



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. 2561
มหาวิทยาลัยบูรพา

รหัสโครงการ 256109A1080017

สัญญาเลขที่ ๑๖๑/๒๕๖๑

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

มีนาคม ๒๕๖๓

บทคัดย่อ

งานศึกษานี้เป็นการศึกษาถึงพฤติกรรมของจุดต่อคานเสาของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารที่มีอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่เท่ากับ 2.24 จำนวน 2 ตัวอย่าง โดยตัวอย่าง RCBC-5 มีการเสริมเหล็กตามมาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38 เพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น และตัวอย่าง RCBC-6 มีการเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ มยพ.1301-54 ตัวอย่างชิ้นงานก่อสร้างและทดสอบภายในห้องปฏิบัติการภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ผลจากการทดสอบนั้นสามารถสรุปผลได้ดังนี้

1) ตัวอย่างทั้ง 2 (BC-5 และ BC-6) สามารถรับแรงสูงสุดได้เท่ากัน อย่างไรก็ตามพฤติกรรมตามหลังการรับแรงสูงสุด พบว่า BC-6 ที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ มยพ.1301-54 มีการสูญเสียกำลังรับแรงต่ำกว่า BC-5 ซึ่งมีรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานว.ส.ท.1008-38 เพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น

2) ลักษณะการเสียหายของตัวอย่างที่จุดวิบัติของตัวอย่างทั้ง 2 มีการเสียหายเนื่องมาจากการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่บริเวณข้อต่อ (Joint shear failure) และพบว่าอัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่มากกว่า 1 ถึง 2.24 เท่า ไม่สามารถที่จะย้ายจุดวิบัติให้เกิดความเสียหายให้เกิดบริเวณคานได้

3) จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าคงที่ของกำลังเฉือน (γ) คำนวณตามมาตรฐาน FEMA 356 มีค่าใกล้เคียงกว่าค่าที่คำนวณโดยมาตรฐานมยพ.1301-54 (ACI318)

4) ตัวอย่างทั้ง 2 มีการสลายพลังงานสะสมความใกล้เคียงกันเนื่องจากขนาดหน้าตัดคานและเสามีขนาดเท่ากัน

คำสำคัญ: ข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) เสาต้นริม อัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของ

เสาต่อคาน ค่าคงที่ของกำลังเฉือน (γ) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่บริเวณข้อต่อ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่อง การประเมินข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหว: ระยะที่ 2 ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย ประจำปีงบประมาณ 2561 จากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	ก
กิตติกรรมประกาศ	ข
สารบัญ	ค
สารบัญรูป	ง
สารบัญตาราง	ฉ
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
บทที่ 3 การสร้างตัวอย่างทดสอบ เครื่องมือ และวิธีการดำเนินการทดสอบ	25
บทที่ 4 ผลการทดสอบ	34
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา	54
เอกสารอ้างอิง	55

สารบัญรูป

รูปที่

1.1 ความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจากแผ่นดินไหวแม่ลาว จังหวัดเชียงราย	3
2.1 แสดงผลการตอบสนองของโครงสร้างต่อการเคลื่อนตัวที่ผิวดิน	4
2.2 การวิบัติแบบพื้นฐานของโครงสร้างเนื่องจากการวิบัติของเสา และจุดต่อคานเสา Haiti Earthquake	5
2.3 การวิบัติของจุดต่อและคานโดยการเฉือนภายใต้ Haiti Earthquake	5
2.4 แสดงพฤติกรรมของข้อต่อคานเสาภายใน	7
2.5 แสดงแรงที่เกิดขึ้นในข้อต่อคานเสากลางนอก	8
2.6 แสดงกลไกการถ่ายแรงเฉือนของข้อต่อคานเสา-เสากลางใน	9
2.7 แสดงการงอเหล็กภายในข้อต่อคาน-เสากลางนอก	10
2.8 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน ค.ส.ล. ที่มีผลของโมเมนต์ดัดที่มาก	12
2.9 การปิด-เปิดของรอยร้าวตามทิศทางการให้น้ำหนักบรรทุก	12
2.10 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน R-5	13
2.11 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน R-6	13
2.12 การปิดเปิดของรอยร้าวดัด รอยร้าวทแยง และรอยร้าวที่รอยต่อตามรอบการเคลื่อนตัว	14
2.13 แรงเฉือนแนวราบที่กระทำกับจุดต่อคาน-เสา	15
2.14 แสดงสภาพสมดุลของเหล็กเสริมที่วิ่งผ่านจุดต่อ	15
2.15 แสดงความเหนียวขององค์อาคาร	16
2.16 แสดงความเหนียวขององค์อาคารช่วยลดแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบลงได้	17
2.17 การเปลี่ยนรูปของพลังงานจลน์ในโครงสร้างเมื่อเกิดแผ่นดินไหว (การออกแบบฮีสเทติกสำหรับภาพซ้าย,การออกแบบฮีสเทติกสำหรับภาพขวา)	18
2.18 การโก่งตัว แรงเฉือน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในโครงข้อแข็งรับแรงแนวตั้ง	20
2.19 การโก่งตัว แรงเฉือน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในโครงข้อแข็งรับแรงแนวราบ	20
2.20 รายละเอียดการเสริมเหล็กในการทดสอบข้อต่อคาน-เสาของ Pantelides P. C. et al.	22
3.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกในเสาตามมาตรฐานการก่อสร้างทั่วไป และมาตรฐานการก่อสร้างตามมยพ. 1301-54	27
3.2 ขนาด และรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ	27
3.3 หน้าตัดเสาของตัวอย่างทดสอบ	28

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่

3.4 หน้าตัดคานของตัวอย่างทดสอบ	28
3.5 ตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ	29
3.6 ตำแหน่งการติดตั้ง LVDT	30
3.7 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ	31
3.8 เครื่อง Universal Testing Machine (UTM)	31
3.9 รูปแบบการให้แรงตัวอย่างทดสอบ	33
4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load–Displacement	35
4.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation	36
4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง γ กับ Joint Shear Rotation	36
4.4 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 0.2%	37
4.5 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 1.4%	38
4.6 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 3.5%	38
4.7 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 5.0%	39
4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load–Displacement	40
4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation	41
4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง γ กับ Joint Shear Rotation	42
4.11 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 0.2%	43
4.12 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 1.4%	43
4.13 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 3.5%	44
4.14 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 5.0%	44
4.15 การหาพื้นที่ต้านแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ	47
4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง load กับ displacement ของตัวอย่าง BC-5–BC-6	49
4.17 แสดงการหาค่าความแกร่งของตัวอย่างทดสอบ	50
4.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง stiffness degradation กับ % drift ratio ตัวอย่าง BC-5–BC-6	51
4.19 การหาพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากกฎสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal rule)	52
4.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง cumulative energy dissipation กับ %drift ratio ของตัวอย่าง BC-5 และ BC-6	53

สารบัญตาราง

ตารางที่		
3.1	กำลังของเหล็กเสริม	25
3.2	ตารางแสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ	26
3.3	ตารางการให้แรงสลับทิศของตัวอย่าง	32
4.1	ตารางข้อมูลของกลุ่มตัวอย่าง BC-5 และBC-6	48

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

จากการเกิดแผ่นดินไหวในไทยครั้งล่าสุดที่ตำบลงมะตะ อำเภอมะนัง จังหวัดเชียงราย เกิดขึ้นในวันที่ 5 กรกฎาคม 2557 เวลา 18.08 น. พบว่ามีอาคารบ้านเรือน โรงเรียน สถานพยาบาล วัด โบสถ์ และถนนมีความเสียหายอย่างหนักและความเสียหายที่ขั้วต่อส่งผลให้อาคารพังทลาย อีกทั้งมีผู้เสียชีวิตจำนวน 2 ราย และในอดีต จากการเกิดแผ่นดินไหวทั่วโลก เช่น แผ่นดินไหวที่ประเทศตุรกี เกิดเมื่อวันที่ 19 ตุลาคม 2542 และ แผ่นดินไหวที่ประเทศไต้หวัน เกิดเมื่อวันที่ 21 พฤศจิกายน 2542 ทำให้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดความเสียหายโดยเฉพาะอย่างยิ่งที่ขั้วต่อคาน-เสาภายนอก ดังแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งอาคารที่เสียหายเหล่านี้เป็นอาคารที่ก่อสร้างมานานแล้วและไม่ได้ออกแบบให้รับแรงสั่นสะเทือนจากแรงแผ่นดินไหวหรือเป็นอาคารที่ออกแบบรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น รายละเอียดการเสริมเหล็กในขั้วต่อคาน-เสาถือว่าต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐานการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว จึงทำให้ขั้วต่อคาน-เสาเป็นชิ้นส่วนเปราะบางที่เป็นจุดอ่อนแอทำให้อาคารพังทลายลงมา

ถึงแม้ว่ากฎกระทรวงฉบับที่ 49 (2540) กำหนดให้มีการออกแบบและก่อสร้างอาคารรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวบริเวณ 2 รวม 10 จังหวัด ในภาคตะวันตกถึงภาคเหนือซึ่งเป็นบริเวณใกล้รอยเลื่อน แต่ตามกฎกระทรวงฉบับนี้ไม่ควบคุมอาคารขนาดเล็กที่สูงไม่เกิน 15 เมตร ยิ่งไปกว่านั้นสำหรับอาคารที่ต่ำกว่า 3 ชั้น ไม่เป็นอาคารวิศวกรรมควบคุมตามพระราชบัญญัติวิศวกรรม พ.ศ. 2542 ดังนั้นอาคารที่เสียหายจึงไม่ได้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ ภายหลังกรมโยธาธิการและผังเมืองได้กำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อนต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว หรือ มยผ. 1301-54 ภายใต้อผลจากแรงแผ่นดินไหวที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (2540) โดยกำหนดบริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเป็น 3 บริเวณ ได้แก่ บริเวณเฝ้าระวัง บริเวณที่ 1 และบริเวณที่ 2 โดยที่บริเวณเฝ้าระวังเป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหว ต้องออกแบบให้ขั้วต่อหรือรอยต่อมีความเหนียวเพื่อนต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับหนึ่ง ในส่วนบริเวณที่ 2 เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน และได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล และบริเวณที่ 3 เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อน และล่าสุดกรมโยธาธิการและผังเมืองได้ปรับปรุงรายละเอียดเพิ่มเติมในมาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อนต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว มยผ.1301-50 เป็น มยผ.1301-54 เพื่อให้สอดคล้องกับสถานการณ์การก่อสร้างอาคารและความรู้ด้านแผ่นดินไหวในปัจจุบัน

ทั้งในอดีตที่ผ่านมาหรือแม้แต่ปัจจุบัน วิศวกรผู้ออกแบบอาคารไม่ค่อยให้ความสำคัญในเรื่องแรงแผ่นดินไหว 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. 1301-50 (มยผ. 1302-54)” ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้ มุ่งเน้นที่การประเมินพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหว และความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของข้อต่อคาน-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) ทำการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ และวิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่างในข้อ 3 โดยจะประเมินจากผลตอบสนองลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น และพลังงานที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทำให้ทราบถึง กำลังและความเหนียว ความสามารถในการสลายพลังงาน และลักษณะความเสียหายของข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบโดยมาตรฐานทั่วไปที่ค้ำน้ำหนักถึงแรงในแนวตั้งเท่านั้นกับข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบโดยมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301-50 (มยผ.1301-54) ภายใต้แรงวิฤจักร
- 2) ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่นี้ จะทำให้ทราบถึงศักยภาพของโครงสร้างข้อต่อคาน-เสา ที่ก่อสร้างตามมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศไทย เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งยังมีการทดสอบในประเทศน้อยมาก และจะนำไปสู่การปรับปรุงหรือพัฒนาการใหม่ให้โครงสร้างประเภทนี้ สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในประเทศไทยได้โดยไม่พังทลาย และทำความเสียหายแก่ทรัพย์สิน
- 3) ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบจะทำให้เข้าใจพฤติกรรมของโครงสร้างประเภทนี้มากขึ้น และจะนำไปสู่การปรับปรุงและพัฒนาโครงสร้างเหล่านี้ต่อไป



รูปที่ 1.1 ความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจากแผ่นดินไหวแม่ลาว จังหวัดเชียงราย

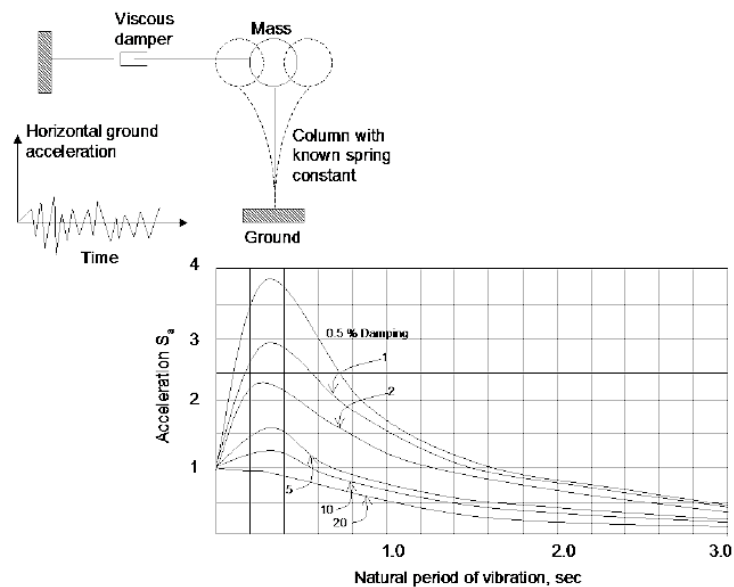
บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว

2.1.1 การตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว

เมื่อโครงสร้างได้รับการสั่นสะเทือนเนื่องจากการสั่นสะเทือนที่ผิวดิน (Ground motion) โครงสร้างจะเกิดการโยกตัวไปมาเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้าง ซึ่งแรงที่มากระทำนี้เกิดจากแรงเฉื่อยที่เกิดจากความเร่งและมวลของโครงสร้าง ค่าความเร่งสูงสุดที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างขึ้นอยู่กับคาบธรรมชาติของโครงสร้างและความหน่วง (Damping) ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งของโครงสร้างกับความเร่งของการสั่นสะเทือนที่ผิวดินสามารถอธิบายได้ด้วย Elastic Response Spectrum ดังแสดงในรูปที่ 2.1 จากรูปจะเห็นได้ว่าความเร่งที่เกิดขึ้นในโครงสร้างขึ้นอยู่กับความหน่วง และคาบธรรมชาติ รวมถึงขนาดของความเร่งอาจจะมีสูงกว่าความเร่งจากพื้นดินหลายเท่า ดังนั้นหากมีการออกแบบโครงสร้างให้อยู่ในสถานะอีลาสติกไม่ยอมให้โครงสร้างเกิดการครากหรือเสียหาย จะต้องออกแบบให้โครงสร้างมีกำลังสูงพอที่จะต้านแรงเฉื่อยนี้ได้ โดยการออกแบบดังกล่าวถึงแม้จะปลอดภัยแต่ก็ไม่เป็นการประหยัด เพราะหากต้องการป้องกันการเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่ก็ต้องมีโครงสร้างที่ใหญ่เกินความต้องการ



รูปที่ 2.1 แสดงผลการตอบสนองของโครงสร้างต่อการเคลื่อนตัวที่ผิวดิน [2]

เมื่อ 2 มกราคม พ.ศ.2553 เกิดเหตุแผ่นดินไหวรุนแรงวัดแรงสั่นสะเทือนได้ถึงขนาด 7.0 ตามมาตราริกเตอร์ โดยมีศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างจากกรุงปอร์ตแลนด์ เมืองหลวงของเฮติ ไปทางตะวันตกเฉียงใต้ 16 กิโลเมตร และลึกลงไปใต้ดินประมาณ 10 กิโลเมตร แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

ส่งผลให้อาคารบ้านเรือนได้รับความเสียหายจำนวนมากและอาจจะมีผู้เสียชีวิตมากถึงแสนคนทั้งนี้ แผ่นดินไหวครั้งนี้ถือเป็นแผ่นดินไหวครั้งรุนแรงที่สุดในรอบ 200 กว่าปีของเฮติ นับตั้งแต่ปี พ.ศ. 2313 และยังเกิดแผ่นดินไหวขนาด 5.1-5.9 ตามมาตราริกเตอร์ ตามมาอีกหลายครั้ง



รูปที่ 2.2 การวิบัติแบบพื้นฐานของโครงสร้างเนื่องจากการวิบัติของเสา และจุดต่อคานเสา
Haiti Earthquake [internet]



รูปที่ 2.3 การวิบัติของจุดต่อและคานโดยการเฉือนภายใต้ Haiti Earthquake [internet]

จากรูปที่ 2.2 และรูปที่ 2.3 จะพบว่าการวิบัติของโครงสร้างจะเกิดขึ้นที่บริเวณจุดต่อคาน-เสา การวิบัติที่บริเวณข้อต่อคาน-เสาเป็นบริเวณที่มักจะเกิดความเสียหายได้บ่อย เนื่องจากบริเวณดังกล่าวเป็นจุดที่วิศวกรโดยทั่วไปไม่ได้คำนึงถึงการให้รายละเอียดกับการเสริมเหล็กบริเวณดังกล่าว นักวิจัยจากทั่วโลก จึงมองเห็นความสำคัญและให้ความสำคัญในการศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

2.2 ทฤษฎีของข้อต่อ-คานเสา

2.2.1 กฎเกณฑ์ทั่วไปของการออกแบบข้อต่อคาน-เสา

หลักการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้นเป็นที่ยอมรับในทางสากล คือ ภายใต้อิทธิพลของแผ่นดินไหวขนาดเล็กนั้น จะต้องไม่เกิดความเสียหายกับส่วนใดส่วนหนึ่งของอาคาร ภายใต้อิทธิพลของแผ่นดินไหวขนาดกลางนั้น จะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่โครงสร้างที่รับแรง และภายใต้อิทธิพลของแผ่นดินไหวขนาดใหญ่อาคารอาจเกิดความเสียหายแก่โครงสร้างได้ แต่ต้องไม่พังทลายลงมา โครงสร้างจะต้องถูกออกแบบให้มีความเหนียวที่ดี เพื่อให้สามารถทนต่อการสั่นไหว การแตกร้าวและการครากขององค์อาคารได้ โดยยังคงกำลังส่วนใหญ่ไว้ได้ 80 เปอร์เซ็นต์ หากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีการให้รายละเอียดเหล็กเสริมที่ดีก็จะสามารถดูดซับพลังงานจากการสั่นไหวได้และไม่เกิดการพังทลายเนื่องจากแผ่นดินไหว

ปัจจุบันเป็นที่ยอมรับว่าข้อต่อคาน-เสาเป็นชิ้นส่วนที่มีความสำคัญของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงแผ่นดินไหว การออกแบบข้อต่อคาน-เสานั้นต้องมีความยืดหยุ่น และเหนียวเพียงพอต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว เกณฑ์การออกแบบมีดังนี้

1. กำลังของเสาต้องเพียงพอที่ไม่ทำให้โครงสร้างพัง
2. ข้อต่อคานเสาควรมีความยืดหยุ่นที่เพียงพอเมื่อเกิดแผ่นดินไหว
3. ค่าการเคลื่อนตัวของข้อต่อคาน-เสาต้องมีค่าไม่มากเกินไป
4. ต้องมีการเสริมเหล็กในบริเวณข้อต่อเพื่อให้แน่ใจว่าสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้
5. ใช้หลักการออกแบบคานอ่อน-เสาแข็ง

2.2.2 พฤติกรรมของข้อต่อคานเสา

ภายใต้อิทธิพลของแผ่นดินไหวนั้น สาเหตุของการวิบัติที่บริเวณข้อต่อคาน-เสาอาจจะเกิดผลของแรงเฉือน ผลของแรงยึดเหนี่ยวหรืออาจจะเนื่องจากสาเหตุทั้งสองอย่าง

2.2.2.1 เกณฑ์สมดุล (Equilibrium Criteria)

