย ประจำปีงบประมาณ 2560 จากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

## สารบัญ

	หน้า
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	ก
กิตติกรรมประกาศ	ค
สารบัญ	ง
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
บทที่ 3 การสร้างตัวอย่างทดสอบ เครื่องมือ และวิธีการดำเนินการทดสอบ	16
บทที่ 4 ผลการทดสอบ	28
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา	57
เอกสารอ้างอิง	58

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

จากการเกิดแผ่นดินไหวในไทยครั้งล่าสุดตำบลดงมะตะ อำเภอมะนัง จังหวัดเชียงราย เกิดขึ้น จันทร์ที่ 5 กรกฎาคม 2557 เวลา 18.08 น. พบว่ามีอาคารบ้านเรือน โรงเรียน สถานพยาบาล วัด โบสถ์ และถนนมีความเสียหายอย่างหนักและความเสียหายที่ข้อต่อส่งผลให้อาคารพังทลาย อีกทั้งมี ผู้เสียชีวิตจำนวน 2 ราย และในอดีต จากการเกิดแผ่นดินไหวทั่วโลก เช่น แผ่นดินไหวที่ประเทศตุรกี เกิดเมื่อวันที่ 19 ตุลาคม 2542 และ แผ่นดินไหวที่ประเทศไต้หวัน เกิดเมื่อวันที่ 21 พฤศจิกายน 2542 ทำให้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดความเสียหายโดยเฉพาะอย่างยิ่งที่ข้อต่อคาน-เสาภายนอก ดังแสดงใน รูปที่ 1.1 ซึ่งอาคารที่เสียหายเหล่านี้เป็นอาคารที่ก่อสร้างมานานแล้วและไม่ได้ออกแบบให้รับ แรงสั่นสะเทือนจากแรงแผ่นดินไหวหรือเป็นอาคารที่ออกแบบรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น รายละเอียดการ เสริมเหล็กในข้อต่อคาน-เสาถือว่าต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐานการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว จึงทำให้ ข้อต่อคาน-เสาเป็นชิ้นส่วนเปราะบางที่เป็นจุดอ่อนแอทำให้อาคารพังทลายลงมา

ถึงแม้ว่ากฎกระทรวงฉบับที่ 49 (2540) กำหนดให้มีการออกแบบและก่อสร้างอาคารรับ แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวบริเวณ 2 รวม 10 จังหวัด ในภาคตะวันตกถึงภาคเหนือซึ่งเป็นบริเวณใกล้ รอยเลื่อน แต่ตามกฎกระทรวงฉบับนี้ไม่ควบคุมอาคารขนาดเล็กที่สูงไม่เกิน 15 เมตร ยิ่งไปกว่านั้นสำหรับ อาคารที่ต่ำกว่า 3 ชั้น ไม่เป็นอาคารวิศวกรรมควบคุมตามพระราชบัญญัติวิศวกรรม พ.ศ. 2542 ดังนั้น อาคารที่เสียหายจึงไม่ได้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ ภายหลังกรมโยธาธิการและผังเมืองได้กำหนด มาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อนต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว หรือ มยผ. 1301-54 ภายใต้ ผลจากแรงแผ่นดินไหวที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (2540) โดยกำหนดบริเวณเสี่ยงภัย แผ่นดินไหวเป็น 3 บริเวณ ได้แก่ บริเวณเฝ้าระวัง บริเวณที่ 1 และบริเวณที่ 2 โดยที่บริเวณเฝ้าระวังเป็น พื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหว ต้องออกแบบให้ข้อต่อหรือรอยต่อมีความ เหนียวเพื่อนต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับหนึ่ง ในส่วนบริเวณที่ 2 เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่ตั้งอยู่บน ชั้นดินอ่อน และได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล และบริเวณที่ 3 เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้ รอยเลื่อน และล่าสุดกรมโยธาธิการและผังเมืองได้ปรับปรุงรายละเอียดเพิ่มเติมในมาตรฐานการออกแบบ อาคารเพื่อนต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว มยผ.1301-51 เป็น มยผ.1301-54 เพื่อให้ สอดคล้องกับสถานการณ์การก่อสร้างอาคารและความรู้ด้านแผ่นดินไหวในปัจจุบัน

ทั้งในอดีตที่ผ่านมาหรือแม้แต่ปัจจุบัน วิศวกรผู้ออกแบบอาคารไม่ค่อยให้ความสำคัญในเรื่องแรง แผ่นดินไหว อีกทั้งกฎกระทรวงไม่ได้ควบคุมอาคารทุกประเภทจึงทำให้อาคารขนาดเล็กไม่สามารถ

ด้านทานแรงแผ่นดินไหว กอปรกับประเทศไทยไม่ได้ตั้งอยู่บริเวณมีความเสี่ยงจากการเกิดแผ่นดินไหวชุกชุม เป็นเหตุให้ผู้คนทั่วไปให้ความสำคัญกับเรื่องแผ่นดินไหวน้อยซึ่งอาคารที่ออกแบบและก่อสร้างไม่ได้มาตรฐานที่ดีพอและข้อต่อคาน-เสามีความเหนียวไม่เพียงพอ ลักษณะของสิ่งปลูกสร้างดังกล่าวนี้มีอยู่เป็นจำนวนมากในปัจจุบันซึ่งอาจเสี่ยงต่อการพังทลายจากแรงแผ่นดินไหวในภาคหน้าได้ ดังนั้นจึงเป็นหัวข้อสำคัญในการศึกษาวิจัย

## 1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ออกแบบและก่อสร้างในประเทศไทย โดยใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (การออกแบบโดยคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น) ภายใต้แรงแผ่นดินไหว
- 2) เพื่อศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ออกแบบและก่อสร้างในประเทศไทย โดยใช้มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301-54) ภายใต้แรงแผ่นดินไหว
- 3) เปรียบเทียบพฤติกรรมและลักษณะความเสียหายของข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ออกแบบและก่อสร้างตามมาตรฐานทั่วไปของประเทศไทย กับพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ที่มีรายละเอียดการก่อสร้างตาม มยผ. 1301-54

## 1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้ มุ่งเน้นที่การประเมินพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหว และความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทย ด้วยการทดสอบข้อต่อขนาดใหญ่เท่าขนาดจริงในห้องปฏิบัติการ ซึ่งมีขั้นตอนการศึกษาดังนี้

- 1) สร้างตัวอย่างชิ้นงานทดสอบข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่มีรายละเอียดการก่อสร้าง และอัตราส่วนโมเมนต์ (Mc/Mb) เหมือนกับข้อมูลการก่อสร้างอาคารขนาด 3 และ 5 ชั้น ที่ได้รวบรวมมาจากแบบก่อสร้างอาคารที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 2) ทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ และวิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่างในข้อ 2 โดยประเมินจากผลตอบสนอง ลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น และพลังงานแผ่นดินไหวที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้
- 3) สร้างตัวอย่างชิ้นงานทดสอบของคาน-เสาต้นริมที่มี อัตราส่วนโมเมนต์ (Mc/Mb) เหมือนตัวอย่างในข้อ 1 แต่ให้มีรายละเอียดการก่อสร้างตามมาตรฐาน “มยผ. 1301-54”



4) ทำการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ และวิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่างในข้อ 3 โดยจะประเมินจากผลตอบสนองของลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น และพลังงานที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้

5) เปรียบเทียบผลการทดสอบตัวอย่างข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล.ของเสาต้นริมที่ได้จากข้อ 2 และ 4

#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทำให้ทราบถึง กำลังและความเหนียว ความสามารถในการสลายพลังงาน และลักษณะความเสียหายของข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบโดยมาตรฐานทั่วไปที่ค้ำึงถึงแรงในแนวตั้งเท่านั้นกับข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบโดยมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301-54 ภายใต้แรงวัฏจักร
- 2) ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่นี้ จะทำให้ทราบถึงศักยภาพของโครงสร้างข้อต่อคาน-เสา ที่ก่อสร้างตามมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศไทย เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งยังมีการทดสอบในประเทศน้อยมาก และจะนำไปสู่การปรับปรุงหรือพัฒนาการใหม่ให้โครงสร้างประเภทนี้ สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในประเทศไทยได้โดยไม่พังทลาย และทำความเสียหายแก่ทรัพย์สิน
- 3) ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบจะทำให้เข้าใจพฤติกรรมของโครงสร้างประเภทนี้มากขึ้น และจะนำไปสู่การปรับปรุงและพัฒนาโครงสร้างเหล่านี้ต่อไป



รูปที่ 1.1 ความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจากแผ่นดินไหวแม่ลาว จังหวัดเชียงราย

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

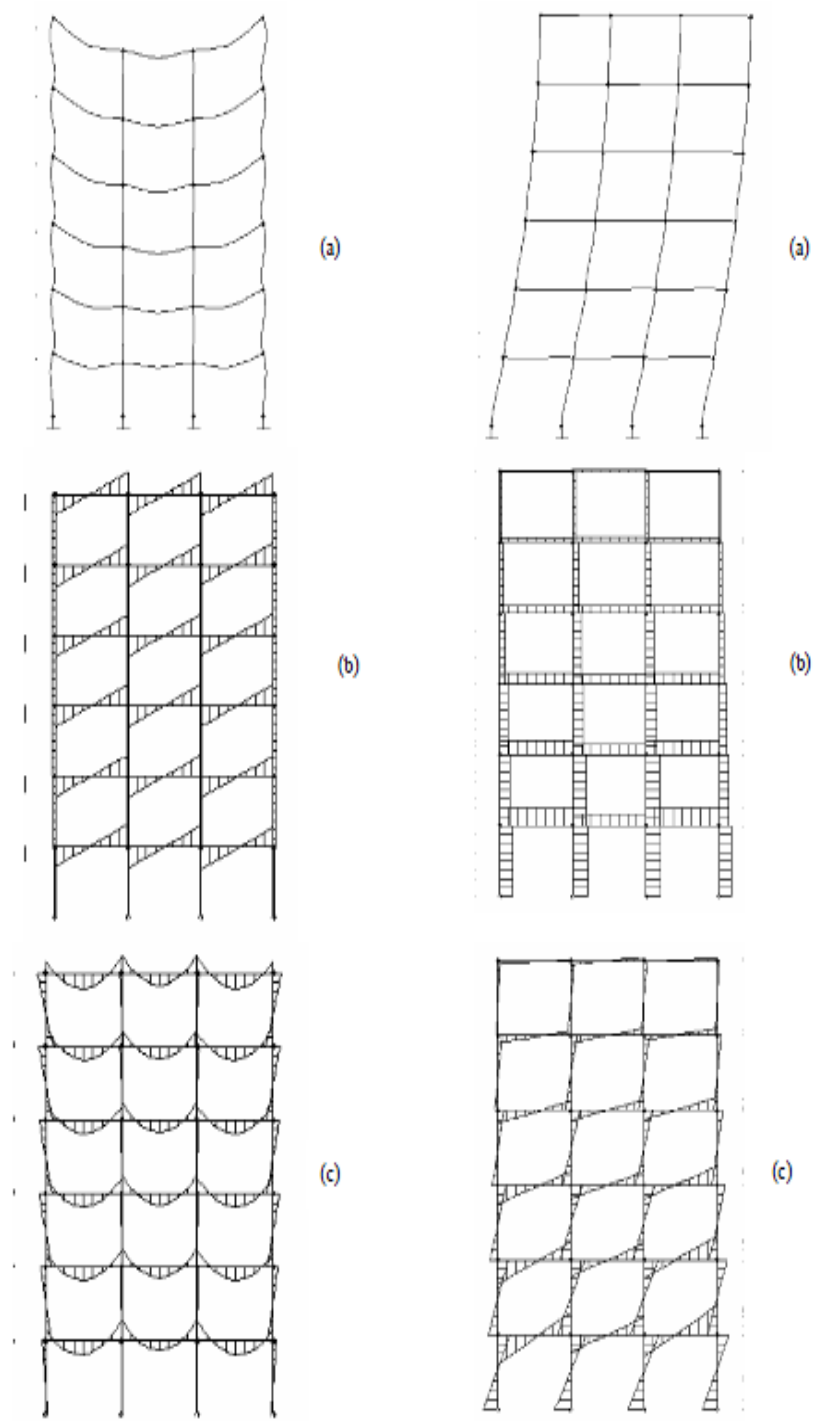
#### 2.1 โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว

##### 2.1.1 การตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว

เมื่อโครงสร้างได้รับแผ่นดินไหวอันเนื่องมาจากการสั่นสะเทือนที่ผิวดิน (Ground motion) โครงสร้างจะเกิดการโยกตัวไปมา และมีความเร่งเกิดขึ้นที่ส่วนต่างๆของโครงสร้าง ทำให้เกิดแรงกระทำทางด้านข้างต่อโครงสร้าง แรงที่กระทำต่อโครงสร้างนี้แท้จริงแล้วเป็นแรงเฉื่อยที่เกิดจากความเร่งและมวลของโครงสร้างนั่นเอง ค่าความเร่งสูงสุดที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง ขึ้นอยู่กับ 1. คาบธรรมชาติของโครงสร้าง และ 2. ความหน่วง (Damping) ขนาดของความเร่งอาจมีค่าสูงกว่าความเร่งที่ผิวดินหลายเท่า ดังนั้นหากออกแบบโครงสร้างให้อยู่ในสภาวะอีลาสติก โดยไม่ยอมให้เหล็กเสริมคราก หรือ โครงสร้างเกิดความเสียหายใดๆ ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว ก็ต้องออกแบบให้โครงสร้างมีกำลังสูงพอที่จะต้านแรงเฉื่อยนี้ได้ การออกแบบดังกล่าวนี้ถึงแม้จะมีความปลอดภัยแต่ก็ไม่เป็นการประหยัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งหากแรงแผ่นดินไหวมีค่าสูงมากๆ เพราะจะทำให้ได้โครงสร้างที่มีขนาดใหญ่โตเกินความจำเป็น

##### 2.1.2 กลไกการเคลื่อนที่ในโครงข้อแข็ง

เมื่อมีแรงแนวตั้งกระทำต่อโครงข้อแข็ง โครงข้อแข็งจะมีการเปลี่ยนรูป แรงเฉือน และ โมเมนต์ดัด ดังแสดงในรูปที่ 2.1 จะเห็นว่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในคานที่บริเวณเหนือเสาเป็นโมเมนต์ลบ และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นที่บริเวณกลางช่วงคานเป็นโมเมนต์บวก ส่วนโมเมนต์ในเสามีค่าค่อนข้างน้อย โดยที่เสาด้านในมีโมเมนต์มากกว่าเสาด้านนอก ส่วนรูปที่ 2.1 แสดงการโก่งตัว แรงเฉือน และ โมเมนต์ดัดในโครงข้อแข็งเมื่อมีแรงแนวราบมากระทำ จะเห็นได้ว่าโมเมนต์มีค่าสูงสุดที่ปลายคาน และ ปลายเสาโดยมีค่าน้อยที่กลางช่วงคาน และ เสา หรือ อาจกล่าวได้ว่าจุดดัดกลับเกิดขึ้นที่บริเวณกลางช่วงคาน และเสาดังนั้นเมื่อมีแรงจากแผ่นดินไหวกระทำต่อโครงสร้าง บริเวณที่จะเกิด plastic hinge จึงได้แก่บริเวณปลายคาน และ เสา



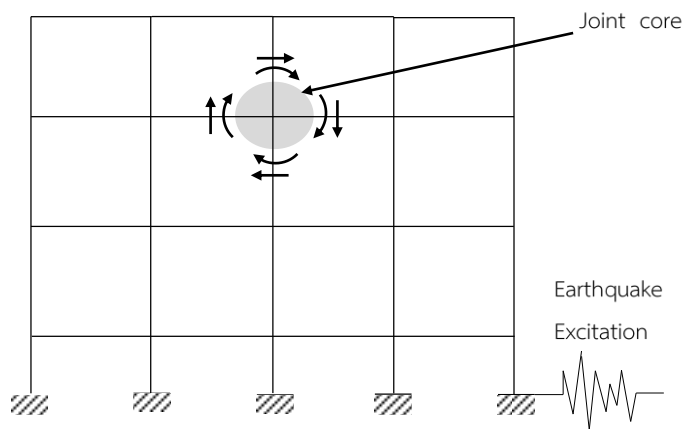
รูปที่ 2.1 การโก่งตัว แผนภาพแรงเฉือน และแผนภาพโมเมนต์ดัดของอาคารรับแรงแผ่นดินไหว

## 2.2 ทฤษฎีข้อต่อคาน-เสา

ส่วนของเสาที่อยู่รวมกันกับคานจะถูกแยกเป็นชิ้นส่วนของโครงสร้างประเภทหนึ่งซึ่งเรียกว่า “ข้อต่อคาน-เสา” (Nilson Et. al., 2004) การทำงานของข้อต่อคาน-เสาในโครงข้อแข็งคือการถ่ายแรงและโมเมนต์ที่ปลายของคานที่ฝังเข้าไปในเสา ข้อต่อจะเป็นจุดอ่อนที่สุดในระบบโครงสร้าง ดังนั้นข้อต่อควรมีกำลังและความแข็งแรงที่เพียงพอต่อการต้านทานแรงภายในที่เกิดจากชิ้นส่วนต่างๆของโครงสร้างได้ อย่างไรก็ตาม ความเข้าใจในพฤติกรรมของข้อต่อและการออกแบบใส่รายละเอียดยังคงจำเป็นที่จะต้องปรับปรุงอย่างมาก พฤติกรรมของข้อต่อนั้นจึงเป็นสิ่งสำคัญโดยเฉพาะอย่างยิ่งกับโครงสร้างที่รับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างนี้จะส่งผลให้เกิดแรงเฉือนที่จะพัฒนาเพิ่มขึ้น จึงจำเป็นต้องออกแบบให้ข้อต่อสามารถถ่ายแรงนี้ได้อย่างปลอดภัย

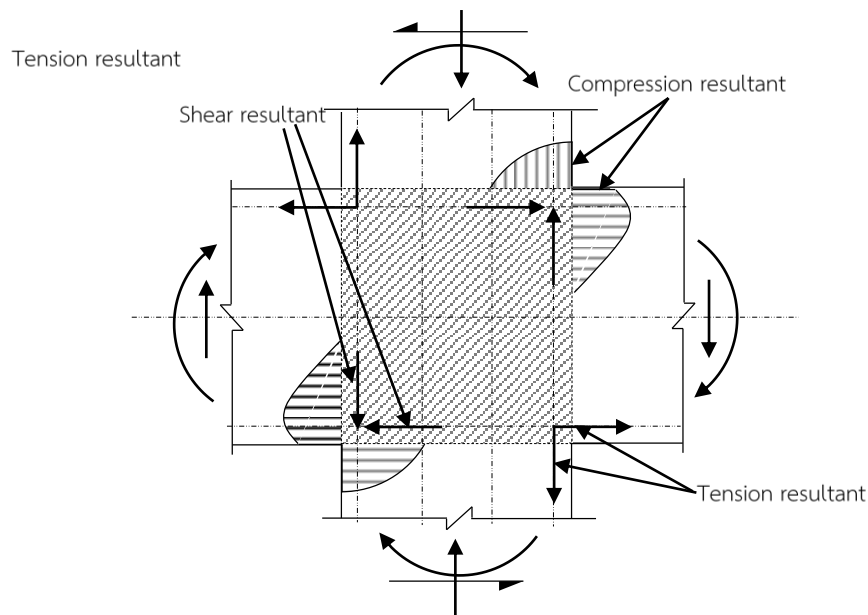
ข้อต่อคาน-เสาถูกออกแบบให้ต้านทานแรงในแนวแกน โมเมนต์ดัด และแรงเฉือนที่ส่งผ่านโดยคานและเสาไปสู่ข้อต่อ เกณฑ์การถ่ายแรงของชิ้นส่วนที่เชื่อมต่อกันที่ผิวหน้าของชิ้นส่วน (ACI-ASCE Committee 352, 1985). รูปแบบของแรงที่กระทำต่อข้อต่อขึ้นอยู่กับองค์ประกอบของข้อต่อและชนิดของแรงที่กระทำต่อข้อต่อ ผลกระทบจากแรงที่กระทำต่อข้อต่อแต่ละประเภทจะกล่าวถึงและอ้างอิงผลเป็นความเครียดและรูปแบบการเสียหายที่เกิดขึ้นกับข้อต่อ

ในอาคาร 2 มิติรับแรงแผ่นดินไหว เสาและคานจะเกิดการดัดและการเฉือน ในรูปที่ 2.2 แสดงแรงต่างๆที่เกิดขึ้นในอาคารรับแรงแผ่นดินไหวและแรงโน้มถ่วงของโลก ปัจจุบันอาคารต้องเผชิญกับแรงแผ่นดินไหวขนาดกลางและรุนแรงซึ่งคานจะพัฒนากำลังดัดโดยปกติไปที่ข้อต่อคาน-เสา ในขณะที่เหล็กเสริมตามยาวของเสาเกิดหน่วยแรงดึงซึ่งเป็นผลให้เสาพัฒนาโมเมนต์เข้าใกล้โมเมนต์ที่จุดคราก สำหรับอาคารในอดีตที่รับแรงแผ่นดินไหว แรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารจะส่งผลให้คานและเสาเกิดการวิบัติแบบเฉือนหรือเสารับโมเมนต์ดัดถึงจุดครากก่อนคานซึ่งเป็นสาเหตุทำให้อาคารพังทลายลงมา



รูปที่ 2.2 แรงต่างๆที่เกิดขึ้นในอาคารรับแรงแผ่นดินไหวและแรงโน้มถ่วงของโลก

แรงภายนอกและแรงภายในที่กระทำต่อข้อต่อภายใต้แรงโน้มถ่วงของโลกทำให้เกิดแรงดึงและแรงอัดที่ปลายคานและแรงในแนวแกนจากเสาจะส่งผ่านไปยังข้อต่อ แรงทั้งหมดเหล่านี้ทำให้เกิดโมเมนต์ขึ้นในข้อต่อดังแสดงในรูปที่ 2.3 โมเมนต์ในทิศทางสลับกันในเสาและคานส่งผลให้เกิดแรงเฉือนขนาดใหญ่ภายในข้อต่อ นอกจากนี้เหล็กเสริมตามยาวที่ฝังเข้าไปภายในข้อต่อจำเป็นต้องมีหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงเพียงพอที่จะต้านทานหน่วยแรงในคานและในเสียบางส่วนได้



