



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

โดย รศ.ดร. อมร พิमानมาศ

สิงหาคม 2551

สัญญาเลขที่ RMU 4880022

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

รศ.ดร. อมร พิมานมาศ

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

สารบัญ

บทที่	หน้า
สารบัญ	i
บทคัดย่อ	v
Executive Summary	ix
1 บทนำ	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย	2
2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	3
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว	3
2.1.1 การประเมินโครงสร้างเบื้องต้น	4
2.1.2 การประเมินโครงสร้างโดยใช้วิธีเชิงวิเคราะห์	5
2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของข้อต่อคานเสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว	6
2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา	9
2.3.1 การซ่อมแซมโดยใช้อีพ็อกซี่ (Epoxy repair)	9
2.3.2 การเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกและเทคอนกรีตใหม่เข้าไปแทน (Removal and replacement)	11
2.3.3 การทำคอนกรีตหุ้ม (Concrete jacket)	11
2.3.4 การใช้อิฐบล็อกเสริมเหล็ก (Reinforced masonry block)	12
2.3.5 การใช้แผ่นเหล็กหุ้มภายนอก (Steel jackets and external steel element)	13
2.3.6 การใช้วัสดุคอมโพสิต (Fiber-reinforced polymeric composites)	15
3 แนวทางประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว	18
3.1 ดัชนีโครงสร้าง (Structural indices)	19
3.1.1 ดัชนีทางโครงสร้างของเสา	19
3.1.2 ดัชนีทางโครงสร้างของคาน	21

สารบัญ

บทที่	หน้า
3.1.3	ดัชนีทางโครงสร้างของจุดต่อคาน-เสา
3.1.4	ผลการสำรวจข้อมูลดัชนีโครงสร้าง
3.1.5	การวิเคราะห์ดัชนีโครงสร้างของอาคารที่ทำการศึกษา
3.2	การประเมินอาคารด้านทานแผ่นดินไหว
3.2.1	ขั้นตอนสำหรับการประเมินอาคาร
3.2.2	เกณฑ์การตัดสิน
3.2.3	ผลการประเมินดัชนีความสามารถด้านทานของแรงเฉือน และ โมเมนต์ (force criteria)
3.2.4	การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing criteria)
3.2.5	การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ
3.3	สรุปผลการประเมิน
4	การศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ
4.1	ขั้นตอนทดสอบ
4.2	การให้น้ำหนักบรรทุก
4.3	ข้อมูลที่ทำการวัดและบันทึก
4.4	ผลการทดสอบและวิเคราะห์
4.4.1	พฤติกรรมโดยรวมและพัฒนาการของการเกิดรอยร้าว ความเสียหาย และการวิบัติ
4.4.2	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์
4.4.3	ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเฉือนและแรงกระทำ
4.4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำ
4.4.5	ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำ
4.4.6	การวิเคราะห์พฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear deformation)
4.4.7	การวิเคราะห์พฤติกรรมความเครียดของเหล็กนอในคาน
4.4.8	ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามากที่สุดของแรงกระทำที่เสากับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์และความเค้นที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

สารบัญ

บทที่	หน้า
4.5 สรุปผลการทดลอง	119
5 การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว	121
5.1 การเสริมกำลังข้อต่อโดยวิธีขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion)	121
5.2 ข้อเสนอแนะในการออกแบบการขยายจุดต่อในระนาบ (design recommendation)	121
5.3 การเตรียมชิ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ	125
5.3.1 ชิ้นทดสอบ	125
5.3.2 ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อชิ้นทดสอบ	128
5.4 การให้น้ำหนักบรรทุก และข้อมูลที่บันทึก	137
5.4.1 การให้น้ำหนักบรรทุก	137
5.4.2 ข้อมูลที่บันทึก	138
5.5 ผลการทดสอบ	157
5.5.1 พฤติกรรมการพัฒนารอยร้าว	157
5.5.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์	163
5.5.3 ความเครียดของเหล็กนอนในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ	167
5.5.4 ความเครียดของเหล็กเสริมในเสา	169
5.5.5 ความเครียดในเหล็กปลอกคาน	172
5.6 วิเคราะห์ผลการทดสอบ	178
5.6.1 การสลายพลังงาน	178
5.6.2 การเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ และกราฟแสดงองค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของปลายเสาด้านบน	178
5.6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์	182
5.6.4 หน่วยแรงเฉือนของจุดต่อ	186
5.6.5 การเปรียบเทียบระหว่างชิ้นสอบเสริมกำลัง	188
5.7 สรุปผลการทดสอบ	192
6. สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	194
6.1 สรุปผลการวิจัย	194
6.2 ข้อเสนอแนะ	197

สารบัญ

บทที่	หน้า
เอกสารอ้างอิง	198
Output ที่ได้จากโครงการ	206
ภาคผนวก ก	209
ภาคผนวก ข	231

รหัสโครงการ: RMU4880022

ชื่อโครงการ: การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กกับมือแผ่นดินไหว

ชื่อนักวิจัย: อมร พิมานมาศ

ภาควิชาวิศวกรรมและเทคโนโลยีโยธา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

Email address: amorn@siit.tu.ac.th

ระยะเวลาโครงการ: สิงหาคม 2548 – กรกฎาคม 2551

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเพื่อหาวิธีเตรียมความพร้อมให้กับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยแบ่งเป็น 3 หัวข้อที่ศึกษาได้แก่ การเสนอแนวทางและผลการประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ และการเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อกาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

แนวทางการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวที่เสนอนี้ใช้อัตราสัดส่วนของแรงดัดกำลัง (force criteria) และการเปรียบเทียบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing criteria) โดยทำการเปรียบเทียบกับแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ออกแบบตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ.2540) และมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลางของ ACI (Intermediate Moment Resisting Frame) เมื่อนำแนวทางดังกล่าวมาตรวจสอบกับแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ ที่ก่อสร้างไปแล้วด้วยระบบคาน-เสา โดยเน้นอาคารที่มีลักษณะการใช้งานเป็นอาคารสาธารณะ เช่น อาคารส่วนราชการ โรงเรียน ที่พักอาศัย จำนวนทั้งสิ้น 15 หลัง ผลการประเมินพบว่าอาคารทั้ง 15 หลังไม่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากมีการเสริมเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอในคาน เสา และจุดต่อ อีกทั้งเหล็กปลอกไม่มีของอ 135 องศา (seismic hook anchorage) จากการตรวจสอบอัตราส่วน DCR พบว่ามีอาคาร 10 หลังจากทั้งหมด 15 หลังไม่ผ่านการประเมินภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และจากการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติพบว่าเกิดการวิบัติเฉือนที่จุดต่อกาน-เสา 38.3% จำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ load flowchart มีน้อยกว่าจำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ yielding flowchart เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบจะใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่าค่าจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และมีปริมาณเหล็กเสริมมาก นอกจากนี้ผนังกำแพงเคลื่อนยังช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

หลังจากที่พบว่าข้อต่อกาน-เสาเป็นองค์อาคารที่อาจเกิดการวิบัติได้มาก ผู้วิจัยได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อกาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริงภายในห้องปฏิบัติการเพื่อให้เกิดความเข้าใจในพฤติกรรมของจุดต่อกาน-เสาภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยขึ้นทดสอบสร้างจากการรวบรวมข้อมูลดัชนีโครงสร้างอาคารที่มีความสูงปานกลางที่ก่อสร้างในประเทศไทย และไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว ขึ้นทดสอบดังกล่าวได้ถูกทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยในแต่ละขึ้นทดสอบได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่างๆ จำนวน 5 ขึ้น เพื่อศึกษาผลกระทบของจุดต่อที่ไม่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อด้านต้านแผ่นดินไหว ผลกระทบของแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมกับคอนกรีตภายในจุดต่อ ผลของเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อ และผลของหน่วยแรงเฉือนในจุดต่อ จากการทดสอบพบว่า ขึ้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมเหล็กต้านทานแรงแผ่นดินไหว มีความอ่อนแอต่อการ

วิธิตีแบบเฉียบพลันด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหว สามารถสลายพลังงานได้น้อย มีระดับความเหนียวต่ำ ขึ้นทดสอบที่เสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลาง สามารถเพิ่มกำลังต้านทานเพียงเล็กน้อย แต่ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ ขึ้นทดสอบที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตภายในจุดต่อตั้งแต่แรก ให้กำลังต้านทานต่ำลงเล็กน้อย แต่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อมาเป็นการวิบัติที่ปลายคานแทน ซึ่งมีข้อดีคือสามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่า และขึ้นทดสอบที่ใช้การตัดเหล็กนอนในคานจากเหล็กกลางในคานฝั่งซ้ายขึ้นไปเป็นเหล็กบนในคานฝั่งขวาโดยตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อสามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้เล็กน้อย เกิดรูปแบบการวิบัติแบบผสมที่จุดต่อและคาน แต่ยังมี hysteretic loop ที่แคบเช่นเดียวกับขึ้นทดสอบอื่น ๆ

งานวิจัยได้เสนอแนวทางการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาโดยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion) ซึ่งใช้หลักการขยายจุดต่อในลักษณะ 2 มิติ โดยการใช้คอนกรีตเทในที่ และการใช้บาเหล็ก จากทดสอบขึ้นทดสอบเสริมกำลังจำนวน 7 ขึ้นในห้องปฏิบัติการ พบว่าการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สดไฟเนส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายมาเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย หน่วยแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อมีค่าลดลง เนื่องจากความเครียดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสามีค่าลดลง ซึ่งเป็นเพราะการเพิ่มพื้นที่ประสิทธิภาพของข้อต่อ และการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลดีเช่นเดียวกัน รอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมความสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักรเลย การเสริมกำลังโดยใช้บาเหล็กให้ผลดีเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตเทในที่ นอกจากนั้นยังพบว่าการเพิ่มประสิทธิภาพให้กับวิธีการขยายจุดต่อนี้สามารถทำได้โดยการเพิ่มการโอบรัดให้กับเหล็กนอนในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติก นอกจากจะป้องกันการวิบัติเฉือนที่คานแล้วยังช่วยชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้นด้วย แต่วิธีการที่นำเสนอนี้ยังมีข้อจำกัดอยู่เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังอื่นๆ วิธีการนี้เหมาะสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนและเนื่องจากการขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติเฉือนในองค์อาคารได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่หลังจากที่ได้เสริมกำลังแล้ว

คำหลัก: การประเมินความสามารถความต้านทานแผ่นดินไหว, จุดต่อคาน-เสา, การวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ, การเสริมกำลังเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว, การขยายจุดต่อในระนาบ

Abstract

Project Code: RMU4880022

Project Title: Preparation of reinforced concrete members against seismic hazard

Investigators: Amorn Pimanmas

Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University

Email address: amorn@siit.tu.ac.th

Project Duration: August 2005 – July 2008

The objective of this research is to study the seismic preparation of reinforced concrete structures. The research consist of 3 parts: 1. Proposal of guideline for seismic evaluation of existing structures and evaluation results, 2. Study of beam-column joint with various joint reinforcing details and 3. Proposal of Joint Planar Expansion method for strengthening beam-column joint.

The proposed guideline for seismic evaluation of structures recommends the examination of demand to capacity ratio (DCR) and reinforcement detailing by comparing between earthquake forces stated in the No. 49 ministerial law and concrete building design code for earthquake load according to ACI intermediate moment resisting frame. The developed guideline is employed to investigate 15 concrete buildings constructed as beam-column frame in Bangkok and peripheral areas. The building are governmental and public buildings, such as schools, universities and apartments. These buildings are medium rise structure with 5-15 stories. According to the evaluation result, it is found that all 15 buildings do not satisfy the ductile reinforcement detailing criterion. This is due to the lack of stirrups in beam, column and beam-column joint. Moreover, the stirrups also lack 135 degree seismic hook. Based on DCR check, it is found that 10 out of 15 buildings do not pass the force criterion. The guideline also proposes the check of failure mode through load and yielding flowchart. Based on the investigation of failure mode, it is found that 38.3% of beam-column joint fail by brittle joint shear. However, the number of buildings that show failure under load flowchart is less than that under yielding flowchart. This is because many existing buildings were designed according the working stress design concept with low allowable stress values as specified by the design code. Moreover, the existing lift core and shear wall also help reduce the force transferred to frame.