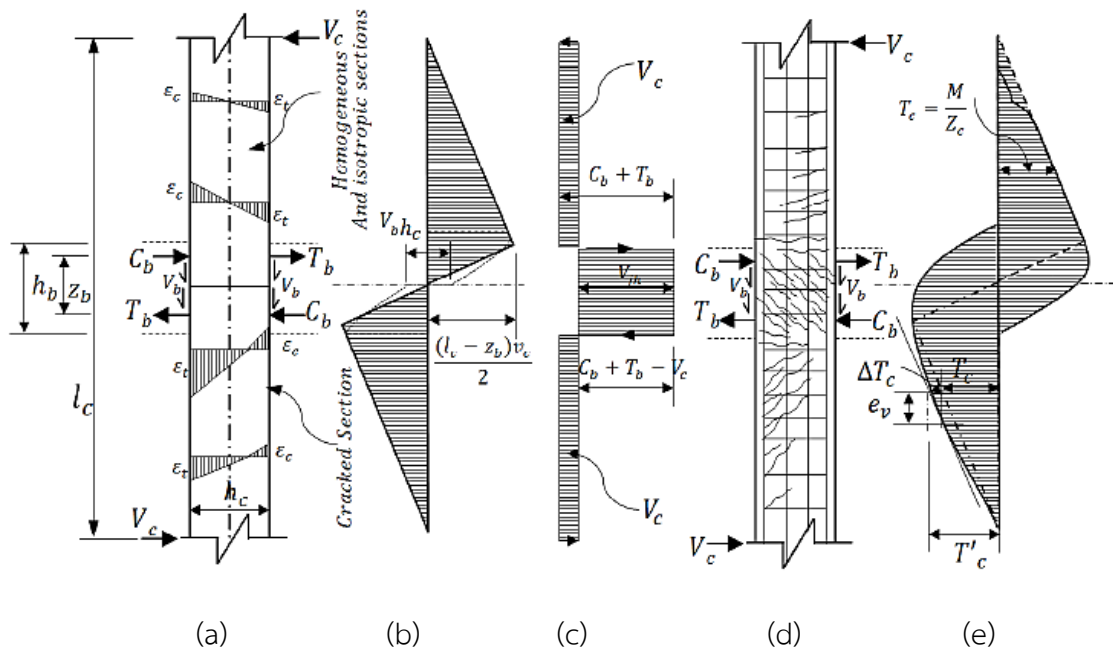
ข้อต่อเป็นส่วนหนึ่งของเสา แรงภายในที่เกิดขึ้นก็เกิดภายในเสาเช่นกัน รูปที่ 2.4 แสดงข้อต่อคานเสาภายในที่ประมาณครึ่งหนึ่งของความยาวทั้งของเสาและคาน จากรูปที่ 2.4 แผนภาพแรง (Free-body diagram) แสดงถึงสมดุลของแรงภายในแนวราบของแรงดึง (T_b) และแรงอัด (C_b) แรงเฉือนคานที่เกิดขึ้นในแนวตั้ง โดยการประมาณให้ $C_b = T_b$ และแรงเฉือนของคานในฝั่งตรงข้ามก็เช่นเดียวกัน แผนภาพแรง (Free-body diagram) แสดงแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นที่เสาดังสมการ

$$V_c = \frac{2T_b z_b + V_b h_c}{l_c} \quad (2.1)$$

ผลของโมเมนต์และแรงเฉือนจะถูกแสดงดังรูปที่ 2.4(b) และรูปที่ 2.4(c) ซึ่งแรงเฉือนขนาดมหาศาลที่กระทำกับข้อต่อนั้นแสดงดังสมการที่ 2.2

$$V_{jh} = C_b + T_b - V_c - \left(\frac{l_c}{z_b} - 1\right) V_c - \frac{h_c}{z_b} V_b \quad (2.2)$$

ในส่วนบนจากรูปที่ 2.4(a) จะแสดงให้เห็นถึงการกระจายของความเครียด (Strain) เนื่องจากแรงดัดตลอดทั้งหน้าตัดภายใต้เงื่อนไขเสาที่เป็นเนื้อเดียวกัน (homogeneous) ในส่วนที่ล่างจากรูปการกระจายของความเครียด (strain) จะเป็นไปตามสมมติฐานของรอยแตก เนื่องมาจากการดัด จะพบว่าค่าความเครียดทั้งสองมีค่าความลาดที่เท่ากันที่ระดับเดียว โดยค่าความเครียดจะมีค่าเป็นศูนย์ที่จุดกึ่งกลาง



รูปที่ 2.4 แสดงพฤติกรรมของข้อต่อคานเสาภายใน [9]

- โดยที่
- (a) คือ แรงที่กระทำกับเสา
 - (b) คือ โมเมนต์ดัด
 - (c) คือ แรงเฉือน
 - (d) คือ ลักษณะการแตก
 - (e) คือ การเปลี่ยนแปลงของแรงดัดตลอดความยาวเสา

ในส่วนครึ่งหนึ่งของส่วนบนจากรูปที่ 2.4(d) จะแสดงให้เห็นถึงรายละเอียดของรอยแตกในคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากแรงเฉือนในแนวนอนที่เริ่มเกิดขึ้น แรงดัดภายในทั้งหมด T_c จะสัมพันธ์กับการวิเคราะห์หน้าตัดบริเวณที่แตก (Cracked-section) โดยค่า $T_c = M/Z_c$ ซึ่งถูกแสดงดังรูปที่ 2.4(e) เมื่อ

Z_c คือ แขนของโมเมนต์ภายในเสา ขณะที่โมเมนต์มีค่าน้อยคอนกรีตที่ไม่มีการแตกร้าวก็จะต้านทานแรงดึงภายในเนื่องจากการตัดได้

ในส่วนด้านล่างของรูปที่ 2.4(d) แสดงถึงรอยแตกที่เริ่มมีการแตกต่าง โดยมีผลเนื่องมาจากแรงเฉือน V_c รอยแตกที่เกิดขึ้นนั้นจะเริ่มเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของแรงดึงภายใน ซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นเช่นกัน การเพิ่มขึ้นของแรงดึงแสดงได้ดังสมการที่ 2.3 จากสมการแสดงให้เห็นแล้วว่า การเพิ่มขึ้นของแรงดึง ΔT_c เป็นสัดส่วนกันกับแรงเฉือน

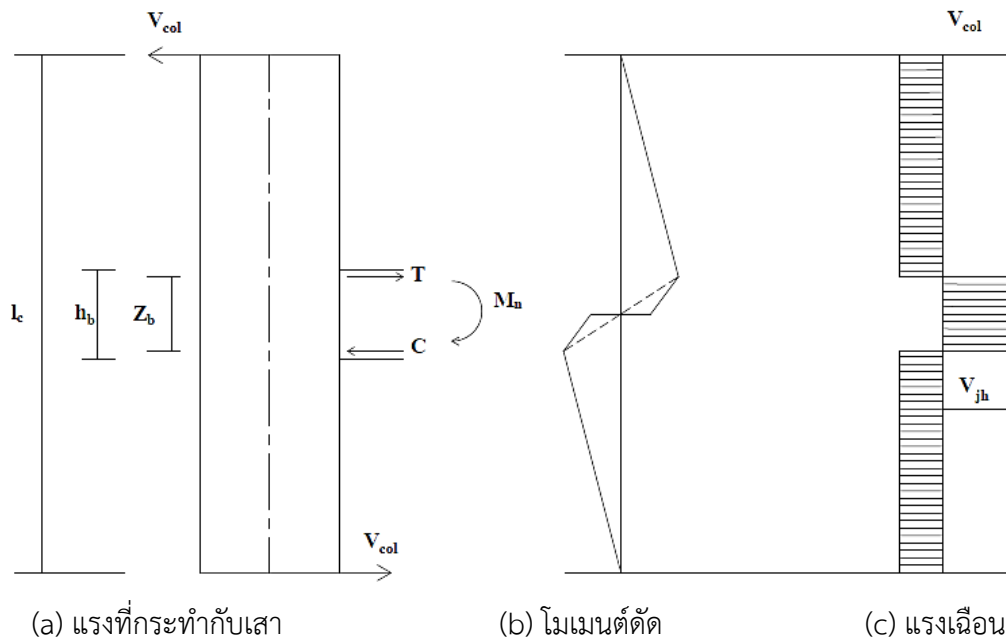
$$\Delta T_c \approx \frac{e_v}{z_c} V_c \quad (2.3)$$

โดยที่ค่า e_v คือค่า tension shift ปกติแล้วค่า $\frac{e_v}{z_c}$ ประมาณ 0.5-1

จากรูปที่ 2.5 แสดงลักษณะของข้อต่อคานเสาภายนอกภายใต้เกณฑ์สมดุลโดยแรงเฉือนในเสาและแรงเฉือนแนวนอนที่เกิดขึ้นในข้อต่อสามารถคำนวณได้สมการที่ 2.4 และ สมการที่ 2.5 ตามลำดับดังนี้

$$V_{col} = \frac{T_b Z_b + V_b \frac{h_c}{2}}{l_c} \quad (2.4)$$

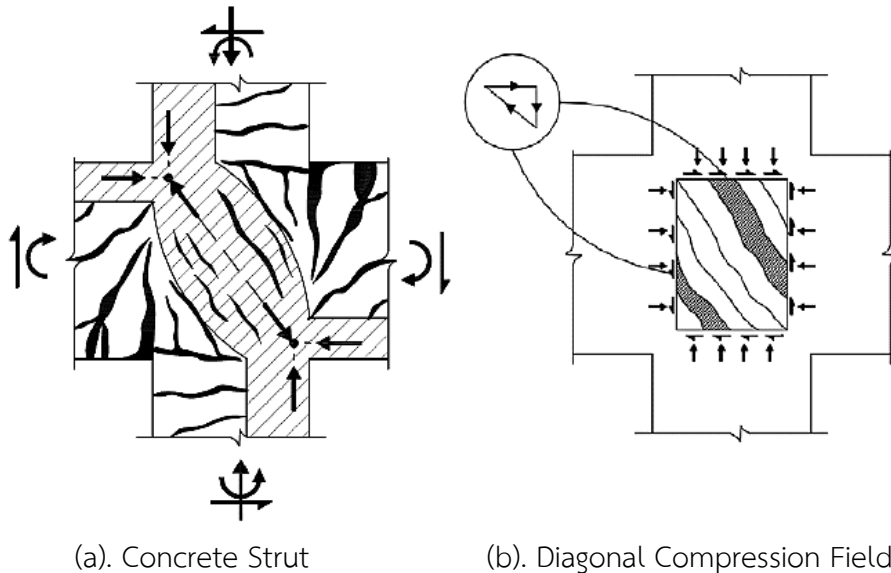
$$V_{jh} = V_{col} \left(\frac{l_c}{Z_b} - 1 \right) - V_b \left(\frac{h_c}{2Z_b} \right) \quad (2.5)$$



รูปที่ 2.5 แสดงแรงที่เกิดขึ้นในข้อต่อคานเสาภายนอก

2.2.2.2 กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength)

แรงเฉือนภายในจะส่งผ่านจากชิ้นส่วน (member) ที่ติดกันเข้าสู่บริเวณข้อต่อคาน-เสา ดังรูปที่ 2.6(a) ซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากแรงเฉือนทั้งในทิศทางแนวนอนและแนวตั้ง โดยแรงเฉือนดังกล่าวนำไปสู่หน่วยแรงอัด และหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในบริเวณข้อต่อคาน-เสา ซึ่งจะส่งผลให้เกิดรอยแตกในแนวทแยง บริเวณใจกลางคอนกรีต ซึ่งแสดงดังรูปที่ 2.6(b)



(a). Concrete Strut

(b). Diagonal Compression Field

รูปที่ 2.6 แสดงกลไกการถ่ายแรงเฉือนของข้อต่อคานเสา-เสาภายใน

กลไกการถ่ายแรงเฉือนแสดงดังรูปที่ 2.6 แรงภายในที่เกิดขึ้นในบางส่วนของคอนกรีตจะรวมแรงกันเป็น diagonal strut ดังรูปที่ 2.6(a) แรงอื่น ๆ นั้นจะถูกส่งผ่านข้อต่อจากเหล็กคานและเหล็กเสาโดยอาศัยผ่านการยึดเหนี่ยวจากแรงดัดจะถ่ายเข้าสู่ข้อต่อในลักษณะเดียวกับชิ้นส่วนของโครงถัก (truss) แสดงดังรูป 2.6(b)

การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนต้องมีการเสริมเหล็กในการรับแรงเฉือน ทั้งในแนวตั้งและแนวราบ การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนนั้นสามารถช่วยรับแรงที่เกิดขึ้นในทิศทางเอียงได้ โดยเหล็กรับแรงเฉือนจะอยู่ในรูปของเหล็กปลอก ดังรูปที่ 2.6(b)

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่ไม่เพียงพอ จะทำให้เหล็กปลอกนั้นเกิดการคราก หลังจากนั้นเหล็กเสริมดังกล่าวจะทำหน้าที่ได้เพียงแค่ถ่ายแรงดึงเพียงการยึดตัวหลังจากที่เหล็กปลอก เกิดการครากทำให้ไม่สามารถคืนตัวได้ เมื่อเหล็กปลอกเกิดการยึดตัวทำให้ความแข็ง (Stiffness) มีค่าลดลงอย่างมาก ความสามารถในการรับแรงเฉือนและการสลายพลังงานก็จะลดลงเช่นกัน

เมื่อเหล็กเสริมที่ใช้ในการรับแรงเฉือนถึงจุดคราก จะทำให้ผิวหน้าของคอนกรีตที่บริเวณข้อต่อคาน-เสาหลุด เนื่องจากแรงในแนวทแยง การวิบัติดังกล่าวจะต้องคำนึงถึงผลของแรงเฉือนเป็นอย่างแรก อย่างไรก็ตามการวิบัติดังกล่าวนั้นสามารถหลีกเลี่ยงได้หากมีการออกแบบให้มีกำลังสูงกว่าปกติ

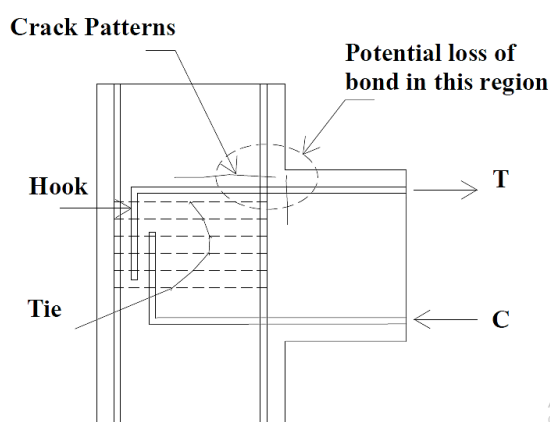
2.2.2.3 หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond Strength)

แรงดัดที่เกิดขึ้นในคานและเสาเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดแรงดึงและแรงอัดขึ้นในเหล็กเสริมตามยาวผ่านบริเวณข้อต่อ ในระหว่างที่กำลังจะเกิด plastic hinge ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงมหาศาลถูกส่งต่อผ่านแรงยึดเหนี่ยว เมื่อเหล็กเสริมตามยาวที่บริเวณหน้าข้อต่อถูกหน่วยแรงกระทำถึงจุดคราก การแตกในลักษณะ splitting crack จะเริ่มเกิดขึ้นตามเหล็กเสริมบริเวณหน้าข้อต่อซึ่งจะอ้างอิงถึง yield penetration การมีระยะฝังตัวของเหล็กเสริมที่เพียงพอทำให้ค่า yielding penetration มีการถูกพิจารณา ดังนั้นความต้องการยึดเหนี่ยวจะมีความหมายโดยตรงต่อขนาดของคานและเสา

เมื่อให้แรงในสภาวะไม่ยึดหยุ่นแรงยึดเหนี่ยวจะเริ่มมีการเสื่อมสภาพลงที่บริเวณหน้าเสาจะนำไปสู่ yield penetration และ การเกิด splitting cracks เหล็กเสริมตามยาวหากมีลักษณะตรง จะทำให้เหล็กเสริมเกิดการรูดออก (pulled out) นำไปสู่การสูญเสียความยึดเหนี่ยว ลักษณะการวิบัติเนื่องจากการรูดของเหล็กเสริมนั้นเป็นผลให้เกิดการสูญเสียกำลังในการรับแรงดัดอย่างสมบูรณ์ รูปแบบการวิบัติดังกล่าวจะไม่ยอมให้มีการเกิดขึ้น ดังนั้นการงอของเหล็กเสริมตามยาวบริเวณข้อต่อจึงมีความสำคัญอย่างมาก

การเกิดการวิบัติในลักษณะการรูดของเหล็กเสริม (pull out failure) ของข้อต่อในเสากลางนอกสามารถที่จะป้องกันได้โดยการให้ระยะการงอเหล็กเสริมดังรูปที่ 2.7

การงอเหล็กตามที่แสดงดังรูปที่ 2.7 สามารถที่จะช่วยให้ระยะงอมีความยาวเพียงพอและช่วยให้การยึดเหนี่ยวดีขึ้น เมื่อการให้ระยะฝัง (development length) ที่เพียงพอ สำหรับการรับแรงอัดนั้น ระยะงอดังกล่าวไม่ได้ช่วยในการยึดเหนี่ยวมากนัก แต่การเสริมเหล็กปลอกบริเวณข้อต่อจะช่วยให้การยึดรั้งเมื่อเหล็กเสริมเกิดแรงอัดดีขึ้น



รูปที่ 2.7 แสดงการงอเหล็กภายในข้อต่อคาน-เสากลางนอก

2.2.2.4 พฤติกรรมของคาน (Behavior of Beam)

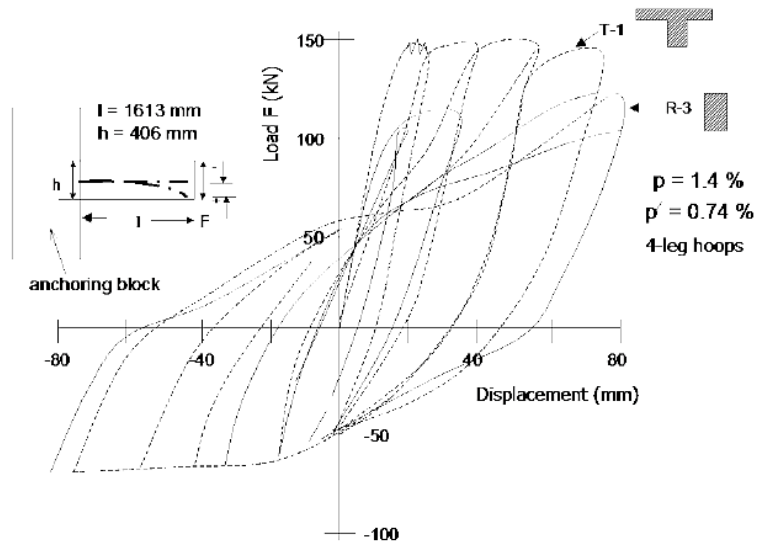
พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคานจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนช่วงการเยื้องต่อความลึกประสิทธิผล (a/d) โดยหากค่า (a/d) มีค่ามากคานก็จะได้รับผลของโมเมนต์ดัดมาก (flexure-dominated beams) แต่หากอัตราส่วนมีค่าน้อย คานก็จะได้รับผลของแรงเฉือนมาก (Shear dominated-beams)

1. พฤติกรรมของคานที่ได้รับผลเนื่องจากโมเมนต์ที่มาก (Flexure-dominated beams)