รูปที่ 2.3 การกระจายของแรงที่กระทำรอบข้อต่อ

จากรูปที่ 2.3 แสดงการกระจายแรงบริเวณรอบข้อต่อภายใต้แรงโน้มถ่วงของโลกและแรงแผ่นดินไหว ภายใต้การรับแรงกระทำเหล่านี้ คานจะพัฒนากำลังโดยปกติ ในขณะที่เหล็กเสริมตามยาวของเสาจะเกิดหน่วยแรงดึงที่เข้าใกล้กำลังคราก ชิ้นส่วนต่างๆของโครงสร้างภายในข้อต่อจะรับแรงภายในที่เกิดขึ้นแตกต่างกันไปโดยที่เหล็กเสริมตามยาวทำหน้าที่รับแรงดึงและแรงอัด ส่วนคอนกรีตทำหน้าที่รับแรงอัดและแรงเฉือน แรงที่รับโดยเหล็กเสริมตามยาวจะถูกเข้าไปที่มุมของข้อต่อผ่านการยึดเหนี่ยวที่แรงอัดและแรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีตจะถูกถ่ายโดยตรงเข้าไปในเนื้อคอนกรีตข้อต่อ

การประเมินผลของการกระจายแรงที่แสดงในรูป 2.4 และผลของการตรวจสอบนี้ชี้ให้เห็นถึงกลไกการตอบสนองความไม่ยืดหยุ่นที่อาจจะกำหนดการตอบสนองของข้อต่อ นอกจากนี้ในรูปที่ 2.4 (ก) แสดงแรงกระทำที่ข้อต่อซึ่งโดยปกติแล้วจะเป็นแรงเฉือน การกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและแรงเฉือนในข้อต่ออาจจะกระจายสม่ำเสมอหรืออาจจะกระจายผ่าน diagonal compression ที่พัฒนาขึ้น

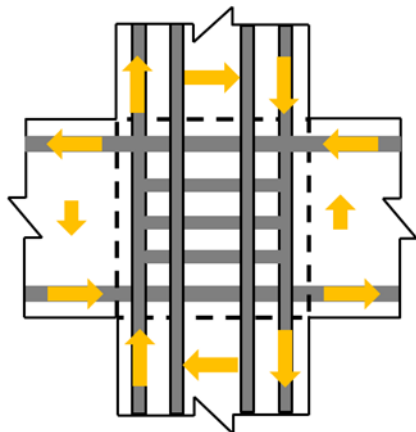
ภายในข้อต่อ ดังนั้นโดยส่วนใหญ่ กำลังและความแข็งของข้อต่อจะถูกกำหนดโดยการตอบสนองของแกนข้อต่อภายใต้การกระทำของแรงเฉือนนี้ รูปที่ 2.4 (ข) แสดงการถ่ายแรงเฉือนจากชิ้นส่วนของโครงสร้างเข้าไปในแกนข้อต่อ การถ่ายแรงเฉือนนี้จะเป็นผลทำให้เกิดรอยแตกทั่วคอนกรีตข้อต่อที่ใกล้กับบริเวณพื้นที่รับแรงอัด อย่างไรก็ตามถ้ารอยแตกนี้ยังคงขยายตัวเพิ่มมากขึ้นภายใต้การรับแรงจะมีผลให้ความแข็งแรงและสติเฟ่นของข้อต่อลดลง

โดยทั่วไปแล้ว แรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อถูกสร้างขึ้นโดยคานและเสาที่อยู่ติดกับข้อต่อ การหาแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในข้อต่อภายในสามารถคำนวณหาได้จากรูปที่ 2.5 และ 2.6 โดยกำหนดให้แรงเฉือนนี้เป็นแรงภายในกระทำในข้อต่อ ดังนั้นจากแผนภาพแรง (free-body diagram) สามารถหาแรงเฉือนได้จากสมการที่ 2.1-2.3 โดยอาศัยกฎการสมดุลของแรง

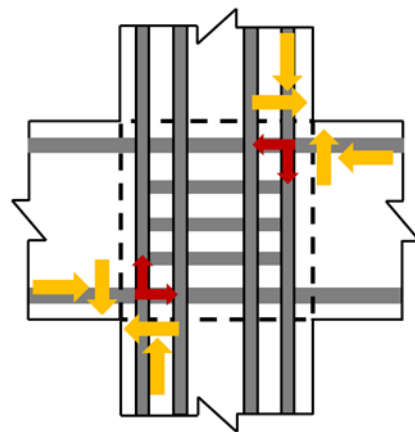
$$\text{แรงเฉือนในข้อต่อ} \quad V_j = T - T' - V_c \quad 2.1$$

$$\text{แรงเฉือนในข้อต่อภายนอก} \quad V_j = T - V_t = C - V_t \quad 2.2$$

$$\text{แรงเฉือนในข้อต่อภายใน} \quad V_j = T_1 + C_2 - V_t = T_2 + C_1 - V_t = T_1 + T_2 - V_t \quad 2.3$$

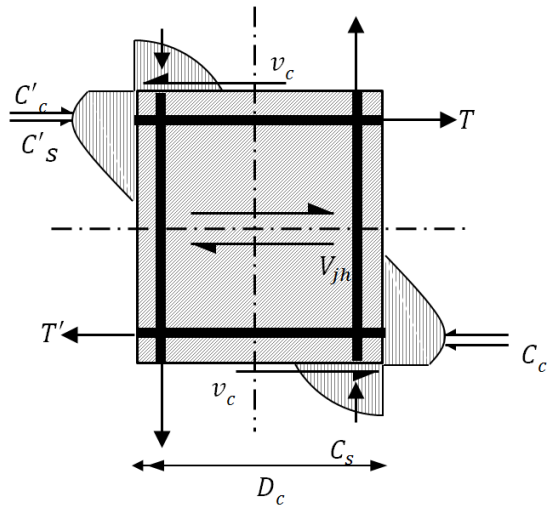


(ก) แรงที่เกิดรอบข้อต่อเนื่องจากคานรอบและเสา

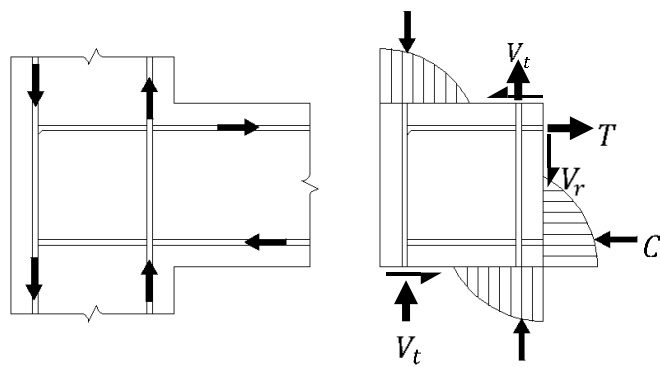


(ข) แรงภายในแกนข้อต่อ

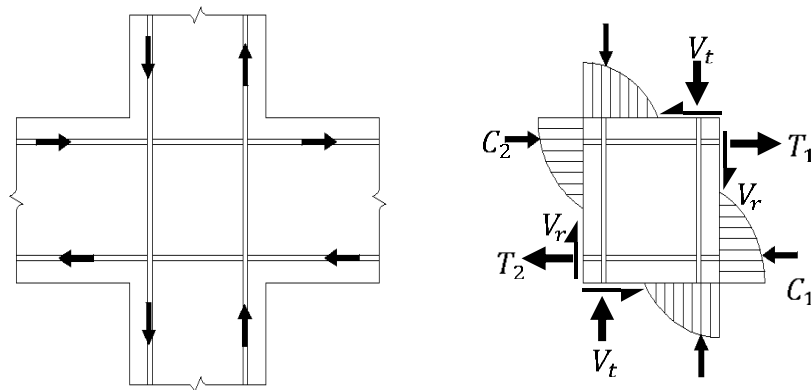
รูปที่ 2.4 การกระจายแรงในอุดมคติของคานและเสา



รูปที่ 2.5 นิยามของแรงเฉือนในแนวนอนที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อคาน-เสาภายใน



(ก) ข้อต่อภายนอก



(ข) ข้อต่อภายใน

รูปที่ 2.6 แรงกระทำในข้อต่อคาน-เสา

### 2.3 การวิบัติของข้อต่อ

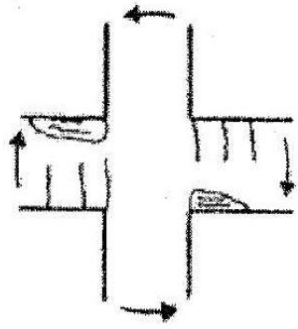
โครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์ตัดคาดว่าจะได้รับความเสียหายและการสลายพลังงานจากกลไกการครากในจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) พฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาถูกควบคุมโดยกลไกการวิบัติแบบแรงยึดเหนี่ยวและแรงเฉือนซึ่งเป็นจุดอ่อนของการสลายพลังงาน ดังนั้นข้อต่อควรจะมี ความแข็งแรงเพียงพอที่จะไม่วิบัติก่อนที่ชิ้นส่วนของโครงสร้างอื่นถึงจุดประลัย

พื้นที่ภายในข้อต่อเป็นจุดอ่อนที่สำคัญของระบบโครงสร้าง การวิบัติของข้อต่อคาน-เสาสามารถเกิดได้ 5 ประเภทได้แก่

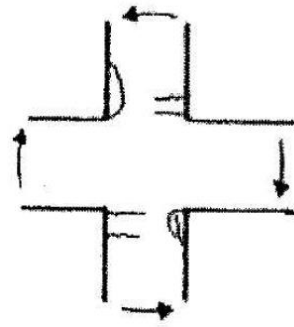
- การวิบัติแบบ beam-hinging ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (ก) การวิบัติเช่นนี้เกิดจาก เนื่องจากการก่อตัวของจุดหมุนพลาสติก(Plastic hinge)ที่ปลายคานที่ติดกับข้อต่อ เองนี้เกิดขึ้นเนื่องจากคานไม่สามารถต้านทานแรงกระทำที่สูงขึ้นได้และหารเสริมแรง ล้มเหลวเนื่องจากเกิดรอยแตกจำนวนมาก แม้ว่าข้อต่อยังสามารถต้านทานแรงได้ แต่ เมื่อคานเกิดการวิบัติก็จะส่งผลให้ข้อต่อเกิดการวิบัติตามไปด้วย
- การวิบัติแบบ column-hinging ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (ข) การวิบัติเช่นนี้เกิดขึ้นเมื่อจุด หมุนพลาสติก (Plastic hinge) เกิดที่เสาซึ่งมีสาเหตุมาจากแรงเฉือนหรือแรงอัด เช่นเดียวกับในกรณีที่เกิดขึ้นในคาน เมื่อเสาเกิดการวิบัติจะเห็นได้ว่ามีรอยแตกเล็ก จำนวนมากที่เสาซึ่งหมายความว่า การเสริมแรงในเสาไม่สามารถต้านทานแรงได้ การ วิบัติประเภทนี้ควรที่จะหลีกเลี่ยงเนื่องจากจะทำให้โครงข้อแข็งและยากที่จะซ่อมแซม
- การวิบัติเนื่องจากเกิดการหลุดร่อนของผิวหน้าคอนกรีตที่ข้อต่อดังแสดงในรูปที่ 2.7 (ค) เมื่อแรงถูกเพิ่มจะทำให้เกิดรอยแตกมากขึ้นจนเนื้อคอนกรีตที่ผิวหน้าข้อต่อหลุดร่อน การหลุดร่อนของคอนกรีตควรที่จะหลีกเลี่ยงเนื่องจากอาจจะทำให้ความสามารถในการ รับแรงอัดของเสาลดลง
- การวิบัติของปลายของเหล็กคานที่งอแล้วฝังเข้าไปในข้อต่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (ง) การวิบัติเช่นนี้จะเกิดในข้อต่อภายนอก ดังนั้นการเสริมเหล็กรับโมเมนต์ลบจำเป็นต้อง ฝังเข้าไปในเสาและต้องมีระยะงอที่เพียงพอ ถ้าระยะงอไม่เพียงพอหรือรายละเอียด เสริมเหล็กไม่ดีจะทำให้เกิดการวิบัติดังกล่าวได้ รัศมีของเหล็กงอน้อยจะทำให้หน่วยแรง แยกทานสูงและนำไปสู่การวิบัติของเหล็กตะขอ โครงสร้างไม่สามารถถ่ายแรงเฉือนตาม แนวแกนได้และลดการสลายพลังงานของโครงสร้าง
- การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (จ) แรงภายในคานจะทำให้เกิดแรง เฉือนในแนวนอนในเสาโดยเฉพาะอย่างยิ่งข้อต่อคาน-เสาภายนอก การรวมกันของ หน่วยแรงเฉือน แรงดึง และแรงอัดในเหล็กเสริมตามยาวคานและเสาทำให้เกิดหน่วย



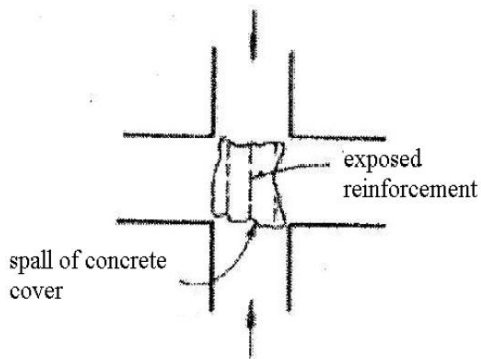
แรงดึงและหน่วยแรงอัดในข้อต่อ หน่วยแรงดึงจะมีค่ามากกว่า เมื่อข้อต่อรับแรงถึงจุด  
 ประลัยจะทำให้เกิดรอยแตกร้าวที่ผิวหน้าข้อต่อ การวิบัติดังกล่าวนี้จะเหมือนกับการ  
 วิบัติของเหล็กตะขอซึ่งโครงสร้างไม่สามารถถ่ายแรงเฉือนตามแนวแกนได้และลดการ  
 สลายพลังงานของโครงสร้าง



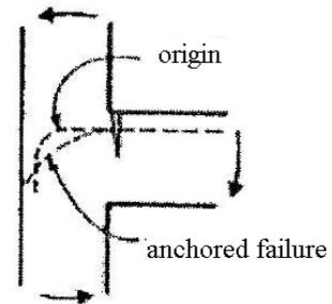
(ก) Beam hinging failure



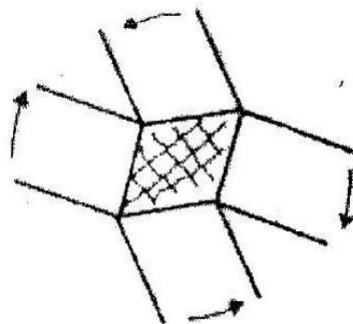
(ข) Column hinging failure



(ค) Spalling of concrete failure



(ง) Anchorage failure



(จ) Joint shear failure

รูปที่ 2.7 ประเภทของการวิบัติในข้อต่อคาน-เสา

## 2.4 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในอดีตการศึกษาโครงสร้าง คาน-เสา-พื้นสำเร็จรูปมีน้อยมาก ส่วนใหญ่จะเป็นการศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา หรือไม่ก็เป็นการศึกษาพฤติกรรมโครงสร้าง คาน-เสา-พื้นคอนกรีตอัดแรง อย่างไรก็ตาม การศึกษาเหล่านี้ ก็เป็นแนวทางที่สามารถนำมาเป็นพื้นฐานของการศึกษานี้ได้เป็นอย่างดี ดังนั้นจึงขอกล่าวถึงการศึกษาเหล่านั้นดังนี้

อานนท์ วงษ์แก้ว และคณะ (2552) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยวิธีการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS สร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการทดสอบตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อในห้องปฏิบัติการภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา และทำการวิเคราะห์แบบจำลอง เทียบผลการรับน้ำหนัก ค่าการแอ่นตัว และลักษณะการพังของแบบจำลองกับค่าที่วัดได้จากการทดสอบ จากการศึกษาแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่พัฒนาขึ้นมีความถูกต้องในระดับที่ดีมาก สามารถทำนายค่าโมเมนต์แตกร้าว ค่าโมเมนต์ที่สภาวะเหล็กเสริมเริ่มร้าว และค่าโมเมนต์ที่จุดสูงสุดได้ใกล้เคียงผลการทดสอบ โดยมีค่าความผิดพลาดไม่เกิน 15 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ยังแสดงลักษณะการพังของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้แม่นยำใกล้เคียงกับผลการทดสอบอีกด้วย

Ehsani (1985) ทำการทดสอบข้อต่อคาน-เสากลางนอก 6 ตัวอย่างภายใต้แรงสลับทิศทาง จากทฤษฎีข้อต่อคาน-เสาต้องหลีกเลี่ยงการเกิด plastic hinges ในข้อต่อ ดังนั้นเพื่อจะหลีกเลี่ยงการเกิด plastic hinges ค่าอัตราส่วนกำลังดัด (flexural strength ratio) ควรจะไม่น้อยกว่า 1.4 หน่วยแรงคั้นเฉือนที่มากที่สุดของข้อต่อไม่ควรมากกว่า  $12\sqrt{f'_c}$  (psi) เพื่อลดความเสียหายในข้อต่อ และลดไม่ให้เกิดเสาคานและคานสิ้นไหลออก จากการทดสอบพบว่าถ้าอัตราส่วนกำลังดัด (flexural strength ratio) , กำลังรับแรงเฉือนในข้อต่อและการงอปลายเหล็กคานมีค่ามากกว่ามาตรฐานกำหนดไว้จะสามารถลดปริมาณเหล็กเสริมตามขวางภายในข้อต่อได้อย่างปลอดภัย

Pantazapoulou et al. (1994) ทำการตรวจสอบกลไกการทำงานของข้อต่อคาน-เสา สมการที่ใช้ในการคำนวณหาความเครียดและความเค้นโดยใช้หลักเกณฑ์สมดุลชี้ให้เห็นว่ากำลังรับแรงเฉือนของข้อต่อขึ้นอยู่กับกำลังอัดของคอนกรีต ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่ากำลังรับแรงเฉือนของข้อต่อสามารถลดลงเมื่อแรงในแนวแกนเสาเพิ่มขึ้นและที่นอกเหนือไปจากนั้นการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวและแรงเฉือนอาจถูกจำกัดโดยการแตกร้าวเป็นแนวทแยงมุมหรือการร้าวของเหล็กเสริมแนวตั้งและเหล็กปลอก

Thin et al. (2550) ได้ทำการทดสอบ Interior beam-column ตัวอย่างแรกในประเทศไทย ภายใต้วิธีแรงจันท์กริ่งสถิต ใช้ตัวอย่างขนาดครึ่งหนึ่งจากตัวอย่างจริง ที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ออกแบบในประเทศไทย โดยขึ้นงานทดสอบให้ปลายคานและปลายเสาด้านล่างมีสภาพยึดแบบหมุนอิสระ (pin-connected) และปลายคานเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระในแนวราบ จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างมีการวิบัติที่ข้อต่อ และเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle failure) มีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวน้อยมาก จึงไม่เหมาะสมในการต้านทานแผ่นดินไหว

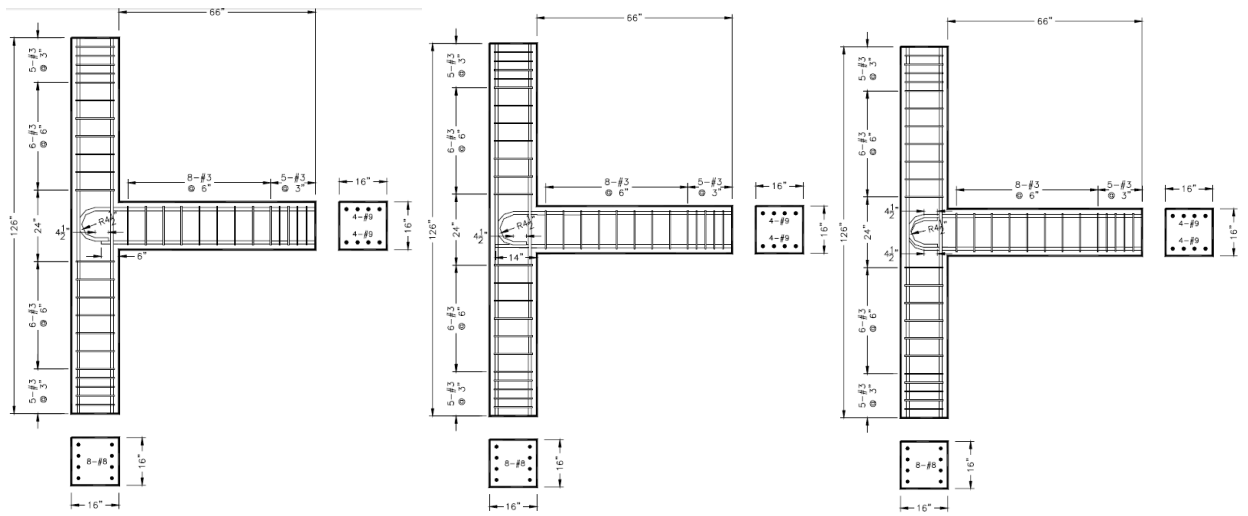
Cheejaroen et al. (2551) ได้ทำการทดสอบ Interior beam-column จำนวน 3 ตัวอย่าง แต่ละตัวอย่างเป็นตัวแทนของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย โดยแบ่งเป็นกลุ่มตามพื้นที่อาณาเขตของเสา (Tributary area) จากผลการทดสอบพบว่า ตัวอย่างที่ 1 ที่เป็นตัวแทนของพื้นที่อาณาเขตเสามาก (40.5-57.0 ตรม.) เกิดการวิบัติที่ปลายคาน ด้านที่คอนกรีตรับแรงอัด ตัวอย่างมีความเหนียวพอควร จุดต่อเกิดความเสียหายน้อย ตัวอย่างที่ 2 ที่เป็นตัวแทนของพื้นที่อาณาเขตเสาปานกลาง (20-32.4 ตรม.) และตัวอย่างที่ 3 ที่เป็นตัวแทนของพื้นที่อาณาเขตเสนาน้อย (9-17.5 ตรม.) เกิดการวิบัติที่จุดต่อ มีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวน้อยมาก ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าอาคารที่มีพื้นที่อาณาเขตของเสามาก มีความเหนียวมากกว่า และมีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวได้ดีกว่า

