

ทดสอบดังกล่าวจะไม่สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวก็ตาม จึงสามารถกล่าวได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามความต้องการต่ำสุดของ ACI เพียงอย่างเดียว ไม่เพียงพอที่จะป้องกันการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อได้

4. ขึ้นทดสอบที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตภายในจุดต่อตั้งแต่แรก (ขึ้นทดสอบ JB) ให้กำลังต้านทานต่ำกว่าขึ้นทดสอบ JM 15% สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้สามารถอธิบายได้ดังนี้ เมื่อคอนกรีตที่ปลายคานกะเทาะออกทำให้แรงอัดลัพธ์จากคอนกรีตเคลื่อนตัวต่ำลง เป็นผลให้ผลรวมแรงอัดในแนวทแยงภายในจุดต่อ (diagonal compressive strut) มีความชันลดลงและมีกำลังอัดเพิ่มขึ้น เกิดความเสียหายในจุดต่อน้อยลง เหล็กนอนในคานสามารถพัฒนาความเครียดได้จนถึงช่วงพลาสติก เกิดการวิบัติที่ปลายคานแทน มีความเหนียวเพิ่มขึ้น ด้วยเหตุนี้การตัดแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่แรกอาจเหมาะสมสำหรับอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เนื่องจากเกิดความเสียหายที่คานมีความเหนียวเพิ่มขึ้น สามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่า อย่างไรก็ตามควรมีการศึกษามากกว่านี้เพื่อยืนยันพฤติกรรมที่เกิดขึ้น

5. ขึ้นทดสอบที่ใช้การตัดเหล็กนอนในคานจากเหล็กกลางในคานฝั่งซ้ายขึ้นไปเป็นเหล็กบนในคานฝั่งขวาโดยตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อ (JD) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้ 15% เกิดรูปแบบการวิบัติแบบผสมที่จุดต่อและคาน โดยมี hysteretic loop ที่แคบเช่นเดียวกับขึ้นทดสอบทุกขึ้นทดสอบ

6. การเสริมการโอบรัดภายในจุดต่อเพียงอย่างเดียวช่วยเพิ่มกำลังต้านทานได้เพียงเล็กน้อย แต่ไม่สามารถรักษาให้จุดตอยังคงต้านทานแรงกระทำต่อไปได้อีกภายหลังจากผ่านแรงกระทำสูงสุดแล้ว นอกจากนี้จะไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้แล้วยังทำให้พฤติกรรม hysteretic แคบ สลายพลังงานได้น้อย และมีความเหนียวเพิ่มเพียงเล็กน้อย

7. การพัฒนาความเครียดดึงของเหล็กเสริมในคานมีความสัมพันธ์กับรูปแบบการวิบัติ โดยเมื่อขึ้นทดสอบเกิดการวิบัติที่คาน ความเครียดดึงจะสามารถพัฒนาได้จนถึงช่วงพลาสติก แต่เมื่อเกิดการวิบัติที่จุดต่อความเครียดดึงจะลดลงและไม่สามารถพัฒนาได้จนถึงช่วงพลาสติก เหล็กเสริมสามารถพัฒนาความเครียดไปจนถึงช่วงพลาสติกได้แม้จะปราศจากแรงยึดเหนี่ยวภายในจุดต่อก็ตามเนื่องจากเหล็กเสริมในคานสามารถใช้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตในคานที่อยู่ภายนอกจุดต่อแทนได้

8. พฤติกรรมของ hysteretic loop ของขึ้นทดสอบที่มีการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ มีความโค้งแบบเข้าสู่ศูนย์กลาง (pinch) แสดงให้เห็นถึงการสลายพลังงานที่น้อย เนื่องจากรอยร้าวส่วนใหญ่กระจุกตัวในจุดต่อ หรือเกิดการหลุดกะเทาะของคอนกรีตปลายคาน พฤติกรรมเช่นนี้แตกต่างจากจุดต่อคาน-เสา ที่มีเสาขนาดใหญ่ที่เกิดการวิบัติด้วยแรงดัดในคาน ซึ่งให้ hysteretic loop ที่กว้างมีพื้นที่ภายในลูปมาก สลายพลังงานได้ดีและมีความเหนียวที่มากกว่า

บทที่ 5

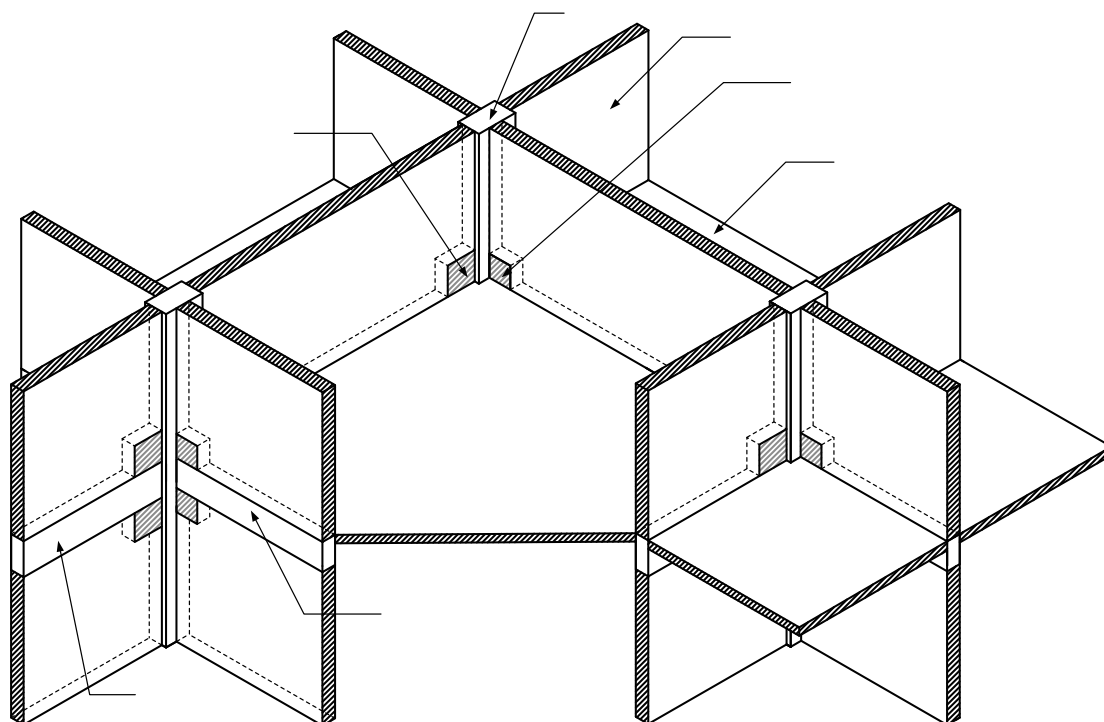
การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

จากผลการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคานเสาในบทที่ 4 พบว่า จุดต่อที่เป็นตัวแทนอาคารที่ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ และปริมณฑล ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว (ชั้นทดสอบ JM) มีพฤติกรรมการวิบัติเลื่อนแบบฉับพลันที่จุดต่อ ความสามารถต้านทานแรงกระทำ ความเหนียว พลังงานที่สลายได้มีค่าน้อย และจากการศึกษางานวิจัยของ เป็น Warnitchai และคณะ 2004 พบว่าจุดต่อคานเสาที่เป็นตัวแทนกลุ่มที่มีพื้นที่อาณาเขตปานกลางและเล็กในประเทศไทย ให้ผลที่มีในลักษณะเดียวกันคือ มีพฤติกรรมการวิบัติแบบฉับพลันที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแรงจากแผ่นดินไหว ส่วนจุดต่อคานเสาที่เป็นตัวแทนกลุ่มที่มีอาณาเขตมากมีรูปแบบการวิบัติที่ปลายคานซึ่งสามารถซ่อมได้ง่ายกว่า สลายพลังงานได้มากกว่าแม้จะไม่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กการต้านทานแผ่นดินไหวที่ดีก็ตาม ดังนั้นผู้วิจัยจึงได้เลือกที่จะศึกษาวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาที่มีรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อโดยใช้ชั้นทดสอบ JM เป็นชั้นทดสอบควบคุมจากนั้น ทำการเสริมกำลัง และศึกษาพฤติกรรมชั้นทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังภายใต้แรงกระทำสถิตย์แบบสลับทิศในห้องปฏิบัติการ เพื่อให้จุดต่อดังกล่าวสามารถต้านทานแผ่นดินไหว มีพฤติกรรมการวิบัติที่เหมาะสม สลายพลังงานได้มากขึ้น เนื่องจากจุดต่อดังกล่าวมีความเสี่ยงสูงที่จะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันภายใต้แผ่นดินไหวขนาดปานกลางถึงใหญ่

5.1 การเสริมกำลังข้อต่อโดยวิธีขยายจุดต่อในระนาบ (Planar joint expansion)

จากการศึกษางานวิจัยการเสริมกำลังที่ผ่านมา และผลการทดสอบพฤติกรรมจุดต่อคานเสาในห้องปฏิบัติการนำไปสู่การศึกษาหาแนวทางการปรับปรุง และเสริมกำลังข้อต่อคานเสาให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว ในงานวิจัยนี้ผู้วิจัยได้เสนอวิธีการปรับปรุงข้อต่อคานเสาโดยใช้หลักการ 2D Planar joint expansion แนวคิดของวิธีการนี้ ก็คือการทำให้ข้อต่อมีกำลัง และ สถิตีเฟนสเพิ่มขึ้น เพื่อที่ว่าคานจะได้มีกำลังน้อยกว่าเมื่อเทียบกับจุดต่อ ผลที่ได้ก็คือเป็นการเปลี่ยนตำแหน่งที่วิบัติจากที่ข้อต่อมาเป็นที่ปลายคานแทน วิธีการทำให้ข้อต่อแข็งแรงทำได้หลายวิธี เช่น 1) การขยายข้อต่อโดยใช้คอนกรีตเทในที่ 2) การใช้ป่าเหล็ก (steel bracket) เป็นต้น หลักการของวิธีนี้แตกต่างจากวิธีการเสริมกำลังข้อต่อในอดีตที่มักจะเน้นที่การเพิ่มกำลังที่ข้อต่อโดยตรง โดยใช้วัสดุเสริมความแข็งแรงประเภทต่างๆ ไม่ว่าจะเป็นเหล็กรูปพรรณ เหล็กเส้น หรือ วัสดุคอมโพสิตไฟเบอร์ประเภทต่างๆ แต่วิธีการที่เสนอในงานวิจัยนี้จะไม่ทำการเสริมกำลังที่ข้อต่อโดยตรง แต่จะเพิ่มความแข็งแรงให้กับบริเวณรอบข้อต่อแทน โดยสามารถกระทำได้ทั้งสองทิศทางของอาคาร ไม่ขึ้นกับว่าจะมีคานมากระทำที่ข้อต่อก็ทิศทางก็ตาม ไม่ต้องเจาะพื้นคอนกรีต วิธีก่อสร้างทำได้ง่าย ใช้วัสดุหรือ

อุปกรณ์ก่อสร้างที่ราคาถูกและหาได้ง่าย อีกทั้งส่วนขยายนี้สามารถซ่อนในกำแพงหรือผนังกันห้องได้ ใช้พื้นที่เพียงแค่ประมาณ 5 เปอร์เซ็นต์ของผนังกำแพง ทำให้ไม่ส่งผลกระทบทางด้านสถาปัตยกรรมของตัวอาคารมากนัก (รูปที่ 5.8) ที่ผ่านมาผู้วิจัยได้ทดสอบวิธีการขยายข้อต่อโดยใช้คอนกรีตเทในที่จำนวน 6 ชั้น และชั้นทดสอบที่ใช้บ่าเหล็กจำนวน 1 ชั้น ทดสอบให้ห้องปฏิบัติการพบว่าวิธีที่เสนอนั้นให้ผลเป็นอย่างไรดี ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า การขยายข้อต่อโดยใช้คอนกรีตเทในที่ให้ผลน่าพอใจ ตำแหน่งที่วิบัติเปลี่ยนจากจุดต่อมาเป็นที่ปลายคานแทน กำลังต้านทานน้ำหนัก และ ความเหนียวของชั้นทดสอบเพิ่มขึ้นอย่างมาก รายละเอียดของการศึกษามีดังนี้



รูปที่ 5.8 ภาพ 3 มิติการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาโดยวิธีขยายจุดต่อในระนาบ
(Planar joint expansion)

5.2 ข้อเสนอแนะในการออกแบบการขยายจุดต่อในระนาบ (Design recommendation)

วัตถุประสงค์หลักของการเสริมกำลังจุดต่อเพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่อโดยทำให้เกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คดที่คานแทน วิธีการขยายจุดต่อในระนาบนี้ช่วยเพิ่มความแข็งแรงของจุดต่อโดยการเพิ่มพื้นที่ต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผล เพิ่มความลึกของเสาทำให้เหล็กลอนในคานที่ผ่านจุดต่อมีระยะฝังภายในข้อต่อมากขึ้น และช่วยป้องกันการวิบัติในเสาบริเวณที่ทำการทาบเหล็กยื่นเหนือพื้น

หากพิจารณาแรงเฉือนในแนวราบ (V_{jh}) ของจุดต่อสามารถคำนวณได้จากผลรวมของแรงดึงในเหล็กเสริมหน้าเสาทั้งสองฝั่งลบด้วยแรงเฉือนจากเสาด้านบนดังสมการที่ (4-1) ที่ได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 4 เมื่อ T คือแรงดึงจากเหล็กเสริมบริเวณหน้าเสา และ T' คือแรงดึงจากเหล็กเสริมบริเวณหน้าเสาฝั่งตรงกันข้าม (รูปที่ 4.1) V_{cj} คือแรงเฉือนจากเสาด้านบน

โดยแรงเฉือนที่จุดต่อสามารถแปลงเป็นหน่วยแรงเฉือน (v_{jh}) ได้ด้วยการหารพื้นที่ประสิทธิภาพ (A_j) ซึ่งโดยปกติมีค่าเท่ากับพื้นที่เสา (column cross sectional area) เมื่อพิจารณามาตรฐานของประเทศนิวซีแลนด์ NZS3101:95 ซึ่งระบุว่าการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อสามารถหลีกเลี่ยงได้โดยจำกัดหน่วยแรงเฉือนแนวราบของจุดต่อ (v_{jh}) ไม่เกิน $0.2f'_c$ เมื่อ f'_c เป็นกำลังอัดของคอนกรีตในจุดต่อ

เพื่อป้องกันการวิบัติเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมนอนในคานที่ผ่านจุดต่อ มาตรฐาน ACI ได้กำหนดอัตราส่วนความลึกเสาด่อนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมนอนในคาน (h_c/d_b) ต้องมากกว่า 20 แต่สำหรับมาตรฐาน NZS3101:95 ได้ระบุอัตราส่วน (h_c/d_b) เช่นกันแต่อยู่ในรูปสมการที่ต่างออกไป ขึ้นอยู่กับลักษณะของโครงข้อแข็งว่าเป็นโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว (Ductile) หรือมีความเหนียวที่จำกัด (Limitedly ductile) โดยสมการสำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวและมีความเหนียวที่จำกัดสามารถหาได้ดังนี้

$$\text{สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว} \quad \frac{h_c}{d_b} \geq 1 / \left(3.3\alpha_f \frac{\sqrt{f'_c}}{\alpha_0 f_y} \right) \quad (5-1)$$

$$\text{สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจำกัด} \quad \frac{h_c}{d_b} \geq 1 / \left(3.9\alpha_f \frac{\sqrt{f'_c}}{\alpha_0 f_y} \right) \quad (5-2)$$

เมื่อ f'_c คือกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกมาตรฐาน (MPa)

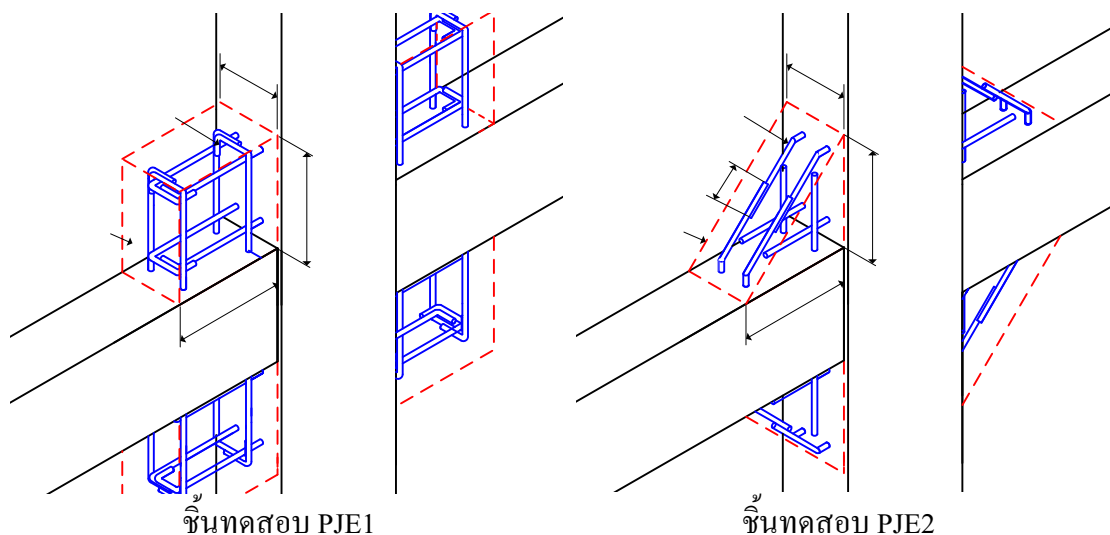
f_y คือกำลังดึงครากเหล็กเสริม ในหน่วย MPa

α_f คือค่าคงที่โดยมีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับจุดต่อภายในที่มีคาน 2 ด้าน และมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อมีคานด้านเดียว

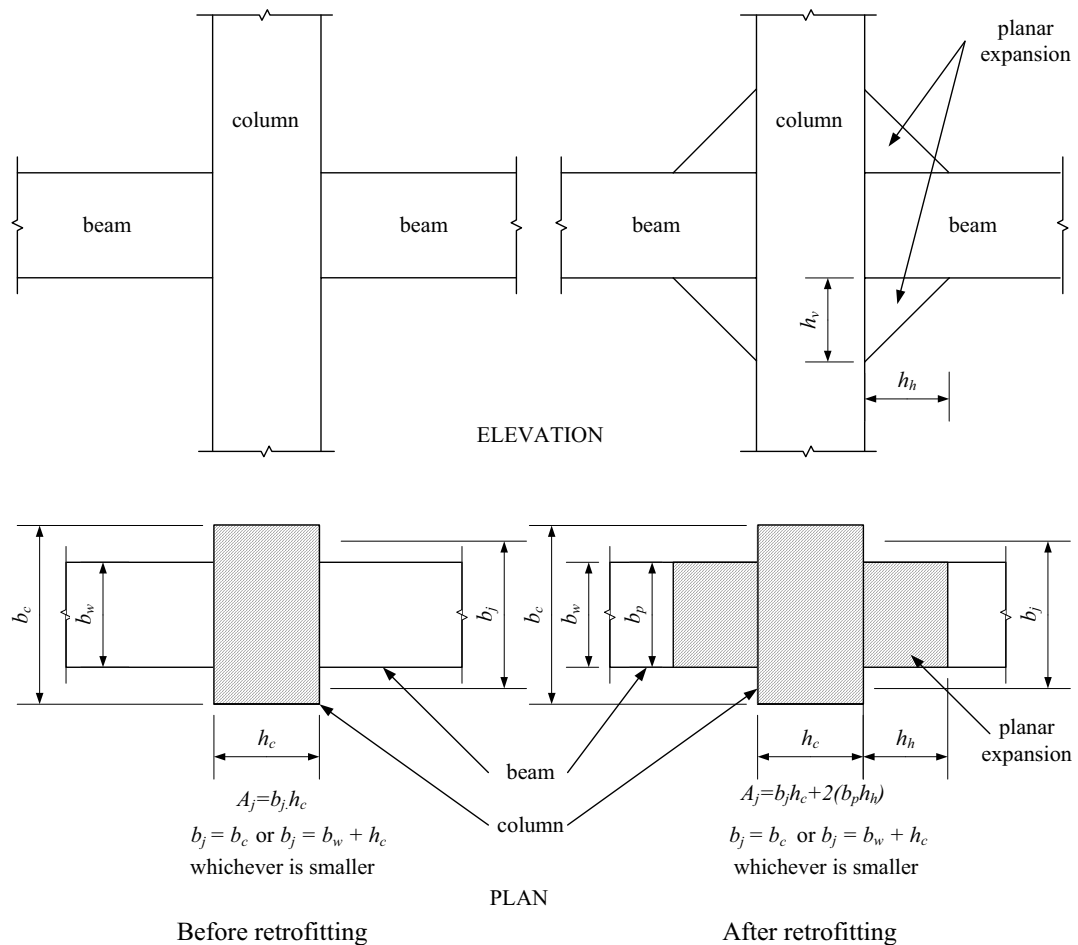
α_0 คือค่าคงที่โดยมีค่าเท่ากับ 1.25 เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดที่หน้าเสา และมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อหน้าตัดคานมีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่น

สำหรับมิติของส่วนขยายจุดต่อ ซึ่งมีความยาว ความสูง และความหนา ดังรูปที่ 5.9 ความหนาของส่วนเสริมกำลังกำหนดให้มีขนาดเท่ากับความกว้างคาน โดยมีการจัดเหล็กยึด (Dowel bar) เพื่อยึดส่วนขยายเข้ากับคานและเสาดังรูปที่ 5.9 ข้อเสนอแนะวิธีออกแบบและคำนวณปริมาณเหล็กยึดมีดังนี้

1. ขยายจุดต่อคานเสาจนมีพื้นที่ประสิทธิผลเพียงพอที่จะทำให้อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือน (V_{jh}/V_{jn}) มีค่าน้อยกว่า 1 และหน่วยแรงเฉือนในจุดต่อ (v_{jh}) ไม่เกิน $0.2f'_c$ สำหรับพื้นที่ประสิทธิผลภายหลังที่ได้เสริมกำลังแล้วสามารถคำนวณตามรูปที่ 5.10
2. อัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กนอนในคาน (h_c/d_b) มีค่าไม่น้อยกว่าที่มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวกำหนด (เช่นมาตรฐานของ ACI, มาตรฐานของนิวซีแลนด์ เป็นต้น)
3. ปริมาณเหล็กยึด (Dowel bar) ที่ใช้เสริมในส่วนขยายสามารถคำนวณได้จากปริมาณเหล็กที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดจากผลต่างของโมเมนต์คัตในคานบริเวณหน้าเสาและปลายส่วนขยาย
4. ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานและเสาว่าสามารถต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากการที่องค์อาคารสั่นลงได้หรือไม่
5. ขนาดของส่วนขยายไม่ควรมีขนาดเล็กเกินไปจนทำให้การฝังเหล็กยึด ตั้งไม่แบบและเทคอนกรีตทำงานได้ลำบาก



รูปที่ 5.9 รูป 3 มิติ แสดงขนาดและการจัดเหล็กเคือในส่วนเสริมกำลัง



รูปที่ 5.10 การคำนวณพื้นที่ประสิทธิผล

5.3 การเตรียมชั้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ

5.3.1 ชั้นทดสอบ

ชั้นทดสอบมีทั้งหมด 8 ชั้น ประกอบด้วยชั้นทดสอบควบคุม (JM) 1 ชั้น เป็นชั้นทดสอบที่ทำการศึกษาโดย Cheejaroen(2004) (ในบทที่ 4) ส่วนชั้นทดสอบเสริมกำลังอีก 7 ชั้นเป็นชั้นทดสอบที่ศึกษาโดยผู้วิจัย โดยได้ใช้ชั้นทดสอบควบคุมเป็นต้นแบบ และทำการเสริมกำลังด้วยการขยายจุดต่อในระนาบด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 6 ชั้น และบ่าเหล็กจำนวน 1 ชั้น มิติและรายละเอียดของชั้นทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.11-5.17 ภาพถ่ายเปรียบเทียบระหว่างชั้นทดสอบและรายละเอียดการเสริมกำลังในจุดต่อแสดงไว้ในรูปที่ 5.18 รายละเอียดของชั้นทดสอบดังกล่าวมีดังต่อไปนี้

ก) ชั้นทดสอบควบคุม JM

ในการทดสอบการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบในห้องปฏิบัติการนี้ได้ใช้ชั้นทดสอบ JM ซึ่งเป็นตัวแทนอาคารที่มีความสูงปานกลาง (จากการศึกษาในบทที่ 4) เป็นชั้นทดสอบ

ควบคุม (ชั้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมกำลัง) ซึ่งชั้นทดสอบดังกล่าวมีรูปแบบการวิบัติเฉือนที่จุดต่อ ไม่มี การเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อ เหล็กปลอกในเสาและคานามีรายละเอียดเป็นไปตามการออกแบบรับ แรงในแนวตั้งเท่านั้น ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว (รูปที่ 4.4) จากนั้นทำการเปรียบเทียบกับชั้นทดสอบที่ทำการเสริมกำลังทั้งสิ้น 7 ชั้นที่มีรูปแบบการขยายจุดต่อในระนาบที่แตกต่างกัน โดยแต่ละชั้นมีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับชั้นทดสอบควบคุมทุกประการ แต่แตกต่างกันเฉพาะที่ส่วนเสริมกำลังเท่านั้น มิติและเหล็กเสริมที่ใช้เป็นไปตามข้อเสนอแนะในการ ออกแบบการขยายจุดต่อในระนาบในหัวข้อที่ 5.2 รายละเอียดของชั้นทดสอบที่ทำการเสริมกำลังมี ดังนี้

ข) ชั้นทดสอบ PJE1

เป็นชั้นทดสอบที่ทำการขยายขนาดของข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสกว้าง ด้านละ 300 มม. โดยให้มีความหนาเท่ากับความหนาของคาน (175 มม.) และทำการเสริมเหล็ก 8 เส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. เพื่อใช้ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดจากผลต่างของ โมเมนต์ดัดในคานบริเวณหน้าเสาและปลายส่วนขยาย และป้องกันการแตกร้าวที่บริเวณมุมของ ส่วนขยาย (รูปที่ 5.11) ในการเตรียมชั้นทดสอบ PJE1 นี้ ได้เทคอนกรีตส่วนขยายไปในคราว เดียวกับชั้นทดสอบ ทั้งนี้เพื่อจัดผลกระทบของการยึดเกาะของคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ ออกไปก่อน และเพื่อเป็นการศึกษาถึงความเป็นไปได้ที่จะนำเอาวิธีการนี้ไปใช้ในการก่อสร้าง อาคารใหม่ได้อีกด้วย รูปที่ 5.19 แสดงขั้นตอนการก่อสร้างส่วนขยายในชั้นทดสอบ PJE1 และรูปที่ 5.18(ก) แสดงภาพถ่ายเปรียบเทียบกับรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดต่อของชั้นทดสอบ PJE1

ค) ชั้นทดสอบ PJE2

เป็นชั้นทดสอบที่ได้ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. เพื่อลด ขนาดของส่วนขยายลง วิธีการเตรียมชั้นทดสอบ PJE2 นั้นแตกต่างจาก PJE1 กล่าวคือ ได้ทำการ หล่อคอนกรีตส่วนขยายภายหลังจากได้เตรียมชั้นทดสอบส่วนที่เป็นข้อต่อคานเสาเรียบร้อยแล้ว ทั้งนี้เพื่อต้องการศึกษาผลกระทบของรอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ ในการ ยึดคอนกรีตส่วนขยายนี้เข้ากับคานกับเสาจะใช้เหล็กยึดฝังลงไปคอนกรีต และใช้กาวเคมี (Chemical bond) เป็นตัวยึด จากนั้นจึงทำการหล่อคอนกรีตในส่วนขยายส่วนบนโดยใช้คอนกรีต กำลังอัดเช่นเดียวกับคอนกรีตที่ใช้หล่อคานและเสา สำหรับส่วนเสริมกำลังที่อยู่ด้านล่างจะทำการ หล่อโดยเหลือช่องว่างไว้ประมาณ 30-50 มม. ทิ้งให้แห้งแล้วใช้ปูนเกร้าท์ชนิดไม่หดห้วย (Non-shrink grout) เทปิดจนเต็ม ขั้นตอนการหล่อชั้นทดสอบ PJE2 ได้แสดงในรูปที่ 5.20 รายละเอียดการ เสริมเหล็กและมิติต่าง ๆ ของชั้นทดสอบ PJE2 แสดงในรูปที่ 5.12 ส่วนภาพถ่ายเปรียบเทียบชั้น ทดสอบในห้องปฏิบัติการกับรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดต่อได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.18(ข)

ง) ชินทดสอบ PJE3

เป็นชินทดสอบที่ใช้บ่าเหล็ก (Steel bracket) เป็นส่วนขยายข้อต่อคานเสาแทนคอนกรีตเทในที่ เพื่อเปรียบเทียบความแตกต่างระหว่างการใช้บ่าเหล็กกับคอนกรีตในการเสริมกำลังข้อต่อคานเสา โดยการเตรียมบ่าเหล็กประกอบขึ้นจากแผ่นเหล็กหนา 5 มม. เชื่อมเป็นรูปสามเหลี่ยม (รายละเอียดบ่าเหล็กดูได้จากรูปที่ 5.22) แล้วมาประกอบติดตั้งเข้ากับข้อต่อคานเสาทั้งสี่ด้านยึดด้วยสลักเกลียวและกาวเคมี ขั้นตอนการเตรียมชินทดสอบ PJE3 ในห้องปฏิบัติการ เริ่มต้นด้วยการเจาะรูในคานและเสาเพื่อฝังสลักเกลียว ยึดสลักเกลียวด้วยกาวเคมี ปรับระดับพื้นผิวคานให้เรียบด้วยปูนทราย จากนั้นจึงทำการติดตั้งบ่าเหล็กเพื่อยึดเข้ากับสลักเกลียวและขันให้แน่น ดังรูปที่ 5.21 นอกจากนี้แล้วชินทดสอบ PJE3 ยังได้เสริมเหล็กปลอกในคานตามมาตรฐานการออกแบบอาคาร โครงข้อแข็งต้านทานแผ่นดินไหวระดับปานกลาง ACI318 (Intermediate Moment Resisting Frame) เพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของวิธีการเสริมกำลังด้วยการขยายข้อต่อคานเสาในขณะที่คานมีการโอบรัดเหล็กนอนในคานอย่างเพียงพอ ซึ่งวิธีการเพิ่มการโอบรัดนี้อาจทำได้ด้วยวิธีการอื่นๆ เช่น การใช้วัสดุคอมโพสิตพันรอบคาน แต่ในที่นี้เลือกใช้การเพิ่มเหล็กปลอกในคานเนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายและเป็นการศึกษาถึงความเป็นไปได้ที่จะนำเอาวิธีการนี้ไปใช้ในการก่อสร้างอาคารใหม่ได้อีกด้วย รายละเอียดการเสริมเหล็กและมิติต่างๆ ของชินทดสอบ PJE3 แสดงในรูปที่ 5.13 ภาพถ่ายชินทดสอบ PJE3 ในห้องปฏิบัติการแสดงในรูปที่ 5.18(ค)

จ) ชินทดสอบ PJE4

เป็นชินทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. เฉพาะด้านบนอย่างเดียว เพื่อเปรียบเทียบกับ การขยายข้อต่อคานเสาออกไปทั้ง 4 ด้าน ขั้นตอนการเตรียมชินทดสอบ ทำเช่นเดียวกับชินทดสอบ PJE2 ทุกประการ มีการเพิ่มความหนาที่บริเวณปลายสามเหลี่ยม 50 มม. เพื่อให้ปลายสามเหลี่ยมแตกยากขึ้น และยังได้เพิ่มเหล็กปลอกในคานตามมาตรฐานการออกแบบอาคาร โครงข้อแข็งต้านทานแผ่นดินไหวระดับปานกลางเพื่อศึกษาพฤติกรรมภายหลังที่ได้เพิ่มการโอบรัดในคานอีกด้วย รายละเอียดการเสริมเหล็กและมิติต่างๆ ของชินทดสอบ PJE4 แสดงในรูป 5.14 ภาพถ่ายชินทดสอบ PJE4 แสดงในรูปที่ 5.18(ง)

ฉ) ชินทดสอบ PJE5

เป็นชินทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. เฉพาะด้านล่างเพียงอย่างเดียว เพื่อเปรียบเทียบกับ การขยายข้อต่อคานเสาออกไปทั้ง 4 ด้าน และเปรียบเทียบกับ การขยายทางด้านบนอย่างเดียว การเตรียมชินทดสอบ มิติและรายละเอียดการ

เสริมเหล็กทำเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ PJE2 ทุกประการดังรูปที่ 5.15 ภาพถ่ายเปรียบเทียบกับรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ PJE5 ในห้องปฏิบัติการแสดงได้ดังรูปที่ 5.18(จ)

ข) ขั้นตอนทดสอบ PJE6

เป็นขั้นตอนทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคาน-เสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 150 มม. ทั้งสี่ด้านรอบจุดต่อ วัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการขยายข้อต่อคานเสาที่มีส่วนขยายในระนาบที่มีขนาดเล็กลง การเตรียมขั้นตอนทดสอบทำเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ PJE2 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงไว้ในรูปที่ 5.16 ภาพถ่ายเปรียบเทียบขั้นตอนทดสอบในห้องปฏิบัติการกับมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดต่อได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.18(ฉ)

ค) ขั้นตอนทดสอบ PJE7

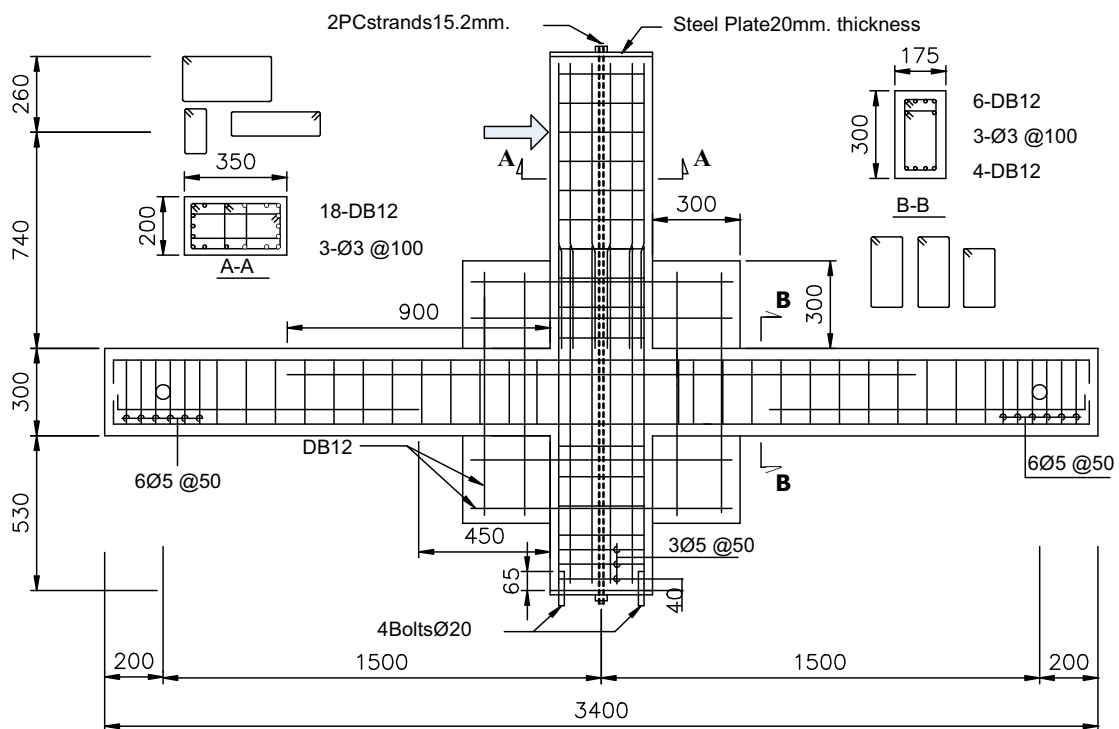
เป็นขั้นตอนทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. ตามแนวคาน และ 200 มม. ตามแนวเสา ทั้งนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมในกรณีที่เกิดขนาดตามแนวเสาเพื่อลดความเสี่ยงจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาเนื่องจากความยาวเสาที่สั้นลงจากการขยายข้อต่อ การเตรียมขั้นตอนทดสอบทำเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ PJE2 ทุกประการ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในรูปที่ 5.17 ภาพถ่ายของขั้นตอนทดสอบ PJE7 ที่เตรียมเสร็จแล้วก่อนการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 5.18(ช)

สรุปคุณสมบัติของขั้นตอนทดสอบเสริมกำลังแต่ละขั้นแสดงไว้ในตารางที่ 5.1 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตสำหรับขั้นตอนทดสอบแสดงในตารางที่ 5.2 และ ผลการทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมแสดงในตารางที่ 5.3

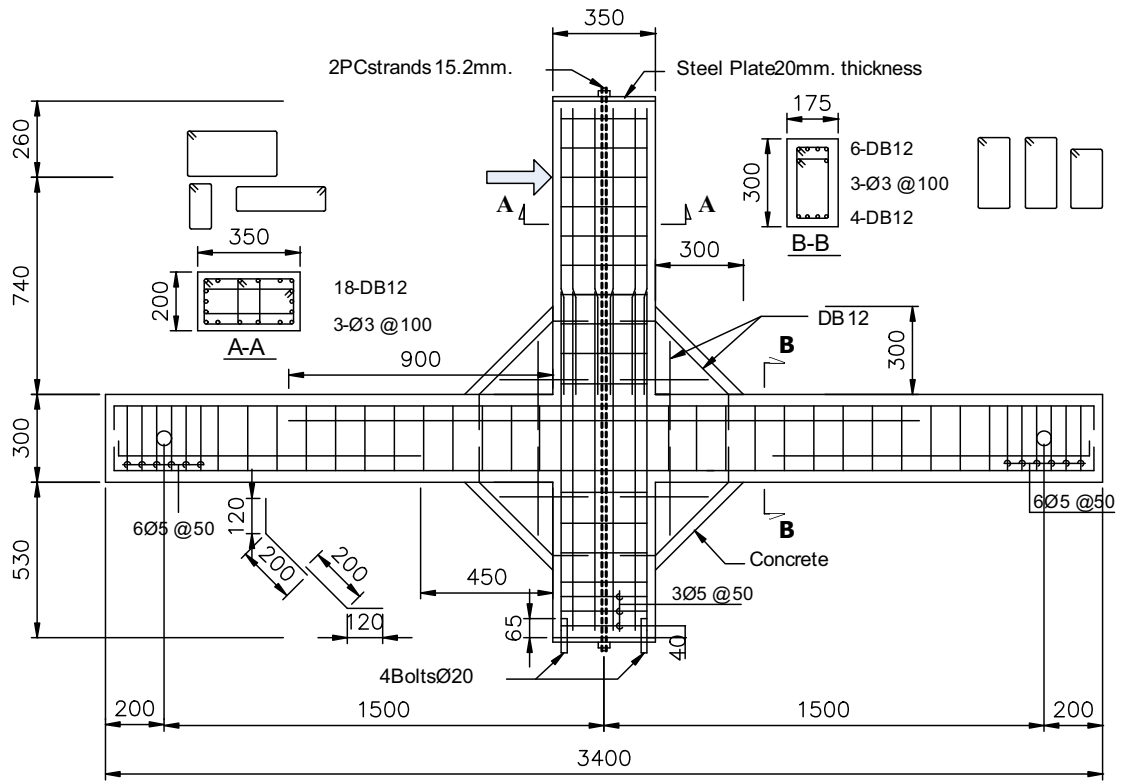
5.3.2 ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อขั้นตอนทดสอบ

ก่อนการเสริมกำลัง ขั้นตอนทดสอบมีอัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือน (V_{jh}/V_{jn}) เท่ากับ 1.35 เมื่อคำนวณตามข้อเสนอนี้ในหัวข้อ 5.2 โดยใช้พื้นที่ประสิทธิผลเท่ากับ 70,000 ตร.มม. และค่าหน่วยแรงเฉือนที่จุดต่อ (v_{jh}) มีค่า $0.26f'_c$ และ $0.33f'_c$ เมื่อเหล็กนอนในคานเริ่มร้าว และถึงจุดประลัยตามลำดับ ซึ่งอัตราส่วนนี้แสดงว่าขั้นตอนทดสอบวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ อัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมคาน (h_c/d_b) มีค่าเท่ากับ 29 จะเห็นว่าผ่านเกณฑ์มาตรฐานการออกแบบของ ACI ที่ระบุให้ไม่ต่ำกว่า 20 แต่เมื่อเทียบกับมาตรฐานของ NZS3101:95 ซึ่งต้องการมากกว่า 28 และ 33 สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจำกัดและโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวตามลำดับ ขั้นตอนทดสอบควบคุมผ่านเกณฑ์เฉพาะโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจำกัดเท่านั้น แต่ไม่ผ่านเกณฑ์สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว

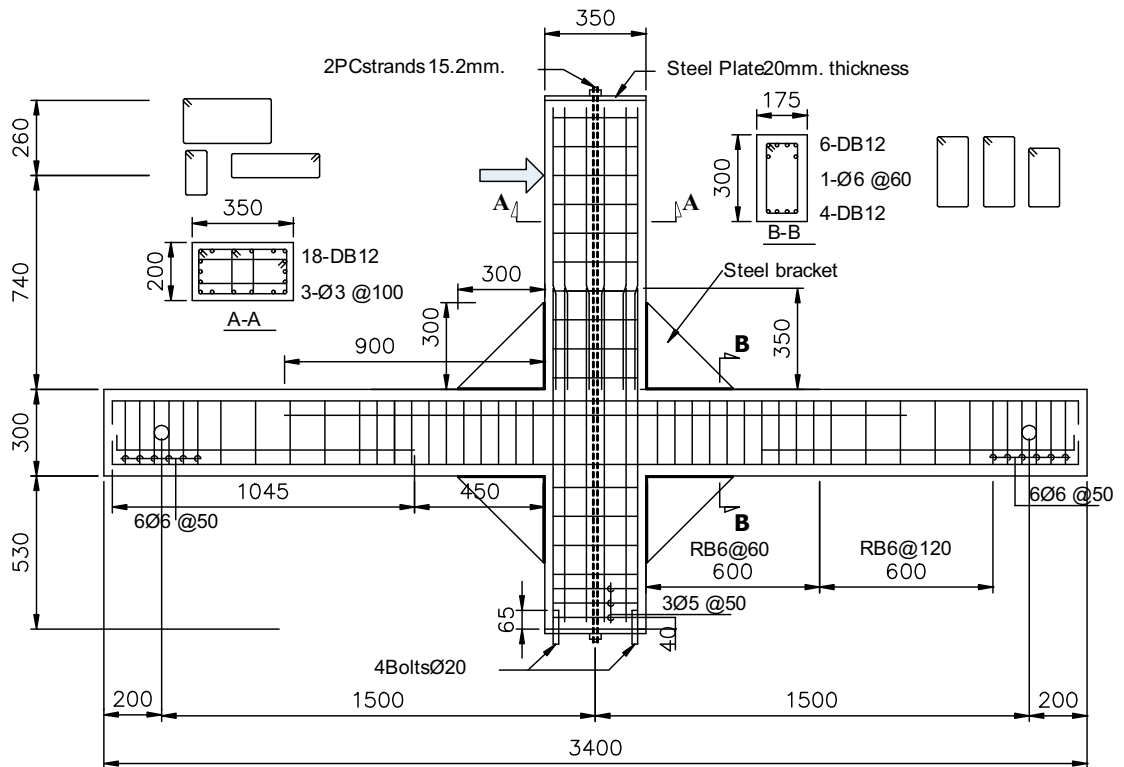
ภายหลังเมื่อเสริมกำลังแล้วพบว่าอัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือน (V_{jh} / V_{jn}) มีค่าลดลงเหลือเท่ากับ 0.79 สำหรับขั้นตอน PJE6 เมื่อคำนวณโดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพเท่ากับ 122,500 มม². และมีค่าเท่ากับ 0.55 สำหรับขั้นตอน PJE1 - PJE3 และ PJE7 เมื่อคำนวณโดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพเท่ากับ 175,000 มม². ส่วนขั้นตอน PJE4 และ PJE5 ซึ่งมีการเสริมกำลังเฉพาะด้านบนและด้านล่างเพียงอย่างเดียว พื้นที่ประสิทธิภาพใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างพื้นที่ที่เสริมกำลังแล้วกับพื้นที่ที่ยังไม่ได้เสริมกำลัง จึงได้พื้นที่ประสิทธิภาพเท่ากับ 122,500 ตร.มม. เมื่อคำนวณอัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.79 ขั้นตอนเสริมกำลังทั้ง 7 มีหน่วยแรงเฉือน (v_{jh}) ที่จุดต่อประมาณ $0.09f'_c - 0.11f'_c$ เมื่อเหล็กนอนในคานเริ่มร้าว และมีค่าประมาณ $0.11f'_c - 0.14f'_c$ เมื่อเหล็กถึงกำลังประลัย เมื่อคำนวณอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม (h_c / d_b) ของขั้นตอน PJE4-PJE6 มีค่าเพิ่มจาก 29 เป็น 54 ส่วนขั้นตอนที่เหลือเพิ่มจาก 29 เป็น 79 จะเห็นว่าวิธีการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบเป็นการเพิ่มระยะฝังของเหล็กนอนในคานให้มากขึ้น ซึ่งเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพแรงยึดเหนี่ยวด้วยเช่นกัน



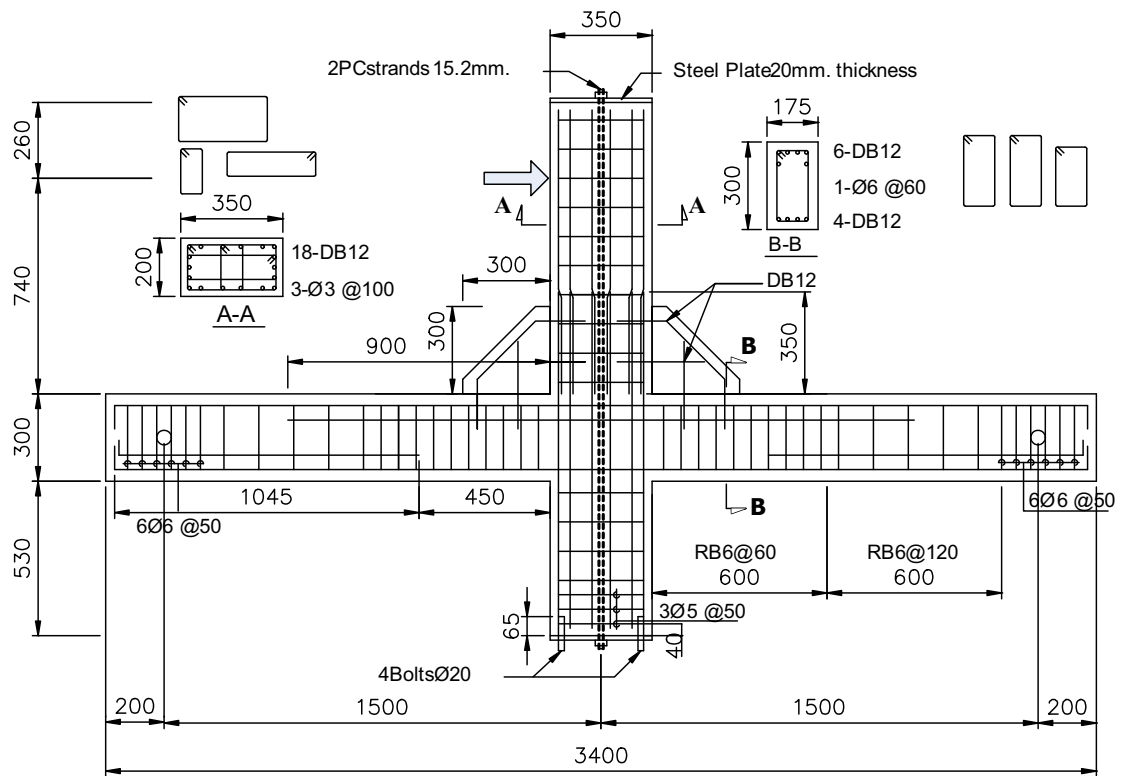
รูปที่ 5.11 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในขั้นตอน PJE1



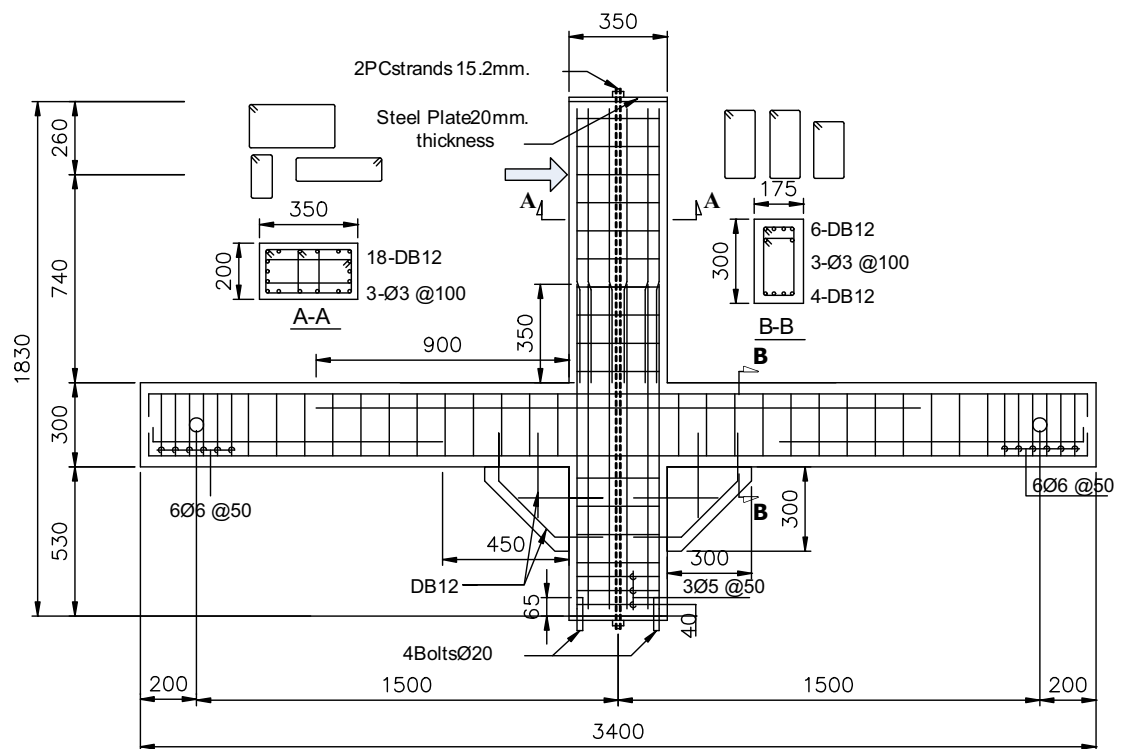
รูปที่ 5.12 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE2



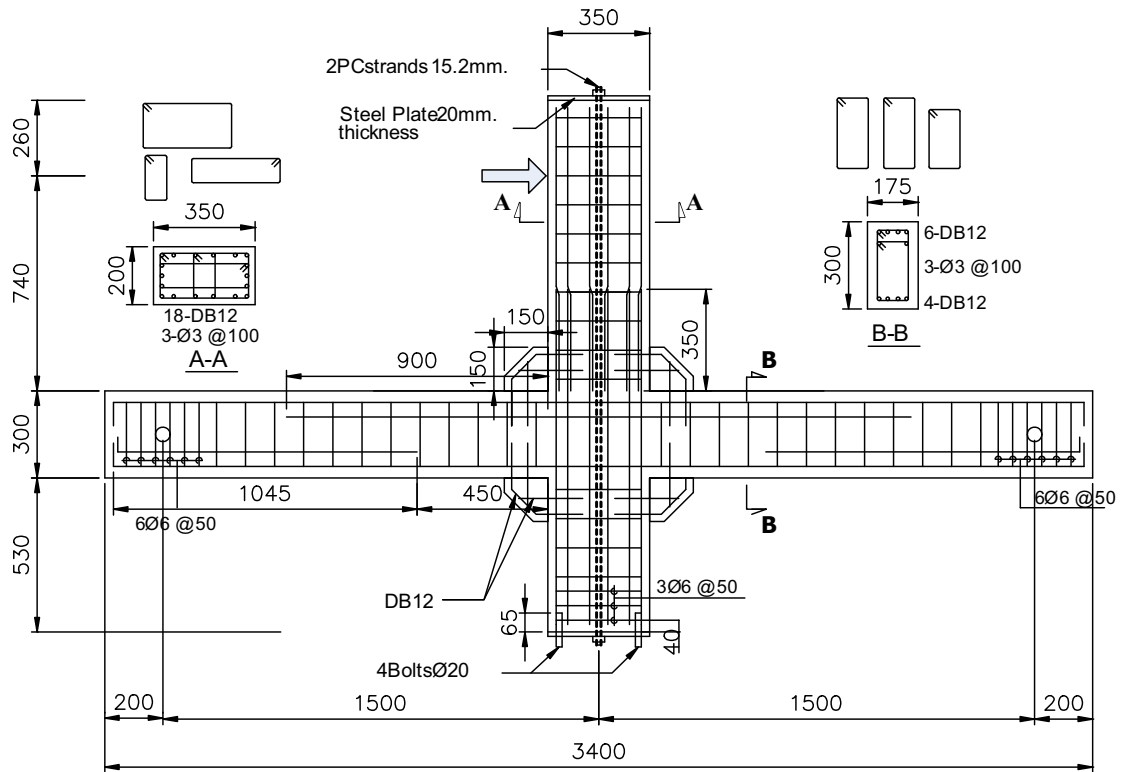
รูปที่ 5.13 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE3