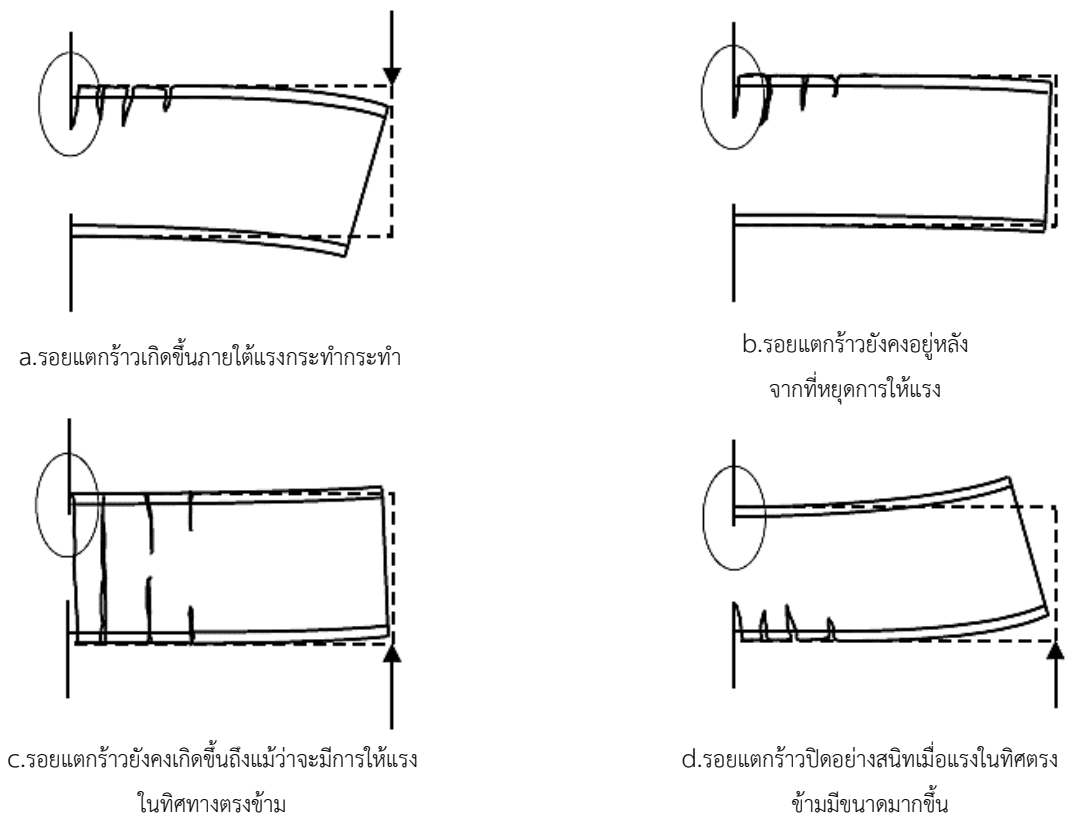
รูปที่ 2.8 ได้แสดงพฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน ค.ส.ล. ซึ่งมี $a/d=4.5$ จะพบว่ากำลังรับโมเมนต์บวกมีค่าสูงกว่ากำลังรับโมเมนต์ลบ เนื่องจากมีเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่มากกว่า นอกจากนั้น (คานT-1)มีกำลัง และความแกร่ง (Stiffness) สูงกว่า(คานR-3)ที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า เนื่องจากมีความยาวแขนโมเมนต์ที่มากกว่าจากรูปที่ 2.8 จะพบว่าพื้นที่ในรูปมีค่ามากจึงมีการสลายพลังงานได้มากกว่า แต่การสลายพลังงานก็ยังมีค่าน้อยกว่าแบบพฤติกรรมอีลาสโตพลาสติกก็คือ stiffness ของเส้น reload มีค่าลดลง ซึ่งสาเหตุเกิดการรอยร้าวที่ปิดตัวไม่สนิทก่อนหน้า

2. พฤติกรรมของคานที่ได้รับผลเนื่องจากแรงเฉือนที่มาก (Shear-dominated beams)

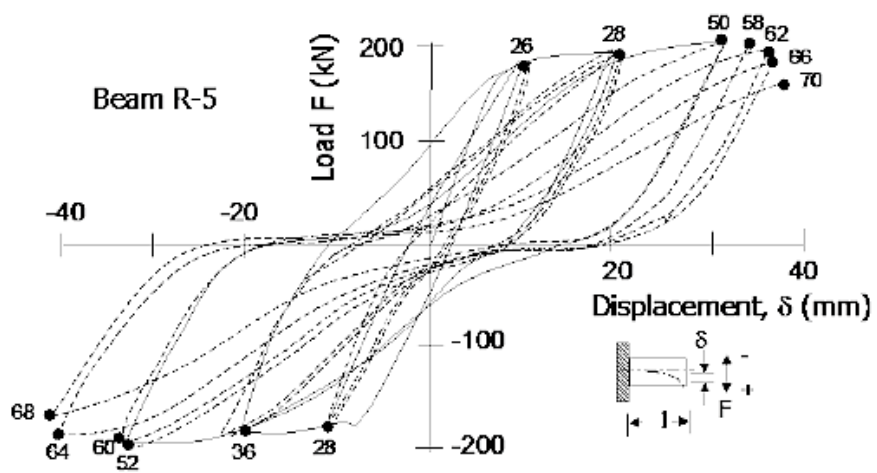
รูปที่ 2.10 และ 2.11 เปรียบเทียบพฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน ค.ส.ล. ที่มีอัตราส่วน $a/d=2.75$ (คาน R-5) และ $a/d=4.41$ (คานR-6) เพื่อจะแสดงผลของแรงเฉือนต่อคานจะเห็นได้ว่าคาน R-5 มีอัตราส่วนช่วงการเยื้องที่สั้นกว่า จึงได้รับผลของแรงเฉือนที่มากกว่าคาน R-6 จากรูปจะเห็นว่าคาน R-5 มีรูปแคบกว่าคาน R-6 เนื่องจาก Stiffness ของเส้น reload น้อยกว่าของคาน R-6 ส่งผลให้การสลายพลังงานก็จะมีค่าน้อยกว่า โดยสาเหตุที่ทำให้คาน R-5 มีรูปที่แคบกว่าเพราะรอยร้าวยังมีการเปิดอยู่ ทำให้คอนกรีตไม่สามารถถ่ายเทแรงเฉือนได้ ดังนั้นหากในน้ำหนักรบรรทุกในทิศทางตรงกันข้าม Stiffness ของเส้น reload จึงมีค่าลดลงมากขึ้นเนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นถูกต้านโดยเหล็กปลอก และเหล็กนอนเท่านั้น เพราะคอนกรีตมีส่วนต้านน้อยมากเนื่องจากรอยร้าวที่เปิดกว้างอยู่ ทำให้การถ่ายแรงเฉือนตามแนวรอยร้าวทแยงลดลงจากรูปที่ 2.12 แสดงการปิด เปิดของรอยร้าวตัด(แนวตั้งตั้งฉากกับแกนคาน)และรอยร้าวทแยง ตามทิศทางการให้น้ำหนักบรรทุก การให้น้ำหนักบรรทุกในลักษณะสลับทิศไปกลับทำให้ผิวรอยร้าวไหลไปมา ดังนั้นความขรุขระจะลดลงเรื่อย ๆ เมื่อคานโยกตัวไปกลับหลายรอบ เมื่อรอยร้าวมีผิวเรียบก็จะสูญเสียความสามารถในการถ่ายแรงเฉือน จากรูปที่ 2.12(d) แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่รองรับของคาน โดยรอยร้าวดังกล่าวทำให้คอนกรีตเกิดความต่อเนื่องกับที่รองรับ ดังนั้นแรงเฉือนดังกล่าวจะถูกต้านทานด้วยเหล็กบนและเหล็กล่างเท่านั้น ซึ่งเหล็กปลอกไม่ได้มีส่วนช่วยในการรับแรงเฉือน การวิบัติในลักษณะดังกล่าวจะเรียกว่า Sliding shear failure มักจะเกิดกับคานที่มีอัตราส่วน a/d ที่มาก



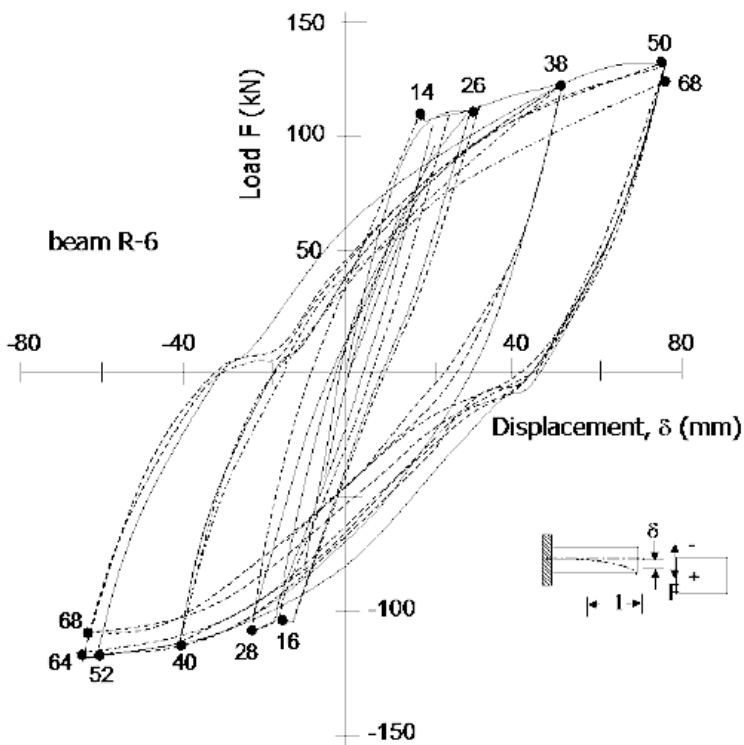
รูปที่ 2.8 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน ค.ส.ล. ที่มีผลของโมเมนต์ดัดที่มาก [2]



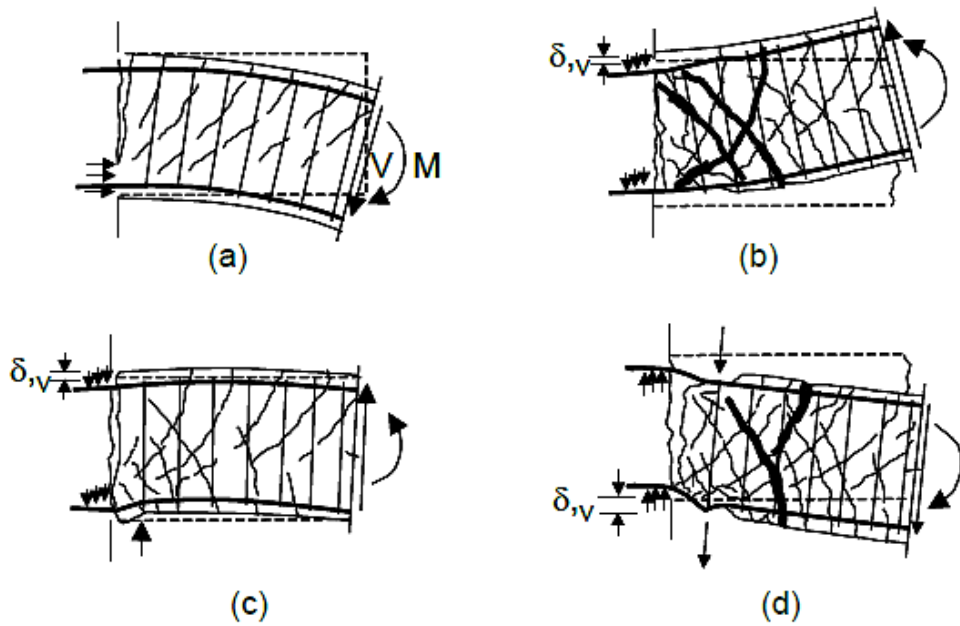
รูปที่ 2.9 การปิด-เปิดของรอยร้าวตามทิศทางการให้น้ำหนักบรรทุก [2]



รูปที่ 2.10 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน R-5 [2]



รูปที่ 2.11 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของคาน R-6 [2]



รูปที่ 2.12 การบิดเปิดของรอยร้าวตัด รอยร้าวทแยง และรอยร้าวที่รอยต่อตามรอบการเคลื่อนตัว[2]

2.2.2.5 พฤติกรรมของเสา (Behavior of Column)

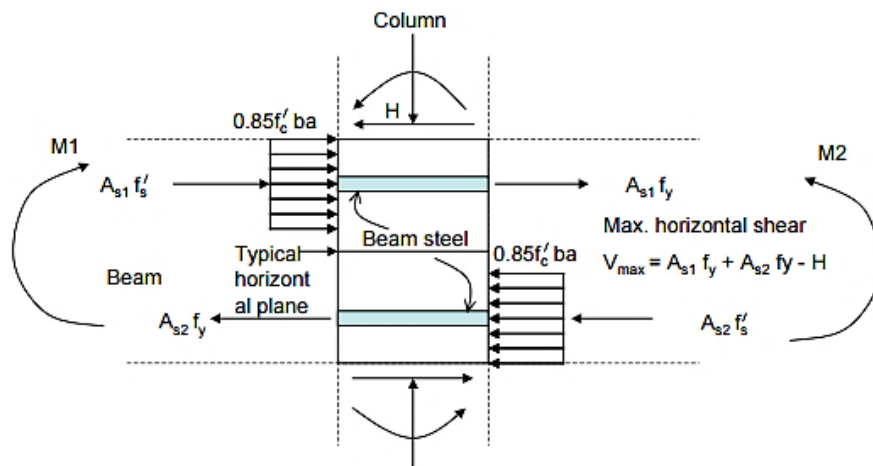
ความแตกต่างระหว่างเสากับคานานั้นคือ เสามีแรงตามแนวแกนมากกระทำซึ่งแรงตามแนวแกนจะเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง และน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวราบ รวมทั้งความเร่งของผิวดินที่เกิดขึ้นในแนวตั้ง แรงอัดที่เกิดขึ้นตามแนวแกนนั้นมีทั้งข้อดีและข้อเสียต่อพฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของเสา ข้อดีนั้นจะช่วยให้รอยร้าวไม่เปิดกว้างมากและคอนกรีตจะช่วยในการถ่ายแรงได้ดี ลูบที่เกิดขึ้นจะมีความกว้างมากขึ้นแต่จะส่งผลทำให้ความเหนียวมีค่าลดลง เพราะแรงอัดจะทำให้คอนกรีต crush หรือ กะเทาะหลุดได้ง่ายรวมถึงมีผลของการขยายโมเมนต์เนื่องจากแรงตามแนวแกน กล่าวโดยผลของแรงอัดที่ไม่มากนักจะมีผลดีต่อเสา

2.2.2.6 พฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสา (Behavior of Joint)

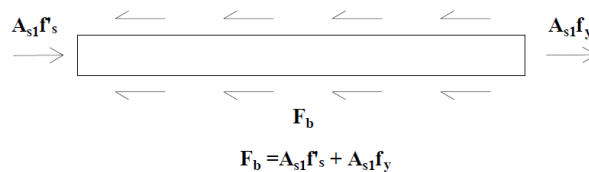
ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งจุดต่อจะไม่ค่อยรับแรงอะไรมากนัก เนื่องจากโมเมนต์ที่ปลายคานทั้งสองด้านของจุดต่อมีทิศตรงข้ามกัน ซึ่งเป็นโมเมนต์ลบทั้งคู่ดังแสดงในรูปที่ 2.18(c) ดังนั้นทำให้มีการถ่ายเท unbalanced moment เข้าไปในจุดต่อไม่มากนัก แต่ในทางตรงกันข้ามถ้ามีแรงด้านข้างมากระทำต่อโครงข้อแข็งจุดต่อระหว่างคาน – เสาจะเป็นบริเวณที่มีการถ่ายเทแรงสูง เพราะโมเมนต์ที่ปลายคานทั้งสองด้านของจุดต่อมีทิศทางเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.19 (c) จึงก่อให้เกิด unbalanced moment สูงเข้าไปที่จุดต่อ ซึ่งผลของ unbalanced moment นี้ทำให้เกิดแรงเฉือนแนวนอนสูงมากระทำกับจุดต่อคาน-เสา ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้

$$V_f = A_{s1}F_y + A_{s2}F_y - H \quad (2.6)$$

แรงเฉือนที่เกิดขึ้นทำให้จุดต่อเกิดการวิบัติแบบ joint shear failure ได้ ลักษณะที่สำคัญของ joint shear failure คือ การมีรอยร้าวทแยงตัดกันเป็นมุม 90° ที่บริเวณจุดต่อ และเมื่อแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กมีค่าสูงเนื่องจากเกิดแรงดึงฝั่งหนึ่ง และเกิดแรงอัดอีกฝั่งของเหล็กเสริม ดังรูปที่ 2.14 ก็จะต้องอาศัยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตเพื่อให้เกิดความสมดุล เพราะฉะนั้นเหล็กอาจเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (bond failure) แรงยึดเหนี่ยวของข้อต่อคาน-เสาภายนอก แรงยึดเหนี่ยวจะเกี่ยวข้องกับระยะฝังตัว และการร่อนของเหล็ก โดยภายในแรงยึดเหนี่ยวของข้อต่อคาน-เสาจะเกิดจากการที่เหล็กฝังผ่านจากข้อต่อหนึ่งไปอีกข้อต่อหนึ่งและไปร่อนที่ข้อต่อคาน-เสาภายนอก สำหรับโครงสร้างที่มีความเหนียวปานกลาง เมื่อเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตก็จะไม่สามารถหยุดการแตกร้าวของคอนกรีตได้ จึงทำให้เหล็กเกิดการรูดไถล (slip) จากคอนกรีตได้ง่าย โดยจะสังเกตเห็นรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ที่บริเวณรอยต่อของคาน-เสา



รูปที่ 2.13 แรงเฉือนแนวราบที่กระทำกับจุดต่อคาน-เสา [2]



รูปที่ 2.14 แสดงสภาพสมดุลของเหล็กเสริมที่วิ่งผ่านจุดต่อ

2.2.2.7 ความเหนียวและ Plastic hinge (ความสามารถช่วยแรงที่กระทำกับโครงสร้างได้)

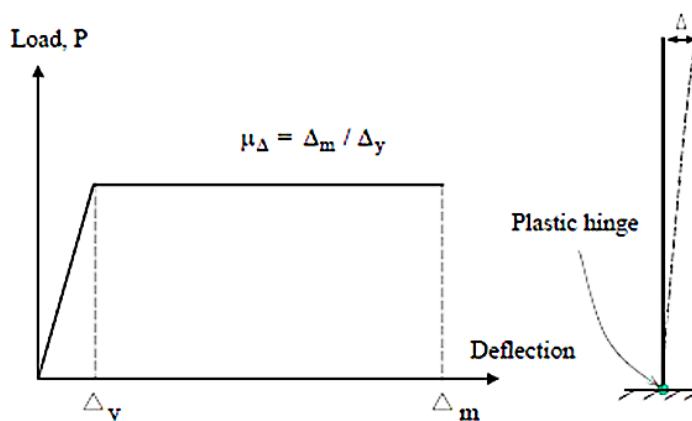
การยอมให้โครงสร้างเกิดความเสียหายได้บ้าง เช่น ยอมให้เกิดรอยร้าวในโครงสร้างหรือยอมให้เหล็กเสริมเกิดการครากเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวเกิดขึ้นนั้น ก็สามารถลดขนาดของแรงที่กระทำกับ

โครงสร้างได้ การออกแบบก็จะมีค่าความประหยัดมากขึ้น ทั้งนี้ทั้งนั้นหากมีการออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวที่เพียงพอก็จะสามารถช่วยให้โครงสร้างไม่เกิดการพังทลายลงมาได้ ความเหนียวจึงเป็นคุณสมบัติที่มีความสำคัญในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว

ความเหนียวหมายถึง การที่โครงสร้างมีความสามารถเปลี่ยนรูปได้มากโดยไม่สูญเสียกำลังในการรับน้ำหนัก ซึ่งค่าความเหนียวสามารถวัดได้จากอัตราส่วนของความเหนียว (Ductility ratio) ดังสมการที่ 2.7 ในรูปที่ 2.15

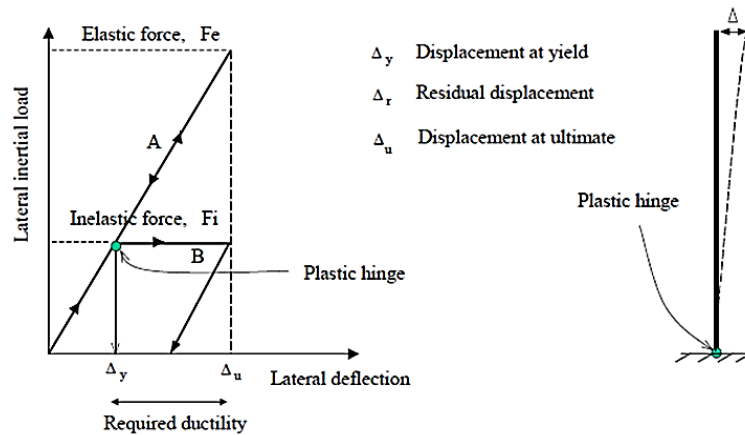
$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2.7)$$

โดยที่ μ_{Δ} คือ ระยะการเคลื่อนตัวเมื่อเกิดการวิบัติ
 Δ_y คือ ระยะการเคลื่อนตัวเมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก



รูปที่ 2.15 แสดงความเหนียวขององค์อาคาร [2]

สำหรับกรณีคอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมขององค์อาคารในลักษณะนี้ จะเป็นพฤติกรรมที่เกิดจากการครากของเหล็กเสริมในลักษณะการดัด (Flexural mode) เมื่อเกิดโมเมนต์เท่ากับโมเมนต์พลาสติกก็จะเกิด plastic hinge ที่หน้าตัดบริเวณนั้น หลังจากนั้นโมเมนต์ที่บริเวณจุดดังกล่าวจะมีค่าไม่มากนักแต่จะมีการหมุนที่มากขึ้น ความสามารถในการหมุนนั้นขึ้นอยู่กับความเหนียวของหน้าตัด กลไกที่ความเหนียวช่วยไม่ให้โครงสร้างพังทลายได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 แสดงความเหนียวขององค์อาคารช่วยลดแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบลงได้ [2]