After identifying that beam-column joint is one of the most critical members in seismic events, the behavior of half-scale beam-column joints have been investigated in laboratory. The prototype specimen is constructed from structural indices collected from the investigated buildings. The specimens were tested in laboratory with quasi-static cyclic loading simulating earthquake. The first experimental series consist of 5 specimens that aim to study the effect of various joint reinforcing details on the cyclic behavior. The effect of bond removal, the effect of joint reinforcements and the joint diagonal bars are investigated. The test result revealed brittle joint shear failure in several tested specimens. It is found that the substandard beam-column specimen has

undesirable behavior for earthquake resistance. It can dissipate small energy and has low ductility. The specimens with joint reinforcement complying with ACI Intermediate moment resisting frame can have a little capacity increase but the failure mode does not change. The effect of initial bond removal is the capacity decrease but the failure mode can be changed. The failure occurs in beam instead of joint. Specimen with diagonal longitudinal bars in joint has higher capacity. The failure mode is mixed between joint and beam failure. However, the hysteretic loops are still narrow and pinched.

The research proposes the Planar Joint Expansion method to strengthen beam-column joint. The method is based on two-dimensional joint enlargement using either cast-in-place concrete or steel bracket. The second experimental series consists of 7 specimens. Test results show that planar joint expansion increases capacity, stiffness, absorbed energy and ductility remarkably. This is because the planar joint expansion increases the bonding between reinforcing bar and concrete in joint. It also reduces the horizontal joint shear stress through increasing effective joint area. The failure mode is changed from brittle joint shear failure to ductile flexural failure in beam. It is found that strains in steel bars at column face are substantially reduced. The rectangular and triangular expansions perform equally well. The construction joint between new and old concrete does not affect the cyclic behavior. The use of steel bracket also gives comparable reason as that of cast-in-place concrete. The method is more efficient if confinement is added to beams by means of closed stirrups. However, the proposed method still has limitations. The proposed method is suitable for strong column weak beam frame. Moreover, the joint expansion shortens the member length, thus making the member prone to shear failure. Therefore it is required that shear failure should be checked in strengthened members.

Keywords: seismic evaluation, beam-column joint, joint shear failure, seismic retrofit, planar joint expansion

Executive Summary

การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

1 บทนำ

แม้ว่าประเทศไทยจะไม่ได้ตั้งอยู่บนแนวรอยเลื่อนของเปลือกโลก แต่จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายครั้งที่เกิดขึ้นภายนอกประเทศ ได้ส่งผลกระทบมาถึงประเทศไทยรวมทั้งกรุงเทพฯ สิ่งปลูกสร้างสาธารณะที่ก่อสร้างด้วยระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นจำนวนมากที่ออกแบบโดยไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงแผ่นดินไหว รายละเอียดทางโครงสร้าง และการเสริมเหล็กของอาคารเหล่านี้ ไม่สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ เพื่อเป็นการเตรียมความพร้อมรับมือแผ่นดินไหวของอาคารที่มีอยู่เดิม จึงจำเป็นต้องทำการศึกษาคุณสมบัติและพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอยู่แล้ว ประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว และหาแนวทางป้องกันและเตรียมความพร้อมให้กับอาคารเหล่านั้นอย่างมีประสิทธิภาพ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อนำเสนอแนวทางและผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของอาคารคอนกรีตและ นำเสนอการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบ โครงคาน-เสา-พื้น ที่ได้ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ และปริมณฑล ศึกษาพฤติกรรมของชิ้นทดสอบจุดต่อคานเสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว พฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ และศึกษาวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาที่ไม่ถูกออกแบบให้รับแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion method)

2. แนวทางประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในการศึกษานี้ใช้การตรวจสอบ 1) ดัชนีในแง่ของความสามารถต้านทานแรงขององค์อาคารต่าง ๆ (load checklist) และ 2) การเปรียบเทียบในเรื่องของรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing checklist) และ 3) การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

สำหรับ (load checklist) เป็นดัชนีที่บ่งบอกระดับของความเสียหายต่อแผ่นดินไหว ในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่าสัดส่วนของแรงต่อกำลัง demand capacity ratio (DCR) โดยหลักการวิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (seismic capacity) ของอาคารสามารถหาได้จากการ

วิเคราะห์ความต้านทานของแต่ละองค์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง (intermediate moment resisting frame) ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ได้รับความนิยมในประเทศไทย ส่วนค่า (seismic demand) เป็นการหาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี สามารถหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองภายใต้แรงกระทำซึ่งเป็นแรงสถิติเทียบเท่าตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 พ.ศ. 2540

สำหรับการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing checklist) นั้นใช้การประเมินจากรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงสร้างที่ก่อสร้างไปแล้วและเปรียบเทียบกับรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI (IMRF)

2.1 ข้อมูลสำหรับการประเมินอาคาร

จากการรวบรวมแบบก่อสร้างของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ จำนวนทั้งสิ้น 15 อาคาร โดยอาคารเหล่านี้ใช้เป็นตัวแทนของอาคารที่มีระบบการก่อสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโครงคาน-เสา ที่มีความสูงปานกลางประมาณ 5-15 ชั้น ซึ่งล้วนแต่เป็นอาคารที่มีความสำคัญและเป็นอาคารสาธารณะโดยครอบคลุม อาคารส่วนราชการ 3 หลัง โรงพยาบาล 3 หลัง โรงเรียนและมหาวิทยาลัย 4 หลัง และอาคารพักอาศัย 5 หลัง อาคารส่วนใหญ่มีระบบพื้นแบบแผ่นพื้นสำเร็จซึ่งเททับหน้าด้วยคอนกรีต และอาคารเกือบทั้งหมดมีกำแพงช่องลิฟต์โดยสารเป็นกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือน โดยข้อมูลหลักที่ใช้ในการประเมินอาคารได้แก่ค่าดัชนีโครงสร้าง