Worakanchara (2002) ศึกษาทดสอบ quasi-static cyclic loading สำหรับชิ้นส่วนเสาคอนกรีต ทาบต่อเหล็กเสริมในเสา เพื่อพิจารณาว่าเสามีพฤติกรรมอย่างไร ภายใต้ cyclic loading ทำการศึกษา 6 ตัวอย่างจุดต่อที่เป็นตัวแทนอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูงปานกลาง จากการทดสอบพบว่า brittle failure mode ความแข็งแรงของชิ้นงานลดลงมากกว่า 20% ของความต้านทานสูงสุดที่ 2% drift และลดลงที่ 30-40% ที่ 5% drift ความแข็งแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ 1.1-1.4% drift โดยชิ้นส่วนที่มีการปรับรายละเอียด มีความแข็งแรงและ drift ที่สูงขึ้น ยกเว้นแต่ ductility

Clyde C. et al. (2002) ทำการศึกษาประสิทธิภาพของข้อต่อคาน-เสาของเสาต้นริมที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่แตกต่างกัน 3 แบบเป็นจำนวน 6 ตัวอย่าง เนื่องจากการสำรวจทั่วโลกพบว่า รายละเอียดการใส่เหล็กเสริมในข้อต่อที่ก่อสร้างในช่วงก่อนค.ศ. 1970 ต่ำกว่ามาตรฐานและไม่เป็นไปตามเงื่อนไขมาตรฐานของโครงสร้างรับแรงสั่นสะเทือน รายละเอียดการเสริมเหล็กถูกใช้ตามมาตรฐาน ACI 1963 ตัวอย่างทั้งหมดทำการงอปลายเหล็กบนของคาน 90 องศาแล้วฝังเข้าไปในข้อต่อ ในส่วนของเหล็กล่างในคาน, มีสองตัวอย่างที่ทำการงอปลาย 90 องศา ; มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อระยะทาง 6 นิ้ว, มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อเล็กน้อย และในการทดสอบ กำหนดให้ตัวอย่างทั้งหมดรับแรงในแนวแกนที่ไม่เท่ากันด้วย ผลการทดสอบพบว่า (1) ข้อต่อคาน-เสาที่เหล็กล่างไม่ได้ออปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อเพียงเล็กน้อยเกิดการวิบัติเนื่องจากสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond slips failure) แต่ข้อต่อคาน-เสาที่เหล็กเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Joint shear failure) (2) การเพิ่มแรงในแนวแกนเสาทำให้กำลังแรงเฉือนและหน่วยแรงดึงในข้อต่อเพิ่มขึ้น ในทางกลับกันทำให้ระยะการโก่งตัว ความเหนียวและการสลายพลังงานของข้อต่อลดลง ข้อต่อคาน-เสาที่วิบัติเนื่องจาก

สูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond slips failure) จะพังเนื่องจากคานสูญเสียกำลังรับแรง ส่วนข้อต่อคาน-เสาที่วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Joint shear failure) จะพังเนื่องจากเสาสูญเสียกำลังรับแรง

Pantelides P. C. et al. (2002) ทำการศึกษาประสิทธิภาพของข้อต่อคาน-เสาภายนอกที่มีอยู่โดยที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่แตกต่างกัน 3 แบบเป็นจำนวน 6 ตัวอย่าง เนื่องจากการสำรวจทั่วโลกพบว่ารายละเอียดการใส่เหล็กเสริมในข้อต่อบางที่ก่อสร้างในบางพื้นที่ในช่วงก่อนค.ศ. 1970 ต่ำกว่ามาตรฐานและไม่เป็นไปตามเงื่อนไขมาตรฐานของโครงสร้างรับแรงสันสะเทือน รายละเอียดการเสริมเหล็กถูกใช้ตามมาตรฐาน ACI 1963 ตัวอย่างทั้งหมดทำการงอปลายเหล็กบนของคาน 90 องศาแล้วฝังเข้าไปในข้อต่อ ในส่วนของเหล็กกลางในคาน ; มีสองตัวอย่างที่ทำการงอปลาย 90 องศา ; มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อ 6 นิ้ว ; มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อเล็กน้อย อีกทั้งในการทดสอบจะกำหนดให้ตัวอย่างทั้งหมดรับแรงในแนวแกนที่ไม่เท่ากันด้วยแสดงดังรูปที่ 2.8 ผลการทดสอบพบว่า (1) ข้อต่อคาน-เสาที่เหล็กกลางไม่ได้งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อเพียงเล็กน้อยเกิดการวิบัติเนื่องจากสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond slips failure) แต่ข้อต่อคาน-เสาที่เหล็กเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Joint shear failure) (2) การเพิ่มแรงในแนวแกนเสาทำให้กำลังแรงเฉือนและหน่วยแรงดึงในข้อต่อเพิ่มขึ้น ในทางกลับกันจะทำให้ระยะการโก่งตัว ความเหนียวและการสลายพลังงานลดลง ข้อต่อคาน-เสาที่วิบัติเนื่องจากสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond slips failure) จะล้มเหลวเนื่องจากคานสูญเสียกำลังรับแรงแต่ข้อต่อคาน-เสาที่วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Joint shear failure) จะล้มเหลวเนื่องจากเสาสูญเสียกำลังรับแรง



(ก) ตัวอย่างที่ 1 และ 2

(ก) ตัวอย่างที่ 3 และ 4

(ก) ตัวอย่างที่ 5 และ 6

รูปที่ 2.8 รายละเอียดการเสริมเหล็กในการทดสอบข้อต่อคาน-เสาของ Pantelides P. C. et al.

### บทที่ 3 การสร้างตัวอย่างทดสอบ เครื่องมือ และวิธีการดำเนินการทดสอบ

#### 3.1 ลักษณะของตัวอย่าง

ในโครงการนี้ได้ยกตัวอย่างมาจากอาคารที่ใช้งานจริง มีลักษณะของตัวอย่างเป็นข้อต่อคาน-เสาภายนอกของอาคารโดยเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งอ้างอิงจากมาตรฐานการออกแบบ ว.ส.ท. 1008-38 ตัวอย่างที่จะนำมาทดสอบนั้นได้แบ่งครึ่งความยาวของเสาและคานจากความยาวเดิม โดยได้มีการลดรายละเอียดของตัวอย่างจากการคำนวณแรงดัดในเสาและคาน

#### 3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

##### 3.2.1 คอนกรีต

ในการออกแบบตัวอย่างนี้จะใช้กำลังอัดของคอนกรีตเท่ากับ 250 ksc. โดยในทั้ง 4 ตัวอย่างนี้จะใช้กำลังอัดของคอนกรีตเท่ากันทั้งหมด

##### 3.2.2 เหล็กเสริม

ในการออกแบบตัวอย่างนี้จะใช้เหล็กเสริมตามยาว โดยใช้เหล็กข้ออ้อย 2 ขนาด คือ DB 16 และ DB 20 ในเสาและคาน และมีการเสริมเหล็กปลอก 2 ขนาด คือ RB 6 และ RB 9 โดยมีค่ากำลังคราก ( $F_y$ ) ของเหล็กเสริมในตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 กำลังของเหล็กเสริม

ชนิดของเหล็กเสริม	ขนาด (mm.)	$F_y$ (ksc)	$F_u$ (ksc)
เหล็กเสริมตามยาว	DB 16	4,000	5,700
	DB 20	4,000	5,700
เหล็กปลอก	RB 6	2,400	3,900
	RB 9	2,400	3,900

### 3.3 รายละเอียดของตัวอย่าง

ในการทดสอบนี้จะมีทั้งหมด 4 ตัวอย่าง โดยจะแบ่งขนาดของตัวอย่างออกเป็น 2 กลุ่ม โดยรายละเอียดโครงสร้างที่นำมาหล่อนั้นใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (ว.ส.ท. 1008-38) โดยชิ้นส่วนโครงสร้างที่จำลองขึ้นมาจะเหมือนกับชิ้นส่วนข้อต่อคาน-เสาในอาคารของเสารับพื้นชั้นต่างๆ โดยมีการออกแบบให้รับแรงบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น อย่างไรก็ตามลักษณะรายละเอียดของชิ้นงานจะเป็นข้อต่อของเสาดันริมนจะมีรายละเอียดเหล็กเสริมที่นิยมใช้ก่อสร้างตามมาตรฐานประเทศไทย (BC-1 และ BC-3) และรายละเอียดเหล็กเสริมรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI318 (มยพ. 1301-54) (BC-2 และ BC-4) ซึ่งมีรายละเอียดของตัวอย่างดังตารางที่ 3.2 และแสดงดังรูปที่ 3.1-3.7 โดยในการทดสอบนี้จะเปรียบเทียบกลุ่มตัวอย่างที่มีอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่แตกต่างกัน

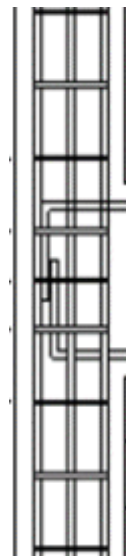
ตารางที่ 3.2 ตารางแสดงรายละเอียดของตัวอย่างที่ 1-4

กลุ่ม	ชื่อ	เสา (mm-mm)	คาน (mm-mm)	เสายาว (m)	คานยาว (m)	$M_n^c$ (ton-m)	$M_n^b$ (ton-m)	$\frac{M_n^c}{M_n^b}$	รายละเอียด มยพ.
1	BC-1	200x300	200x400	2.73	2.52	5.5	7.4	0.74	ไม่ใช่
	BC-2	200x300	200x400	2.73	2.52	5.5	7.4	0.74	ใช่
2	BC-3	300x400	200x400	2.73	2.42	13.5	7.4	1.82	ไม่ใช่
	BC-4	300x400	200x400	2.73	2.42	13.5	7.4	1.82	ใช่

หมายเหตุ BC-1 และ BC-3 การเสริมเหล็กตามมาตรฐานการก่อสร้างทั่วไป  
BC-2 และ BC-4 การเสริมเหล็กตามมาตรฐานการก่อสร้างตามมยพ. 1301-54

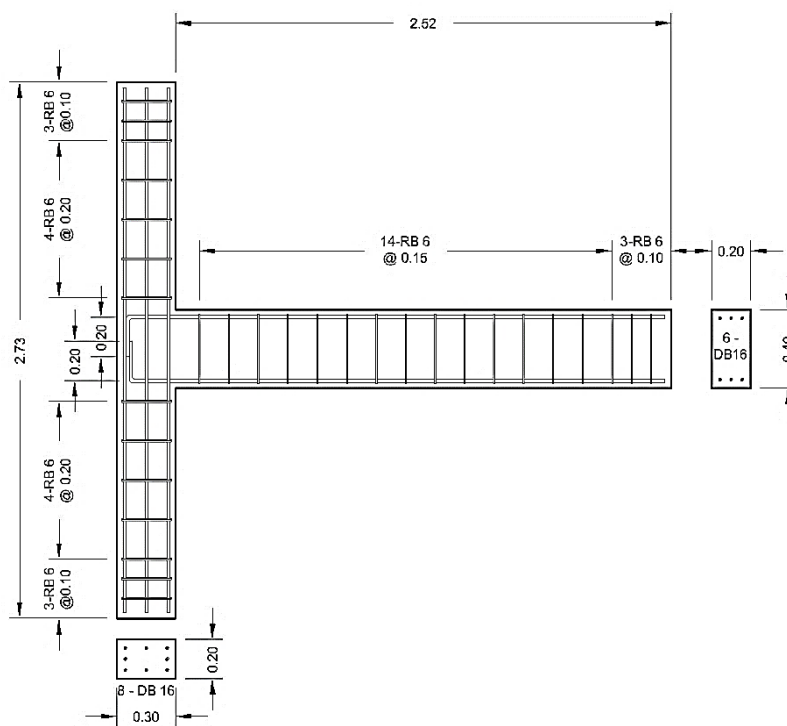


BC-1และ BC-3



BC-2และ BC-4

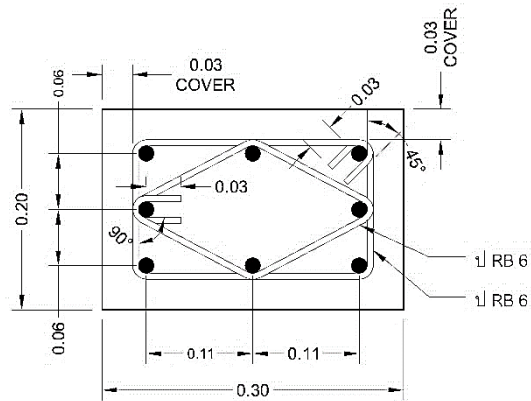
รูปที่ 3.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกในเสาตามมาตรฐานการก่อสร้างทั่วไป และมาตรฐานการก่อสร้างตามมยพ. 1301-54



รูปที่ 3.2 ขนาด และรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 1

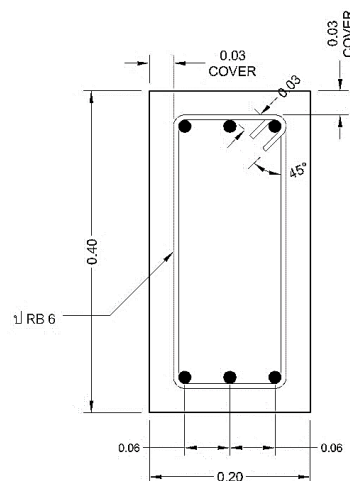


รูปที่ 3.2 เป็นตัวอย่างโครงสร้างของกลุ่มที่ 1 ประกอบไปด้วย เสาที่มีหน้าตัดขนาด  $0.20 \times 0.30$  m มีความยาวเท่ากับ 2.73 m และคานที่มีหน้าตัดขนาด  $0.40 \times 0.20$  m มีความยาวของคานจากหน้าเสาถึงปลายคานเท่ากับ 2.52 m ที่ปลายคานด้านบนและด้านล่างบริเวณข้อต่อมีการงอ 90 องศา ความยาว 0.20 m



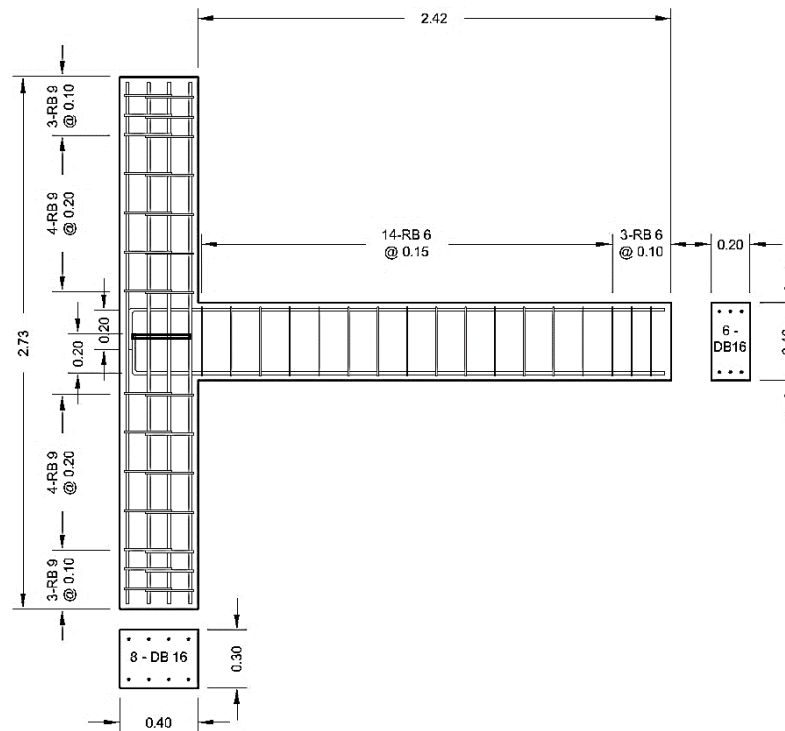
รูปที่ 3.3 หน้าตัดเสาของตัวอย่างกลุ่มที่ 1

รูปที่ 3.3 เสามีความกว้าง 0.30 m และมีความลึก 0.20 m ใช้เหล็กเสริมตามยาว DB 16 จำนวน 8 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB 6 จำนวน 2 วงต่อกัน และมีระยะขอบถึงเหล็กเสริม 0.03 m ในส่วนปลายของเสาขึ้นมา 0.30 m ทั้งสองด้าน มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.10 m ถัดจากนั้น มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.20 m โดยในบริเวณข้อต่อจะไม่มีเสริมเหล็กปลอก



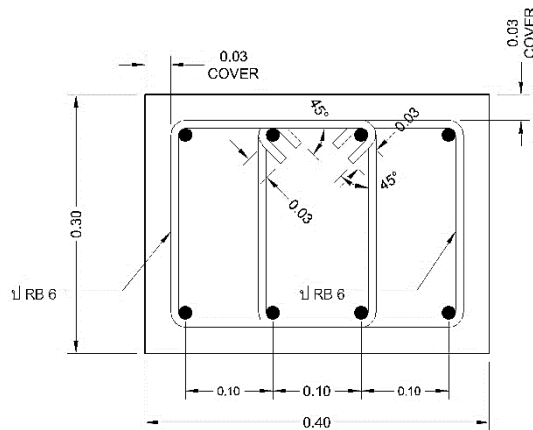
รูปที่ 3.4 หน้าตัดคานของตัวอย่างกลุ่มที่ 1

รูปที่ 3.4 คานมีความกว้าง 0.20 m และมีความลึก 0.40 m ใช้เหล็กเสริมตามยาว DB 16 จำนวน 6 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB 6 จำนวน 1 วงต่อกัน และมีระยะขอบถึงเหล็กเสริม 0.03 m ในส่วนปลายของเสาขึ้นมา 0.30 m ทั้งสองด้าน มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.10 m ถัดจากนั้น มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.15 m โดยในบริเวณข้อต่อจะไม่มีเหล็กปลอก



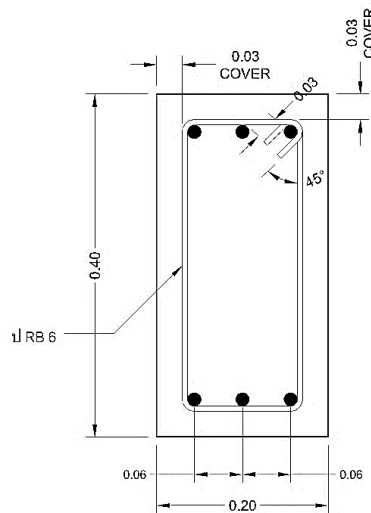
รูปที่ 3.5 ขนาด และรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 2

รูปที่ 3.5 เป็นตัวอย่างโครงสร้างของกลุ่มที่ 2 ประกอบไปด้วย เสาที่มีหน้าตัดขนาด  $0.30 \times 0.40$  m มีความยาวเท่ากับ 2.73 m และคานที่มีหน้าตัดขนาด  $0.40 \times 0.20$  m มีความยาวของคานจากหน้าเสาดังปลายคานเท่ากับ 2.42 m ที่ปลายคานด้านบนและด้านล่างบริเวณข้อต่อมีการงอ 90 องศา ความยาว 0.20 m



รูปที่ 3.6 หน้าตัดเสาของตัวอย่างกลุ่มที่ 2

รูปที่ 3.6 เสามีความกว้าง 0.40 m และมีความลึก 0.30 m ใช้เหล็กเสริมตามยาว DB 16 จำนวน 8 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB 9 จำนวน 2 วงต่อกัน และมีระยะขอบถึงเหล็กเสริม 0.03 m ในส่วนปลายของเสาขึ้นมา 0.30 m ทั้งสองด้าน มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.10 m ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.20 m โดยในบริเวณข้อต่อมีการเสริมเหล็กปลอก



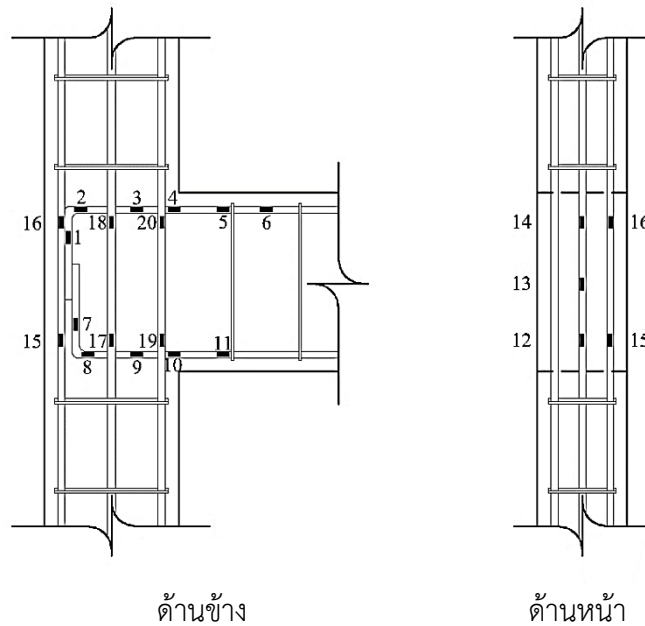
รูปที่ 3.7 หน้าตัดคานของตัวอย่างกลุ่มที่ 2