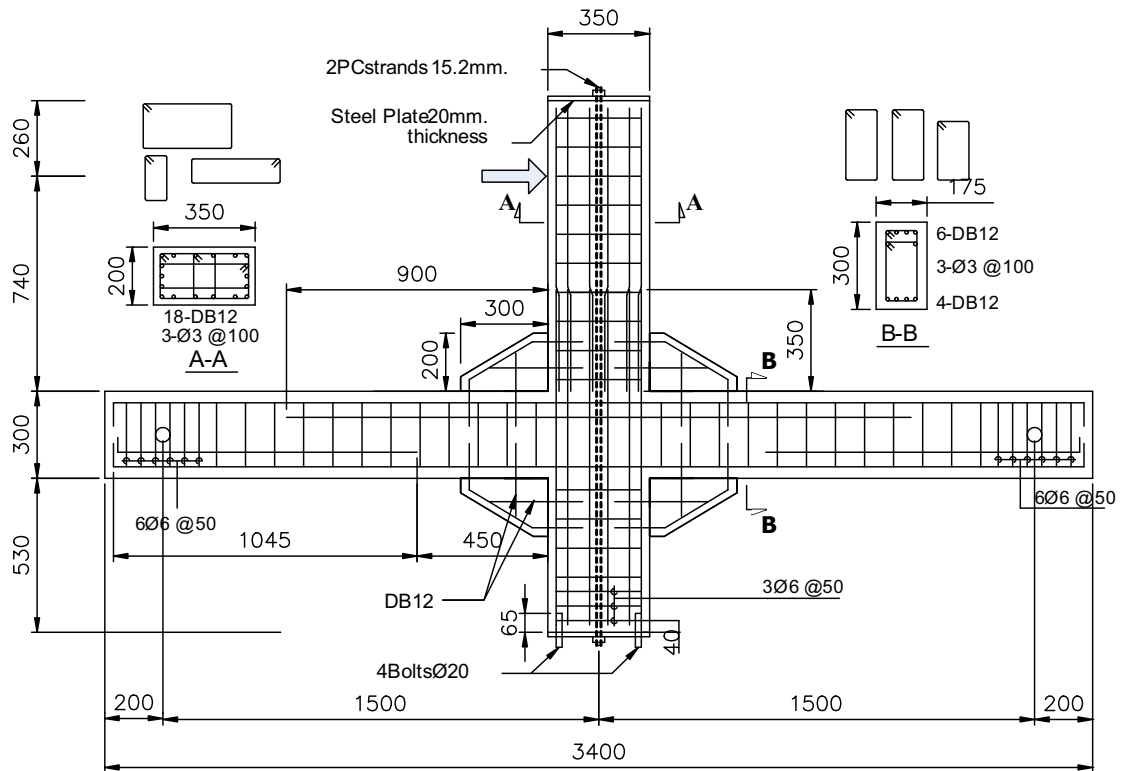
รูปที่ 5.14 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE4



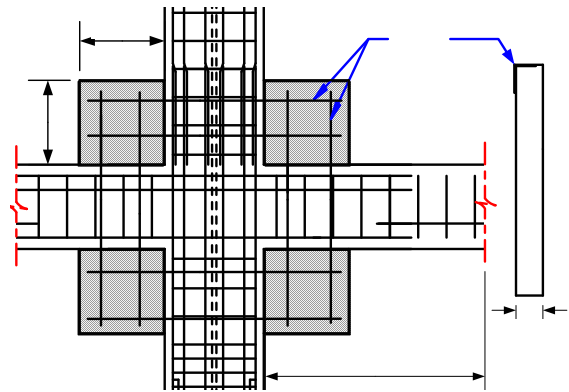
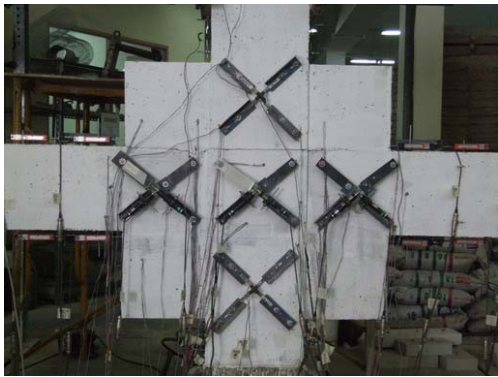
รูปที่ 5.15 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE5



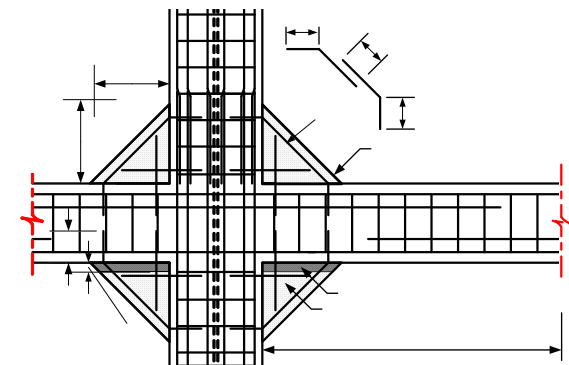
รูปที่ 5.16 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE6



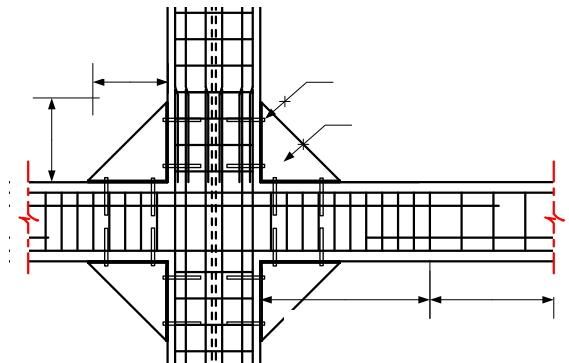
รูปที่ 5.17 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE7



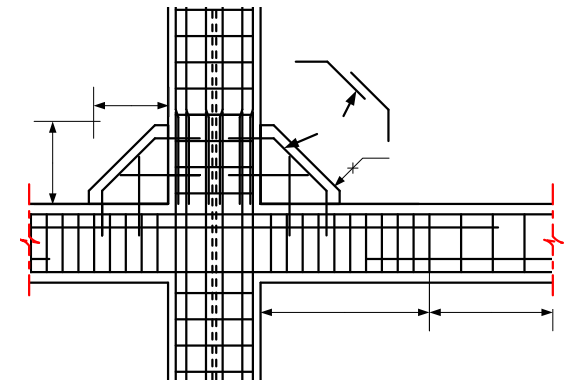
(ก) ชินทดสอบ PJE1



(ข) ชินทดสอบ PJE2

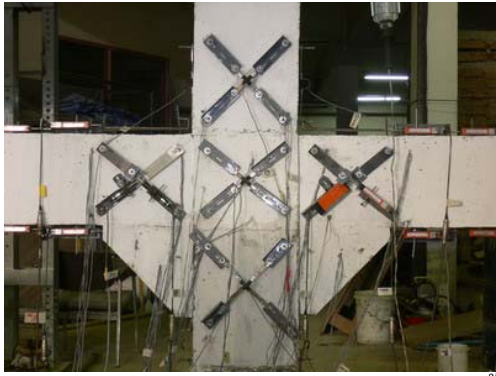


(ค) ชินทดสอบ PJE3

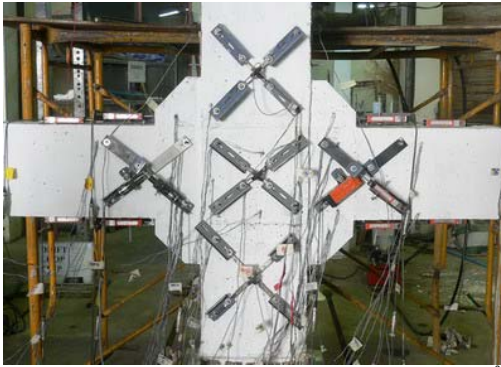
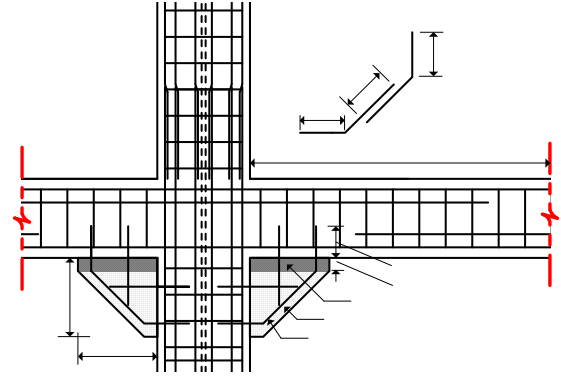


(ง) ชินทดสอบ PJE4

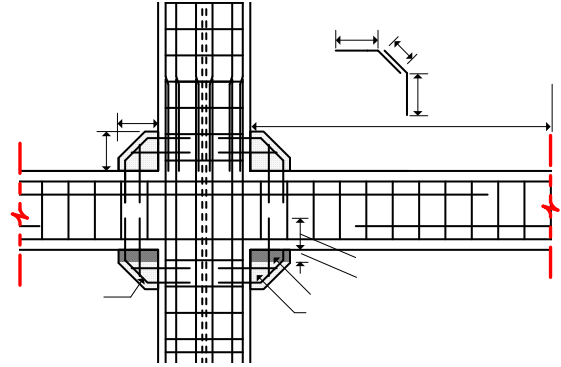
รูปที่ 5.18 ภาพถ่ายเปรียบเทียบกับ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดต่อ
ของชินทดสอบ PJE1 –PJE7



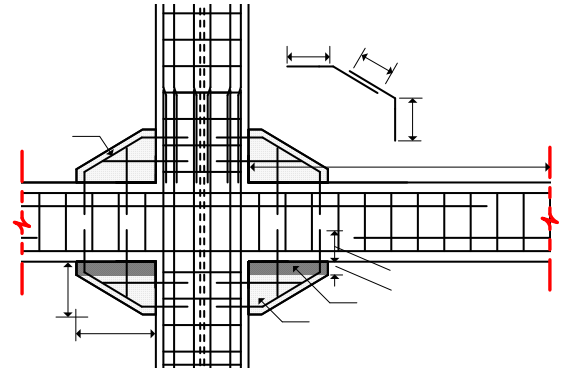
(จ) ชินทดสอบ PJE5



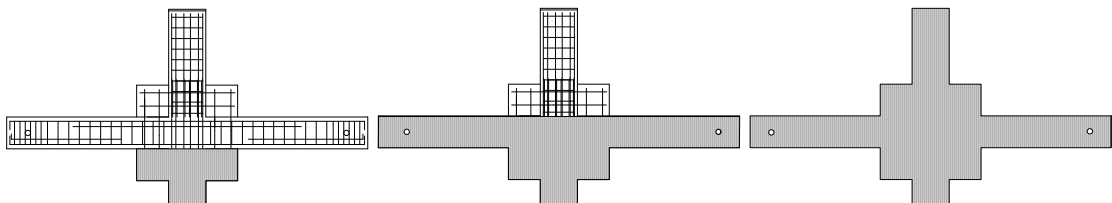
(ฉ) ชินทดสอบ PJE6



(ช) ชินทดสอบ PJE7



รูปที่ 5.18 ภาพถ่ายเปรียบเทียบกับ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดต่อ
ของชินทดสอบ PJE1 –PJE7 (ต่อ)



รูปที่ 5.19 ขั้นตอนการหล่อคอนกรีตชินทดสอบ PJE1



(ก) เจาะรูในเสาและคาน



(ข) ฝังเหล็กยึดด้วยอีพ็อกซี่



(ค) ตั้งไม้แบบ



(ง) หล่อคอนกรีต

รูปที่ 5.20 ขั้นตอนการเตรียมชิ้นทดสอบ PJE2



ก) เจาะรูในเสาและคาน



ข) ฝังสลักเกลียวด้วยกาวเคมี

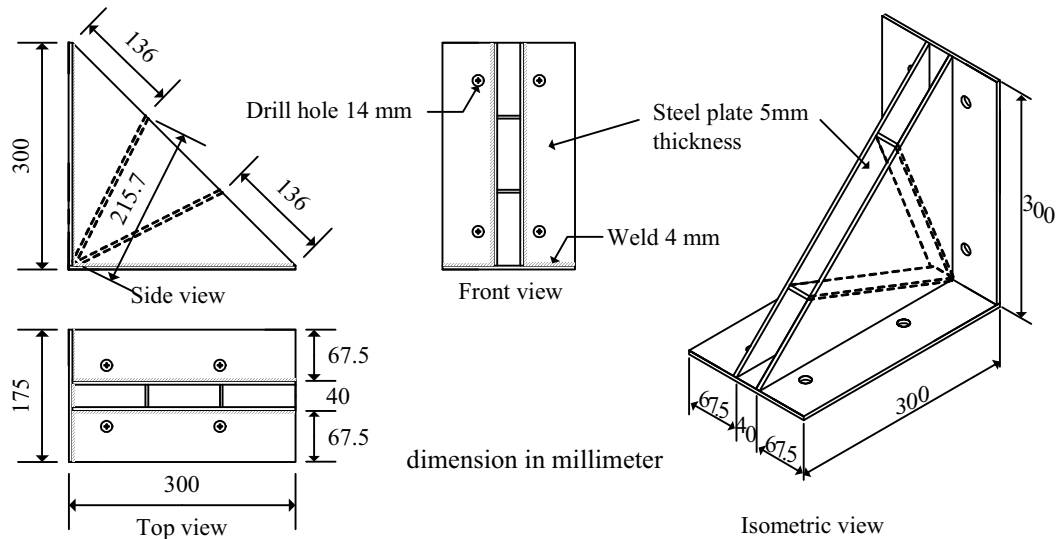


ค) ปรับระดับผิวคานให้เรียบด้วยปูนทราย



ง) ขันสลักเกลียวเพื่อยึดบ่าเหล็กกับจุดต่อ

รูปที่ 5.21 ขั้นตอนการเตรียมชิ้นทดสอบ PJE3



รูปที่ 5.22 มิติและรายละเอียดของบ่าเหล็กที่ประกอบขึ้นสำหรับขึ้นทดสอบ PJE3

ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติของขึ้นทดสอบ

ขึ้นทดสอบ	วิธีการเสริมกำลัง	เหล็กปลอกในคาน	พื้นที่ประสิทธิผล (ตร.มม.)	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	v_{jh} when steel yield	$\frac{h_c}{d_b}$
Control (JM)	ไม่ได้เสริมกำลัง	3-RB3@100 ตลอดคาน	70,000	1.35	$0.26 f'_c$	29
PJE1	หล่อพร้อมคาน เสาสี่เหลี่ยม 300×300	3-RB3@100 ตลอดคาน	175,000	0.55	$0.09 f'_c$	79
PJE2	คอนกรีตเทในที่สามเหลี่ยม 300×300	3-RB3@100 ตลอดคาน	175,000	0.55	$0.09 f'_c$	79
PJE3	บ่าเหล็กสามเหลี่ยม 300×300	1-RB6@50 1-RB6@100	175,000	0.55	$0.09 f'_c$	79
PJE4	คอนกรีตเทในที่สามเหลี่ยม 300×300 เสริมเฉพาะบนคาน	1-RB6@50 1-RB6@100	122,500	0.79	$0.09 f'_c$	54
PJE5	คอนกรีตเทในที่สามเหลี่ยม 300×300 เสริมเฉพาะใต้คาน	3-RB3@100 ตลอดคาน	122,500	0.79	$0.10 f'_c$	54
PJE6	คอนกรีตเทในที่สามเหลี่ยม 150×150	3-RB3@100 ตลอดคาน	122,500	0.79	$0.11 f'_c$	54
PJE7	คอนกรีตเทในที่สามเหลี่ยม 300×200	3-RB3@100 ตลอดคาน	175,000	0.55	$0.09 f'_c$	79

ตารางที่ 5.2 กำลังอัดของคอนกรีตในแต่ละส่วนของโครงสร้าง

ส่วนโครงสร้าง ชั้นทดสอบ	เสาต้นบน (MPa)	คาน/จุดต่อ (MPa)	เสาต้นล่าง (MPa)	ส่วนเสริมกำลัง (MPa)
JM	24.2	27.3	23.7	-
PJE1	29.3	28.3	28.5	27.8
PJE2	28.7	28.7	30.7	27.2
PJE3	27.2	29.2	27.3	-
PJE4	27.4	30.1	27.3	25.6
PJE5	24.4	25.3	27.3	24.6
PJE6	25.1	24.9	27.5	24.8
PJE7	27.5	28.2	23.7	24.9

ตารางที่ 5.3 คุณสมบัติของเหล็กเสริมหลัก เหล็กปลอก และ บ่าเหล็ก

ชนิดของเหล็กเสริม	กำลังคราก (MPa)	กำลังดึงประลัย (MPa)	หมายเหตุ
DB12 SD40	480	614	สำหรับชั้นทดสอบ JM PJE1 – PJE6
DB12 SD40	552	706	สำหรับชั้นทดสอบ PJE7
RB 3	299	373	
RB 6	365	458	
Steel plate 5 mm	245	397	

5.4 การให้น้ำหนักบรรทุก และข้อมูลที่บันทึก

5.4.1 การให้น้ำหนักบรรทุก

แรงที่ใช้กระทำต่อชั้นทดสอบเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตแบบสลับทิศกระทำที่ปลายด้านบนของเสา โดยผลักปลายเสาและดึงย้อนกลับครบรอบ เป็นการจำลองการเคลื่อนตัวไปกลับของจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหวที่ทุก ๆ ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Relative inter-storey drift) เท่ากับ $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$,... และวนรอบซ้ำอีก 1 รอบเพื่อตรวจสอบเสถียรภาพของ hysteretic loop และเพื่อให้ทราบพฤติกรรมการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัว รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุกเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM ทุกประการ ซึ่งกล่าวไว้ใน

หัวข้อ 4.2 และรูปที่ 4.10 นอกจากนี้ยังได้จำลองแรงอัดตามแนวแกนที่เสาต้องแบกทานโดยใช้ลวดอัดแรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.2 มม. รับแรงดึงได้ 15 ตันต่อเส้น จำนวน 2 เส้นเพื่อให้ได้อัตราส่วนแรงอัด 16.5%

5.4.2 ข้อมูลที่บันทึก

อุปกรณ์สำหรับบันทึกข้อมูลได้แก่ เครื่องบันทึกข้อมูล (data logger) เครื่องมือสำหรับบันทึกแรงกระทำได้แก่ load cell ซึ่งติดตั้งกับ hydraulic actuator ขนาด 500 kN ส่วนอุปกรณ์สำหรับวัดการเคลื่อนที่ต่าง ๆ ได้ใช้ displacement transducer ความละเอียดและรายละเอียดของเครื่องมือมีค่าเช่นเดียวกับขั้นตอน JM ซึ่งกล่าวไว้อย่างละเอียดในบทที่ 4 หัวข้อ 4.3 ส่วนรายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ของขั้นตอน PJE1-PJE7 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.4-5.10

ข้อมูลที่จะทำการบันทึกได้แก่

- 1) แรงกระทำและระยะเคลื่อนที่
- 2) การเปลี่ยนรูปเฉือน
- 3) มุมหมุนคด
- 4) มุมหมุนเกร็ง
- 5) ความเครียดในเหล็ก

เช่นเดียวกับขั้นตอน JM ทุกประการ รายละเอียดการคำนวณและสมการที่ใช้คำนวณเป็นเช่นเดียวกับขั้นตอน JM ทุกประการ ซึ่งกล่าวไว้อย่างละเอียดในบทที่ 4 หัวข้อ 4.3

ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดของขั้นตอนเสริมกำลังทั้ง 7 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.23 ส่วนตำแหน่งที่ติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมหลัก เหล็กปลอก และเหล็กยึด (dowel bar) ก่อนการเทคอนกรีตได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.24-5.30 สำหรับขั้นตอน PJE1-PJE7 ตามลำดับ

การติดตั้งขั้นตอน อุปกรณ์วัด จูโครงรับ และหัวผลักไฮดรอลิกส์ (hydraulic actuator) สำหรับให้แรงดัน แสดงดังในรูปที่ 5.31

ตารางที่ 5.4 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE1

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.9434
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.9434
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
5	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
6	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
7	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
8	RBZ11	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
9	RBZ12	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
10	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
11	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
12	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
13	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
14	RCZ21	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
15	RCZ22	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
16	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
17	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
18	SCZ21	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
19	SCZ22	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
20	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
21	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
22	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
23	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
24	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
25	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
26	STBTL2	FLA-5-11	Top-left beam	Side left edge of expansion	0.9434
27	STBTL1	FLA-5-11	Top-left beam	Side left column face	0.9434
28	STBTM	FLA-5-11	Top-mid beam	Side center of column	0.9434
29	STBTR1	FLA-5-11	Top-right beam	Side right column face	0.9434
30	STBTR2	FLA-5-11	Top-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
31	STBTL2'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
32	STBTL1'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left column face	0.9434
33	STBTM'	FLA-5-11	Top-mid beam	Mid. center of column	0.9434
34	STBTR1'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right column face	0.9434
35	STBTR2'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
36	STBBL2	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left edge of expansion	0.9434

ตารางที่ 5.4รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE1 (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.9434
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.9434
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.9434
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
41	STBBL2'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
42	STBBL1'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left column face	0.9434
43	STBBM'	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Mid. center of column	0.9434
44	STBBR1'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right column face	0.9434
45	STBBR2'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
46	STBPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top beam dowel	0.9434
47	STBPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top beam dowel	0.9434
48	STBPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top beam dowel	0.9434
49	STBPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top beam dowel	0.9434
50	STBPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom beam dowel	0.9434
51	STBPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom beam dowel	0.9434
52	STBPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom beam dowel	0.9434
53	STBPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom beam dowel	0.9434
54	STCBL	FLA-5-11	Bot.-left column	Mid bottom column	0.9434
55	STCML	FLA-5-11	Mid-left column	Mid center column	0.9434
56	STCTL	FLA-5-11	Top-left column	Mid top column	0.9434
57	STCBR	FLA-5-11	Bot.-right column	Mid bottom column	0.9434
58	STCMR	FLA-5-11	Mid-right column	Mid center column	0.9434
59	STCTR	FLA-5-11	Top-right column	Mid top column	0.9434
60	STCPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top column dowel	0.9434
61	STCPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top column dowel	0.9434
62	STCPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom column dowel	0.9434
63	STCPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom column dowel	0.9434
64	STCPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom column dowel	0.9434
65	STCPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom column dowel	0.9434
66	STCPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top column dowel	0.9434
67	STCPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top column dowel	0.9434
68	STBLT0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
69	STBLT1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
70	STBRT0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
71	STBRT1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434

ตารางที่ 5.5 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE2

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.9434
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.9434
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
5	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
6	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
7	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
8	RBZ11	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
9	RBZ12	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
10	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
11	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
12	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
13	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
14	RCZ21	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
15	RCZ22	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
16	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
17	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
18	SCZ21	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
19	SCZ22	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
20	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
21	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
22	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
23	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
24	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
25	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
26	STBTL2	FLA-5-11	Top-left beam	Side left edge of expansion	0.9434
27	STBTL1	FLA-5-11	Top-left beam	Side left column face	0.9434
28	STBTM	FLA-5-11	Top-mid beam	Side center of column	0.9434
29	STBTR1	FLA-5-11	Top-right beam	Side right column face	0.9434
30	STBTR2	FLA-5-11	Top-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
31	STBTL2'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
32	STBTL1'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left column face	0.9434
33	STBTM'	FLA-5-11	Top-mid beam	Mid. center of column	0.9434
34	STBTR1'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right column face	0.9434
35	STBTR2'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
36	STBBL2	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left edge of expansion	0.9434

ตารางที่ 5.5 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE2 (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.9434
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.9434
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.9434
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
41	STBBL2'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
42	STBBL1'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left column face	0.9434
43	STBBM'	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Mid. center of column	0.9434
44	STBBR1'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right column face	0.9434
45	STBBR2'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
46	STCBL	FLA-5-11	Bot.-left column	Mid bottom column	0.9434
47	STCML	FLA-5-11	Mid-left column	Mid center column	0.9434
48	STCTL	FLA-5-11	Top-left column	Mid top column	0.9434
49	STCBR	FLA-5-11	Bot.-right column	Mid bottom column	0.9434
50	STCMR	FLA-5-11	Mid-right column	Mid center column	0.9434
51	STCTR	FLA-5-11	Top-right column	Mid top column	0.9434
52	STBPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom beam dowel	0.9434
53	STBPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom beam dowel	0.9434
54	STBPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top beam dowel	0.9434
55	STBPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top beam dowel	0.9434
56	STBPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top beam dowel	0.9434
57	STBPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top beam dowel	0.9434
58	STBPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom beam dowel	0.9434
59	STBPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom beam dowel	0.9434
60	STCPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom column dowel	0.9434
61	STCPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom column dowel	0.9434
62	STCPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top column dowel	0.9434
63	STCPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top column dowel	0.9434
64	STCPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top column dowel	0.9434
65	STCPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top column dowel	0.9434
66	STCPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom column dowel	0.9434
67	STCPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom column dowel	0.9434
68	STBLT0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
69	STBLT1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
70	STBRT0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
71	STBRT1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434

ตารางที่ 5.6 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE3

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.9434
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.9434
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
5	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
6	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
7	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
8	RBZ11	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
9	RBZ12	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
10	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
11	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
12	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
13	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
14	RCZ21	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
15	RCZ22	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
16	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
17	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
18	SCZ21	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
19	SCZ22	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
20	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
21	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
22	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
23	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
24	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
25	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
26	STBTL2	FLA-5-11	Top-left beam	Side left edge of expansion	0.9434
27	STBTL1	FLA-5-11	Top-left beam	Side left column face	0.9434
28	STBTM	FLA-5-11	Top-mid beam	Side center of column	0.9434
29	STBTR1	FLA-5-11	Top-right beam	Side right column face	0.9434
30	STBTR2	FLA-5-11	Top-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
31	STBTL2'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
32	STBTL1'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left column face	0.9434
33	STBTM'	FLA-5-11	Top-mid beam	Mid. center of column	0.9434
34	STBTR1'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right column face	0.9434
35	STBTR2'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
36	STBBL2	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left edge of expansion	0.9434

ตารางที่ 5.6 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE3 (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.9434
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.9434
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.9434
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
41	STBBL2'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
42	STBBL1'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left column face	0.9434
43	STBBM'	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Mid. center of column	0.9434
44	STBBR1'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right column face	0.9434
45	STBBR2'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
46	STCBL	FLA-5-11	Bot.-left column	Mid bottom column	0.9434
47	STCML	FLA-5-11	Mid-left column	Mid center column	0.9434
48	STCTL	FLA-5-11	Top-left column	Mid top column	0.9434
49	STCBR	FLA-5-11	Bot.-right column	Mid bottom column	0.9434
50	STCMR	FLA-5-11	Mid-right column	Mid center column	0.9434
51	STCTR	FLA-5-11	Top-right column	Mid top column	0.9434
52	STBLT0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
53	STBLT1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
54	STBRT0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
55	STBRT1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
56	STSTL11	Rosette	Top-left planar	Inner top steel bracket	0.9434
57	STSTL12	Rosette	Top-left planar	Inner top steel bracket	0.9434
58	STSTL13	Rosette	Top-left planar	Inner top steel bracket	0.9434
59	STSTL21	Rosette	Top-left planar	Outer top steel bracket	0.9434
60	STSTL22	Rosette	Top-left planar	Outer top steel bracket	0.9434
61	STSTL23	Rosette	Top-left planar	Outer top steel bracket	0.9434
62	STSTR11	Rosette	Top-right planar	Inner top steel bracket	0.9434
63	STSTR12	Rosette	Top-right planar	Inner top steel bracket	0.9434
64	STSTR13	Rosette	Top-right planar	Inner top steel bracket	0.9434
65	STSTR21	Rosette	Top-right planar	Outer top steel bracket	0.9434
66	STSTR22	Rosette	Top-right planar	Outer top steel bracket	0.9434
67	STSTR23	Rosette	Top-right planar	Outer top steel bracket	0.9434
68	STSBL11	Rosette	Bot.-left planar	Inner bottom steel bracket	0.9434
69	STSBL12	Rosette	Bot.-left planar	Inner bottom steel bracket	0.9434
70	STSBL13	Rosette	Bot.-left planar	Inner bottom steel bracket	0.9434
71	STSBL21	Rosette	Bot.-left planar	Outer bottom steel bracket	0.9434
72	STSBL22	Rosette	Bot.-left planar	Outer bottom steel bracket	0.9434
73	STSBL23	Rosette	Bot.-left planar	Outer bottom steel bracket	0.9434

ตารางที่ 5.6 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE3 (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
74	STSB11	Rosette	Bot.-right planar	Inner bottom steel bracket	0.9434
75	STSB12	Rosette	Bot.-right planar	Inner bottom steel bracket	0.9434
76	STSB13	Rosette	Bot.-right planar	Inner bottom steel bracket	0.9434
77	STSB21	Rosette	Bot.-right planar	Outer bottom steel bracket	0.9434
78	STSB22	Rosette	Bot.-right planar	Outer bottom steel bracket	0.9434
79	STSB23	Rosette	Bot.-right planar	Outer bottom steel bracket	0.9434

ตารางที่ 5.7 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE4

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.9434
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.9434
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
5	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
6	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
7	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
8	RBZ11	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
9	RBZ12	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
10	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
11	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
12	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
13	RCZ11	PI-2-100	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
14	RCZ21	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
15	RCZ22	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
16	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
17	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
18	SCZ21	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
19	SCZ22	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
20	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
21	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
22	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
23	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
24	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
25	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
26	STBTL2	FLA-5-11	Top-left beam	Side left edge of expansion	0.9434

ตารางที่ 5.7 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE4 (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
27	STBTL1	FLA-5-11	Top-left beam	Side left column face	0.9434
28	STBTM	FLA-5-11	Top-mid beam	Side center of column	0.9434
29	STBTR1	FLA-5-11	Top-right beam	Side right column face	0.9434
30	STBTR2	FLA-5-11	Top-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
31	STBTL2'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
32	STBTL1'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left column face	0.9434
33	STBTM'	FLA-5-11	Top-mid beam	Mid. center of column	0.9434
34	STBTR1'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right column face	0.9434
35	STBTR2'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
36	STBBL2	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left edge of expansion	0.9434
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.9434
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.9434
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.9434
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
41	STBBL2'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
42	STBBL1'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left column face	0.9434
43	STBBM'	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Mid. center of column	0.9434
44	STBBR1'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right column face	0.9434
45	STBBR2'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
46	STCBL	FLA-5-11	Bot.-left column	Mid bottom column	0.9434
47	STCML	FLA-5-11	Mid-left column	Mid center column	0.9434
48	STCTL	FLA-5-11	Top-left column	Mid top column	0.9434
49	STCBR	FLA-5-11	Bot.-right column	Mid bottom column	0.9434
50	STCMR	FLA-5-11	Mid-right column	Mid center column	0.9434
51	STCTR	FLA-5-11	Top-right column	Mid top column	0.9434
52	STBLT0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
53	STBLT1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
54	STBRT0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
55	STBRT1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
56	STBPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top beam dowel	0.9434
57	STBPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top beam dowel	0.9434
58	STCPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top column dowel	0.9434
59	STCPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top column dowel	0.9434
60	STCPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top column dowel	0.9434
61	STCPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top column dowel	0.9434
62	STBPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top beam dowel	0.9434
63	STBPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top beam dowel	0.9434

ตารางที่ 5.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE5

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.9434
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.9434
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
5	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
6	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
7	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
8	RBZ11	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
9	RBZ12	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
10	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
11	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
12	RCZ11	PI-2-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
13	RCZ11	PI-2-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
14	RCZ21	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
15	RCZ22	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
16	SCZ11	PI-5-100	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
17	SCZ12	PI-5-100	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
18	SCZ21	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
19	SCZ22	PI-5-200	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
20	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
21	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
22	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
23	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
24	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
25	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
26	STBTL2	FLA-5-11	Top-left beam	Side left edge of expansion	0.9434
27	STBTL1	FLA-5-11	Top-left beam	Side left column face	0.9434
28	STBTM	FLA-5-11	Top-mid beam	Side center of column	0.9434
29	STBTR1	FLA-5-11	Top-right beam	Side right column face	0.9434
30	STBTR2	FLA-5-11	Top-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
31	STBTL2'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
32	STBTL1'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left column face	0.9434
33	STBTM'	FLA-5-11	Top-mid beam	Mid. center of column	0.9434
34	STBTR1'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right column face	0.9434
35	STBTR2'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
36	STBBL2	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left edge of expansion	0.9434

ตารางที่ 5.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE5 (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.9434
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.9434
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.9434
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.9434
41	STBBL2'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left edge of expansion	0.9434
42	STBBL1'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left column face	0.9434
43	STBBM'	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Mid. center of column	0.9434
44	STBBR1'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right column face	0.9434
45	STBBR2'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right edge of expansion	0.9434
46	STCBL	FLA-5-11	Bot.-left column	Mid bottom column	0.9434
47	STCML	FLA-5-11	Mid-left column	Mid center column	0.9434
48	STCTL	FLA-5-11	Top-left column	Mid top column	0.9434
49	STCBR	FLA-5-11	Bot.-right column	Mid bottom column	0.9434
50	STCMR	FLA-5-11	Mid-right column	Mid center column	0.9434
51	STCTR	FLA-5-11	Top-right column	Mid top column	0.9434
52	STBLT0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
53	STBLT1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.9434
54	STBRT0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
55	STBRT1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.9434
56	STBPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom beam dowel	0.9434
57	STBPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom beam dowel	0.9434
58	STCPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom column dowel	0.9434
59	STCPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom column dowel	0.9434
60	STBPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom beam dowel	0.9479
61	STBPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom beam dowel	0.9479
62	STCPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom column dowel	0.9479
63	STCPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom column dowel	0.9479

ตารางที่ 5.9 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE6

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.948
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.948
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
5	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
6	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
7	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
8	RBZ11	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
9	RBZ12	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
10	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
11	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
12	RCZ11	PI-2-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
13	RCZ11	PI-2-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
14	RCZ21	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
15	RCZ22	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
16	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
17	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
18	SCZ21	PI-5-100	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
19	SCZ22	PI-5-100	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
20	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
21	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
22	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
23	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
24	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
25	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
26	STBTL2	FLA-5-11	Top-left beam	Side left edge of expansion	0.948
27	STBTL1	FLA-5-11	Top-left beam	Side left column face	0.948
28	STBTM	FLA-5-11	Top-mid beam	Side center of column	0.948
29	STBTR1	FLA-5-11	Top-right beam	Side right column face	0.948
30	STBTR2	FLA-5-11	Top-right beam	Side right edge of expansion	0.948
31	STBTL2'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left edge of expansion	0.948
32	STBTL1'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left column face	0.948
33	STBTM'	FLA-5-11	Top-mid beam	Mid. center of column	0.948
34	STBTR1'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right column face	0.948
35	STBTR2'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right edge of expansion	0.948
36	STBBL2	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left edge of expansion	0.948

ตารางที่ 5.9 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE6 (ต่อ)

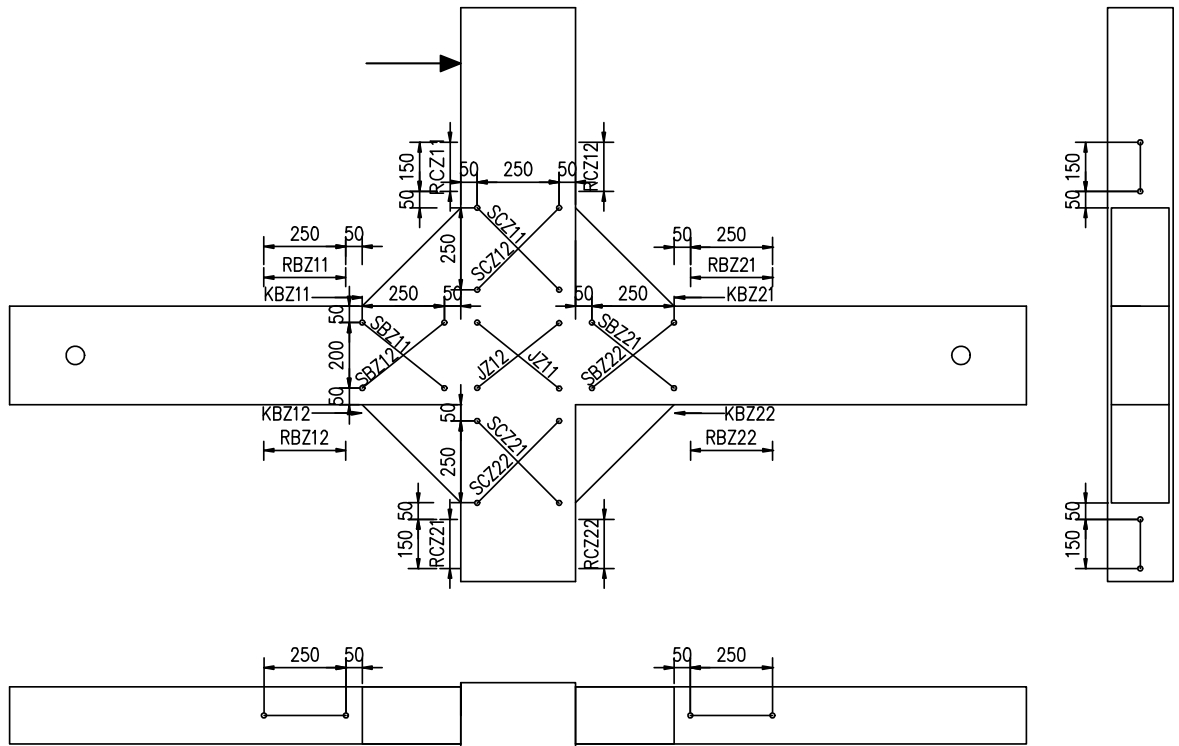
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.948
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.948
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.948
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.948
41	STBBL2'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left edge of expansion	0.948
42	STBBL1'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left column face	0.948
43	STBBM'	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Mid. center of column	0.948
44	STBBR1'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right column face	0.948
45	STBBR2'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right edge of expansion	0.948
46	STCBL	FLA-5-11	Bot.-left column	Mid bottom column	0.948
47	STCML	FLA-5-11	Mid-left column	Mid center column	0.948
48	STCTL	FLA-5-11	Top-left column	Mid top column	0.948
49	STCBR	FLA-5-11	Bot.-right column	Mid bottom column	0.948
50	STCMR	FLA-5-11	Mid-right column	Mid center column	0.948
51	STCTR	FLA-5-11	Top-right column	Mid top column	0.948
52	STBLT0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.948
53	STBLT1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.948
54	STBRT0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.948
55	STBRT1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.948
56	STBPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom beam dowel	0.943
57	STBPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom beam dowel	0.943
58	STCPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom column dowel	0.943
59	STCPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom column dowel	0.943
60	STBPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom beam dowel	0.948
61	STBPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom beam dowel	0.948
62	STCPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom column dowel	0.948
63	STCPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom column dowel	0.948
64	STBPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top beam dowel	0.943
65	STBPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top beam dowel	0.943
66	STCPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top column dowel	0.943
67	STCPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top column dowel	0.943
68	STBPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top beam dowel	0.948
69	STBPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top beam dowel	0.948
70	STCPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top column dowel	0.948
71	STCPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top column dowel	0.948

ตารางที่ 5.10 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE7

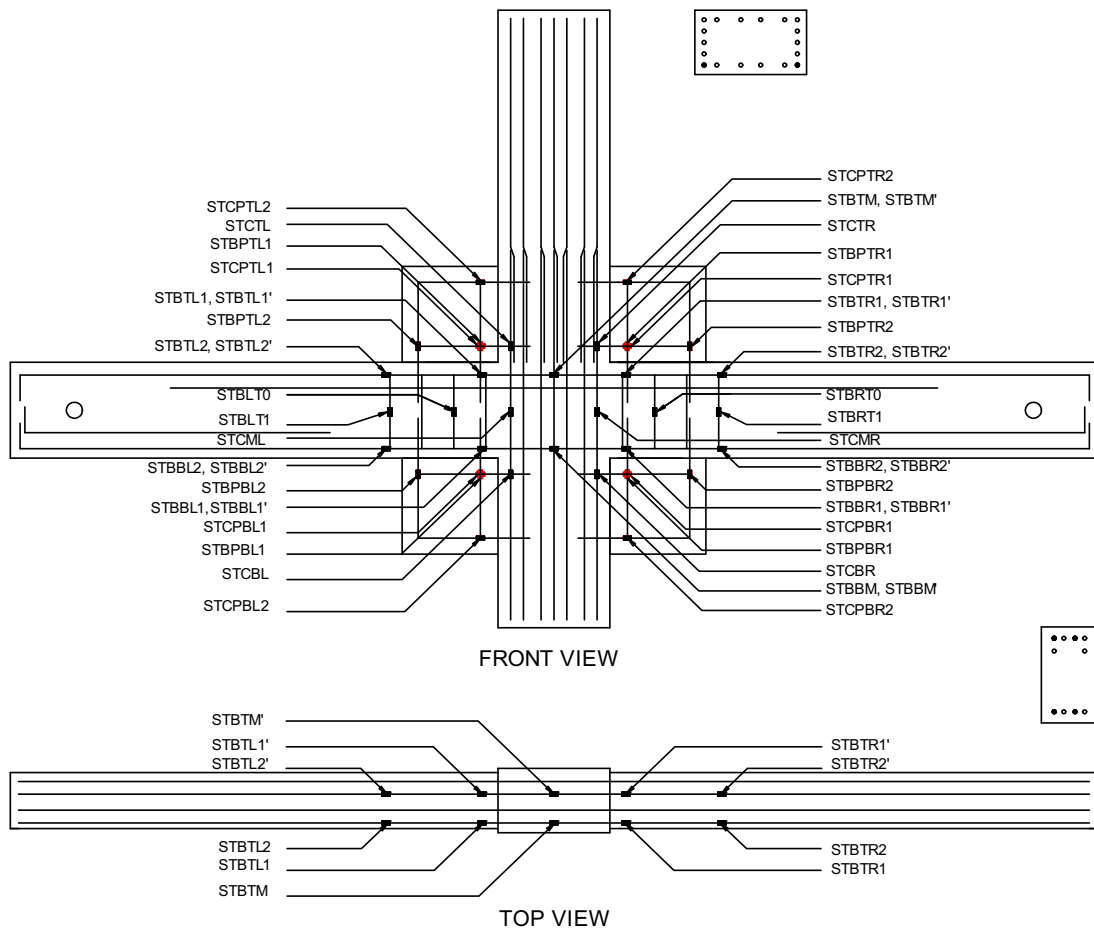
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.948
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.948
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
5	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1.00
6	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
7	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1.00
8	RBZ11	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
9	RBZ12	SDP-50C	Left-beam	Rotation measuring in zone1	1.00
10	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
11	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1.00
12	RCZ11	PI-2-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
13	RCZ11	PI-2-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	0.500
14	RCZ21	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
15	RCZ22	PI-2-100	Bot.-column	Rotation measuring in zone2	0.500
16	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
17	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1.00
18	SCZ21	PI-5-100	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
19	SCZ22	PI-5-100	Bot.-column	Shear measuring in zone2	1.00
20	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
21	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2.000
22	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
23	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2.000
24	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
25	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2.000
26	STBTL2	FLA-5-11	Top-left beam	Side left edge of expansion	0.948
27	STBTL1	FLA-5-11	Top-left beam	Side left column face	0.948
28	STBTM	FLA-5-11	Top-mid beam	Side center of column	0.948
29	STBTR1	FLA-5-11	Top-right beam	Side right column face	0.948
30	STBTR2	FLA-5-11	Top-right beam	Side right edge of expansion	0.948
31	STBTL2'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left edge of expansion	0.948
32	STBTL1'	FLA-5-11	Top-left beam	Mid. left column face	0.948
33	STBTM'	FLA-5-11	Top-mid beam	Mid. center of column	0.948
34	STBTR1'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right column face	0.948
35	STBTR2'	FLA-5-11	Top-right beam	Mid. right edge of expansion	0.948
36	STBBL2	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left edge of expansion	0.948

ตารางที่ 5.10 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE7 (ต่อ)

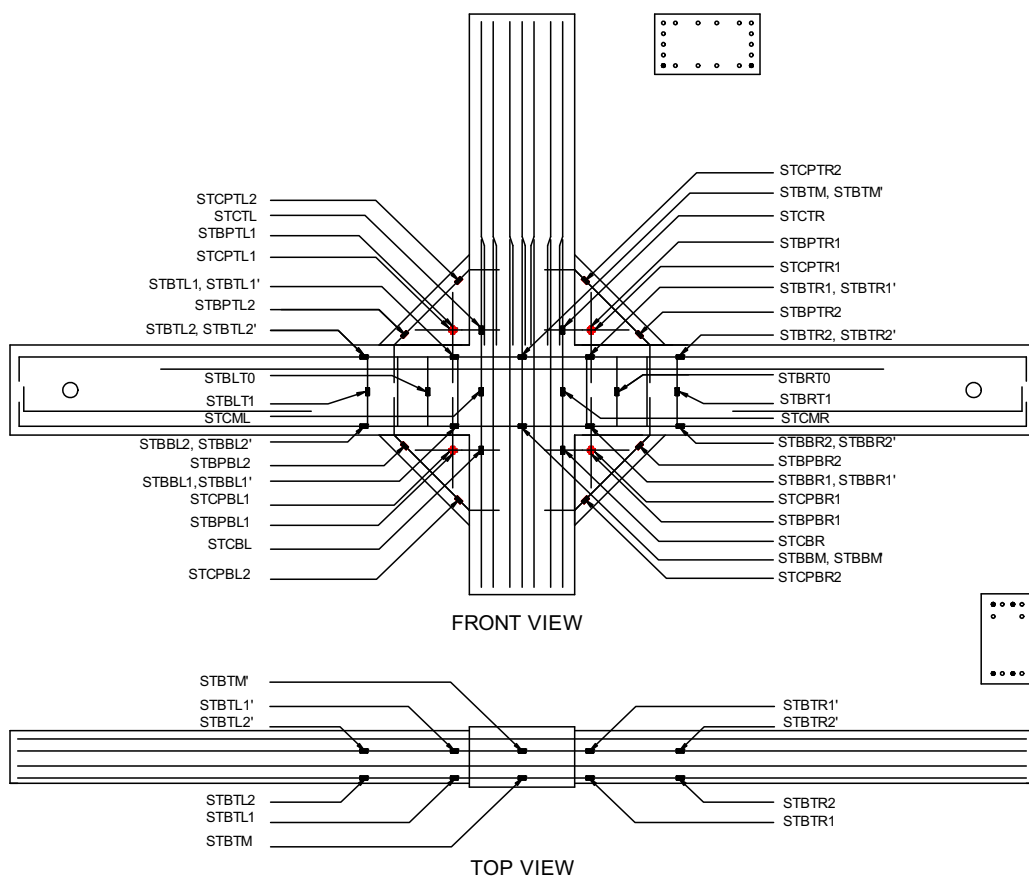
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.948
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.948
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.948
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.948
41	STBBL2'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left edge of expansion	0.948
42	STBBL1'	FLA-5-11	Bot.-left beam	Mid. left column face	0.948
43	STBBM'	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Mid. center of column	0.948
44	STBBR1'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right column face	0.948
45	STBBR2'	FLA-5-11	Bot.-right beam	Mid. right edge of expansion	0.948
46	STCBL	FLA-5-11	Bot.-left column	Mid bottom column	0.948
47	STCML	FLA-5-11	Mid-left column	Mid center column	0.948
48	STCTL	FLA-5-11	Top-left column	Mid top column	0.948
49	STCBR	FLA-5-11	Bot.-right column	Mid bottom column	0.948
50	STCMR	FLA-5-11	Mid-right column	Mid center column	0.948
51	STCTR	FLA-5-11	Top-right column	Mid top column	0.948
52	STBLT0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.948
53	STBLT1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein.-left beam	0.948
54	STBRT0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.948
55	STBRT1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein.-right beam	0.948
56	STBPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom beam dowel	0.952
57	STBPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom beam dowel	0.952
58	STCPBL1	FLA-5-11	Bot.-left planar	Inner bottom column dowel	0.952
59	STCPBL2	FLA-5-11	Bot.-left planar	Outer bottom column dowel	0.952
60	STBPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom beam dowel	0.952
61	STBPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom beam dowel	0.952
62	STCPBR1	FLA-5-11	Bot.-right planar	Inner bottom column dowel	0.952
63	STCPBR2	FLA-5-11	Bot.-right planar	Outer bottom column dowel	0.952
64	STBPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top beam dowel	0.952
65	STBPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top beam dowel	0.939
66	STCPTL1	FLA-5-11	Top-left planar	Inner top column dowel	0.939
67	STCPTL2	FLA-5-11	Top-left planar	Outer top column dowel	0.939
68	STBPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top beam dowel	0.939
69	STBPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top beam dowel	0.939
70	STCPTR1	FLA-5-11	Top-right planar	Inner top column dowel	0.939
71	STCPTR2	FLA-5-11	Top-right planar	Outer top column dowel	0.939



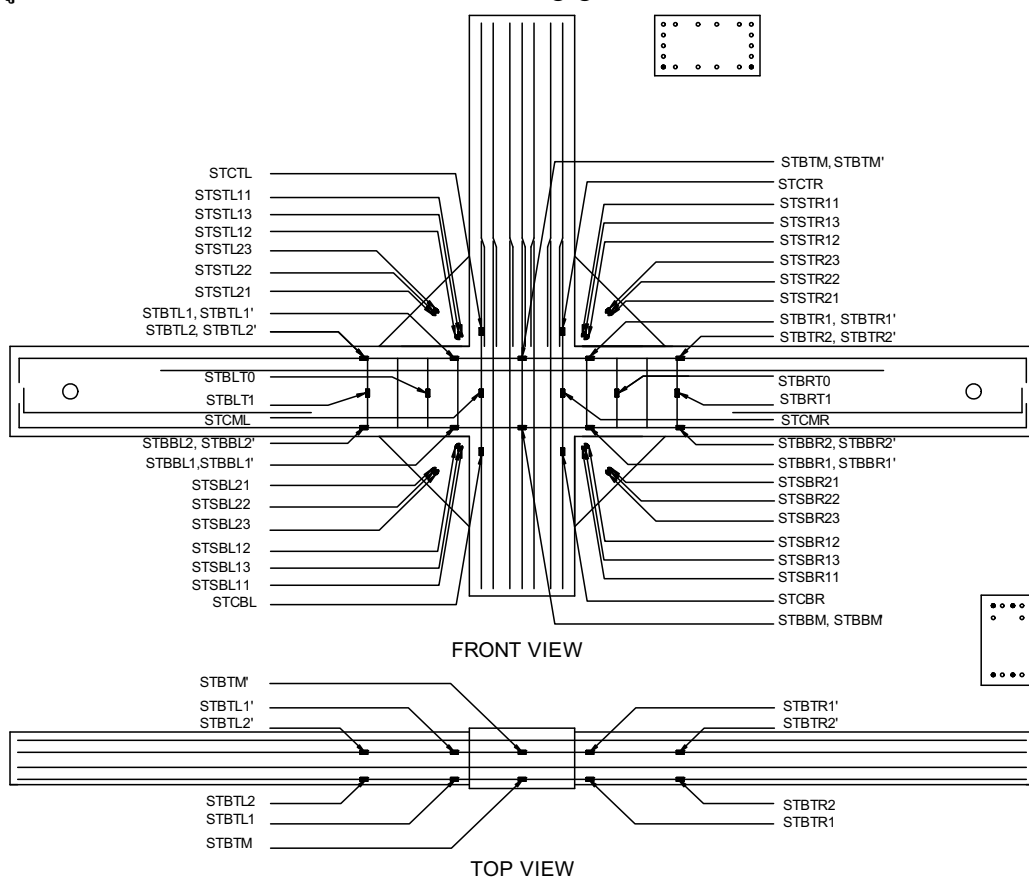
รูปที่ 5.23 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้งอุปกรณ์วัด การเปลี่ยนรูปเฉือน มุมหมุนดัด และมุมหมุนเกร็งของชิ้นทดสอบเสริมกำลัง