2.2 ผลการประเมินอัตราส่วนแรงดัดกำลัง (DCR)

ในงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะเสาในชั้นที่ 1 และองค์อาคารในชั้นที่ 2 เนื่องจากสมมติให้อาคารเกิดการโยกตัวในโหมดการแกว่งตามธรรมชาติที่หนึ่ง ซึ่งทำให้เสาในชั้นที่ 1 ต้องรับแรงมากที่สุด นอกจากนี้ระบบพื้นของอาคารส่วนใหญ่ก่อสร้างด้วยพื้นสำเร็จมีการถ่ายแรงในทิศตามขวาง และเนื่องจากแผ่นดินไหวสามารถเกิดขึ้นได้ทุกทิศทาง จึงทำให้ต้องพิจารณาโครงสร้างในทิศทางตามยาวของตัวอาคารด้วย

จากการประเมินมีอาคาร 5 หลังจากทั้งหมด 15 หลังที่ผ่านเกณฑ์นี้ อย่างไรก็ตามไม่สามารถสรุปได้ว่าอาคารเหล่านี้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากการกระจายแรงเข้าสู่องค์อาคารจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับสถิติเฟสขององค์อาคาร ดังนั้นจึงควรตรวจสอบภายใต้สภาวะที่องค์อาคารเกิดการครากไปแล้ว และยิ่งไปกว่านั้นควรตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กด้วย

2.3 การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก

จากการตรวจสอบพบว่า อาคารทุกหลังไม่ผ่านเกณฑ์ความต้องการรายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากมีปริมาณของเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอในบริเวณ plastic hinge และโดยเฉพาะอย่างยิ่งในจุดต่อคาน-เสาไม่มีเหล็กเสริมตามขวางในแนวอนด้านทานแรงเฉือนอยู่เลย ยิ่งไปกว่านั้นเหล็กปลอกมิได้มีรายละเอียดงอขอ 135 องศา (seismic hook) ที่ถูกต้อง ซึ่งหมายความว่าอาคารเหล่านี้ขาดคุณสมบัติทางด้านความเหนียว

2.4 การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

ในการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติในงานวิจัยนี้ใช้ข้อมูล DCR ดัชนีโครงสร้าง load flowchart และ yielding flowchart วัตถุประสงค์ของ load flowchart คือเพื่อหารูปแบบการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ส่วน yielding flowchart เป็นการหารูปแบบการวิบัติภายหลังจากองค์อาคารบางส่วนเกิดการครากไปแล้ว ซึ่งจำลองเหตุการณ์ที่แรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงมีค่ามากกว่าแรงแผ่นดินไหวที่ระบุในกฎกระทรวง ซึ่งจะช่วยให้ทราบรูปแบบการวิบัติสุดท้ายที่เกิดตามมาและสามารถซ่อมแซมและเสริมกำลังได้ถูกต้อง

ผลการวิเคราะห์อาคารทั้ง 15 หลังพบว่า รูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงดัดในคานมี 41.7% การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อมี 38.3% และการวิบัติจากแรงเฉือนในคาน 20% จะเห็นว่าเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนถึง 58.3% แต่ถ้าหากพิจารณาเฉพาะจุดต่อเสาด้านใน ซึ่งเกิดรูปแบบการวิบัติที่อันตรายจากแรงเฉือนถึง 80.1% และ 60% ในทิศตามขวางและตามยาวของอาคารตามลำดับ

จากผลการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติพบว่าส่วนใหญ่จะเกิดในคานซึ่งไม่ใช่ปัญหาใหญ่หากคานมีคุณสมบัติความเหนียวที่เพียงพอ และการวิบัติที่คานสามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่าตำแหน่งอื่น ผลการวิเคราะห์พบว่าองค์อาคารเกิดการครากใน load flowchart น้อยกว่าเมื่อเทียบกับ yielding flowchart ทั้งนี้เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบนั้นใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่าความเป็นจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และปริมาณเหล็กเสริมที่มาก ดังนั้นองค์อาคารจึงไม่เกิดการครากและผนังกำแพงเฉือนช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

3. การศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่างๆ

เพื่อให้เกิดความเข้าใจในพฤติกรรมของจุดต่อคานเสา ผู้วิจัยจึงได้ทำการศึกษาขึ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยทำการศึกษาขึ้นทดสอบจุดต่อคานเสาภายใน ในทิศทางตามขวางตัวของ

อาคารขนาด 1/2 เท่าของของจริง จำนวน 5 ชั้นด้วยกัน โดยขึ้นทดสอบดังกล่าวสร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างของอาคารทั้ง 15 หลัง โดยพยายามสร้างขึ้นทดสอบให้มีคุณสมบัติที่ใกล้เคียงกับอาคารจริงที่ได้ก่อสร้างในประเทศไทยให้มากที่สุด นอกจากนี้แล้วยังได้จัดรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้น

3.1 ขึ้นทดสอบ

ขึ้นทดสอบทั้ง 5 มีมิติ เหล็กเสริมตามยาวในเสาและคานเหมือนกันทุกประการ แต่แตกต่างกันตรงรายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกและเหล็กในข้อต่อ โดยขึ้นทดสอบทั้ง 5 ประกอบไปด้วย