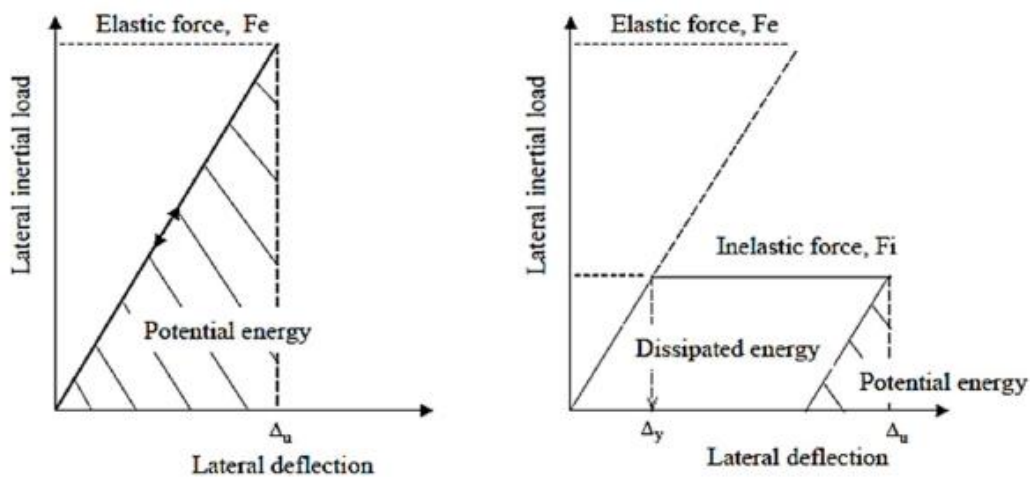
หลักการออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวสามารถพิจารณาได้ 2 แบบคือ

1. ออกแบบโครงสร้างให้อยู่ในสถานะอีลาสติกตามแนว A

ในกรณีนี้แรงที่ใช้ในการออกแบบจะมีค่าที่สูงมาก แต่พบว่าเมื่อแผ่นดินไหวจบลงองค์อาคารจะคืนสู่สภาพเดิม โดยที่ไม่มีความเสียหายหรือระยะเคลื่อนตัวที่ค้าง พลังงานจลน์ (Kinetic Energy) ที่เกิดจากการสั่นไหวของโครงสร้างนั้น จะถูกดูดซับ (absorb) ในรูปของพลังงานศักย์ (Potential energy) และคืนกลับออกมาได้สมบูรณ์ เมื่อแผ่นดินไหวมีการสิ้นสุดลงเนื่องจากพลังงานไม่มีการสูญเสีย ในการออกแบบลักษณะนี้นั้นพลังงานจะมีการเปลี่ยนรูปเท่านั้นไม่มีการสูญเสียพลังงาน พื้นที่ใต้กราฟระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนตัวจะแสดงถึงพลังงานศักย์ที่สะสมในตัวโครงสร้างซึ่งแสดงได้ดังรูปที่ 2.17

2. ออกแบบโครงสร้างให้เกิดการครากตามเส้นทาง B

สำหรับกรณีนี้แรงที่ใช้ออกแบบจะมีค่าน้อยกว่าในลักษณะแรกมากแต่การออกแบบจะต้องทำให้องค์อาคารมีความเหนียวที่เพียงพอ กรณีนี้นั้นหากแผ่นดินไหวสิ้นสุดลงจะเกิดความเสียหายและระยะเคลื่อนตัวคงค้างเกิดขึ้น การออกแบบในลักษณะนี้สามารถลดแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างได้ เมื่อเกิดแผ่นดินไหวพลังงานจลน์ที่เกิดจากการโยกตัวของโครงสร้างจะถูกดูดซับ (absorb) เป็นส่วนของพลังงานศักย์และส่วนที่เหลือจะสลาย (dissipate) ด้วยการสร้าง Plastic hinge พลังงานดังกล่าวที่สลายไปในรูปของ Plastic hinge ไม่สามารถที่จะนำกลับคืนมาได้



รูปที่ 2.17 การเปลี่ยนรูปของพลังงานจลน์ในโครงสร้างเมื่อเกิดแผ่นดินไหว (การออกแบบอีลาสติกสำหรับภาพซ้าย, การออกแบบอินอีลาสติกสำหรับภาพขวา) [2]

ความเหนียวของหน้าตัดหรือ plastic hinge จะเกิดขึ้นเมื่อเหล็กเสริมคราก (Ductile flexural yielding) โดยที่คอนกรีตไม่เกิดการ crushing และไม่เกิดการวิบัติแบบเฉือน (shear failure) หรือแบบเหล็กเสริมดึงหลุด (bond pull-out failure) หากองค์อาคารมีการวิบัติแบบเฉือนหรือแบบ crushing การสลายพลังงานจะเกิดขึ้นไม่ได้ เนื่องจากเป็นลักษณะการวิบัติแบบเปราะหากต้องการให้ plastic hinge สลายพลังงานได้ตามต้องการนั้น จะต้องมีการออกแบบให้มีการวิบัติแบบเหล็กเสริมคราก

2.2.2.8 การสลายพลังงานและแนวคิด Sway mechanism ในโครงข้อแข็งคอนกรีต

เมื่อมีแรงกระทำในแนวดิ่งจะพบว่าโครงข้อแข็งจะมีการเปลี่ยนรูปของแรงเฉือน และโมเมนต์คัต ดังแสดงในรูปที่ 2.18(แนวดิ่ง) จะเห็นได้ว่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในคานที่บริเวณเหนือเสาเป็นโมเมนต์ลบ และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณกลางช่วงคานเป็นโมเมนต์บวก โมเมนต์ในเสามีค่าน้อยโดยมีโมเมนต์มากระทำที่เสาด้านในมากกว่าเสาด้านนอก รูปที่ 2.19 (แนวนอน) แสดงการโก่งตัว แรงเฉือน และโมเมนต์คัตในโครงข้อแข็งเมื่อมีแรงแนวนอนมากระทำ จะพบว่าโมเมนต์มีค่าสูงสุดที่ปลายคานและปลายเสาแต่จะมีโมเมนต์เกิดขึ้นน้อยที่กลางคานและกลางเสาหรือกล่าวได้อีกอย่างว่าเกิดจุดคัตกลับขึ้นบริเวณกลางคานและเสา

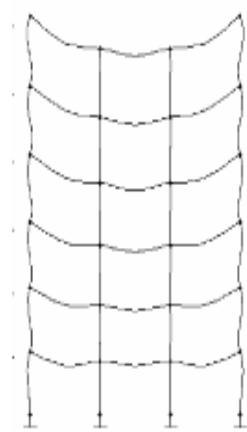
การเกิด plastic hinge ในองค์อาคารอาจเกิดได้ 2 ลักษณะคือ

1. โครงสร้างสร้าง plastic hinge ที่ปลายคานซึ่งเรียกว่า Beam sidesway mechanism หรือ Beam hinge mechanism

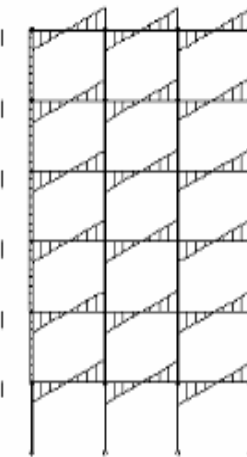
2. โครงสร้าง plastic hinge ที่ปลายเสาซึ่งเรียกว่า Column sidesway mechanism หรือ Column mechanism

สำหรับกรณี Beam sidesway mechanism คานเป็นองค์อาคารที่สร้าง plastic hinge ที่ปลายคานและกรณี Column sidesway mechanism เสาเป็นองค์อาคารที่สร้าง plastic hinge ที่ปลายเสา การออกแบบในลักษณะของ Beam sidesway mechanism ได้รับความนิยมมากกว่าเนื่องจากการออกแบบตาม beam sidesway mechanism ต้องการความเหนียวของหน้าตัดที่น้อยกว่า

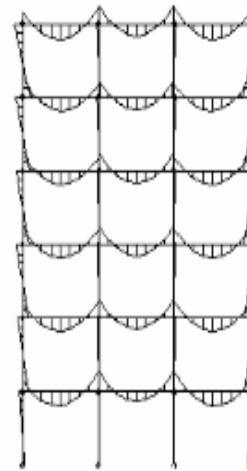
พฤติกรรม Column sidesway mechanism เป็นที่รู้จักกันในอีกชื่อหนึ่งว่า soft-story mechanism และเป็นหนึ่งในหลาย ๆ สาเหตุที่สำคัญ ที่ทำให้โครงสร้างพังทลายลงมาหากเกิดแผ่นดินไหว เนื่องด้วยสาเหตุที่เสามีความเหนียวที่ไม่เพียงพอ การออกแบบในลักษณะ beam sidesway mechanism ทำได้โดยการออกแบบให้เสามีกำลังสูงกว่าคานมากพอเพื่อที่จะบังคับให้ plastic hinge เกิดขึ้นในคานการออกแบบในลักษณะดังกล่าวเรียกว่า capacity design approach



(a)

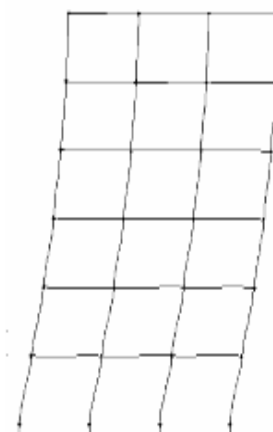


(b)

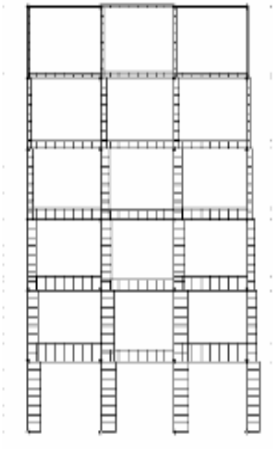


(c)

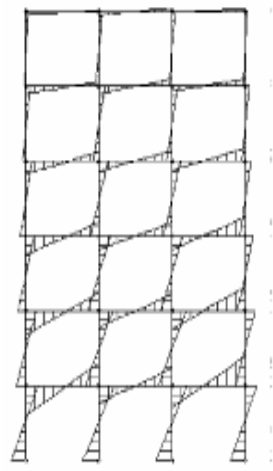
2.18 แรงแนวตั้ง



(a)



(b)



(c)

2.19 แรงแนวราบ

รูปที่ 2.18 และ 2.19 การโก่งตัว แรงเฉือน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในโครงข้อแข็งรับแรงแนวตั้งและแรงแนวราบ [2]

2.3 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

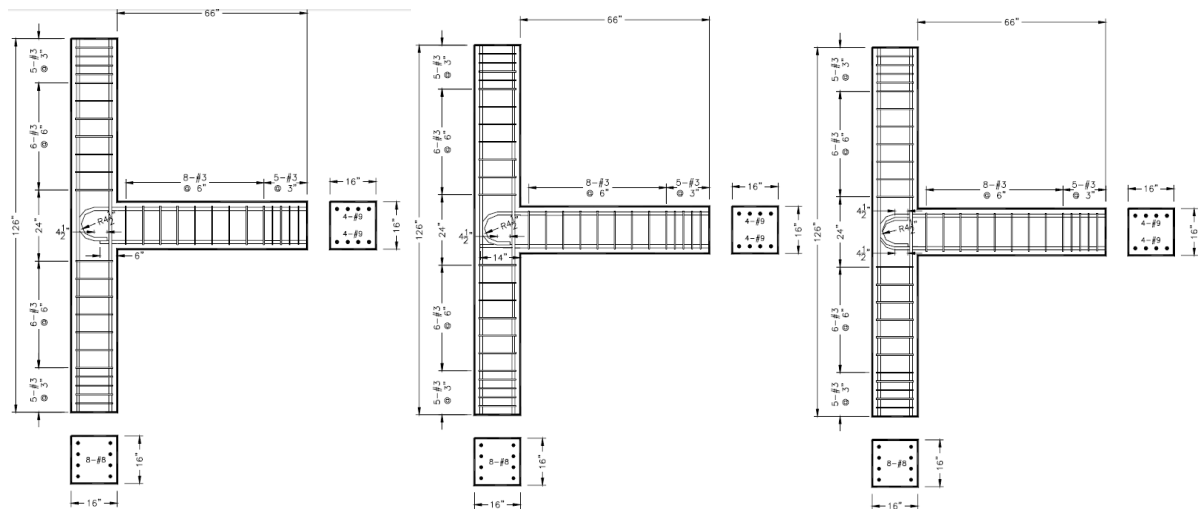
Ehsani (1985) ทำการทดสอบข้อต่อคาน-เสาภายนอก 6 ตัวอย่างภายใต้แรงสลับทิศทาง จาก ทฤษฎีข้อต่อคาน-เสาต้องหลีกเลี่ยงการเกิด plastic hinges ในข้อต่อ ดังนั้นเพื่อจะหลีกเลี่ยงการเกิด plastic hinges ค่าอัตราส่วนกำลังดัด (flexural strength ratio) ควรจะไม่น้อยกว่า 1.4 หน่วยแรง เค้นเฉือนที่มากที่สุดของข้อต่อไม่ควรมากกว่า $12\sqrt{f'_c}$ (psi) เพื่อลดความเสียหายในข้อต่อ และลดไม่ให้เกิดเหล็กเสาะและคานลื่นไถลออก จากการทดสอบพบว่าถ้าอัตราส่วนกำลังดัด (flexural strength ratio) , กำลังรับแรงเฉือนในข้อต่อและการงอปลายเหล็กคานมีค่ามากกว่ามาตรฐานกำหนดไว้จะสามารถลด ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางภายในข้อต่อได้อย่างปลอดภัย

Pantazapoulou et al. (1994) ทำการตรวจสอบกลไกการทำงานของข้อต่อคาน-เสา สมการที่ใช้ในการคำนวณหาความเครียดและความเค้นโดยใช้หลักเกณฑ์สมดุลชี้ให้เห็นว่ากำลังรับแรงเฉือนของข้อ ต่อขึ้นอยู่กับกำลังอัดของคอนกรีต ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่ากำลังรับแรงเฉือนของข้อต่อสามารถลดลง เมื่อแรงในแนวแกนเสาเพิ่มขึ้นและที่นอกเหนือไปจากนั้นการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวและแรงเฉือน อาจถูกจำกัดโดยการแตกร้าวเป็นแนวทแยงมุมหรือการครากของเหล็กเสริมแนวตั้งและเหล็กปลอก

Clyde C. et al. [21] ทำการศึกษาประสิทธิภาพของข้อต่อคาน-เสาของเสาต้นริมที่มีรายละเอียด การเสริมเหล็กที่แตกต่างกัน 3 แบบเป็นจำนวน 6 ตัวอย่าง เนื่องจากการสำรวจทั่วโลกพบว่ารายละเอียด การใส่เหล็กเสริมในข้อต่อที่ก่อสร้างในช่วงก่อนค.ศ. 1970 ต่ำกว่ามาตรฐานและไม่เป็นไปตามเงื่อนไข มาตรฐานของโครงสร้างรับแรงสั่นสะเทือน รายละเอียดการเสริมเหล็กถูกใช้ตามมาตรฐาน ACI 1963 ตัวอย่างทั้งหมดทำการงอปลายเหล็กบนของคาน 90 องศาแล้วฝังเข้าไปในข้อต่อ ในส่วนของเหล็กภายใน คาน, มีสองตัวอย่างที่ทำการงอปลาย 90 องศา ; มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อ ระยะทาง 6 นิ้ว, มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อเล็กน้อย และในการทดสอบกำหนดให้ ตัวอย่างทั้งหมดรับแรงในแนวแกนที่ไม่เท่ากันด้วย ผลการทดสอบพบว่า (1) ข้อต่อคาน-เสาที่เหล็กกลาง ไม่ได้งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อเพียงเล็กน้อยเกิดการวิบัติเนื่องจากสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond slips failure) แต่ข้อต่อคาน-เสาที่เหล็กเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน(Joint shear failure) (2) การเพิ่มแรง ในแนวแกนเสาทำให้กำลังรับแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดในข้อต่อเพิ่มขึ้น ในทางกลับกันทำให้ระยะการโค้ง ตัว ความเหนียวและการสลายพลังงานของข้อต่อลดลง ข้อต่อคาน-เสาที่วิบัติเนื่องจากสูญเสียแรงยึด เหนี่ยว (Bond slips failure) จะพังเนื่องจากคานสูญเสียกำลังรับแรง ส่วนข้อต่อคาน-เสาที่วิบัติเนื่องจาก แรงเฉือน (Joint shear failure) จะพังเนื่องจากเสาสูญเสียกำลังรับแรง

Pantelides P. C. et al. (2002) ทำการศึกษาประสิทธิภาพของข้อต่อคาน-เสาภายนอกที่มีอยู่ โดยที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่แตกต่างกัน 3 แบบเป็นจำนวน 6 ตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 2.20

เนื่องจากการสำรวจทั่วโลกพบว่ารายละเอียดการใส่เหล็กเสริมในข้อต่อบางที่ก่อสร้างในบางพื้นที่ในช่วงก่อนค.ศ. 1970 ต่ำกว่ามาตรฐานและไม่เป็นไปตามเงื่อนไขมาตรฐานของโครงสร้างรับแรงสั่นสะเทือน รายละเอียดการเสริมเหล็กถูกใช้ตามมาตรฐาน ACI 1963 ตัวอย่างทั้งหมดทำการงอปลายเหล็กบนของคาน 90 องศาแล้วฝังเข้าไปในข้อต่อ ในส่วนของเหล็กกลางในคาน ; มีสองตัวอย่างที่ทำการงอปลาย 90 องศา ; มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อ 6 นิ้ว ; มีสองตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝังเข้าไปในข้อต่อเล็กน้อย อีกทั้งในการทดสอบจะกำหนดให้ตัวอย่างทั้งหมดรับแรงในแนวแกนที่ไม่เท่ากันด้วย 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 2.20 รายละเอียดการเสริมเหล็กในการทดสอบข้อต่อคาน-เสาของ Pantelides P. C. et al.