รูปที่ 3.7 คานมีความกว้าง 0.20 m และมีความลึก 0.40 m ใช้เหล็กเสริมตามยาว DB 16 จำนวน 6 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB 6 จำนวน 1 วงต่อกัน และมีระยะขอบถึงเหล็กเสริม 0.03 m ในส่วนปลายของเสาขึ้นมา 0.30 m ทั้งสองด้าน มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.10 m ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.15 m โดยในบริเวณข้อต่อมีการเสริมเหล็กปลอก

### 3.4 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ

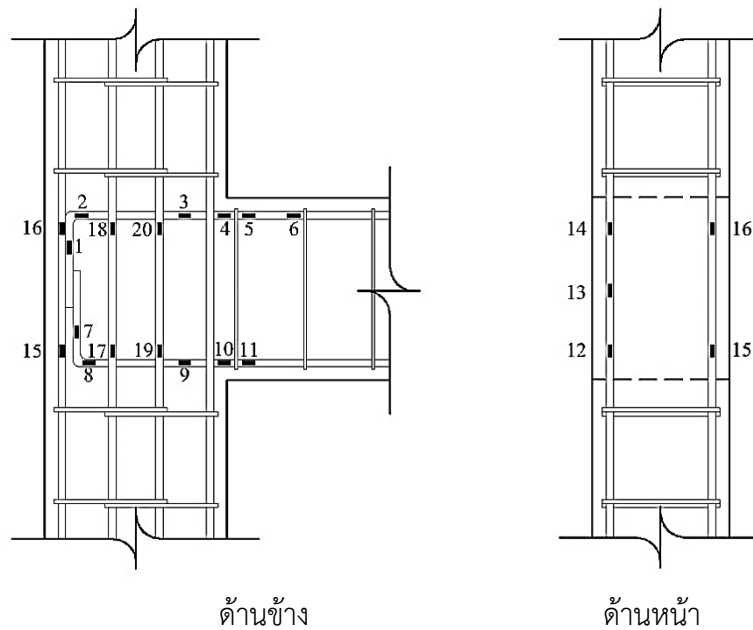
#### 3.4.1 Strain Gauge

Strain gauges คือ เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัดแรงดึงเครียดของวัตถุ โดยค่าที่อ่านมาได้จะมีหน่วยเป็น  $\mu\text{m}$  โดยสำหรับการทดสอบครั้งนี้ได้นำมาใช้เพื่อดูระยะการยืดหดของเหล็กเสริมในคอนกรีต ซึ่งลักษณะการติดตั้งจะติดตั้งทั้งตามยาวและตามขวางบริเวณข้อต่อคาน-เสา



รูปที่ 3.8 ตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauge ของตัวอย่างกลุ่มที่ 1

จากรูปที่ 3.8 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ของตัวอย่างกลุ่มที่ 1 โดยมี Strain Gauge 20 ตัว Strain Gauge ทั้งหมดจะถูกติดตั้งที่เหล็กเสริมตามยาวบริเวณข้อต่อของตัวอย่างทดสอบ

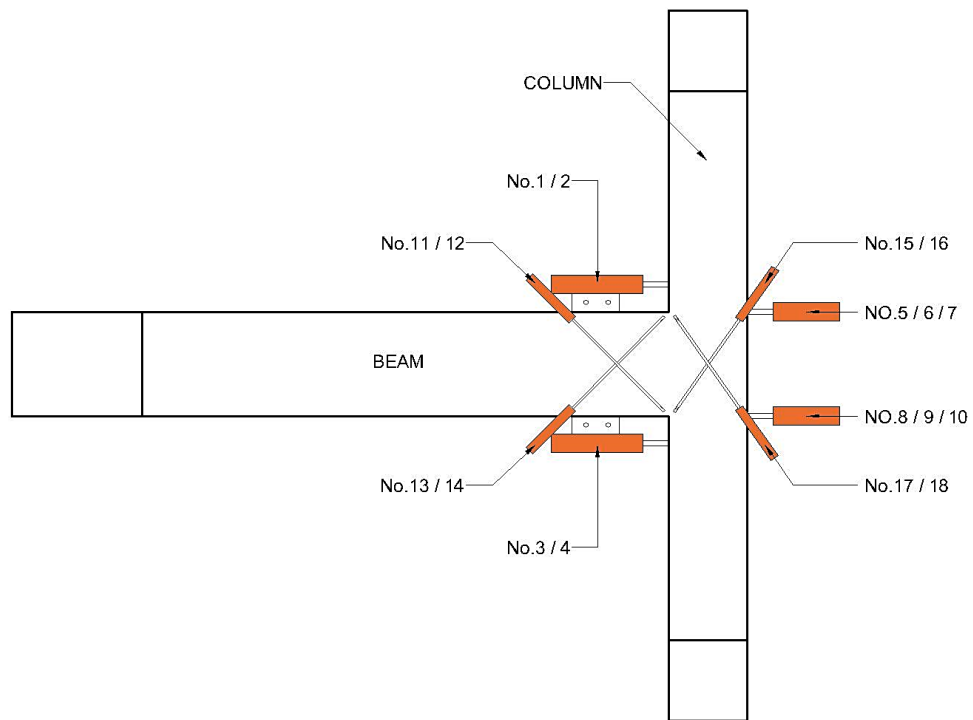


รูปที่ 3.9 ตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauge ของตัวอย่างกลุ่มที่ 2

จากรูปที่ 3.9 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ของตัวอย่างกลุ่มที่ 2 โดยมี Strain Gauge 20 ตัว Strain Gauge ทั้งหมดจะถูกติดตั้งที่เหล็กเสริมตามยาวบริเวณข้อต่อของตัวอย่างทดสอบ

### 3.4.2 Linear Variable Differential Transformer (LVDT)

LVDT คือ เครื่องมือที่ใช้วัดการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งแบบเชิงเส้น สำหรับการทดสอบนี้จะใช้ LVDT ในการวัดการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของชิ้นส่วนต่าง ๆ ของตัวอย่าง โดยตำแหน่งการติดตั้ง LVDTs แสดงดังรูปที่ 3.10 โดยตัวอย่างทั้งหมดจะมีรูปแบบการติดตั้ง LVDTs ที่เหมือนกัน ซึ่งข้อมูลจาก LVDTs เหล่านี้จะถูกนำไปคำนวณหาค่ามุมหมุนของชิ้นส่วนต่าง ๆ ของตัวอย่าง ดังต่อไปนี้

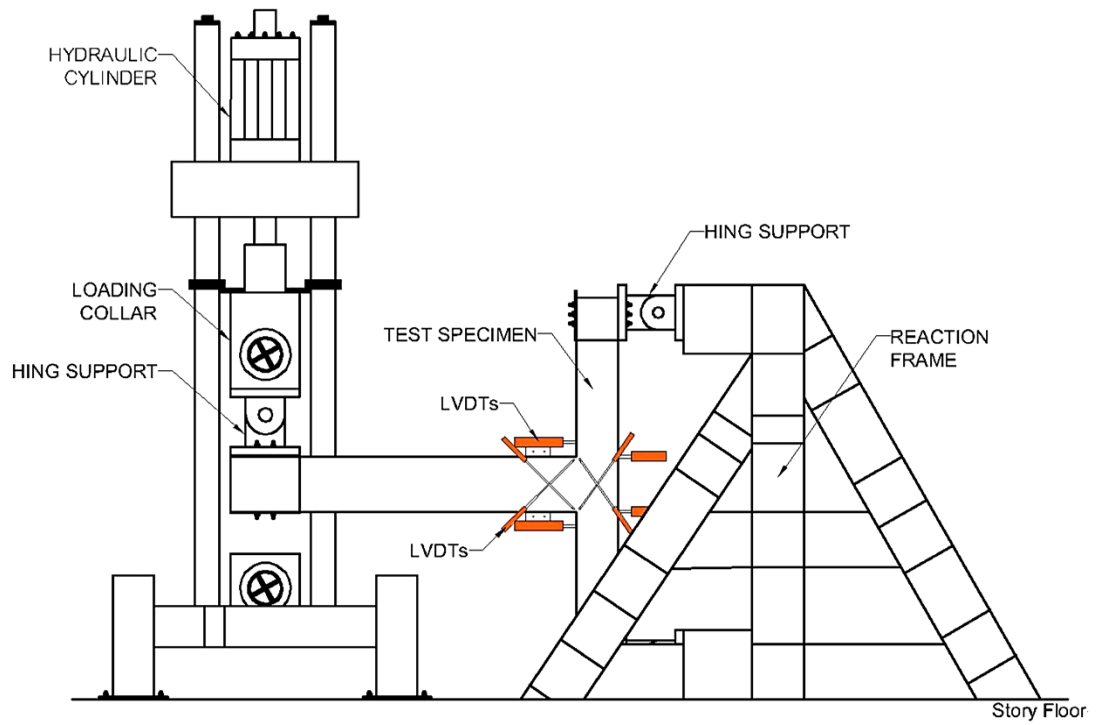


รูปที่ 3.10 ตำแหน่งการติดตั้ง LVDT

### 3.4.4 เครื่องทดสอบ

การทดสอบนี้จะติดตั้งเสาในแนวตั้ง ยึดปลายเสาทั้งสองข้างไว้กับ Hing Support จากนั้นติดตั้งปลายคานเข้ากับ Hing Support ที่ติดกับเครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ดังรูปที่ 3.11-3.12 โดยการทำงานของเครื่องทดสอบ UTM จะใช้แรงดันน้ำมันไฮดรอลิกส์ในการควบคุมกระบอกสูบไฮดรอลิกส์ให้เคลื่อนที่ขึ้นลง ซึ่งกระบอกสูบไฮดรอลิกส์สามารถเคลื่อนที่สูงที่สุดได้ 250 มิลลิเมตร จะแบ่งเป็นการเคลื่อนที่ขึ้น 125 มิลลิเมตร และเคลื่อนที่ลง 125 มิลลิเมตร โดยเครื่อง UTM มีกำลังสูงสุด 150 กิโลนิวตัน โดยเครื่อง UTM นี้จะให้แรงที่ปลายคานผ่าน Hing Support

ในการทดลองนั้น การเก็บข้อมูลแรงที่ปลายคานที่วัดได้จากเครื่องทดสอบ UTM จะเก็บข้อมูลผ่านซอฟต์แวร์ที่ถูกติดตั้งไว้ในคอมพิวเตอร์ ซึ่งถูกเชื่อมโยงไว้กับเครื่องทดสอบ UTM เมื่อตัวอย่างชิ้นงานถูกแรงนี้กระทำ จะเกิดเป็นแรงภายในขึ้นทั้งในเหล็กเสริม และคอนกรีต เป็นทั้งแรงดึง และแรงอัดที่จะถ่ายเข้าสู่ข้อต่อคาน-เสา ซึ่งสามารถคำนวณหาแรงภายในต่าง ๆ เหล่านี้ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และกฎสมดุล



รูปที่ 3.11 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ



รูปที่ 3.12 เครื่อง Universal Testing Machine (UTM)

### 3.5 การกำหนดแรงสลับทิศ (Cyclic Loading)

ในการทดสอบครั้งนี้ ต้องการให้ชิ้นงานได้รับแรงภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยให้แรงที่ปลายของคาน และกำหนดการเปลี่ยนตำแหน่งเป็นตัวควบคุมในการทดสอบ ซึ่งตำแหน่งต่าง ๆ สามารถคำนวณได้ตามสมการ

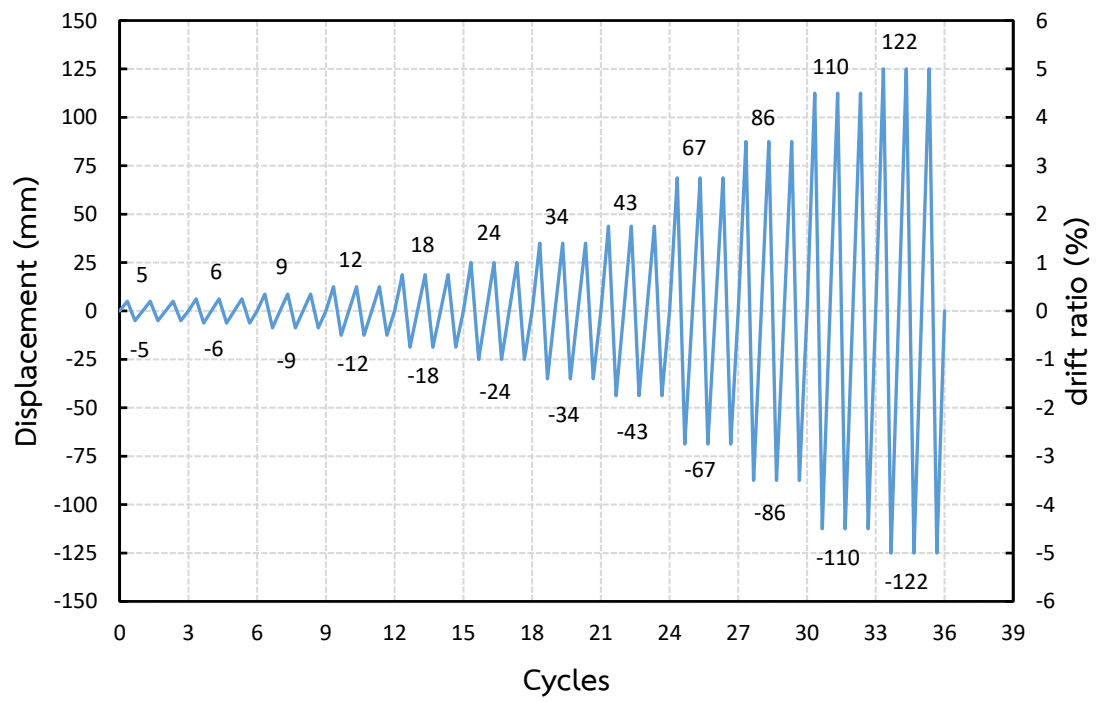
$$\Delta = \theta \times (L_b + \frac{d_c}{2})$$

โดยจะบังคับให้ปลายของคานเคลื่อนที่ขึ้น - ลงทั้งหมด 3 รอบ ในแต่ละการตำแหน่งที่ควบคุม โดยใช้ตามมาตรฐาน ACI T1.1-01 (ACI 2001) โดยมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.3 ซึ่งแต่ละตำแหน่งการเคลื่อนที่ดังแสดงในรูปที่ 3.13

ตารางที่ 3.3 ตารางการให้แรงสลับทิศของตัวอย่าง

Drift Ratio (%)	Drift ( $\theta$ , rad)	Cycle	$\Delta$ (mm)	
			กลุ่มตัวอย่างที่ 1	กลุ่มตัวอย่างที่ 2
0.2	0.002	3	5	5
0.25	0.0025	3	6	6
0.35	0.0035	3	9	9
0.5	0.005	3	12	12
0.75	0.0075	3	19	18
1	0.01	3	25	24
1.4	0.014	3	35	34
1.75	0.0175	3	44	43
2.75	0.0275	3	69	67
3.5	0.035	3	87	86
4.5	0.045	3	112	110
5	0.05	3	125	122





รูปที่ 3.13 รูปแบบการให้แรงของกลุ่มตัวอย่างที่ 1 และ 2

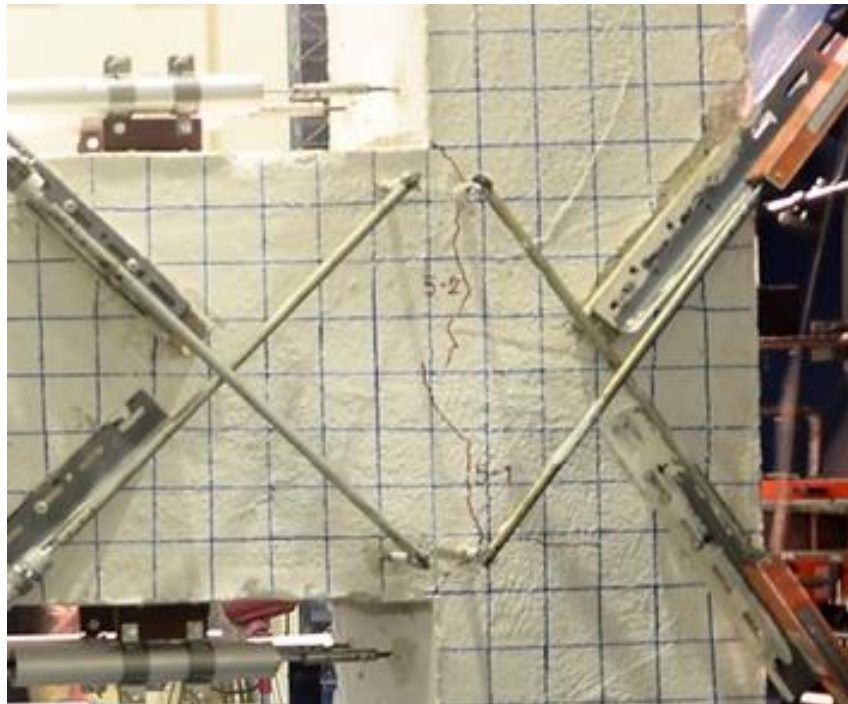
## บทที่ 4 ผลการทดสอบ

### 4.1 ผลการทดสอบตัวอย่าง BC-1

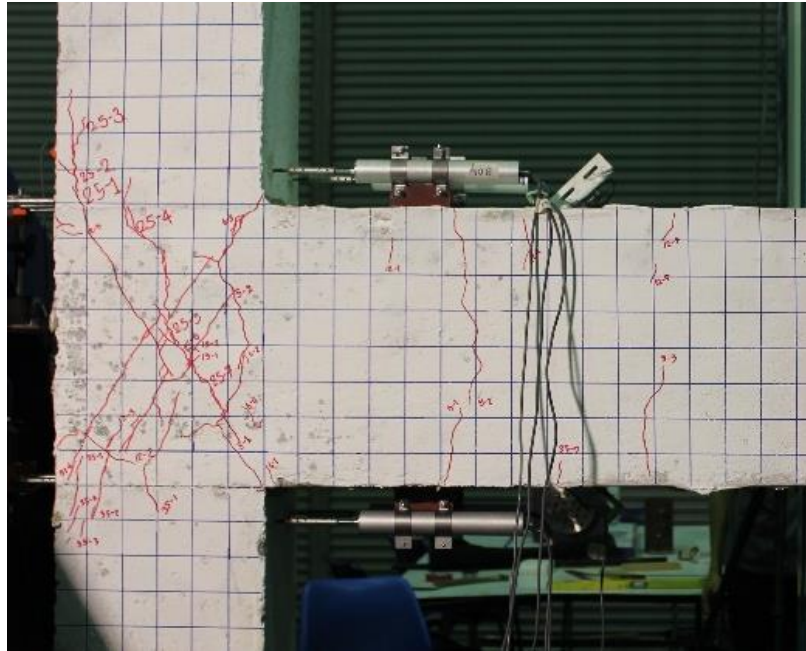
#### 4.1.1 ความเสียหาย และการแตกร้าวของตัวอย่าง BC-1

ความเสียหายจะเริ่มขึ้นตั้งแต่ drift ratio เท่ากับ 0.2% โดยเกิดรอยร้าวในแนวตั้งเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่บริเวณหน้าเสาจากนั้นที่ drift ratio เท่ากับ 1.4% เมื่อตัวอย่างเกิดการครากเริ่มพบรอยร้าวในแนวทแยงมากขึ้นที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 4.1 และ 4.2

จากนั้นความเสียหายบริเวณ joint จะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามจำนวนรอบและ drift ratio ที่เพิ่มขึ้น ที่ drift ratio เท่ากับ 3.5% พบว่าลักษณะการวิบัตินั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 4.3 เมื่อสิ้นสุดการทดสอบที่ drift ratio เท่ากับ 5.0% บริเวณ joint เกิดความเสียหายอย่างหนักคอนกรีตหลุดร่วงจนสามารถเห็นเหล็กเสริมของเสาดังแสดงในรูปที่ 4.4



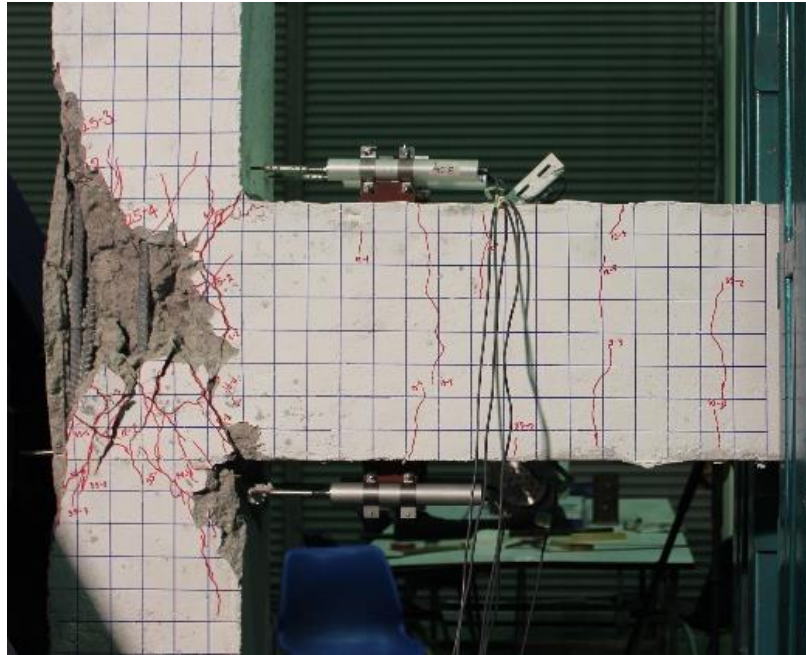
รูปที่ 4.1 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 0.2%