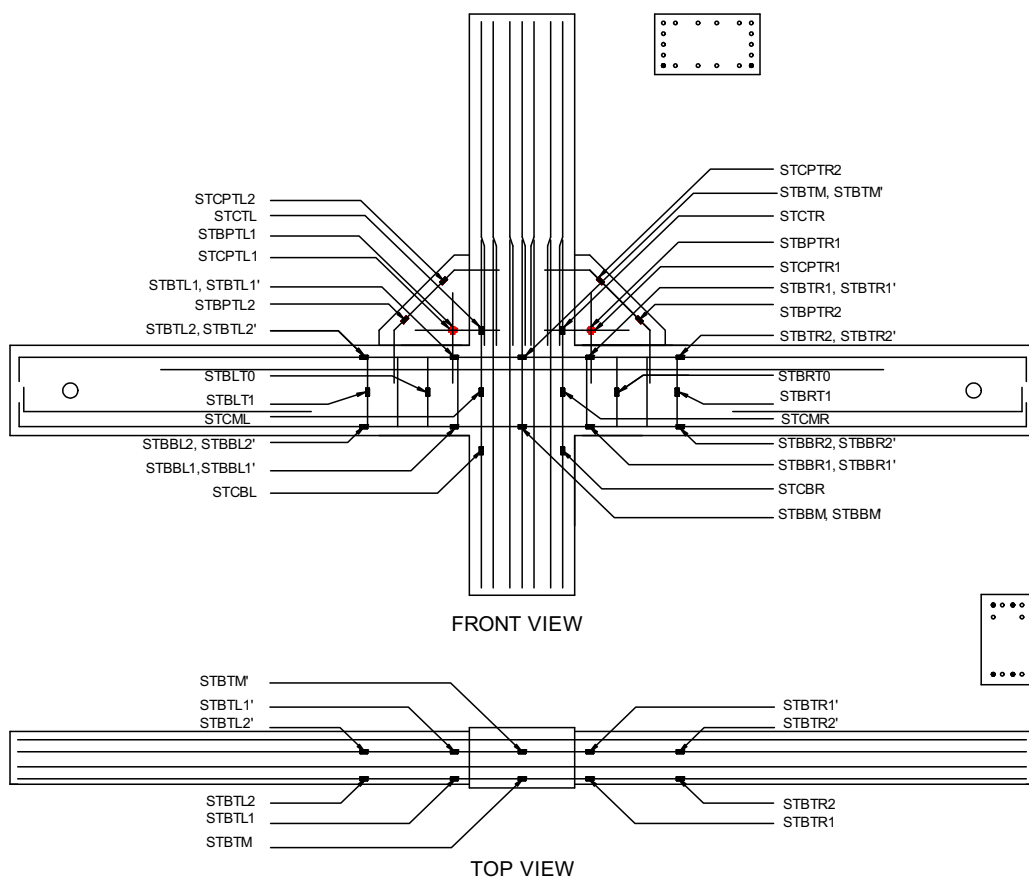
รูปที่ 5.24 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับชิ้นทดสอบ PJE1



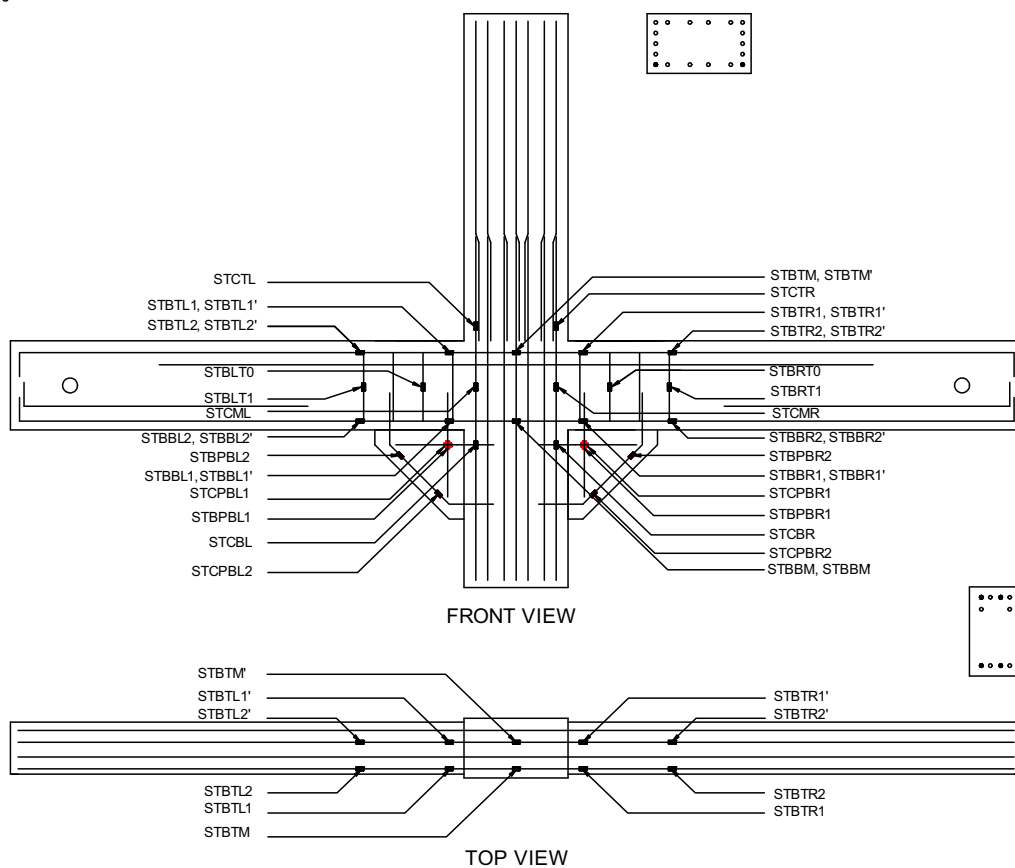
รูปที่ 5.25 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE2



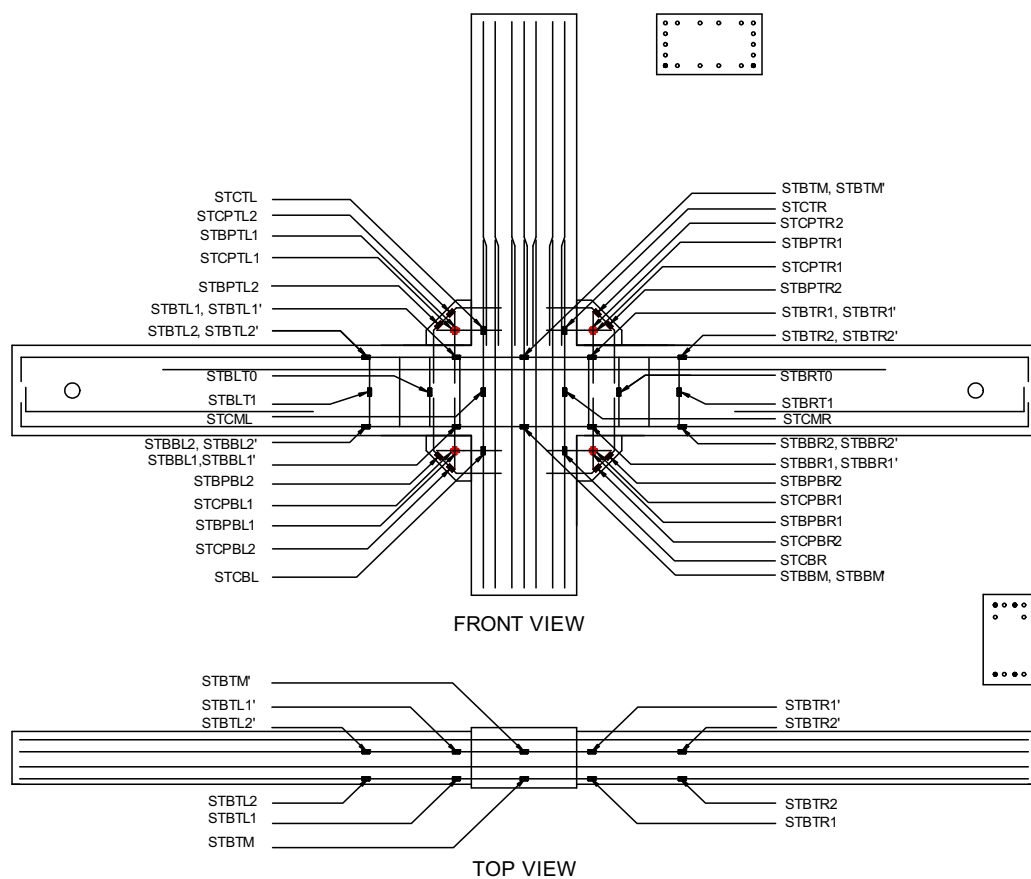
รูปที่ 5.26 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขึ้นทดสอบ PJE3



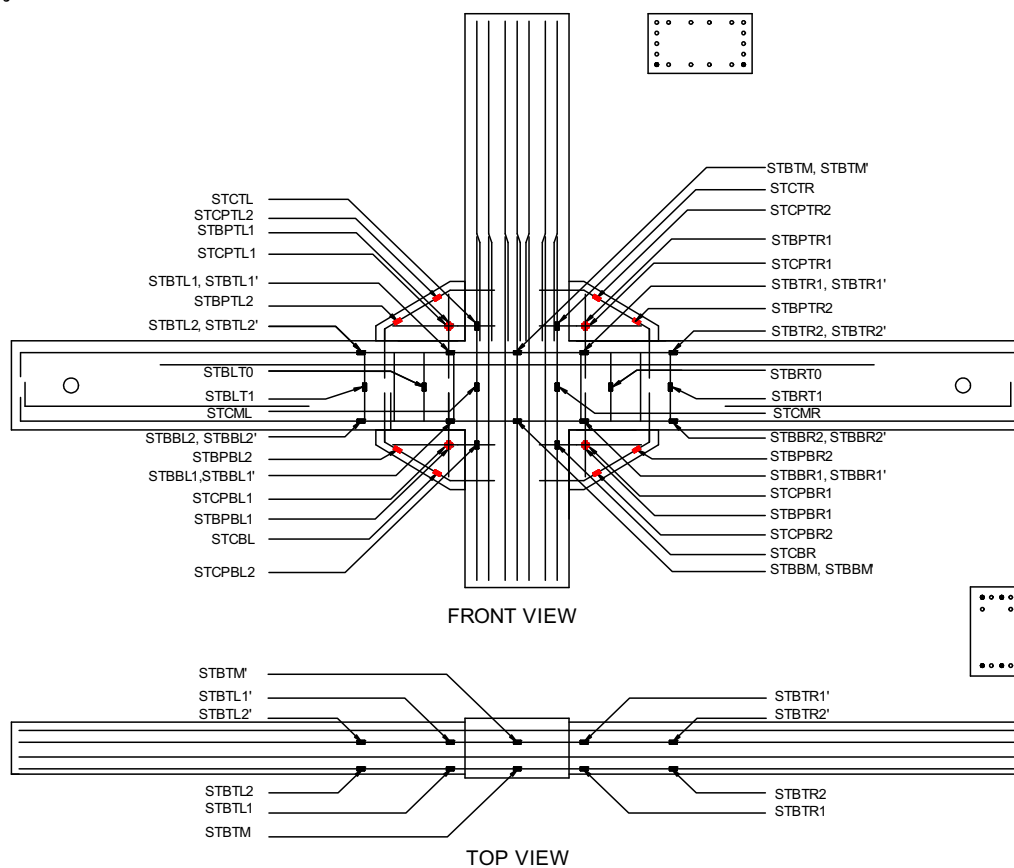
รูปที่ 5.27 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขั้นตอนสอบ PJE4



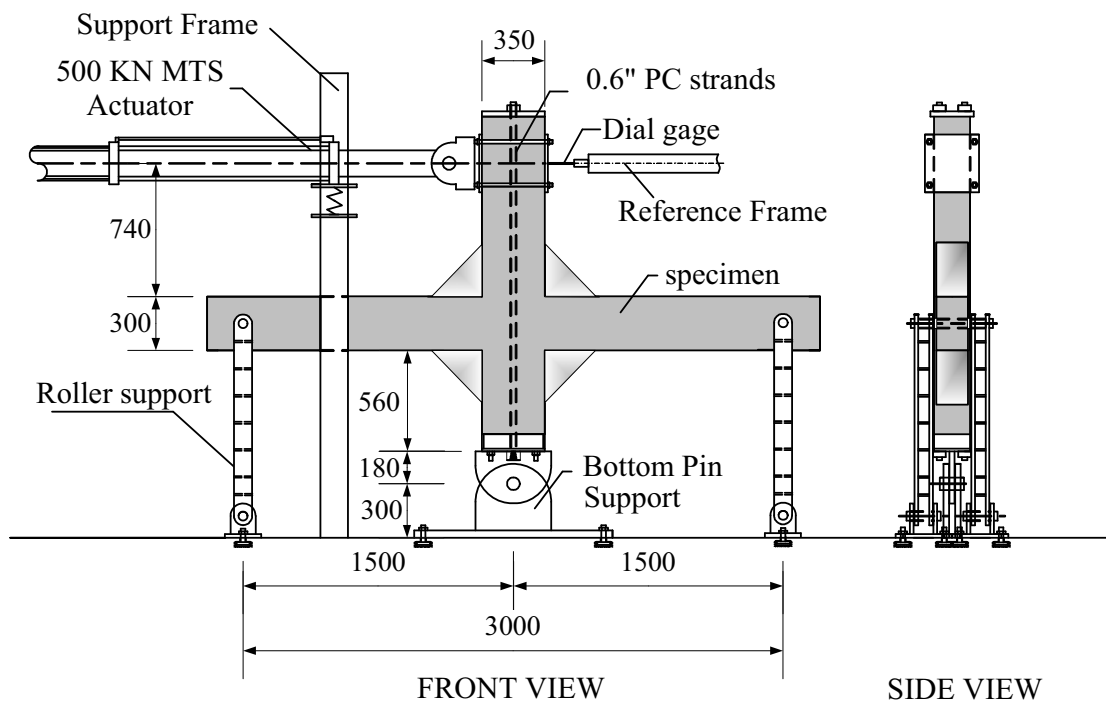
รูปที่ 5.28 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE5



รูปที่ 5.29 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE6



รูปที่ 5.30 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE7



รูปที่ 5.31 การติดตั้งชิ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ

5.5 ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบแบ่งเป็น 3 หัวข้อได้แก่ พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวดังแสดงในรูปที่ 5.32 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ดังแสดงในรูปที่ 5.33 ความเครียดในเหล็กเสริม ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 5.34-5.39 และตารางที่ 5.11 สรุปผลการทดสอบทั้งหมด

5.5.1 พฤติกรรมการเกิดรอยร้าว

ก) ชิ้นทดสอบควบคุม JM

ผลการทดสอบพบว่า ชิ้นทดสอบควบคุม (JM) (รูปที่ 5.32ก) เกิดการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนที่บริเวณจุดต่อคาน-เสา สังเกตได้จากคอนกรีตหลุดกะเทาะจนสามารถมองเห็นเหล็กเสริม การวิบัติในรูปแบบนี้ไม่เหมาะสมสำหรับการต้านทานแผ่นดินไหว เพราะอาจทำให้ชิ้นทดสอบสูญเสียกำลังต้านทานแรงเฉือนได้ นอกจากนี้ การซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาภายหลังเกิดแผ่นดินไหว ยังทำได้ลำบากอีกด้วย ซึ่งพฤติกรรมการเกิดรอยร้าวของชิ้นทดสอบควบคุมนี้ได้กล่าวไว้อย่างละเอียดในหัวข้อ 4.4.1 แล้ว

ข) ขั้นตอนทดสอบ PJE1

ขั้นตอนทดสอบที่เสริมกำลังเป็นรูปสี่เหลี่ยมเริ่มเกิดรอยร้าวคดในคานที่บริเวณปลายของส่วนเสริมกำลังที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ (รูปที่ 5.32ข) และเมื่อถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ รอยร้าวเพิ่มขึ้นทั้งจำนวนและขนาดในคานทั้งสอง จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ รอยร้าวได้ขยายและวิ่งผ่านเข้าไปยังส่วนเสริมกำลัง จนกระทั่งระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.50\%$ ได้เกิดรอยร้าวเฉือนภายในจุดต่อตัดกันเป็นรูปทแยง หลังจากนั้นที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ รอยร้าวกระจายตัวในคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังและลามเข้าไปในส่วนเสริมกำลังทั้งสองด้าน จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ เหล็กนอนในคานเกิดการโก่งเดาะและคานคอนกรีตหุ้มให้หลุดกะเทาะออกมา เหล็กปลอก 1 เส้นขาดที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.5\%$ และการทดลองได้สิ้นสุดลงที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 4.0\%$ และเกิดความเสียหายอย่างหนักที่บริเวณคานทั้งสองด้าน

ค) ขั้นตอนทดสอบ PJE2

ขั้นตอนทดสอบที่ขยายจุดต่อออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมเริ่มเกิดรอยร้าวคดในคานที่ปลายส่วนเสริมกำลังที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ (รูปที่ 5.32ค) ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ พบรอยร้าวก่อสร้างในแนวนอนระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ และพบรอยร้าวเฉือนที่จุดต่อตัดกันเป็นรูปทแยงที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ และหยุดพัฒนาต่อที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ และที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ คอนกรีตหุ้มได้คานหลุดกะเทาะออกเผยให้เห็นเหล็กนอนในคานเกิดการโก่งเดาะ และพบว่าเหล็กนอนเส้นล่างขาดที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คดในคานเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ PJE1

ง) ขั้นตอนทดสอบ PJE3

เป็นขั้นตอนทดสอบที่ใช้บ่าเหล็กเป็นส่วนเสริมกำลัง พบรอยร้าวคดในคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังเป็นรอยร้าวแรกที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ (รูปที่ 5.32ง) และเมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไปจนถึง $\pm 0.75\%$ เริ่มเกิดรอยร้าวเฉือนเป็นรูปทแยงที่บริเวณจุดต่อ ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ พบรอยร้าวคดกระจายอยู่ทั่วคานทั้งสองด้าน ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ พบรอยร้าวในคานผ่านตรงตำแหน่งของสลักเกลียวที่ฝังในคอนกรีตอย่างชัดเจน ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ พบรอยร้าวคดในคานอย่างชัดเจนวิ่งจากด้านบนถึงด้านล่างคานไม่สามารถปิดได้สนิท ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ คอนกรีตหุ้มคานหลุดกะเทาะเผยให้เห็นการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ขั้นตอนนี้ได้สิ้นสุดการทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 5.0\%$ เนื่องจากเหล็กนอนในคานขาด และเกิดความเสียหายอย่างหนักที่บริเวณจุดหมุนพลาสติกในคาน

จ) ขั้นตอนสอบ PJE4

ขั้นตอนสอบที่ขยายจุดต่อด้วยคอนกรีตเฉพาะด้านบนของคานอย่างเดียว พบว่าเกิดรอยร้าวตัดรอยแรกที่บริเวณใต้คานที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ (รูปที่ 5.32จ) หลังจากนั้นพบรอยร้าวเฉือนในจุดต่อ และรอยร้าวที่รอยต่อก่อสร้างในแนวนอนที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไปจนถึง $\pm 1.5\%$ พบรอยร้าวตัดกระจายทั่วทั้งสองด้านของคาน ในขณะที่รอยร้าวในจุดต่อก็เพิ่มขึ้นเช่นกันแต่เป็นรอยร้าวขนาดเล็ก ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ รอยร้าวที่เด่นชัดเกิดขึ้นในคานจากปลายของส่วนเสริมกำลังด้านบนเป็นแนวตรงและแนวทแยงจนถึงด้านล่างคาน และพบรอยร้าวในส่วนเสริมกำลังในแนวทแยงตามแนวของเหล็กเสริมที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ คอนกรีตหุ้มบริเวณด้านล่างคานเริ่มกะเทาะออกเนื่องจากการโก่งตัวของเหล็กนอนในคาน จนที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ คอนกรีตหุ้มทั้งด้านล่างและด้านข้างคานได้หลุดกะเทาะจนสามารถมองเห็นเหล็กนอนในคานเกิดการโก่งเดาะออกทางด้านข้างอย่างชัดเจน และพบคอนกรีตหุ้มของส่วนเสริมกำลังกะเทาะออกตามแนวของเหล็กเสริม ขั้นตอนสอบได้หยุดการทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 5.0\%$ เกิดความเสียหายอย่างหนักของจุดหมุนพลาสติกที่คาน การหลุดกะเทาะของคอนกรีตหุ้มในส่วนเสริมกำลัง และเหล็กนอนเส้นล่างในคานขาดในขณะที่รอยร้าวในจุดต่อก็ปรากฏให้เห็นบ้าง แต่ไม่ได้ส่งผลต่อรูปแบบการเสียหายทั้งหมดของขั้นตอนสอบ ขั้นตอนสอบนี้พบว่าเกิดความเสียหายในบริเวณจุดหมุนพลาสติกมากกว่าขั้นตอนสอบ PJE1-PJE3 เนื่องจากการเสริมกำลังเพียงด้านบนของคานเพียงอย่างเดียว

ฉ) ขั้นตอนสอบ PJE5

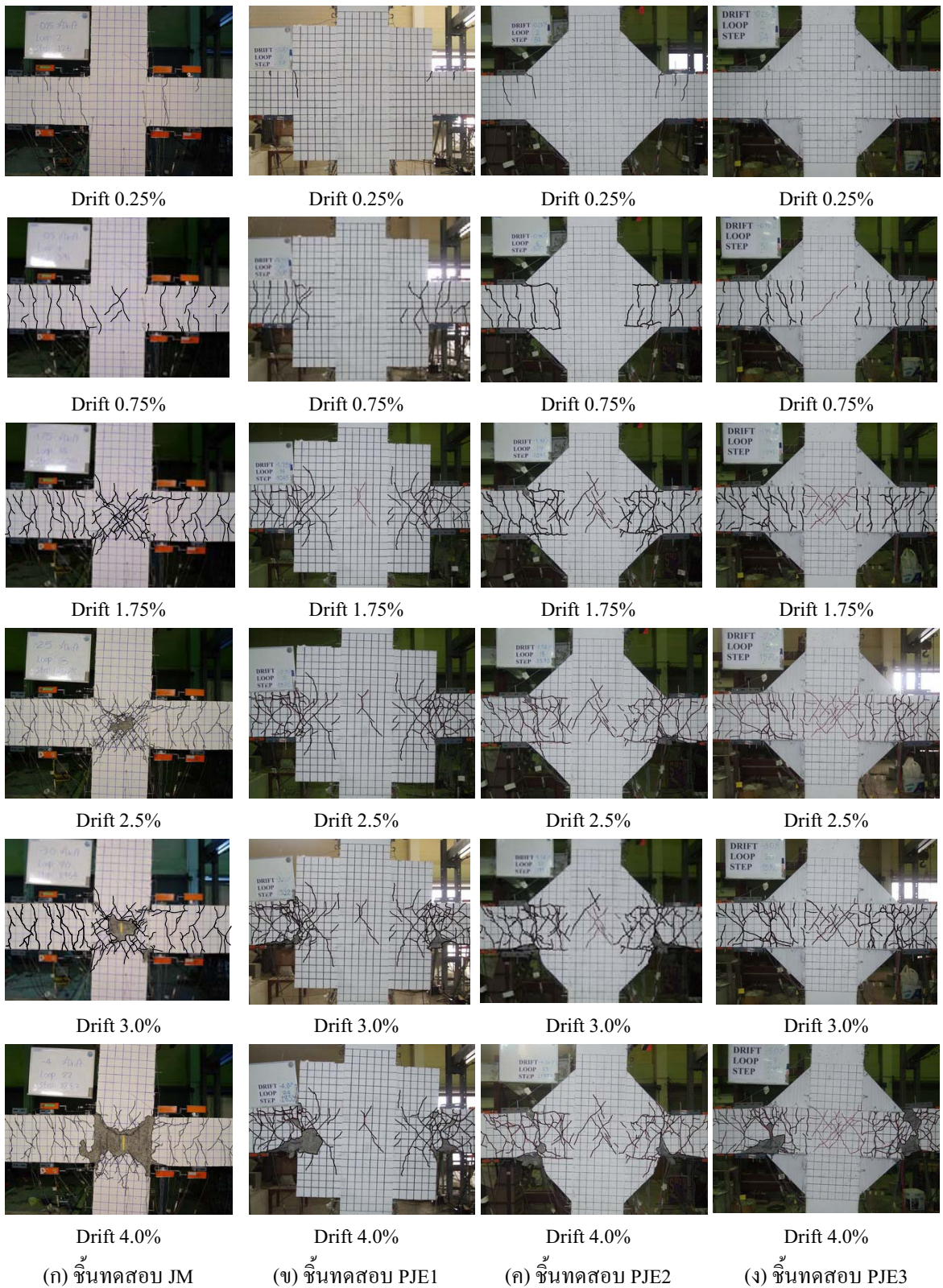
ขั้นตอนสอบที่เสริมกำลังเฉพาะด้านล่างของคานเพียงอย่างเดียว พบว่าเกิดรอยร้าวตัดในคานบริเวณปลายของส่วนเสริมกำลังที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ (รูปที่ 5.32ฉ) หลังจากนั้นพบรอยร้าวเฉือนในจุดต่อ รอยร้าวตัดในคาน และรอยร้าวที่รอยต่อก่อสร้างที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 0.75\%$ ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 1.50\%$ รอยร้าวเฉือนในจุดต่อเพิ่มจำนวนมากขึ้น และพบรอยร้าวในส่วนเสริมกำลังเป็นเส้นทแยงตามแนวเหล็กเสริม ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 2.5\%$ รอยร้าวในส่วนเสริมกำลังมีจำนวนและขนาดเพิ่มขึ้น ในขณะที่รอยร้าวในคานและจุดต่อก็เพิ่มจำนวนและขนาดเช่นเดียวกัน ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 3.0\%$ รอยร้าวในจุดต่อเด่นชัดขึ้นสังเกตได้จากการหลุดกะเทาะของคอนกรีตหุ้ม ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 4.0\%$ คอนกรีตหุ้มในจุดต่อหลุดออกจนสามารถมองเห็นเหล็กนอนในคาน และเกิดความเสียหายอย่างหนักในส่วนเสริมกำลังจนเนื้อคอนกรีตบางส่วนหลุดกะเทาะออกไป ซึ่งขั้นตอนสอบนี้มีรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อ ต่างจากขั้นตอนสอบเสริมกำลังขึ้นอื่น ๆ

ข) ชินทดสอบ PJE6

เป็นชินทดสอบที่เสริมกำลังด้วยคอนกรีตที่มีขนาดเล็กกลง พบว่ารอยร้าวตัดในคานยังคงเป็นรอยร้าวแรกที่พบที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ (รูปที่ 5.32ข) หลังจากนั้นเริ่มเกิดรอยร้าวเฉือนที่บริเวณจุดต่อที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.50\%$ รอยร้าวกระจายทั่วในจุดต่อและเริ่มปรากฏในส่วนเสริมกำลัง ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 2.5\%$ รอยร้าวในจุดต่อเริ่มปรากฏขึ้นอย่างชัดเจนมากกว่ารอยร้าวในคาน ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 3.0\%$ รอยร้าวเฉือนที่จุดต่อมีขนาดใหญ่ขึ้นจนทำให้คอนกรีตหุ้มที่จุดต่อเริ่มกะเทาะ และรอยร้าวในส่วนเสริมกำลังปรากฏเป็นเส้นทแยงตามแนวเหล็กเสริม ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 4.0\%$ คอนกรีตหุ้มในจุดต่อกะเทาะออกและปรากฏให้เห็นเหล็กยื่นในเสา ความเสียหายอย่างหนักเกิดขึ้นในจุดต่อ คอนกรีตในส่วนเสริมกำลังหลุดกะเทาะออกเป็นชิ้น ๆ ซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับชินทดสอบ PJE5

ข) ชินทดสอบ PJE7

ชินทดสอบนี้มีลักษณะคล้ายชินทดสอบ PJE2 แต่ส่วนขยายมีความสูงเพียง 200 มม. ตามแนวเสา พบรอยร้าวตัดในคานเช่นเดียวกับชินทดสอบอื่น ๆ ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 0.25\%$ หลังจากนั้นเริ่มปรากฏรอยร้าวเฉือนในจุดต่อ (รูปที่ 5.32ข) ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 1.50\%$ พบรอยร้าวกระจายทั่วจุดต่อ คานและส่วนเสริมกำลัง ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 2.5\%$ รอยร้าวในคานปรากฏเด่นชัดขึ้น พร้อมทั้งเกิดความเสียหายที่มากขึ้นในส่วนเสริมกำลังเช่นกัน ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ คอนกรีตหุ้มด้านข้างคานเริ่มหลุดกะเทาะออก ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 4.0\%$ คอนกรีตหุ้มในคานกะเทาะออกจนสามารถมองเห็นเหล็กนอนในคานโค้งตัว คอนกรีตส่วนเสริมกำลังหลุดออกเป็นชิ้น ๆ รูปแบบการวิบัติเกิดความเสียหายของจุดหมุนพลาสติกในคานที่บริเวณปลายของส่วนเสริมกำลัง



รูปที่ 5.32 พฤติกรรมการเกิดรอยร้าว



รูปที่ 5.32 พฤติกรรมการเกิดรอยร้าว (ต่อ)

5.5.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

ก) ชินทดสอบควบคุม JM

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์แสดงในรูปที่ 5.33 (ก) นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เป็นต้นมา เส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะแคบแสดงให้เห็นว่าชินทดสอบสลายพลังงานได้น้อย ชินทดสอบเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ และต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 71.97 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ โดยเส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะโค้งแบบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (pinching) แสดงถึงพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหว เมื่อผลักชินทดสอบต่อไปจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.50\%$ กำลังรับน้ำหนักจะลดลงอย่างมากและถือเป็นจุดวิกฤติของชินทดสอบนี้ โดยมีค่าดัชนีความเหนียวเท่ากับ 2 โดยที่ดัชนีความเหนียวนิยามไว้ว่าเป็นระยะเคลื่อนที่สูงสุดต่อระยะเคลื่อนที่ที่จุดคราก

ข) ชินทดสอบ PJE1

จะเห็นว่าชินทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ในช่วงแรกระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ แต่มีสติเฟนส์ที่สูงกว่าชินทดสอบควบคุมประมาณ 10% ซึ่งสังเกตได้จากความชันของเส้นกราฟ (รูปที่ 5.33(ข)) ชินทดสอบ PJE1 เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ และสามารถต้านทานแรงสูงสุดได้เท่ากับ 98.3 kN เส้นโค้ง Hysteretic มีความกว้างมากกว่าชินทดสอบ JM อย่างชัดเจนแสดงให้เห็นถึงการสลายพลังงานที่ดีกว่า และการวนรอบซ้ำไม่ทำให้แรงและสติเฟนส์ลดลงมากนัก แสดงให้เห็นว่าชินทดสอบมีเสถียรภาพดี โดยชินทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำก่อนที่จะตกได้จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ ทำให้การเสริมกำลังประสบผลสำเร็จสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติจากจุดต่อมาเป็นการวิบัติในคานที่บริเวณปลายส่วนเสริมกำลังแทนและมีความเหนียวเท่ากับ 3.0

ค) ชินทดสอบ PJE2

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชินทดสอบ PJE2 มีลักษณะคล้ายกับชินทดสอบ PJE1 แต่ชินทดสอบ PJE2 สามารถต้านทานแรงกระทำได้เพียงที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ เท่านั้น โดยชินทดสอบ PJE2 มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ในช่วงแรกระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ มีสติเฟนส์ที่สูงกว่าชินทดสอบ JM ประมาณ 18% ซึ่งสังเกตได้จากความชันของเส้นกราฟ (รูปที่ 5.33(ค)) ชินทดสอบ PJE2 เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ เมื่อแรงกระทำเท่ากับ 86 kN และสามารถต้านทานแรงสูงสุดได้เท่ากับ 98 kN เส้นโค้ง hysteretic มีความกว้างมากกว่าชินทดสอบ JM อย่างชัดเจนแสดงให้เห็นถึงการสลายพลังงานที่ดี และการวนรอบซ้ำไม่ทำให้แรงและสติเฟนส์ลดลงมากนัก แสดงให้เห็นว่าชินทดสอบมีเสถียรภาพดี และมีความเหนียวเท่ากับ 2.5

ง) ชี้นทดสอบ PJE3

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชี้นทดสอบ PJE3 (รูปที่ 5.33(ง)) ในช่วงต้นมีลักษณะคล้ายคลึงกับชี้นทดสอบ PJE1 และ PJE2 โดยชี้นทดสอบ PJE3 มีสติฟเนสที่สูงกว่าชี้นทดสอบ JM ประมาณ 13% โดยชี้นทดสอบเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ โดยมีแรงกระทำ 80.58 kN แรงกระทำสูงสุด 100.84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ เส้นโค้ง hysteretic มีความกว้างและมีเสถียรภาพที่ดีมาก สามารถต้านทานแรงกระทำจนถึงที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ ก่อนที่แรงกระทำจะลดลงเนื่องจากการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน เนื่องจากชี้นทดสอบ PJE3 เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานของ ACI (IMRF) จึงช่วยชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคานได้จนมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ถึง $\pm 4.0\%$ ทำให้คำนวณระดับความเหนียวได้เท่ากับ 4.0

จ) ชี้นทดสอบ PJE4

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชี้นทดสอบ PJE4 (รูปที่ 5.33(จ)) และ PJE3 มีลักษณะที่คล้ายคลึงกันสามารถต้านทานแรงกระทำได้จนถึงระยะเคลื่อนที่ $\pm 4.0\%$ เนื่องจากมีการเพิ่มการโอบรัดเหล็กนอนในคานด้วยเหล็กปลอกตามมาตรฐาน ACI (IMRF) เช่นเดียวกัน ทำให้มีระดับความเหนียวได้ถึง 4 เช่นกัน โดยชี้นทดสอบเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ เมื่อมีมาแรงกระทำ 85.85 kN สามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดได้เท่ากับ 102.92 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ เส้นโค้ง hysteretic มีความกว้างและมีเสถียรภาพที่ดีเช่นกัน

ฉ) ชี้นทดสอบ PJE5

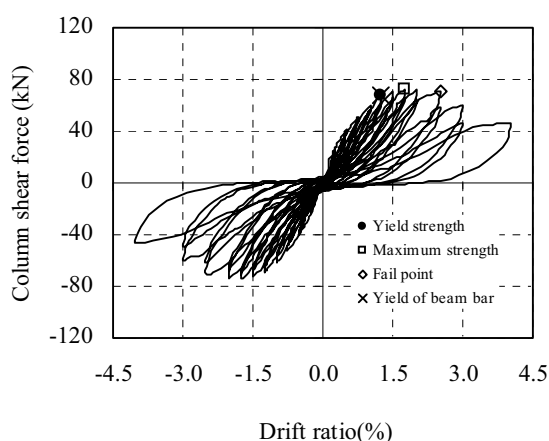
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชี้นทดสอบ PJE5 แสดงในรูปที่ 5.33(ฉ) จะเห็นว่าช่วงแรกที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ มีความสัมพันธ์แบบฮิสเทติก แม้ว่าชี้นทดสอบจะมีสติฟเนสสูงกว่าชี้นทดสอบ JM 16% แต่พฤติกรรม hysteretic มีความโค้งแนบเข้าสู่จุดศูนย์กลางคล้ายกับชี้นทดสอบ JM แสดงถึงการสลายพลังงานที่น้อย เนื่องจากชี้นทดสอบ PJE5 มีรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับชี้นทดสอบ JM ชี้นทดสอบ PJE5 เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ ด้วยแรงกระทำ 81.82 kN ต้านทานแรงสูงสุดได้เท่ากับ 100.66 kN มากกว่าชี้นทดสอบ JM 40% ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ โดยสามารถต้านทานแรงได้จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ ก่อนที่จะวิบัติ

ข) ชิ้นทดสอบ PJE6

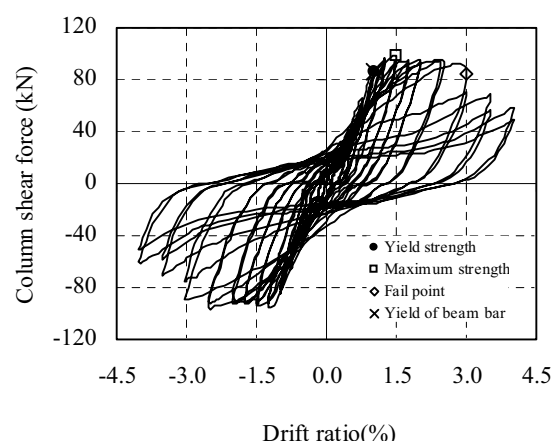
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชิ้นทดสอบ PJE6 (รูปที่ 5.33ข) มีลักษณะคล้ายกับชิ้นทดสอบ PJE5 เส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะโค้งแบบหาจุดศูนย์กลาง มีการสลายพลังงานที่น้อย เนื่องจากชิ้นทดสอบ PJE6 เกิดการวิบัติที่จุดต่อ โดยช่วงแรกชิ้นทดสอบมีสติเฟนสูงกว่าชิ้นทดสอบควบคุม JM ประมาณ 12% เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ ที่แรงต้านทาน 81.38 kN สามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดเท่ากับ 94.7 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ สามารถต้านทานแรงกระทำไปจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$

ข) ชิ้นทดสอบ PJE7

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชิ้นทดสอบ PJE7 (รูปที่ 5.33ข) มีลักษณะคล้ายกับชิ้นทดสอบ PJE1 และ PJE2 เนื่องจากมีรูปแบบการวิบัติที่คาน เส้นโค้ง hysteretic มีรูปที่กว้าง แสดงถึงการสลายพลังงานที่ดี โดยชิ้นทดสอบ PJE7 มีสติเฟนสูงกว่าชิ้นทดสอบ JM ถึง 40% และมากกว่าชิ้นทดสอบ PJE1 และ PJE2 ประมาณ 20% ทั้งนี้เนื่องจากเหล็กเสริมที่ใช้เป็นคอนสตรัคต์ กำลังดึงของเหล็กเสริมในชิ้นทดสอบ PJE7 มีค่ามากกว่าประมาณ 15% ชิ้นทดสอบเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ เมื่อมีแรงกระทำ 98.89 kN และสามารถต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 112.03 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ ชิ้นทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำได้จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ และสามารถคำนวณความเหนียวได้เท่ากับ 3.0

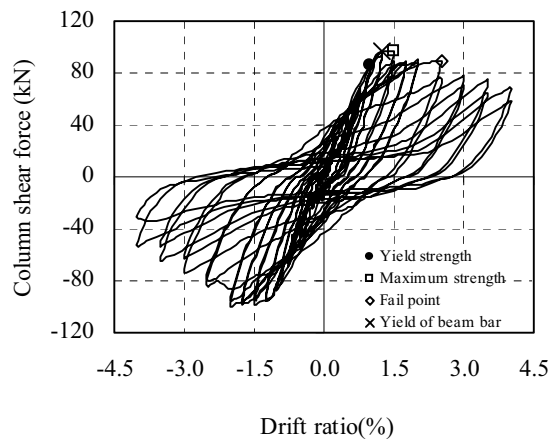


(ก) ชิ้นทดสอบควบคุม JM

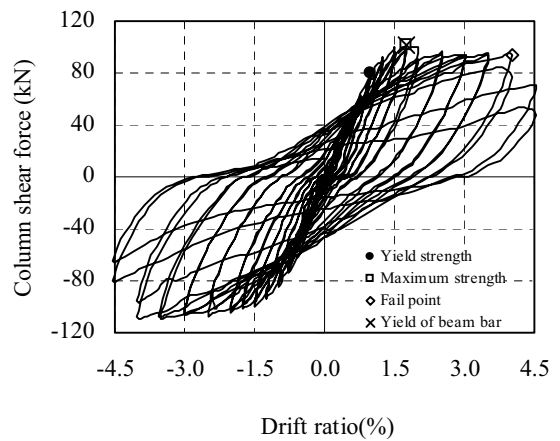


(ข) ชิ้นทดสอบ PJE1

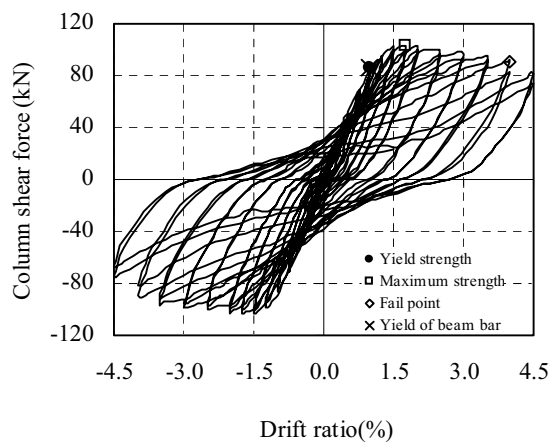
รูปที่ 5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



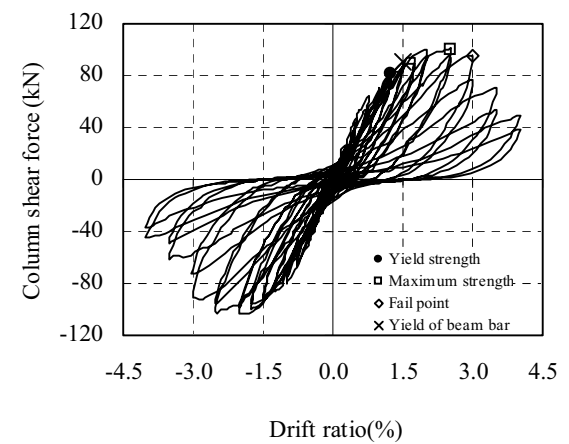
(ค) ชั้นทดสอบควบคุม PJE2



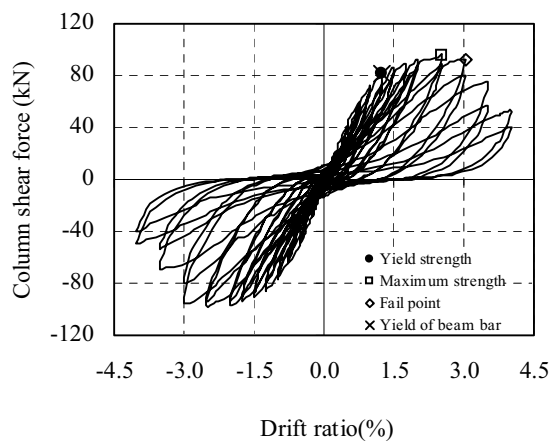
(ง) ชั้นทดสอบ PJE3



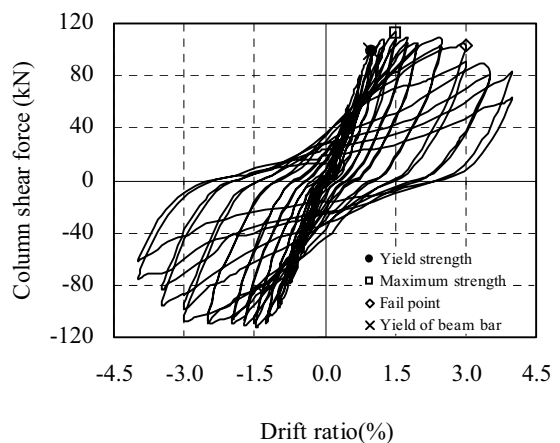
(จ) ชั้นทดสอบควบคุม PJE4



(ฉ) ชั้นทดสอบ PJE5



(ช) ชั้นทดสอบควบคุม PJE6



(ซ) ชั้นทดสอบ PJE7

รูปที่ 5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (ต่อ)

5.5.3 ความเครียดของเหล็กนอนในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ

ก) ขึ้นทดสอบสอบควบคุม JM

หากพิจารณากราฟแสดงความเครียดของเหล็กเส้นบนและล่างในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ (รูปที่ 5.34ก และ 5.35ก) ที่แต่ละระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้น พบว่าค่าความเครียดถึง ณ ตำแหน่งศูนย์กลางเสามีค่าสูงสุดประมาณ 1,600 ไมครอน ส่วนที่หน้าเสามีค่าสูงสุดประมาณ 2400 ไมครอนซึ่งเป็นความเครียด ณ จุดครากเท่านั้นไม่ได้พัฒนาไปจนถึงช่วงพลาสติก จะเห็นว่าเหล็กนอนไม่ได้สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทั้งหมดเสียทีเดียว สังเกตได้จากยังมีผลต่างของความเครียดของเหล็กนอนในคาน ที่ 2 ตำแหน่งดังกล่าวอยู่

ข) ขึ้นทดสอบ PJE1

หากพิจารณากราฟแสดงความเครียดของเหล็กเส้นบนและล่างในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ (รูปที่ 5.34ข และ 5.35ข) ที่แต่ละระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ พบว่าค่าความเครียดถึง ณ ตำแหน่งหน้าเสามีค่าประมาณ 1500 ไมครอน ซึ่งน้อยกว่าขึ้นทดสอบ JM อย่างชัดเจน ส่วนบริเวณปลายของส่วนเสริมกำลังมีความเครียดพัฒนาจนถึงจุดครากและช่วงพลาสติกซึ่งแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของส่วนขยายจุดต่อที่สามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปยังจุดต่อคาน-เสา ทำให้ป้องกันการวิบัติที่จุดต่อและย้ายจุดหมุนพลาสติกไปเกิดในคานที่บริเวณปลายส่วนเสริมกำลังแทน อีกทั้งยังช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนในคาน สังเกตจากผลต่างอย่างมากของความเครียดที่วัดได้จากเหล็กนอนในคาน ณ ตำแหน่งหน้าเสาและปลายของส่วนเสริมกำลัง

ค) ขึ้นทดสอบ PJE2

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเส้นบน และล่าง (รูปที่ 5.34ค และ 5.35ค) ของขึ้นทดสอบ PJE2 มีลักษณะคล้ายคลึงกับขึ้นทดสอบ PJE1 นั่นคือที่บริเวณหน้าเสาความเครียดลดลง โดยมีค่าใกล้เคียงกับขึ้นทดสอบ PJE1 ส่วนความความเครียดของเหล็กนอนในคานที่ส่วนปลายเสริมกำลังมีค่าจนถึงจุดครากและพัฒนาจนถึงจุดพลาสติก แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของส่วนขยายจุดต่อที่สามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปยังจุดต่อคาน-เสา และย้ายจุดหมุนพลาสติกให้ไปเกิดที่คานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังแทน นอกจากนี้แล้วยังพบการรูดของเหล็กนอนในคาน ณ ปลายส่วนเสริมกำลัง แต่แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตไม่ได้สูญเสียไปทั้งหมด ซึ่งพฤติกรรมความเครียดของเหล็กเสริมนอนในคานนี้แสดงให้เห็นว่าขึ้นทดสอบ PJE1 และ PJE2 มีความคล้ายคลึงกัน

ง) ชินทดสอบ PJE3

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กนอนในคานของชินทดสอบ PJE3 (รูปที่ 5.34ง และ 5.35ง) มีพฤติกรรมคล้ายกับชินทดสอบ PJE1 และ PJE2 นั่นคือความเครียด ณ ตำแหน่งปลายของส่วนเสริมกำลังมีค่าถึงจุดครากและพัฒนาถึงจุดพลาสติก แต่ที่บริเวณหน้าเสา ความเครียดลดลง แต่ชินทดสอบ PJE3 จะให้ค่าความเครียดสูงกว่าชินทดสอบ PJE1 และ PJE2 เล็กน้อย โดยเฉพาะที่ตำแหน่งกลางเสา และ หน้าเสาที่มีค่ามากที่สุดประมาณ 1,200 และ 2,300 ไมครอน ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากการใช้บาเหล็กทำให้ความแข็งแรงของจุดต่อไม่ดีเท่ากับการใช้คอนกรีต สังเกตจากความเสียหายที่จุดต่อซึ่งมีมากกว่า การเสริมเหล็กปลอกในคานตามมาตรฐาน ACI (IMRF) ซึ่งช่วยโอบรัดและชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคานไว้ ทำให้เหล็กในคานต้องรับแรงกระทำมากขึ้น

จ) ชินทดสอบ PJE4

ความเครียดของเหล็กนอนในคานของชินทดสอบ PJE4 (รูปที่ 5.34จ และ 5.35จ) มีพฤติกรรมคล้ายกับชินทดสอบ PJE1-PJE3 เฉพาะเหล็กเสริมเส้นบนเท่านั้น เนื่องจากการเสริมกำลังเฉพาะส่วนบนคานเท่านั้น ส่วนพฤติกรรมของเหล็กนอนเส้นล่างพบว่า ที่บริเวณหน้าเสา ความเครียดไม่ได้ลดลง แต่ได้พัฒนาจนถึงจุดคราก และภายหลังจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ ไปแล้วความเครียดได้พัฒนาจนอยู่ในช่วงพลาสติก ส่วนความเครียดของเหล็กเสริมเส้นล่าง ณ ตำแหน่งถัดออกไป (STBBL2) พบว่าได้พัฒนาจนถึงจุดพลาสติกที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ แต่หลังจากนั้นความเครียดกลับลดลง เนื่องจากจุดหมุนพลาสติกได้ขยับเข้ามาใกล้กับหน้าเส้านั่นเอง จะเห็นว่าเหล็กนอนในคานตรงจุดกึ่งกลางไม่ได้เกิดการรูดไถล เนื่องจากมีผลต่างระหว่างความเครียดที่จุดกึ่งกลางเสากับหน้าเสาอย่างชัดเจน

ฉ) ชินทดสอบ PJE5

ความเครียดในเหล็กเสริมเส้นบนและเส้นล่างของชินทดสอบ PJE5 แสดงในรูปที่ 5.34ฉ และ 5.35ฉ เนื่องจากชินทดสอบนี้ได้เสริมกำลังเฉพาะด้านล่างเพียงอย่างเดียว พบว่าความเครียดของเหล็กนอนเส้นบนบริเวณกลางเสามีค่าประมาณ 1500 ไมครอน ซึ่งใกล้เคียงกับชินทดสอบ JM ความเครียดบริเวณหน้าเสาไม่ได้ลดลง มีค่าเลยจุดครากเพียงเล็กน้อย ส่วนความเครียดของเหล็กเสริม ณ ตำแหน่งถัดออกไป (STBTR2) พัฒนาจนถึงจุดคราก แต่ความเครียดของเหล็กเส้นล่าง กลับมีพฤติกรรมคล้ายคลึงกับชินทดสอบ PJE3 แต่ความเครียดบริเวณกลางเสามีค่าสูง ประมาณ 1900 ไมครอน ภายหลังระยะเคลื่อนที่ $\pm 3.0\%$ แล้ว พบว่าเหล็กเกิดการรูดไถล เนื่องจากผลต่างระหว่างเหล็กนอนที่หน้าเสาและกลางเสามีค่าน้อยมาก ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองที่ชินทดสอบเกิดการ

วิบัติที่จุดต่อ คอนกรีตที่จุดต่อหลุดกะเทาะออกมาจนสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีต

ข) ชินทดสอบ PJE6

ความเครียดในเหล็กเสริมเส้นบนและเส้นล่างของชินทดสอบ PJE6 แสดงไว้ในรูปที่ 5.34x และ 5.35x พบว่าความเครียดที่บริเวณหน้าเสาไม่ได้ลดลง มีค่าเฉลี่ยจุดครากเพียงเล็กน้อย (ประมาณ 3000 ไมครอน) ส่วนความเครียดที่บริเวณปลายของส่วนเสริมกำลังมีค่าประมาณความเครียดที่จุดคราก แต่ไม่ได้พัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก เนื่องจากจุดหมุนพลาสติกไม่ได้เกิดที่ปลายคาน แต่เกิดที่จุดต่อ จึงทำให้ความเครียดในเหล็กเสริมไม่เหมือนกับชินทดสอบเสริมกำลัง PJE1 – PJE3

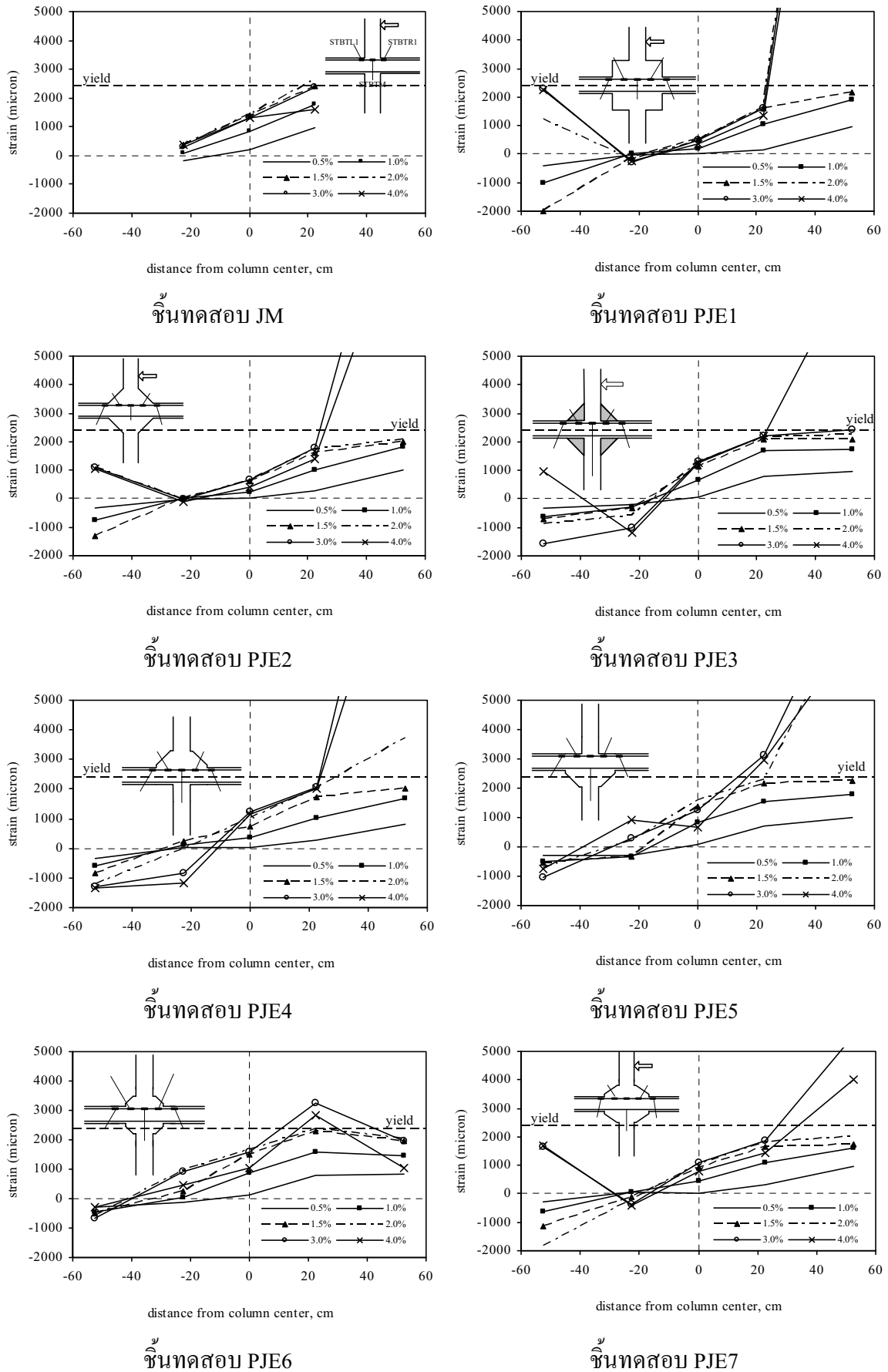
ข) ชินทดสอบ PJE7

ความเครียดในเหล็กเสริมเส้นบนและล่างของชินทดสอบ PJE7 (รูปที่ 5.34x และ 5.35x) มีพฤติกรรมคล้ายคลึงกับชินทดสอบ PJE1-PJE3 ความเครียดในเหล็กเสริมที่ปลายของส่วนเสริมกำลังพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก แต่บริเวณหน้าเสาลดลง ซึ่งแสดงให้เห็นว่าจุดหมุนพลาสติกได้เกิดขึ้นในคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังเช่นเดียวกับชินทดสอบ PJE1-PJE3 และสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ชินทดสอบนี้เกิดการวิบัติที่คาน