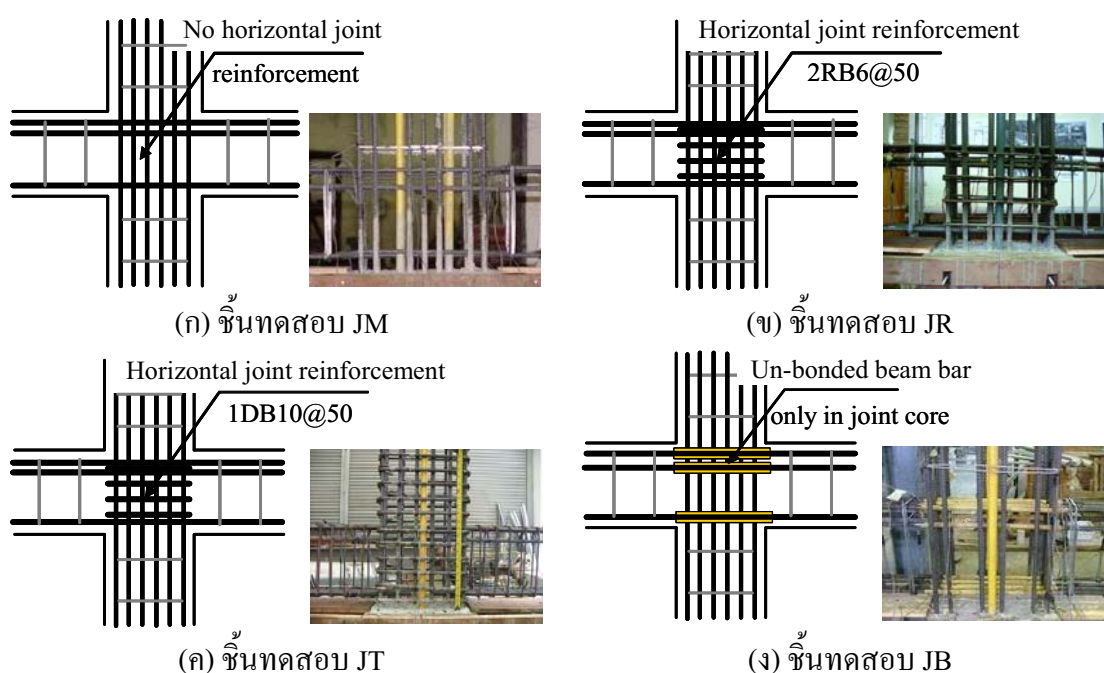
ก) ขึ้นทดสอบ JM เป็นจุดต่อที่ไม่ได้ออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้ง 15 หลัง โดยใช้จุดต่อนี้เป็นขึ้นทดสอบควบคุม (รูปที่ 1(ก))

ข) ขึ้นทดสอบ JR เป็นจุดต่อที่เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF)) (รูปที่ 1(ข))

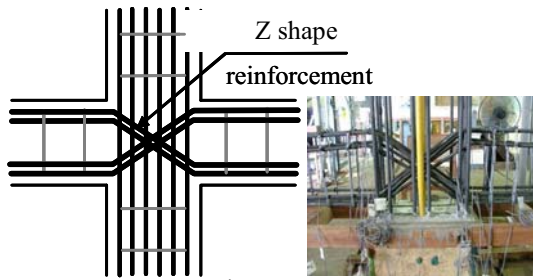
ค) ขึ้นทดสอบ JT เป็นจุดต่อที่มีการจัดเหล็กเสริมตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ตามมาตรฐานของ ACI (Special Moment Resisting Frame, SMRF) (รูปที่ 1(ค))

ง) ขึ้นทดสอบ JB เป็นจุดต่อที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในคานที่วิ่งผ่านจุดตอดั้งแต่แรก (รูปที่ 1(ง))

จ) ขึ้นทดสอบ JD เป็นจุดต่อที่ตัดเหล็กเสริมนอนในคานตัดกันเป็นรูปตัว X ภายในจุดต่อ (รูปที่ 1(จ))

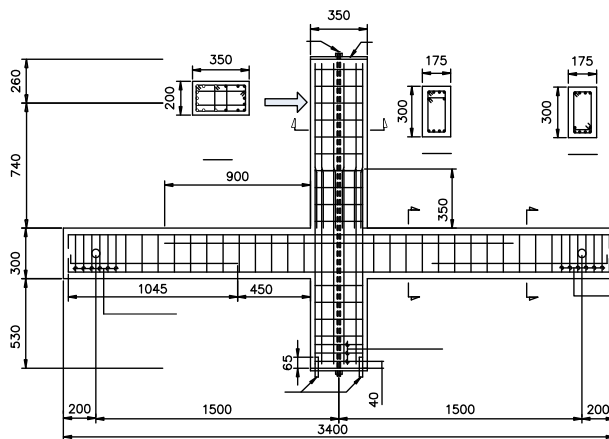


รูปที่ 1 รายละเอียดการเสริมเหล็กในขึ้นทดสอบต่าง ๆ

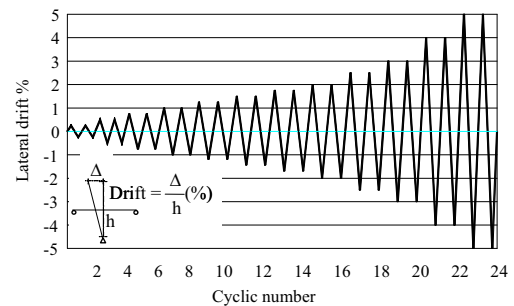


(จ) ชั้นทดสอบ JD

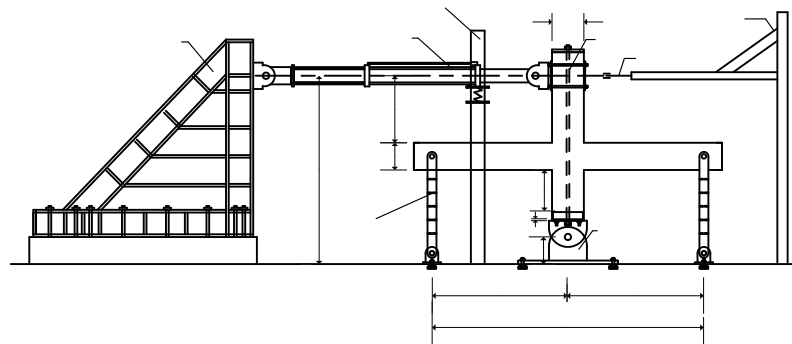
รูปที่ 1 รายละเอียดการเสริมเหล็กในชั้นทดสอบต่าง ๆ (ต่อ)



รูปที่ 2 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็ก
ชั้นทดสอบ JM



รูปที่ 3 รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุก
แก่ชั้นทดสอบ



รูปที่ 4 การติดตั้งชั้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ

3.2 การให้น้ำหนักบรรทุกและการติดตั้งชั้นทดสอบ

แรงที่ให้กระทำต่อชั้นทดสอบในการทดลองเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตแบบสลับทิศกระทำที่ปลายด้านบนของเสา โดยผลักปลายเสาให้มีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Relative inter-story drift) เท่ากับ 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%,...ของความยาวเสาไปข้างหน้าและผลักย้อนกลับ (รูปที่ 3) การติดตั้งชั้นทดสอบ อุปกรณ์วัด และหัวผลักไฮดรอลิกส์ (Hydraulic actuator)