รูปที่ 4.2 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 1.4%



รูปที่ 4.3 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 3.5%



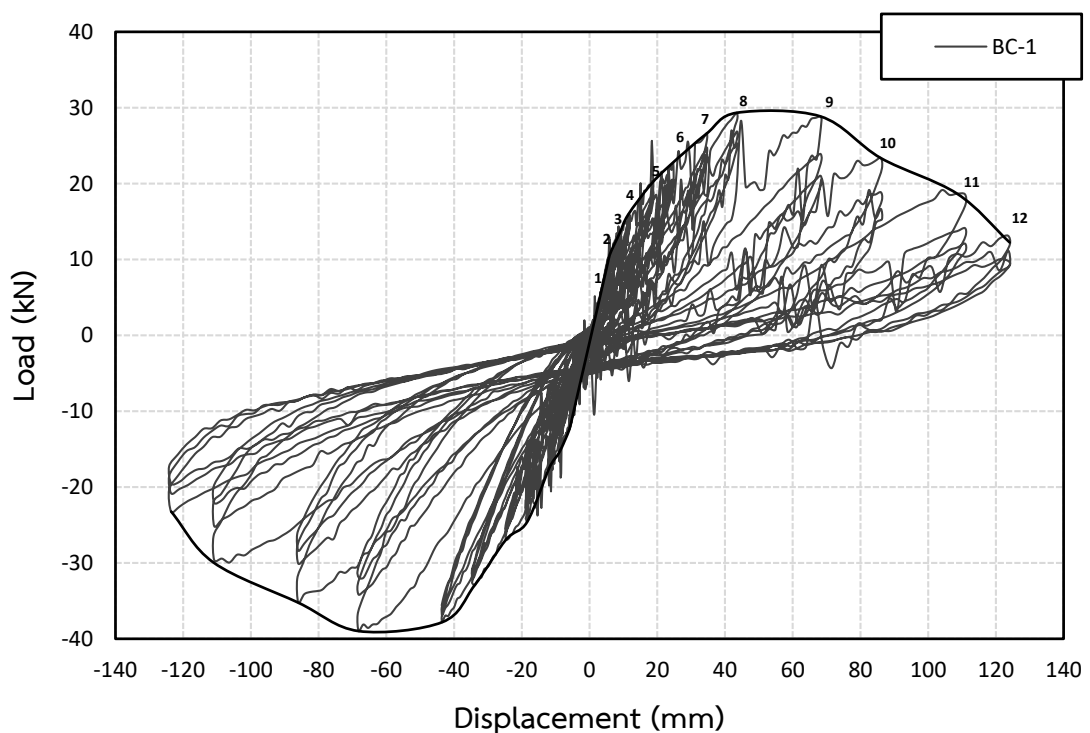
รูปที่ 4.4 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 5.0%

#### 4.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-1

จากรูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) กับ % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-1 ตั้งแต่ % Drift ratio 0.2 หรือ 5 mm ถึง % Drift ratio เท่ากับ 5 หรือ 125 mm โดยความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเป็นบวกเมื่อให้แรงที่ปลายคานในทิศทางขึ้นและความสัมพันธ์จะมีค่าเป็นลบเมื่อให้แรงกับตัวอย่างในทิศทางลง

ผลจากรูปที่ 4.5 จะพบว่าแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) สูงสุดเท่ากับ 29.33 kN ที่ระยะปลายคานเท่ากับ 43.52 mm หรือ Drift Ratio เท่ากับ 1.75 % และต่ำสุดเท่ากับ -38.98 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -68.19 mm หรือ Drift ratio เท่ากับ -2.73 % จากรูปตำแหน่งที่ 1 ถึงตำแหน่งที่ 2 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.2 และ 0.25 จะมีลักษณะความชันของกราฟที่เป็นเส้นตรงคือแสดงถึงว่าช่วงดังกล่าวตัวอย่างยังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกนอกจากนั้นช่วงลูปที่แคบแสดงให้เห็นว่ามีการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่น้อย ในช่วงตำแหน่งที่ 2 ไปหาตำแหน่งที่ 3 พบว่าเป็นจุดที่กราฟเริ่มเปลี่ยนความชันและเป็นช่วงที่กราฟเริ่มมีลูปที่กว้างกว่ารอบก่อนหน้าแสดงถึงการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน ตำแหน่งที่ 3 ถึง ตำแหน่งที่ 8 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.35 , 0.5 , 0.75 , 1.0 , 1.4 และ 1.75 หากดูจากกราฟจะเห็นว่าลูปแต่ละรอบในช่วงดังกล่าวมีการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันและค่อยๆแตกต่างที่ตำแหน่งที่ 8 แต่พฤติกรรมที่ใกล้เคียง

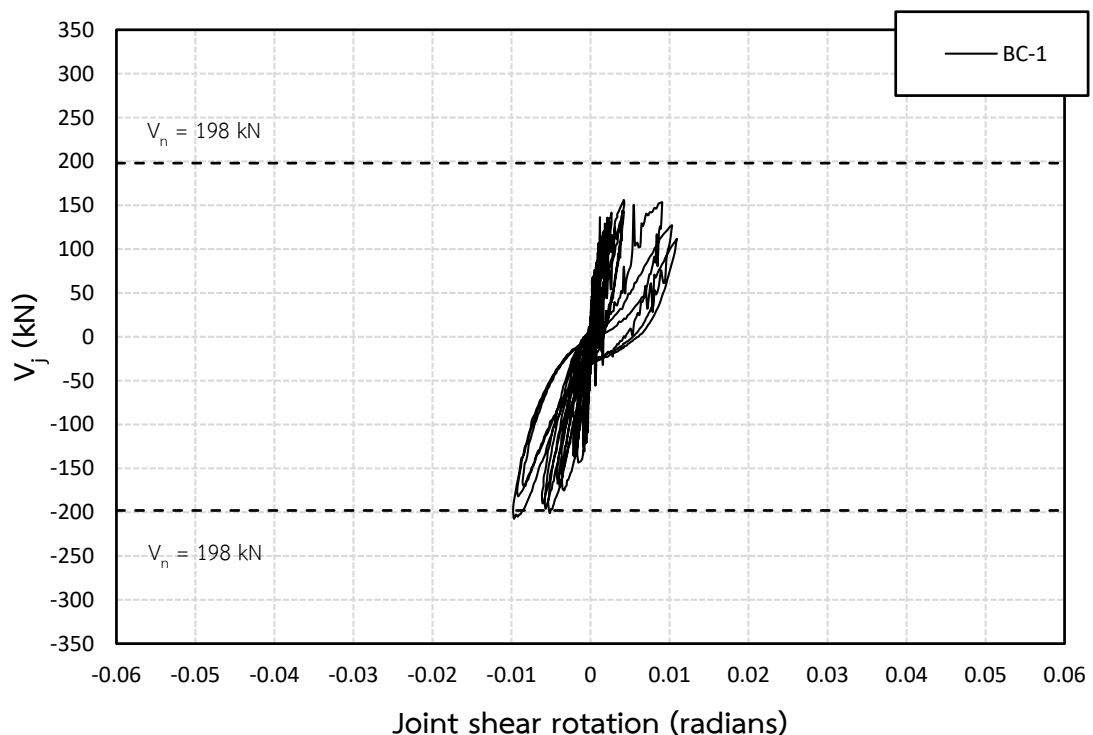
กันในช่วงดังกล่าวจึงทำให้กราฟในช่วงนี้มีลักษณะเป็นเส้นตรง ตำแหน่งที่ 9 เป็นรอบที่ลูปกว้างมาก เมื่อเทียบกับช่วงก่อนหน้า การแตกร้าวเกิดขึ้นมากพฤติกรรมโครงสร้างมีความเป็นอินีลาสติคอย่างชัดเจนรอบดังกล่าวตัวอย่างสามารถรับกำลังได้สูงสุดและเกิด plastic hinge หลังจากเกิด plastic hinge กำลังจะตกลงที่ตำแหน่ง 10 และ 11 แต่ตำแหน่งที่ 10 มีการลดลงของความชันที่มากกว่าที่นั่น รอบที่ 10 และ 11 ก็ยังคงมีลูปที่กว้างแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานยังคงเกิดขึ้นในรูปของการแตกร้าวแต่รอบที่ 12 กลับพบว่ากำลังตกอย่างมากและลูปที่เกิดขึ้นก็แคบลงเช่นกันหลังจากที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงในรอบก่อนหน้า



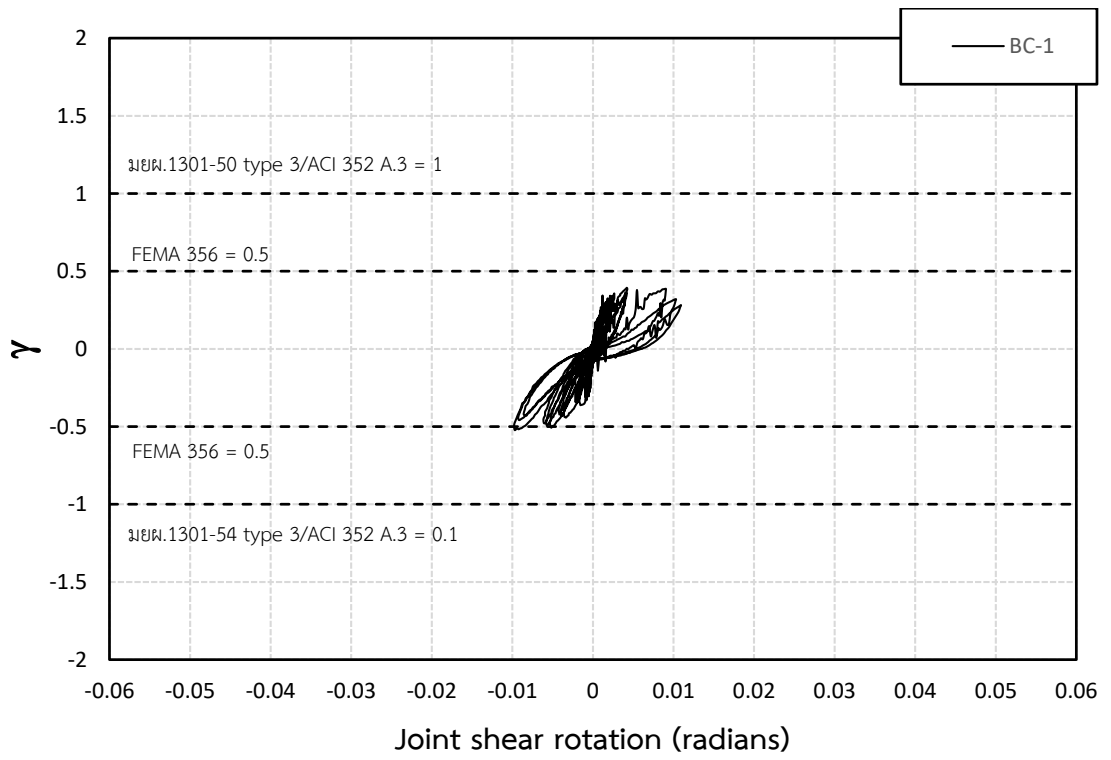
รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – Displacement

#### 4.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear – Joint Shear Rotation ของตัวอย่าง BC-1

ความสัมพันธ์ระหว่าง joint shear กับ Joint Shear Rotation ตั้งแต่ % Drift Ratio 0.2 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 5 mm ถึง % Drift Ratio 2.75 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 69 mm โดยที่ joint shear ( $V_j$ ) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อคาน – เสา แสดงในรูปที่ 4.6 ซึ่งในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวดิ่งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งขึ้นทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ 156.1 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0042 rad ในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวดิ่งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งลงทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ -207.4 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0097 rad รูปที่ 4.6 พบว่าค่า Maximum Joint Shear ที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวประกอบ  $V_n$  ตามมาตรฐาน มยผ.1301-54 อยู่ประมาณ 4.6 % รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation โดยที่  $\gamma$  เป็นค่าคงที่ที่เกิดจากหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ  $\left(\frac{V_j}{A_j}\right)$  ทหารด้วย  $\sqrt{f'_c}$  (MPa) ,  $V_j$  (N) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อ ,  $A_j$  คือ พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอน ประสิทธิภาพของข้อต่อคำนวณจากความลึกเสา ( $h$ ) คูณความกว้างประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับค่าน้อยที่สุดระหว่าง  $b + h$  และ  $b+2x$  นิยามตาม มยผ.1301-54 พบว่าค่า maximum  $\gamma$  ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าค่า  $\gamma$  ของมาตรฐาน มยผ.1301-54 กับ ACI352 ประมาณ 50 % และมีค่ามากกว่า  $\gamma$  ของมาตรฐาน FEMA ประมาณ 4%



รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation



รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation

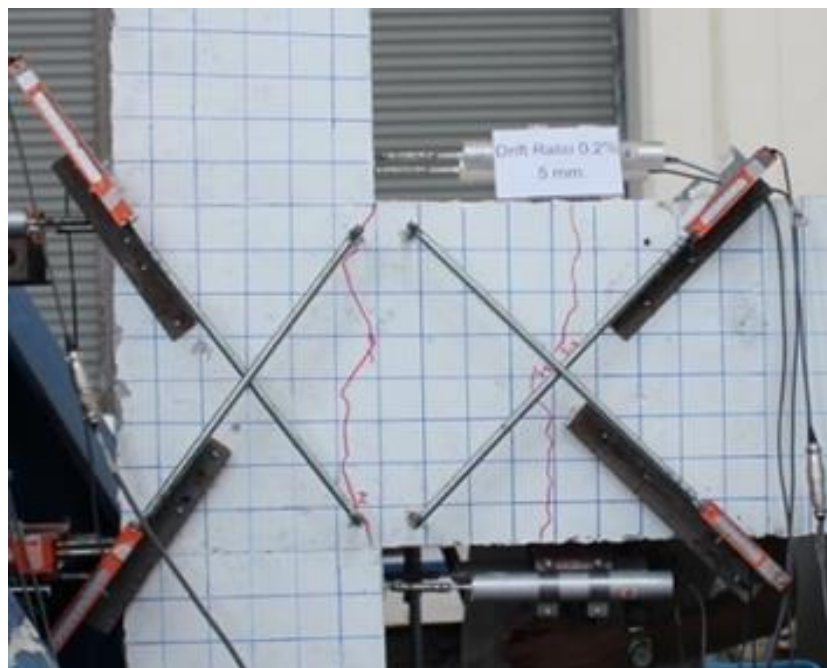


## 4.2 ผลการทดสอบ BC-2

### 4.2.1 ความเสียหาย และการแตกร้าวของตัวอย่าง BC-2

ความเสียหายจะเริ่มขึ้นตั้งแต่ Drift Ratio เท่ากับ 0.2% โดยเกิดรอยร้าวในแนวตั้งเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่บริเวณคานและหน้าเสาจากนั้นที่ Drift Ratio เท่ากับ 1.4% จึงเริ่มพบรอยร้าวในแนวทแยงที่บริเวณ joint เนื่องจากแรงเฉือนรอยร้าวในแนวตั้งด้านบนและล่างของคานเนื่องมาจากหน่วยแรงดัดจากโมเมนต์ดัดดังแสดงในรูปที่ 4.8 และ 4.9

จากนั้นความเสียหายบริเวณ joint จะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามจำนวนรอบและ Drift Ratio ที่เพิ่มขึ้น ที่ Drift Ratio เท่ากับ 3.5% พบว่าลักษณะการวิบัตินั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 4.10 เมื่อสิ้นสุดการทดสอบที่ Drift Ratio เท่ากับ 5.0% บริเวณ joint เกิดความเสียหายอย่างหนักคอนกรีตหลุดร่วงจนสามารถเห็นเหล็กเสริมของเสาดังแสดงในรูปที่ 4.11

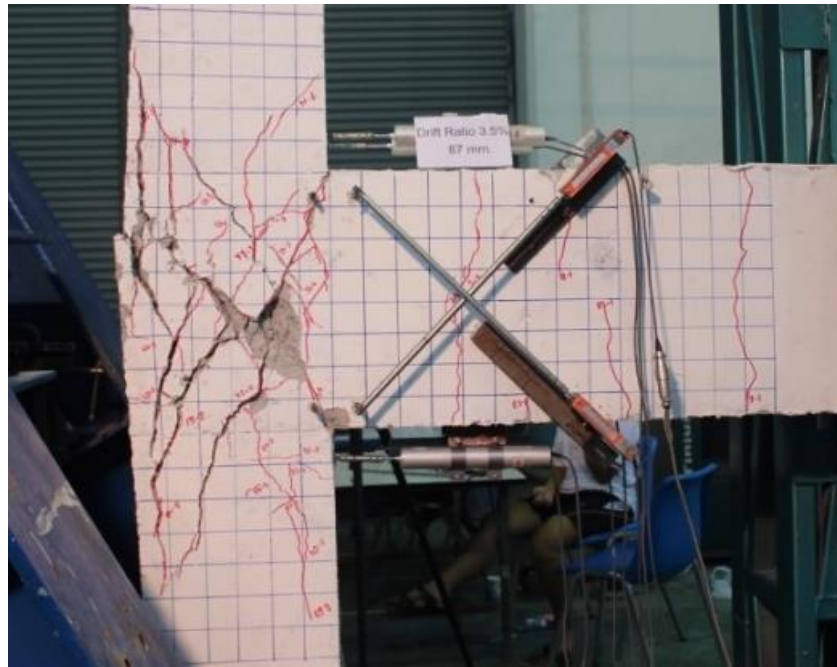


รูปที่ 4.8 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ Drift Ratio เท่ากับ 0.2%

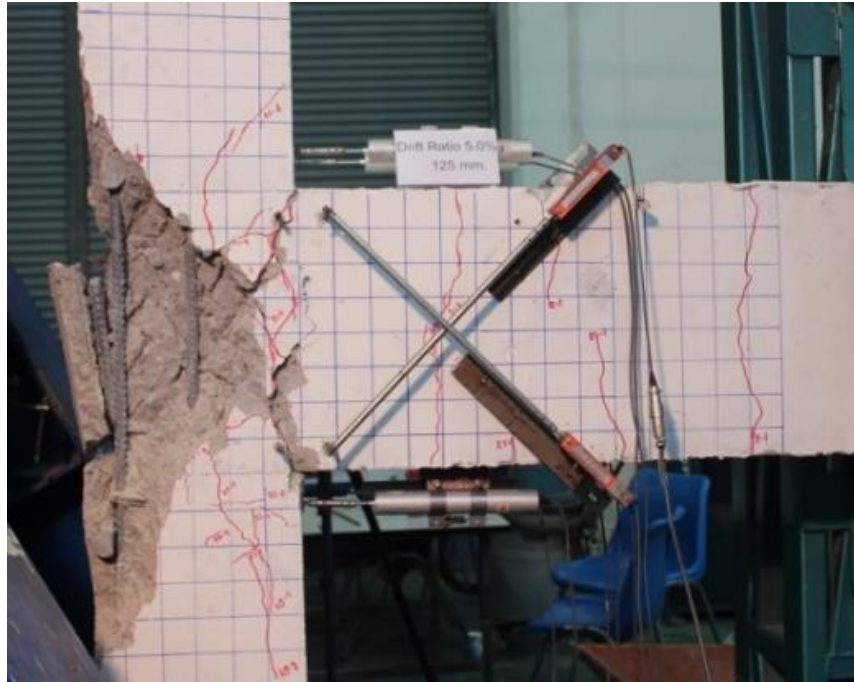




รูปที่ 4.9 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ Drift Ratio เท่ากับ 1.4%



รูปที่ 4.10 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ Drift Ratio เท่ากับ 3.5%



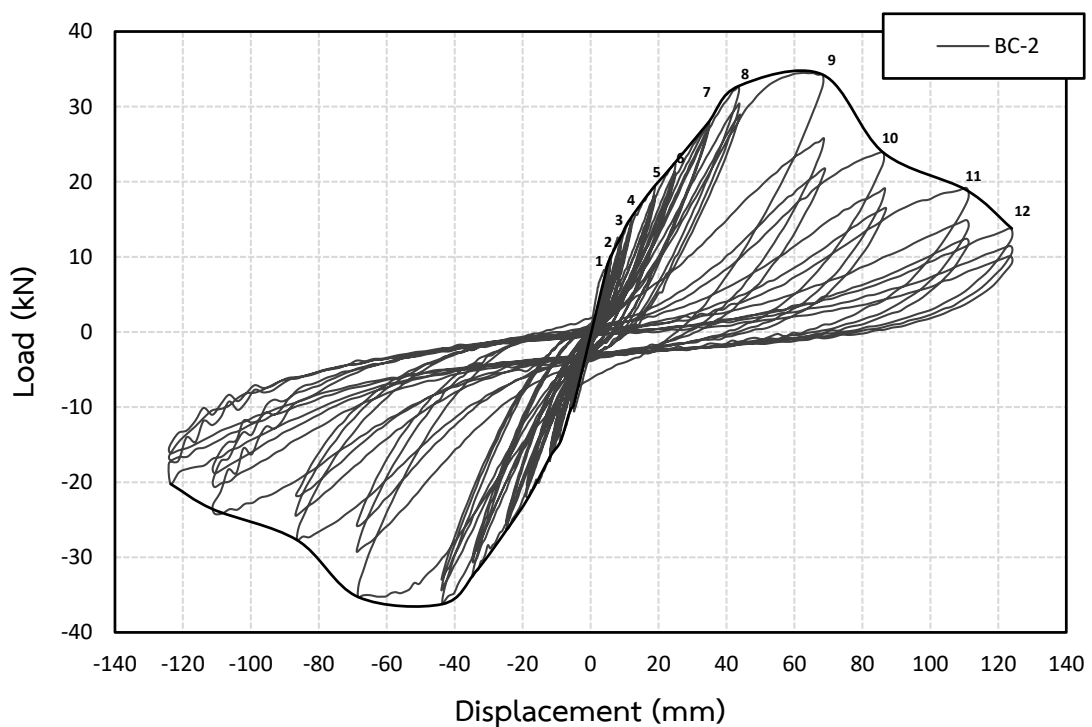
รูปที่ 4.11 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ Drift Ratio เท่ากับ 5.0%