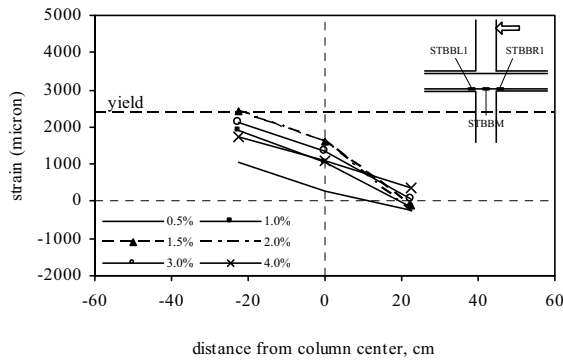
5.5.4 ความเครียดของเหล็กเสริมในเสา

จากความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมในเสาที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของเสาด้านบนและเสาด้านล่างของแต่ละชินทดสอบแสดงในรูปที่ 5.36 และ 5.37 พบว่า ความเครียดในเสามีทั้งค่าบวกและค่าลบสลับกันตามจังหวะการเคลื่อนที่สลับทิศ ความเครียดในเสาของชินทดสอบทุกชิ้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดของเหล็กนอนในคานมาก เนื่องจากเสามีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงกว่าคาน ความเครียดของเหล็กเสริมในคานจึงมีมากกว่า ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนนั่นเอง

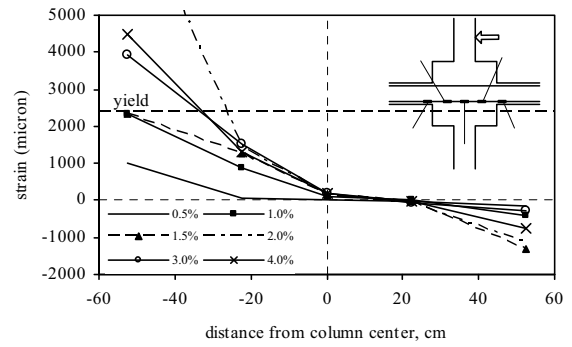
ค่าความเครียดที่มากที่สุดในเสามีค่าเท่ากับ 2000, 220, 380, 850, 830, 1600, 1700 และ 766 ไมครอน สำหรับชินทดสอบ JM PJE1 – PJE7 ตามลำดับ จะเห็นว่าความเครียดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่จุดคราก (2400 ไมครอน) หากพิจารณาความเครียดในชินทดสอบ JM ซึ่งไม่ได้เสริมกำลังนั้นมีค่าความเครียดในเสามากที่สุด ส่วนชินทดสอบที่เสริมกำลังความเครียดมีค่าลดลงอย่างชัดเจน โดยชินทดสอบเสริมกำลัง PJE1 สามารถลดความเครียดเหล็กยื่นในเสาได้มากที่สุด ประมาณ 9 เท่าเมื่อเทียบกับชินทดสอบ JM หากพิจารณาชินทดสอบที่มีการเสริมกำลังเฉพาะด้านบนเพียงอย่างเดียว (ชินทดสอบ PJE4) และเสริมกำลังด้านล่างของจุดต่อเพียงอย่างเดียว (ชินทดสอบ PJE5) พบว่าชินทดสอบที่เสริมกำลังเฉพาะด้านบน ความเครียดเหล็กในเสาด้านบนจะลดลง



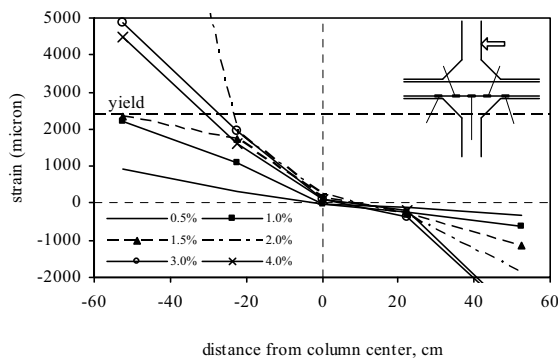
รูปที่ 5.34 ความเครียดเหล็กเสริมเส้นบนในคาน



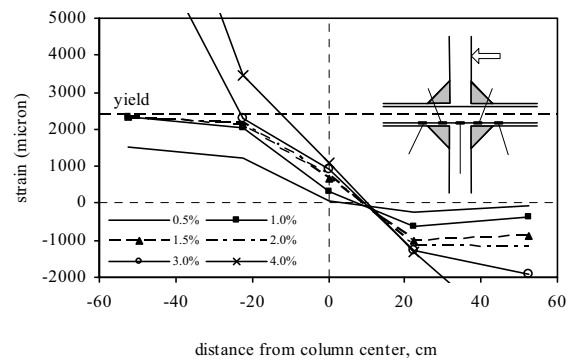
ชนิดทดสอบ JM



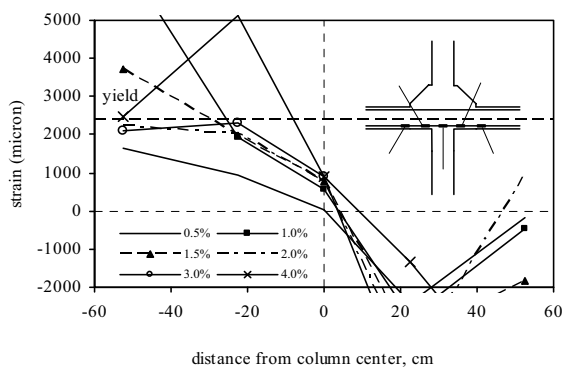
ชนิดทดสอบ PJE1



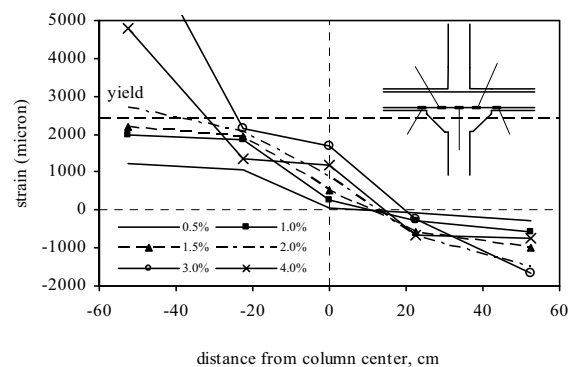
ชนิดทดสอบ PJE2



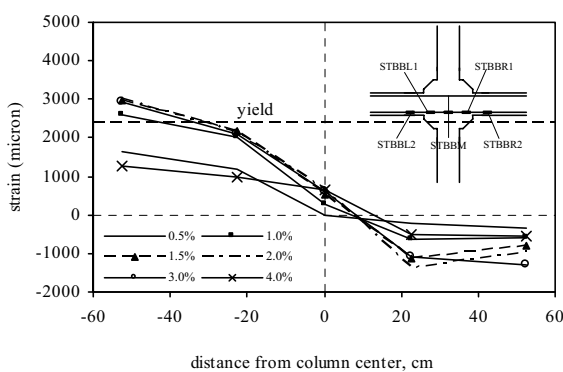
ชนิดทดสอบ PJE3



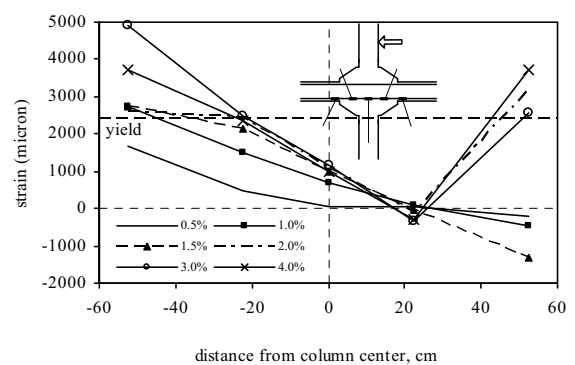
ชนิดทดสอบ PJE4



ชนิดทดสอบ PJE5



ชนิดทดสอบ PJE6



ชนิดทดสอบ PJE7

รูปที่ 5.35 ความเครียดเหล็กเสริมเส้นล่างในคาน

(รูปที่ 5.36(จ)) ส่วนชั้นทดสอบที่เสริมกำลังเฉพาะด้านล่าง ความเครียดของเหล็กในเสาด้านบนไม่ได้ลดลง (รูปที่ 5.36(ฉ)) ซึ่งพิสูจน์ให้เห็นแล้วว่าการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบช่วยลดแรงที่ถ่ายเข้าสู่เสา และช่วยป้องกันการวิบัติในเสาบริเวณที่ทำการทาบทเหล็กยื่นเหนือพื้น

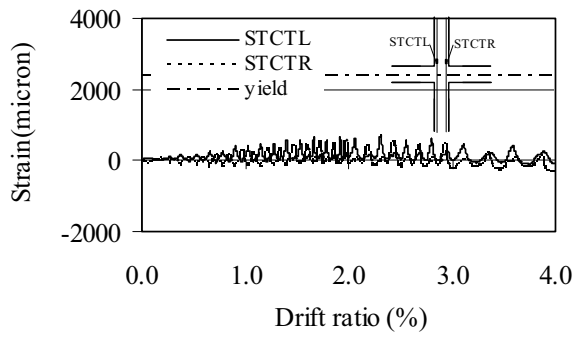
อย่างไรก็ตามจะเห็นว่าชั้นทดสอบ PJE5 และ PJE6 มีค่าความเครียดในเสาที่แตกต่างกันออกไป เนื่องจากชั้นทดสอบดังกล่าวเกิดการวิบัติที่จุดต่อ คอนกรีตบริเวณจุดต่อกะเทาะจนสามารถเห็นเหล็กยื่นในเสา อีกทั้งภายหลังจากส่วนเสริมกำลังกะเทาะและหลุดออกไปแล้ว รอยร้าวได้กระจายเข้าไปยังเสาด้านบนและล่าง ทำให้ความเครียดของเหล็กยื่นในเสามีค่าสูงกว่าชั้นทดสอบที่เสริมกำลังอื่นๆ

5.5.5 ความเครียดในเหล็กปลอกคาน

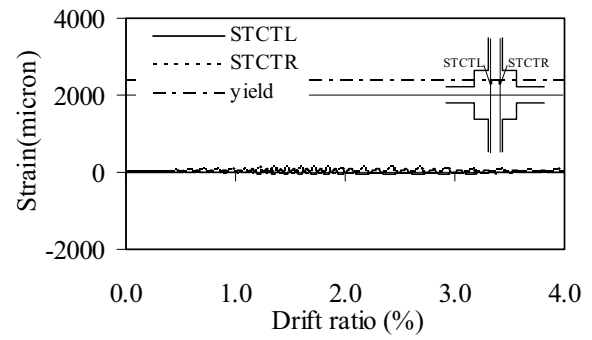
รูปที่ 5.38 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กปลอกคานที่ตำแหน่งหน้าเสา 50 มม. กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ส่วนรูปที่ 5.39 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กปลอกคานที่ตำแหน่งปลายส่วนเสริมกำลัง 50 มม.

จากผลการทดสอบพบว่าชั้นทดสอบควบคุม JM มีความเครียดเหล็กปลอกคานที่หน้าเสา 50 มม. มีค่าสูงสุดเท่ากับ 690 ไมครอน ซึ่งยังไม่ถึงความเครียดที่จุดคราก (1560 ไมครอน) สอดคล้องกับผลการทดลองที่ชั้นทดสอบ JM เกิดการวิบัติที่จุดต่อ ส่วนคานมีความเสียหายจากรอยร้าวชัดเจนให้เห็นแต่ไม่มากนัก

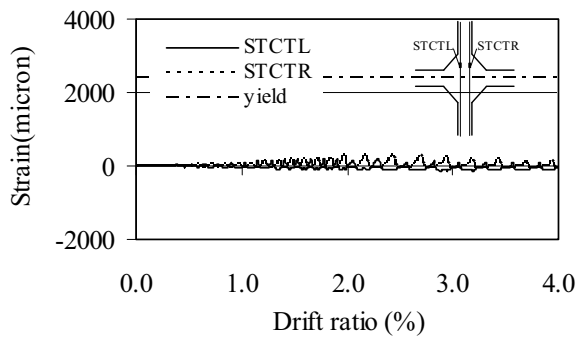
สำหรับชั้นทดสอบเสริมกำลัง PJE1 – PJE4 และ PJE7 เป็นชั้นทดสอบที่ประสบความสำเร็จสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติให้ไปเกิดที่คานบริเวณปลายของส่วนเสริมกำลัง จึงทำให้ความเครียดของเหล็กปลอกที่หน้าเสามีค่าน้อยประมาณ 820-1200 ไมครอน และยังไม่ถึงจุดคราก ส่วนความเครียดของเหล็กปลอกที่ปลายส่วนเสริมกำลังพัฒนาจนเลยจุดครากและมีค่าเข้าไปในช่วงพลาสติก โดยความเครียดที่จุดครากสำหรับชั้นทดสอบ PJE1 PJE2 และ PJE7 มีค่าประมาณ 1560 ไมครอน เนื่องจากเหล็กปลอกเป็นเหล็กเส้นกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มม. ส่วนความเครียดที่จุดครากสำหรับชั้นทดสอบ PJE3 และ PJE4 ซึ่งเป็นเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. มีค่าประมาณ 1860 ไมครอน สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ชั้นทดสอบดังกล่าวเกิดการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคานที่ปลายส่วนเสริมกำลังและพยายามดันให้เหล็กปลอกถ่างออก เหล็กปลอกจึงมีค่าความเครียดอยู่ในช่วงพลาสติก ความเสียหายที่ปลายคานบริเวณส่วนเสริมกำลังเป็นจุดหมุนพลาสติกที่มีความเสียหายอย่างหนักและมีรอยร้าวชัดเจนให้เห็นอย่างชัดเจน



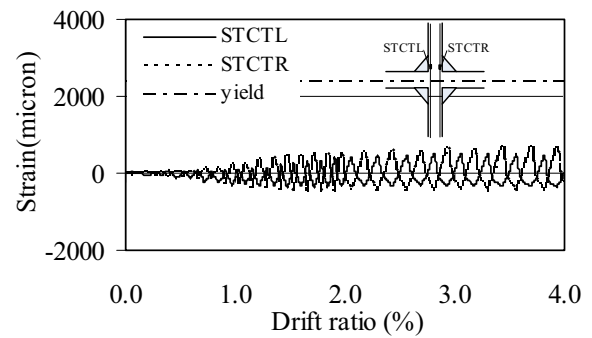
ก) ชั้นทดสอบ JM



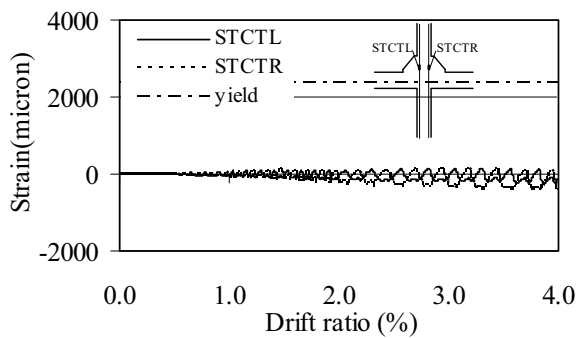
ข) ชั้นทดสอบ PJE1



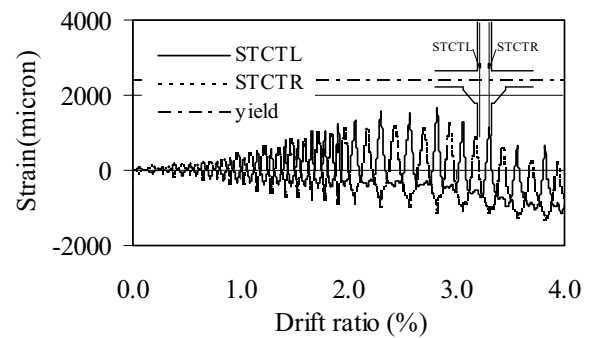
ค) ชั้นทดสอบ PJE2



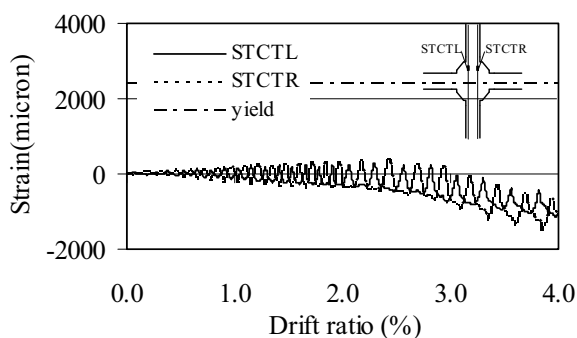
ง) ชั้นทดสอบ PJE3



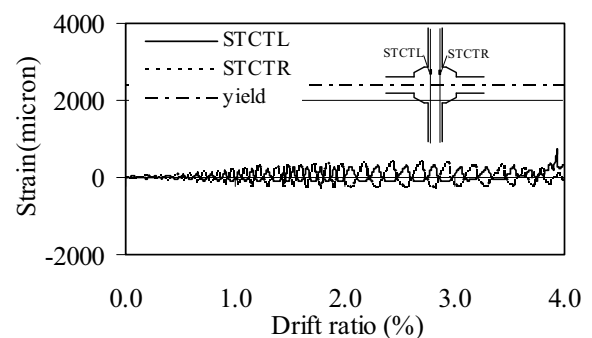
จ) ชั้นทดสอบ PJE4



ฉ) ชั้นทดสอบ PJE5

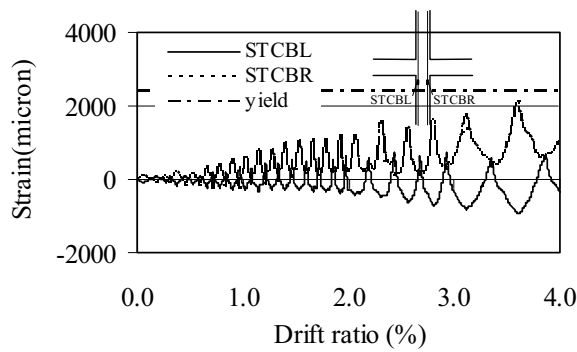


ช) ชั้นทดสอบ PJE6

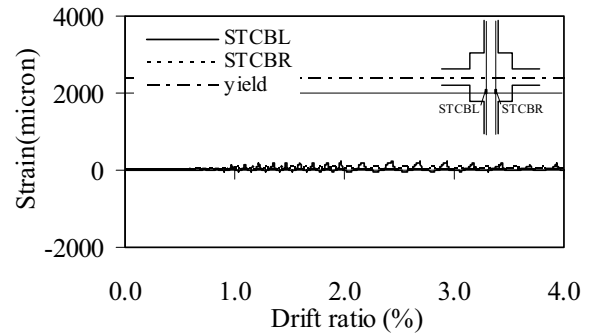


ซ) ชั้นทดสอบ PJE7

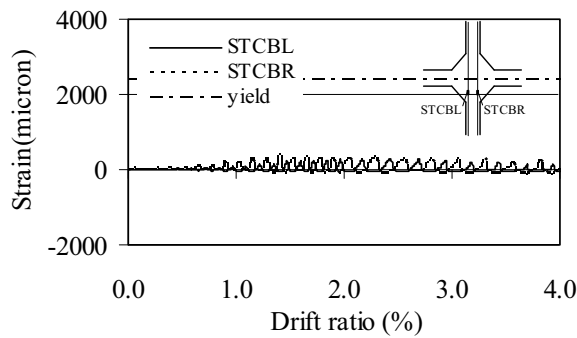
รูปที่ 5.36 ความเครียดเหล็กเสริมในเสาต้นบน



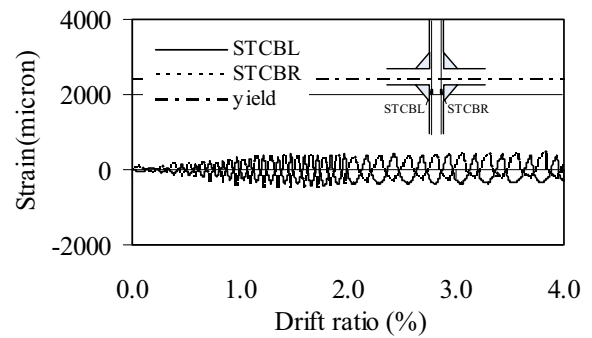
ก) ชิ้นทดสอบ JM



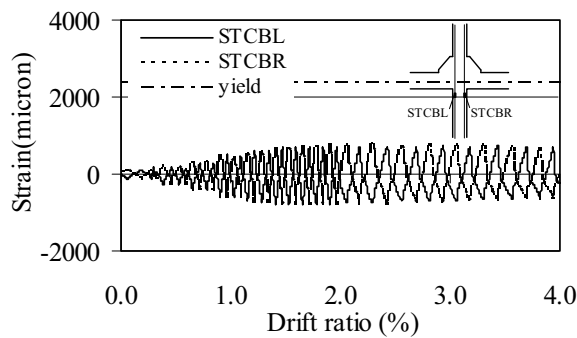
ข) ชิ้นทดสอบ PJE1



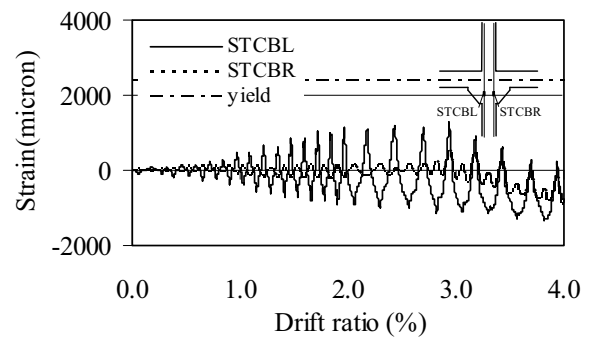
ค) ชิ้นทดสอบ PJE2



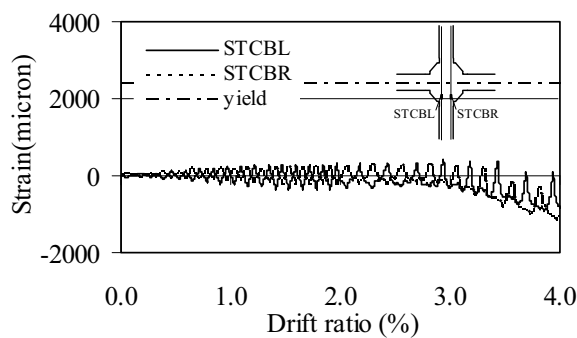
ง) ชิ้นทดสอบ PJE3



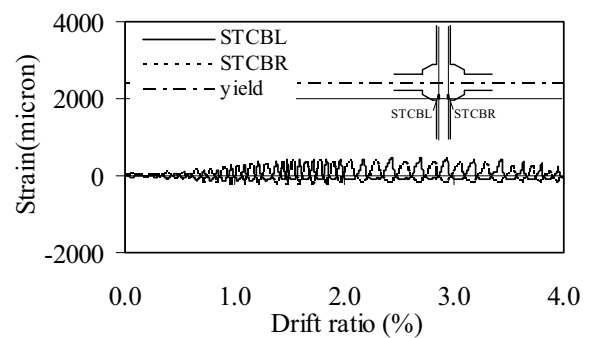
จ) ชิ้นทดสอบ PJE4



ฉ) ชิ้นทดสอบ PJE5



ช) ชิ้นทดสอบ PJE6

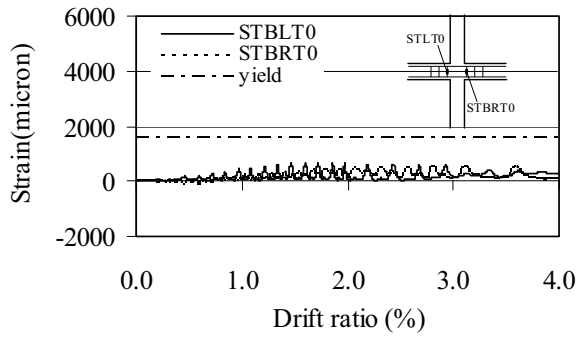


ซ) ชิ้นทดสอบ PJE7

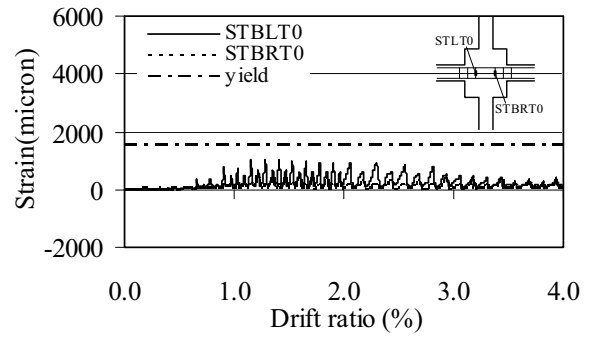
รูปที่ 5.37 ความเครียดหลักเสริมในเสาต้นล่าง

สำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE5 มีพฤติกรรมที่ต่างออกไป ความเครียดในเหล็กปลอกคานที่หน้าเสามีการพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก ส่วนที่ปลายส่วนเสริมกำลังกลับมีค่าไม่เกินช่วงคราก และค่อย ๆ ลดลงจนเข้าใกล้ศูนย์ภายหลังจากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ประมาณ $\pm 2.0\%$ สอดคล้องกับผลการทดสอบ โดยเมื่อขั้นตอนทดสอบมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในช่วง 0 ถึง $\pm 2.0\%$ พบว่ารอยร้าวในคานโดยเฉพาะที่บริเวณหน้าเสาปรากฏเด่นชัดกว่าในจุดต่อ โดยเฉพาะที่หน้าเสาพบว่ามียอยร้าวเฉือนขนาดใหญ่ปรากฏที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ประมาณ $\pm 1.75\%$ ทำให้ความเครียดเหล็กปลอกคานที่หน้าเสามีค่ามากและสามารถพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก แต่เมื่อขั้นตอนทดสอบมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า $\pm 2.5\%$ รอยร้าวในจุดต่อปรากฏชัดเจนกว่า จุดหมุนพลาสติกกลับย้ายเข้าไปอยู่ในจุดต่อคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังจึงไม่มีบทบาทในการถูกตัดหรือเฉือน ทำให้ความเครียดของเหล็กปลอกคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังมีค่าลดลงจนเกือบเป็นศูนย์

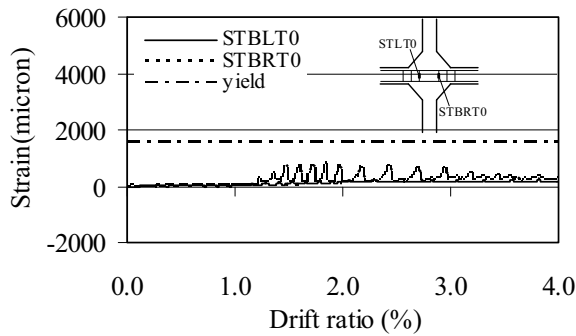
สำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE6 มีพฤติกรรมของเหล็กปลอกในคานที่ต่างออกไปเช่นกัน คือลักษณะคล้ายคลึงกับขั้นตอนทดสอบ JM โดยขั้นตอนทดสอบ PJE6 มีความเครียดของเหล็กปลอกทั้งบริเวณหน้าเสาและปลายส่วนเสริมกำลังมากที่สุดประมาณ 1200-1300 ไมครอน ไม่ถึงความเครียดที่จุดคราก (1560 ไมครอน) สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ขั้นตอนทดสอบดังกล่าวเกิดการวิบัติที่จุดต่อ ส่วนปลายคานมีความเสียหายจากรอยร้าวคดเฉือนที่ไม่รุนแรง



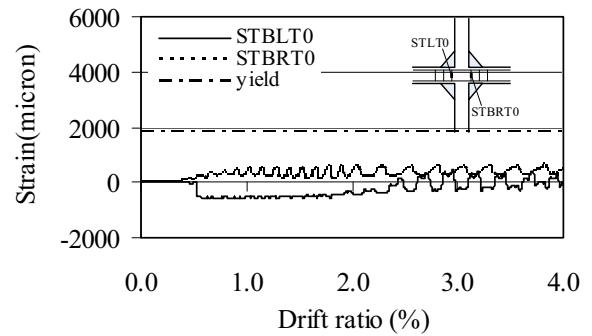
ก) ชั้นทดสอบ JM



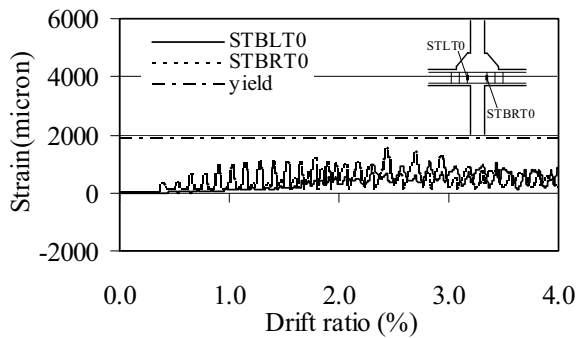
ข) ชั้นทดสอบ PJE1



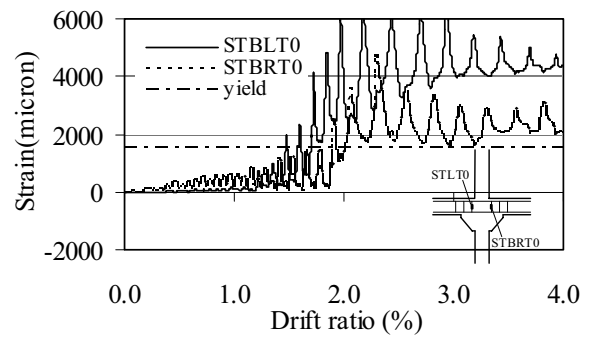
ค) ชั้นทดสอบ PJE2



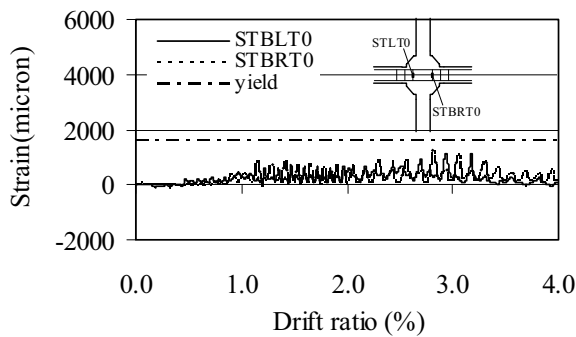
ง) ชั้นทดสอบ PJE3



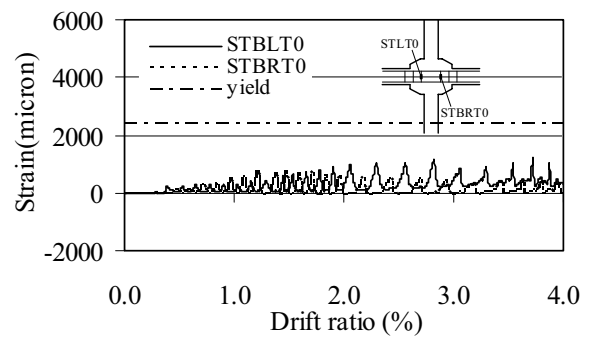
จ) ชั้นทดสอบ PJE4



ฉ) ชั้นทดสอบ PJE5

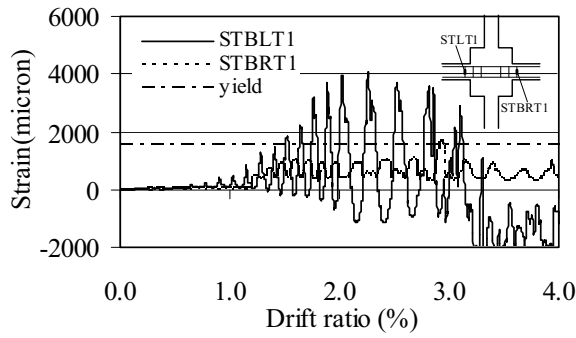


ช) ชั้นทดสอบ PJE6

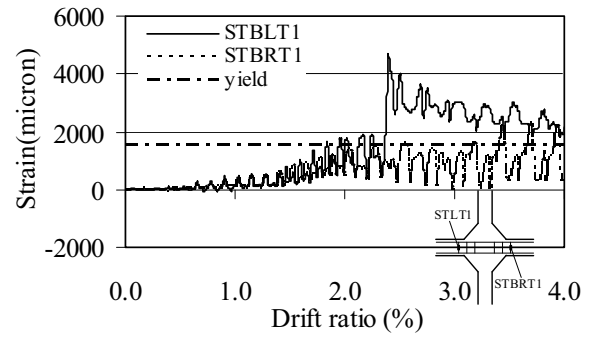


ซ) ชั้นทดสอบ PJE7

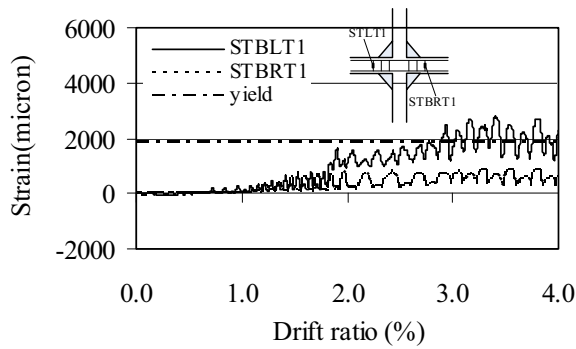
รูปที่ 5.38 ความเครียดในเหล็กปลอกคานที่หน้าเสา 50 มม.



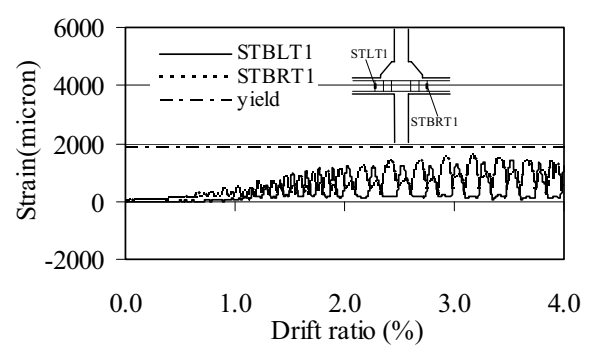
ก) ชั้นทดสอบ PJE1



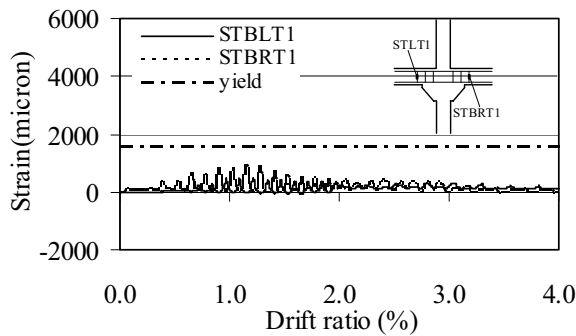
ข) ชั้นทดสอบ PJE2



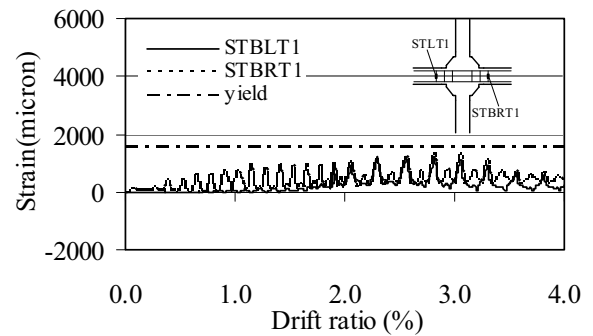
ค) ชั้นทดสอบ PJE3



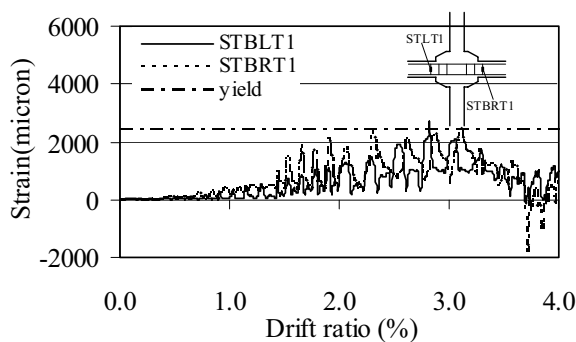
ง) ชั้นทดสอบ PJE4



จ) ชั้นทดสอบ PJE5



ฉ) ชั้นทดสอบ PJE6



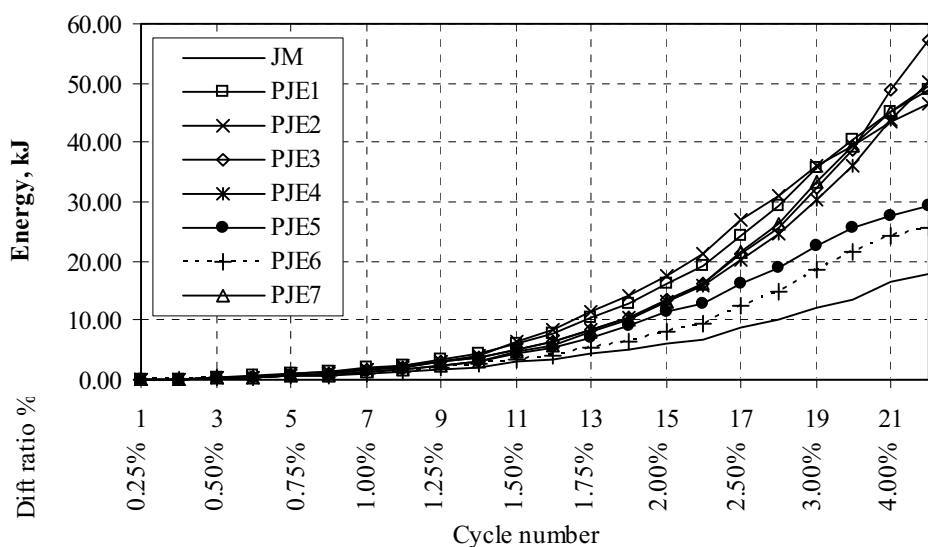
ช) ชั้นทดสอบ PJE7

รูปที่ 5.39 ความเครียดในเหล็กปลอกคานที่ปลายส่วนเสริมกำลัง 50 มม.

5.6 วิเคราะห์ผลการทดสอบ

5.6.1 การสลายพลังงาน

พลังงานสะสมที่สลายไปสามารถคำนวณได้จากพื้นที่ภายในกราฟ hysteretic ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่ทั้ง 2 ทิศทาง จากการทดลองพบว่าพลังงานสะสมตั้งแต่เริ่มทดสอบจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ มีค่าเท่ากับ 17.9 kJ สำหรับชิ้นทดสอบควบคุม JM และมีค่าเท่ากับ 49.02, 46.57, 57.46, 50.17, 29.25, 25.70 และ 49.63 kJ ในชิ้นทดสอบ PJE1-PJE7 ตามลำดับ (รูปที่ 5.40) จะเห็นได้ว่าชิ้นทดสอบที่เสริมกำลังสามารถสลายพลังงานได้มากกว่าชิ้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมกำลังถึง 173%, 160%, 221%, 180%, 63%, 44% และ 177% สำหรับชิ้นทดสอบ PJE1-PJE7 ตามลำดับ โดยชิ้นทดสอบ PJE3 และ PJE4 ที่เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐาน ACI (IMRF) สามารถต้านทานแรงจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ จึงทำให้สามารถสลายพลังงานได้มากกว่าชิ้นทดสอบอื่น ๆ ส่วนชิ้นทดสอบ PJE5 และ PJE6 ไม่ประสบผลสำเร็จในการเสริมกำลังเนื่องจากไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติให้เกิดจุดหมุนพลาสติกที่คานได้ จึงสลายพลังงานได้น้อยกว่าชิ้นทดสอบอื่น ๆ

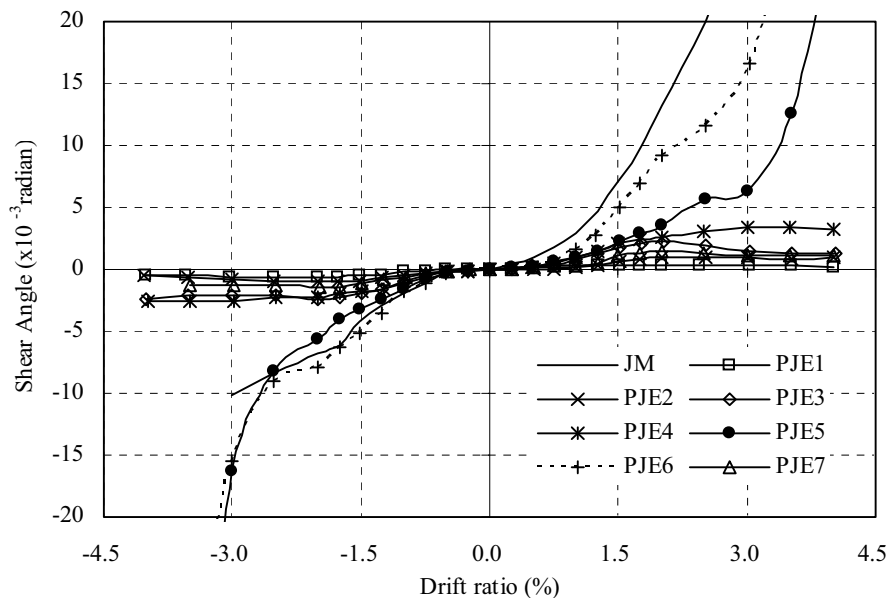


รูปที่ 5.40 พลังงานที่สลายไปในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ที่เพิ่มขึ้น

5.6.2 การเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ และกราฟแสดงองค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของปลายเสาด้านบน

การเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (γ) แสดงถึงการเสียรูปหรือความเสียหายที่เกิดขึ้นที่จุดต่อ ซึ่งได้จากการแปรผล Transducer ที่ติดตั้งเพื่อวัดข้อมูลดังกล่าว วิธีการคำนวณสามารถทำได้ดังสมการที่ (4-4) ตามที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น จากการทดลองพบว่า ชิ้นทดสอบควบคุม JM PJE5 และ PJE6 แสดงค่าการเปลี่ยนรูปเฉือนมากกว่าชิ้นทดสอบอื่น ๆ อย่างชัดเจน (รูปที่ 5.41) เนื่องจากชิ้นทดสอบ

JM PJE5 และ PJE6 เกิดความเสียหายที่จุดต่อ ส่วนการเปลี่ยนรูปเฉือนในชั้นทดสอบที่เหลือ ได้แก่ PJE1 – PJE4 และ PJE 7 มีค่าน้อยและใกล้เคียงกันโดยชั้นทดสอบ PJE1 มีค่าน้อยที่สุด ส่วนชั้นทดสอบ PJE4 มีค่ามากที่สุด



รูปที่ 5.41 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

องค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของเสาที่ถูกผลัก ประกอบด้วย

ก) ผลจากระยะเคลื่อนที่ Fixed end deformation จากมุมหมุนเกร็งในคาน (Rocking angle)

ดังรูปที่ 5.42(ก)

ข) ผลของ Flexural deformation จากมุมหมุนดัดในคานและเสา (Flexural rotation) ดังรูปที่

5.42(ข) และ 5.42(ง)

ค) ผลจากการเปลี่ยนรูปเฉือนในคานและเสา (Shear deformation) ดังรูปที่ 5.42(ค) และ

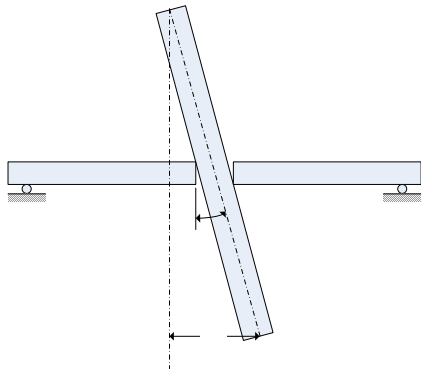
5.42(จ)

ง) การเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear deformation) ดังรูปที่ 5.42(ด)

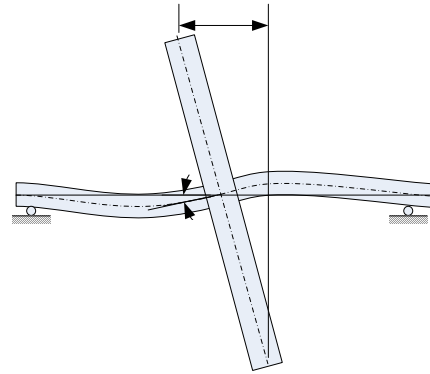
จากผลการทดลองพบว่าการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสามีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับข้อมูลอื่นๆ

ดังนั้น จึงรวมผลของมุมหมุนดัดในเสาและการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสาไว้ด้วยกัน

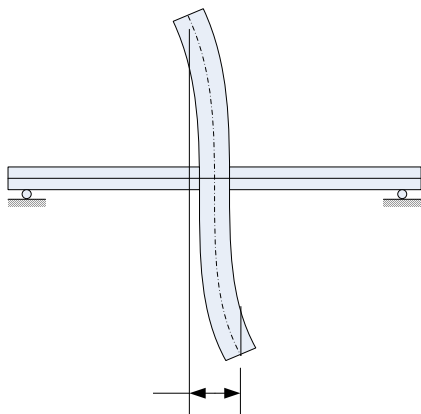
เมื่อเปรียบเทียบกราฟแสดงองค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของเสาที่ถูกผลักของแต่ละชั้นทดสอบพบว่า ชั้นทดสอบควบคุม JM ชั้นทดสอบ PJE5 และ PJE6 (รูปที่ 5.43(ก) 5.43(ข) 5.43(ค)) แสดงองค์ประกอบที่เกิดจากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อมีค่ามากที่สุด ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองที่ชั้นทดสอบดังกล่าวเกิดการวิบัติที่จุดต่อ และชั้นทดสอบ PJE1 - PJE4 และ PJE7 (รูปที่



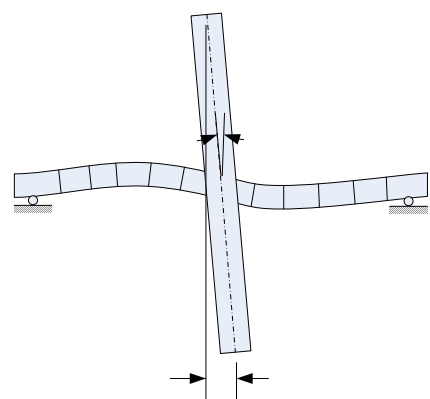
(ก) ผลจากระยะเคลื่อนที่ Fixed end deformation



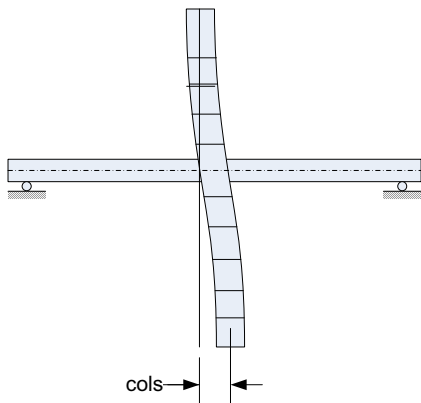
(ข) ผลของ Flexural deformation ในคาน



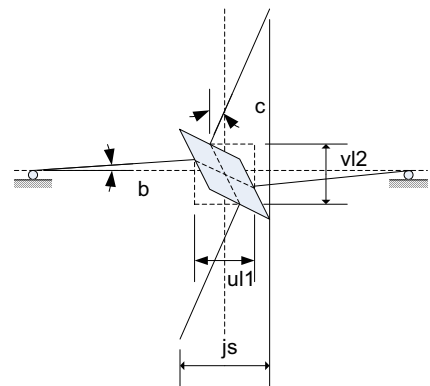
(ค) ผลของ Flexural deformation ในเสา



(ง) ผลจากการเปลี่ยนรูปเฉือนในคาน (Shear deformation)



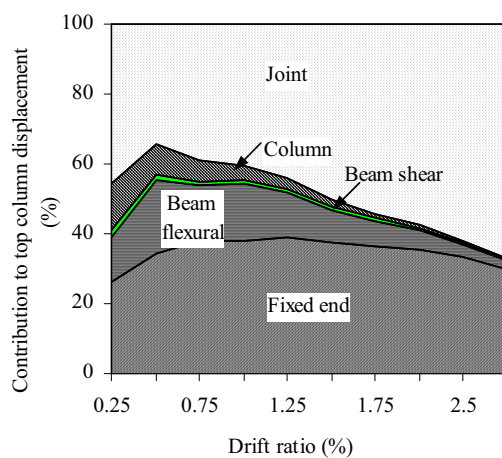
(จ) ผลจากการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสา (Shear deformation)



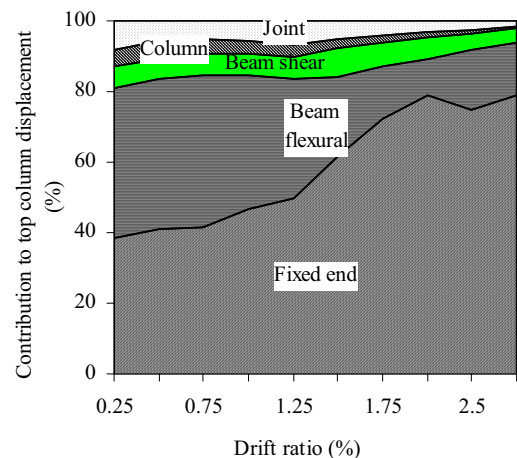
(ฉ) ผลจากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear deformation)

รูปที่ 5.42 องค์ประกอบที่มีผลต่อระยะการเคลื่อนที่ของปลายเสาที่ถูกผลัก

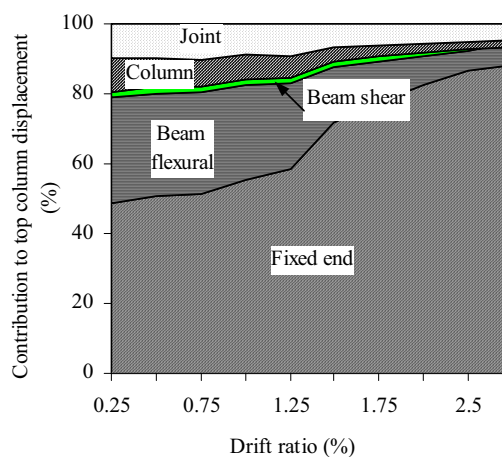
5.43(ข)-5.43(จ) และ 5.43(ซ)) แสดงแนวโน้มขององค์ประกอบหลักที่มีผลต่อการเคลื่อนที่ของเสามากที่สุดคือ การเปลี่ยนรูปดัดในคานและ Fixed end deformation ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองที่ขึ้นทดสอบดังกล่าวเกิดการวิบัติที่คาน หากพิจารณาขึ้นทดสอบ PJE4 จะพบว่าองค์ประกอบจากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อมีค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับขึ้นทดสอบที่มีรูปแบบการวิบัติที่คานเหมือนกัน (PJE1 - PJE4 และ PJE7) เนื่องจากขึ้นทดสอบ PJE4 มีการเสริมกำลังเฉพาะด้านบนของคานเพียงอย่างเดียว ทำให้ความแข็งแรงของจุดต่อน้อยกว่า และจากผลทดสอบก็แสดงให้เห็นถึงความเสียหายในจุดต่อที่มากกว่าเช่นกัน