2 PC strands 15.2mm.

mm

mm

mm

สำหรับให้แรงดันแสดงดังในรูปที่ 4 หัวปลั๊กไฮดรอลิกส์ติดตั้งอยู่บนผนังปฏิกิริยา (Reaction wall) ซึ่งยึดติดแน่นอยู่กับพื้น โดยผนังปฏิกิริยานี้สามารถต้านทานแรงในแนวราบได้สูงสุด 50 ตัน

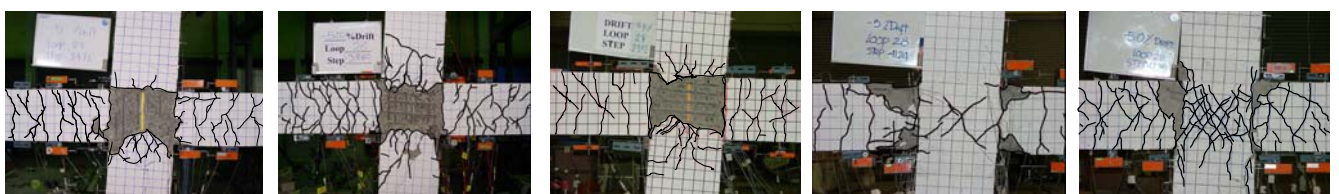
3.3 ผลการทดสอบ

จันทดสอบที่ไม่ได้เสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว (JM) มีความอ่อนแอต่อการวิบัติแบบเฉียบพลันด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหวสามารถสลายพลังงานได้น้อย มีระดับความเหนียวที่ต่ำ

จันทดสอบที่เสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางและระดับสูง (จันทดสอบ JR และ จันทดสอบ JT) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้ 17% และ 19% ตามลำดับ แต่ก็ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ แม้ว่าจันทดสอบดังกล่าวจะไม่สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวก็ตาม จึงสามารถกล่าวได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามความต้องการขั้นต่ำของ ACI เพียงอย่างเดียว ไม่เพียงพอที่จะป้องกันการการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อได้

จันทดสอบที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตภายในจุดต่อตั้งแต่แรก (จันทดสอบ JB) ให้กำลังต้านทานต่ำกว่าจันทดสอบ JM 15% สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ สามารถอธิบายได้ดังนี้ เมื่อคอนกรีตที่ปลายคานกะเทาะออกทำให้แนวแรงอัดลัฟท์ของคอนกรีตเคลื่อนตัวต่ำลง เป็นผลให้ผลรวมแรงอัดในแนวทแยงภายในจุดต่อ (diagonal compressive strut) มีความชันลดลงและมีกำลังอัดเพิ่มขึ้น เกิดความเสียหายในจุดต่อน้อยลง เหล็กนอนในคานสามารถพัฒนาความเครียดได้จนถึงช่วงพลาสติก เกิดการวิบัติที่ปลายคานแทน มีความเหนียวเพิ่มขึ้น ด้วยเหตุนี้การตัดแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่แรกอาจเหมาะสมสำหรับอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เนื่องจากเกิดความเสียหายที่คาน สามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่า

จันทดสอบที่ใช้การตัดเหล็กนอนในคานจากเหล็กกลางในคานฝั่งซ้ายขึ้นไปเป็นเหล็กบนในคานฝั่งขวาโดยตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อ (JD) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้ 15% เกิดรูปแบบการวิบัติแบบผสมที่จุดต่อและคาน โดยมี hysteretic loop ที่แคบเช่นเดียวกับจันทดสอบอื่นๆ



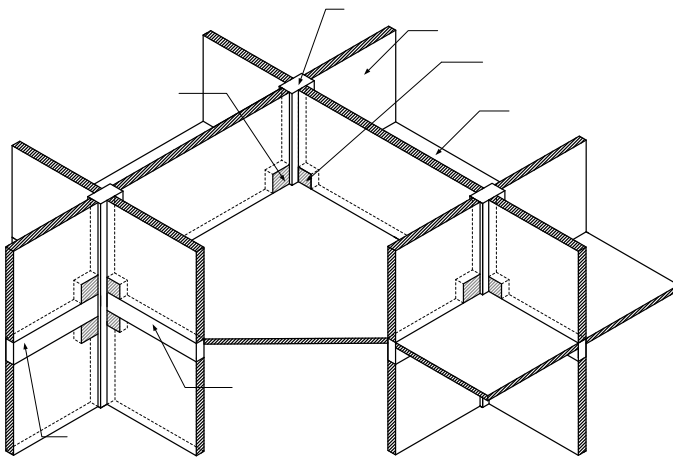
Drift 5.0% Drift 5.0% Drift 5.0% Drift 5.0% Drift 5.0%

(ข) จันทดสอบ JM (ค) จันทดสอบ JR (ง) จันทดสอบ JT (จ) จันทดสอบ JB (ฉ) จันทดสอบ JD

รูปที่ 5 รูปแบบการวิบัติของจันทดสอบ

4. การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

จากการศึกษางานวิจัยการเสริมกำลังที่ผ่านมา และผลการทดสอบพฤติกรรมจุดต่อคานเสาในห้องปฏิบัติการนำไปสู่การศึกษาหาแนวทางการปรับปรุง และเสริมกำลังข้อต่อคานเสาให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว ในงานวิจัยนี้ผู้วิจัยได้เสนอวิธีการปรับปรุงข้อต่อคานเสาโดยใช้หลักการ 2D Planar joint expansion แนวคิดของวิธีการนี้ ก็คือทำให้ข้อต่อมีกำลัง และ สติเฟนส์เพิ่มขึ้น เพื่อที่ว่าคานจะได้มีกำลังน้อยกว่าเมื่อเทียบกับจุดต่อ โดยไม่ได้ทำการเสริมกำลังที่ข้อต่อโดยตรง แต่จะเพิ่มความแข็งแรงให้กับบริเวณโดยรอบข้อต่อแทน โดยสามารถกระทำได้ทั้ง