#### 4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-2

จากรูปที่ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) กับ % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-2 ตั้งแต่ % Drift ratio 0.2 หรือ 5 mm ถึง % Drift ratio เท่ากับ 5 หรือ 125 mm โดยความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเป็นบวกเมื่อให้แรงที่ปลายคานในทิศทางขึ้นและความสัมพันธ์จะมีค่าเป็นลบเมื่อให้แรงกับตัวอย่างในทิศทางลง

ผลจากรูปที่ 4.12 จะพบว่าแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) สูงสุดเท่ากับ 34.25 kN ที่ระยะปลายคานเท่ากับ 68.29 mm หรือ Drift Ratio เท่ากับ 2.74 % และต่ำสุดเท่ากับ -36.23 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -43.7 mm หรือ Drift ratio เท่ากับ -1.75 % จากรูปตำแหน่งที่ 1 ถึงตำแหน่งที่ 2 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.2 และ 0.25 จะมีลักษณะความชันของกราฟที่เป็นเส้นตรงคือแสดงถึงว่าช่วงดังกล่าวตัวอย่างยังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกนอกจากนั้นช่วงลูปที่แคบแสดงให้เห็นว่าการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่น้อย ในช่วงตำแหน่งที่ 2 ไปหาตำแหน่งที่ 3 พบว่าเป็นจุดที่กราฟเริ่มเปลี่ยนความชันและเป็นช่วงที่กราฟเริ่มมีลูปที่กว้างกว่ารอบก่อนหน้าแสดงถึงการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน ตำแหน่งที่ 3 ถึง ตำแหน่งที่ 8 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.35 , 0.5 , 0.75 , 1.0 , 1.4 และ 1.75 หากดูจากกราฟจะเห็นว่าลูปแต่ละรอบในช่วงดังกล่าวมีการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันและค่อยๆแตกต่างที่ตำแหน่งที่ 8 แต่พฤติกรรมที่ใกล้เคียง

กันในช่วงดังกล่าวจึงทำให้กราฟในช่วงนี้มีลักษณะเป็นเส้นตรง ตำแหน่งที่ 9 เป็นรอบที่ลูปกว้างมาก เมื่อเทียบกับช่วงก่อนหน้า การแตกร้าวเกิดขึ้นมากพฤติกรรมโครงสร้างมีความเป็นอินอีลาสติกอย่างชัดเจนรอบดังกล่าวตัวอย่างสามารถรับกำลังได้สูงสุดและเกิด plastic hinge หลังจากเกิด plastic hinge กำลังจะตกลงที่ตำแหน่ง 10 และ 11 แต่ตำแหน่งที่ 10 มีการลดลงของความชันที่มากกว่าทั้งนี้ นั้น รอบที่ 10 และ 11 ก็ยังคงมีลูปที่กว้างแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานยังคงเกิดขึ้นในรูปของการแตกร้าวแต่รอบที่ 12 กลับพบว่ากำลังตกอย่างมากและลูปที่เกิดขึ้นก็แคบลงเช่นกันหลังจากที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงในรอบก่อนหน้า

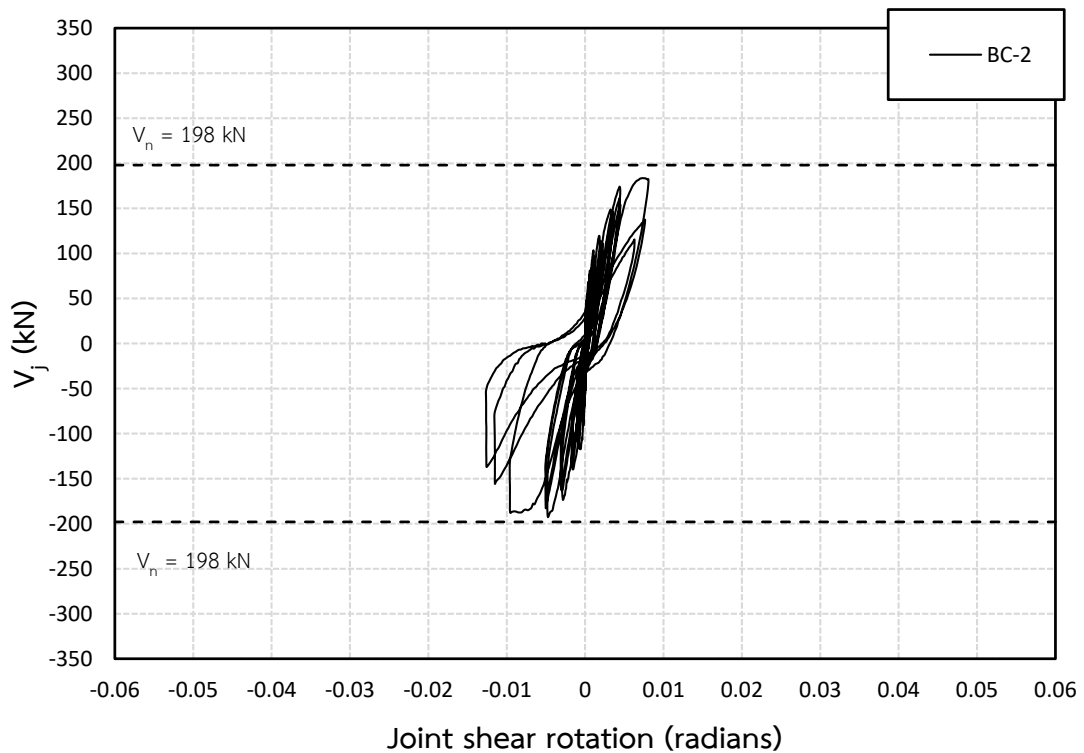


รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – Displacement

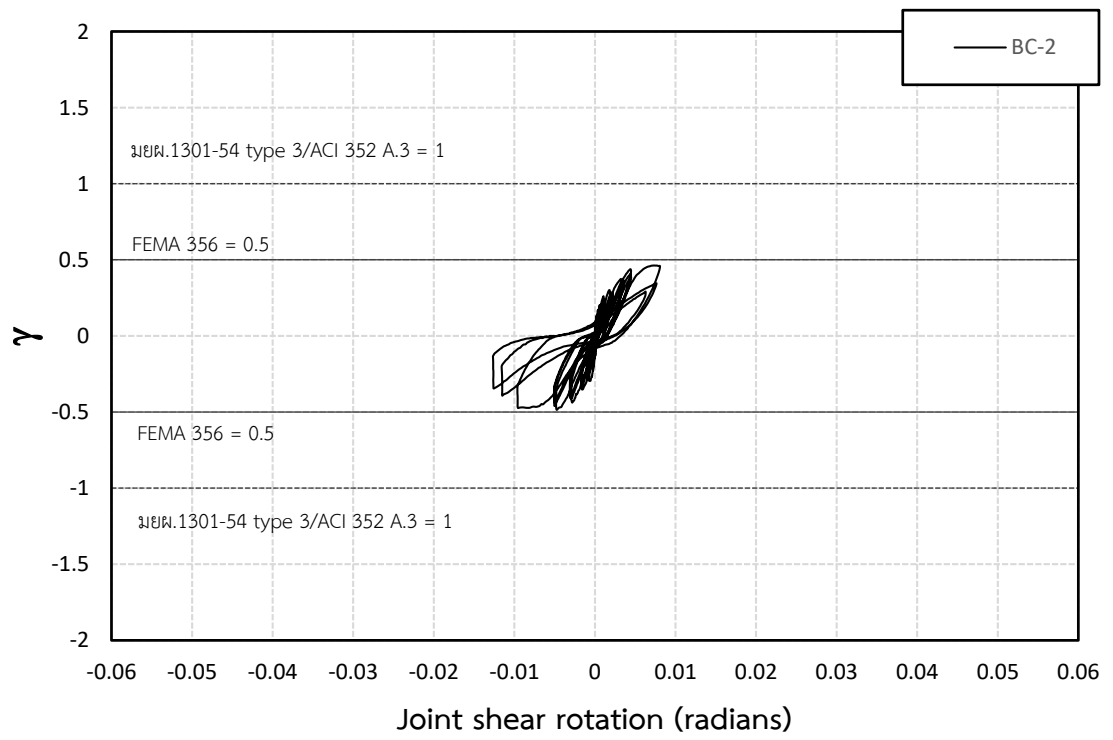
#### 4.2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear – Joint Shear Rotation ของตัวอย่าง BC-2

ความสัมพันธ์ระหว่าง joint shear กับ Joint Shear Rotation ตั้งแต่ % Drift Ratio 0.2 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 5 mm ถึง % Drift Ratio 2.75 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 69 mm โดยที่ joint shear ( $V_j$ ) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อคาน – เสา แสดงในรูปที่ 4.13 ซึ่งในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งขึ้นทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ 183.41 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0077 rad ในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งลงทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint

สูงสุดเท่ากับ -190 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0046 rad รูปที่ 4.13 พบว่าค่า Maximum Joint Shear ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานโมเมนต์  $V_n$  ตามมาตรฐาน มยผ.1301-54 อยู่ประมาณ 4-7.6 % รูปที่ 4.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation โดยที่  $\gamma$  เป็นค่าคงที่ที่เกิดจากหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ  $\left(\frac{V_j}{A_j}\right)$  ทหารด้วย  $\sqrt{f'_c}$  (MPa),  $V_j$  (N) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อ,  $A_j$  คือ พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ คำนวณจากความลึกเสา (h) คูณความกว้างประสิทธิผลมีค่าเท่ากับค่าน้อยที่สุดระหว่าง  $b+h$  และ  $b + 2x$  นิยามตาม มยผ.1301-50 พบว่าค่า maximum  $\gamma$  ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าค่า  $\gamma$  ของมาตรฐาน มยผ.1301-50 กับ ACI352 ประมาณ 52-54 % และมีค่าน้อยกว่า  $\gamma$  ของมาตรฐาน FEMA ประมาณ 4-8 % แสดงให้เห็นว่ามาตรฐาน FEMA 356 ให้ค่ามาตรฐานที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองมากที่สุด



รูปที่ 4.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation



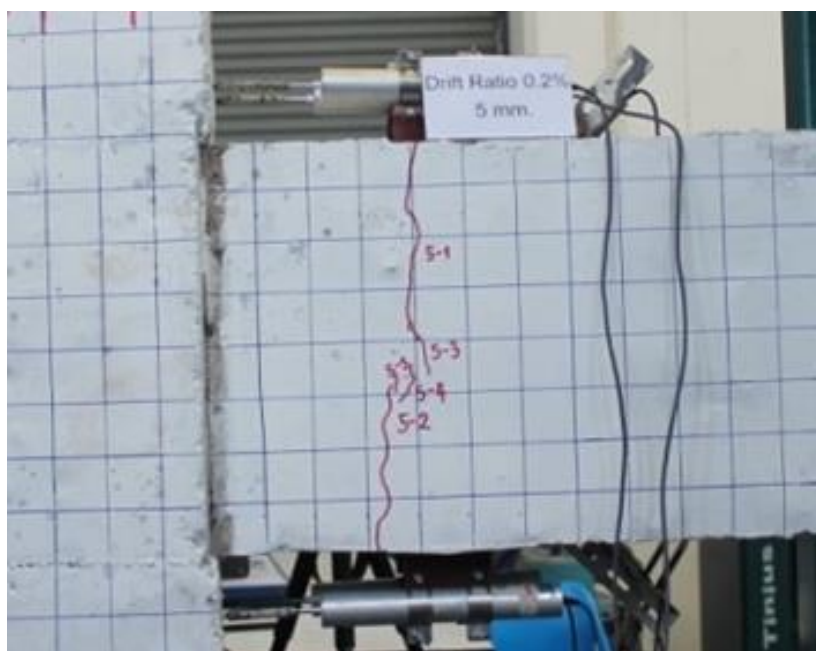
รูปที่ 4.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation

### 4.3 ผลการทดสอบตัวอย่าง BC-3

#### 4.3.1 ความเสียหาย และการแตกร้าวของตัวอย่าง BC-3

ความเสียหายจะเริ่มขึ้นตั้งแต่ drift ratio เท่ากับ 0.2% โดยเกิดรอยร้าวในแนวตั้งเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่บริเวณคานก่อนซึ่งเกิดขึ้นใกล้ๆกับบริเวณหน้าเสาจากนั้นที่ drift ratio เท่ากับ 1.4% เป็นรอบที่ตัวอย่างเริ่มเกิดการครากพบรอยร้าวในแนวทแยงที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือนและความเสียหายบริเวณคานเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่มากกว่าความเสียหายบริเวณข้อต่อดังแสดงในรูปที่ 4.15 และรูปที่ 4.16

จากนั้นความเสียหายบริเวณข้อต่อจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามจำนวนรอบและ drift ratio ที่เพิ่มขึ้น ที่ drift ratio เท่ากับ 3.5% พบว่าลักษณะการวิบัตินั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 4.17 เมื่อสิ้นสุดการทดสอบที่ drift ratio เท่ากับ 5.0% บริเวณ joint เกิดความเสียหายอย่างหนักคอนกรีตหลุดร่วงจนสามารถเห็นเหล็กเสริมของเสาดังแสดงในรูปที่ 4.18

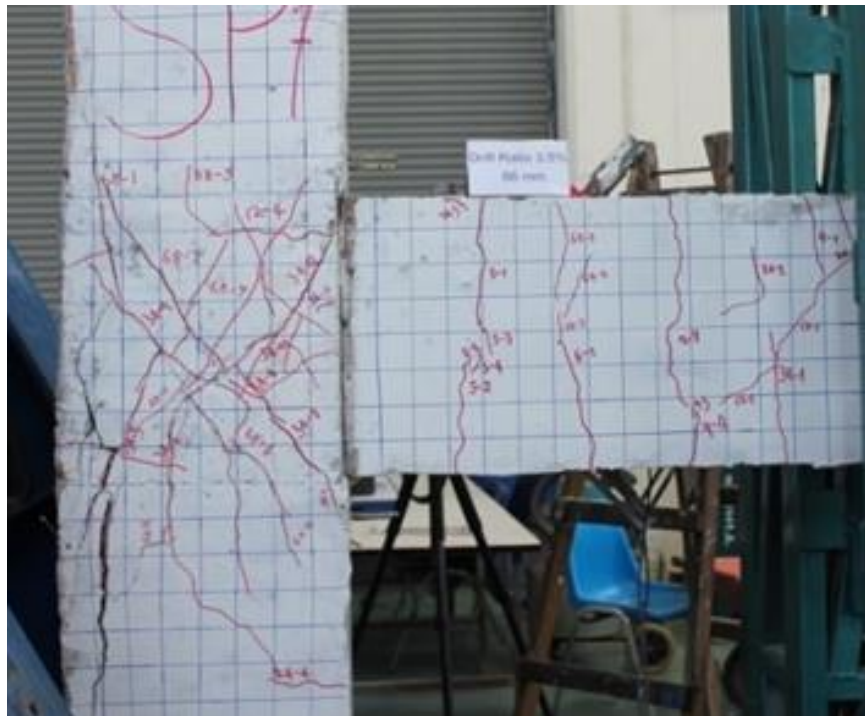


รูปที่ 4.15 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 0.2%





รูปที่ 4.16 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 1.4%



รูปที่ 4.17 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 3.5%



รูปที่ 4.18 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 5.0%

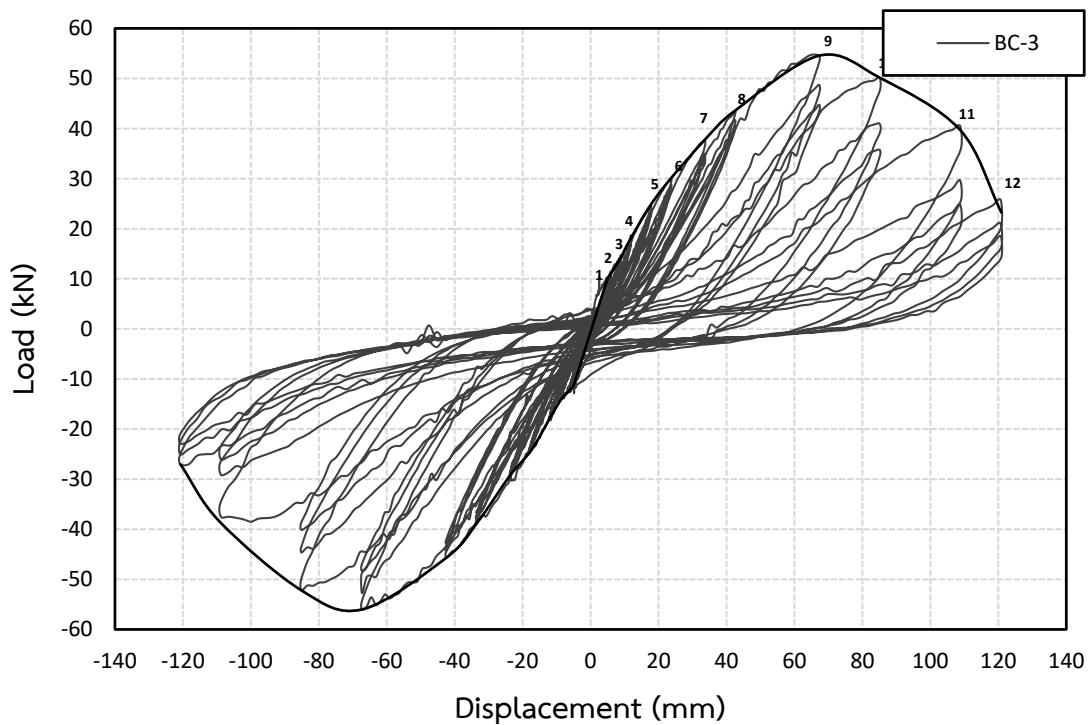
#### 4.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-3

รูปที่ 4.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) กับ % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-3 ตั้งแต่ % Drift ratio 0.2 หรือ 5 mm ถึง % Drift ratio เท่ากับ 5 หรือ 125 mm โดยความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเป็นบวกเมื่อให้แรงที่ปลายคานในทิศทางขึ้นและความสัมพันธ์จะมีค่าเป็นลบเมื่อให้แรงกับตัวอย่างในทิศทางลง

จากรูปที่ 4.19 จะพบว่าแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) สูงสุดเท่ากับ 54.56 kN ที่ระยะปลายคานเท่ากับ 67.26 mm หรือ Drift Ratio เท่ากับ 2.74 % และต่ำสุดเท่ากับ -56.03 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -67.26 mm หรือ Drift ratio เท่ากับ -2.75 % จากรูปตำแหน่งที่ 1 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.2 จะมีลักษณะความชันของกราฟที่เป็นเส้นตรงคือแสดงถึงว่าช่วงดังกล่าวตัวอย่างยังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกนอกจากนั้นช่วงลูปที่แคบแสดงให้เห็นว่ามีการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่น้อย ในช่วงตำแหน่งที่ 1 ไปหาตำแหน่งที่ 2 พบว่าเป็นจุดที่กราฟเริ่มเปลี่ยนความชันและเป็นช่วงที่กราฟเริ่มมีลูปที่กว้างกว่ารอบก่อนหน้าแสดงถึงการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน ตำแหน่งที่ 2 ถึง ตำแหน่งที่ 8 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.25 , 0.35 , 0.5 , 0.75 , 1.0 , 1.4 และ 1.75 หากดูจากกราฟจะเห็นว่าลูปแต่ละรอบในช่วงดังกล่าวมีการสลายพลังงานที่



ใกล้เคียงกันและค่อยๆแตกต่างที่ตำแหน่งที่ 8 แต่พฤติกรรมที่ใกล้เคียงกันในช่วงดังกล่าวจึงทำให้กราฟในช่วงนี้มีลักษณะเป็นเส้นตรง ตำแหน่งที่ 9 เป็นรอบที่ลู่กว้างมากเมื่อเทียบกับช่วงก่อนหน้า การแตกร้าวเกิดขึ้นมากพฤติกรรมโครงสร้างมีความเป็นอนีลาสติกอย่างชัดเจนรอบดังกล่าวตัวอย่างสามารถรับกำลังได้สูงสุดและเกิด plastic hinge หลังจากเกิด plastic hinge กำลังจะตกลงที่ตำแหน่ง 10 และ 11 แต่ตำแหน่งที่ 10 มีการลดลงของความชันที่มากกว่าทั้งนี้ทั้งนั้น รอบที่ 10 และ 11 ก็ยังคงมีลู่ที่กว้างแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานยังคงเกิดขึ้นในรูปของการแตกร้าวแต่รอบที่ 12 กลับพบว่ากำลังตกอย่างมากและลู่ที่เกิดขึ้นก็แคบลงเช่นกันหลังจากที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงในรอบก่อนหน้า