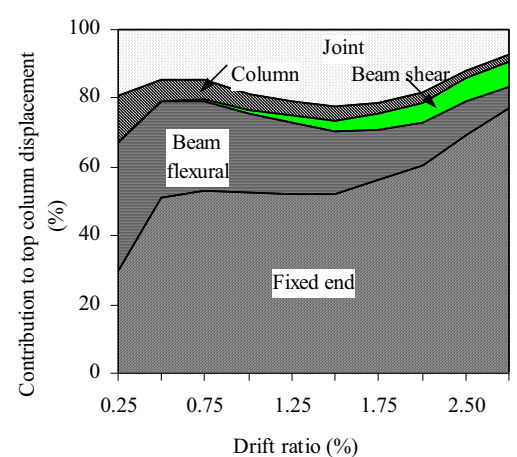
(ก) ขึ้นทดสอบควบคุม JM



(ข) ขึ้นทดสอบ PJE1

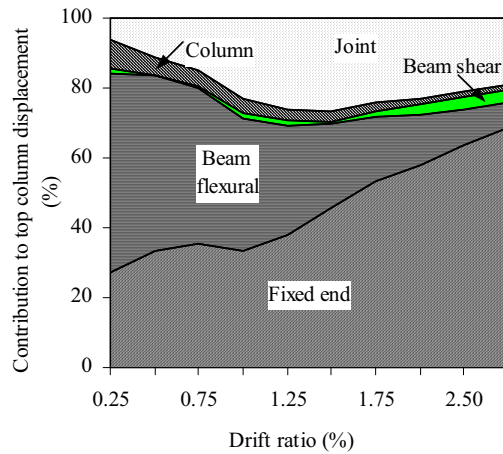


(ค) ขึ้นทดสอบ PJE2

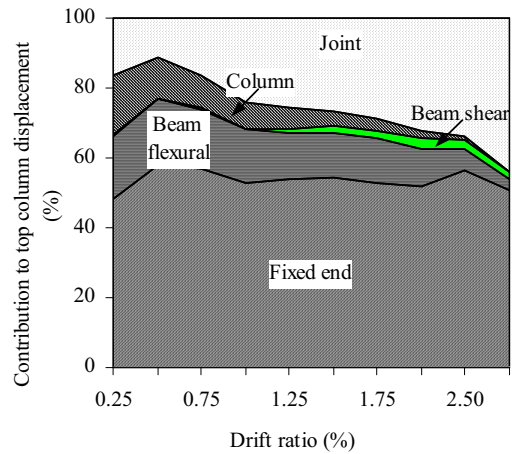


(ง) ขึ้นทดสอบ PJE3

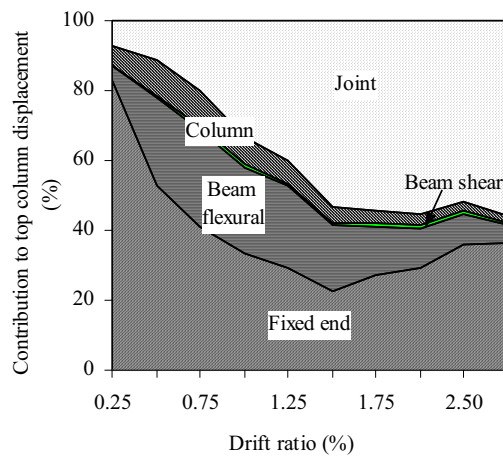
รูปที่ 5.43 องค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของปลายเสาที่ถูกผลักดันในแต่ละขึ้นทดสอบ



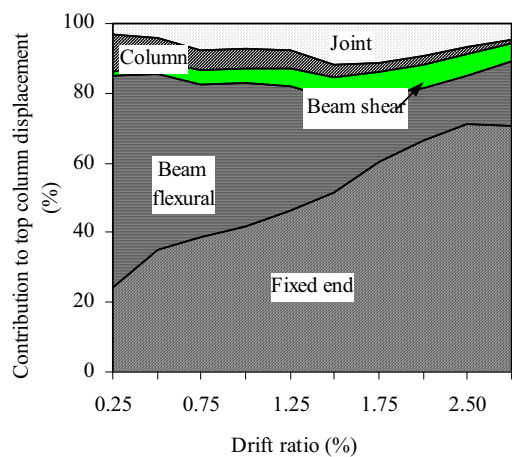
(จ) ซีนทดสอบ PJE4



(ฉ) ซีนทดสอบ PJE5



(ช) ซีนทดสอบ PJE6



(ซ) ซีนทดสอบ PJE7

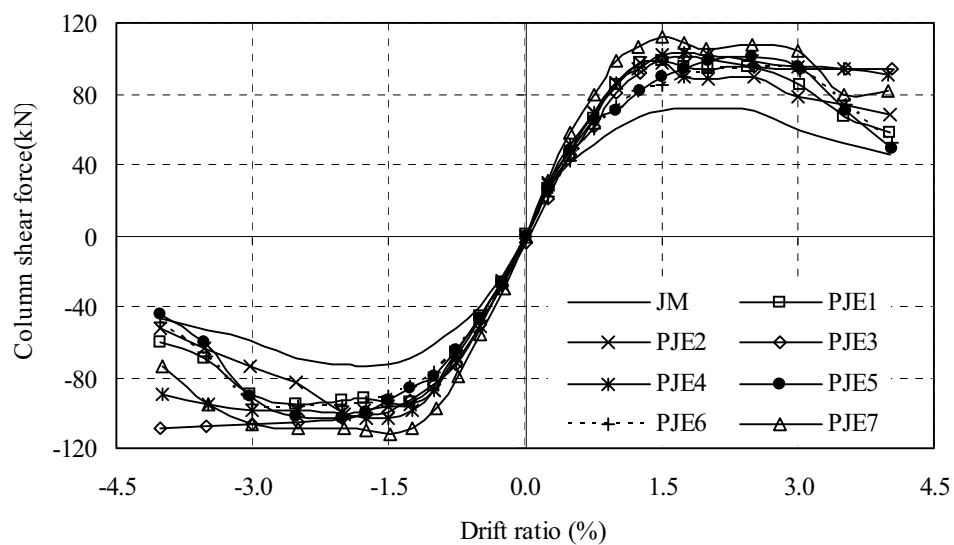
รูปที่ 5.43 องค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของปลายเสาที่ถูกผลักในแต่ละซีนทดสอบ (ต่อ)

5.6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

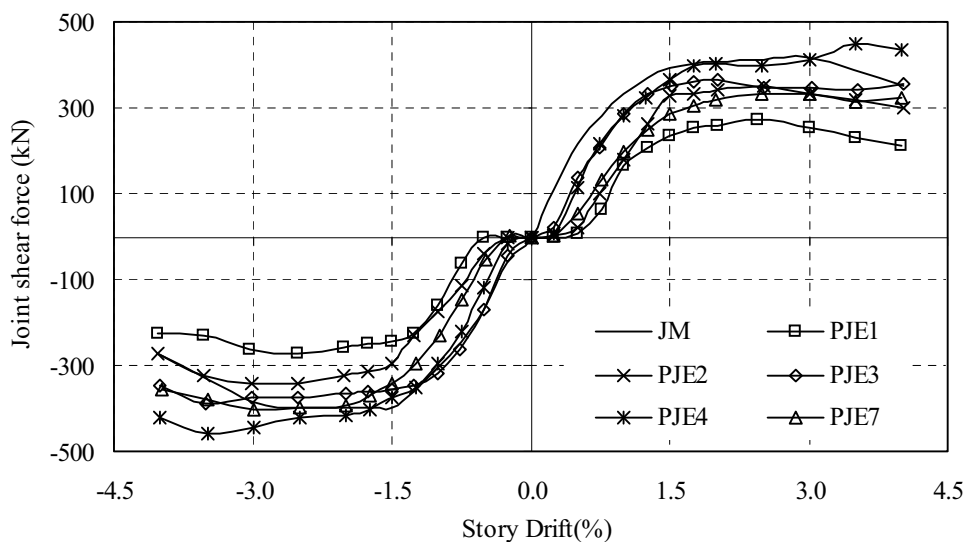
รูปที่ 5.44 แสดงค่า Envelop ของแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ และ รูปที่ 5.45 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ โดยที่แรงเฉือนที่จุดต่อสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4-1) เมื่อ T และ T' คือแรงดึงในเหล็กเสริมคนละด้านของหน้าเสาซึ่งสามารถคำนวณได้จากความเครียดในเหล็กเสริมบนในคานที่ได้ติดตั้ง strain gage และแปลงเป็นความเค้น และแรงด้วยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดตามแบบจำลองของ Kato 1979

จากการทดลองพบว่าในขณะที่ค่า envelop ของแรงกระทำที่เสาของซีนทดสอบควบคุมมีค่าน้อยกว่าซีนทดสอบที่เสริมกำลังทุกซีน แต่แรงเฉือนที่จุดต่อกลับมีค่ามากกว่าซีนทดสอบที่ได้เสริมกำลัง จะเห็นว่าซีนทดสอบที่เกิดการวิบัติที่คานสามารถลดแรงเฉือนที่กระทำที่จุดต่อได้

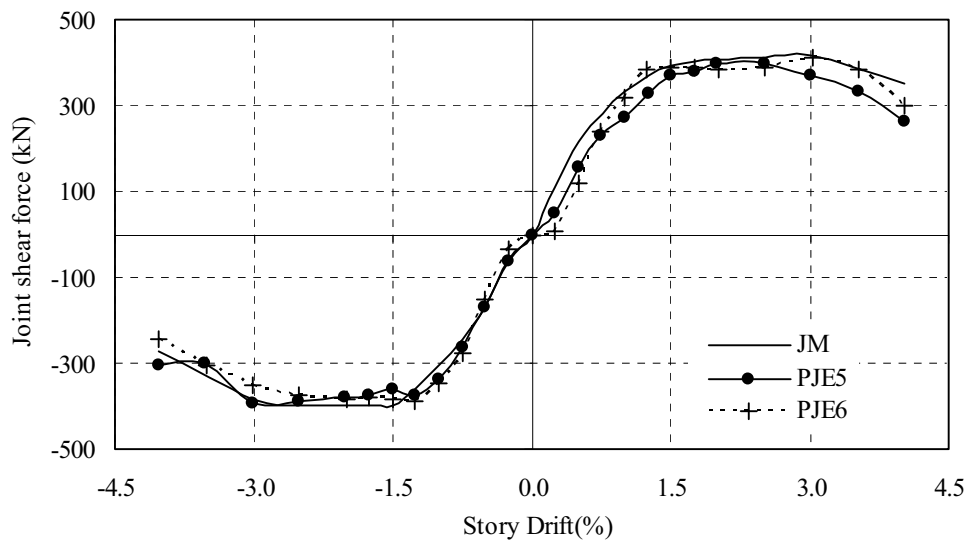
เนื่องจากสามารถลดความเครียดของเหล็กนอนในคานที่บริเวณหน้าเสา ซึ่งพิสูจน์ให้เห็นว่าการขยายจุดต่อในระนาบสามารถลดค่าแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อได้ ทำให้ไม่เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ ส่วนขั้นตอนทดสอบเสริมกำลัง PJE5 และ PJE6 แม้ว่าจะให้ค่า envelop ของแรงกระทำที่เสามากกว่าขั้นตอนควบคุมก็ตาม แต่ไม่สามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปยังจุดต่อได้ (รูปที่ 5.45 ข) แรงเฉือนที่จุดต่อมีค่าใกล้เคียงกับขั้นตอน JM จึงทำให้ขั้นตอนยังคงวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ



รูปที่ 5.44 ความสัมพันธ์ระหว่าง Envelop แรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

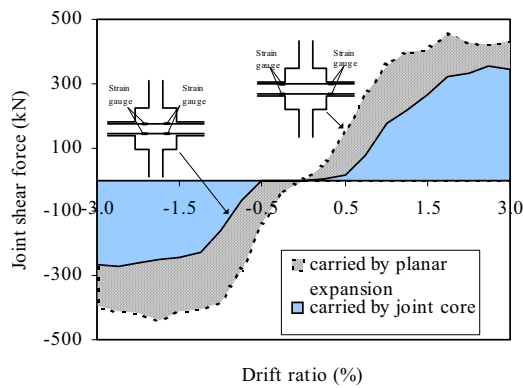


รูปที่ 5.45(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

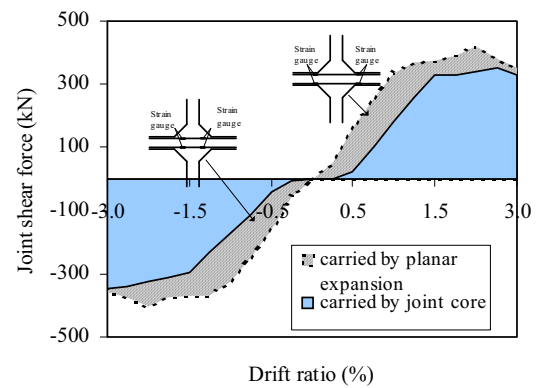


รูปที่ 5.45(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

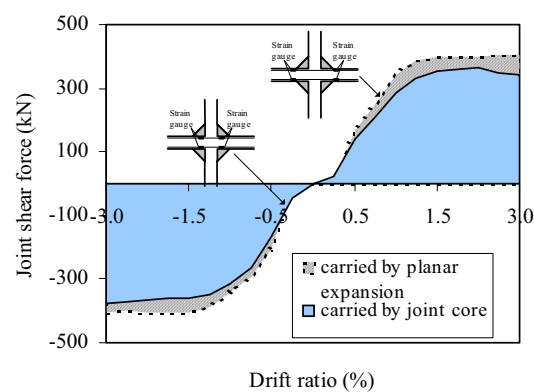
เมื่อนำค่าแรงเฉือนที่จุดต่อที่ได้จากการแปลงความเครียดในเหล็กเสริม ณ ตำแหน่งหน้าเสา และปลายของส่วนเสริมกำลังมา Plot เปรียบเทียบกันในแต่ละระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้นดังรูปที่ 5.46 ซึ่งแรงเฉือนที่หน้าเสาเป็นแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อ (joint core) (ใช้เส้นทึบ) ส่วนแรงเฉือนที่ปลายส่วนเสริมกำลังเป็นแรงเฉือนทั้งหมดที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อ และส่วนเสริมกำลัง (ใช้เส้นประ) ผลต่างระหว่างกราฟ ทั้ง 2 คือค่าแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่ส่วนเสริมกำลัง เมื่อคำนวณผลต่างของพื้นที่ใต้กราฟพบว่า ชิ้นทดสอบ PJE1 มีความแข็งแรงของจุดต่อมากที่สุด สามารถต้านทานแรงกระทำที่ถ่ายมายังส่วนเสริมกำลังได้ถึง 40% รองลงมาเป็นชิ้นทดสอบ PJE7 PJE2 - JE6 ได้ 27%, 11%, 8%, 8% และ 6% ตามลำดับ จากตัวเลขดังกล่าวทำให้สามารถเปรียบเทียบคุณสมบัติทางด้านรูปร่างของส่วนเสริมกำลังได้ดังนี้ รูปร่างสี่เหลี่ยมจะให้ความแข็งแรงของจุดต่อที่ดีกว่ารูปสามเหลี่ยม แต่หากเปรียบเทียบระหว่างการใช้คอนกรีตและบ่เหล็กพบว่า การใช้บ่เหล็กอาจจะดีกว่าการใช้คอนกรีต เนื่องจากการถ่ายแรงเฉือนระหว่างบ่เหล็กและคอนกรีตมีน้อยกว่าการถ่ายเทแรงเฉือนระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่



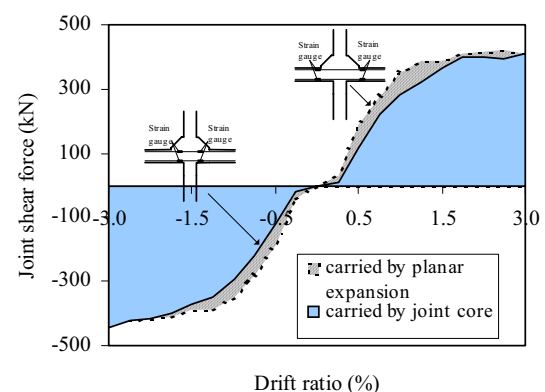
(ก) ชั้นทดสอบ PJE1



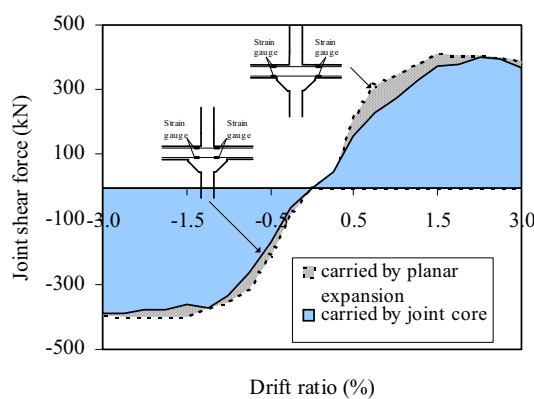
(ข) ชั้นทดสอบ PJE2



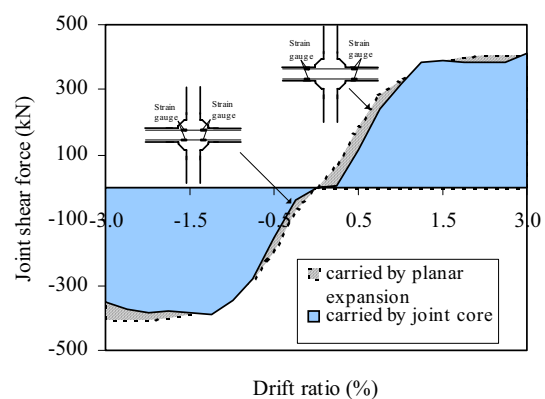
(ค) ชั้นทดสอบ PJE3



(ง) ชั้นทดสอบ PJE4

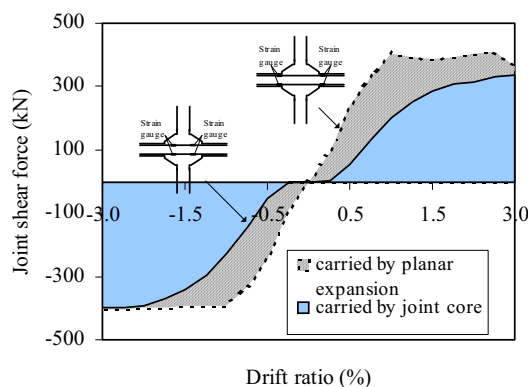


(จ) ชั้นทดสอบ PJE5



(ฉ) ชั้นทดสอบ PJE6

รูปที่ 5.46 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่ Column core และส่วนขยาย
กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



(ข) ชิ้นทดสอบ PJE7

รูปที่ 5.46 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่ Column core และส่วนขยาย
กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (ต่อ)

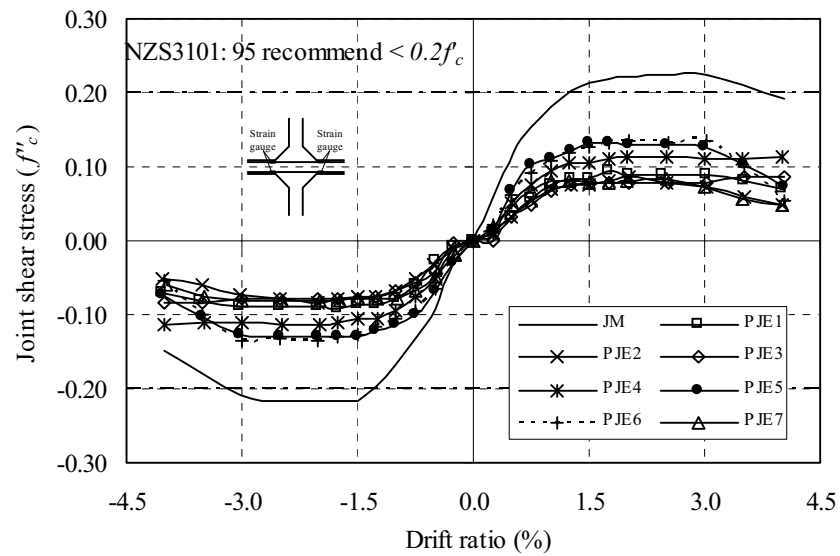
5.6.4 หน่วยแรงเฉือนของจุดต่อ (Joint shear stress)

หน่วยแรงเฉือนของจุดต่อ (v_{jh}) สามารถคำนวณจากแรงเฉือนที่จุดต่อหารด้วยพื้นที่ประสิทธิภาพ ซึ่งตามมาตรฐานประเทศนิวซีแลนด์ NZS3101:95 ระบุว่าหากต้องการหลีกเลี่ยงการวิบัติที่จุดต่อควรให้หน่วยแรงเฉือนของจุดต่อมีค่าไม่เกิน $0.2f'_c$ จากผลการทดลองชิ้นทดสอบ JM สามารถคำนวณความเค้นสูงสุดได้เท่ากับ $0.23f'_c$ (รูปที่ 5.25ก) ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณไว้ในตอนแรก $0.26f'_c$ เมื่อเหล็กเริ่มร้าวในหัวข้อ 5.3.1 สอดคล้องกับผลการทดลองของชิ้นทดสอบ JM ที่เกิดการวิบัติที่จุดต่อเนื่องจากความเค้นมีค่ามากกว่า $0.2f'_c$

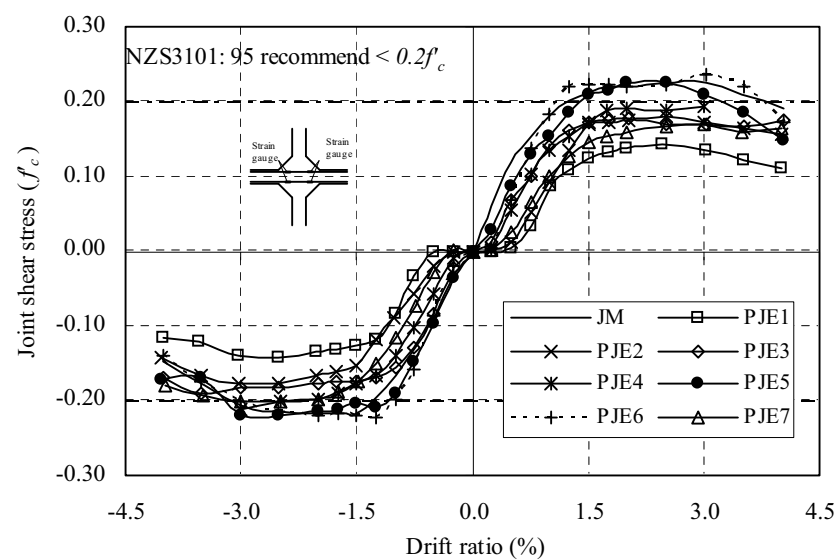
สำหรับชิ้นทดสอบเสริมกำลังเมื่อคำนวณความเค้นที่ถ่ายเข้าสู่ปลายส่วนเสริมกำลัง โดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพดังแสดงในตารางที่ 5.1 สามารถแสดงกราฟระหว่างความเค้นเฉือนกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ดังรูปที่ 5.47ก ซึ่งจากกราฟค่าความเค้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ $0.10f'_c$, $0.09f'_c$, $0.09f'_c$, $0.11f'_c$, $0.13f'_c$, $0.13f'_c$ และ $0.08f'_c$ สำหรับชิ้นทดสอบ PJE1-PJE7 ตามลำดับ จะเห็นว่าได้ค่าใกล้เคียงกับที่คำนวณในตอนแรก (หัวข้อ 5.3.1) ความเค้นมีค่าระหว่าง $0.09f'_c$ - $0.11f'_c$ เมื่อเหล็กนอนในคานเริ่มร้าว และมีค่าประมาณ $0.11f'_c$ - $0.14f'_c$ เมื่อเหล็กถึงกำลังประลัย จะเห็นได้ว่าวิธีที่เสนอแนะในการออกแบบส่วนเสริมกำลังนั้น (หัวข้อ 5.2) ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ

และเมื่อคำนวณความเค้นที่ถ่ายเข้าสู่ column core โดยใช้แรงเฉือนที่หน้าเสาและพื้นที่ประสิทธิภาพคือพื้นที่เสา สามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังรูปที่ 5.47ข ค่าความเค้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ $0.14f'_c$, $0.18f'_c$, $0.18f'_c$, $0.20f'_c$, $0.22f'_c$, $0.24f'_c$ และ $0.20f'_c$ สำหรับชิ้นทดสอบ PJE1-PJE7 ตามลำดับ ซึ่งพิสูจน์ให้เห็นว่าความเค้นเฉือนในชิ้นทดสอบ PJE1-PJE4 และ PJE7 มีค่าไม่เกิน $0.20f'_c$ และทำให้การวิบัติไม่เกิดขึ้นที่จุดต่อ ส่วนชิ้นทดสอบ PJE5 และ PJE6 แม้ว่าจะมีค่าความ

เส้นที่ปลายส่วนเสริมกำลังไม่เกิน $0.2f'_c$ ก็ตาม แต่เมื่อพิจารณาความเค้นที่ถ่ายเข้าสู่ column core กลับพบว่ามีความเกินกว่า $0.2f'_c$ จึงทำให้ขึ้นทดสอบทั้งสองเกิดการวิบัติที่จุดต่อในที่สุด



รูปที่ 5.47ก ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนของจุดต่อคำนวณที่ปลายส่วนเสริมกำลัง
กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



รูปที่ 5.47ข ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่ column core
กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

5.6.5 การเปรียบเทียบระหว่างขั้นตอนเสริมกำลัง

ก) ผลกระทบของรอยต่อก่อสร้าง

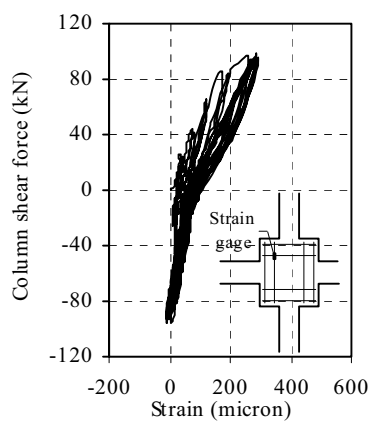
ขั้นตอน PJE1 มีวิธีการก่อสร้างที่แตกต่างจากขั้นตอนอื่น ๆ เพื่อใช้ศึกษาผลกระทบของรอยต่อก่อสร้าง จึงนำขั้นตอน PJE2 PJE4 และ PJE7 ซึ่งมีรูปแบบการวิบัติเช่นเดียวกันมาเปรียบเทียบ โดยขั้นตอน PJE1 ใช้การหล่อคอนกรีตไปพร้อมๆ กับคานและเสา ส่วนขั้นตอน PJE2 PJE4 และ PJE7 ใช้การหล่อส่วนขยายภายหลังจากที่ได้หล่อคานและเสาเสร็จเรียบร้อยแล้ว จากผลการทดลอง ขั้นตอน PJE2 PJE4 และ PJE7 ถึงแม้จะหล่อส่วนขยายภายหลังก็ตามแต่ก็สามารถให้กำลัง สดฟืนส แรงกระทำที่จุดคราก แรงกระทำสูงสุด พลังงานที่สลายไป และรูปแบบการวิบัติที่ใกล้เคียงกับขั้นตอน PJE1 แม้ว่าจจะพบรอยต่อก่อสร้างในแนวนอนในขั้นตอน PJE2 PJE4 และ PJE7 ก็ตาม แต่รอยต่อดังกล่าวมิได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของขั้นตอนเลย หากพิจารณาความเครียดของเหล็กยึดที่ฝังในคานดังรูปที่ 5.48 จะพบว่า ความเครียดมีค่าประมาณ 300, 400, 450 และ 600 ไมครอน สำหรับขั้นตอน PJE1, PJE2, PJE4 และ PJE7 ตามลำดับ จะเห็นว่าเป็นค่าที่น้อยมาก และยังห่างไกลจากค่าความเครียดที่จุดคราก (2400 ไมครอน) เหล็กยึดยังอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งพิสูจน์ว่าเหล็กยึดสามารถควบคุมไม่ให้รอยต่อก่อสร้างขยายกว้างขึ้น ทำให้รอยต่อก่อสร้างไม่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของขั้นตอน ดังนั้นการออกแบบการเสริมกำลังด้วยการขยายจุดต่อด้วยคอนกรีตเทในที่ สามารถทำได้โดยพิจารณาเสมือนเป็นคอนกรีตที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

ข) ผลกระทบของส่วนเสริมกำลังที่เป็นรูปสี่เหลี่ยมกับสามเหลี่ยม

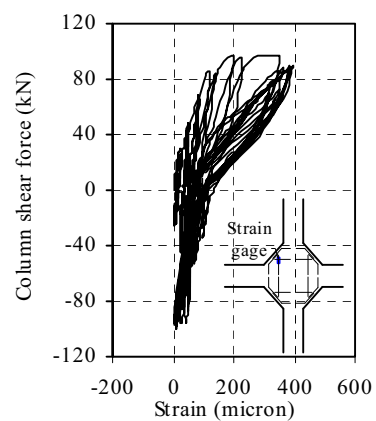
หากเปรียบเทียบระหว่างขั้นตอนที่เสริมกำลังเป็นรูปสี่เหลี่ยม (PJE1) และเป็นรูปสามเหลี่ยม (PJE2 และ PJE7) พบว่าขั้นตอนที่เสริมกำลังเป็นรูปสี่เหลี่ยมทำให้จุดต่อมีความแข็งแรงที่ดีกว่าสังเกตได้จากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อและความเสียหายและรอยร้าวที่น้อยกว่า ขั้นตอนเสริมกำลังเป็นรูปสามเหลี่ยมสร้างจุดหมุนพลาสติกขยับเข้าใกล้กับจุดต่อมากกว่า (250 มม. จากหน้าเสา) ในขณะที่ขั้นตอนที่เสริมกำลังเป็นรูปสี่เหลี่ยมสามารถสร้างจุดหมุนพลาสติกที่ปลายส่วนเสริมกำลัง (300 มม. จากหน้าเสา) ทั้งนี้เนื่องจากรูปสามเหลี่ยมมีการโอบรัดที่ปลายส่วนเสริมกำลังน้อยกว่า ส่วนรูปสี่เหลี่ยมช่วยชะลอการโก่งเคาะของเหล็กนอนในคานได้ดีกว่าขั้นตอน PJE1 เกิดการวิบัติที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 3.0\%$ ในขณะที่ขั้นตอน PJE2 วิบัติเร็วกว่าที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 2.5\%$ แต่ปัญหาดังกล่าวอาจแก้ไขได้ด้วยการทำให้ส่วนปลายสามเหลี่ยมหนาขึ้น ดังเช่นในขั้นตอน PJE7 ที่ชะลอการโก่งเคาะและสามารถต้านทานแรงกระทำไปจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$

ค) การเพิ่มการโอบรัดของเหล็กนอนในคาน

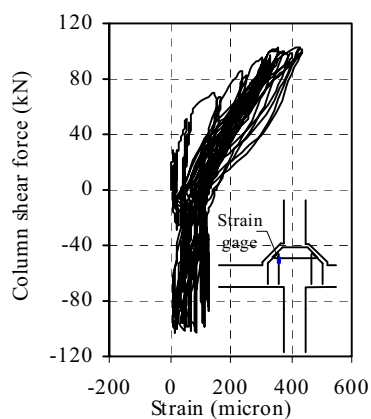
เมื่อพิจารณาชั้นทดสอบ PJE3 และ PJE4 ซึ่งเป็นชั้นทดสอบที่เสริมการโอบรัดที่เพียงพอในบริเวณจุดหมุนพลาสติกในคานโดยใช้ปริมาณเหล็กปลอกตามมาตรฐาน ACI (IMRF) ช่วยเพิ่มการโอบรัดคอนกรีต ชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้ชั้นทดสอบทั้งคู่สามารถต้านทานแรงกระทำได้จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ถึง $\pm 4.0\%$ และมีความเหนียวเท่ากับ 4 ก่อนที่เหล็กนอนในคานจะขาด จึงสามารถกล่าวได้ว่า การเพิ่มการโอบรัดในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติกช่วยเพิ่มประสิทธิภาพของการเสริมกำลังเพื่อด้านทนแผ่นดินไหวของจุดต่อด้วยการขยายจุดต่อในระนาบไม่ว่าจะใช้คอนกรีตเทในที่หรือใช้บ่าเหล็กก็ตาม ดังนั้นจึงสามารถนำไปประยุกต์สำหรับอาคารต้านทานแผ่นดินไหวที่ก่อสร้างใหม่ และเสริมกำลังอาคารที่มีอยู่เดิมได้ โดยอาคารที่มีอยู่แล้ว ถึงแม้จะไม่สามารถเพิ่มเหล็กปลอกเข้าไปในโครงสร้างได้ แต่อาจใช้วิธีอื่นแทนในการเพิ่มความเหนียวในช่วงจุดหมุนพลาสติกในคานดังเช่นการใช้แผ่นวัสดุคอมโพสิตไฟเบอร์หุ้มรอบคาน เป็นต้น



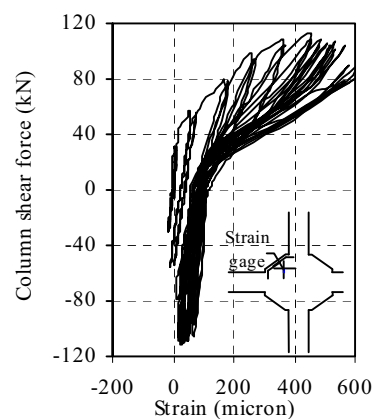
(ก) ชั้นทดสอบ PJE1



(ข) ชั้นทดสอบ PJE2



(ค) ชั้นทดสอบ PJE4



(ง) ชั้นทดสอบ PJE7

รูปที่ 5.48 ความเครียดของเหล็กยึด

ง) การใช้บ่าเหล็กแทนการใช้คอนกรีตเทในที่

หากเปรียบเทียบระหว่างขั้นตอนที่เสริมกำลังโดยใช้บ่าเหล็ก (PJE3) และขั้นตอนที่เสริมกำลังโดยใช้คอนกรีตเทในที่ (PJE2) แม้ว่าบ่าเหล็กจะให้ความแข็งแรงไม่เท่ากับการใช้คอนกรีตเทในที่ก็ตาม (สังเกตจากข้อมูลการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อมีมากกว่า และความเสียหายจากรอยร้าวที่มากกว่า) เนื่องจากผิวที่ลื่นของบ่าเหล็กทำให้การเกาะยึดกับคอนกรีตไม่ดีเท่ากับการใช้คอนกรีตเทในที่ แต่จากการทดลองพบว่า การใช้บ่าเหล็กในการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบก็สามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุด สดุดีเฟส การดูดซับพลังงาน และมีรูปแบบการวิบัติที่ใกล้เคียงกับขั้นตอนที่ใช้คอนกรีตเช่นกัน โดยจุดสำคัญคือการเลือกใช้สลักเกลียวเคมีที่มีขนาดที่เหมาะสมที่ช่วยยึดคอนกรีตกับบ่าเหล็กได้ดีเพื่อด้านทานแรงกระทำ

จ) การเสริมกำลังด้านบนหรือด้านล่างอย่างเดียว

หากเปรียบเทียบระหว่าง ขั้นตอนการเสริมกำลังด้านบนอย่างเดียว (PJE4) กับขั้นตอนที่เสริมกำลังด้านล่างเพียงอย่างเดียว (PJE5) พบว่าการเสริมกำลังด้านบนเพียงอย่างเดียวประสบผลสำเร็จในการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติทำให้เกิดการวิบัติที่คานได้ แต่การเสริมกำลังด้านล่างเพียงอย่างเดียวไม่สามารถทำได้ ทั้งนี้เนื่องจากเหล็กเสริมสำหรับโมเมนต์ลบในคานด้านบนมีมากกว่าด้านล่างทำให้แรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อทางด้านบนมีมากกว่า การเสริมกำลังเฉพาะด้านบนจึงทำให้ความเค้นกระจายเข้าไปในส่วนเสริมกำลังได้ แต่การเสริมกำลังด้านล่างอย่างเดียวจะกระจายความเค้นเข้าไปสู่ส่วนเสริมกำลังได้น้อยกว่า แต่ความเค้นที่เหลือจากเหล็กเสริมด้านบนยังมีมากและไม่ได้ถูกกระจายออกไป จึงทำให้ความเค้นถ่ายเข้าสู่จุดต่อจนเกิดการวิบัติที่จุดต่อแทน อย่างไรก็ตามการเสริมกำลังทั้ง 4 ด้านรอบจุดต่อเป็นวิธีที่ดีที่สุด เนื่องจากให้ความแข็งแรงของจุดต่อที่ดีกว่าการเสริมกำลังเพียงด้านบนหรือด้านล่างเพียงอย่างเดียวสังเกตได้จากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ และความเสียหายที่ปรากฏมีน้อยกว่า แต่หากจำเป็นต้องเสริมเพียงส่วนใดส่วนหนึ่งการตรวจสอบเหล็กเสริมในคานเสียก่อน

ฉ) ขนาดของส่วนเสริมกำลัง

ขั้นตอน PJE6 มีการลดขนาดส่วนเสริมกำลังเป็นรูปสามเหลี่ยม 150×150 มม. หรือเป็นครึ่งหนึ่งของขั้นตอน PJE2 (300×300 มม.) พบว่าไม่ประสบความสำเร็จในการเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติ ยังคงเกิดการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดิม แม้ว่าเมื่อตรวจสอบอัตราส่วนความลึกเสาคู่ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางคาน (h_c / d_b) มีค่าเท่ากับ 54 มากกว่า 29 และ 33 สำหรับกรณีโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจำกัดและกรณีโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวตามลำดับ และการตรวจสอบความเค้น (v_{jh}) ที่ได้จากการแปลงความเครียดของเหล็กเสริม ณ ตำแหน่งปลายส่วนเสริมกำลังมีค่า $0.13f'_c$

ไม่เกิน $0.20f'_c$ ก็ตาม ขึ้นทดสอบ PJE6 ยังคงมีรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อ ทั้งนี้เนื่องจากขนาดของส่วนเสริมกำลังที่เล็กเกินไปไม่สามารถต้านทานแรงที่ถ่ายเข้ามาในส่วนขยายได้ คอนกรีตบางส่วนแตกและกะเทาะออกทำให้ส่วนเสริมกำลังยิ่งเล็กลงเรื่อย ๆ เสมือนไม่ได้เสริมกำลังเลย หากตรวจสอบความเครียดบริเวณหน้าเสา พบว่าความเครียดไม่ได้ลดลงเช่นเดียวกับขึ้นทดสอบ PJE2 หรือ PJE7 จึงทำให้แรงจากเหล็กเสริมยังคงถ่ายเข้าไปสู่จุดต่อเช่นเดียวกับขึ้นทดสอบควบคุม JM ความเค้น (v_{jh}) ที่หน้าเสามีค่ามากที่สุด $0.24f'_c$ ซึ่งมากกว่า $0.20f'_c$ จึงทำให้ขึ้นทดสอบนี้วิบัติที่จุดต่อ ส่วนการลดขนาดลงเฉพาะส่วนเสริมกำลังตามแนวเสาดังขึ้นทดสอบ PJE7 เพื่อหลีกเลี่ยงการวิบัติจากแรงเฉือนในเสาเมื่อส่วนเสริมกำลังทำให้ความยาวเสาลดลง พบว่าสามารถทำได้ โดยขึ้นทดสอบ PJE7 สามารถลดความเครียดของเหล็กนอนในคานบริเวณหน้าเสาได้ โดยให้เหล็กนอนที่ปลายส่วนเสริมกำลังครากและพัฒนาจนถึงความเครียดพลาสติกแทน จึงทำให้ขึ้นทดสอบ PJE7 เกิดการวิบัติที่คานแทนการวิบัติที่จุดต่อ

ตารางที่ 5.4 ตารางสรุปผลการทดสอบ

ผลการทดสอบ	ขึ้นทดสอบควบคุม , JM	ขึ้นทดสอบ PJE1	ขึ้นทดสอบ PJE2	ขึ้นทดสอบ PJE3
แรงกระทำที่จุดคราก, kN	67.6 ที่ 1.25%drift	85.5 ที่ 1.0%drift	85.9 ที่ 1.0%drift	80.6 ที่ 1.0 %drift
แรงกระทำสูงสุด, kN	72.0 ที่ 1.75%drift	98.3 ที่ 1.50%drift	97.6 ที่ 1.50%drift	100.8 ที่ 1.75%drift
จุดวิบัติ, kN	70.2 ที่ 2.5%drift	84.9 ที่ 3.0%drift	89.6 ที่ 2.5%drift	93.8 ที่ 4.0%drift
รูปแบบการวิบัติ	Joint shear failure	Beam flexural failure	Beam flexural failure	Beam flexural failure
พลังงานที่สลายตั้งแต่ เริ่มต้นจนถึง 4.0% drift ratio, kJ	17.9	49.0	46.6	57.5
สติเฟ้นตั้งแต่ 0-0.5% drift ratio, kN/mm	4.57	5.02	5.41	5.16
อัตราส่วนความเหนียว	2.0	3.0	2.5	4.0

ตารางที่ 5.4 ตารางสรุปผลการทดสอบ (ต่อ)

ผลการทดสอบ	ชั้นทดสอบ PJE4	ชั้นทดสอบ PJE5	ชั้นทดสอบ PJE6	ชั้นทดสอบ PJE7
แรงกระทำที่จุดคราก, kN	85.9 ที่ 1.0%drift	81.8 ที่ 1.25%drift	81.4 ที่ 1.25%drift	98.9 ที่ 1.0 %drift
แรงกระทำสูงสุด, kN	102.9 ที่ 1.75%drift	100.7 ที่ 2.50%drift	94.7 ที่ 2.50%drift	112.0 ที่ 1.50%drift
จุดวิบัติ, kN	90.3 ที่ 4.0%drift	95.0 ที่ 3.0%drift	92.8 ที่ 3.0%drift	103.7 ที่ 3.0%drift
รูปแบบการวิบัติ	Beam flexural failure	Joint shear failure after beam yielding	Joint shear failure after beam yielding	Beam flexural failure
พลังงานที่สลายตั้งแต่เริ่มต้นจนถึง 4.0% drift ratio, kJ	50.2	29.3	25.7	49.6
สติฟเนสตั้งแต่ 0-0.5% drift ratio, kN/mm	5.73	5.31	5.11	6.40
อัตราส่วนความเหนียว	4.0	2.4	2.4	3.0

5.7 สรุปผลการทดสอบ

วิธีการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาโดยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion) ที่นำเสนอในงานวิจัยนี้ใช้หลักการขยายจุดต่อในลักษณะ 2 มิติ โดยการใช้คอนกรีตเทในที่ และการใช้บ่าเหล็ก จากทดสอบชั้นทดสอบเสริมกำลังจำนวน 7 ชั้น และชั้นทดสอบควบคุม 1 ชั้นในห้องปฏิบัติการ สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สติฟเนส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายมาเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย
2. การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความเค้นที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อมีค่าลดลง เนื่องจากความเครียดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสามีค่าลดลง ซึ่งเป็นเพราะการเพิ่มพื้นที่ประสิทธิผล และการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความลึกเสาคือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน

3. การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลดีเช่นเดียวกัน โดยรอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมความสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักร

4. การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อโดยใช้บ่าเหล็กสามารถป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่อและทำให้เกิดการวิบัติที่คานแทน ซึ่งสดีฟเนส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตเทในที่

5. การเพิ่มประสิทธิภาพให้กับวิธีการขยายจุดต่อที่นำเสนอในงานวิจัยนี้สามารถทำได้โดยการเสริมการโอบรัดให้กับเหล็กนอนในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติก นอกจากจะป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่คานแล้วยังช่วยชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้นอีกด้วย

6. เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมบนซึ่งออกแบบให้ต้านทานโมเมนต์ลบมักจะมีมากกว่าเหล็กเสริมล่าง ทำให้แรงที่มาจากเหล็กเสริมเส้นบนมีมากกว่าเหล็กเสริมเส้นล่าง การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อเฉพาะส่วนบนนั้นสามารถทำได้ แต่การเสริมกำลังเฉพาะส่วนล่างไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติได้

7. เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังทั่วไปที่ยังมีข้อจำกัดอยู่ วิธีการนี้เหมาะสมสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนและเนื่องจากการขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในองค์อาคารได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังได้เสริมกำลังแล้ว

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเพื่อหาวิธีเตรียมความพร้อมให้กับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยแบ่งเป็น 3 หัวข้อที่ศึกษาได้แก่ การเสนอแนวทางและผลการประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ และการนำเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

1 แนวทางการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่ได้นำเสนอมีความเหมาะสมสำหรับอาคารที่ก่อสร้างด้วยระบบคาน-เสา-พื้น ซึ่งเหมาะสำหรับวิศวกรนำไปประยุกต์ใช้ โดยวิธีการประกอบด้วยการตรวจสอบอัตราส่วนของแรงตอกำลัง (DCR) การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก และการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

2. วัตถุประสงค์ของการตรวจสอบ DCR เพื่อประเมินอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานการออกแบบระบุ ซึ่งงานวิจัยนี้ใช้วิธีแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในการวิเคราะห์โครงสร้าง ส่วนการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กนั้น มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบความเหนียวของอาคารตามมาตรฐานของ ACI และการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติมีวัตถุประสงค์ที่จะตรวจสอบรูปแบบการวิบัติเพื่อหาแนวทางซ่อมเสริมกำลังของอาคารได้ถูกต้อง ซึ่งข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แก่ DCR และ ดัชนีโครงสร้าง

3. การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติทำได้โดยการตรวจสอบตามแผนภาพ ซึ่งประกอบด้วยการใช้ load flowchart เพื่อวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นภายใต้แรงตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และ yielding flowchart เป็นการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติภายหลังจากองค์อาคารบางส่วนเกิดการครากไปแล้ว การวิเคราะห์โดย flowchart ทั้งสองจะทำให้ทราบถึงลำดับขั้นตอนการเกิดการวิบัติภายใต้แผ่นดินไหว

4. เมื่อนำแนวทางที่นำเสนอไปประเมินอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ ที่ก่อสร้างไปแล้วด้วยระบบคาน-เสา โดยเน้นอาคารที่มีลักษณะการใช้งานเป็นอาคารสาธารณะ เช่น อาคารส่วนราชการ โรงเรียน ที่พักอาศัย จำนวนทั้งสิ้น 15 หลัง ผลการประเมินพบว่าอาคารทั้ง 15 หลังไม่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากการเสริมเหล็กปลอกไม่เพียงพอในคาน เสา และจุดต่อ อีกทั้งเหล็กปลอกไม่มีการหักงอ 135 องศา (seismic hook anchorage) จากการตรวจสอบอัตราส่วน DCR พบว่ามีอาคาร 10 หลังจากทั้งหมด 15 หลังไม่ผ่านการประเมินภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และจากการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติพบว่าเกิดการ

วิบัติที่คานเนื่องจากโมเมนต์คัต 41.7 % จากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา 38.3% จากแรงเฉือนในคาน 20% จำนวนองค์อาคารที่วิบัติเมื่อตรวจสอบด้วย load flowchart มีน้อยกว่าจำนวนองค์อาคารที่วิบัติเมื่อตรวจสอบด้วย yielding flowchart เนื่องจากอาคารที่นำมาตรวจสอบนั้น ออกแบบโดยใช้วิธีหน่วยแรงใช้งาน ซึ่งใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่าความเป็นจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่ และมีปริมาณเหล็กเสริมที่มาก นอกจากนี้ ผนังกำแพงเฉือนยังช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่กระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

5. ผลการประเมินโครงสร้างระบุถึงความเสี่ยงต่อการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อถึง 38.3 % ซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่ไม่เหมาะสม อาจทำให้โครงสร้างสูญเสียความสามารถในการต้านทานแรงในแนวตั้งอย่างฉับพลัน จึงนำไปสู่การศึกษาพฤติกรรมของแบบจำลองจุดต่อคาน-เสาขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริงในห้องปฏิบัติการ โดยใช้ข้อมูลดัชนีโครงสร้างอาคารจริงในการสร้างขั้นตอนทดสอบจุดต่อคาน-เสา ซึ่งใช้เป็นตัวแทนของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงปานกลาง ที่ก่อสร้างในกรุงเทพฯ ไม่ได้ออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว 1 ชั้น นอกจากนี้แล้วยังได้ศึกษาจุดต่อคาน-เสาที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ จำนวน 4 ชั้น ได้แก่ขั้นตอนทดสอบที่ได้เสริมเหล็กปลอกเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลางและขนาดใหญ่ของ ACI จำนวน 2 ชั้นคือ ได้แก่ขั้นตอนทดสอบ JR และ JT ตามลำดับ ขั้นตอนทดสอบที่ศึกษาผลกระทบของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตภายในจุดต่อ 1 ชั้น (ขั้นตอนทดสอบ JB) และขั้นตอนทดสอบที่มีการตัดเหล็กกอนในคานให้ตัดกันเป็นรูปตัว X ภายในจุดต่อ (ขั้นตอนทดสอบ JD) อีก 1 ชั้น การเตรียมขั้นตอนทดสอบได้พยายามทำให้คล้ายคลึงกับการก่อสร้างจริงในประเทศไทยมากที่สุด เช่นการทาบเหล็กยื่นในเสาที่ระดับเหนือพื้นเล็กน้อย การไม่ใส่เหล็กปลอกในจุดต่อ และระยะเรียงเหล็กปลอกเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบที่ใช้ในประเทศไทย เป็นต้น

6. ผลการทดสอบพบว่า ขั้นตอนทดสอบที่เป็นตัวแทนจุดต่อคาน-เสาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในกรุงเทพฯ และได้คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหว (ขั้นตอนทดสอบ JM) เกิดการวิบัติแบบเฉียบพลันด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหว สามารถสลายพลังงานได้น้อย มีระดับความเหนียวที่ต่ำ แต่ไม่ได้สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากมีอัตราส่วนความลึกของเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางผ่านข้อกำหนดของ ACI แต่พบว่าการรูดไถลที่หน้าเสาเท่านั้น

7. ขั้นตอนทดสอบที่เสริมเหล็กตามมาตรฐานของ ACI ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางและระดับสูง (ขั้นตอนทดสอบ JR และ ขั้นตอนทดสอบ JT) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานเพียงเล็กน้อย แต่ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ จึงสามารถกล่าวได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามความต้องการขั้นต่ำของ ACI เพียงอย่างเดียว ไม่เพียงพอที่จะป้องกันการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อได้

8. ชั้นทดสอบที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตภายในจุดต่อตั้งแต่แรก (ชั้นทดสอบ JB) ให้กำลังต้านทานลดลง แต่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อให้เป็นการวิบัติที่ปลายคานแทน เนื่องจากเมื่อคอนกรีตที่ปลายคานกะเทาะหลุดออกมา แรงอัดลัพธ์ของคอนกรีตจะเคลื่อนตัวต่ำลง เป็นผลให้ผลรวมแรงอัดในแนวทแยงภายในจุดต่อ (diagonal compressive strut) มีความชันลดลงและมีกำลังอัดเพิ่มขึ้น ทำให้ความเสียหายในจุดต่อน้อยลง เหล็กนอนในคานสามารถพัฒนาความเครียดได้จนถึงช่วงพลาสติก มีความเหนียวเพิ่มขึ้น เนื่องจากความเสียหายเกิดขึ้นที่คาน จึงทำให้สามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่า

9. ชั้นทดสอบที่ใช้การตัดเหล็กนอนในคานจากเหล็กล่างในคานฝั่งซ้ายขึ้นไปเป็นเหล็กบนในคานฝั่งขวาโดยตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อ (JD) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้เล็กน้อย เกิดรูปแบบการวิบัติแบบผสมที่จุดต่อและคาน โดยมี hysteretic loop ที่แคบเช่นเดียวกับชั้นทดสอบอื่นๆ

10. จากการศึกษาพฤติกรรมจุดต่อคาน-เสาในห้องปฏิบัติการ ได้นำไปสู่การหาวิธีการเสริมกำลังเพื่อป้องกันรูปแบบการวิบัติเฉือนที่จุดต่อ โดยงานวิจัยนี้ได้นำเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาด้วยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion) ซึ่งใช้หลักการขยายจุดต่อในลักษณะ 2 มิติ โดยการใช้คอนกรีตเทในที่ และการใช้บ่าเหล็ก

11. ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยใช้ชั้นทดสอบ JM เป็นชั้นทดสอบควบคุม และชั้นทดสอบเสริมกำลังจำนวน 7 ชั้น พบว่าการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สดไฟเฟส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายไปเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย นอกจากนี้แล้วหน่วยแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อมีค่าลดลง เนื่องจากความเครียดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสามีค่าลดลง ซึ่งเป็นเพราะการเพิ่มพื้นที่ประสิทธิผล และการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน

12. การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลดีเช่นเดียวกัน โดยรอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมความสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักร

13. การใช้บ่าเหล็กในการเสริมกำลังให้ผลการทดสอบที่ดีเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตเทในที่ และพบว่าการเพิ่มประสิทธิภาพด้วยวิธีการนี้สามารถทำได้โดยการเสริมการโอบรัดให้กับเหล็กนอนในคานในบริเวณจุดหมุนพลาสติก ซึ่งนอกจากจะป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่คานแล้วยังช่วยชะลอการโก่งเคาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้นอีกด้วย

14. การลดขนาดลงเฉพาะส่วนเสริมกำลังตามแนวเสาเพื่อหลีกเลี่ยงการวิบัติจากแรงเฉือนในเสาเนื่องจากส่วนเสริมกำลังทำให้ความยาวเสาลดลง พบว่าสามารถทำได้ โดยชั้นทดสอบ

สามารถลดความเครียดของเหล็กนอนในคานบริเวณหน้าเสาได้ โดยให้เหล็กนอนที่ปลายส่วนเสริมกำลังครากและพัฒนาจนถึงความเครียดพลาสติกแทน ทำให้เกิดการวิบัติที่คานแทนการวิบัติที่จุดต่อ

15. อย่างไรก็ตาม วิธีการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบที่ได้นำเสนอในงานวิจัยนี้ ยังมีข้อจำกัดอยู่ วิธีการนี้เหมาะสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อน นอกจากนี้การขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติเฉือนในองค์อาคารได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคาร และควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังจากที่ได้เสริมกำลังแล้ว

16. งานวิจัยนี้ได้นำเสนอวิธีการออกแบบการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบไว้ด้วย โดยหลักการออกแบบนั้นขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่น พื้นที่ประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นจะต้องมากพอที่จะทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนในจุดต่อ ความเค้นที่จุดต่อต้องไม่เกิน $0.2f'_c$ อัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กนอนในคานต้องไม่น้อยกว่าที่ระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบ ขนาดของส่วนขยายไม่ควรมีขนาดเล็กเกินไปจนทำงานได้ลำบาก

6.2 ข้อเสนอแนะ

1. ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับพฤติกรรมโดยรวมและผลกระทบที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างทั้งหลัง เมื่อได้เสริมกำลังด้วยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบให้จุดต่อภายในอาคารทั้งหลัง ซึ่งอาจจะใช้การจำลองโครงสร้างในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ หรือ การทดสอบโครงสร้างจริงในห้องปฏิบัติการ

2. ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาให้กับโครงสร้างที่ก่อสร้างไปแล้วด้วยวิธีใหม่ ๆ โดยใช้วัสดุที่ราคาไม่แพง เช่น เฟอโรซีเมนต์ เพื่อที่จะได้แก้ไขปัญหาโครงสร้างที่เสามีความอ่อนแอต่อไป

3. ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับการใช้วัสดุอื่นทดแทนส่วนขยายในระนาบ เช่น การใช้บ่เหล็ก เป็นต้น

เอกสารอ้างอิง

- ACI 318 (1999), "Building Code Requirements for Structural Concrete", American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- ACI-ASCE Committee 352 "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monotonic Reinforced Concrete Structures", American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- Ahmad F. Hassan and Mete A. Sozen (1997), "Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes", ACI Structural Journal, V.94(1), pp.31-39.
- Ahmet Yakut (2004), "Preliminary seismic performance assessment procedure for existing RC buildings", Engineering Structures, 26, pp1447-1461.
- Alcocer, S.M., and Jirsa, J.O. (1993), "Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitate by Jacking." ACI Structural Journal, V. 90, No. 3, May-June, pp. 249-261.
- Antonopoulos, C.P. and Triantafillou, T.C. (2002), "Analysis of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints," Journal of Composites for Construction, ASCE, V. 6, No. 1, Feb., pp.41-51.
- ATC, (1996) "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC14 (1978), "Evaluating The Seismic Resistance of Existing Building", ATC-14 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Attanayake A.M.U.B. (2001), "Seismic Evaluation of Typical Low-Rise Concrete Commercial Buildings by Capacity Spectrum and Push Over Analysis Method", Master Thesis, Asian Institute of Technology.
- Aycardi, L.E.; Mender, J.B.; and Reinhorn, A.M. (1994), "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structure Designed Only for Gravity Loads: Experimental Performance of Sub assemblages," ACI Structural Journal. V. 91, No. 5, Sept.-Oct., pp. 552-563.
- Baglin, P.S. and Scott, R.H. (2000), "Finite element modeling of reinforced concrete beam-column connections", ACI Struct. J., 97(6), 886-894

- Beres, A.; EL-Borgi, S.; White R.N.; and Gergely, P. (1992), "Experimental Results of Repair and Retrofitting Beam-Column Joints Test in Lightly Reinforced Concrete Frame Building," Technical Report NCEER-92-0025, SUNY/Buffalo.
- Bonacci J. and Pantazopoulou S. (1993), "Parametric investigation of joint mechanics", ACI Struct J. 90, Jan-Feb., 61-71
- Bracci, J.M.; Reinhorn, A.M.; and Mander, J.B. (1995), "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structure Designed for Gravity Loads: Performance of Structural System," ACI Structural Journal. V. 92, No. 5, Sept.-Oct., pp. 597-605.
- Bracci, J.M.; Reinhorn, A.M.; and Mander, J.B. (1995), "Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Buildings Designed for Gravity Loads: Performance of Structural Model," ACI Structural Journal, V. 92, No. , Nov.-Dec., pp.711-723.
- Cervenka V., Eligehausen R., and Pukl R. (1991). "Computer model of concrete structures", IABSE Colloquium, Stuttgart, 311-320
- Chayut Cheejaroen (2004), "Effects of bond deterioration on seismic behavior of R/C interior beam-column joints without seismic detailing", Thesis No. ST-04, Asian Institute of Technology.
- Chopra A. and Goel R. (1999), "Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems", Pacific Earthquake Engineering Research Center, UC Berkley, California.
- Choudhuri, D., Mander, J.B., and Reinhorn, A.M. (1992), "Evaluation of Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Frame Structures", Technical Report NCEER-92-0013, SUNY/Buffalo.
- Clyde, C., and Pentelides, C.P. (2002), "Seismic Evaluation and Rehabilitation of R/C Exterior Building Joints," Proceeding of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, July 2002.
- Comite Euro-International du Beton (1994), "RC Frames under Earthquake Loading", State of the art Report. Tomas Telford Inc.
- Corazao, M., and Durrani, A.J. (1989), "Repair and Strengthening of Beam-to-Column Connections Subjected to Earthquake loading." Technical Report NCEER-89-0013, SUNY/Buffalo.