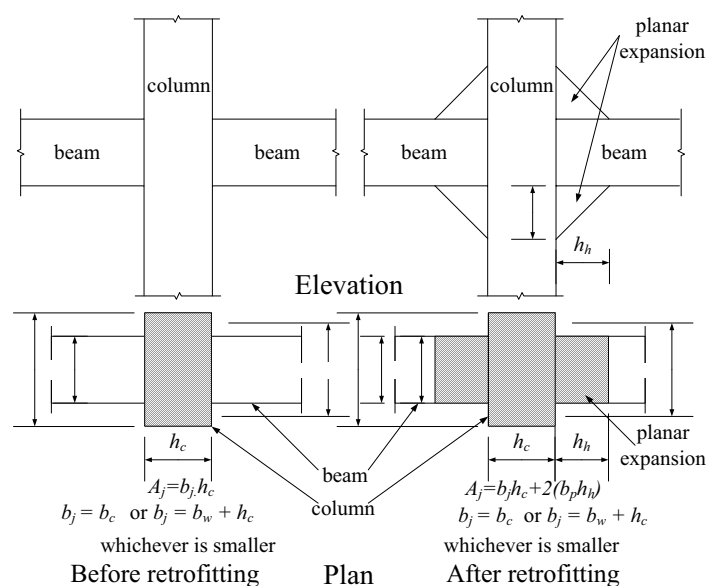


รูปที่ 6 แสดงการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาโดยการขยายจุดต่อในระนาบ

สองทิศทางของอาคาร ไม่ขึ้นกับว่าจะมีคานมากระทำที่ข้อต่อก็ทิศทางก็ตาม ไม่ต้องเจาะพื้นคอนกรีต วิธีก่อสร้างทำได้ง่าย ใช้วัสดุหรืออุปกรณ์ก่อสร้างที่ราคาถูกและหาได้ง่าย อีกทั้งส่วนขยายนี้สามารถซ่อนในกำแพงหรือผนังกันห้องได้ ใช้พื้นที่ประมาณ 5 เปอร์เซ็นต์ของผนังกำแพง ทำให้ไม่ส่งผลกระทบต่อทางด้านสถาปัตยกรรมของตัวอาคารมากนัก (รูปที่ 6)

4.1 ขั้นตอนการออกแบบการเสริมกำลัง

การขยายจุดต่อคาน-เสามีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อดังนั้นหลักการออกแบบจึงต้องทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ (V_{jn}) เพิ่มขึ้นด้วยการขยายพื้นที่ประสิทธิผล (A_j) ซึ่งดูได้จากรูปที่ 7 แสดงพื้นที่ประสิทธิผลก่อนและหลังเสริมกำลัง นอกจากนั้นการ



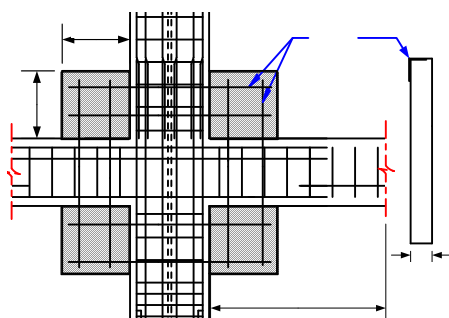
รูปที่ 7 แสดงพื้นที่ประสิทธิผลภายในจุดต่อคาน-เสา

ขยายจุดต่อยังช่วยเพิ่มระยะฝังประสิทธิผลของเหล็กนอนในคานที่ผ่านจุดต่อและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากการทาบเหล็กในเสาบริเวณเหนือพื้นอีกด้วย การออกแบบการเสริมกำลังจุดต่อสามารถทำได้ดังนี้

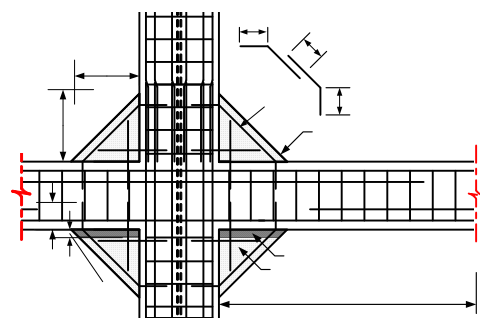
- ขยายพื้นที่ประสิทธิผลจนทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่าแรงที่มากระทำ ($V_{jh}/V_{jn} > 1$) และ ความเค้นของจุดต่อ (v_{jh}) มีค่าไม่เกิน $0.2f'_c$ เมื่อ f'_c เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตบริเวณจุดต่อ
- อัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน (h_c/d_b) ต้องมีค่ามากกว่า 20 หรือค่าที่ระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบ
- ปริมาณเหล็กเดือย (dowel bar) ที่ใช้เสริมในส่วนขยายสามารถคำนวณได้จากปริมาณเหล็กที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดจากผลต่างของโมเมนต์ดัดในคานบริเวณหน้าเสาและปลายส่วนขยาย
- ขนาดของส่วนขยายไม่ควรมีขนาดเล็กเกินไปจนทำให้การฝังเหล็กเดือย ตั้งไม่แบบและเทคอนกรีตลำบาก

4.2 ขั้นตอน

ขั้นตอนมีทั้งหมด 8 ขั้นตอน ประกอบด้วยขั้นตอนควบคุม (JM) 1 ขั้นตอน (จากหัวข้อที่ 3) และขั้นตอนเสริมกำลังอีก 7 ขั้นตอน โดยใช้ขั้นตอนควบคุมเป็นต้นแบบ และทำการเสริมกำลังด้วยการขยายจุดต่อในระนาบด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 6 ขั้นตอน และบ่าเหล็กจำนวน 1 ขั้นตอน และรายละเอียดของขั้นตอนเสริมกำลังเหมือนกับขั้นตอนควบคุมทุกประการ แต่แตกต่างกันเฉพาะส่วนที่ได้เสริมกำลังเท่านั้น (รูปที่ 8) โดยขั้นตอนเสริมกำลังทั้ง 7 มีรายละเอียดดังนี้