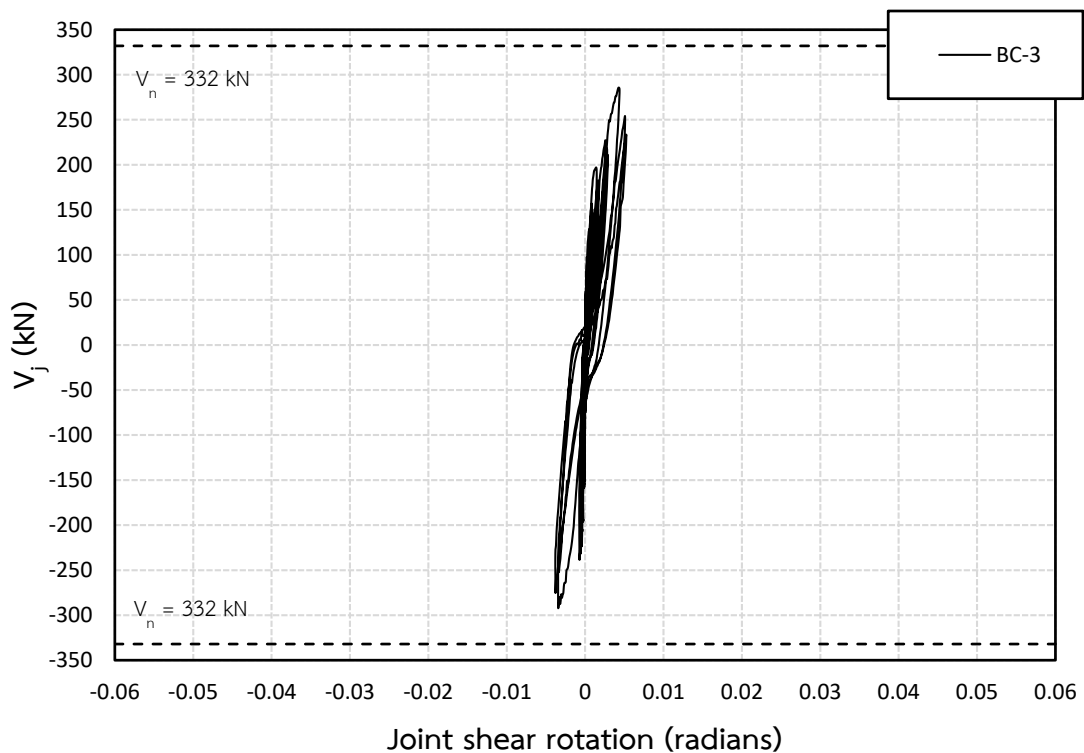


รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – Displacement

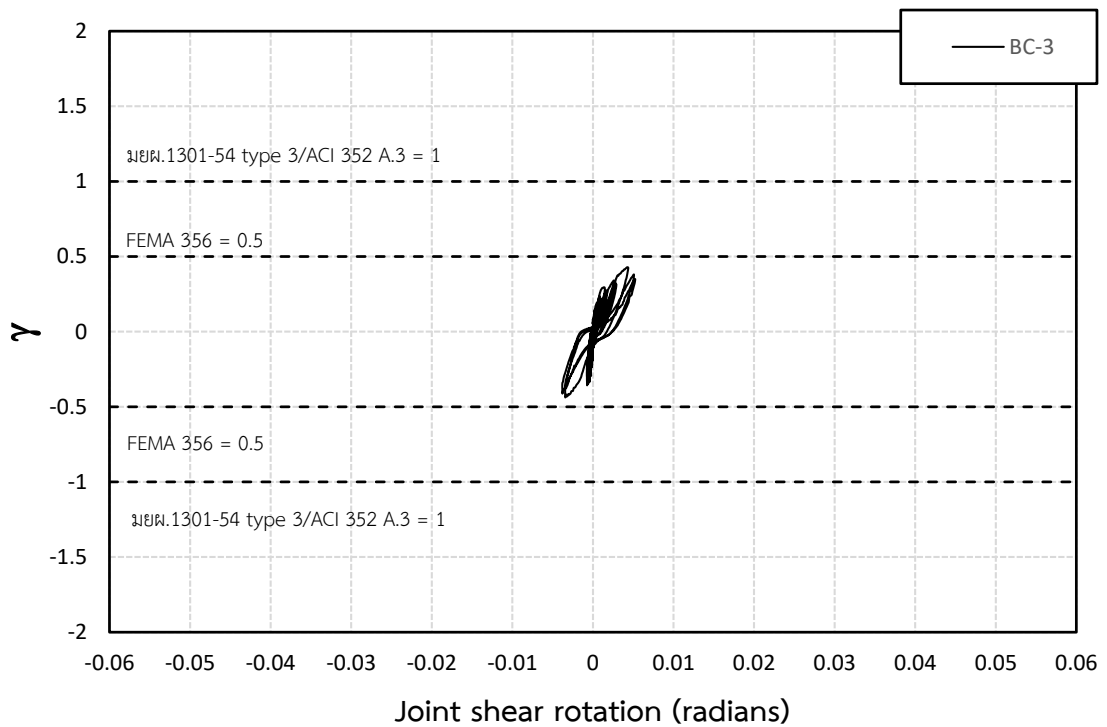
#### 4.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear – Joint Shear Rotation ของตัวอย่าง BC-3

ความสัมพันธ์ระหว่าง joint shear กับ Joint Shear Rotation ตั้งแต่ % Drift Ratio 0.2 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 5 mm ถึง % Drift Ratio 2.75 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 69 mm โดยที่ joint shear ( $V_j$ ) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อคาน – เสา แสดงในรูปที่ 4.20 ซึ่งในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งขึ้นทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ 284.57 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0044 rad ในกรณี

ตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งลงทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ -292.22 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0034 rad รูปที่ 4.20 พบว่าค่า Maximum Joint Shear ที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวประกอบ  $0.85V_n$  ตามมาตรฐาน มยผ.1301-50 อยู่ประมาณ 12 - 14 % รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation โดยที่  $\gamma$  เป็นค่าคงที่ที่เกิดจากหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ  $\left(\frac{V_j}{A_j}\right)$  ทหารด้วย  $\sqrt{f'_c}$  (MPa),  $V_j$  (N) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อ,  $A_j$  คือ พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิภาพของข้อต่อคำนวณจากความลึกเสา (h) คูณความกว้างประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง  $b + h$  และ  $b + 2x$  นิยามตาม มยผ.1301-50 พบว่าค่า maximum  $\gamma$  ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าค่า  $\gamma$  ของมาตรฐานมยผ.1301-50 กับ ACI352 ประมาณ 57 % และมีค่าน้อยกว่า  $\gamma$  ของมาตรฐาน FEMA ประมาณ 14 % แสดงให้เห็นว่ามาตรฐาน FEMA 356 ให้ค่ามาตรฐานที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองมากที่สุด



รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation



รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation

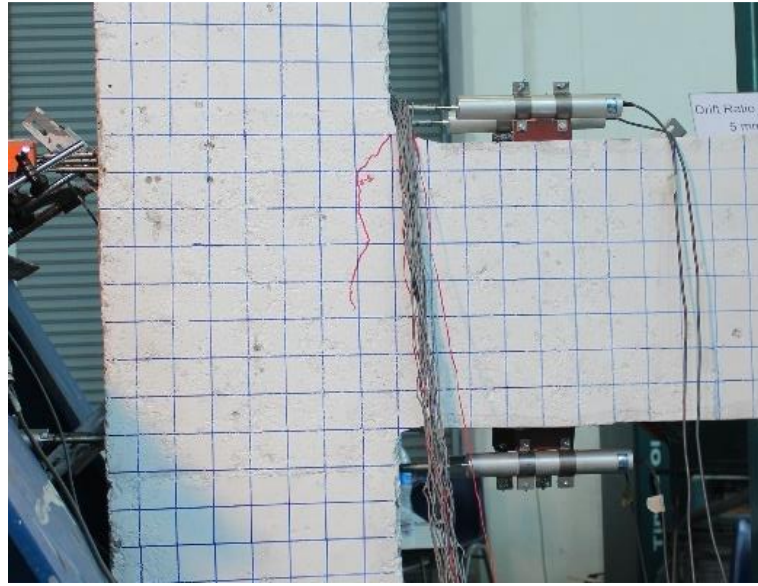
#### 4.4 ผลการทดสอบตัวอย่าง BC-4

##### 4.4.1 ความเสียหาย และการแตกร้าวของตัวอย่าง BC-4

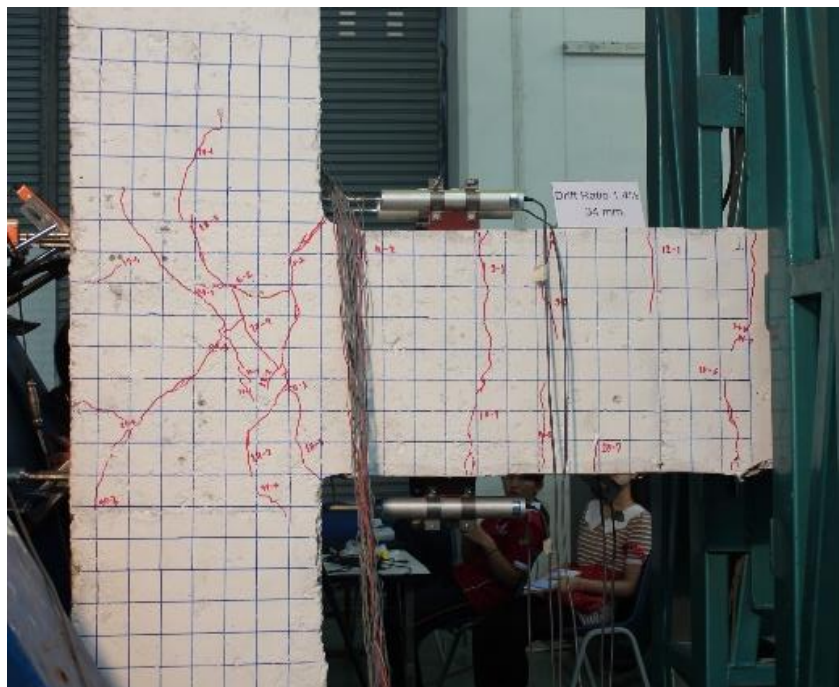
ความเสียหายจะเริ่มขึ้นตั้งแต่ drift ratio เท่ากับ 0.2% โดยเกิดรอยร้าวในแนวทแยงเล็กน้อยเนื่องจากแรงเฉือนที่บริเวณข้อต่อจากนั้นที่ drift ratio เท่ากับ 1.4% เป็นรอบที่ตัวอย่างเริ่มเกิดการครากพบรอยร้าวในแนวทแยงที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือนและความเสียหายบริเวณคานเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่น้อยกว่าความเสียหายบริเวณข้อต่อดังแสดงในรูปที่ 4.21 และรูปที่ 4.22

จากนั้นความเสียหายบริเวณข้อต่อจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามจำนวนรอบและ drift ratio ที่เพิ่มขึ้น ที่ drift ratio เท่ากับ 3.5% พบว่าลักษณะการวิบัตินั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 4.23 จะเห็นว่าบริเวณข้อต่อเกิดความเสียหายมากกว่าบริเวณคานมาก

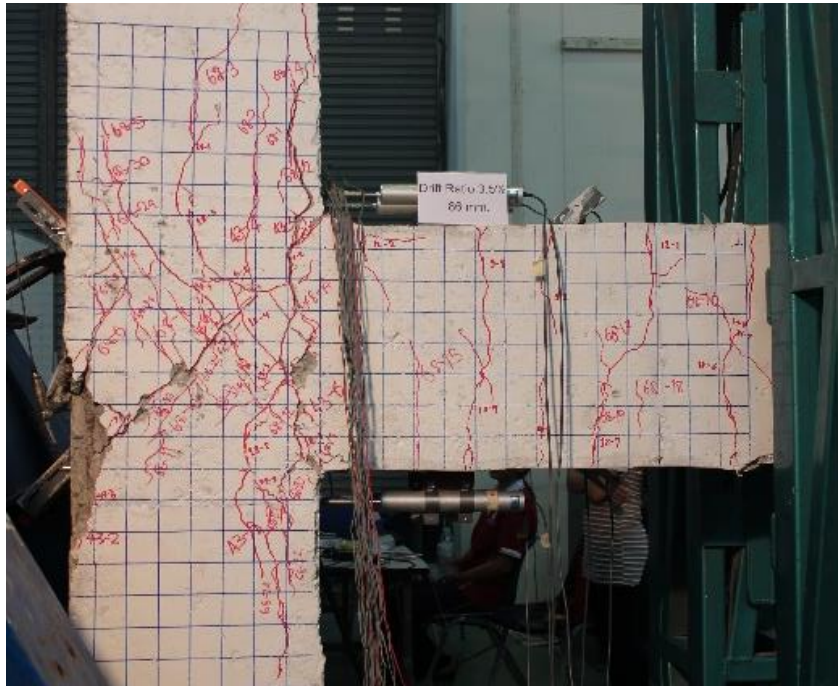
สุดท้ายเมื่อสิ้นสุดการทดสอบที่ drift ratio เท่ากับ 5.0% บริเวณ joint เกิดความเสียหายอย่างหนักคอนกรีตหลุดร่วงจนสามารถเห็นเหล็กเสริมของเสาและพบการเสียหายเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดบริเวณหน้าเสาติดกับคานดังแสดงในรูปที่ 4.24



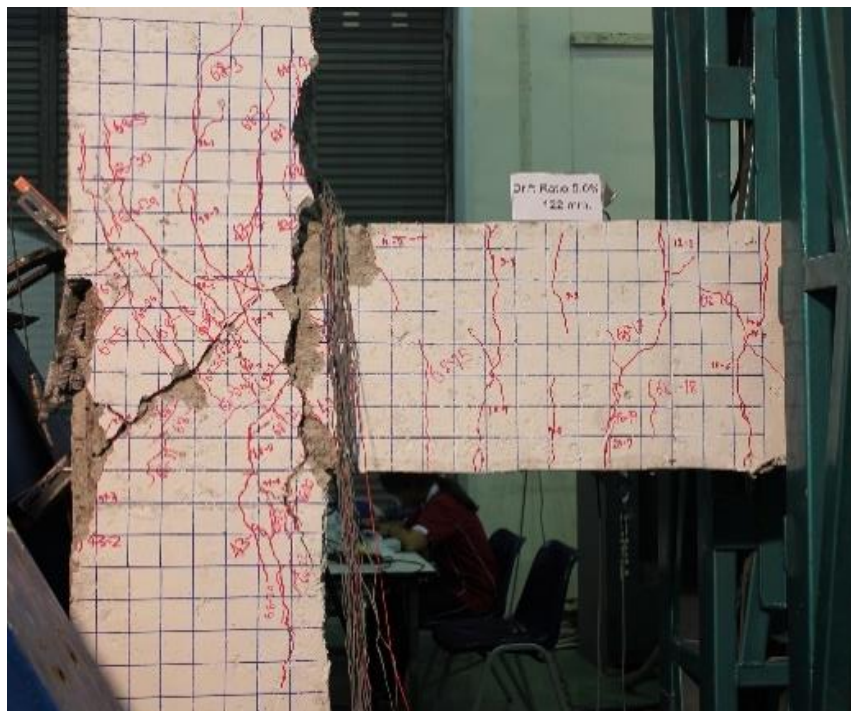
รูปที่ 4.21 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 0.2%



รูปที่ 4.22 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 1.4%



รูปที่ 4.23 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 3.5%

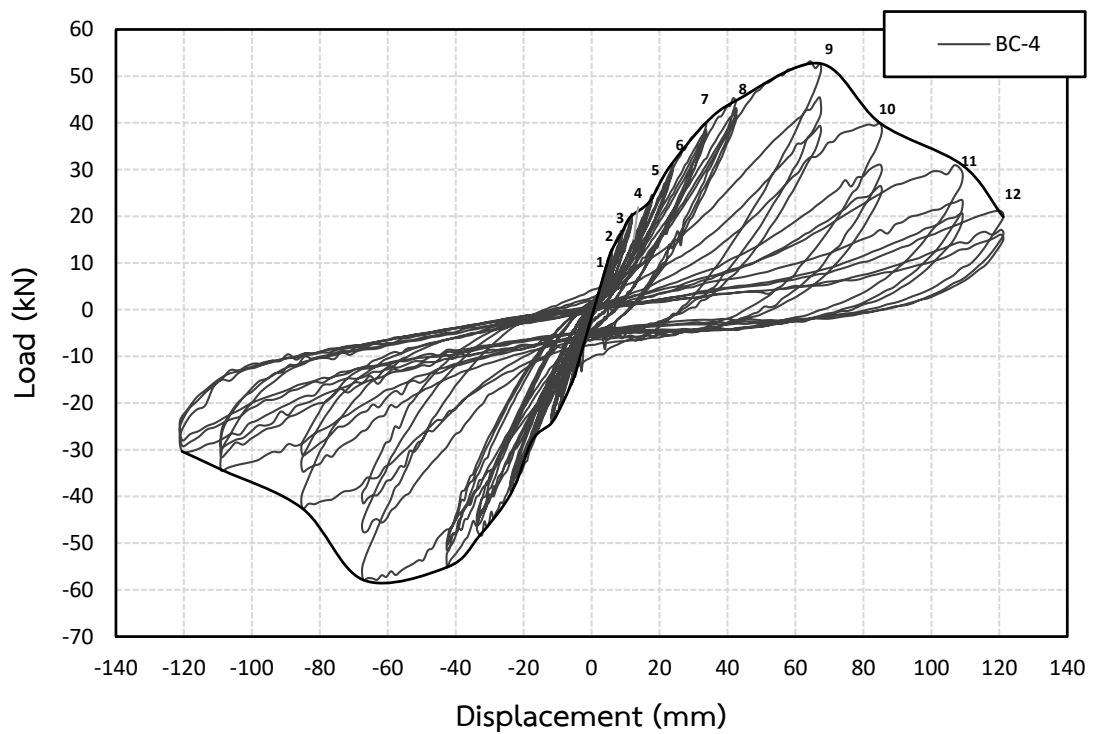


รูปที่ 4.24 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 5.0%

#### 4.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-4

รูปที่ 4.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) กับ % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-4 ตั้งแต่ % Drift ratio 0.2 หรือ 5 mm ถึง % Drift ratio เท่ากับ 5 หรือ 125 mm โดยความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเป็นบวกเมื่อให้แรงที่ปลายคานในทิศทางขึ้นและความสัมพันธ์จะมีค่าเป็นลบเมื่อให้แรงกับตัวอย่างในทิศทางลง

จากรูปที่ 4.25 จะพบว่าแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) สูงสุดเท่ากับ 52.73 kN ที่ระยะปลายคานเท่ากับ 67.19 mm หรือ Drift Ratio เท่ากับ 2.74 % และต่ำสุดเท่ากับ -57.89 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -67.20 mm หรือ Drift ratio เท่ากับ -2.75 % จากรูปตำแหน่งที่ 1 ถึงตำแหน่งที่ 3 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.2 , 0.25 และ 0.35 จะมีลักษณะความชันของกราฟที่เป็นเส้นตรงคือแสดงถึงช่วงดังกล่าวตัวอย่างยังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติคนอกจากนั้นช่วงรูปที่แคบแสดงให้เห็นว่ามีการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่น้อย ในช่วงตำแหน่งที่ 3 ไปหาตำแหน่งที่ 4 พบว่าเป็นจุดที่กราฟเริ่มเปลี่ยนความชันและเป็นช่วงที่กราฟเริ่มมีรูปที่กว้างกว่ารอบก่อนหน้าแสดงถึงการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน ตำแหน่งที่ 5 ถึง ตำแหน่งที่ 8 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.5 , 0.75 , 1.0 , 1.4 และ 1.75 หากดูจากกราฟจะเห็นว่ารูปแต่ละรอบในช่วงดังกล่าวมีการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันและค่อยๆแตกต่างที่ตำแหน่งที่ 8 แต่พฤติกรรมที่ใกล้เคียงกันในช่วงดังกล่าวจึงทำให้กราฟในช่วงนี้มีลักษณะเป็นเส้นตรง ตำแหน่งที่ 9 เป็นรอบที่รูปกว้างมากเมื่อเทียบกับช่วงก่อนหน้า การแตกร้าวเกิดขึ้นมากพฤติกรรมโครงสร้างมีความเป็นอินอีลาสติคอย่างชัดเจนรอบดังกล่าวตัวอย่างสามารถรับกำลังได้สูงสุดและเกิด plastic hinge หลังจากเกิด plastic hinge กำลังจะตกลงที่ตำแหน่ง 10 และ 11 แต่ตำแหน่งที่ 10 มีการลดลงของความชันที่มากกว่าทั้งนี้รอบที่ 10 และ 11 ก็ยังคงมีรูปที่กว้างแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานยังคงเกิดขึ้นในรูปของการแตกร้าวแต่รอบที่ 12 กลับพบว่ากำลังตกอย่างมากและรูปที่เกิดขึ้นก็แคบลงเช่นกันหลังจากที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงในรอบก่อนหน้า