Amorn Pimanmas และคณะ (2008) ศึกษาข้อต่อคาน-เสาภายในภายใต้แรงสลับทิศ จำนวน 10 ตัวอย่างโดยไม่ได้มีการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ผลการศึกษาพบว่าตัวอย่างที่มีขนาดของพื้นที่รับน้ำหนักของเสาที่เล็กถึงปานกลางจะเสี่ยงต่อการวิบัติแบบเปราะด้วยการวิบัติแบบแรงเฉือน ในขณะที่ตัวอย่างที่มีพื้นที่รับน้ำหนักของเสาที่ใหญ่สามารถที่จะทำให้เกิดการวิบัติแบบเหนียวด้วยการวิบัติแบบการคราก ถึงแม้ว่าจะไม่ได้มีการเสริมเหล็กเพื่อให้ตัวอย่างมีความเหนียว ค่าความเค้นของเหล็กเสริมที่วัดบริเวณหน้าเสาพบว่าการยึดเหนี่ยวเฉพาะที่มีการเชื่อมสภาพลงแต่การเชื่อมสภาพของการยึดเหนียวไม่ได้กระจายไปถึงบริเวณจุดกึ่งกลางของข้อต่อ นอกจากนี้ยังไม่พบการรูดที่บริเวณต่าง ๆ พร้อมกัน แต่มีการรูดแบบเฉพาะที่ในตัวอย่างที่มีความลึกของเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามมาตรฐาน ACI เท่ากับ 20

Xilin Lu และคณะ (2011) พฤติกรรมของข้อต่อคานเสามักจะแสดงผลออกมาได้แย่มากเมื่อต้องรับแรงแผ่นดินไหว การเสริมเหล็กเสริมตามปกตินั้นจะทำให้เกิดความเสียหายที่บริเวณข้อต่อเมื่อเกิดแผ่นดินไหว การทดลองนี้ศึกษาถึงรูปแบบการเสริมเหล็กพิเศษที่แปลกใหม่ที่แตกต่างกันจำนวน 10 ตัวอย่างซึ่งเป็นข้อต่อคานเสาภายใน ผลการศึกษาพบว่าการเสริมเหล็กปลอกเพิ่มเข้าไปในลักษณะที่แตกต่างกันในเชิงของการแตกร้าวพบว่าการเสริมเหล็กในลักษณะทแยงและตรงสามารถที่จะช่วยลดความแตกร้าวในคอนกรีตในเสาได้นอกจากนั้นกลุ่มตัวอย่างที่มีการเสริมเหล็กพิเศษเพิ่มเติมช่วยเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ ช่วยให้เกิด plastic hinge ในคานหากตัวอย่างนั้นมีการเสริมเหล็กปลอกบริเวณข้อต่อและช่วยเพิ่มความเหนียวในข้อต่อด้วย

การเสริมเหล็กในลักษณะ J4 พบว่าช่วยย้ายการเกิด plastic hinge ไปเกิดที่บริเวณคานช่วยเพิ่มความเหนียวและเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนและการบิดบริเวณข้อต่อ

สำหรับตัวอย่าง J2-1 , J2-3 และ J3-1 เป็นตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กปลอกบริเวณข้อต่อพบว่าเกิดรอยแตกร้าวในลักษณะเปราะบริเวณข้อต่อ

การเสริมเหล็กในลักษณะ J2-2 และ J3-2 สามารถช่วยป้องกันการเกิดรอยแตกร้าวที่บริเวณขอบของจุดต่อคานเสาและยังยืนยันได้ว่าเป็นการเสริมเหล็กที่ช่วยให้ตัวอย่างมีความเหนียวคือทำให้เกิด plastic hinge ขึ้นในคานก่อนบริเวณเสา

การเสริมเหล็กในลักษณะ J4 ช่วยย้ายการเกิด plastic hinge ไปเกิดที่บริเวณคาน ช่วยเพิ่มความเหนียวและเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนและการบิดบริเวณข้อต่อด้วยเปรียบเทียบระหว่าง J4 J2-2 และ J3-2 พบว่า J4 ให้กำลังสูงสุด การเสริมเหล็กในแนวทแยงช่วยเพิ่มกำลังให้กับตัวอย่างนั้นๆ โดยหากเพิ่มเหล็กแนวทแยงตามแนวคานก็จะเพิ่มกำลังให้คานหากเพิ่มไปตามแนวเสาก็จะเพิ่มกำลังให้เสา ตัวอย่าง J4 ให้พฤติกรรมที่คล้ายกับ J1-1 แต่มีกำลังรับแรงเฉือน กำลังรับแรงบิด ความแกร่งของข้อต่อที่มากกว่าและทำให้ลักษณะของเสามีลักษณะเสาแข็งคานอ่อน โดยสรุปคือลักษณะการเสริมเหล็กดังตัวอย่าง J4 เหมาะสมที่สุดที่จะออกแบบสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว

Mohammadamin Azimi และคณะ (2014) ได้ศึกษาลักษณะของเหล็กปลอกที่เป็นแบบใหม่คือ มีการเอียงทำมุมและวนเป็นกันหอย 1 ลักษณะและลักษณะที่ 2 เพิ่มเหล็กปลอกเสริมในทิศตรงข้ามจากลักษณะที่ 1 และแบบสุดท้ายคือเหล็กปลอกที่เสริมกันตามปกติทั้ง 3 รูปแบบใช้เกณฑ์ที่สอดคล้องกับมาตรฐาน ACI318-08 โดยทั้ง 3 จะถูกเปรียบเทียบกันในการทดลองและจากโปรแกรมด้วย จากผลการทดสอบจะพบว่าตัวอย่างในลักษณะที่ 1 และ 2 ให้กำลังและความเหนียวที่สูงกว่าเมื่อเทียบกับลักษณะที่ 3 ในส่วนของการสลายพลังงานจะพบว่าตัวอย่างลักษณะที่ 2 สามารถสลายพลังงานได้มากที่สุด ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างจะเป็นลักษณะวิบัติด้วยแรงเฉือนหรือวิบัติด้วยการตัดพบว่าขึ้นอยู่กับมุมของเหล็กปลอกที่ทำกับแนวรอยแตกผลการทดลองพบว่าการเสริมเหล็กประเภทที่ 1 และ 2 สามารถช่วยให้กำลังของข้อต่อมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นนอกจากนั้นเหล็กปลอกตามขวางลักษณะต่างๆมีผลต่อกระทบต่อการโก่งตัวและการแตกร้าวรวมถึงมีผลช่วยให้ตัวอย่างมีความเหนียวเพิ่มขึ้น

Minakshi Vaghani และคณะ (2015) ศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อคานเสารับแรงแผ่นดินไหว โดยตัวอย่างบริเวณข้อต่อคาน-เสาไม่ได้เสริมเหล็กรับแรงเฉือนบริเวณข้อต่อและมีระยะงอเหล็กเสริมของคานที่น้อย จากผลการศึกษาพบว่าตัวอย่างเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือนและเหล็กเสริมคานเกิดการรูดออกในส่วนของแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมด้านบนของคานนั้นจะขึ้นอยู่กับการแตกตัวของคอนกรีตด้วย หากคอนกรีตมีการแตกตัวมากแรงยึดเหนี่ยวก็จะลดลง ส่งผลต่อกำลังในการรับน้ำหนักบรรทุกที่ลดลงรวมถึงความเหนียวที่ลดลงด้วย

บทที่ 3 การสร้างตัวอย่างทดสอบ เครื่องมือ และวิธีการดำเนินการทดสอบ

3.1 ลักษณะของตัวอย่าง

ในโครงการนี้ได้ยกตัวอย่างมาจากอาคารที่ใช้งานจริง มีลักษณะของตัวอย่างเป็นข้อต่อคาน-เสาภายนอกของอาคารโดยเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งอ้างอิงจากมาตรฐานการออกแบบ ว.ส.ท. 1008-38 ตัวอย่างที่จะนำมาทดสอบนั้นได้แบ่งครึ่งความยาวของเสาและคานจากความยาวเต็ม โดยได้มีการลดรายละเอียดของตัวอย่างจากการคำนวณแรงคัตในเสาและคาน

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

3.2.1 คอนกรีต

ในการออกแบบตัวอย่างนี้จะใช้กำลังอัดของคอนกรีตเท่ากับ 250 ksc. โดยในทั้ง 2 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 2 ตัวอย่าง โดยจะแบ่งขนาดของตัวอย่างออกเป็น 3 กลุ่ม โดยรายละเอียดโครงสร้างที่นำมาหล่อนั้นใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (ว.ส.ท. 1008-38) โดยชิ้นส่วนโครงสร้างที่จำลองขึ้นมาจะเหมือนกับชิ้นส่วนข้อต่อคาน-เสาในอาคารของเสาชั้น 1 รับพื้นชั้น 2 โดยไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว ลักษณะรายละเอียดของชิ้นงานจะเป็นข้อต่อภายนอกที่มีการยึดด้วยคาน 1 ทาง ซึ่งมีรายละเอียดของตัวอย่างดังตารางที่ 3.2 และแสดงดังรูปที่ 3.1-3.5 โดยในการทดสอบนี้จะเปรียบเทียบกลุ่มตัวอย่างที่มีอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่แตกต่างกัน

ตารางที่ 3.2 ตารางแสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

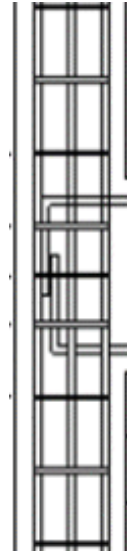
ชื่อ	เสา (mm-mm)	คาน (mm-mm)	เสายาว (m)	คานยาว (m)	M_n^c (ton-m)	M_n^b (ton-m)	$\frac{M_n^c}{M_n^b}$	รายละเอียด มยพ.
BC-5	250x400	250x400	2.73	2.52	17	7.6	2.24	ไม่ใช่
BC-6	250x400	250x400	2.73	2.52	17	7.6	2.24	ใช่

หมายเหตุ BC-5 การเสริมเหล็กตามมาตรฐานการก่อสร้างทั่วไป

BC-6 การเสริมเหล็กตามมาตรฐานการก่อสร้างตามมยพ. 1301-54

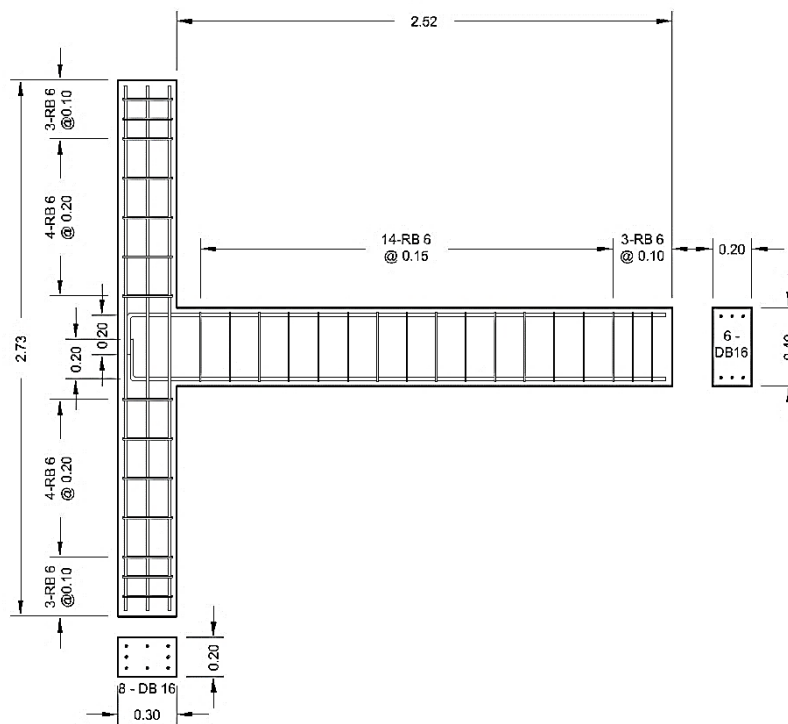


BC-5



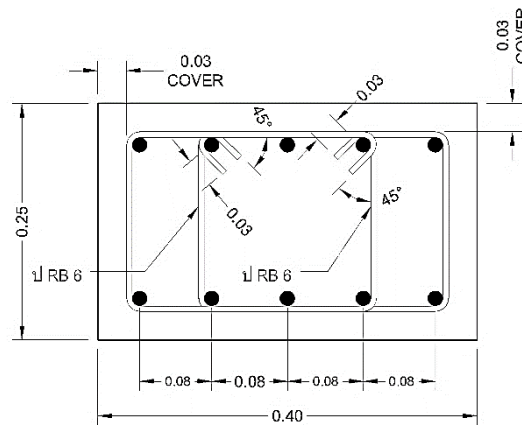
BC-6

รูปที่ 3.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกในเสาตามมาตรฐานการก่อสร้างทั่วไป และมาตรฐานการก่อสร้างตามมยพ. 1301-54



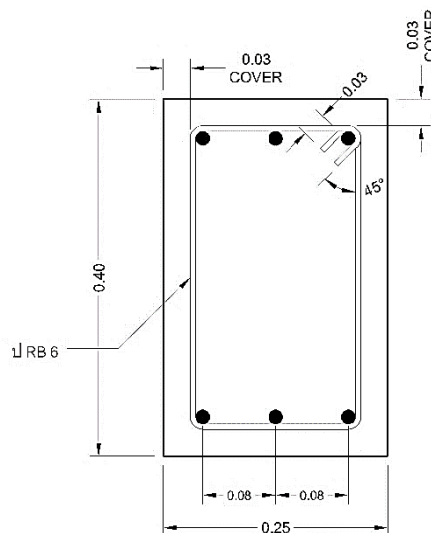
รูปที่ 3.2 ขนาด และรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ

รูปที่ 3.1 แสดงตัวอย่างทดสอบประกอบไปด้วย เสาที่มีหน้าตัดขนาด 0.25×0.40 m มีความยาวเท่ากับ 2.73 m และคานที่มีหน้าตัดขนาด 0.40×0.25 m มีความยาวของคานจากหน้าเสาถึงปลายคานเท่ากับ 2.42 m ที่ปลายคานด้านบนและด้านล่างบริเวณข้อต่อมีการงอ 90 องศา ความยาว 0.24 m



รูปที่ 3.3 หน้าตัดเสาของตัวอย่างทดสอบ

รูปที่ 3.3 เสามีความกว้าง 0.40 m และมีความลึก 0.25 m ใช้เหล็กเสริมตามยาว DB 20 จำนวน 10 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB 6 จำนวน 2 วงต่อกัน และมีระยะขอบถึงเหล็กเสริม 0.03 m ในส่วนปลายของเสาขึ้นมา 0.30 m ทั้งสองด้าน มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.10 m ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 0.25 m โดยในบริเวณข้อต่อมีการเสริมเหล็กปลอก ดังรูปที่ 3.1



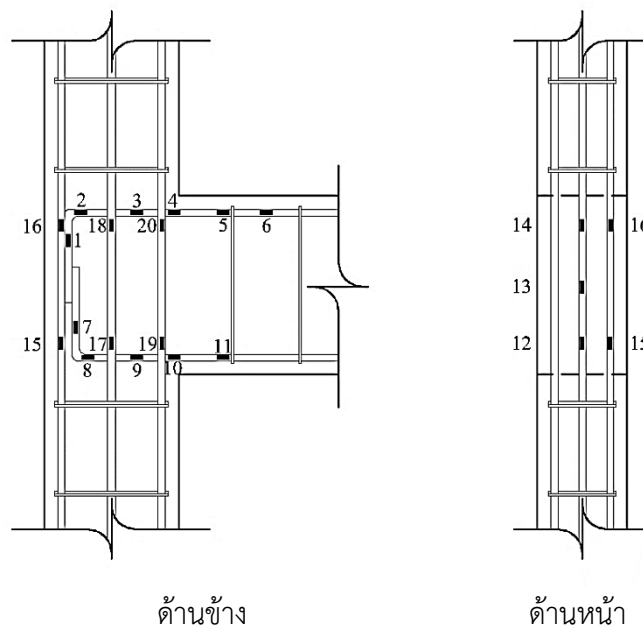
รูปที่ 3.4 หน้าตัดคานของตัวอย่างทดสอบ

จากรูปที่ 3.4 คานมีความกว้าง 0.25 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 0.25 m โดยในบริเวณข้อต่อไม่มีการเสริมเหล็กปลอกแสดงดังรูปที่ 3.1

3.4 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ

3.4.1 Strain Gauge

Strain gauges คือ เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัดแรงดึงเครียดของวัสดุ โดยค่าที่อ่านมาได้จะมีหน่วยเป็น μm โดยสำหรับการทดสอบครั้งนี้ได้นำมาใช้เพื่อดูระยะการยืดหดของเหล็กเสริมในคอนกรีต ซึ่งลักษณะการติดตั้งจะติดตั้งทั้งตามยาวและตามขวางบริเวณข้อต่อคาน - เสา

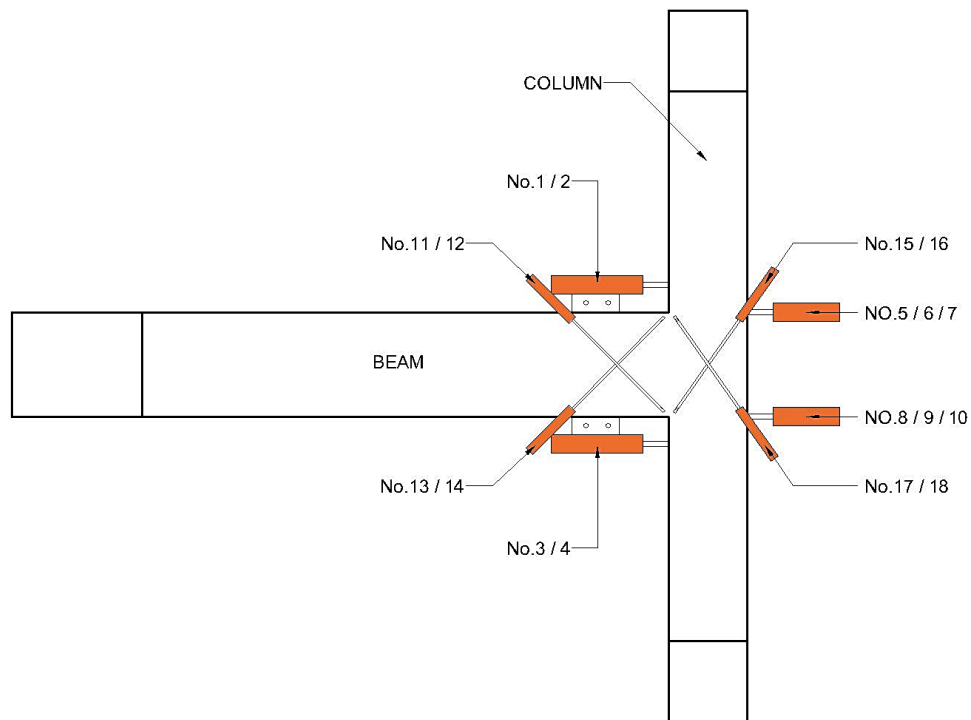


รูปที่ 3.5 ตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ

จากรูปที่ 3.5 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ 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 3.6 โดยตัวอย่างทั้งหมดจะมีรูปแบบการติดตั้ง LVDTs ที่เหมือนกัน ซึ่งข้อมูลจาก LVDTs เหล่านี้จะถูกนำไปคำนวณหาค่ามุมหมุนของชิ้นส่วนต่าง ๆ ของตัวอย่าง ดังต่อไปนี้

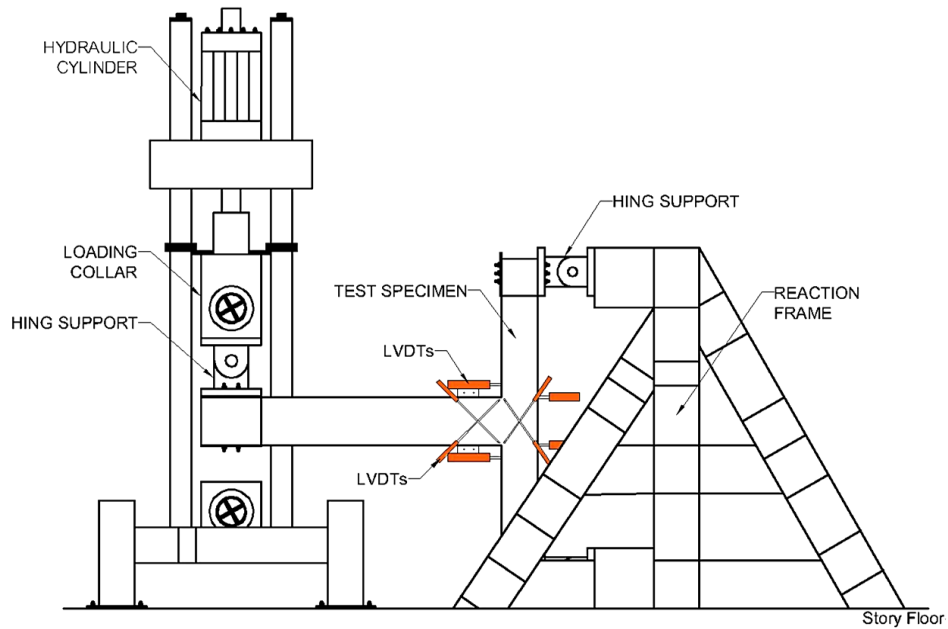


รูปที่ 3.6 ตำแหน่งการติดตั้ง LVDT

3.4.3 เครื่องทดสอบ

การทดสอบนี้จะติดตั้งเสาในแนวตั้ง ยึดปลายเสาทั้งสองข้างไว้กับ Hing Support จากนั้นติดตั้งปลายคานเข้ากับ Hing Support ที่ติดกับเครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ดังรูปที่ 3.7-3.8 โดยการทำงานของเครื่องทดสอบ UTM จะใช้แรงดันน้ำมันไฮดรอลิกส์ในการควบคุมกระบอกสูบไฮดรอลิกส์ให้เคลื่อนที่ขึ้นลง ซึ่งกระบอกสูบไฮดรอลิกส์สามารถเคลื่อนที่สูงสุดได้ 250 มิลลิเมตร จะแบ่งเป็นการเคลื่อนที่ขึ้น 125 มิลลิเมตร และเคลื่อนที่ลง 125 มิลลิเมตร โดยเครื่อง UTM มีกำลังสูงสุด 150 กิโลนิวตัน โดยเครื่อง UTM นี้จะให้แรงที่ปลายคานผ่าน Hing Support ในการทดลองนั้น การเก็บข้อมูลแรงที่ปลายคานที่วัดได้จากเครื่องทดสอบ UTM จะเก็บข้อมูลผ่านซอฟต์แวร์ที่ถูกติดตั้งไว้ในคอมพิวเตอร์ ซึ่งถูกเชื่อมโยงไว้กับเครื่องทดสอบ UTM เมื่อ

ตัวอย่างชิ้นงานถูกแรงนี้กระทำ จะเกิดเป็นแรงภายในขึ้นทั้งในเหล็กเสริม และคอนกรีต เป็นทั้งแรงดึง และแรงอัดที่จะถ่ายเข้าสู่ข้อต่อคาน-เสา ซึ่งสามารถคำนวณหาแรงภายในต่าง ๆ เหล่านี้ได้จากการ วิเคราะห์โครงสร้าง และกฎสมมูล