- D. Lehman, J. Stanton, M. Anderson, D. Alire and S. Walker (2004), "Seismic performance of older beam-column joints, Proceeding of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004. Paper no. 1464.
- Durgesh C. Rai (2005), "Seismic Evaluation and Strengthening of Existing Buildings", Final Report:A-Earthquake Codes. Department of Civil Engineering Indian Institute of Technology Kanpur.
- EL-Amoury, T., and Ghobarah, A. (2002), "Seismic Rehabilitation of Beam-Column Joints Using GFRP Sheets," Engineering Structure: The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering, V. 24, No. 11, Nov., pp. 1397-1407.
- FEMA (1992), "NEHRP Guidelines for the Seismic Evaluation of Buildings (FEMA 178)", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., October.
- FEMA (1997), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., October.
- Filiatrault, A., and Luburn, I. (1996), "Seismic Rehabilitation of Reinforce Concrete Joints by Epoxy Pressure Injection Technique," Seismic Rehabilitation of Concrete Structures, SP-160, G.M. Sabnis, A.C. Shroff, and L.F. Kahn, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, pp.73-92.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V. (1979), Effects of Bond Deterioration on Hysteretic of Reinforced concrete joints, Report No. UCB/EERC-83/19, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley.
- French, C. w.; Thorp, G.A.; And Tsai, W.J. (1990), "Epoxy Repair Techniques for moderate earthquake damage," ACI Structure Journal, V. 87, No. 4, July-Aug, pp.416-424.
- Fujii, S. and Morita, S. (1991), "Comparison between interior and exterior RC beam-column joint behavior", Design of Beam-column joint for seismic resistance, SP-123, American Concrete Institute, Farmington Hills Mich., 145-165
- Gergely, I.; Pentelides, C.P.; Reavely, L.D. (2000); "Shear Strengthening of RCT-Joints Using CFRP Composites," Journal of Composites for Construction, ASCE V. 4, No. 2, Nov., pp.56-64.

- Gergely, I.; Pentelides, C.P.; Reavely, L.D.; and Nuismer, R.J. (1998), "Bridge Pier Retrofit Using Fiber-Reinforced Plastic Composites," *Journal of Composites for Construction*, ASCE V. 2, No. 4, Nov., pp.165-174.
- Ghobarah, A., and Said, A. (2002), "Shear Strengthening of Beam-Column Joints," *Engineering Structure: The journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering*; V. 24, No.7, July, pp.881-888.
- Ghobarah, A.; Aziz, T.S.; and Biddah, A. (1997), "Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Connection Using Corrugated Steel Jackets," *ACI Structural Journal*. V. 4, No. 3, May.-Jun., pp. 283-294.
- Ghobarah, A.; Aziz, T.S.; and Biddah, A. (1997), "Upgrading of Nonductile Reinforced Concrete Frame Connection," *Journal of Structural Engineering ASCE*, V.123, No. 8, Aug., pp. 101-109.
- Gulkan P, Sozen MA. (1999), "Procedure for determining seismic vulnerability of building structures", *ACI Structural Journal*, 96(3), pp336-342.
- Hakuto S., Park R., and Tanaka H. (1999), "Effect of bond deterioration of beam bar passing through interior beam-column joint on flexural strength and ductility", *ACI Struct. J.* 96(5), 858-864
- Hakuto S., Park R., and Tanaka H. (2000), "Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details, *ACI Structural J.* 97(1), 11-25.
- Hakuto, S., Park, R., and Tanaka, H., (1999), "Effect of bond deterioration of bond of beam bars passing through interior beam column joints on flexural strength and ductility", *ACI Structural Journal*, V.96 (5), pp858-864.
- Hakuto, S.; Park, R.; and Tanaka, H. (2000), "Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details." *ACI Structural Journal*. V. 97, No. 1, Jan.-Feb., pp. 11-15.
- Hanson, N.W. and Corner, H.W. (1972), "Test of reinforced concrete beam-column joint under simulated seismic loading", *Portland Cement Association*.
- Hassan AF, Sozen MA. (1997), "Seismic vulnerability assessment of low rise buildings in regions with infrequent earthquakes", *ACI Structural Journal*, V.94(1), pp.31-39.

- Hegger J., Sherif, A. and Roeser W.(2004), “Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beam-column connections”, ACI Struct. J. 101(5), 604-614
- Jaradat Omar A., McLean David L., Marsh M. Lee (1998), “Performance of Existing Bridge Columns Under Cyclic Loading-Part I: Experimental Results and Observed Behavior”, ACI Structural Journal, Title No. 95-S63, Nov-Dec, pp.695-704
- Joint ACI-ASCE Committee 352 (1976), “Recommendations for design of beam-column joints in Monolithic Reinforced Concrete Structure (ACI 352R-76),” ACI Journal , Processing V. 73, No. 7, July, pp. 375-393.
- Karayannis, C.G.; Chalioris, C.E.; and Sideris, K.K. (1988), “Effectiveness of RC Beam-Column Connection Repair Using Epoxy Resin Injection,” Journal of earthquake Engineering. V. 2, No. 2, pp.217-240.
- Kato B (1979) Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic actions. AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Severe Seismic Actions, Rome, Bulletin D’ Information 131, pp.7-27.
- Kawin, W., (2002), Quasi-static cyclic loading test of reinforced concrete columns with lap splice in typical mid-rise buildings in Thailand, Thesis No. ST-02-3, Asian Institute of Technology.
- Kiattavisanchai S. (2001), “Evaluation of Seismic Performance of an Existing Medium-Rise Reinforced Concrete Frame Building in Bangkok”, M.Eng. thesis, Thesis No. ST-01-11, Asian Institute of Technology.
- Kitayama, K., Otani S. and Aoyama, H. (1991), “Development of Design Criteria for RC Interior Beam-Column Joints”, ACI SP-123, Design of Beam- Column Joints for Seismic Resistance, PP. 97-123.
- Lee. D. L. N.; Wight, J. K.; and Hanson, R.D. (1977), “Repair of Damaged Reinforced Concrete Frame Structure.” Processing of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering. V. 3, New Delhi. India, Jan., pp. 2486-2491
- Leon R.T. (1990), “Shear strength and hysteretic behavior of interior beam-column joints”, ACI Struct. J. 87(1), 3-11.

- Li B and Pan T.C. (2004), "Seismic performance of reinforced concrete frames under low intensity earthquake effects, Proc. of 13th World Conferences on Earthquake Engineering, Aug.1-6, Vancouver Canada, Paper No.3402.
- Li B., Yiming Y. and Pan T.C. (2003), "Seismic behaviour of nonseismically detailed interior beam-wide column joints-Part I: Experimental results and observed behavior". ACI Structural Journal 99(6), 791-802.
- Maekawa K, Pimanmas A., and Okamura H. (2003), "Nonlinear mechanics of reinforced concrete", SPON PRESS, 721pp.
- Meinheit, D.F. and Jirsa J.O. (1981), "Shear strength of RC beam-column connections", Proc. ASCE J. Struct. Div. 107(11), 2227-2244.
- Murat Engindeniz, Lawrence F.Kahn and Abdul-Hamid Zureick, (2005), "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints: State of the Art", ACI Structural Journal, March-April , pp.187-197.
- Namhee Kim Hong, Sung-Gul Hong and Sung-Pil Chang, (2004), "Computer-supported evaluation for seismic performance of existing buildings", Advances in Engineering Software, 34 , pp87-101.
- No. 49 Ministerial Law (1997), Department of Pubic Works, Ministry of Interior.
- NZS 3101 (1995), "The Design of Concrete Structure", Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.
- Okamura H. and Maekawa K. (1991), "Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete", Gihodo-Shuppan Co., Tokyo
- Pantazopoulou S. and Bonacci J. (1994), "On earthquake resistance reinforced concrete frame connections", Can. J. Civ. Eng. 21, 307-328.
- Pantazopoulou S. and Bonacci J. (1992), "Consideration of questions about beam-column joints", ACI struct. J. 89 Jan-Feb., 27-36
- Park, R., and Paulay T., (1975), "Reinforced Concrete Structures", New York: John Wiley and Sons Inc..
- Paulay T., and Priesley M.J.N., (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", New York: John Wiley and Sons Inc.

- Pessiki, S. P.; Conley, C. H.; Gergely, P.; and White, R. N. (1990), "Seismic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Column and Beam- Column Joint Details", NCEER Report No. 90-0014, 184 pp.
- Popov, E., and Bertero, V.V. (1975), "Repair RC/members under Cyclic Loading." Earthquake Engineering and Structure Dynamics, No. 4, 1975, pp. 129-144
- Prota, A.; Nanni, A.; Manfredi, G.; and Cosenza, E. (2001); "Selective Upgrade of Beam-Column Joints with Composites," Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Hong Kong, Dec.
- Prota, A.; Nanni, A.; Manfredi, G.; and Cosenza, E. (2002); "Selective Seismic Strengthening of RC Frames with Composites," Proceeding of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, July.
- Qi, X., and Moehle, J.P., (1991), "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquake", Report No. UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley.
- R. Ma, Y. Xiao and K.N. Li, (2000), "Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites", Construction and Building Materials, 14, pp. 63-71.
- R. Ma, Y. Xiao and K.N. Li, (2000), "Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites", Construction and Building Materials, 14, pp. 63-71.
- SAP2000 (2000), "Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure : Analysis Reference", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- Shiohara H. (2001), "New model for shear failure of RC interior beam-column connections", ASCE J. Struct. Eng. 127(2), 152-160
- Shiohara H. (2004), "Quadruple flexural resistance in R/C beam-column joints", Proceeding of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004. Paper no. 1464.
- Tsonos, A.G. (2001), "seismic Rehabilitation of Reinforce Concrete Joints by the Removal and Replacement Technique", European Earthquake Engineering, No. 3, pp. 29-33.

- Tsonos, A.G. (2001), "Seismic Retrofit of R/C Beam-to-Column Joints using Local Three-Sided Jackets," *European Earthquake Engineering*, No. 1, 2001, pp. 48-64.
- Tsonos, A.G. (2002), "Seismic Repair of Exterior R/C Beam-to-Column Joints using Local Two-Sided Jackets and Three-Sided Jackets", *Structural Engineering and Mechanics*, V. 13, No. 1, pp. 17-34.
- Warnichai P., Thinth D.T., and Pimanmas A. (2004), Seismic Performance of RC sub-assemblages with non-seismic reinforcement details, *Proceeding of the ASIA conference on earthquake engineering*, Manila, Phillipines.
- Warnitchai, P., and Lisatono, A., (1996). "Probabilistic Risk Mapping In Thailand", Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No.1271.
- Warnitchai, P., Sangarayakul, C., and Ashford, S.A., (2000), "Seismic Hazard in Bangkok Due to Long-Distance Earthquakes", Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.2145.
- Y. Kurose, G.N. Guimaraes, M.E. Kreger, and J.O.Jirsa (1988), "Evaluation of Slab-Beam-Column Joint Response Under Bi-Directional Loading", *Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, August 2-9, V.8, pp 596-574
- Yamaguchi E and Chen W.F.(1990), "Cracking model for finite element analysis of concrete materials", *ASCE J. Eng. Mech.*, 116(6), 1242-1261.
- เป็นหนึ่งใน วานิชชัย และสืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย (2544), "การประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต", เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่อง การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 265-286

Output ที่ได้จากโครงการ

ผลงานวิจัยที่ตีพิมพ์ในวารสารวิชาการระดับนานาชาติ

ในระยะเวลาสามปีที่ผ่านมาได้ส่ง 6 บทความไปที่วารสาร Magazine of Concrete Research มีค่า impact factor 0.317, วารสาร Material and Structure มีค่า impact factor 0.53, วารสาร ScienceAsia: Journal of the Science Society of Thailand, วารสาร Thammasat International Journal Science and Technology และ วารสาร Songklanakarin J. Sci. Tech ได้รับการตีพิมพ์เรียบร้อยแล้ว

1. Supaviriyakit T, Pimanmas A, and Warnitchai P (2007). Cyclic response of non-seismically detailed interior RC beam-column connection with varying column tributary area, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 59, No. 5, June 2007, pp. 351-365.

2. Supaviriyakit T and Pimanmas A (2008). Comparative performance of sub-standard interior reinforced concrete beam-column connection with various joint reinforcing details, *Materials and Structures*, 2008; 41(3):543-557.

3. Chaimahawan P and Pimanmas A, Seismic retrofit of substandard beam-column joint by joint planar expansion, *Material and Structures (In Press)*.

4. Supaviriyakit T, Pimanmas A, and Warnitchai P (2008). Nonlinear finite element analysis of non-seismically detailed interior RC beam-column connection under reversed cyclic load. *ScienceAsia: Journal of the Science Society of Thailand*. 2008; 34(1): 49-58.

5. Theeraphot Supaviriyakit and Amorn Pimanmas (2007), Comparative Performance of a Substandard Beam-Column Joint with and without Initial Bond Between Beam Bars and Concrete in the Joint Core, *Thammasat Int. J. Sc. Tech.*, Vol. 12, No. 1, January-March 2007, pp.43-51.

6. Pimanmas A, Supaviriyakit T, Warnitchai P (2008), Cyclic behavior of non-seismically designed RC beam-column connection. *Accepted for publication in Songklanakarin J. Sci. Tech* .30(3);323-332.

กิจกรรมอื่นๆที่เกี่ยวข้อง

1. Joyklad P, Chaimahawan P, Pimanmas A (2007). Assessment of seismic deficiency of existing reinforced concrete buildings in Bangkok. *Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand*. 18(3): 19-28.

2. Chaimahawan P, Pimanmas A (2007). Simple seismic evaluation methodology for gravity-designed reinforced concrete building. *Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand*. 18(1): 35-45.
3. Pimanmas A, Chaimahawan P (2008). Relocation of Plastic Hinge of Substandard Beam-Column Joint by Joint Planar Expansion. *Eleventh East Asia Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC11)*. Taipei; Taiwan.
4. Supaviriyakit T, Pimanmas A, and Warnitchai P (2006), Effect of removing initial bond between beam bar and concrete on cyclic response of non-ductile beam-column joint, *Proceeding of the 10th East-Asia Conference on Structural Engineering and Construction*, 3-5 August 2006, Bangkok, Thailand.
5. Chaimahawan P, Supaviriyakit T, Pimanmas A (2006). Behavior of full-scale precast concrete beam-column connection under cyclic load. *Proceedings of the Tenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10)*. Bangkok; Thailand: 85-90.
6. Pimanmas A and Chaimawan P (2006), Seismic evaluation methodology for gravity-designed reinforced concrete buildings, Submitted to the 5th Int. Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asian, 16-17 November 2006, Phuket, Thailand.
7. Chaimahawan P and Pimanmas A (2006), Seismic vulnerability of existing reinforced concrete buildings in Bangkok, Submitted to the 5th Int. Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asian, 16-17 November 2006, Phuket, Thailand.
8. Pimanmas A, Chaimahawan P (2008). Seismic retrofit of substandard beam-column joint by joint planar expansion. *Proceedings of the 13th National Conference on Civil Engineering (NCCE13)*. Pattaya; Thailand: 235-240.
9. Chaimahawan P, Pimanmas A (2008). Seismic retrofit beam-column joint by steel bracket joint planar expansion. *Proceedings of the 13th National Conference on Civil Engineering (NCCE13)*. Pattaya; Thailand: 241-246.
10. Pimanmas A and Supaviriyakit T (2007). Nonlinear fem analysis of non-seismically detailed interior RC beam-column connection under horizontal cyclic load. In *Proceedings of the 12th National Convention on Civil Engineering (NCCE12)*, 2-4 May 2007, Pisanulok, Thailand. Vol. 7 (STR), pp. 331-337.
11. Pimanmas A and Chaimahawan P (2007). Simple seismic evaluation methodology for gravity-designed reinforced building. In *Proceedings of the 12th National Convention on Civil Engineering (NCCE12)*, 2-4 May 2007, Pisanulok, Thailand. Vol. 7 (STR), pp. 247-252.

12. Chaimahawan P and Pimanmas A (2007). Vulnerability of existing reinforced concrete building in Bangkok against seismic hazard. In *Proceedings of the 12th National Convention on Civil Engineering (NCCE12)*, 2-4 May 2007, Pisanulok, Thailand. Vol. 7 (STR), pp. 253-258.

13. Supaviriyakit T and Pimanmas A (2007). Reversed cyclic behavior of RC beam-column joint designed according to ACI building code. In *Proceedings of the 12th National Convention on Civil Engineering (NCCE12)*, 2-4 May 2007, Pisanulok, Thailand. Vol. 7 (STR), pp. 313-318.

ภาคผนวก ก

ตารางที่ ผ-1 ดัชนีโครงสร้างเสา สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Approximated tributary area (m ²)	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
AP1	7.03 (JS)	20x40	3.50	0.50	0.200	0.0230	0.0014	3.01
AP2	7.69 (JS)	20x40	3.13	0.60	0.323	0.0982	0.0044	5.78
AP3	18.33 (JM)	40x80	1.88	0.35	0.228	0.0135	0.0085	3.38
AP4	15.45 (JS)	30x70	1.64	1.09	0.215	0.0358	0.0040	7.51
AP5	19.80 (JM)	30x55	4.14	0.36	0.226	0.0419	0.0063	3.18
AC1	60.84 (JL)	50x50	5.20	0.11	0.522	0.0672	0.0103	1.42
AC2	64.00 (JL)	60x60	3.63	0.55	0.393	0.0576	0.0128	5.50
AC3	36.00 (JM)	60x60	1.83	0.65	0.243	0.0194	0.0068	4.87
AC4	60.84 (JL)	30x30	6.75	0.18	0.903	0.0785	0.0052	2.05
CH1	26.00 (JM)	40x40	4.81	0.43	0.385	0.0794	0.0040	3.39
CH2	26.00 (JM)	40x40	4.81	0.31	0.383	0.0433	0.0040	2.42
CH3	26.00 (JM)	40x40	6.50	0.24	0.308	0.0491	0.0059	1.99
HP1	42.00 (JL)	80x80	2.06	1.27	0.221	0.0185	0.0047	3.53
HP2	15.20 (JS)	45x65	6.85	0.24	0.242	0.0319	0.0033	1.68
HP3	37.50 (JM)	30x50	4.50	0.35	0.381	0.0582	0.0089	3.68
maximum value			6.85	1.27	0.903	0.0982	0.0128	7.51
minimum value			1.64	0.11	0.200	0.0135	0.0014	1.42
average value			4.08	0.48	0.345	0.0477	0.0060	3.56
standard deviation			1.78	0.32	0.180	0.0253	0.0030	1.70

ตารางที่ ผ-2 ดัชนีโครงสร้างเสา สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Approximated tributary area (m ²)	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
AP1	8.34 (JS)	20x40	3.50	0.62	0.267	0.0287	0.0028	4.81
AP2	10.15 (JS)	30x60	2.08	1.64	0.205	0.1909	0.0075	11.09
AP3	22.62 (JM)	40x100	1.50	0.46	0.226	0.0129	0.0081	4.41
AP4	13.65 (JS)	30x70	1.64	0.95	0.193	0.0310	0.0040	7.02
AP5	19.40 (JM)	30x55	4.14	0.36	0.226	0.0419	0.0063	3.18
AC1	42.12 (JL)	50x50	5.20	0.17	0.375	0.0446	0.0102	1.90
AC2	58.00 (JL)	50x70	3.11	0.43	0.370	0.0436	0.0119	4.57
AC3	18.00 (JS)	40x40	2.75	0.82	0.269	0.0237	0.0050	6.23
AC4	42.12 (JL)	30x30	6.75	0.25	0.634	0.0785	0.0052	2.41
CH1	14.00 (JS)	40x40	4.81	0.34	0.224	0.0577	0.0059	2.72
CH2	14.00 (JS)	40x40	4.94	0.30	0.223	0.0217	0.0020	1.77
CH3	14.00 (JS)	40x40	6.50	0.33	0.181	0.0771	0.0059	2.49
HP1	11.40 (JS)	80x80	2.13	1.01	0.088	0.0103	0.0031	2.73
HP2	4.00 (SJ)	45x45	9.89	0.43	0.083	0.0821	0.0038	2.61
HP3	25.00 (JM)	30x50	4.50	0.36	0.264	0.0364	0.0058	2.88
maximum value			3.50	0.62	0.267	0.0287	0.0028	4.81
minimum value			2.08	1.64	0.205	0.1909	0.0075	11.09
average value			1.50	0.46	0.226	0.0129	0.0081	4.41
standard deviation			1.64	0.95	0.193	0.0310	0.0040	7.02

ตารางที่ ผ-3 ดัชนีโครงสร้างเสา สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Approximated tributary area (m ²)	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
AP1	7.58 (JS)	40x20	7.00	0.26	0.213	0.0268	0.0021	1.41
AP2	10.15 (JS)	40x20	6.25	0.41	0.415	0.0982	0.0068	3.22
AP3	22.62 (JM)	100x40	3.75	0.27	0.226	0.0126	0.0133	1.77
AP4	13.65 (JS)	70x30	4.00	0.58	0.193	0.0393	0.0064	3.39
AP5	19.8 (JM)	55x30	7.58	0.22	0.230	0.0457	0.0089	1.60
AC1	42.12 (JL)	50x50	5.20	0.27	0.363	0.0672	0.0103	2.48
AC2	29.00 (JM)	70x50	4.20	0.36	0.203	0.0446	0.0143	2.92
AC3	27.00 (JM)	60x60	4.33	0.28	0.191	0.0194	0.0068	1.96
AC4	42.12 (JL)	40x30	6.67	0.29	0.482	0.0639	0.0057	2.34
CH1	16.00 (JS)	40x40	5.06	0.23	0.275	0.0390	0.0059	1.90
CH2	16.00 (JS)	40x40	5.06	0.22	0.249	0.0390	0.0059	1.74
CH3	16.00 (JS)	40x40	6.50	0.23	0.220	0.0491	0.0059	1.83
HP1	39.2 (JM)	80x80	2.06	1.51	0.209	0.0374	0.0079	3.78
HP2	16.7 (JS)	45x45	9.89	0.24	0.359	0.0894	0.0038	1.86
HP3	32.5 (JM)	50x30	8.33	0.27	0.334	0.0887	0.0120	2.27
maximum value			9.89	1.51	0.482	0.0982	0.0143	3.78
minimum value			2.06	0.22	0.191	0.0126	0.0021	1.41
average value			5.73	0.38	0.278	0.0507	0.0077	2.30
standard deviation			2.01	0.33	0.091	0.0258	0.0034	0.72

ตารางที่ ๔-4 ดัชนีโครงสร้างเสา สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Approximated tributary area (m ²)	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
AP1	4.06 (JS)	40x20	7.00	0.26	0.162	0.0268	0.0021	1.33
AP2	5.08 (JS)	40x20	6.25	0.46	0.226	0.0982	0.0068	3.14
AP3	11.31 (JS)	100x40	3.75	0.24	0.133	0.0126	0.0133	1.48
AP4	6.83 (JS)	70x30	4.00	0.58	0.109	0.0393	0.0064	3.10
AP5	18.81 (JS)	55x30	7.58	0.21	0.233	0.0366	0.0089	1.51
AC1	29.16 (JM)	50x50	5.20	0.28	0.261	0.0672	0.0103	2.46
AC2	58.00 (JL)	70x50	4.20	0.32	0.370	0.0319	0.0107	2.67
AC3	13.50 (JS)	60x40	6.50	0.16	0.151	0.0158	0.0082	1.12
AC4	29.16 (JM)	30x30	6.67	1.18	0.447	0.0785	0.0034	7.95
CH1	16.80 (JS)	50x50	3.95	0.22	0.183	0.0312	0.0056	1.54
CH2	16.80 (JS)	50x50	4.05	0.18	0.179	0.0089	0.0019	0.96
CH3	3.00 (JS)	80x40	6.50	0.23	0.041	0.0175	0.0046	1.10
HP1	15.2 (JS)	80x80	2.53	0.72	0.104	0.0104	0.0031	2.32
HP2	20.8 (JM)	45x45	9.89	0.25	0.432	0.0894	0.0038	2.03
HP3	25.0 (JM)	50x30	8.33	0.28	0.120	0.0393	0.0078	1.69
maximum value			9.89	1.18	0.447	0.0982	0.0133	7.95
minimum value			2.53	0.16	0.041	0.0089	0.0019	0.96
average value			5.76	0.37	0.210	0.0402	0.0065	2.29
standard deviation			2.02	0.27	0.121	0.0293	0.0034	1.72

ตารางที่ ผ-5 ดัชนีโครงสร้างคาน สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{s}}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
AP1	20x40	1.88	0.70	0.0057	0.0057	0.0014	2.01
AP2	20x40	1.63	1.38	0.0086	0.0144	0.0039	3.76
AP3	30x50	2.00	1.35	0.0073	0.0145	0.0033	3.32
AP4	20x50	3.30	1.34	0.0209	0.0209	0.0014	2.82
AP5	30x50	6.35	0.47	0.0093	0.0202	0.0099	1.19
AC1	30x80	4.56	0.44	0.0078	0.0078	0.0030	1.44
AC2	25x65	5.69	0.62	0.0067	0.0200	0.0063	0.97
AC3	35x80	5.25	0.77	0.0154	0.0192	0.0059	2.22
AC4	20x30	3.50	1.34	0.0251	0.0251	0.0042	3.65
CH1	30x70	6.86	0.43	0.0153	0.0102	0.0030	1.39
CH2	30x70	6.86	0.38	0.0153	0.0077	0.0047	1.38
CH3	30x70	6.86	0.29	0.0153	0.0102	0.0030	1.38
HP1	30x70	5.14	0.33	0.0077	0.0051	0.0047	1.17
HP2	25x60	4.13	0.79	0.0114	0.0046	0.0021	2.27
HP3	30x60	6.25	0.71	0.0297	0.0297	0.0097	2.98
maximum value		6.86	1.38	0.0297	0.0297	0.0099	3.76
minimum value		1.63	0.29	0.0057	0.0046	0.0014	0.97
average value		4.68	0.76	0.0134	0.0144	0.0044	2.13
standard deviation		1.87	0.40	0.0072	0.0079	0.0026	0.96

ตารางที่ ผ-6 ดัชนีโครงสร้างคาน สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{s}}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
AP1	20x40	3.19	0.94	0.0090	0.0092	0.0014	1.78
AP2	20x40	4.25	0.53	0.0086	0.0144	0.0039	1.28
AP3	30x50	5.60	0.43	0.0119	0.0145	0.0051	1.36
AP4	20x50	5.60	0.79	0.0209	0.0209	0.0014	2.23
AP5	30x50	6.35	0.47	0.0093	0.0202	0.0099	1.19
AC1	30x80	4.56	0.44	0.0078	0.0078	0.0030	1.44
AC2	25x65	5.62	0.44	0.0100	0.0133	0.0063	1.45
AC3	35x80	1.63	0.92	0.0076	0.0076	0.0029	3.67
AC4	25x60	5.58	0.70	0.0214	0.0214	0.0068	3.14
CH1	30x70	1.86	1.58	0.0153	0.0205	0.0030	3.24
CH2	30x60	2.17	0.48	0.0061	0.0099	0.0048	1.76
CH3	30x70	1.86	1.57	0.0102	0.0153	0.0030	3.24
HP1	30x60	2.50	0.72	0.0078	0.0039	0.0037	2.38
HP2	25x50	1.55	0.90	0.0056	0.0112	0.0039	2.98
HP3	30x60	3.75	0.61	0.0089	0.0089	0.0031	1.98
maximum value		6.35	1.58	0.0214	0.0214	0.0099	3.67
minimum value		1.55	0.43	0.0056	0.0039	0.0014	1.19
average value		3.74	0.77	0.0107	0.0133	0.0042	2.21
standard deviation		1.74	0.37	0.0049	0.0056	0.0022	0.84

ตารางที่ ผ-7 ดัชนีโครงสร้างคาน สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{s}}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
AP1	20x40	3.38	0.42	0.0032	0.0065	0.0013	0.70
AP2	15x40	3.38	0.24	0.0043	0.0043	0.0020	0.86
AP3	15x40	4.38	0.35	0.0077	0.0077	0.0013	1.12
AP4	20x40	3.38	0.37	0.0057	0.0057	0.0014	1.06
AP5	20x50	3.70	0.64	0.0045	0.0134	0.0048	1.01
AC1	30x80	4.56	0.86	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
AC2	40x80	4.69	0.64	0.0084	0.0168	0.0089	1.48
AC3	35x80	7.13	0.67	0.0096	0.0192	0.0029	1.03
AC4	20x40	4.63	0.13	0.0122	0.0032	0.0047	2.01
CH1	20x50	3.60	0.31	0.0070	0.0070	0.0032	1.21
CH2	20x50	3.60	0.24	0.0039	0.0026	0.0013	0.68
CH3	15x30	6.00	0.36	0.0121	0.0121	0.0013	1.11
HP1	30x70	3.71	0.64	0.0128	0.0077	0.0074	2.64
HP2	25x60	2.96	0.46	0.0046	0.0069	0.0021	1.32
HP3	20x50	4.70	0.22	0.0045	0.0045	0.0027	0.80
maximum value		7.13	0.86	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
minimum value		2.96	0.13	0.0032	0.0026	0.0013	0.68
average value		4.25	0.44	0.0084	0.0095	0.0036	1.44
standard deviation		1.11	0.21	0.0056	0.0065	0.0028	1.00

ตารางที่ ผ-8 ดัชนีโครงสร้างคาน สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Dimension (cmxcm)	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{s}}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
AP1	20x40	3.38	0.51	0.0057	0.0090	0.0021	1.13
AP2	15x40	3.38	0.17	0.0043	0.0043	0.0039	0.86
AP3	15x40	4.38	0.35	0.0077	0.0077	0.0013	1.12
AP4	20x40	3.38	0.37	0.0057	0.0057	0.0014	1.06
AP5	20x50	3.70	0.64	0.0045	0.0134	0.0048	1.01
AC1	30x80	4.56	0.86	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
AC2	40x80	4.69	0.61	0.0084	0.0134	0.0058	1.48
AC3	35x80	7.25	0.66	0.0096	0.0192	0.0029	1.02
AC4	20x40	4.63	0.13	0.0122	0.0032	0.0047	2.01
CH1	20x60	4.08	0.48	0.0145	0.0087	0.0048	2.15
CH2	25x50	4.90	0.60	0.0178	0.0089	0.0033	2.10
CH3	15x30	1.83	1.18	0.0121	0.0121	0.0013	3.10
HP1	25x50	3.00	1.25	0.0178	0.0089	0.0033	3.39
HP2	25x60	2.96	0.46	0.0046	0.0069	0.0021	1.32
HP3	20x35	3.86	0.63	0.0101	0.0101	0.0022	1.97
maximum value		7.25	1.25	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
minimum value		1.83	0.13	0.0043	0.0032	0.0013	0.86
average value		4.00	0.59	0.0107	0.0104	0.0035	1.88
standard deviation		1.22	0.31	0.0060	0.0057	0.0021	1.06

ตารางที่ ๙-9 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
AP1	4.14	25.00	1.00	1.00	2.85	0.74	0.000
AP2	4.14	25.00	1.00	1.00	2.13	1.15	0.000
AP3	3.23	32.00	0.75	0.63	3.34	0.72	0.000
AP4	2.77	35.00	0.67	0.71	2.98	1.08	0.000
AP5	4.69	27.50	1.00	0.91	4.28	1.22	0.000
AC1	7.23	17.86	0.60	1.60	1.21	1.21	0.000
AC2	5.38	24.00	0.42	1.08	3.89	0.87	0.000
AC3	4.98	24.00	0.58	1.33	0.68	1.25	0.000
AC4	8.61	15.00	0.67	1.00	1.43	4.08	0.000
CH1	6.05	16.00	0.75	1.75	0.78	1.94	0.000
CH2	6.05	16.00	0.75	1.75	0.65	1.01	0.000
CH3	6.05	16.00	0.75	1.75	1.06	1.51	0.000
HP1	3.77	32.00	0.38	0.88	0.90	0.22	0.000
HP2	3.97	32.50	0.56	0.92	3.10	0.40	0.000
HP3	6.45	20.00	1.00	1.20	0.64	2.60	0.000
maximum value	8.61	35.00	1.00	1.75	4.28	4.08	0.000
minimum value	2.77	15.00	0.38	0.63	0.64	0.22	0.000
average value	5.17	23.86	0.72	1.17	2.00	1.33	0.000
standard deviation	1.59	6.88	0.21	0.38	1.29	0.96	0.000

ตารางที่ ผ-10 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
AP1	5.18	20.00	1.00	1.00	5.83	0.75	0.000
AP2	2.76	37.50	0.67	0.67	26.45	0.40	0.000
AP3	2.59	40.00	0.75	0.50	9.35	0.32	0.000
AP4	2.77	35.00	0.67	0.71	6.57	0.54	0.000
AP5	4.69	27.50	1.00	0.91	4.28	1.22	0.000
AC1	7.23	17.86	0.60	1.60	2.33	0.61	0.000
AC2	4.61	28.00	0.50	0.93	8.00	0.40	0.000
AC3	7.47	16.00	0.88	2.00	1.70	0.67	0.000
AC4	10.76	12.00	0.83	2.00	0.47	2.54	0.000
CH1	6.05	16.00	0.75	1.75	1.09	1.45	0.000
CH2	6.05	16.00	0.75	1.50	2.41	0.61	0.000
CH3	6.05	16.00	0.75	1.75	0.91	1.13	0.000
HP1	3.02	40.00	0.38	0.75	8.18	0.06	0.000
HP2	5.74	22.50	0.56	1.11	14.68	0.62	0.000
HP3	6.45	20.00	1.00	1.20	2.33	0.71	0.000
maximum value	10.76	40.00	1.00	2.00	26.45	2.54	0.000
minimum value	2.59	12.00	0.38	0.50	0.47	0.06	0.000
average value	5.43	24.29	0.74	1.23	6.30	0.80	0.000
standard deviation	2.20	9.69	0.19	0.50	6.84	0.60	0.000

ตารางที่ ผ-11 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
AP1	6.21	16.67	0.50	2.00	1.35	0.82	0.000
AP2	6.21	16.67	0.38	2.00	3.75	0.46	0.000
AP3	4.14	25.00	0.15	1.00	10.11	0.20	0.000
AP4	5.16	18.75	0.29	1.33	5.84	0.31	0.000
AP5	6.89	18.75	0.36	1.67	1.53	1.06	0.000
AC1	7.23	17.86	0.60	1.60	0.34	3.91	0.000
AC2	6.45	20.00	0.57	1.60	0.96	1.43	0.000
AC3	4.98	24.00	0.58	1.33	0.82	1.69	0.000
AC4	5.16	25.00	0.50	1.33	2.86	0.90	0.000
CH1	4.84	20.00	0.50	1.25	3.58	0.98	0.000
CH2	2.90	33.33	0.50	1.25	6.84	1.00	0.000
CH3	2.90	33.33	0.38	0.75	9.06	0.48	0.000
HP1	3.77	32.00	0.38	0.88	3.64	0.26	0.000
HP2	5.74	22.50	0.56	1.33	4.08	0.80	0.000
HP3	6.89	18.75	0.40	1.67	4.12	0.73	0.000
maximum value	7.23	33.33	0.60	2.00	10.11	3.91	0.000
minimum value	2.90	16.67	0.15	0.75	0.34	0.20	0.000
average value	5.30	22.84	0.44	1.40	3.92	1.00	0.000
standard deviation	1.40	5.87	0.13	0.36	2.95	0.91	0.000

ตารางที่ ผ-12 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
AP1	8.28	12.50	0.50	2.00	2.12	0.61	0.000
AP2	6.21	16.67	0.38	2.00	7.79	0.23	0.000
AP3	4.14	25.00	0.15	1.00	18.56	0.10	0.000
AP4	5.16	18.75	0.29	1.33	11.67	0.16	0.000
AP5	6.89	18.75	0.36	1.67	5.36	0.79	0.000
AC1	7.23	17.86	0.60	1.60	0.73	1.95	0.000
AC2	6.45	20.00	0.57	1.60	2.03	0.76	0.000
AC3	7.47	16.00	0.58	2.00	0.87	1.69	0.000
AC4	5.16	25.00	0.67	1.33	3.16	0.22	0.000
CH1	3.87	25.00	0.40	1.20	2.32	0.29	0.000
CH2	4.84	20.00	0.50	1.00	1.55	0.29	0.000
CH3	2.90	33.33	0.19	0.75	20.60	0.14	0.000
HP1	3.77	32.00	0.31	0.63	8.98	0.10	0.000
HP2	5.74	22.50	0.56	1.33	10.25	0.46	0.000
HP3	6.89	18.75	0.40	1.17	6.49	0.44	0.000
maximum value	8.28	33.33	0.67	2.00	20.60	1.95	0.000
minimum value	2.90	12.50	0.15	0.63	0.73	0.10	0.000
average value	5.67	21.47	0.43	1.37	6.83	0.55	0.000
standard deviation	1.57	5.75	0.15	0.44	6.27	0.57	0.000

ตารางที่ ผ-13 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Selected frame	Joint	Beam		Column		Evaluation result
		V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}	M_{uc}/M_{nc}	
AP1	grid line No. 4	0.29	0.73	0.85	0.24	0.23	C
AP2	grid line No. 5	0.38	0.54	0.45	0.12	0.20	C
AP3	grid line No. 3	0.24	0.79	0.56	0.09	0.31	C
AP4	grid line No. 3	0.19	0.65	0.24	0.13	0.11	C
AP5	grid line No. 5	0.34	0.55	0.76	0.07	0.20	C
AC1	grid line No. C8	0.56	0.82	0.86	0.23	0.47	C
AC2	grid line No.G	0.45	0.79	0.59	0.14	0.20	C
AC3	grid line No.10	0.42	0.93	0.47	0.44	0.52	C
AC4	grid line No. 3	0.72	0.98	0.65	0.15	0.51	C
CH1	grid line No.7	0.65	0.92	1.13	0.32	0.51	NC
CH2	grid line No.7	0.67	0.87	1.56	0.31	0.79	NC
CH3	grid line No.6	0.95	1.02	1.46	0.46	2.02	NC
HP1	grid line No.Y3	0.27	0.85	0.80	0.19	0.34	C
HP2	grid line No.X7	0.30	0.77	0.91	0.12	0.27	C
HP3	grid line No.D	1.19	0.71	0.27	0.02	0.08	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ ผ-14 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Selected frame	Joint	Beam		Column		Evaluation result
		V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}	M_{uc}/M_{nc}	
AP1	grid line No. 4	0.31	0.76	0.55	0.20	0.24	C
AP2	grid line No. 5	0.20	0.58	0.71	0.17	0.14	C
AP3	grid line No. 3	0.20	0.68	0.78	0.11	0.37	C
AP4	grid line No. 3	0.24	0.84	0.50	0.10	0.14	C
AP5	grid line No. 5	0.54	0.46	0.44	0.11	0.25	C
AC1	grid line No. C8	0.40	0.82	0.83	0.23	0.47	C
AC2	grid line No.G	0.36	0.77	0.87	0.10	0.22	C

Building	Selected frame	Joint	Beam	Column	Evaluation result	Building	Selected frame
		V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}		
AC3	grid line No.10	0.43	0.59	0.56	0.37	0.29	C
AC4	grid line No. 3	1.36	0.77	0.56	0.38	1.06	NC
CH1	grid line No.7	0.32	0.52	0.30	0.25	0.47	C
CH2	grid line No.7	0.40	0.51	0.72	0.32	0.69	C
CH3	grid line No.6	2.48	1.84	1.25	0.59	1.38	NC
HP1	grid line No.Y3	0.10	0.89	1.71	0.16	0.51	NC
HP2	grid line No.X7	0.28	0.86	0.57	0.05	0.09	C
HP3	grid line No.D	0.71	0.29	0.64	0.03	0.10	C

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ ผ-15 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Selected frame	Joint	Beam		Column		Evaluation result
		V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}	M_{uc}/M_{nc}	
AP1	grid line No. D	0.31	0.60	0.86	0.31	0.68	C
AP2	grid line No. A	0.43	0.81	2.00	0.22	0.44	NC
AP3	grid line No. A	0.57	2.58	3.85	0.12	0.38	NC
AP4	grid line No. X4	0.19	0.30	0.72	0.10	0.16	C
AP5	grid line No. E	0.58	0.79	0.74	0.13	0.44	C
AC1	grid line No. 92	0.94	0.64	0.36	0.05	0.15	C
AC2	grid line No. 2	0.63	0.51	0.46	0.25	0.45	C
AC3	grid line No. B	0.82	1.04	0.66	0.21	0.60	NC
AC4	grid line No. B	2.71	1.19	6.92	0.92	1.85	NC
CH1	grid line No. C	0.45	0.56	1.76	0.22	0.64	NC
CH2	grid line No. C	0.66	0.48	3.33	0.24	0.77	NC
CH3	grid line No. E	1.14	3.62	4.97	0.08	0.45	NC
HP1	grid line No. X4	0.17	0.59	0.60	0.14	0.24	C
HP2	grid line No. Y7	1.40	1.51	2.72	0.60	0.50	NC
HP3	grid line No. 4	0.83	1.33	2.62	0.03	0.18	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ ผ-16 ดัชนีโครงสร้างจุดต่อ สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Selected frame	Joint	Beam		Column		Evaluation result
		V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}	M_{uc}/M_{nc}	
AP1	grid line No. D	0.57	0.60	0.80	0.33	0.71	C
AP2	grid line No. A	0.46	0.65	2.36	0.30	0.40	NC
AP3	grid line No. A	0.42	2.61	3.92	0.13	0.41	NC
AP4	grid line No. X4	0.11	0.32	0.77	0.08	0.14	NC
AP5	grid line No. E	0.10	0.54	0.16	0.03	0.79	NC
AC1	grid line No. 92	0.40	0.58	0.29	0.10	0.26	C
AC2	grid line No. 2	0.45	0.60	0.58	0.31	0.45	C
AC3	grid line No. B	0.56	0.87	0.40	0.21	0.74	C
AC4	grid line No. B	0.80	1.32	4.47	0.77	0.87	NC
CH1	grid line No. C	0.33	0.96	1.93	0.22	0.75	NC
CH2	grid line No. C	0.38	1.23	1.11	0.36	1.81	NC
CH3	grid line No. E	0.49	2.30	4.97	0.50	0.46	NC
HP1	grid line No. X4	0.14	1.83	0.74	0.12	0.35	NC
HP2	grid line No. Y7	0.55	0.73	2.13	0.04	0.15	NC
HP3	grid line No. 4	0.31	1.38	0.96	0.03	0.71	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ พ-17 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AP1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.10	NC
		Zone 2 (s_o)	2-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.20	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 6 @ 0.20	NC
AP2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.10	1-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.10	1-RB 6 @ 0.08	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	10-RB 6 @ 0.30	10-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	10-RB 6 @ 0.30	10-RB 6 @ 0.28	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	10-RB 6 @ 0.28	NC
AP3	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.15	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.32	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC
AP4	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.06	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.06	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.28	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 6 @ 0.28	NC
AP5	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.15	C
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.15	NC
		Zone 2 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.30	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.30	NC
AC1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.17	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC
AC2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	4-RB 9 @ 0.40	NC
AC3	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.06	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.25	2-RB 9 @ 0.12	NC
		Zone 2 (s_o)	2-RB 9 @ 0.25	2-RB 9 @ 0.25	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.25	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ พ-17 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายนอก (ต่อ)

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AC4	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB9@0.12	1-RB9@0.08	NC
		Zone 2	1-RB9@0.12	1-RB9@0.08	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.14	NC
		Zone 2 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.25	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB6@0.25	NC
CH1	Beam	Zone 1 (2h _o)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.04	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.04	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC
CH2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.07	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.07	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	1-RB 9 @ 0.30	1-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	1-RB 9 @ 0.30	1-RB 9 @ 0.21	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	1-RB 9 @ 0.21	NC
CH3	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC
HP1	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.175	1-RB 9 @ 0.13	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.175	1-RB 9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.21	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	1-RB 9 @ 0.21	NC
HP2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 6 @ 0.10	2-RB 6 @ 0.07	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.10	2-RB 6 @ 0.07	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
HP3	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.12	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 6 @ 0.125	2-RB 6 @ 0.14	C
		Zone 2 (s _o)	2-RB 6 @ 0.125	2-RB 6 @ 0.25	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB 6 @ 0.25	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ ผ-18 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AP1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.17	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.09	NC
		Zone 2 (s_o)	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.09	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	RB 6 @ 0.09	NC
AP2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 6 @ 0.15	RB 6 @ 0.07	NC
		Zone 2	RB 6 @ 0.15	RB 6 @ 0.08	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.28	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 6 @ 0.28	NC
AP3	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.05	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.26	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.26	NC
AP4	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.17	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.16	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 6 @ 0.16	NC
AP5	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.12	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.31	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.31	NC
AC1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.12	NC
		Zone 2	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.13	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.14	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.14	NC
AC2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.18	C
		Zone 2	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.23	C
	Column	Zone 1 (s_o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.35	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	4-RB 9 @ 0.35	NC
AC3	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.06	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.25	3-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.25	3-RB 9 @ 0.32	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ ผ-18 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายใน (ต่อ)

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AC4	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB9@0.15	2-RB9@0.05	NC
		Zone 2	1-RB9@0.15	2-RB9@0.05	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.14	NC
		Zone 2 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.16	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB6@0.16	NC
CH1	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.12	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC
CH2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.19	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC
CH3	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.12	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC
HP1	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.11	1-RB 9 @ 0.11	C
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.11	1-RB 9 @ 0.12	C
	Column	Zone 1 (s _o)	5-RB 9 @ 0.30	5-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (s _o)	5-RB 9 @ 0.30	5-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	5-RB 9 @ 0.43	NC
HP2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 6 @ 0.15	2-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.15	2-RB 6 @ 0.08	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
HP3	Beam	Zone 1 (2h _o)	2-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	2-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	4-RB 6 @ 0.15	4-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s _o)	4-RB 6 @ 0.15	4-RB 6 @ 0.28	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	4-RB 6 @ 0.28	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ ผ-19 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายนอก

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AP1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 6 @ 0.15	RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	RB 6 @ 0.15	RB 6 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.09	NC
		Zone 2 (s_o)	RB 6 @ 0.20	RB 6 @ 0.09	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	RB 6 @ 0.09	NC
AP2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 6 @ 0.15	2-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	RB 6 @ 0.15	2-RB 6 @ 0.12	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.28	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 6 @ 0.28	NC
AP3	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.04	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.26	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.26	NC
AP4	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.17	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.16	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 6 @ 0.16	NC
AP5	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.12	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.31	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.31	NC
AC1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.12	NC
		Zone 2	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.13	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.21	C
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
AC2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.37	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.37	NC
AC3	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.06	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.25	3-RB 9 @ 0.12	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.25	3-RB 9 @ 0.25	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.25	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ ผ-19 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามยาวของอาคาร จุดต่อภายนอก (ต่อ)

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AC4	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB9@0.15	1-RB9@0.07	NC
		Zone 2	1-RB9@0.15	1-RB9@0.07	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.14	NC
		Zone 2 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.25	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB6@0.25	NC
CH1	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.07	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC
CH2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	1-RB 9 @ 0.30	1-RB 9 @ 0.17	NC
		Zone 2 (s _o)	1-RB 9 @ 0.30	1-RB 9 @ 0.17	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	1-RB 9 @ 0.17	NC
CH3	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.06	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	2-RB 6 @ 0.08	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.21	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB 9 @ 0.21	NC
HP1	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.175	1-RB 9 @ 0.05	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.175	1-RB 9 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.21	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	1-RB 9 @ 0.17	NC
HP2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 6 @ 0.13	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 6 @ 0.15	C
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (s _o)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
HP3	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.07	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 6 @ 0.125	2-RB 6 @ 0.14	C
		Zone 2 (s _o)	2-RB 6 @ 0.125	2-RB 6 @ 0.15	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB 6 @ 0.15	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ภาคผนวก ข

Cyclic response of non-seismically detailed interior RC beam–column connection with varying column tributary area

T. Supaviriyakit*, A. Pimanmas* and P. Warnitchai†

Thammasat University; Asian Institute of Technology

The current paper presents a test of non-seismically detailed reinforced-concrete (RC) beam–column connections under reversed cyclic load. The tested specimens represented those of the actual mid-rise RC frame buildings designed according to the non-seismic provisions of the American Concrete Institute building code. The evaluation of ten existing RC frames was conducted to identify key structural and geometrical indices. It was found that there was correlation among structural and geometrical characteristics and the column tributary area. Hence, the column tributary area was chosen as a parameter for classifying specimens. The test results showed that specimens representing small and medium column tributary areas failed by brittle joint shear while specimens representing large column tributary areas failed by ductile flexure, even though no ductile seismic details were provided. The local bond deterioration and joint shear distress accounted for the pinched hysteretic loops. The detailed failure mechanism was investigated through a nonlinear finite element analysis. In the finite element analysis, the two-dimensional reinforced concrete plate element was used to model beam and column whereas the one-dimensional discrete joint element was used to model the interface between beam and joint face. The finite element analysis revealed that the joint shear failure of specimens representing a small to medium column tributary area resulted from the collapse of the principal diagonal concrete strut.