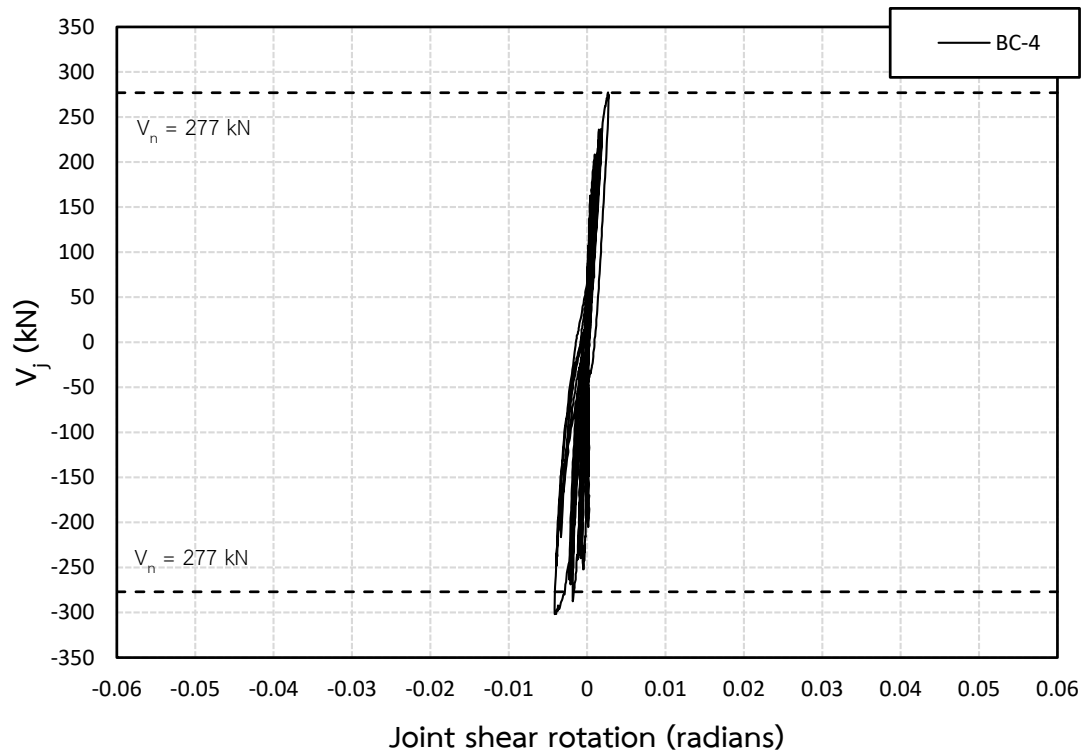


รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – Displacement

#### 4.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear – Joint Shear Rotation ของตัวอย่าง BC-4

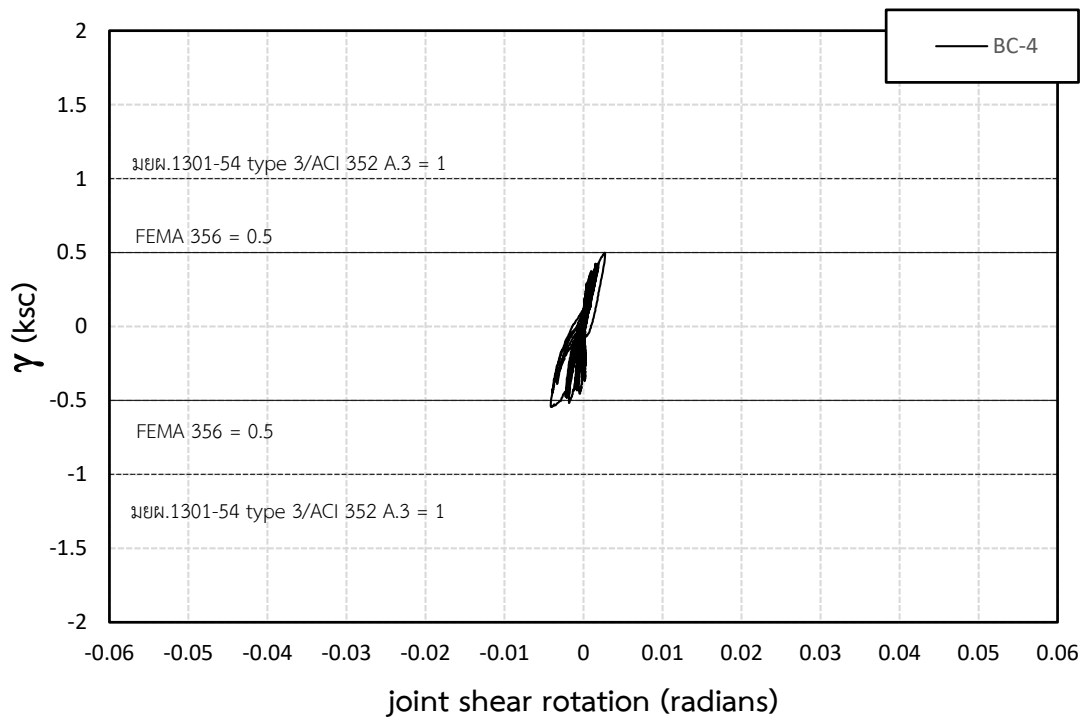
ความสัมพันธ์ระหว่าง joint shear กับ Joint Shear Rotation ตั้งแต่ % Drift Ratio 0.2 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 5 mm ถึง % Drift Ratio 2.75 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 69 mm โดยที่ joint shear ( $V_j$ ) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อคาน – เสา แสดงในรูปที่ 4.26 ซึ่งในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งขึ้นทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ 275 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0027 rad ในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งลงทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ -301.94 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0041 rad รูปที่ 4.26 พบว่าค่า Maximum Joint Shear ที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวประกอบ  $V_n$  ตามมาตรฐาน มยพ.1301-54 อยู่ประมาณ 0.7-9 % รูปที่ 4.27 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation โดยที่  $\gamma$  เป็นค่าคงที่ที่เกิดจากหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ  $\left(\frac{V_j}{A_j}\right)$ หารด้วย  $\sqrt{f'_c}$  (MPa),  $V_j$  (N) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อ,  $A_j$  คือ พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอน ประสิทธิภาพของข้อต่อคำนวณจากความลึกเสา (h) คูณความกว้างประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับค่าน้อยที่สุดระหว่าง  $b+h$  และ  $b+2x$  นิยามตาม มยพ.1301-54 พบว่าค่า maximum  $\gamma$  ที่เกิดขึ้นมีค่า

มากกว่าค่า  $\gamma$  ของมาตรฐานมยผ.1301-54 กับ ACI352 ประมาณ 46 - 50 % และมีค่ามากกว่า  $\gamma$  ของมาตรฐาน FEMA ประมาณ 8 % แสดงให้เห็นว่ามาตรฐาน FEMA 356 ให้ค่ามาตรฐานที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองมากที่สุด



รูปที่ 4.26 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation





รูปที่ 4.27 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\gamma$  กับ Joint Shear Rotation

ค่าต่างๆที่คำนวณตามตารางที่ 4.2 มีที่มาจากสูตรดังต่อไปนี้

$$V_j = T - R_h \quad (4.1)$$

$$T = \frac{M}{d_b} \quad (4.2)$$

$$M = P(L_b + \frac{d_c}{2}) \quad (4.3)$$

$$R_h = \frac{P(L_b + \frac{d_c}{2})}{L_c} \quad (4.4)$$

โดยที่

- P คือ แรงกระทำที่ปลายคาน
- $L_b$  คือ ความยาวของคานจากตำแหน่งที่ใส่แรงถึงด้านหน้าของข้อต่อ
- $d_c$  คือ ความกว้างของข้อต่อ
- $L_c$  คือ ความยาวของเสา

$V_j$	คือ แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในข้อต่อจากการทดลอง
$T$	คือ แรงดึงที่ถ่ายเข้าสู่ข้อต่อจากการทดลอง
$M$	คือ โมเมนต์ที่ถ่ายเข้าสู่ข้อต่อจากการทดลอง
$d_b$	คือ ความลึกของคาน
$R_h$	คือ แรงปฏิกิริยาในแนวราบที่เกิดขึ้นที่ปลายเสาจากการทดลอง

$$V_u = T - V_{col} \quad (4.5)$$

$$T = \frac{M_n}{d_b} \quad (4.6)$$

$$R_h = \frac{P(L_b + \frac{d_c}{2})}{L_c} \quad (4.7)$$

โดยที่	$V_u$	คือ แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในข้อต่อจากทฤษฎีเมื่อคานวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด
	$T$	คือ แรงดึงที่ถ่ายเข้าสู่ข้อต่อจากทฤษฎีเมื่อคานวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด
	$V_{col}$	คือ แรงปฏิกิริยาในแนวราบที่เกิดขึ้นที่ปลายเสาจากทฤษฎีเมื่อคานวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด
	$d_b$	คือ ความลึกของคาน
	$P$	คือ แรงกระทำที่ปลายคาน
	$L_b$	คือ ความยาวของคานจากตำแหน่งที่ใส่แรงถึงด้านหน้าของข้อต่อ
	$d_c$	คือ ความกว้างของข้อต่อ
	$L_c$	คือ ความยาวของเสา

$$M_n = 0.85f_c'ba(d - \frac{a}{2}) + A_s'f_s'(d - d') \quad (4.8)$$

โดยที่	$M_n$	คือ กำลังโมเมนต์ดัดของคานที่ได้จากการคำนวณจากทฤษฎีตามมาตรฐาน ACI
	$f_c'$	คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีต
	$b$	คือ ความกว้างของหน้าตัด
	$a$	คือ ระยะความสูงของพื้นที่รับแรงอัด

- d คือ ระยะจากขอบของหน้าตัดมาหาเหล็กกลาง
- d' คือ ระยะจากขอบของหน้าตัดมาหาเหล็กบน
- A' คือ พื้นที่เหล็กรับแรงอัด
- f's คือ หน่วยแรงของเหล็กรับแรงอัด

$$\gamma = \frac{V_n}{\sqrt{f_c' A_j}}$$

$$V_n = \gamma \sqrt{f_c' A_j} \quad (4.9)$$

โดยที่  $V_n$  = กำลังต้านทานแรงเฉือนตามมาตรฐาน (N)

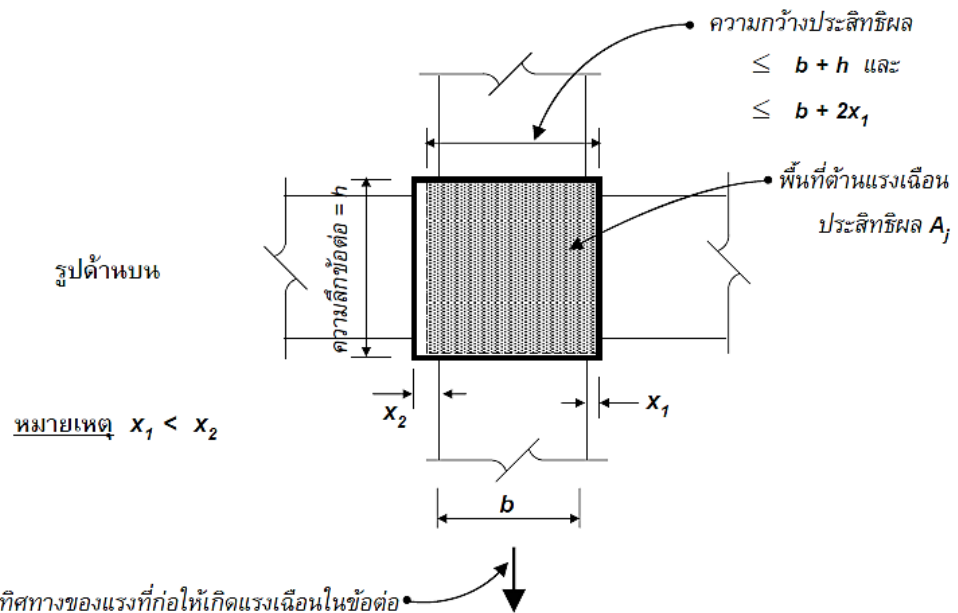
$\gamma = 1$  สำหรับมาตรฐาน ACI 318 กับ ACI 352

$\gamma = 0.5$  สำหรับมาตรฐาน FEMA 356

$f_c'$  = กำลังอัดของคอนกรีต (MPa)

$A_j$  = พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวอนประสิทธิผลของข้อต่อคำนวณจากความลึกเสา (h)

คูณด้วยความกว้างประสิทธิผลซึ่งมีค่าเท่ากับค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง  $b+h$  และ  $b+2x_1$  ดังแสดงในรูปที่ 4.28 นิยามตามมาตรฐานมยพ.1301-50 (ตารางมิลลิเมตร)



รูปที่ 4.28 การหาพื้นที่ต้านแรงเฉือนในแนวอนประสิทธิผลของข้อต่อ

ตารางที่ 4.2 ตารางข้อมูลของกลุ่มตัวอย่าง BC-1 – BC-4

ตัวอย่าง	$L_c$ (m)	$L_b$ (m)	$d_c$	$L_{b+\frac{d_c}{2}}$	$d_b$	$b$	$h$	$x_1$	$x_2$	$b_j$		$A_j$ ( $\text{cm}^2$ )	$f'_c$ (ksc)
										$b+h$	$b+2x$		
BC-1	2.725	2.345	0.3	2.495	0.4	24	30	-	-	54	24	720	310
BC-2	2.725	2.345	0.3	2.495	0.4	24	30	-	-	54	24	720	310
BC-3	2.725	2.245	0.4	2.445	0.4	20	40	5	5	60	30	1200	315
BC-4	2.725	2.245	0.4	2.445	0.4	25	40	-	-	65	25	1000	315

ตารางที่ 4.2 ตารางข้อมูลของกลุ่มตัวอย่าง BC-1 – BC-4 (ต่อ)

ตัวอย่าง	Vu (แรงเฉือนจากทฤษฎี)					ค่าจากการทดสอบ						
	M <sub>n</sub> (ton-m)	P(kN)	V <sub>col</sub> (kN)	$T = \frac{M_n}{d_b}$ (kN)	V <sub>u</sub> (kN)	M (kN-m)	P <sub>max</sub> (kN)	R <sub>h</sub> (kN)	$T = \frac{M}{d_b}$ (kN)	V <sub>j</sub> (kN)	$\gamma_{test}$	V <sub>u</sub> /V <sub>j</sub>
BC-1	7.4	31.0	28.3	181.5	153.1	97.2	39.0	35.7	243.1	207.4	0.5	0.7
BC-2	7.4	31.0	28.3	181.5	153.1	90.4	36.2	33.2	226.0	192.8	0.5	0.8
BC-3	7.4	32.3	29.0	181.5	152.5	137.0	56.0	50.3	342.5	292.2	0.4	0.5
BC-4	7.6	33.2	29.8	186.4	156.6	141.6	57.9	51.9	353.9	301.9	0.5	0.5

ตารางที่ 4.2 ตารางข้อมูลของกลุ่มตัวอย่าง BC-1 – BC-4 (ต่อ)

ตัวอย่าง	ค่าจากมาตรฐาน											
	$V_n$ (ACI-318)				$V_n$ (ACI-352)				$V_n$ (FEMA-356)			
	$\gamma_{318}$	$V_n$ (kN)	$\frac{V_u}{V_n}$	$\frac{\gamma_{test} \gamma_{318}}{\gamma_{318}} \times 100$	$\gamma_{352}$	$V_n$ (kN)	$\frac{V_u}{V_n}$	$\frac{\gamma_{test} \gamma_{352}}{\gamma_{352}} \times 100$	$\gamma_{356}$	$V_n$ (kN)	$\frac{V_u}{V_n}$	$\frac{\gamma_{test} \gamma_{356}}{\gamma_{356}} \times 100$
BC-1	1.0	398.0	2.6	-47.7	1.0	395.5	2.6	-47.7	0.5	197.8	0.8	4.5
BC-2	1.0	398.0	2.6	-51.4	1.0	395.5	2.6	-51.4	0.5	197.8	0.8	-2.8
BC-3	1.0	668.6	4.4	-56.2	1.0	664.5	4.4	-56.2	0.5	332.3	0.5	-12.3
BC-4	1.0	557.2	3.6	-45.7	1.0	553.8	3.5	-45.7	0.5	276.9	0.6	8.7

## บทที่ 6

### สรุปผลการศึกษา

งานศึกษานี้เป็นการศึกษาถึงพฤติกรรมของจุดต่อคานเสาของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารที่มีอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่แตกต่างกันจำนวน 2 ชุดข้อมูลคือ กลุ่มที่ 1 เท่ากับ 0.74 จำนวน 2 ตัวอย่าง กลุ่มที่ 2 เท่ากับ 1.82 จำนวน 2 ตัวอย่าง ตัวอย่างดังกล่าวมีการเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ ว.ส.ท.1008-38 ที่มีการรับแรงในแนวตั้ง และการเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ มยพ.1301-54 ตัวอย่างชิ้นงานก่อสร้างและทดสอบภายในห้องปฏิบัติการภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ผลจากการทดสอบนั้นสามารถสรุปผลได้ดังนี้

- 1) กลุ่มตัวอย่างที่ 2 สามารถรับแรงสูงสุดได้มากกว่ากลุ่มตัวอย่างที่ 1
- 2) ลักษณะการเสียหายของตัวอย่างที่จุดวิบัติของกลุ่มตัวอย่างที่ 1 กลุ่มตัวอย่างที่ 2 มีการเสียหายเนื่องมาจากการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่บริเวณข้อต่อ (Joint shear failure) และพบว่าอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่มากกว่า 1 ไม่สามารถที่จะย้ายจุดวิบัติให้เกิดความเสียหายที่บริเวณคานได้
- 3) ผลของค่าคงที่ของกำลังเฉือนจากการทดลองเมื่อเทียบกับมาตรฐาน มยพ.1301-54 (ACI318) , ACI 352 และ FEMA 356 โดยมาตรฐานมยพ.1301-54 (ACI318) และ ACI 352 มีค่ามาตรฐานที่เท่ากัน พบว่าเมื่ออัตราส่วนของเสาต่อคานที่มากขึ้นก็ทำให้ความสามารถในรับแรงเฉือนจากการทดลองสูงขึ้นคือเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของค่าคงที่ของกำลังเฉือนกับมาตรฐานทั้ง 3 เพิ่มขึ้น โดยค่าคงที่กำลังรับแรงเฉือนตามมาตรฐานมยพ.1301-54 (ACI318) กับ ACI 352 มีค่าต่ำกว่าจากการทดลองจริงประมาณ 1-1.3 เท่า และค่าคงที่กำลังรับแรงเฉือนตามมาตรฐานของ FEMA 356 มีค่าต่ำกว่าจากการทดลองจริงประมาณ 3-4 เท่า

## เอกสารอ้างอิง

- 1) ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย (1994), “ความเสียหายจากแผ่นดินไหวที่อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย”, โยธาสาร วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ปีที่ 7 ฉบับที่ 1 หน้า 9-16.
- 2) เป็นหนึ่ง วานิชชัย (1995), “บทเรียนจากแผ่นดินไหวที่โกเบ”, เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการ วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 2 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, เชียงใหม่ 9-11 พฤศจิกายน หน้า 79-84.
- 3) เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ อาเคลิซานโตโน (1994), “การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย”, วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, วิศวกรรมสารแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, ปีที่ 5 ฉบับที่ 1 พ.ศ. 2537, หน้า 69-91.
- 4) กระทรวงมหาดไทย, กฎกระทรวงฉบับที่ 50 (พ.ศ. 2550) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- 5) American Concrete Institute Committee 318 (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318), American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan, USA.
- 6) ACI T1.1-01. “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing”. American Concrete Institute, 2001.
- 7) ACI-ASCE Committee 352 (1985). Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. ACI Structural Journal. Proceedings Vol. 82 No. 3: 266 – 283.
- 8) Do Tein Thinh. (2003). “Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages without Seismic Detailing”. Thesis No. ST-03-30, Asian Institute of Technology.
- 9) Chayut Cheejaroen. (2004). “Effect of Bond Deterioration on Seismic of R/C Interior Beam-Column Joint without Seismic Detailing”. Thesis No. ST-04-5, Asian Institute of Technology.
- 10) Paulay, T., and Priestley, M.J.N., (1992) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. USA: John-Wiley & Sons.
- 11) Paulay, T., and Park, R., (1984), Joints of Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance, Research Report 84-9, Department of Civil Engineering, University of Caterbury, Christchurch.
- 12) MacGregor G. (1997), Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 3rd Ed., Prentice Hall.



- 13) K. Maekawa, A. Pimanmas and H.Okamura, 2003. Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete Spon Press.
- 14) Ehsani, M. R., and Wight, J. K. (1985). "Exterior Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading," ACI Journal, July-August, pp. 492-499.
- 15) Pantazapoulou, S.J., and J.F. Bonacci. 1994. On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections. Canadian Journal of Civil Engineering, 21, 307-28.
- 16) Hakuto et al., (2000)., Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details, ACI Structural Journal 97 (1), 11-25.
- 17) Reaveley D. L., (2000). Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 05, July.
- 18) Pantelides P. C., et al., (2002)., Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 18, May.
- 19) Worakanchara, K. (2002). "Quasi-Static cyclic loading test of reinforce concrete columns with lap splice". Proceedings of the National Convention on Civil Engineering (NCCE-8), Khon Khen, Thailand. STR 77-82.
- 20) Sharmaa, A., Reddya, G.R., Eligehausenb, R., Vazea,K.K., (2011). "Strength and ductility of RC beam-column joints of non-safety related structures and recommendations by national standards". Nuclear Engineering and Design, 241, pp. 1360-1370.
- 21) Siva, C. K.R., Thirugnanam,G.S., (2012). "Comparative Study on Behaviour of Reinforced Beam-Column Joints with Reference to Anchorage Detailing". Journal of Civil Engineering Research, 2(4), pp. 12-17.
- 22) Misir, I.S., Kahraman, S., (2013). "Strengthening of non-seismically detailed reinforced concrete beam-column joints using SIFCON blocks" Indian academy of sciences, 38(1), pp. 69-88, February.
- 23) อานนท์ วงษ์แก้ว และ คณະ (2558) "การทดสอบข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมภายใต้แรงปฏิจกักร" การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20 STR448 หน้า 1-9

## รายงานสรุปการเงิน

เลขที่โครงการระบบบริหารงานวิจัย 2560A10802186 สัญญาเลขที่ 115/2560

โครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน)

ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2560

มหาวิทยาลัยบูรพา

ชื่อโครงการ การประเมินข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทย

ภายใต้แรงแผ่นดินไหว: ระยะที่ 2

ชื่อหัวหน้าโครงการวิจัยผู้รับทุน ผศ.ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

รายงานในช่วงตั้งแต่วันที่ 1 ตค. 2559 ถึงวันที่ 30 กย.2560

ระยะเวลาดำเนินการ 1 ปี ตั้งแต่วันที่ 1 ตค.2559

### รายรับ

จำนวนเงินที่ได้รับ

งวดที่ 1 (50% ) 254,500 บาท

งวดที่ 2 (40% ) 203,600 บาท

งวดที่ 3 (10%) 50,900 บาท

รวม 509,000 บาท

### รายจ่าย

รายการ	งบประมาณที่ตั้งไว้	งบประมาณที่ใช้จริง	จำนวนเงินคงเหลือ/เกิน
1. ค่าจ้าง	400,000	420,000	-20,000
2. ค่าวัสดุ	40,000	35,000	5,000
3. ค่าใช้สอย	29,000	25,000	4,000
4. ค่าซ่อมแซม	40,000	30,000	10,000
<b>รวม</b>	<b>509,000</b>	<b>510,000</b>	<b>-1,000</b>

(.....)

ลงนามหัวหน้าโครงการวิจัยผู้รับทุน