รูปที่ 3.7 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ



รูปที่ 3.8 เครื่อง Universal Testing Machine (UTM)

3.5 การกำหนดแรงสลับทิศ (Cyclic Loading)

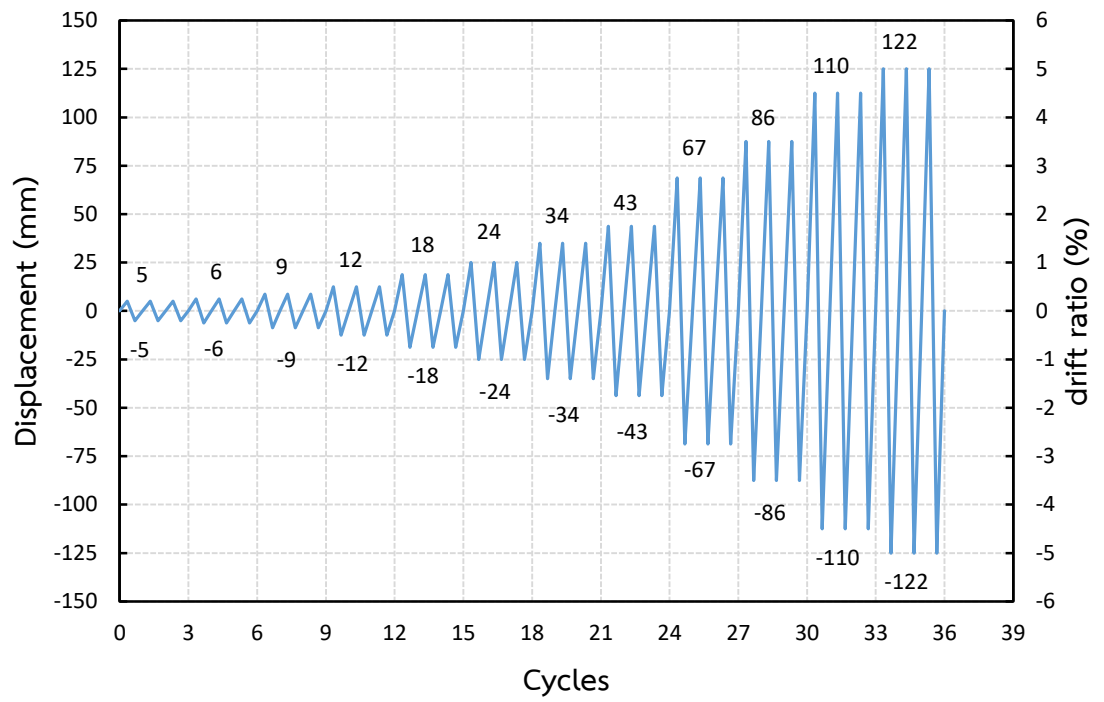
ในการทดสอบครั้งนี้ ต้องการให้ชิ้นงานได้รับแรงภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยให้แรงที่ปลายของคาน และกำหนดการเปลี่ยนตำแหน่งเป็นตัวควบคุมในการทดสอบ ซึ่งตำแหน่งต่าง ๆ สามารถคำนวณได้ตามสมการ

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

โดยจะบังคับให้ปลายของคานเคลื่อนที่ขึ้น - ลงทั้งหมด 3 รอบ ในแต่ละการตำแหน่งที่ควบคุม โดยใช้ตามมาตรฐาน ACI T1.1-01 (ACI 2001) โดยมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.3 ซึ่งแต่ละตำแหน่งการเคลื่อนที่ดังแสดงในรูปที่ 3.9

ตารางที่ 3.3 ตารางการให้แรงสลับทิศของตัวอย่าง

Drift Ratio (%)	Drift (θ , rad)	Cycle	Δ (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



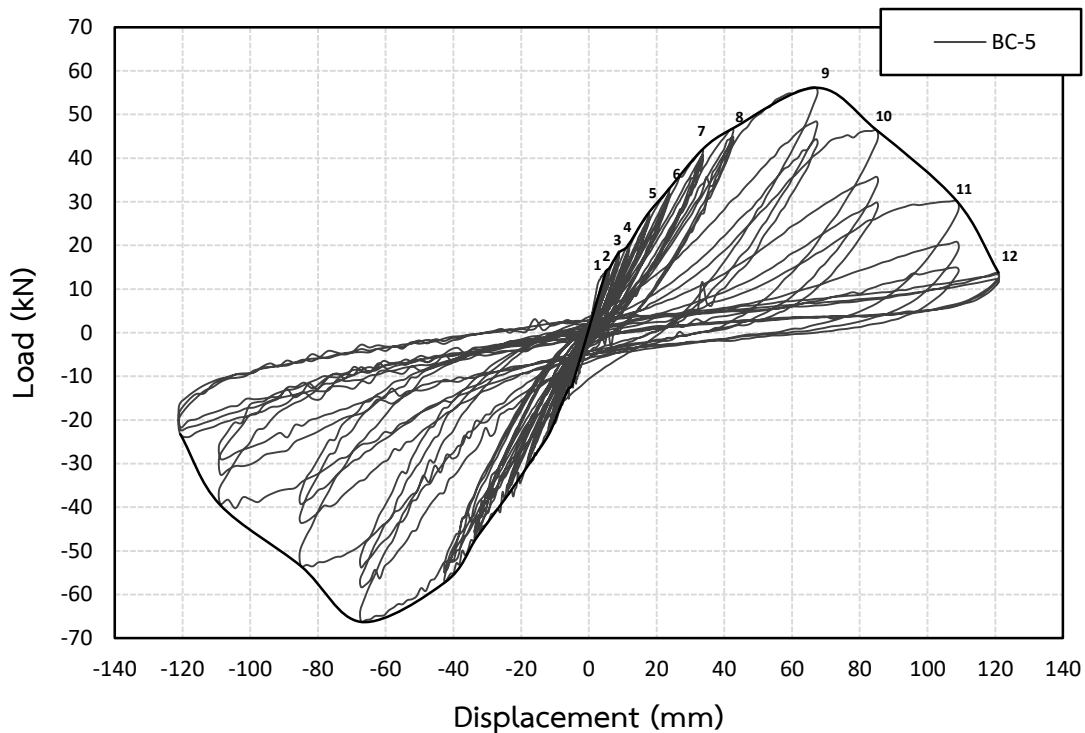
รูปที่ 3.9 รูปแบบการให้แรงตัวอย่างทดสอบ

บทที่ 4 ผลการทดสอบ

4.1 ผลการทดสอบตัวอย่าง BC-5

4.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-5

รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) กับ % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-5 ตั้งแต่ % Drift ratio 0.2 หรือ 5 mm ถึง % Drift ratio เท่ากับ 5 หรือ 125 mm โดยความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเป็นบวกเมื่อให้แรงที่ปลายคานในทิศทางขึ้นและความสัมพันธ์จะมีค่าเป็นลบเมื่อให้แรงกับตัวอย่างในทิศทางลง ผลจากรูปที่ 4.1 จะพบว่าแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) สูงสุดเท่ากับ 56.09 kN ที่ระยะปลายคานเท่ากับ 67.20 mm หรือ Drift Ratio เท่ากับ 2.75 % และต่ำสุดเท่ากับ -66.26 kN ที่ ระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -67.2 mm หรือ Drift ratio เท่ากับ -2.75 % จากรูปตำแหน่งที่ 1 ถึงตำแหน่งที่ 4 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.2 , 0.25 , 0.35 และ 0.5 จะมีลักษณะความชันของกราฟที่เป็นเส้นตรงคือแสดงถึงว่าช่วงดังกล่าวตัวอย่างยังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกนอกจากนั้นช่วงลูปที่แคบแสดงให้เห็นว่ามีการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่น้อย ในช่วงตำแหน่งที่ 4 ไปหาตำแหน่งที่ 5 พบว่าเป็นจุดที่กราฟเริ่มเปลี่ยนความชันและเป็นช่วงที่กราฟเริ่มมีลูปที่กว้างกว่ารอบก่อนหน้าแสดงถึงการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน ตำแหน่งที่ 5 ถึง ตำแหน่งที่ 8 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.75 , 1.0 , 1.4 , 1.75 หากดูจากกราฟ จะเห็นว่าลูปแต่ละรอบในช่วงดังกล่าวมีการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันและค่อยๆแตกต่างที่ตำแหน่งที่ 8 แต่พฤติกรรมที่ใกล้เคียงกันในช่วงดังกล่าวจึงทำให้กราฟในช่วงนี้มีลักษณะเป็นเส้นตรง ตำแหน่งที่ 9 เป็นรอบที่ลูปกว้างมากเมื่อเทียบกับช่วงก่อนหน้า การแตกร้าวเกิดขึ้นมากพฤติกรรมโครงสร้างมีความเป็นอินอีลาสติกอย่างชัดเจนรอบดังกล่าวตัวอย่างสามารถรับกำลังได้สูงสุดและเกิด plastic hinge หลังจากเกิด plastic hinge กำลังจะตกลงที่ตำแหน่ง 10 และ 11 แต่ตำแหน่งที่ 10 มีการลดลงของความชันที่มากกว่าทั้งนี้รอบที่ 10 และ 11 ก็ยังคงมีลูปที่กว้างแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานยังคงเกิดขึ้นในรูปของการแตกร้าวแต่รอบที่ 12 กลับพบว่ากำลังตกอย่างมากและลูปที่เกิดขึ้นก็แคบลงเช่นกันหลังจากที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงในรอบก่อนหน้า



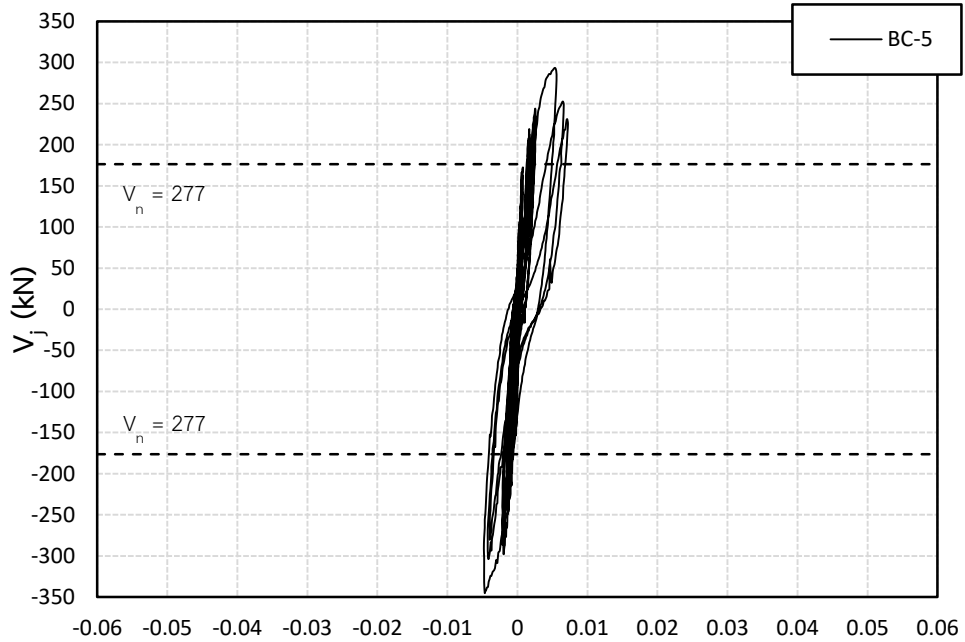
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load-Displacement

4.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear – Joint Shear Rotation ของตัวอย่าง BC-5

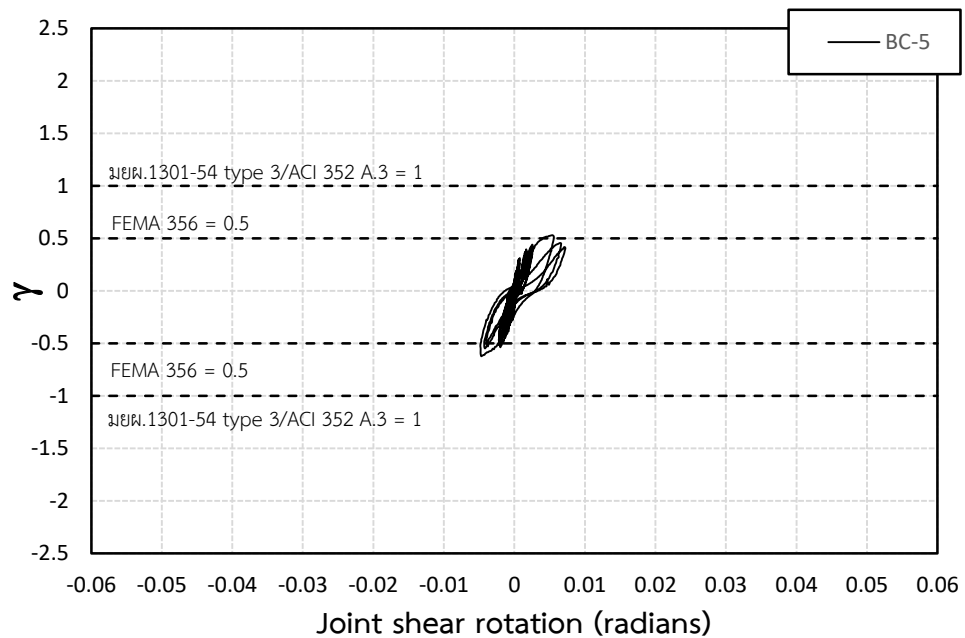
ความสัมพันธ์ระหว่าง joint shear กับ Joint Shear Rotation ตั้งแต่ % Drift Ratio 0.2 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 5 mm ถึง % Drift Ratio 2.75 หรือที่ระยะเคลื่อนตัวปลายคาน 69 mm โดยที่ joint shear (V_j) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อคาน – เสา แสดงในรูปที่ 4.2 ซึ่งในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งขึ้นทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ 292.5 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0054 rad ในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งลงทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ -345.5 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0047 rad จากรูปที่ 4.2 พบว่าค่า Maximum Joint Shear ที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวประกอบ V_n ตามมาตรฐาน มยพ.1301-54 อยู่ประมาณ 64-96%

จากรูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง γ กับ Joint Shear Rotation โดยที่ γ (ksc) เป็นค่าคงที่ที่เกิดจากหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ $\left(\frac{V_j}{A_j}\right)$ หารด้วย $\sqrt{f'_c}$ (MPa), V_j (N) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อ, A_j (ksc) คือ พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิภาพของข้อต่อ คำนวณจากความลึกเสา (h) คูณความกว้างประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับค่าน้อยที่สุดระหว่าง $b + h$ และ $b + 2x$ นิยามตาม มยพ.1301-54 พบว่าค่า maximum γ ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าค่า γ ของมาตรฐาน

มยผ.1301-54 กับ ACI352 ประมาณ 38-47 % และมีค่ามากกว่า γ ของมาตรฐาน FEMA ประมาณ 6-24 % แสดงให้เห็นว่ามาตรฐาน FEMA 356 ให้ค่ามาตรฐานที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองมากที่สุด



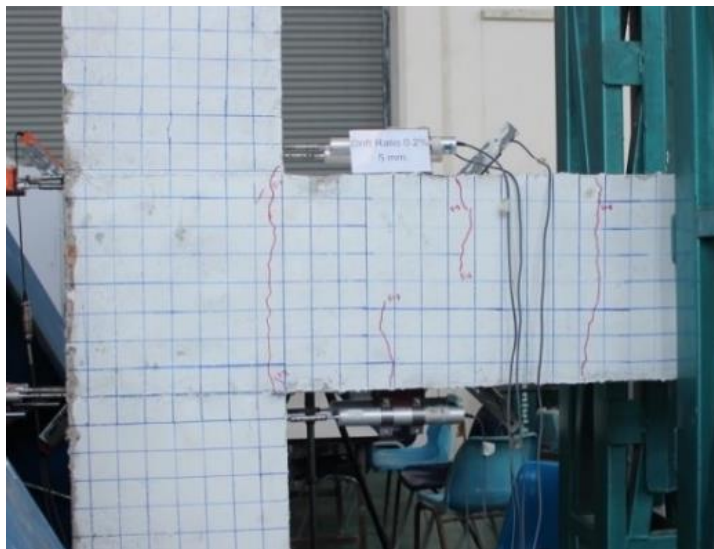
รูปที่ 4.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation



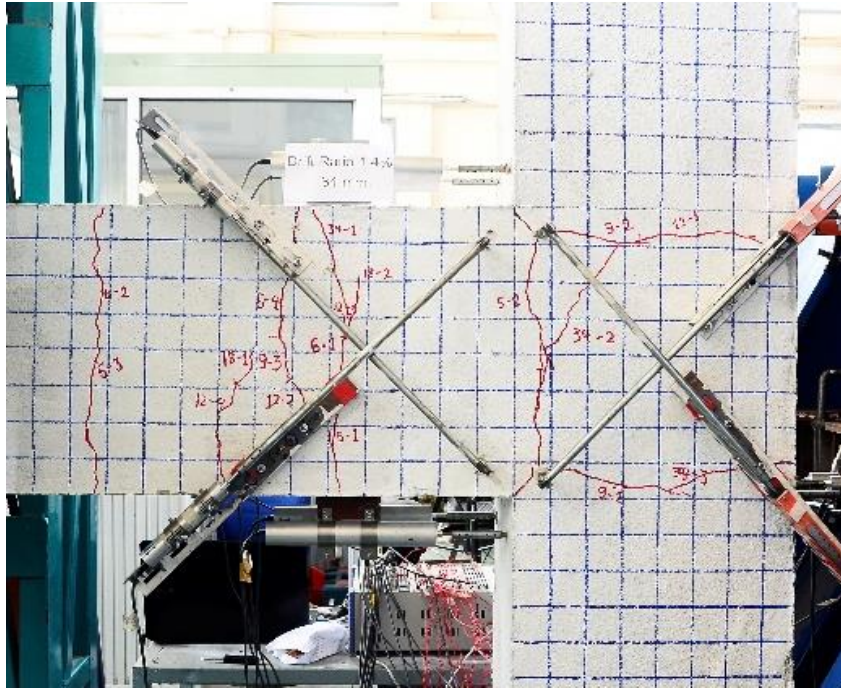
รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง γ กับ Joint Shear Rotation

4.1.3 ความเสียหาย และการแตกร้าวของตัวอย่าง BC-5

ความเสียหายจะเริ่มขึ้นตั้งแต่ drift ratio เท่ากับ 0.2% โดยเกิดรอยร้าวในแนวตั้งเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัดที่บริเวณหน้าเสาและบริเวณคานซึ่งจะเห็นว่าเกิดในบริเวณคานมากกว่าจากนั้นที่ drift ratio เท่ากับ 1.4% เป็นรอบที่ตัวอย่างเริ่มเกิดการครากพบรอยร้าวที่บริเวณข้อต่อและความเสียหายบริเวณคานเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่มากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.4 และรูปที่ 4.5 จากนั้นความเสียหายบริเวณข้อต่อจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามจำนวนรอบและ drift ratio ที่เพิ่มขึ้น ที่ drift ratio เท่ากับ 3.5% พบว่าลักษณะการวิบัตินั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 4.6 จะเห็นว่าบริเวณข้อต่อเกิดความเสียหายมากกว่าบริเวณคานมาก เมื่อสิ้นสุดการทดสอบที่ drift ratio เท่ากับ 5.0% บริเวณ joint เกิดความเสียหายอย่างหนักคอนกรีตหลุดร่วงจนสามารถเห็นเหล็กเสริมของเสาและพบการเสียหายเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดบริเวณหน้าเสาติดกับคานดังแสดงในรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.4 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 0.2%