Notation

b_b	beam width	K_0	fracture parameter
b_c	column width	M_{nc}	nominal column flexural capacity
c	stress release parameter	M_{nb}	nominal beam flexural capacity
d_b	diameter of longitudinal beam bar	V	joint shear force
E_{c0}	initial stiffness of concrete	V_n	joint shear strength
E_s	elastic modulus of steel bar	β	normalised shear strain
f'_c	cylindrical compressive strength of concrete	ρ_{sv}	volumetric ratio of confinement reinforcement
f_t	concrete tensile strength	ϵ_c	compressive strain parallel to a crack
f_y	yield strength of reinforcement	ϵ_p	compressive plastic strain
$\bar{f}_y$	average yield strength of reinforcing bar embedded in concrete	ϵ_t	tensile strain orthogonal to a crack
h_b	beam depth	ϵ_{tu}	cracking strain
h_c	column depth	ϵ'	concrete strain at peak compressive strength
		σ_c	compressive stress parallel to a crack
		σ_t	tensile stress orthogonal to a crack
		τ_{cr}	shear stress transmitted along a crack face
		ω	transverse tensile strain factor (damage factor)

* School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Pathumthani 12121, Thailand

† School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology, P.O. Box 4 Klong Luang, Pathumthani 12120, Thailand

(MCR 61564) Paper received 28 June 2006; last revised 1 November 2006; accepted 8 February 2007

Introduction

The seismic vulnerability of old existing reinforced concrete (RC) buildings constructed in zones of low to medium seismicity was recently discussed by several

researchers in the USA and New Zealand.¹⁻⁴ Even in South East Asian countries such as Thailand, Singapore and Malaysia, which were usually believed to be safe against seismic hazard, the research in this area has gained attention owing to several recent occurrences of earthquake in the region.⁵⁻⁷ Most recently the 2004 Sumatra earthquake in the Andaman Sea recorded at a magnitude of 9.3 on the Richter scale has caused violent shaking of many buildings in Bangkok even though the epicentre was more than 800 km away. The quake has prompted serious public concern regarding seismic safety of buildings. In these countries, there are many low-rise and mid-rise buildings of up to ten stories constructed as beam-column rigid frame without shear walls. The frame structures mainly resist lateral forces through bending of beams and columns. Most of these structures were designed for gravity load only according to the American Concrete Institute building code (ACI) in Thailand and British code (BS) in Singapore and Malaysia.

As a result of the lack of seismic consideration in structural design, the reinforcement details of these frame buildings were usually weak against earthquake loading. The beam-column joint is one of the most critical components in the seismic load path. Under lateral force, the joint has to carry a large horizontal shear force in order to equilibrate moments transferred from adjacent beams (Fig. 1). Concurrently, the longitudinal beam bar in the joint is also subject to a large bond stress. As a result, the joint commonly fails by either joint shear or bar pull-out failure.

Among the experimental results of beam-column joints reported so far,⁸ the experimental works of non-seismically detailed RC beam-column joint are still limited. Research in this area is still needed to form a database for building retrofitting and strengthening. In

contrast to other experimental works in which researchers presumed parameters influencing joint behaviour such as reinforcement ratio, material strength, confining hoops, column size, etc. in their experiments, this research put more emphasis on actual existing structures. By collecting structural data and reinforcing details of existing RC buildings, the current authors defined structural and geometrical indices. Based on these indices, specimens were grouped according to the column tributary area and constructed to represent the buildings in each category.

The test results were supplemented by a nonlinear finite element analysis to investigate the detailed failure mechanism of the specimens. The finite element analysis adopted the smeared crack approach to simulate the distributed cracks in joints and members. At the interface between beam and joint face where a large pull-out crack may occur, an interfacial joint element was applied. Previous research work⁹ did not include the joint interface element but used the finer mesh around the interface instead. The direct use of a discrete joint element at the interfacial zone was applied in this research to model the local bond deterioration directly.

Test of non-seismically detailed interior beam-column connection

Test programme

The present authors conducted the reversed cyclic test of three half-scale non-ductile interior beam-column joint specimens. In the past, the parameters chosen by researchers were reinforcement ratios, amount of joint confinement reinforcements, material strengths, member sizes, etc.⁸ In the current research, however, instead of presuming parameters affecting beam-column joint behaviour, the authors attempted to design the specimens that could represent the actual existing buildings as closely as possible. First, ten existing buildings were studied to obtain the key practical structural parameters that characterised these buildings. The specimens were constructed to have the indices close to the actual ones. The specimen fabrication and reinforcing details were also made as close to the actual construction as possible. The governing parameter chosen in this study was the column tributary area. According to the investigated data, there were certain correlations between structural and geometrical indices and the column tributary area; therefore it was appropriate to select the column tributary area as a studied parameter.

The database of ten RC mid-rise buildings in Bangkok was gathered. All buildings were RC beam-column frame without shear wall and had 5–15 storeys. The types of buildings covered essential facilities including university, school, apartment and hospital as shown in Table 1. These buildings were designed according to the non-seismic provisions of ACI building

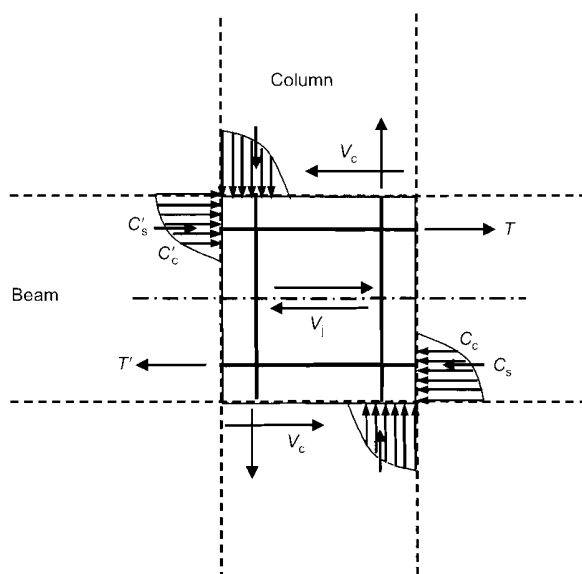


Fig. 1. Horizontal shear force in joint core

Table 1. Database of investigated buildings

No.	Code name	Type of building	Number of storeys	Clear storey height: m	Span length: m	Column size: mm	Approximate tributary area: m ²	Remark
1	9UNI-1	University	9	4.0	8.0	600 × 800	48.0	JL
2	9UNI-2	University	9	4.2	7.0	800 × 800	57.0	JL
3	21OFF-3	Office	21	4.5	9.0	1200 × 1200	40.5	JL
4	12HOS-4	Hospital	12	4.5	5.0	600 × 600	29.5	JM
5	12AP-5	Apartment	12	3.0	8.0	400 × 1200	32.4	JM
6	9SCL-6	School	9	4.0	7.0	500 × 800	24.0	JM
7	15AP-7	Apartment	15	3.2	4.3	400 × 800	20.0	JM
8	12OFF-8	Office	12	4.5	6.2	700 × 700	17.5	JS
9	9AP-9	Apartment	9	2.7	3.0	200 × 400	9.0	JS
10	9AP-10	Apartment	9	2.5	3.4	300 × 500	13.7	JS

code considering only gravity load. Since buildings were designed in accordance with the ACI code, the experimental findings are supposedly applicable not only to buildings in Thailand, but also buildings designed and detailed according to the ACI code in general.

The buildings were grouped into three categories based on column tributary area (Fig. 2(a)), as buildings with large, medium and small column tributary area. Based on the collected data, the area range was set to 40–48 m², 20–30 m² and 9–18 m² for the large, medium and small category, respectively. In order to characterise the structural behaviour of beam–column connection, the structural and geometrical indices were defined for beam, column and beam–column joints. The structural indices of beam included tension and compression reinforcement ratio, shear span to depth ratio, flexural capacity to shear capacity ratio and transverse reinforcement ratio. The structural and geometrical indices of the column included axial force ratio, shear span to depth ratio, flexural capacity to shear capacity ratio, longitudinal reinforcement ratio and transverse reinforcement ratio. The structural and geometrical indices of beam–column joint included column depth to bar diameter ratio, column width to beam width ratio, column depth to beam depth ratio, confinement reinforcement index, column flexural capacity to beam flexural capacity ratio and joint shear

to joint shear strength ratio. Fig. 2(b) illustrates the definition of joint dimensions to calculate these indices.

The structural and geometrical indices were calculated for the beam–column joint of buildings in each category. The range of indices is shown in Tables 2–4. It is noted that none of the buildings had stirrups in the joint. The column longitudinal bars were usually spliced just above the joint with a lap length of 350 mm. It is noted that almost all buildings had a column stronger than the beam. This complies with the strong column weak beam concept, despite no capacity design being applied in the design of these buildings. The ratio of column depth to bar diameter (h_c/d_b) of all buildings was greater than 20, which was the minimum requirement of the ACI code¹⁰ for frames in high seismic zone. The significant feature is the size of the column, which is dependent on the column tributary area. There is a tendency of increasing column size with increasing tributary area. As the column size becomes larger, the bond demand represented by bond index ($BI = f_y d_b / 2 h_c \sqrt{f'_c}$) of longitudinal bar is decreased, the joint shear to joint shear capacity ratio is lowered and the nominal column to beam moment capacity is increased.

Based on the investigated structural and geometrical indices, three half-sized beam–column specimens—JL, JM and JS—were constructed to represent buildings

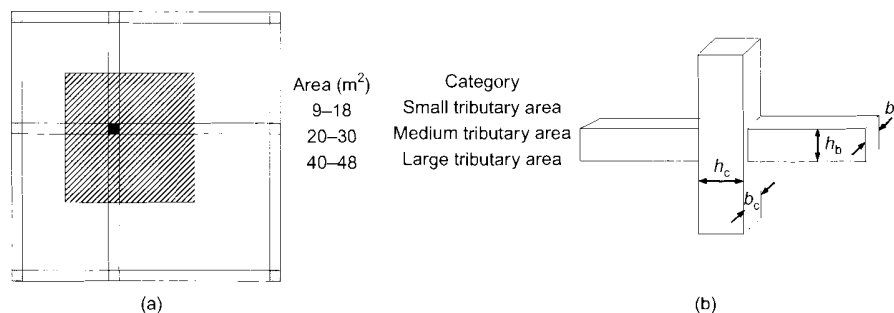


Fig. 2. Definition of column tributary area and joint dimensions: (a) definition of column tributary area; (b) joint dimensions

Table 2. Structural indices for buildings with large tributary area

No.	Code	Clear storey height: m	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{\rho_{sv}f_y}{f'_c}$
1	9UNI-1	4.0	4.30	32	0.417	0.750	3.442	1.126	0.0
2	9UNI-2	4.2	4.81	29	0.625	1.000	2.098	0.972	0.0
3	21-OFF-3	4.5	3.09	48	0.417	0.667	5.047	0.911	0.0
Maximum		4.5	4.81	48	0.625	1.000	5.047	1.126	0.0
Minimum		4.0	3.09	29	0.417	0.667	2.098	0.911	0.0
Average		4.2	4.07	36	0.486	0.806	3.529	1.003	0.0
Std. Dev.		0.3	0.88	10	0.120	0.173	1.477	0.111	0.0
Specimen JL			4.45	33	0.667	0.750	3.049	0.903	0.0

Table 3. Structural indices for buildings with medium tributary area

No.	Code	Clear storey height: m	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{\rho_{sv}f_y}{f'_c}$
4	12HOS-4	4.5	6.19	24	0.500	1.083	2.372	0.912	0.0
5	12AP-5	3.0	2.24	60	0.750	0.667	3.403	1.029	0.0
6	9SCL-6	4.0	4.96	32	0.700	1.000	1.538	1.115	0.0
7	15AP-7	3.2	4.64	32	0.750	0.625	2.127	1.172	0.0
Maximum		4.5	6.19	60	0.750	1.083	3.403	1.172	0.0
Minimum		3.0	2.24	24	0.500	0.625	1.538	0.912	0.0
Average		3.7	4.51	37	0.675	0.844	2.360	1.057	0.0
Std. Dev.		0.7	1.65	16	0.119	0.232	0.779	0.113	0.0
Specimen JM			5.09	29	0.875	0.857	1.682	1.382	0.0

Table 4. Structural indices for buildings with small tributary area

No.	Code	Clear storey height: m	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{\rho_{sv}f_y}{f'_c}$
8	12OFF-8	4.5	5.94	25	0.571	1.143	0.732	2.668	0.0
9	9AP-9	2.7	5.90	25	1.000	1.000	2.331	1.677	0.0
10	9AP-10	2.5	8.57	20	0.833	0.900	1.473	3.504	0.0
Maximum		4.5	8.57	25	1.000	1.143	2.331	3.504	0.0
Minimum		2.5	5.90	20	0.571	0.900	0.732	1.677	0.0
Average		3.2	6.80	23	0.802	1.014	1.512	2.616	0.0
Std. Dev.		1.1	1.53	3	0.216	0.122	0.800	0.915	0.0
Specimen JS			5.94	25	0.875	1.000	1.187	2.282	0.0

with large, medium and small column tributary area, respectively. The indices of these specimens were designed to be as close as possible to the mean values calculated from the actual building in each category, as shown in Tables 2–4. The specimen dimensions and reinforcement details are illustrated in Figs 3 and 4. The size of column in the direction of loading was 400, 350 and 300 mm, respectively. However, the beam depth was kept constant in all three specimens to keep the ratio of beam height to column height close to the collected data as shown in Tables 2–4. The 12 mm

diameter reinforcing bar was used as longitudinal reinforcement in the beam and column. The average tested yield and tensile strengths of the bar were 499 and 615 MPa, respectively. The 3 mm diameter plain mild steel was used as transverse reinforcement in beam and column. The tested yield and tensile strengths of the bar were 291 and 339 MPa, respectively. The average tested cylindrical compressive strength of concrete was 26.7 MPa.

The test set-up and boundary conditions are shown in Fig. 5. The lateral forced displacement was applied

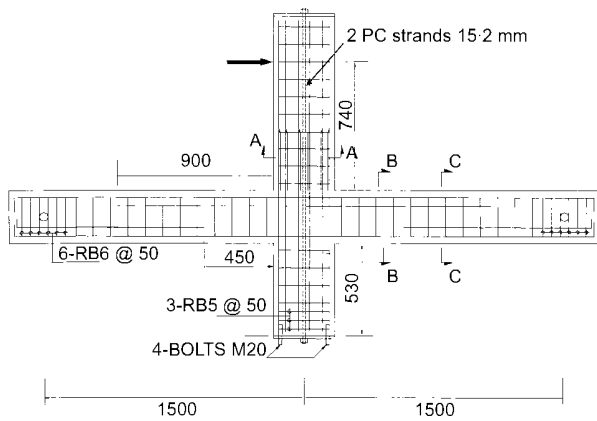


Fig. 3. Geometry, dimensions and reinforcement of all specimens (unit: mm)

at the top of the column through a 500 kN hydraulic actuator. The ends of beam were supported by rollers that allowed free horizontal movement to simulate lateral drift. The bottom end of the column was supported by a hinge that allowed no movement in all directions. The axial load of 12.5% of column axial capacity was applied to the column by means of vertical prestressing. The column was pushed forwards and pulled backwards in a reversed cyclic pattern. The load type was quasi-static with the load application rate of half an hour to complete one cycle. The lateral drift ratio, defined as the ratio of the lateral displacement at the top of the column to the column height, was incrementally applied at 0.25, 0.50, 0.75% and so on, as shown in Fig. 6. The target loop was repeated twice for each drift level. The load was continued until and beyond the

Member detail	JL specimen	JM specimen	JS specimen
Column detail			
	Section A-A	Section A-A	Section A-A
Beam detail			
	Section B-B	Section B-B	Section B-B
	Section C-C	Section C-C	Section C-C

Fig. 4. Cross-section of beams and columns (unit: mm)

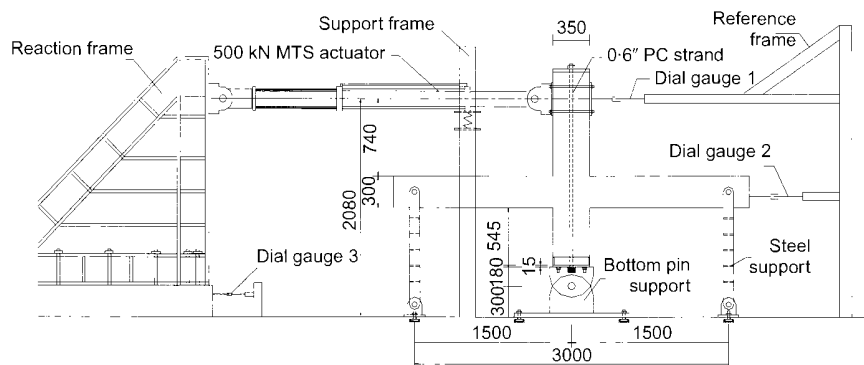


Fig. 5. Test set-up

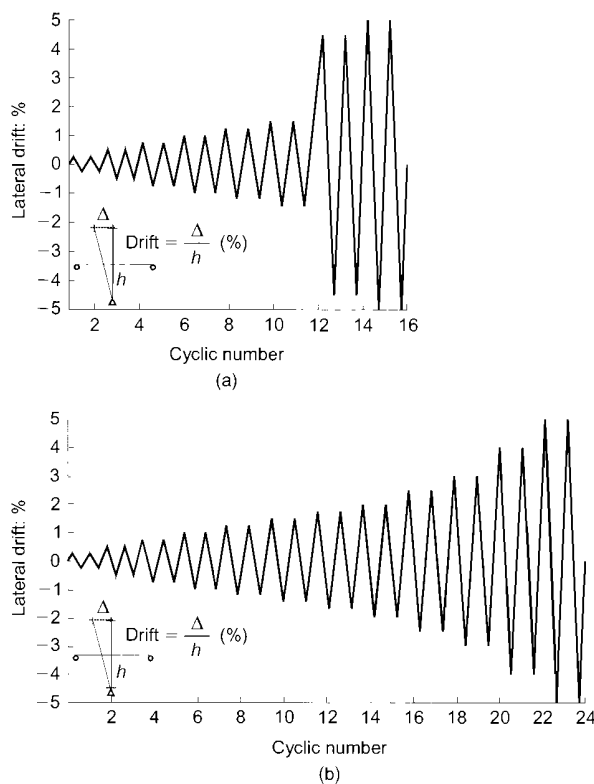


Fig. 6. Displacement history of each specimen: (a) JL specimen; (b) JM and JS specimens

peak load to trace the post-peak behaviour. The measurements included forces, displacements and strains at various locations of the specimens.

Test results and discussions

General observation, cracking process and failure mode. Specimen JL showed first flexural cracks in the beam in the 0–0.25% drift ratio. The behaviour was elastic during these initial drifts, as shown in Fig. 7(a). The flexural cracks grew in size and number as the drift increased. The beam yielded at 1.0% drift. The first diagonal crack at the joint was observed at 1.25% drift. Bond splitting cracks were also observed at the longitudinal steel level. The beam maintained yielding up to 4.6% drift when substantial crushing of concrete at the beam compression zone took place and spalled off, exposing beam bars as shown in Fig. 8(a). The specimen lost strength abruptly. Throughout the entire loading, no cracks were observed in the column bar lap splice region above the joint. No damage was observed in the joint except some few joint shear cracks. The failure of the specimen was classified as ductile beam flexural failure. The hysteresis loops were wide, indicating large energy dissipation in bending mode. It is noted that, even though the specimen lacked ductile reinforcement details and was not designed to resist seismic load, it could perform fairly well. The good perform-

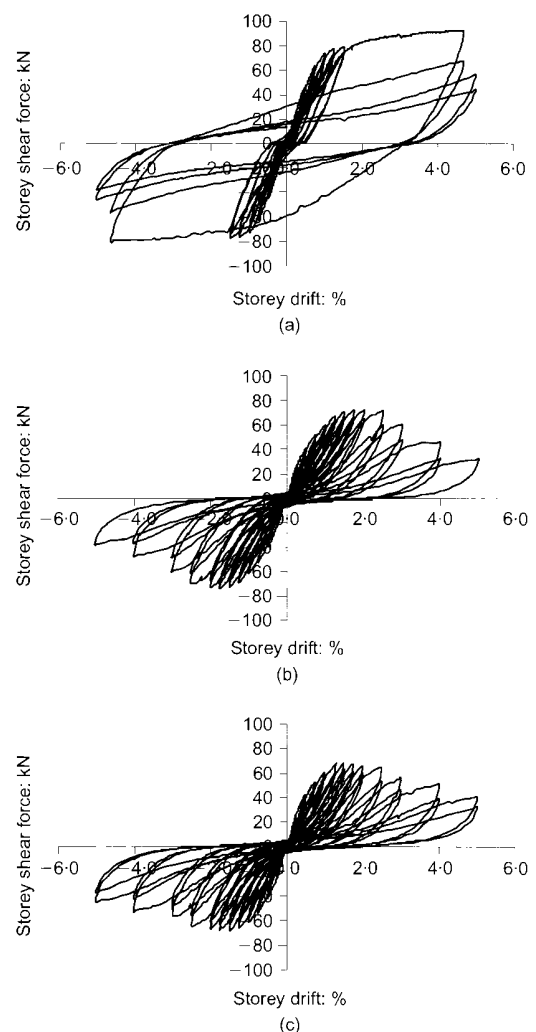


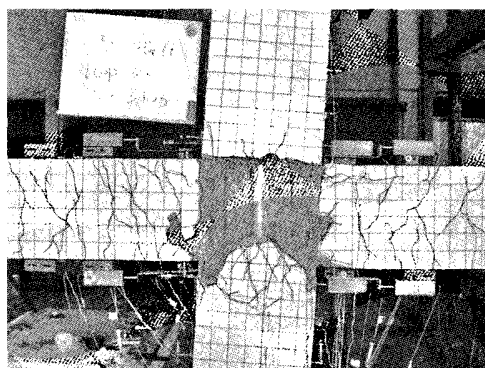
Fig. 7. Relationship between applied load and displacement of each specimen: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

ance was supposedly attributed to the size of column, which was comparatively large in order to support large gravity load for the large tributary area. As the column size is large, the joint shear stress is decreased naturally and the bond demand of the column bar lap splice is relieved. The bending failure then occurred in the beam according to strong column weak beam principle. This experiment demonstrated that the performance of the beam–column joint was satisfactory when the column size was large even without ductile reinforcement details. However, the ductility can be enhanced by providing closed stirrups near the beam's end to prevent concrete spalling and reinforcement buckling.

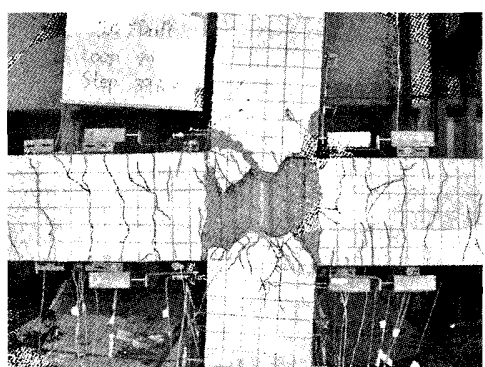
The behaviour of JM and JS was similar and hence they are discussed together. The flexural cracks were observed in the beam in early 0–0.25% drift ratio. The first diagonal cracks were found in the joint core at 0.5% drift ratio. They formed the X-pattern following



(a)



(b)



(c)

Fig. 8. Failure of specimen: (a) failure of specimen JL; (b) failure of specimen JM; (c) failure of specimen JS

the alternate load directions. The flexural cracks in beams and diagonal cracks in the joint core continued to grow in size and number until the specimen reached the peak load of 72 kN at 1.75% drift ratio for specimen JM and 68 kN at 1.5% drift ratio for specimen JS. After this cycle, no new cracks were found in the beam, but diagonal cracks continued to widen in the joint core. This was followed by spalling of concrete at the centre of the joint area. At 3% drift, the concrete spalling extended throughout a wider area of the joint, exposing the column longitudinal bars. The test was continued until 5% drift where concrete spalling covered the entire joint area (Figs 8(b), 8(c)) and extended into the column above and below the joint. The failure mode of JM and JS could be classified as joint shear

failure. It should be noted that no damage was observed at the column bar lap splice region above the joint. The joint shear failure is not desirable as it is abrupt and results in pinched hysteresis loops with low energy dissipation. The experiment indicated the vulnerability of existing buildings with small column tributary area. The area of future research should target at retrofitting these classes of buildings. The joint shear failure is studied in detail by the nonlinear finite element analysis in the next section to identify the failure mechanism.

Relationships between force, deformation and local strain. To gain an insight into the behaviour of each specimen, local deformations and strains were measured at critical regions of the specimens. The force–shear deformation in the joint zone is compared among three specimens in Fig. 9. The joint shear

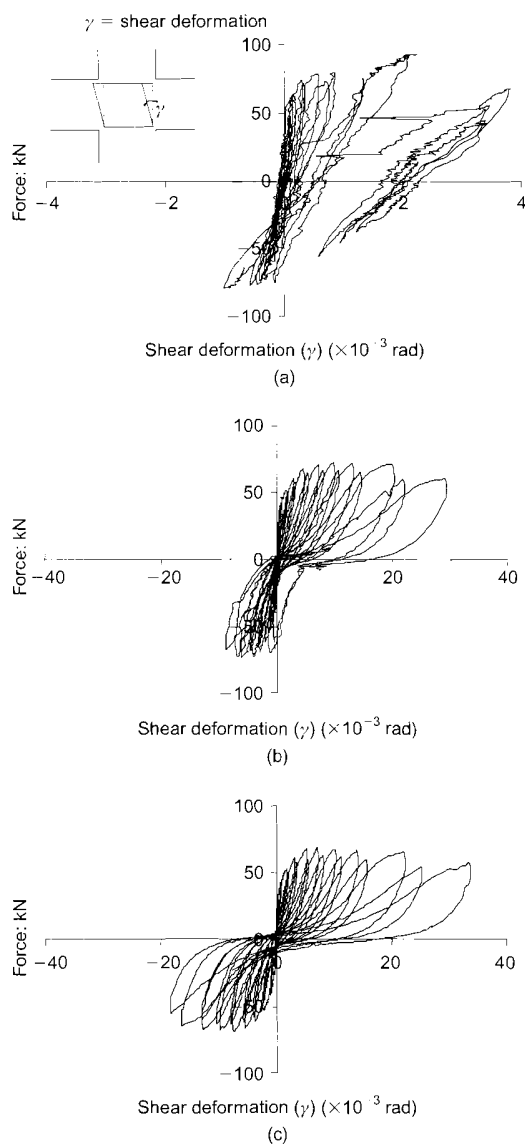


Fig. 9. Force–joint shear deformation relationship of each specimen: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

deformation was plotted in terms of shear angle. Specimen JL clearly showed smaller joint shear deformation compared with JM and JS. The maximum values of shear deformation at failure were 0.004, 0.03 and 0.035 radian in JL, JM and JS, respectively. These shear deformations correlated well with observed damage level in the joint of each specimen. Little shear inelasticity was observed in JL while substantial damage existed in joint of JM and JS. On the other hand, the hysteresis force plotted against shear deformation of JM and JS showed severe pinching, which partly accounted for the pinching of the global load–displacement relationship.

The force and strain relations of bottom bars located 50 mm away from the joint face (STBBR-gauge) and at the middle of the joint (STBBM-gauge) are plotted as shown in Figs 10 and 11. Specimen JL reached yielding and developed large plastic strain while JM and JS

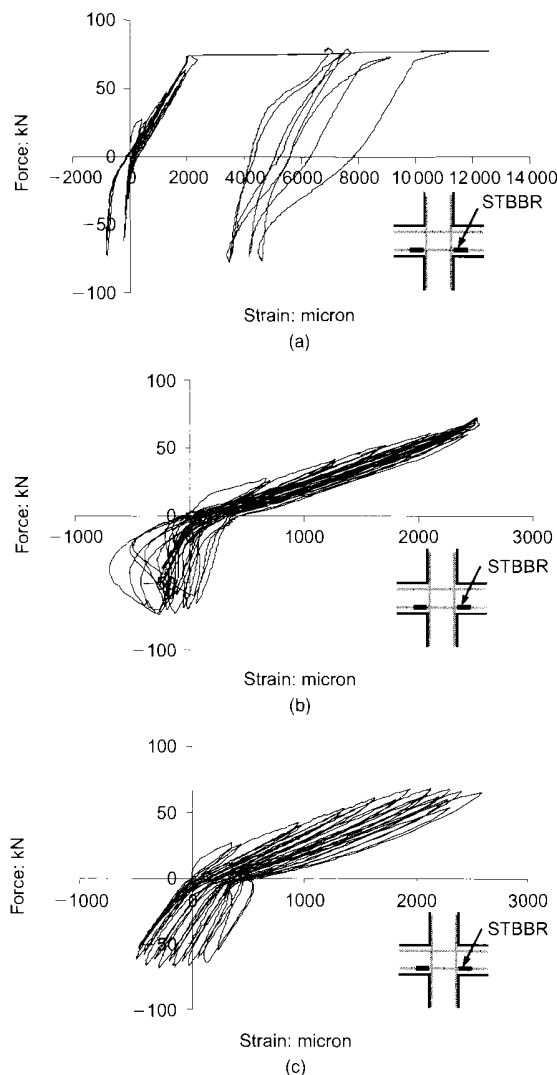


Fig. 10. Strain of bottom beam bar (STBBR) at 50 mm away from the joint face: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

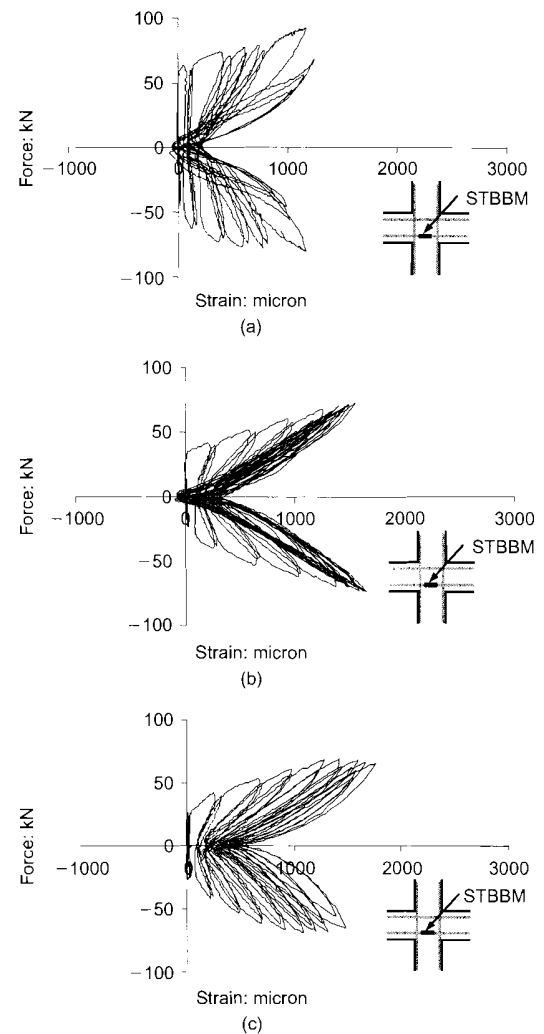


Fig. 11. Strain of bottom beam bar (STBBM) at the middle of joint: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

merely reached yielding without developing high plasticity. In each specimen, the strains of the bottom beam bars at 50 mm from joint face and at the middle of the joint showed obviously different behaviours. At 50 mm from the joint face, the steel bar of JL was subject to alternate compressive and tensile strains in the early drift levels. The strains, however, turned purely tensile at high drift level regardless of the loading direction. As for JM and JS, the strain behaviour on tensile and compressive sides was obviously unsymmetrical. The tensile strain continuously increased with lateral drift whereas the compressive strain initially increased but gradually decreased later despite the increase in lateral drift. This behaviour was related to slip of bars owing to the loss of bond between concrete and the bars. The behaviour of the steel bar at the middle of the joint showed a butterfly pattern. The strain on compression and tension were symmetrical about zero force axis. The steel strain at the middle of the joint of all specimens is always tensile regardless of load direction. This

is attributed to the fact that the strain of the steel bar was smaller on the compressive side than on the tensile side. Moreover, owing to bond deterioration, the compressive strain gradually turned to tensile strain. It should be noted that strains at the middle of joint were approximately equal in all specimens and the magnitude was less than yield strain. This was contrasted with the value at 50 mm away from joint face where steel strain in JL was much larger than JM and JS. As seen for all specimens, the yielding did not spread deep into the middle of the joint. This indicated that the bond was not completely lost along the length of the bar.

The variations of strain with load cycles are plotted in Figs 12(a)–12(c). Specimen JL maintained bond condition quite well before yielding at 1.25% drift ratio. After yielding, the bar strain was purely tensile, indicating the local loss of bond at the section with high strain value. Specimen JM lost bond in the early 0.75% drift but could recover the bond at 1.25% drift, probably because the steel strain was not large. Specimen JS lost bond at 0.75% drift but the bond was not

recovered. The bond demand of JS seemed to be more severe than JM because the size of column was smaller.

The bond demand of longitudinal beam bar was associated with the ratio of column depth to bar diameter (h_c/d_b). According to the ACI code,¹⁰ this ratio is required to be no lower than 20 for frames in high seismic zones. The h_c/d_b ratios of JL, JM and JS were 33, 29 and 25, respectively. In view of the experimental results, no entire loss of bond was observed in any specimen. However, the local loss of bond at the beam section close to the joint could not be avoided in all specimens. This local bond loss was associated with pull-out slip of beam bars. The effect of this bar slip is simulated by discrete joint element in the finite element analysis in the next section.

Nonlinear analysis of RC interior beam–column connection

Finite element model of beam–column connection

In order to study the principal cause of failure of the tested specimens, a finite element analysis was conducted. The understanding of the stress transfer mechanism in the joint would be useful for the improvement of the seismic design procedure. In literature, some finite element models were applied to simulate the behaviour of the beam–column joint.^{9,11} In the current paper, finite element method (FEM) was employed to examine the transfer of stresses in the joint as well as the related failure mechanism. The WCOMD computer program developed at Concrete Laboratory, the University of Tokyo, was applied in this study.¹²

Figure 13 illustrates a finite element model of a typical RC interior beam–column connection of a rigid frame. It consists of the beam–column joint core with beams and columns extending horizontally and vertically to their mid-length where moments are assumed to be zero, that is, point of inflection. The beam, column and beam–column regions are modelled with two-dimensional eight-node plane stress RC elements.

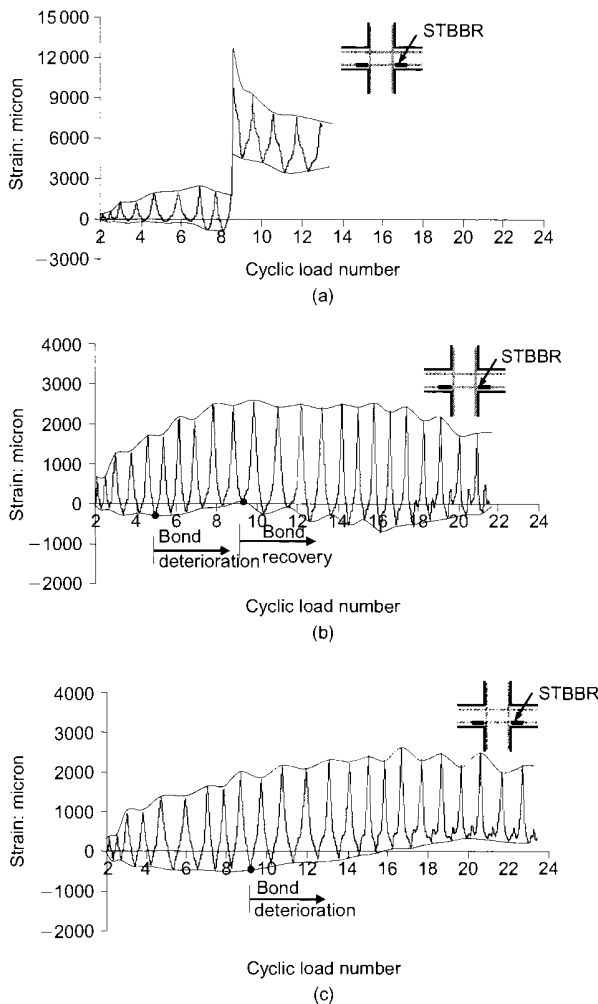


Fig. 12. Strain history of bottom beam bar (STBBR) at 50 mm away from the joint face: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

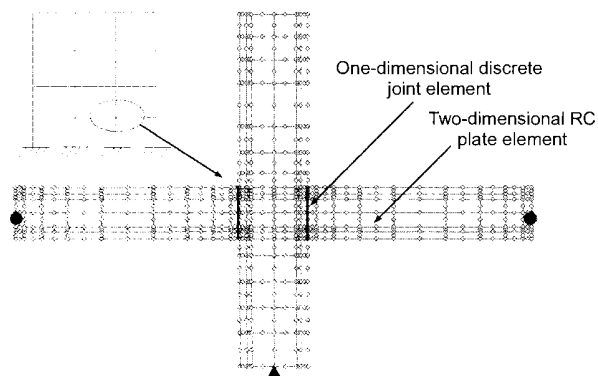


Fig. 13. Typical finite element model of RC interior beam–column connection

The interfaces between beam and joint core are modelled with one-dimensional six-node joint element. For each specimen, the mesh is composed of 733 nodes, 216 two-dimensional RC plate elements and 12 one-dimensional joint elements. Loads acting on specimens include self-weight, column axial load and horizontal forced displacement.

Constitutive models of concrete and reinforcing bars

The general formulation of smeared crack elements is not presented in the current paper as it has already been published elsewhere.^{13–18} Only the constitutive models are presented briefly here. Additional information can be found in the literature.^{19,20}

Cracked concrete. The constitutive models of cracked concrete are formulated with respect to the crack axis. They consist of tensile stress model orthogonal to crack, compressive stress model parallel to crack and shear stress model along crack face as shown in Fig. 14. The constitutive laws are formulated for both envelope and hysteretic loops. The tensile and compressive stress models are combined into a single model. Under cyclic loads, two sets of diagonal cracks are generated alternately opening and closing in accordance with the load direction. At any load step, however, only one set of cracks is active and principally contributes to the nonlinearity of the element. The active crack is defined as the one that has the largest normal tensile strain. The constitutive laws are expressed with respect to the active crack. The relevant constitutive laws are described below.

Combined compression–tension model for normal stress orthogonal and parallel to a crack. The constitutive law for computing normal stress orthogonal and parallel to a crack is shown in Fig. 15. On the tensile side, the model is linear up to tensile strength of concrete (f_t). After peak, a constant tensile stress is maintained until concrete cracks as shown in Fig. 15. The cracking strain is calculated as follows

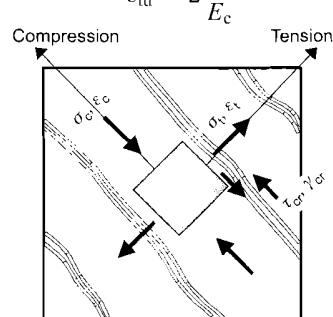
$$\varepsilon_{tu} = 2 \frac{f_t}{E_c} \quad (1)$$


Fig. 14. Normal and shear stress in the smeared crack element

After cracking, the tensile stress drop is governed by the equation

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (2)$$

where σ_t , ε_t are the tensile stress and strain orthogonal to a crack, f_t is the concrete tensile strength, ε_{tu} is the cracking strain and c is a stress release parameter. The stress release depends on whether reinforcement exists in the element. For plain concrete element, the stress drop is abrupt while for reinforced element, the stress drop is gentler owing to bond between concrete and steel bars. In the current paper, c is set to 2.0 and 0.4 (see Fig. 15) for plain and RC elements, respectively.¹⁹

To compute the compressive stress parallel to a crack, the following elasto-plastic fracture model¹⁹ that considers the effect of micro-fracture and plasticity is used

$$\sigma_c = \omega K_0 E_{c0} (\varepsilon_c - \varepsilon_p) \quad (3)$$

where σ_c , ε_c are the compressive stress and strain parallel to a crack, ω is the transverse tensile strain factor, K_0 is the fracture parameter, E_{c0} is the initial stiffness and ε_p is the compressive plastic strain. The fracture parameter (K_0) and compressive strain (ε_p) are empirically formulated as¹⁹

$$K_0 = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} \left[1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} \right) \right] \right\} \quad (4)$$

$$\varepsilon_p = 2\varepsilon' \left\{ \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} - \frac{20}{7} \left[1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} \right) \right] \right\} \quad (5)$$

where ε' is the concrete strain at peak compressive strength

In addition, the concrete compressive strength is reduced owing to the presence of transverse tensile strain.^{21,22} This is taken into account by an additional damage factor (ω) in equation (3). The relation between ω and transverse tensile strain is shown in Fig. 15.

Shear stress transfer model. For computing shear stress transmitted along a crack face, the contact density model¹⁹ is adopted as shown in Fig. 16. The equation of the shear envelope may be expressed as

$$\tau_{cr} = 3.8(f'_c)^{1/3} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (6)$$

β is the normalised shear strain defined as

$$\beta = \frac{\gamma_{cr}}{\varepsilon_t} \quad (7)$$

Model of reinforcing bar. The tri-linear model of reinforcing bar^{20,23} is adopted in this study and shown in Fig. 17. The dotted line in the figure shows the model of bare steel bar for comparison. The initial

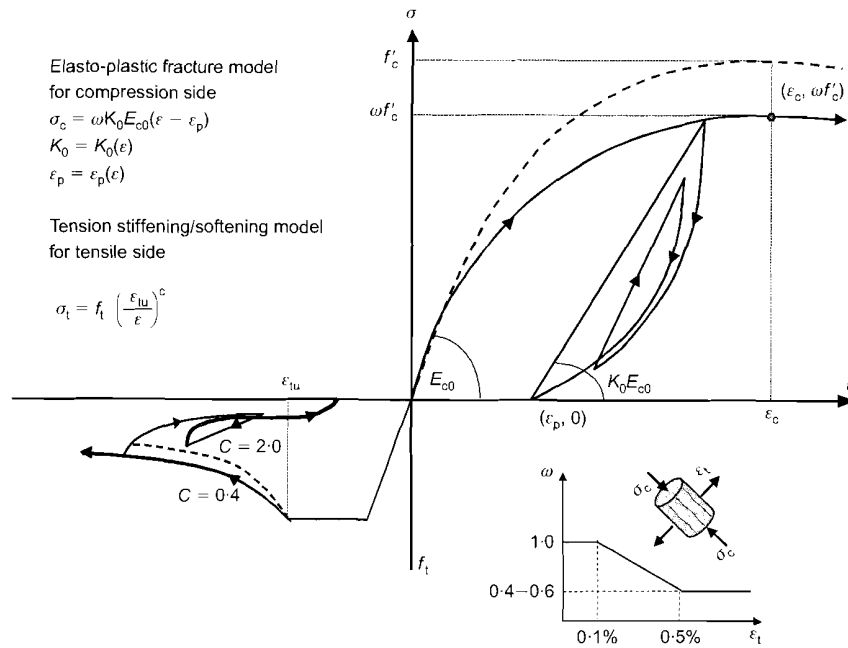


Fig. 15. Combined compression-tension model for normal stress parallel and orthogonal to a crack

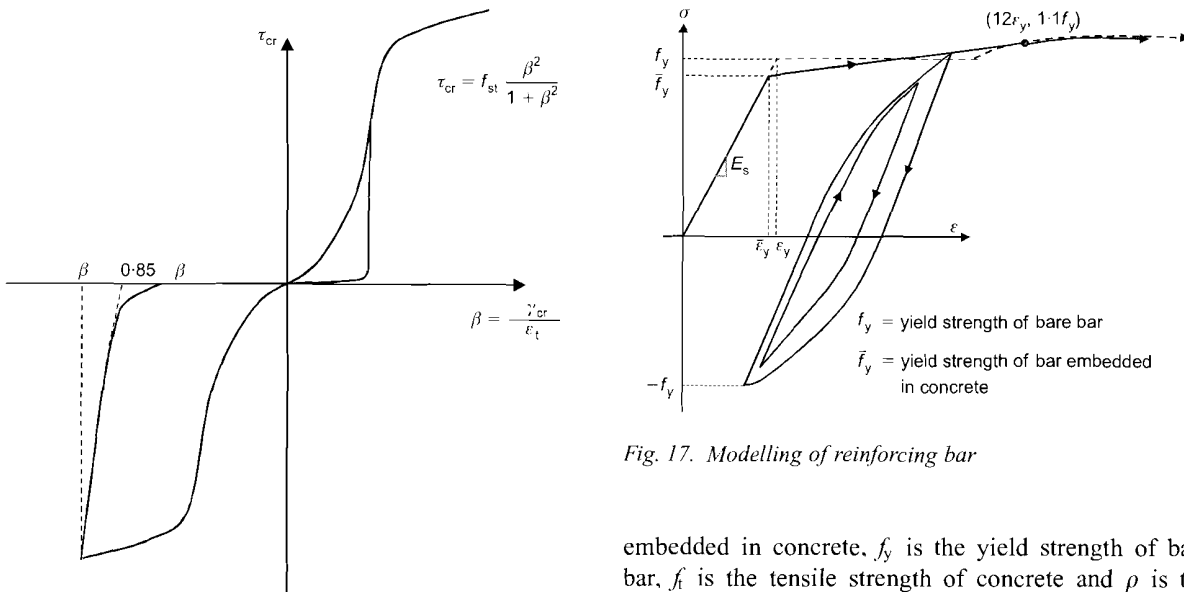


Fig. 17. Modelling of reinforcing bar

Fig. 16. Shear stress transfer model

modulus E_s is the elastic modulus of steel bar. The steel bar is assumed to reach yielding stress at $\bar{f}_y$, which is lower than tested yield strength of bare bar. The apparent reduction in yield strength is caused by the bond effect. The average yield strength of reinforcing bars embedded in concrete may be expressed as²³

$$\bar{f}_y = f_y - \frac{f_t}{2\rho} \quad (8)$$

where $\bar{f}_y$ = average yield strength of reinforcing bar

embedded in concrete, f_y is the yield strength of bare bar, f_t is the tensile strength of concrete and ρ is the reinforcement ratio. The second part of the model is the straight line joining the average yield point to the point $(12\epsilon_y, 1.1f_y)$ and the last part follows the bare bar model up to steel rupture point determined from the test.

Comparison between finite element analysis and tests

The comparison between experiment and analysis is given in Table 5. The analytical deformed shape and cracking pattern of specimen JL are shown in Fig. 18 compared with the experimental results. FEM demonstrates extensive cracks and deformation at the ends of beam indicating flexural failure. The opening of the discrete joint element indicates pull-out of beam reinforcing bars. On the contrary, FEM predicts little dis-

Table 5. Comparison of analytical (FEM) and experimental force and displacement (drift)

Specimen	Force/drift	FEM analysis	Experiment
JL	Maximum force: kN	90	92
	Drift: %	4.6	4.6
JM	Maximum force: kN	73	72
	Drift: %	2.0	1.75
JS	Maximum force: kN	70	68
	Drift: %	1.50	1.50

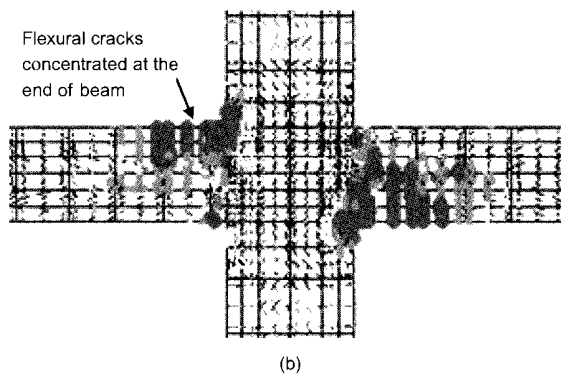
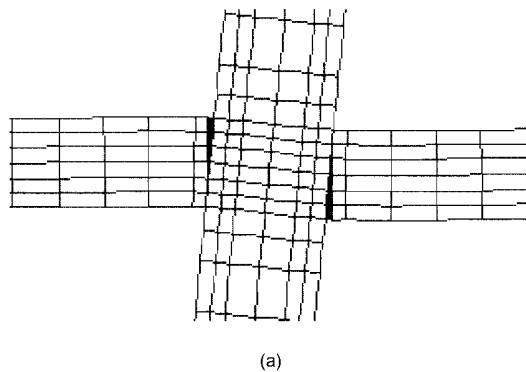


Fig. 18. Simulation of deformed shape and cracking pattern of specimen JL: (a) deformation; (b) cracking pattern

tortion and cracking in the joint region. Hence failure does not originate from the joint. Moreover, no major cracks are computed in the column adjacent to the joint core. The failure was therefore categorised as ductile strong column weak beam. In a building with large column tributary area, the size of column is usually large. This configuration leads to large column flexural capacity, high joint shear strength and lower bond demand at column bar lap splice.

The comparison between analytical and experimental load versus applied displacement is shown in Fig. 19. A close match is obtained for both envelope and hysteretic loops. The hysteretic loops are wide, indicating

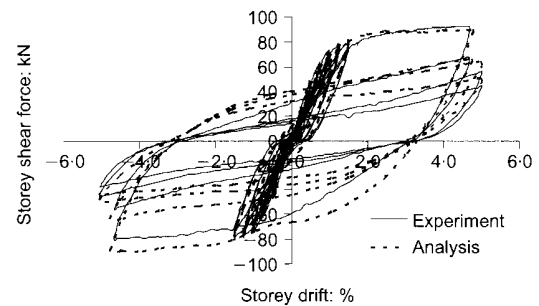


Fig. 19. Comparison between analytical and experimental load versus displacement of specimen JL

large energy dissipation. In the experiment, concrete crushing and subsequent spalling occurred in the beam and consequently exposed longitudinal and transverse reinforcements. This was followed by buckling of compression bars. The spalling and reinforcement buckling are not included in the present constitutive models, hence the numerical loops are relatively wider than the experimental ones. The finite element model predicts ductile yielding up to 4.6% drift, which is the same as the experimental value. It should be noted that sub-standard beam-column joint in buildings with a large column tributary area is moderately ductile although it was not designed and detailed against seismic loads.

The analysis of JM and JS was found to be close together; hence only the analytical result of JM is discussed. The analytical deformed shape and cracking pattern of specimen JM are compared with experimental results in Fig. 20. Contrary to specimen JL, the mesh of JM is extremely distorted, showing large shear deformation in the joint region. The analytical cracks are mostly inclined and concentrated in the joint zone. Two sets of intersecting diagonal cracks alternately open and close in accordance with the change in the load direction. These cracks form the dominant X-shape pattern. The analytical joint damage and development of diagonal cracks closely follow experimental results. Some small flexural cracks are computed in the beams and columns but do not cause the failure. The failure originates from the joint zone as a result of excessive joint shear force. The comparison between

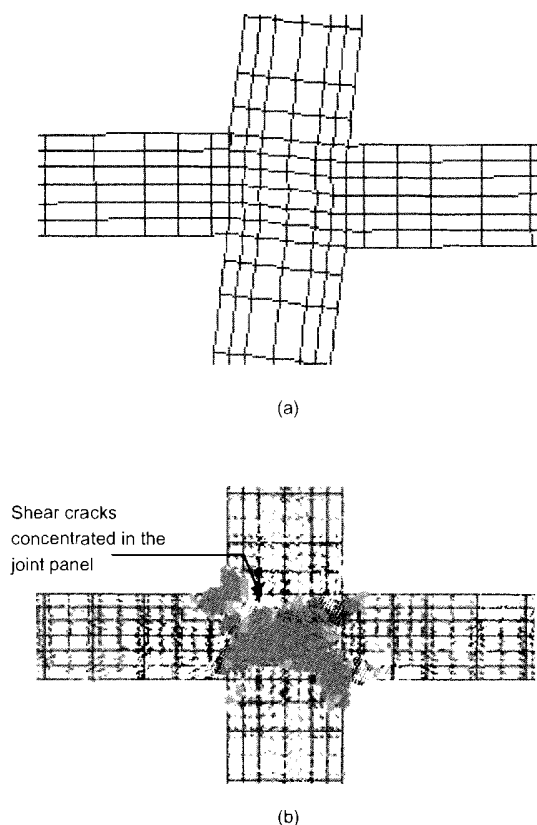


Fig. 20. Simulation of deformed shape and cracking pattern of specimen JM: (a) deformation; (b) cracking pattern

experimental and numerical load versus applied displacement relation is shown in Fig. 21 for specimen JM. The hysteretic loops are narrow and pinched towards the origin, indicating small energy dissipation. This may be associated with sliding of diagonal cracks in the joint. It is also observed that the attained lateral drift tends to be smaller for substandard beam-column joint in RC frame with smaller tributary column.