รูปที่ 4.5 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 1.4%



รูปที่ 4.6 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 3.5%



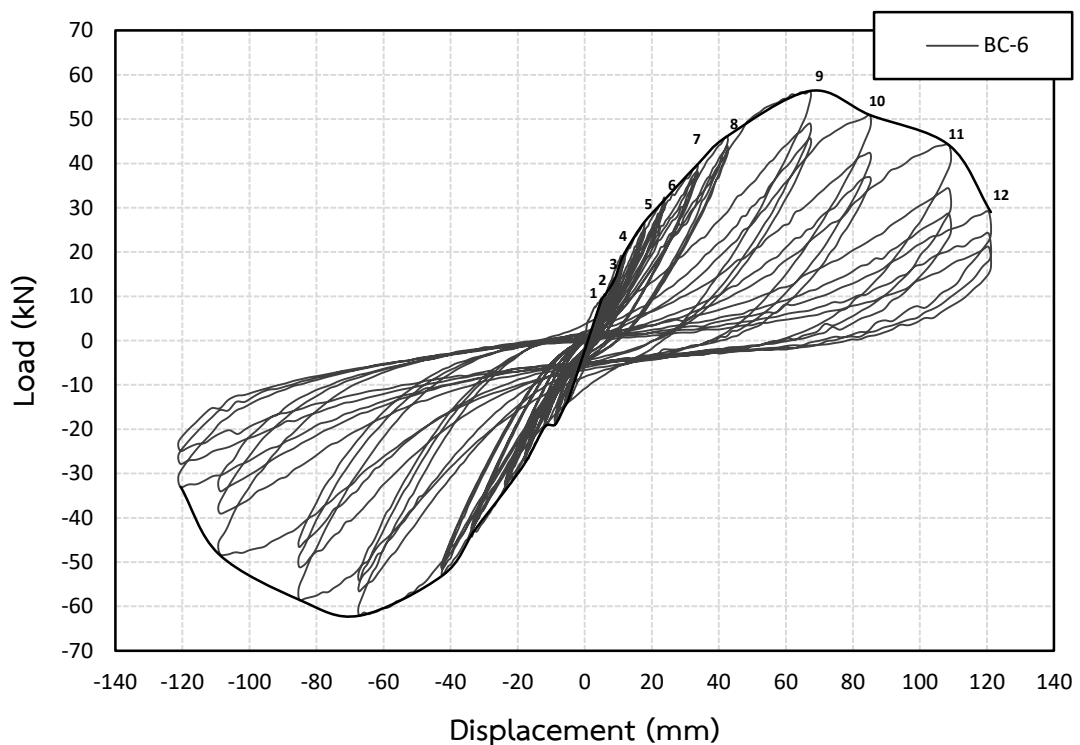
รูปที่ 4.7 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 5.0%

4.2 ผลการทดสอบตัวอย่าง BC-6

4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load – % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-6

จากรูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) กับ % Drift ratio ของตัวอย่าง BC-6 ตั้งแต่ % Drift ratio 0.2 หรือ 5 mm ถึง % Drift ratio เท่ากับ 5 หรือ 125 mm โดยความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเป็นบวกเมื่อให้แรงที่ปลายคานในทิศทางขึ้นและความสัมพันธ์จะมีค่าเป็นลบเมื่อให้แรงกับตัวอย่างในทิศทางลงผลจากรูปที่ 4.8 จะพบว่าแรงกระทำที่ปลายคาน (Load) สูงสุดเท่ากับ 56.33 kN ที่ระยะปลายคานเท่ากับ 67.23 mm หรือ Drift Ratio เท่ากับ 2.75 % และต่ำสุดเท่ากับ -62.07 kN ที่ ระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -67.22 mm หรือ Drift ratio เท่ากับ -2.75 % จากรูปตำแหน่งที่ 1 ถึงตำแหน่งที่ 4 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.2 , 0.25 , 0.35 และ 0.5 จะมีลักษณะความชันของกราฟที่เป็นเส้นตรงคือแสดงถึงว่าช่วงดังกล่าวตัวอย่างยังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกนอกจากนั้นช่วงลูปที่แคบแสดงให้เห็นว่ามีการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่น้อย ในช่วงตำแหน่งที่ 4 ไปหาตำแหน่งที่ 5 พบว่าเป็นจุดที่กราฟเริ่มเปลี่ยนความชันและเป็นช่วงที่กราฟเริ่มมีลูปที่กว้างกว่ารอบก่อนหน้าแสดงถึงการแตกร้าวและการสลายพลังงานที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน ตำแหน่งที่ 5 ถึง ตำแหน่งที่ 8 หรือ %Drift Ratio ที่ 0.75 , 1.0 , 1.4 , 1.75 หากดูจากกราฟจะเห็นว่าลูปแต่ละรอบในช่วงดังกล่าวมีการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันและค่อยๆแตกต่างที่ตำแหน่งที่ 8 แต่พฤติกรรมที่ใกล้เคียงกันในช่วงดังกล่าวจึงทำให้กราฟในช่วงนี้มีลักษณะเป็นเส้นตรง ตำแหน่ง

ที่ 9 เป็นรอบที่ลู่กว้างมากเมื่อเทียบกับช่วงก่อนหน้า การแตกร้าวเกิดขึ้นมากพฤติกรรมโครงสร้างมีความเป็นอินีลาสติกอย่างชัดเจนรอบดังกล่าวตัวอย่างสามารถรับกำลังได้สูงสุดและเกิด plastic hinge หลังจากเกิด plastic hinge กำลังจะตกลงที่ตำแหน่ง 10 และ 11 แต่ตำแหน่งที่ 10 มีการลดลงของความชันที่มากกว่าทั้งนี้รอบที่ 10 และ 11 ก็ยังคงมีลู่ที่กว้างแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานยังคงเกิดขึ้นในรูปของการแตกร้าวแต่รอบที่ 12 กลับพบว่ากำลังตกอย่างมากและลู่ที่เกิดขึ้นก็แคบลงเช่นกันหลังจากที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงในรอบก่อนหน้า

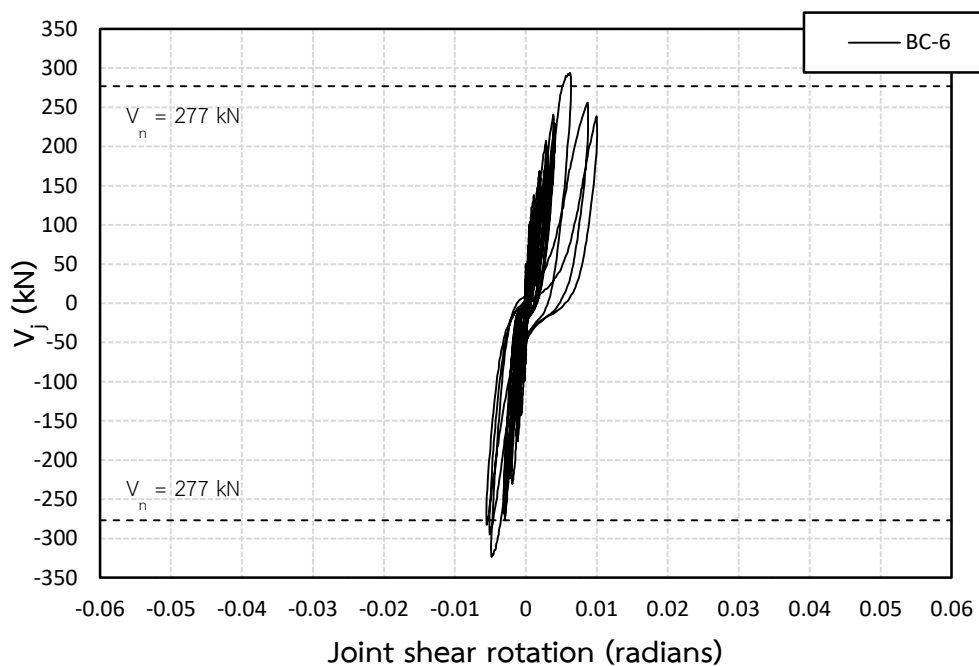


รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load-Displacement

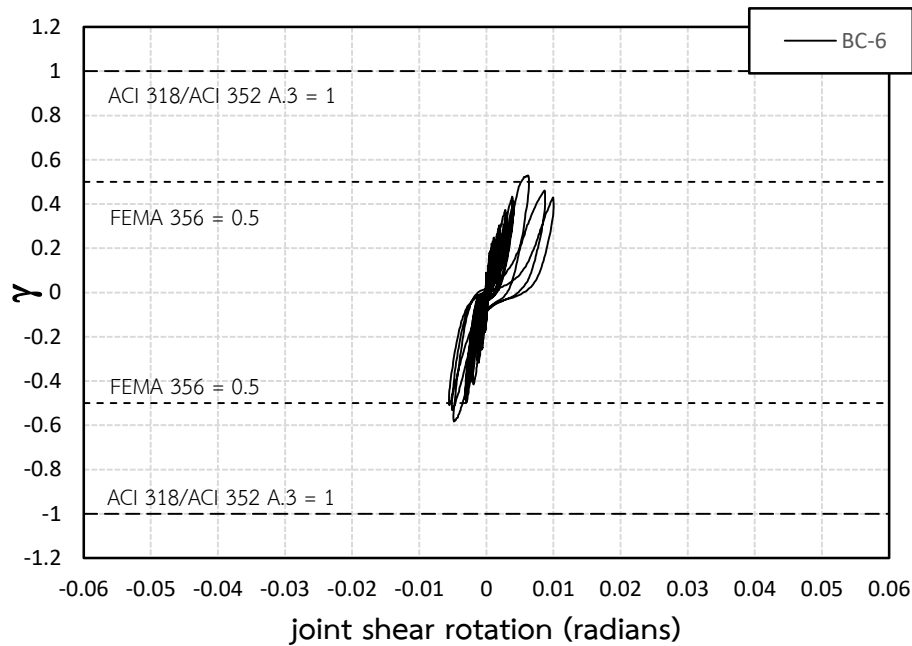
4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear – Joint Shear Rotation ของตัวอย่าง BC-6

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 4.9 ซึ่งในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งขึ้นทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ 293.8 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0062 rad ในกรณีตัวอย่างรับแรงในแนวตั้งที่ปลายคานในทิศทางพุ่งลงทำให้มีแรงเฉือนในแนวราบเกิดขึ้นบริเวณ joint สูงสุดเท่ากับ -323.73 kN ทำให้บริเวณข้อต่อมีมุมหมุนไป 0.0048 rad จากรูปที่ 4.9 พบว่าค่า

Maximum Joint Shear ที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวประกอบ V_n ตามมาตรฐาน FEMA-356 อยู่ประมาณ 6-17 % รูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง γ กับ Joint Shear Rotation โดยที่ γ เป็นค่าคงที่ที่เกิดจากหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ $\left(\frac{V_j}{A_j}\right)$ หารด้วย $\sqrt{f'_c}$ (MPa) , V_j (N) คือ แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อ , A_j (mm²) คือ พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวอนประสิทธิผลของข้อต่อคำนวณจากความลึกเสา (h) คูณความกว้างประสิทธิผลมีค่าเท่ากับค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง $b + h$ และ $b + 2x$ นิยามตาม มยผ.1301-54 พบว่าค่า maximum γ ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าค่า γ ของมาตรฐาน มยผ.1301-54 หรือ ACI 318 กับ ACI352 ประมาณ 0.8-0.82 เท่า และมีค่ามากกว่า γ ของมาตรฐาน FEMA ประมาณ 9 % แสดงให้เห็นว่ามาตรฐาน FEMA 356 ให้ค่ามาตรฐานที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองมากที่สุด



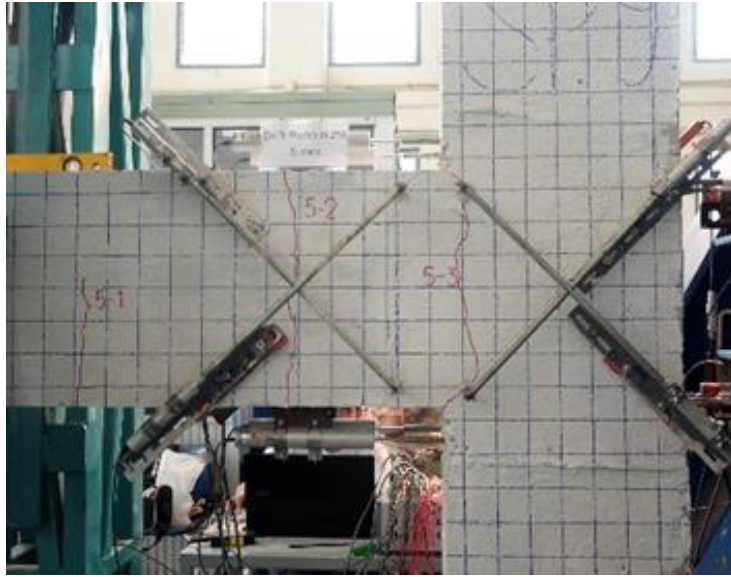
รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Joint Shear กับ Joint Shear Rotation



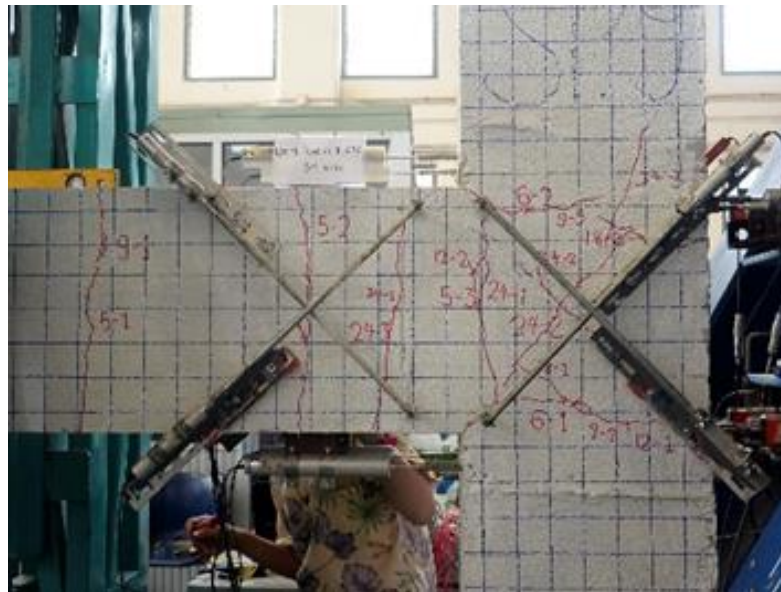
รูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง γ กับ Joint Shear Rotation

4.4.3 ความเสียหาย และการแตกร้าวของตัวอย่าง BC-6

ความเสียหายจะเริ่มขึ้นตั้งแต่ drift ratio เท่ากับ 0.2% โดยเกิดรอยร้าวในแนวตั้งเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัดที่บริเวณหน้าเสาและบริเวณคานซึ่งจะเห็นว่าเกิดในบริเวณคานมากกว่าจากนั้นที่ drift ratio เท่ากับ 1.4% เป็นรอบที่ตัวอย่างเริ่มเกิดการครากพบรอยร้าวที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12 จากนั้นความเสียหายบริเวณข้อต่อจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามจำนวนรอบและ drift ratio ที่เพิ่มขึ้น ที่ drift ratio เท่ากับ 3.5% พบว่าลักษณะการวิบัตินั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 4.13 เมื่อสิ้นสุดการทดสอบที่ drift ratio เท่ากับ 5.0% บริเวณ joint เกิดความเสียหายอย่างหนักคอนกรีตหลุดร่วงจนสามารถเห็นเหล็กเสริมของเสาและพบการเสียหายเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดบริเวณหน้าเสาดัดกับคานดังแสดงในรูปที่ 4.14



รูปที่ 4.11 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 0.2%



รูปที่ 4.12 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 1.4%



รูปที่ 4.13 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 3.5%



รูปที่ 4.14 แสดงความเสียหายของตัวอย่างที่ drift ratio เท่ากับ 5.0%

ค่าต่างๆที่คำนวณตามตารางที่ 4.1 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

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

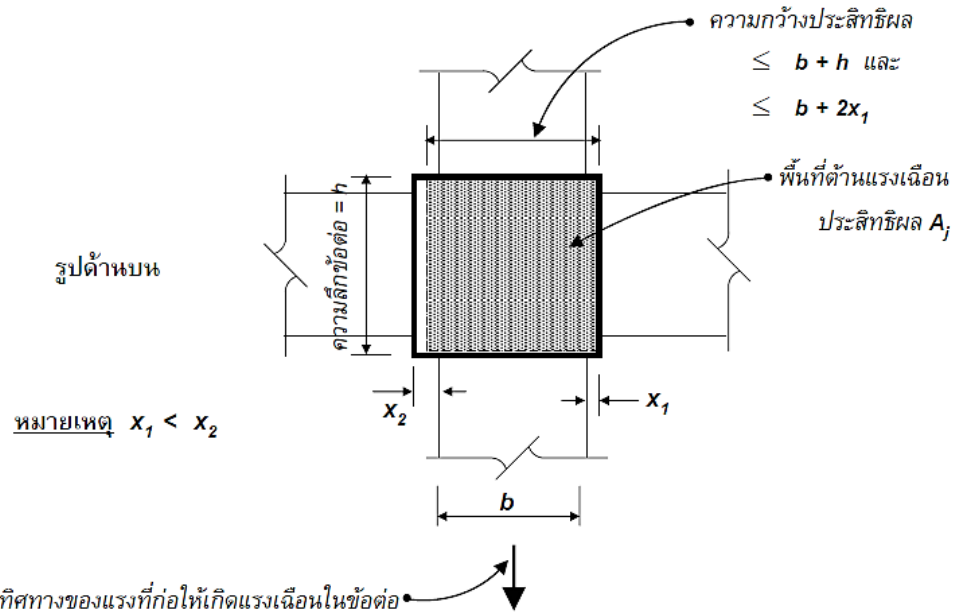
โดยที่	M_n	คือ กำลังโมเมนต์ดัดของคานที่ได้จากการคำนวณจากทฤษฎีตามมาตรฐาน ACI
	f_c'	คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีต
	b	คือ ความกว้างของหน้าตัด
	a	คือ ระยะความสูงของพื้นที่รับแรงอัด
	d	คือ ระยะจากขอบของหน้าตัดมาหาเหล็กกลาง
	d'	คือ ระยะจากขอบของหน้าตัดมาหาเหล็กบน
	A_s'	คือ พื้นที่เหล็กรับแรงอัด
	f_s'	คือ หน่วยแรงของเหล็กรับแรงอัด

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

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

โดยที่	V_n	= กำลังต้านทานแรงเฉือนตามมาตรฐาน (N)
	γ	= 1 สำหรับมาตรฐาน ACI 318 กับ ACI 352
	γ	= 0.5 สำหรับมาตรฐาน FEMA 356
	f_c'	= กำลังอัดของคอนกรีต (MPa)

A_j = พื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อคำนวณจากความลึกเสาค (h) คูณด้วยความกว้างประสิทธิผลซึ่งมีค่าเท่ากับค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง $b + h$ และ $b + 2x_1$ ดังแสดงใน รูปที่ 4.15 นิยามตามมาตรฐานมยพ.1301-54 (ตารางมิลลิเมตร)



รูปที่ 4.15 การหาพื้นที่ต้านแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ

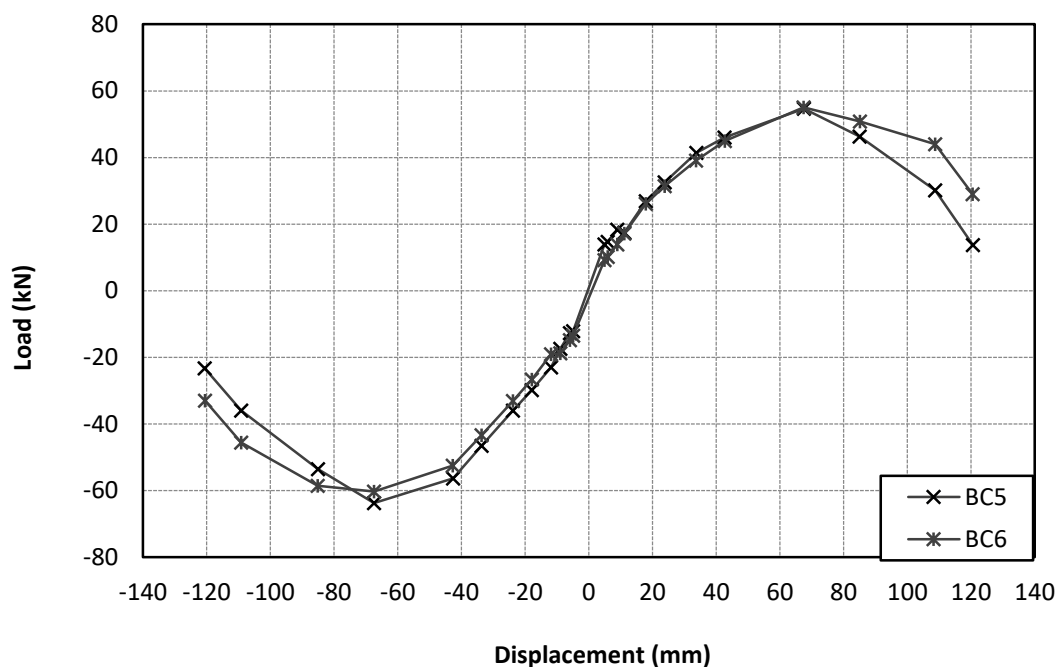
ตารางที่ 4.1 ตารางข้อมูลของกลุ่มตัวอย่าง BC-5 และBC-6

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 (cm^2)	f'_c (ksc)
										$b+h$	$b+2x$		
BC-5	2.725	2.245	0.4	2.445	0.4	25	40	0	0	65	25	1000	315
BC-6	2.725	2.245	0.4	2.445	0.4	25	40	0	0	65	25	1000	315

ตารางที่ 4.1 ตารางข้อมูลของกลุ่มตัวอย่าง BC-5-BC-6 (ต่อ)

ตัวอย่าง	V_u (แรงเฉือนจากทฤษฎี)					ค่าจากการทดสอบ						
	M_n (ton-m)	P (kN)	V_{col} (kN)	$T = \frac{M_n}{d_b}$ (kN)	V_u (kN)	M (kN-m)	P_{max} (kN)	R_h (kN)	$T = \frac{M}{d_b}$ (kN)	V_j (kN)	γ_{test}	V_u/V_j
BC-5	7.6	33.2	29.8	186.4	156.6	162.0	66.3	59.5	405.0	345.6	0.6	0.5
BC-6	7.6	33.2	29.8	186.4	156.6	151.8	62.1	55.7	379.4	323.7	0.6	0.5

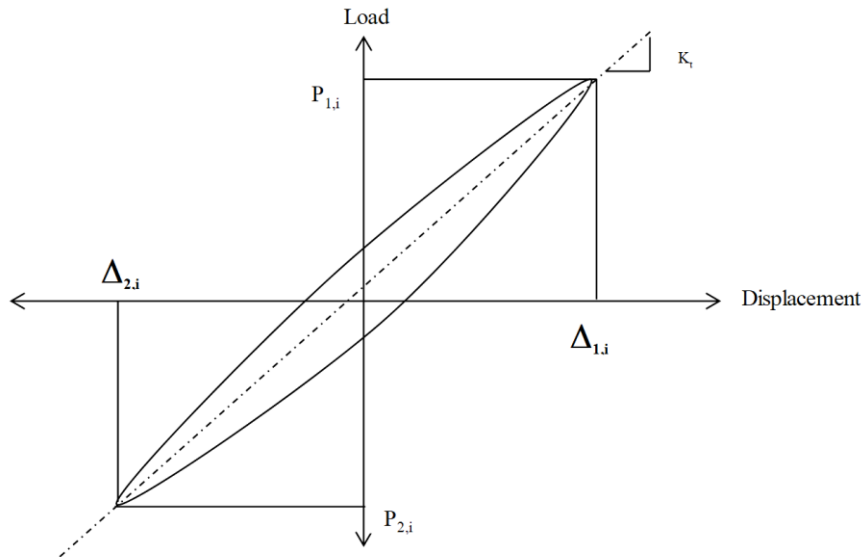
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง load กับ displacement ของตัวอย่าง BC-5-BC-5



รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง load กับ displacement ของตัวอย่าง BC-5-BC-6

สำหรับตัวอย่างทดสอบรับค่า maximum load เฉลี่ยได้ 53.64 kN เมื่อปลายคานยกขึ้นที่ % drift ratio เท่ากับ 2.75 และรับค่า maximum load เฉลี่ยได้ 59.75 kN เมื่อปลายคานกดลงที่ % drift ratio เท่ากับ 2.75 ที่ % drift ratio เท่ากับ 0.5 หรือช่วงประมาณ 12 mm พบว่าทั้ง 2 ตัวอย่าง มีความชันของกราฟที่ใกล้เคียงกัน ความแตกต่างมีมากขึ้นในช่วง %drift ratio 0.5-1.75 ที่มีค่าอยู่ในช่วงเส้นตรง แสดงให้เห็นว่ากลุ่มตัวอย่างยังคงอยู่ในช่วงอีลาสติก ในช่วงระยะเคลื่อนที่ปลายคาน 86-110 mm มีความใกล้เคียงกับความชันในช่วงก่อนตัวอย่างรับแรงที่ปลายคานสูงสุดและความชันตกลงอย่างมากในรอบสุดท้ายที่ 122 mm

4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างการเสื่อมถอยของความแกร่ง (stiffness degradation) กับ % drift ratio ของตัวอย่าง BC-5 และ BC-6



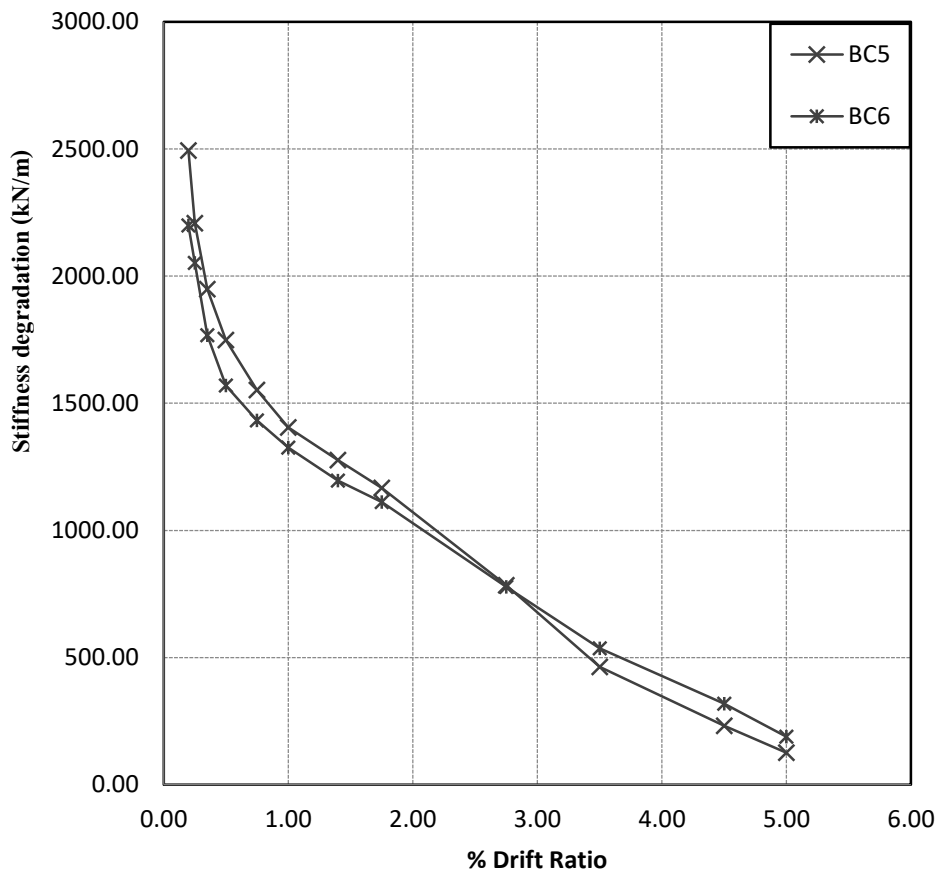
รูปที่ 4.17 แสดงการหาค่าความแกร่งของตัวอย่างทดสอบ

แผ่นดินไหวส่งผลให้พื้นดินและโครงสร้างเกิดการสั่นไหว สิ่งที่เราควรคำนึงถึงคือการหลีกเลี่ยงไม่ให้โครงสร้างมีความคาบการสั่นธรรมชาติที่เท่ากับคาบการสั่นของพื้นดิน คาบธรรมชาติของโครงสร้างนั้นจะมีค่าผกผันกับค่า ความแกร่งของโครงสร้างซึ่งหมายความว่าโครงสร้างที่มีค่าความแกร่งสูงก็จะมีคาบธรรมชาติของโครงสร้างที่ต่ำ แต่หากเกิดแผ่นดินไหวค่าความแกร่งของตัวอย่างจะมีค่าลดลงส่งผลให้คาบธรรมชาติของโครงสร้างมีค่าสูงขึ้นเมื่อเข้าใกล้คาบแผ่นดินไหวที่มีคาบสูงก็จะทำให้โครงสร้างมีความเสียหายมากขึ้น ค่าความแกร่งนั้นจึงเป็นตัวแปรสำคัญในการประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ค่าความแกร่งของตัวอย่างทดสอบคำนวณได้จากค่าความชันของเส้นสัมผัสระหว่างแรงสูงสุดในทิศทางบวกและลบของกราฟ Hysteretic Loop ระหว่างแรงวัฏจักรและการเคลื่อนที่ปลายคานในแต่ละรอบซึ่งแสดงดังรูปที่ 4.17 สามารถเขียนเป็นสมการได้ตามสมการที่ 4.10

เมื่อ $P_{1,i}$ และ $P_{2,i}$ เป็นแรงสูงสุดในทิศทางบวกและลบสำหรับรอบการเคลื่อนที่ปลายคานที่ i ส่วน $\Delta_{1,i}$ และ $\Delta_{2,i}$ เป็นระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานในทิศทางบวกและลบในรอบการเคลื่อนที่ปลายคานที่ i โดยที่ i คือรอบที่ 1,2,3,...,n

$$K_t = \frac{P_{1,i} + P_{2,i}}{\Delta_{1,i} + \Delta_{2,i}} \quad (4.10)$$



รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง stiffness degradation กับ % drift ratio ตัวอย่าง BC-5 – BC-6

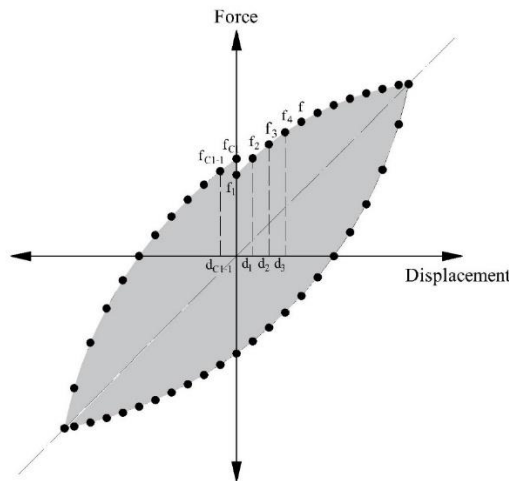
จากรูปที่ 4.18 พบว่าตัวอย่างทดสอบมีค่าความแข็งแรงเริ่มต้นมากที่สุดคือเฉลี่ยประมาณ 2389 kN/m ในช่วง % drift ratio ช่วง 0.2-0.35 พบว่าเป็นช่วงที่ค่าการถดถอยของความแข็งแรงมีการถดถอยมากที่สุดถึงแม้ว่าในรอบดังกล่าวการแตกร้าวของทุกกลุ่มตัวอย่างส่วนใหญ่จะเกิดเพียงเล็กน้อยบริเวณคานเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัด ในช่วงสอง % drift ratio 0.35-1.0 เป็นช่วงที่การแตกร้าวของคอนกรีตเริ่มเกิดมากขึ้นบริเวณคานและเกิดขึ้นในบริเวณข้อต่อ การถดถอยของค่าความแข็งแรงในช่วงดังกล่าวมีแนวโน้มที่จะลดลงจากช่วงแรก ซึ่งความเสียหายเนื่องจากการแตกร้าวในช่วงนี้สอดคล้องกับการถดถอยของค่าความแข็งแรงจากกราฟ

ช่วงที่สาม % drift ratio 1.0-3.50 เป็นช่วงที่เกิดความเสียหายที่รุนแรงกับโครงสร้างคอนกรีตเกิดการหลุดร่อนและเกิดการวิบัติ แต่พบว่าการถดถอยของตัวอย่างมีค่าความชันที่ลดลงตัวอย่างมีลดค่าความแข็งแรงลงไปประมาณ 80% ของค่าความแข็งแรงเริ่มต้นตามลำดับ ในช่วง % drift ratio 3.5-5.0 หลังจากตัวอย่างเกิดการวิบัติ

4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง cumulative energy dissipation กับ %drift ratio ของตัวอย่าง BC-5 และ BC-6

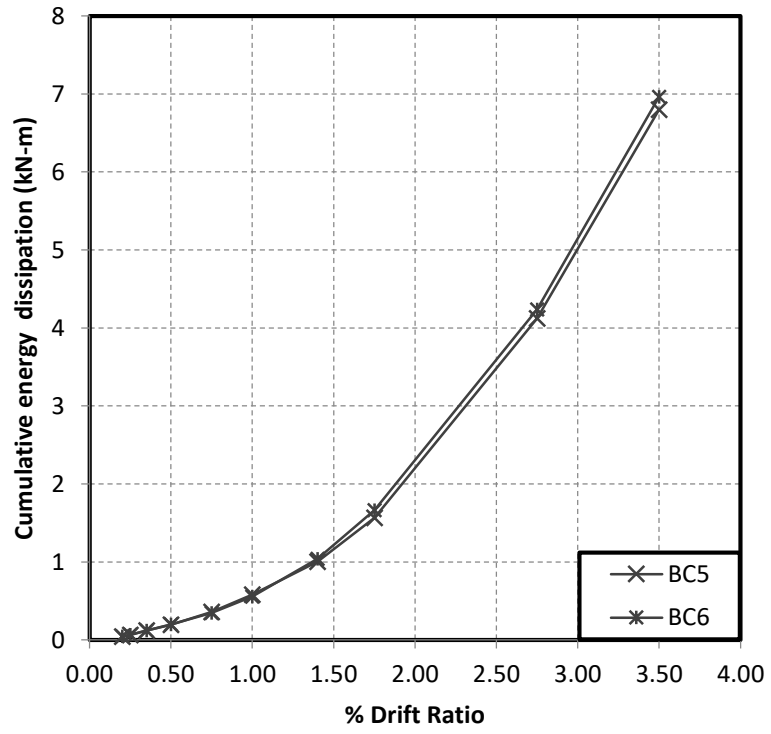
การสลายพลังงานนี้จะอยู่ในรูปของการเกิดรอยแตกกว้างในคอนกรีตและการยึดตัวของเหล็กเสริม พลังงานสามารถได้จากพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนรูป ซึ่งพื้นที่ในส่วนที่แรกจะบ่งบอกถึงการสลายพลังงานไปของตัวอย่าง เนื่องจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนรูปไม่สามารถเขียนเป็นฟังก์ชันได้ จึงใช้วิธีหาพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากกฎสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal rule) ดังแสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4.11

$$E_1 = \frac{1}{2}((f_1 + f_2) \times (d_2 - d_1)) + \frac{1}{2}((f_2 + f_3) \times (d_3 - d_2)) + \dots + \frac{1}{2}((f_{c1-1} + f_{c1}) \times (d_{c1} - d_{c1-1})) \quad (4.11)$$



รูปที่ 4.19 การหาพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากกฎสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal rule)

จากกราฟที่ 4.20 จะเห็นว่าการสลายพลังงานสะสมในแต่ละรอบที่ drift ratio เท่ากับ 0.2-1.0 % ทั้ง 2 ตัวอย่างมีความใกล้เคียงกันและมีแนวโน้มการสลายพลังงานสะสมเป็นช่วงเส้นตรงเนื่องจากในช่วงดังกล่าวการแตกกว้างของคอนกรีตยังไม่มากนัก การสลายพลังงานเพิ่มขึ้นในแต่ละรอบอยู่ในช่วง 0.65-1.45 เท่า ตัวอย่างแต่เริ่มที่จะโค้งในช่วง % drift ratio 1.4-1.75 ซึ่งเป็นช่วงที่ตัวอย่างเริ่มเกิดการคราก ในช่วงนี้ตัวอย่างมีการสลายพลังงานในแต่ละรอบประมาณ 0.58-0.8 เท่าการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นอย่างมากและเห็นความแตกต่างได้ชัดเจนในช่วง drift ratio เท่ากับ 1.75-2.75 % ซึ่งในรอบที่ drift ratio 2.75 % เป็นรอบที่กลุ่มตัวรับแรงปลายคานได้สูงสุดตัวอย่าง สามารถสลายพลังงานได้เพิ่มขึ้นประมาณ 1.58 เท่า ในช่วงที่ % drift ratio เท่ากับ 3.5 เป็นรอบที่ตัวอย่างเกิดการวิบัติโดยมีค่าการสลายพลังงานสะสม 6.9 (kN-m)



รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง cumulative energy dissipation กับ %drift ratio ของตัวอย่าง BC-5 และ BC-6

บทที่ 5

สรุปผลการศึกษา

งานศึกษานี้เป็นการศึกษาถึงพฤติกรรมของจุดต่อคานเสาของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารที่มีอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่เท่ากับ 2.24 จำนวน 2 ตัวอย่าง ตัวอย่างดังกล่าวมีการเสริมเหล็กตามมาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38 เพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น และการเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ มยพ.1301-54 ตัวอย่างชิ้นงานก่อสร้างและทดสอบภายในห้องปฏิบัติการภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ผลจากการทดสอบนั้นสามารถสรุปผลได้ดังนี้

1) ตัวอย่างทั้ง 2 (BC-5 และ BC-6) สามารถรับแรงสูงสุดได้เท่ากัน อย่างไรก็ตามพฤติกรรมตามหลังการรับแรงสูงสุด พบว่า BC-6 ที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานของ มยพ.1301-54 มีการสูญเสียกำลังรับแรงต่ำกว่า BC-5 ซึ่งมีรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานว.ส.ท.1008-38 เพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น

2) ลักษณะการเสียหายของตัวอย่างที่จุดวิบัติของตัวอย่างทั้ง 2 มีการเสียหายเนื่องมาจากการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่บริเวณข้อต่อ (Joint shear failure) และพบว่าอัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่มากกว่า 1 ถึง 2.24 เท่า ไม่สามารถที่จะย้ายจุดวิบัติให้เกิดความเสียหายให้เกิดบริเวณคานได้

3) จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าคงที่ของกำลังเฉือน (γ) คำนวณตามมาตรฐาน FEMA 356 มีค่าใกล้เคียงกว่าค่าที่คำนวณโดยมาตรฐานมยพ.1301-54 (ACI318)

4) ตัวอย่างทั้ง 2 มีการสลายพลังงานสะสมความใกล้เคียงกันเนื่องจากขนาดหน้าตัดคานและเสามีขนาดเท่ากัน

เอกสารอ้างอิง

- [1] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2550), “มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว 1301-54 ”, สำนักควบคุมตรวจสอบอาคารกรมโยธาธิการและผังเมือง
- [2] อมร พิमानมาศ และ คณะ (2559), “พฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตภายใต้แรงแผ่นดินไหวและแนวทางการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว”, กระดานข่าว สภาวิศวกร หน้า 1-18
- [3] อมร พิमानมาศ. (2559). ความเสียหายจากแผ่นดินไหวรูปแบบความเสียหายในต่างประเทศ. สืบค้นเมื่อวันที่ 13 มิถุนายน, 2560, จาก สำนักงานกองทุนสนับสนุนงานวิจัย:
http://www.thaiseismic.com/inter_damage
- [4] Amorn Pimanmas และคณะ (2008), “Cyclic behavior of non-seismically designed interior reinforced concrete beam-column connections”, Sirindhorn International institute of technology, Thammasat University.
- [5] Cong-Thuat Dang และคณะ (2017), “Experimental Study on Structural Performance of RC Exterior Beam-Column Joints Retrofitted by Steel Jacketing and Haunch Element under Cyclic Loading Simulating Earthquake Excitation”, The University of Danang: University of Science and Technology, Da Nang, Vietnam.
- [6] Minakshi Vaghani และคณะ (2015), “Performance of RC Beam Column Connections Subjected to Cyclic Loading”, Department of Civil Engineering, Sarvajanic College of Engineering & Technology.
- [7] Mohammadamin Azimi และคณะ (2014), “ Seismic Performance of RC Beam-Column Connections with Continuous Rectangular Spiral Transverse Reinforcements for Low Ductility Classes ”, Department of Structure and Materials, Universiti Teknologi Malaysia.
- [8] Norman L. scott และคณะ (2001), “ACI T1.1-01 Acceptance Criteria for Moment Frames Based”, American Concrete Institute.
- [9] Paulay T. and M.J.N. Priestly (1923). Seismics design of reinforced concrete and masonry buildings.
- [10] Shufeng_Li และคณะ (2017), “Experimental Research on Seismic Performance of a New-Type of R/C Beam-Column Joints with End Plates”, School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology.

[11] S.R.Uma (1996), “ Seismic behavior of beam column joints in reinforced concrete moment resisting frames ” Department of Civil Engineering, IIT Madras.

[12] Xilin Lu และคณะ (2011), “Seismic behavior of interior RC beam-Column joints with additional bars under cyclic loading”, State Key Laboratory of Diaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University.