The joint shear failure is undesirable because it is brittle and catastrophic. The tendency of brittleness is more evident for a beam-column connection with a

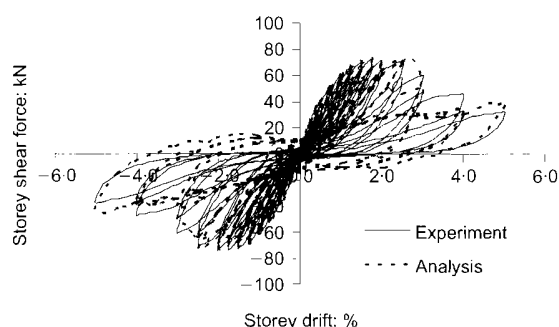


Fig. 21. Comparison between analytical and experimental load versus displacement of specimen JM

smaller column tributary area. To identify the failure mechanism of the joint region analytically, the principal compressive stresses of concrete are computed from the FEM stress outputs. The development of compressive struts is compared among the three analysed specimens in Fig. 22. Before peak, the formation of compressive strut is dominant in all specimens. As the lateral drift increases, the compressive stress rapidly intensifies in specimen JS. The collapse of compressive struts generally coincides with the failure point. As for specimen JL, the compressive strut is maintained throughout the entire loading. At 4.6% drift when failure took place, the strut remains stable, indicating that the joint is sound and does not cause failure. This observation agrees with the experimental result.

Conclusion

The current paper presented the reversed cyclic test of a non-ductile interior RC beam-column joint typical of construction in low to moderate seismic zone. According to the evaluation of ten old existing RC beam-column frame buildings, there was some correlation among key structural and geometrical indices and column tributary area. With increasing tributary area, the trend indicated larger column size, lower bond demand, lower joint shear stress and higher column flexural capacity. The experimental results showed that specimens with small to medium column tributary area were vulnerable to brittle joint shear failure, while specimens with large column tributary area could achieve moderately ductile yielding, even though the ductile reinforcement detailing was not provided. The strain measurements of longitudinal steels indicated local bond deterioration of steel bar at the face of the joint in all specimens, but the bond deterioration did not spread into the centre of joint core. No entire loss of bond was observed in all specimens. The local bond pull-out was, however, observed in all specimens despite all satisfying the minimum ACI column depth to bar diameter ratio of 20. The source of severe pinching in hysteresis loops was derived from the bond pull-out and joint shear distress. The nonlinear finite element analysis was conducted to investigate the failure mechanism of specimens. The collapse of the principal diagonal strut was verified to cause the failure of specimens with small to medium column tributary area, while the flexural yielding was predicted as the failure mode for specimens with large column tributary area.

Acknowledgement

The authors are very grateful to the Thailand Research Fund (TRF) for providing the research fund RMU4880022 to carry out this research.

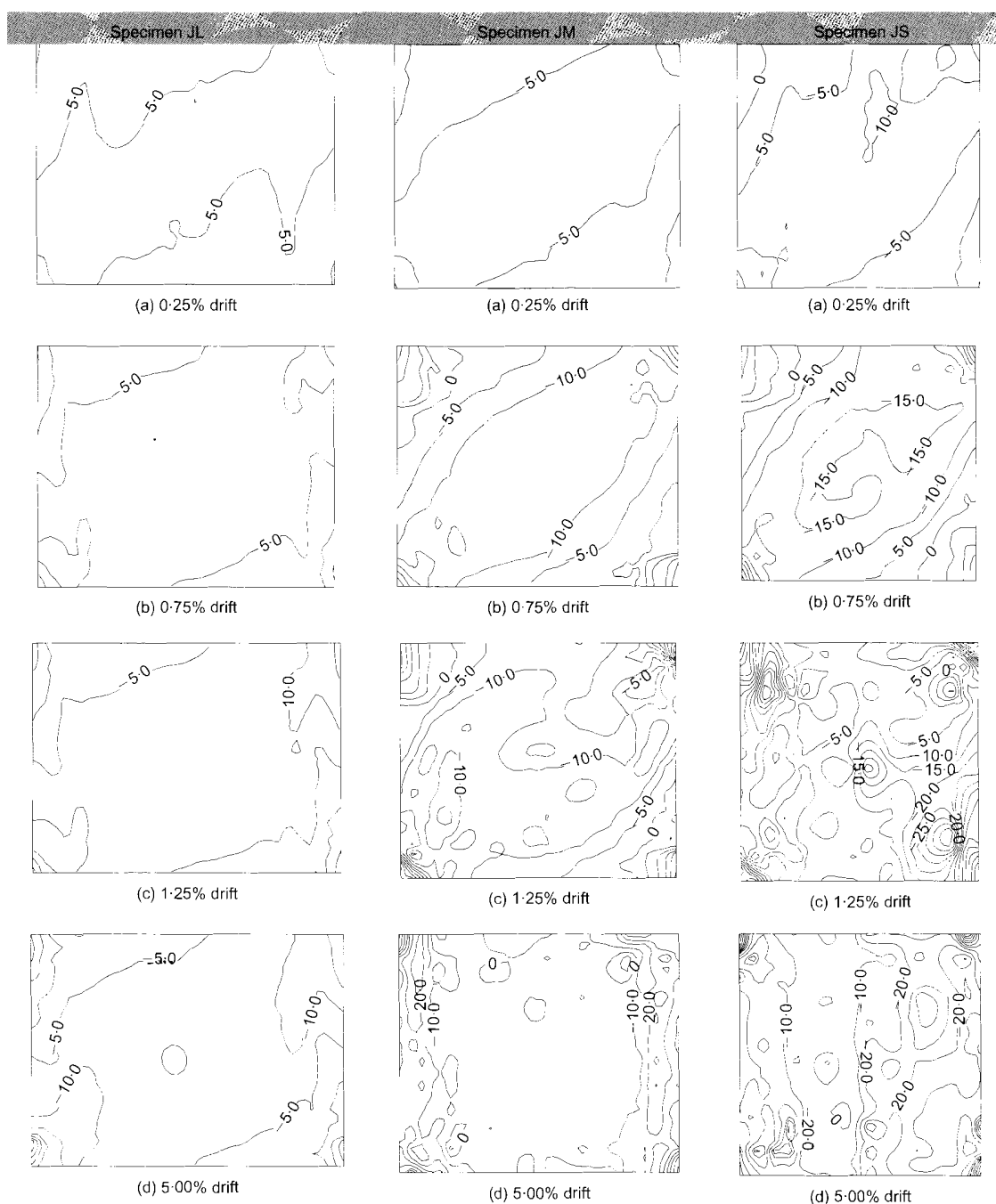


Fig. 22. Principal compressive stresses (unit: MPa) of each specimen

References

1. AYCARDI L. E., MANDER J. B. and REINHORN A. M. Seismic resistance of reinforced concrete frame structure designed only for gravity loads: Experimental performance of subassemblages. *ACI Structural Journal*, 1994, **91**, No. 5, 552–563.
2. EL-ATTAR A. G., WHITE R. N. and GERGELEY P. Behavior of gravity load designed reinforced concrete buildings subjected to earthquakes. *ACI Structural Journal*, 1997, **94**, No 2, 133–145.
3. BRACCI J. M., REINHORN A. M. and MANDER J. B. Seismic resistance of reinforced concrete frame structure designed only for gravity loads: Performance of Structure system. *ACI Structural Journal*, 1995, **92**, No. 5, 597–609.
4. HAKUTO S., PARK R. and TANAKA H. Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACI Structural Journal*, 2000, **97**, No. 1, 11–25.
5. BING L. and TSO-CHIEN P. Seismic performance of reinforced concrete frames under low intensity earthquake effects. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004*. Mira Digital, Missouri, USA, 2004, paper 3042 (CD-ROM).
6. BING L., YIMING W. and PAN T. C. Seismic behavior of non-seismically detailed interior wide beam-column joints. Part I: Experimental results and observed behaviors. *ACI Structural Journal*, 2002, **99**, No. 6, 791–802.
7. WARNITCHAI P. Development of seismic design requirements

- for buildings in Bangkok against the effects of distant large earthquakes. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004*. Mira Digital, Missouri, USA, 2004, paper 744 (CD-ROM).
8. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. State of the art report. *RC Frames under Earthquake Loading*. Thomas Telford, London, 1996.
 9. BAGLIN P. S. and SCOTT R. H. Finite element modeling of reinforced concrete beam–column connections. *ACI Structural Journal*, 2000, **97**, No. 6, 886–894.
 10. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI, Michigan, 2005, ACI Committee 318.
 11. HEGGER J., SHERIF A. and ROESER W. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beam–column connections. *ACI Structural Journal*, 2004, **101**, No. 5, 604–614.
 12. WCOMD. *Users Guide for WCOMD-SI*. Concrete engineering laboratory, Department of Civil Engineering, University of Tokyo, 1998.
 13. RASHID Y. R. Analysis of prestressed concrete reactor vessels. *Nuclear Engineering Design*, 1968, **7**, No. 4, 334–344.
 14. DE BORST R. and NAUTA P. Non orthogonal cracks in smeared finite element models. *Engineering Computation*, 1985, **2**, 35–46.
 15. OZBOLT J. and BAZANT Z. P. Numerical smeared fractural analysis: nonlocal microcrack interaction approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1996, **39**, No. 4, 635–661.
 16. VECCHIO F. J. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete membranes. *ACI Structural Journal*, 1986, **83**, No. 1, 26–35.
 17. BAZANT Z. P. and PLANAS J. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. CRC Press, Boca Raton, USA, 1998.
 18. RIGGS H. and POWELL G. Rough crack model for analysis of concrete. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 1986, **112**, No. 5, 448–464.
 19. OKAMURA H. and MAEKAWA K. *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*. Gihodo-Shuppan, Tokyo, 1991.
 20. MAEKAWA K., PIMANMAS A. and OKAMURA H. *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*. E&FN Spon. London, 2003.
 21. VECCHIO F. J. and COLLINS M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Structural Journal*, 1986, **83**, No. 2, 219–231.
 22. VECCHIO F. J. and COLLINS M. P. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory. *ACI Structural Journal*, 1988, **85**, No. 4, 258–268.
 23. SALEM H. and MAEKAWA K. Spatially averaged tensile mechanics for cracked concrete and reinforcement under highly inelastic range. *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, 2002, **613**, No. 42, 227–293.

Discussion contributions on this paper should reach the editor by
1 December 2007

Comparative performance of sub-standard interior reinforced concrete beam–column connection with various joint reinforcing details

Teeraphot Supaviriyakit · Amorn Pimanmas

Received: 18 November 2006 / Accepted: 14 May 2007 / Published online: 7 June 2007
© RILEM 2007

Abstract This paper discusses the effect of some important parameters on cyclic behavior of sub-standard interior beam–column connection. The objective is to investigate the effect of joint shear stress, anchorage bond of longitudinal beam bar within the joint and horizontal joint reinforcements on the joint performance. The experiment consisted of five half-scale beam–column specimens. The control specimen (J1) represented a typical non-ductile beam–column joint in mid-rise RC buildings constructed in low seismic zone. In specimen J2, the bond between concrete and longitudinal bars was completely removed initially. In specimen J3A and J3B, a substantial amount of horizontal joint reinforcement was provided in joint core. In specimen J4, the column size was enlarged to reduce shear stress in joint. The experimental result demonstrated brittle joint shear failure in control specimen (J1), specimens J3A and J3B, beam splitting failure in specimen J2 and ductile flexural failure in specimen J4. Based on experimental results, it was found that the initial lost of bond did not cause a substantial reduction in joint capacity. Moreover, provision of substantial horizontal joint reinforcements in specimen J3A and

J3B did not produce a comparable improvement in the seismic performance. With increased column size in specimen J4, the energy dissipation characteristics were greatly improved as indicated by large spindle-shaped cyclic loops.

Keywords Substandard beam–column connection · Reversed cyclic load · Un-bonded beam bar · Joint reinforcement · Joint shear failure

1 Introduction

The mechanism of force transfer within beam–column joint of a rigid frame during seismic events is known to be complex [1, 2], involving bending in beams and columns and shear and bond stress transfer in joint core. Figure 1 shows forces acting on a joint core under lateral load. The horizontal shear force at the mid-level of the joint may be calculated as,

$$V_{jh} = T + C'_c + C'_s - V_c \quad (1)$$

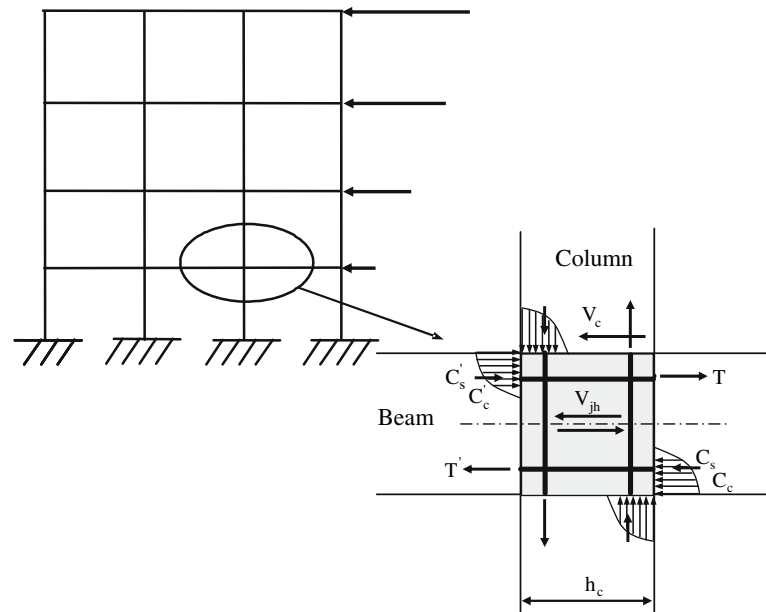
$$V_{jh} = T + T' - V_c \quad (2)$$

where T is tension force, T' is tension force on opposite column face, C'_c and C'_s are compression force on concrete and steel, respectively and V_c is column shear force.

T. Supaviriyakit · A. Pimanmas (✉)
School of Civil Engineering and Technology,
Sirindhorn International Institute of Technology,
Thammasat University,
Patumthani 12121, Thailand
e-mail: amorn@siit.tu.ac.th



Fig. 1 Forces acting on the joint



Some theories are available to explain force transfer within the joint [1, 3, 4]. Paulay et al. [1] explained the mechanism of forces transmitted within a joint by diagonal strut mechanism and truss mechanism. In their model, the horizontal shear is resisted partly by a diagonal concrete strut formed between corners of the joint (Fig. 2a) and partly by a field of diagonal struts that are in equilibrium with tension in horizontal joint reinforcements (Fig. 2b). According to this theory, the horizontal joint reinforcement contributes to the joint shear strength by means of truss mechanism as long as concrete has sufficient strength to equilibrate tension in ties and bond anchorage of longitudinal bar is maintained in the joint. The concept of strut and truss mechanisms is adopted in New Zealand code [5].

On the other hand, the ACI code [6] provides empirical formulas for horizontal joint shear capacity. According to the code, the design of joint in a special moment resisting frame (SMRF) is based on the assumption that beam sections on opposite column faces develop maximum probable strength. However, for intermediate moment resisting frame (IMRF), the ACI code requires no such calculation for joint shear, but merely specifies a certain amount of horizontal joint reinforcements, i.e., $A_{v,min} = 1/3 b_w s / f_y$. It is questionable whether this amount of joint reinforcements would be sufficient for the satisfactory performance of beam–column joint.

Besides joint shear transfer within the joint, the longitudinal bar is also subject to tension on one side and compression on the opposite side as shown in

Fig. 2 Mechanism of forces transmitted within a joint

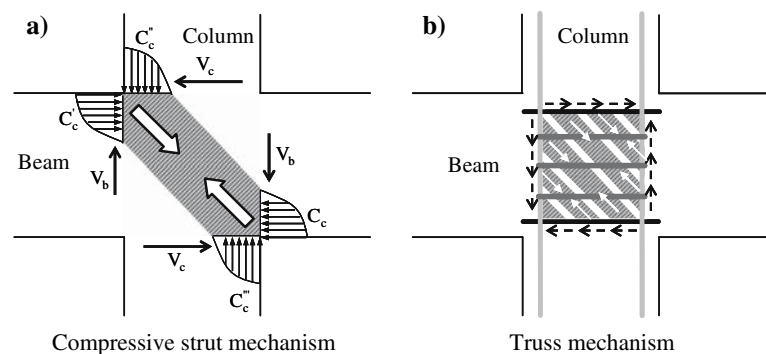


Fig. 1. Hence, the bar must develop bond force within limited column depth to equilibrate these forces. To prevent bar slip within the joint, the ACI code limits the minimum column size to bar diameter ratio to be 20 for special moment resisting frame (SMRF). However, no provision is stated for intermediate moment resisting frame (IMRF).

In this paper, the authors focused on the cyclic performance of substandard reinforced concrete beam–column joint, that is, the joint in the beam–column frame designed for gravity load only. According to ACI code, this frame is classified as ordinary moment resisting frame (OMRF). The OMRF is normally designed without considering the capacity design approach. Hence, it lacks ductile reinforcing details that comply with modern earthquake resistant standards [7–9]. Some typical non-ductile reinforcing details include (a) little or no horizontal joint reinforcements in the joint, (b) lap splice of longitudinal column bars immediately above floor level, (c) widely spaced column ties and beam stirrups (Fig. 3).

This paper focuses on the effect of joint shear stress, horizontal joint reinforcement and anchorage bond on cyclic performance of existing OMRF. Since the objective of the study is to elucidate key parameters that affect seismic performance of existing buildings, it is necessary to have test specimens, which represent closely beam–column joints of actual frames. For this purpose, the authors studied structural designs and drawings of 10 existing buildings in Thailand [10, 11]. These buildings are rigid frames with 5 to 21 stories. The building occupancy is classified as essential and assembly facilities, covering schools, universities, hospitals, governmental

offices and apartments. The geometrical and structural indices of substandard beam–column joints were defined for these buildings and the seismic non-compliance with respect to IMRF was identified. The half-scale control specimen was designed and constructed to have geometrical and structural indices, reinforcement details and construction method that are close to the average of the investigated buildings.

The authors took the control specimen as a prototype and modified the reinforcement detail or geometrical size to study the concerned parameters. Five specimens were prepared and tested. Specimen J1 is for investigating the failure that may be associated with IMRF non-compliance. Since no specific bond provision is stated for ACI Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF), specimen J2 is for investigating the performance of joint with initially un-bonded beam bars within the joint. As for joint shear failure, the ACI code requires only a minimum amount of horizontal joint reinforcement. The purpose of specimen J3A and J3B is to examine a possible benefit of providing more horizontal joint reinforcements than required by the code. Rather than providing a lot of horizontal joint reinforcements, the joint shear stress could be reduced through increasing column size. Specimen J4 serves to study specimen with enlarged column size.

2 Experimental program

2.1 Specimens and material properties

The experimental program consisted of five interior beam–column specimens, namely, specimens J1, J2, J3A, J3B and J4. All specimens were half-scale and had cruciform shape consisting of beams and columns extending from the joint core to the mid-length and mid-height, respectively. The size, proportion and reinforcement amounts of the specimens were determined from the study of 10 actual reinforced concrete frame buildings constructed without seismic consideration. For each building, the structural and geometrical indices were defined for beam, column and joint. The indices for joint included bond index (BI), column depth-to-bar diameter ratio (h_c/d_b), column width-to-beam width ratio (b_c/b_b), column depth-to-beam depth ratio (h_c/h_b), column flexural capacity-to-beam flexural capacity ratio (M_{nc}/M_{nb}),

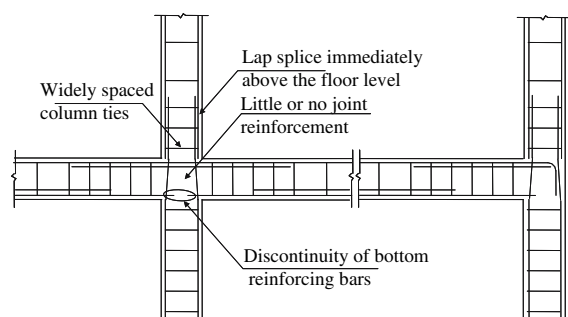


Fig. 3 Typical non-seismic reinforcing detail of RC frame designed for gravity load only

joint shear-to-joint shear strength ratio (V_{jh}/V_n) and joint reinforcement ratio (ρ_s).

Table 1 lists statistical values of geometrical and structural indices of investigated buildings. Specimen J1 represented a typical specimen that was not compliant with the ACI requirements for Intermediate moment resisting frame (IMRF). It was designed so that it is approximately half-scale of the average actual connections. The scaling was conducted such that the specimen had geometrical and structural indices close to the average of the actual connection as shown in Table 1.

Figure 4 shows the size and reinforcement details of specimen J1. The dimensions of column and beam sections are 200 mm $\times$ 350 mm and 175 mm $\times$ 300 mm, respectively. The main reinforcements for beam and columns are 12 mm diameter deformed bars. The stirrups and ties in beam and column are 3-mm diameter plain mild steel. Table 2 shows the average tested yield and tensile strengths of these bars. The average tested cylindrical compressive strength of concrete is shown in Table 3.

The items for IMRF comparison are listed in Table 4. As seen, the longitudinal reinforcements in beam and column satisfy the IMRF requirements, but the amount and detailing of stirrups do not comply with IMRF requirements especially at the end of members. Moreover, the joint of specimen J1 contains no horizontal reinforcements. The location of column bar lap splice is immediately above the floor level. It should be noted that the ACI code does not have a requirement for the location of column bar lap splice for IMRF.

Figure 5 shows joint details of all specimens. Specimen J2 was tested to investigate the effect of unbonded beam bar on joint behavior. Specimens J3A and J3B were tested to investigate the effect of horizontal joint reinforcements on joint behavior. The specimen sizes and reinforcement details are generally identical with the control specimen. However, for specimen J2, the bond of beam bars in joint core is initially removed by grinding ribs of deformed bars, applying grease on the surface and wrapping the bars with plastic sheet. For specimens J3A and J3B (Fig. 5c, d), the horizontal joint reinforcements are 2RB6@50 mm (6 mm diameter plain round bar) and DB10@50 mm (10 mm diameter deformed bars) with a mechanical volumetric ratio ($\rho_s f_y$) of approximately five times and nine times more than the minimum amount required by ACI code for IMRF. In case of specimen J4, the size of column is enlarged to 300 $\times$ 400 mm, which is 70% larger in area than specimen J1.

2.2 Test set-up, load history and instrumentation

The test set-up and boundary conditions are shown in Fig. 6. The lateral forced displacement is applied at the top of the column through a 500 kN hydraulic actuator. The ends of beam are supported by rollers that allow free horizontal movement to simulate lateral drift. The bottom end of the column is supported by a hinge, which allows no movement in all directions. To simulate existing load on column, the axial load of 12.5% of column axial capacity is applied to column by means of vertical prestressing. However, the gravitational loads on beams are not

Table 1 Geometrical and structural indices of beam–column joint

Statistical value	Parameter						
	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_n}$	ρ_s
Maximum	6.19	60	0.75	1.08	3.40	1.17	0
Minimum	2.24	24	0.5	0.625	1.54	0.91	0
Average	4.51	37	0.675	0.84	2.36	1.06	0
Standard deviation	1.65	16	0.12	0.23	0.78	0.11	0
Specimen J1	5.09	29	0.875	0.86	1.68	1.38	0

Notes: BI = $f_y d_b / 2h \sqrt{f'_c}$ is bond index; h_c/d_b is column depth-to-bar diameter ratio; b_c/b_b is column width-to-beam width ratio; h_c/h_b is column depth-to-beam depth ratio; M_{nc}/M_{nb} is column flexural capacity-to-beam flexural capacity ratio; V_{jh}/V_n is joint shear-to-joint shear strength ratio; ρ_s is horizontal joint reinforcement ratio



SECTION A-A

350

200

400

300

For specimen J1,J2,J3A,J3B
18-DB12
Stirrup 3- ϕ 3 @ 100

For specimen J4
26-DB12
Stirrup 4- ϕ 3 @ 100

2 PC strands 15.2 mm.

Joint detailing of each specimen shown in Fig 5

6-RB5 @ 50

450

900

3-RB5 @ 50

4-BOLTS M20

530

175

300

6-DB12
Stirrup
3- ϕ 3 @ 100
4-DB12

SECTION B-B

175

300

6-DB12
Stirrup
3- ϕ 3 @ 100
6-DB12

SECTION C-C

1500

1500

Type of reinforcing bar	Yield strength (fy) (MPa)	Ultimate strength (fu) (MPa)
DB12	480	614
DB10	448	593
RB 6	372	467
Wire ϕ -3 mm	298.5	373

Compressive strength f'_c (MPa)	Specimen J1	Specimen J2	Specimen J3A	Specimen J3B	Specimen J4
Top column	23.2	28.0	27.1	23.6	22.4
Beam/joint	26.3	21.3	28.7	23.7	23.0
Bottom column	22.7	24.5	30.3	26.1	22.6

(3) shear deformation in beam, column and joint, (4) rocking angle at the interface between joint face and beam and (5) strains of longitudinal steels and stirrups in beam and column.

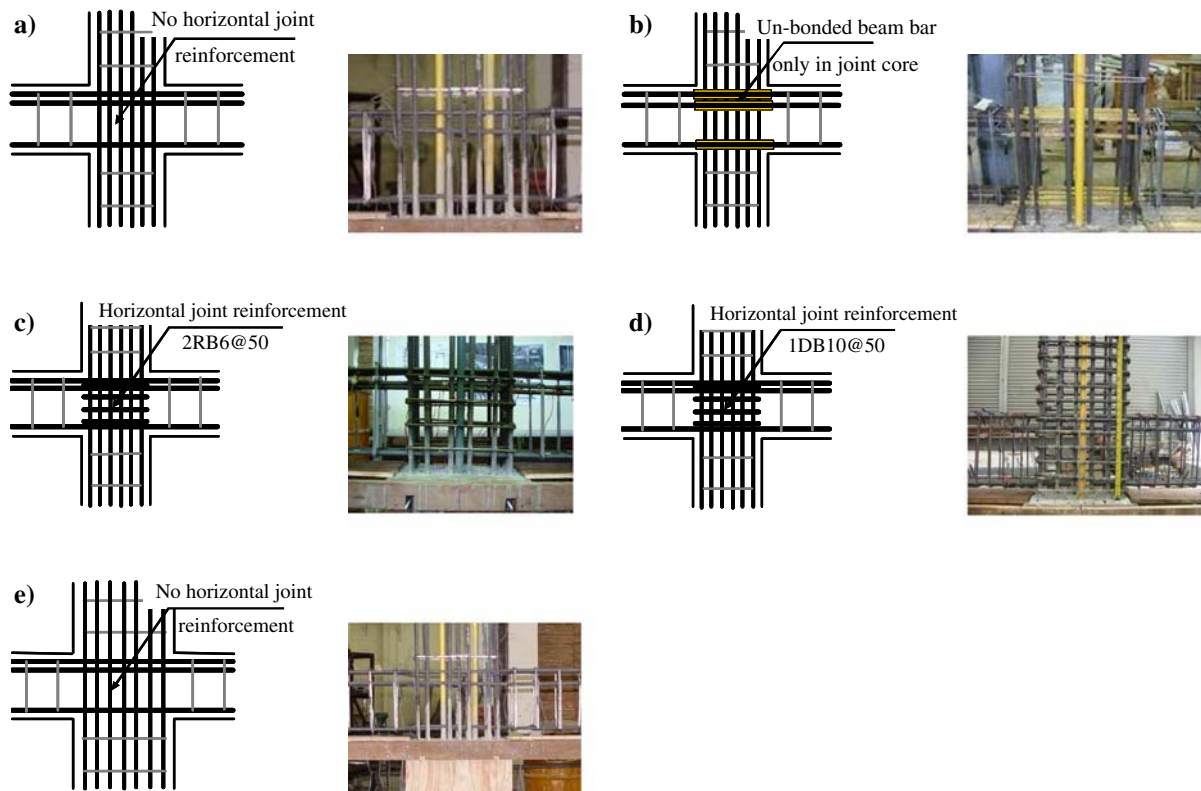
3.1 General observation, crack patterns and failure mode

Figure 8 depicts the test observation of all specimens until failure. In general, the behavior of specimens J1, J3A and J3B was similar to one another, but was different from specimens J2 and J4.

Table 4 Non-compliant items of substandard beam–column joint with respect to ACI requirements

Reinforcement details of members		Specimen J1	Intermediate moment resisting frame (IMRF)	Compliance
Beam	Longitudinal bar	Top bar: 6DB12	Top bar: 6DB12	Compliant
	At column face M^- , M^+	Bottom bar: 4DB12	Bottom bar: 2DB12	
	Longitudinal bar	Top bar: 6DB12	Top bar: 2DB12	Compliant
	At any section M^+ , M^-	Bottom bar: 4DB12	Bottom bar: 2DB12	
	Stirrup	Stirrup	Stirrup	Non-compliant
	Within S_0	3-RB3@100	1-RB6@50	
Column	Other than S_0	3-RB3@100	1-RB6@120	Non-compliant
	Stirrup	Stirrup	Stirrup	Non-compliant
	Within L_0	3-RB3@100	1-RB6@90	
	Other than L_0	3-RB3@100	1-RB6@180	Compliant
	Splice location	Just above floor level	No requirement	Compliant
Joint	Within joint core	No transverse reinforcement	1-RB6@150	Non-compliant

Notes: DB12:12 mm diameter deformed bar, DB10:10 mm diameter deformed bar, RB6:6 mm diameter round bar, RB3:3 mm diameter round bar

**Fig. 5** Reinforcing details in joint region of each specimen. (a) Specimen J1 (b) Specimen J2 (c) Specimen J3A (d) Specimen J3B (e) Specimen J4

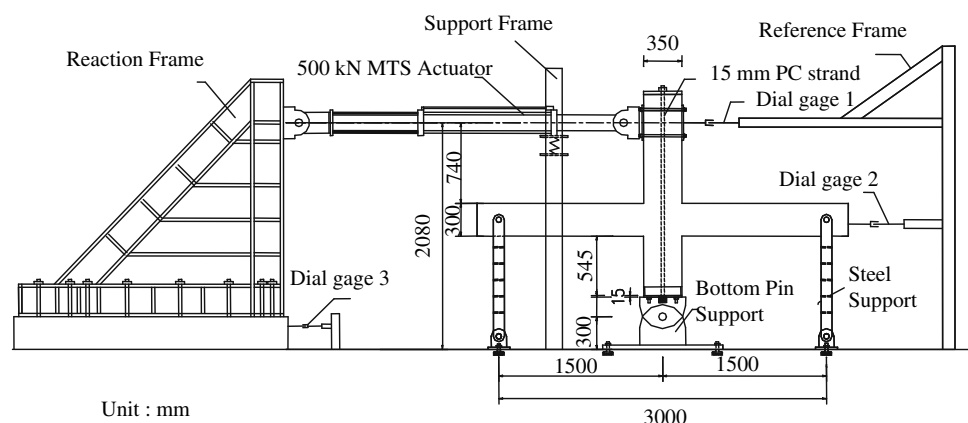
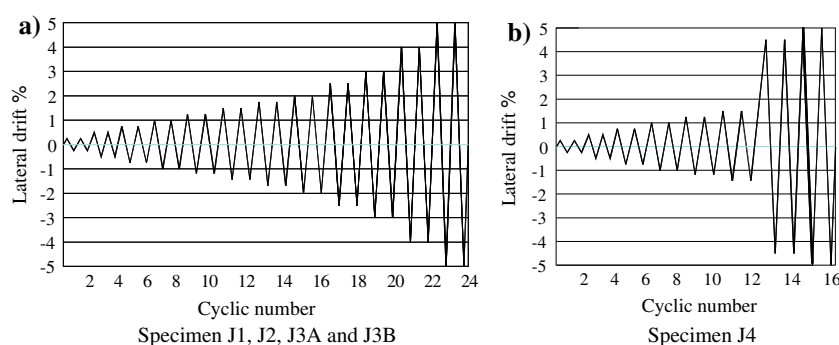


Fig. 6 Experimental Set-up

Fig. 7 Displacement History of all specimens



3.1.1 Specimen J1

For specimen J1, the flexural cracks were observed in the beam (Fig. 8.1(a)) in early drift ratio between 0% and 0.25%. The first diagonal crack was found in the joint core at 0.5% drift ratio. It formed a typical X-shaped pattern following the alternate load direction. The flexural cracks in beams and diagonal cracks in joint core continued to grow in size and number until the specimen reached a peak load of 72 kN at 1.75% drift ratio. After this cycle, no new cracks were found in beam, but diagonal cracks continued widening in joint, followed by spalling of concrete at the center of joint. The test was continued until 5% drift ratio (Fig. 8.1(f)) when concrete spalling covered the entire joint area. The failure mode of specimen J1 was classified as joint shear failure. It is noted that no damage was observed at the column bar lap splice region above the joint. Since the non-existence of joint reinforcements was one of the IMRF non-compliance, the joint failure was not unexpected.

Other IMRF non-compliance regarding the details of transverse reinforcements in beams and columns were not relevant since failure did not occur in those members.

3.1.2 Specimen J2

In case of specimen J2, the first crack observed during 0–0.25% drift ratio was pull-out crack at the column face. This pull-out crack widened in subsequent cycles. Flexural cracks were observed in beam too. At 1.0% drift ratio, the first diagonal crack was found in joint and the longitudinal splitting crack was found along the top longitudinal bars in beam (Fig. 8.2(c–d)). As drift ratio increased, the splitting crack lengthened and pull-out crack widened. On the contrary, diagonal cracks stopped progressing and no new crack formed in the joint. The specimen reached peak load of 60.6 kN at 1.5% drift ratio. After this, the spalling of beam concrete cover started (Fig. 8.2(d)) and extended to the beam mid-height.



Fig. 8 Progress of cracking development of each specimen

At the end of the test, the damage was concentrated around the beam section close to the joint while the joint remained sound. Due to a severe loss of concrete section, the end of the beam performed like a hinge and did not restrain the column sway. At the last load step, the column was displaced laterally whereas the beam remained straight (Fig. 8.2(f)).

It was found that un-bonding beam bar within the joint prevents joint shear failure. The failure mode was changed to beam splitting with a more gradual drop in column shear envelope. Although the capacity was a little lower compared with the control specimen, the location of failure in beam was probably beneficial in terms of column

stability during earthquake and post-earthquake retrofitting.

3.1.3 Specimens J3A and J3B

In case of specimens J3A and J3B, despite the amount of horizontal joint reinforcements as great as five and nine times that required for IMRF, the cracking process and failure were not different from those of specimen J1. The cracking development of specimens J3A and J3B is shown in Fig. 8.3 and 8.4, respectively. For the same drift ratio, it was observed that diagonal cracks were more distributed in the joint of specimens J3A and J3B than in specimen J1. This indicated truss mechanism, which created several concrete struts in the joint area. Both specimens J3A and J3B reached approximately the same peak load of 85 kN at 2.5% drift ratio. The failure was concentrated in the joint core and could be classified as joint shear failure. The behavior was not ductile though substantial horizontal reinforcements were provided in the joint. At 5% drift ratio, the spalling of concrete covered the entire joint area and extended to the column below the joint.

When comparing the test results of specimens J3A and J3B with J1, there was an 18% increase in maximum strength and 43% increase in drift ratio at peak. The strength and drift increase was not proportional to the amount of provided horizontal reinforcements. Although the development of damage in specimens J3A and J3B are more gradual than in specimen J1, the joint shear failure could not be prevented. Thus, the current ACI requirement of minimum joint reinforcement for IMRF was clearly insufficient to prevent joint shear failure and to ensure moderate ductility.

3.1.4 Specimen J4

Specimen J4 showed first flexural cracks in beam during 0–0.25% drift ratio. The behavior was elastic during these initial drift ratios as shown in Fig. 8.5(a). The flexural cracks widened and new cracks appeared in subsequent cycles. The beam yielded at 1.0% drift ratio. The first diagonal crack at the joint was observed at 1.25% drift ratio. Bond splitting cracks were also observed along longitudinal steels. The beam maintained yielding up to 4.6% drift ratio when crushing of concrete at the beam compression zone

took place and spalled off, exposing beam bars as shown in Fig. 8.5(f). The specimen lost strength abruptly. Throughout the entire loading, no cracks were observed in column bar lap splice region above the joint. No damage was observed in the joint except some few joint shear cracks. The failure of the beam was classified as ductile flexural failure. The hysteresis loops were wide, indicating large energy dissipation in bending mode. It is noted that even though the specimen lacked ductile reinforcement details and was not designed to resist seismic load, it could perform fairly well. The good performance was attributed to the enlarged size of column. As the column size was large, the joint shear stress was decreased and the bond demand of the column bar lap splice was relieved. Thus, the bending failure occurred in the beam according to strong column weak beam principle.

3.2 Column shear force–drift ratio relation and hysteretic loops

The column shear force–drift ratio relation and hysteretic loops of all specimens are shown in Fig. 9. Specimens J1, J2 and J3A and J3B behaved elastically when the drift ratio was between 0% and 0.5%. In later cycles, the behavior became non-linear. The hysteretic loops were narrow and pinched. The specimens were obviously unstable from around 1.0% drift ratio as observed from the degradation in strength and stiffness of repeated loops. After peak, the unstable behavior was more obvious. Specimens J1, J3A and J3B illustrated a comparatively rapid drop in peak resistance compared with specimen J2. It is noted that joint reinforcements in specimens J3A and J3B could increase the peak load a little but did not improve the post-peak response over specimen J1. No improvement in ductility was recognized in both specimens J3A and J3B with substantial horizontal joint reinforcements. Moreover, the behavior of J3B is not better than that of J3A even though it has almost two times horizontal joint reinforcements. It is supposed that concrete struts cannot sustain compression to equilibrate tension in joint reinforcements.

Though the strength of specimen J2 was lower than that of specimens J1, J3A and J3B, the load drop was more gradual and less brittle. Nevertheless, specimens J1, J2, J3A and J3B exhibited pinching in



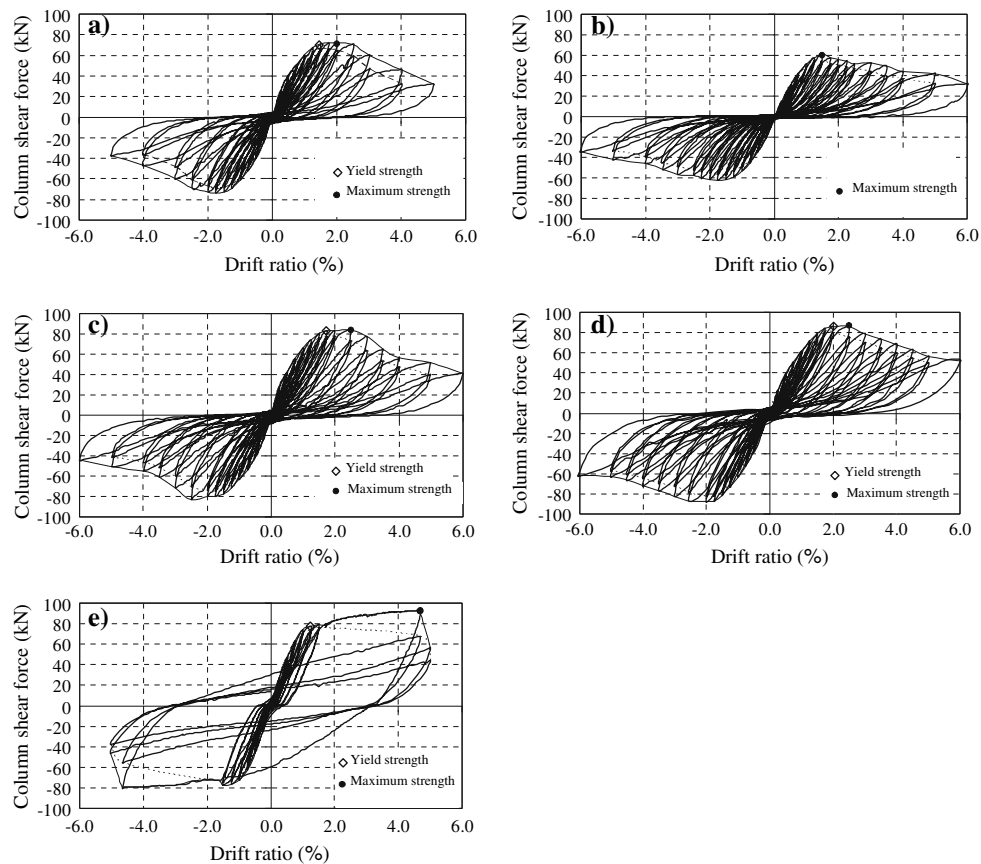


Fig. 9 Relationship between column shear force and drift ratio. (a) Specimen J1 (b) Specimen J2 (c) Specimen J3A (d) Specimen J3B (e) Specimen J4

cyclic loops, which was undesirable for energy dissipation. In contrast, specimen J4 showed stable and ductile performance up to 4.6% drift ratio with wide spindle-shaped hysteretic loops.

3.3 Longitudinal beam bar strains

Figure 10 shows the envelope of strain development versus drift ratios of all specimens. The strains were measured by electric resistance wire strain gage attached on bottom longitudinal bars at 50 mm from column face. In the figure, STBBL and STBBR gages denote strain gages at left and right column faces, respectively.

The strain development of specimens J1, J3A and J3B was similar to one another, but different from specimen J2. For a given load direction, the steel was tensile (positive strain) on one column face and compressive (negative strain) on the opposite face.

The magnitude of compressive strain was generally lower since concrete partly carried compressive force. At certain drift ratios, the compressive strain was gradually decreased and turned into tensile. This was due to the local interface pull-out crack taken place in the previous opposite load direction. Upon reversed loading, the pull-out crack was not closed perfectly, thus, tensile strain remained in steel. Due to this accumulative tensile strain, the steel on compression side became tensile (positive strain) when the load was reversed.

In case of specimen J2, however, the two opposite column faces were subject to tensile strain from the beginning of loading due to the initial lost of bond. It is noted that steel in specimens J2 and J4 developed large plastic strain even after peak resistance. In terms of bonding capacity, specimen J2 was lowest while specimen J4 was greatest due to its increased column size. However, the beam bar un-bonding in

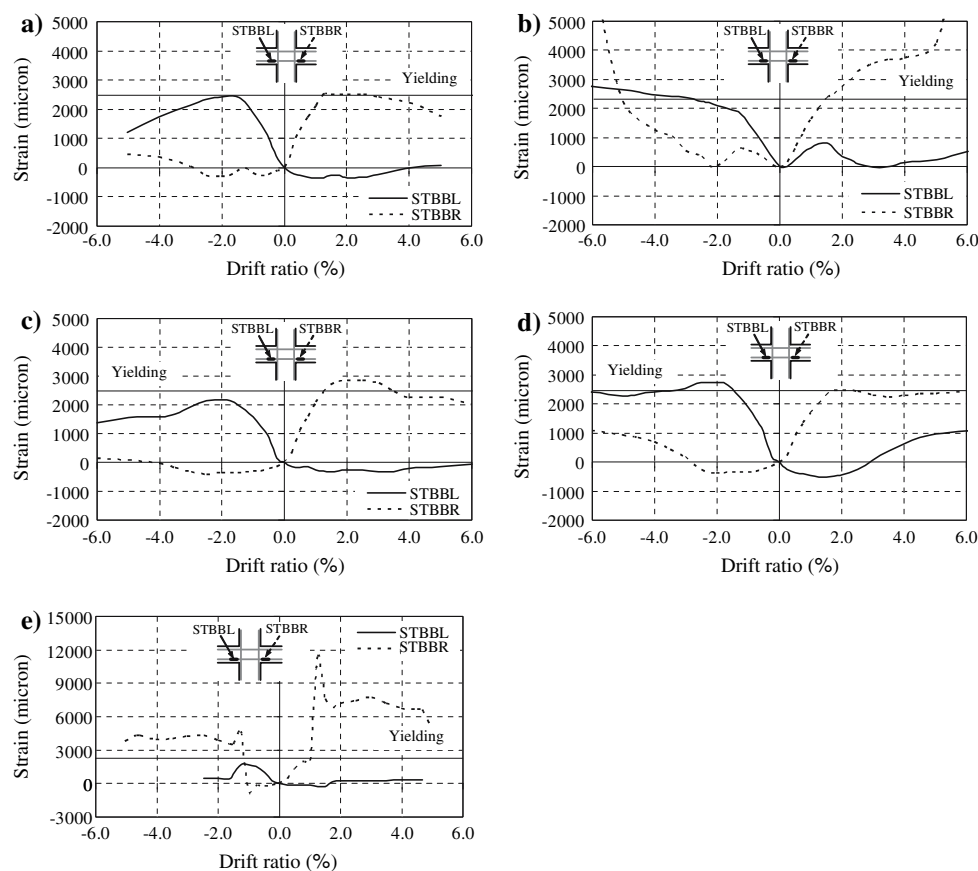


Fig. 10 Relationship between the strain of beam bar and drift ratio. (a) Specimen J1 (b) Specimen J2 (c) Specimen J3A (d) Specimen J3B (e) Specimen J4

the joint did not affect the development of tensile strain in steel. Steel in specimen J2 reached yielding even after peak despite the nonexistence of bond in the joint. As a result of high strains in the beam close to column face, the splitting crack occurred and subsequently caused concrete spalling. The reduction in peak resistance was caused by the loss of concrete section, leading to the movement of compressive resultant towards the beam mid-height and the reduction in the moment arm.

On the contrary, the tensile strain in specimens J1, J3A and J3B could not maintain yielding after peak. The drop in strain corresponded with the reduction in peak load. This strain and load drop was caused by joint crushing failure. The presence of substantial horizontal joint reinforcements did not produce a compatible level of shear strength increase. The conversion of measured

strain to stress through cyclic Kato's stress-strain relation of steel [12] showed that the bond was not lost in specimens J3A and J3B as tensile and compressive stresses of steel bar alternated at two opposite sections. Since the bond was not lost, the ineffectiveness of horizontal joint reinforcements was attributed to premature concrete crushing associated with insufficient joint size to accommodate the transmission of concrete compression struts.

As for specimen J4, the strain behavior alternated compression and tension in early load steps. The steel could develop large plastic strain in ductile flexural failure of beam. Based on these results, it is noted the development of strain is related to the failure mode. High strain development is associated with failure in beam while low strain development is associated with failure at joint.

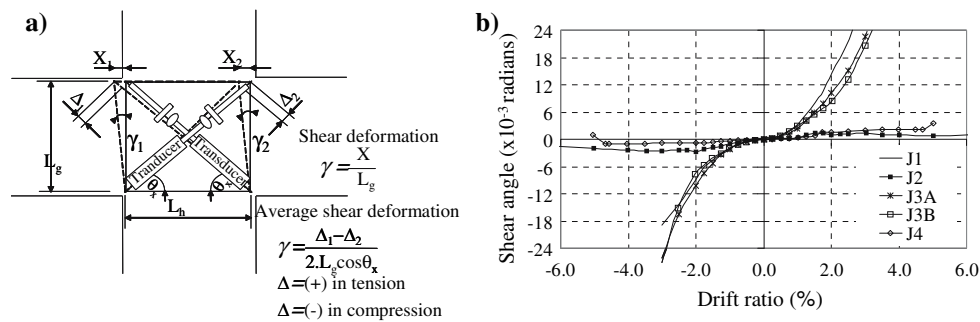


Fig. 11 Joint shear deformation measurement and relationship between joint shear angle and drift ratio. (a) Measurement of joint shear deformation. (b) Relationship between joint shear angle and drift ratio

3.4 Joint shear deformation-story drift ratio relation

The shear deformation at the joint represents the damage condition of the joint with increasing drift ratio. The shear deformation was measured by two displacement transducers installed diagonally with respect to the beam's axis (Fig. 11a). Through geometrical compatibility, the shear deformation was calculated from measured contraction and extension of the diagonal gage lines measured by transducers.

The relation between joint shear deformation and drift ratio of all five specimens is presented in Fig. 11b. It was apparent that the joint shear deformation of specimens J1, J3A and J3B was comparable even though a substantially larger amount of horizontal joint reinforcements is provided in specimens J3A and J3B. Hence, the provision of large amount of horizontal joint reinforcements did not reduce the joint damage to a comparable degree. On the contrary, the joint deformation of specimens J2 and J4 was substantially lower since the non-linearity was mainly concentrated at the ends of beam.

As shown in Fig. 8.2(f), the column of specimen J2 was displaced laterally while the beam remained straight. This showed an almost unrestrained rotation of column's sway accompanied by a rotation of the beam–joint interface caused by concrete spalling and bar pull-out. The total lateral top column displacement was contributed by this interface-localized rotation while the joint deformation was insignificant. It may be concluded the joint shear deformation gave rise to pinching in specimens J1, J3A and J3B while the interface-localized rotation caused pinching in

specimen J2. In contrast, specimen J4 with larger column size had wider loops as beam compressive concrete did not spall off. Thus, the specimen could dissipate substantial energy in flexural yielding action.

3.5 Horizontal joint shear, column shear and drift ratio relation

Figure 12 shows the envelope of column shear versus drift ratio for all specimens. Figure 13 shows the envelope of horizontal joint shear computed by Eq. 2 versus drift ratio. In the calculation of horizontal joint shear, the measured steel strains were converted to stresses via Kato's cyclic stress–strain law [12]. It was evident that while the column shear envelope of specimen J2 was lower than other specimens, the horizontal joint shear was greater and comparable with specimen J4. The horizontal joint shear was large in specimens J2 and J4 since the longitudinal reinforcement maintained yielding even after the

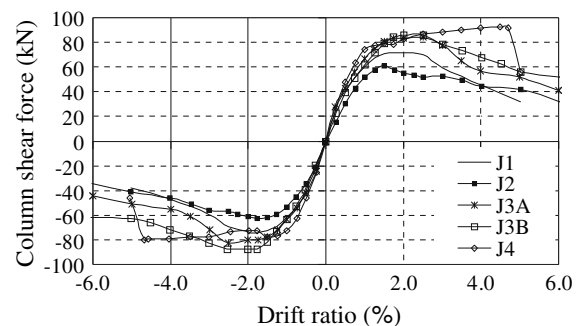


Fig. 12 Relationship between column shear envelope and drift ratio

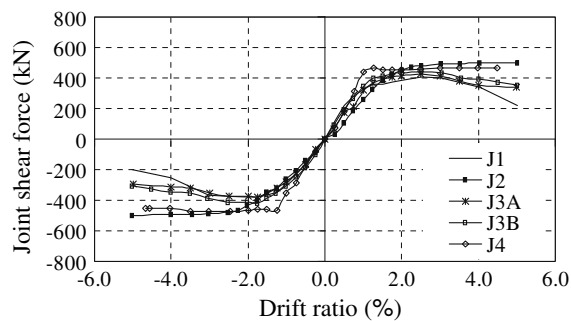


Fig. 13 Relationship between joint shear force and drift ratio

drop in column shear, while in specimens J1, J3A and J3B, the reinforcement stress dropped below yielding after peak, and so did the horizontal joint shear force. This clearly indicated the failure of diagonal strut.

It was also noted that although the joint shear force was high in specimen J2, the joint shear deformation was small. Hence, it may be concluded that the joint shear damage was not related to the level of horizontal joint shear force computed based on steel forces (Eq. 2). The actual horizontal joint shear force may be lower than joint shear force computed based on steel forces since not all tension in steel would be transferred as horizontal shear in joint if beam section lost concrete due to spalling. The actual joint shear

force should be based on concrete compressive resultant as shown in Fig. 14. The calculation of horizontal joint shear force based on Eq. 2 represents an upper bound of joint shear. Additionally, due to the loss of spalled concrete section in specimen J2, the line of beam compressive resultant on each column face moves towards the center, causing the reduction in moment arm. As a result, the column shear decreased despite the increase in steel strains. The movement of compressive resultants makes the diagonal strut flatter as shown in Fig. 15, which yields greater joint shear capacity.

4 Conclusion

An experimental program on substandard beam–column joint was conducted. The experiment aimed to elucidate the effect of some non-seismic details on the cyclic performance of beam–column joint. Particularly, the effect of anchorage bond, horizontal joint reinforcement and joint shear stress was investigated. Within the limited scope of the test program, some preliminary conclusions and findings are listed as follows,

1. Although designed for gravity load only and without ductile reinforcing detail, the beam–

Fig. 14 Horizontal joint shear (V_{jh}) at the middle of the joint panel. (a) Without spalling of beam section. (b) With spalling of beam section