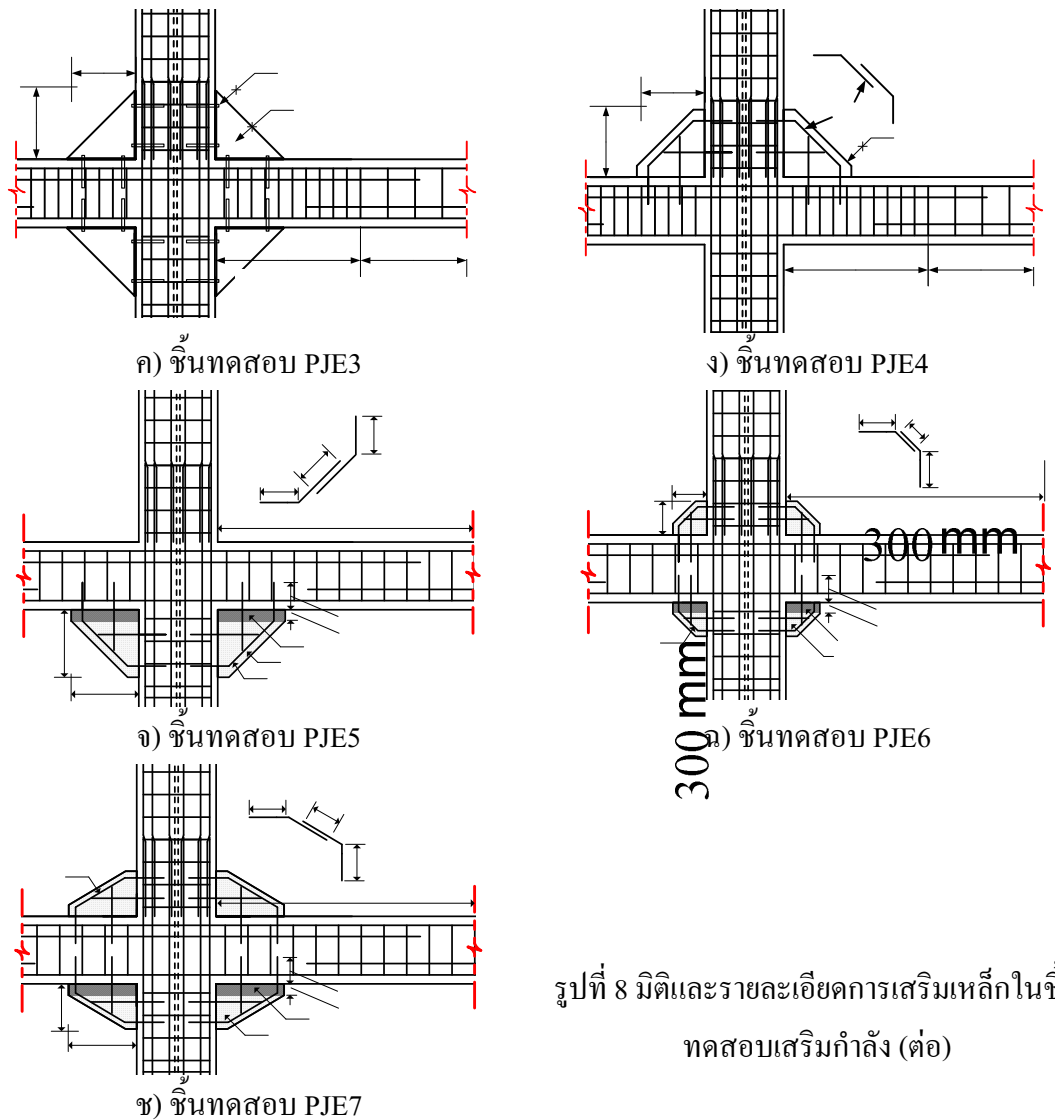


ก) ขั้นตอน PJE1



ข) ขั้นตอน PJE2

รูปที่ 8 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในขั้นตอนเสริมกำลัง



รูปที่ 8 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชันทดสอบเสริมกำลัง (ต่อ)

ก) ชันทดสอบ PJE1 เป็นชันทดสอบที่ทำการขยายขนาดของข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสกว้างด้านละ 300 มม. ในการเตรียมชันทดสอบ PJE1 นี้ ได้เทคอนกรีตส่วนขยายไปในคราวเดียวกับชันทดสอบ

ข) ชันทดสอบ PJE2 เป็นชันทดสอบที่ได้ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. วิธีการเตรียมชันทดสอบ PJE2 นั้นแตกต่างจาก PJE1 กล่าวคือ ได้ทำการหล่อคอนกรีตส่วนขยายภายหลังจากได้เตรียมชันทดสอบส่วนที่เป็นข้อต่อคานเสาเรียบร้อยแล้ว

ค) ชันทดสอบ PJE3 เป็นชันทดสอบที่ใช้บ่าเหล็ก (steel bracket) เป็นส่วนขยายข้อต่อคานเสาแทนคอนกรีตเทในที่ นอกจากนี้แล้วชันทดสอบ PJE3 ยังได้เสริมเหล็กปลอกในคานตามมาตรฐานของ ACI318 (IMRF) เพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของวิธีการเสริมกำลังในขณะที่ยังมีการโอบรัดเหล็กนอนที่ดี

ง) ชั้นทดสอบ PJE4 เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. เฉพาะด้านบนอย่างเดียว และเสริมเหล็กปลอกในคานตามมาตรฐาน ACI (IMRF) เช่นเดียวกับชั้นทดสอบ PJE3

จ) ชั้นทดสอบ PJE5 เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. เฉพาะด้านล่างเพียงอย่างเดียว

ฉ) ชั้นทดสอบ PJE6 เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคาน-เสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 150 มม. ทั้งสี่ด้านรอบจุดต่อ

ช) เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. ตามแนวคาน และ 200 มม. ตามแนวเสา

4.3 การให้น้ำหนักบรรทุกและการติดตั้งชั้นทดสอบ

การให้น้ำหนักบรรทุกและการติดตั้งชั้นทดสอบทำเช่นเดียวกับการศึกษาพฤติกรรมจุดต่อที่เสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ (หัวข้อที่ 3)

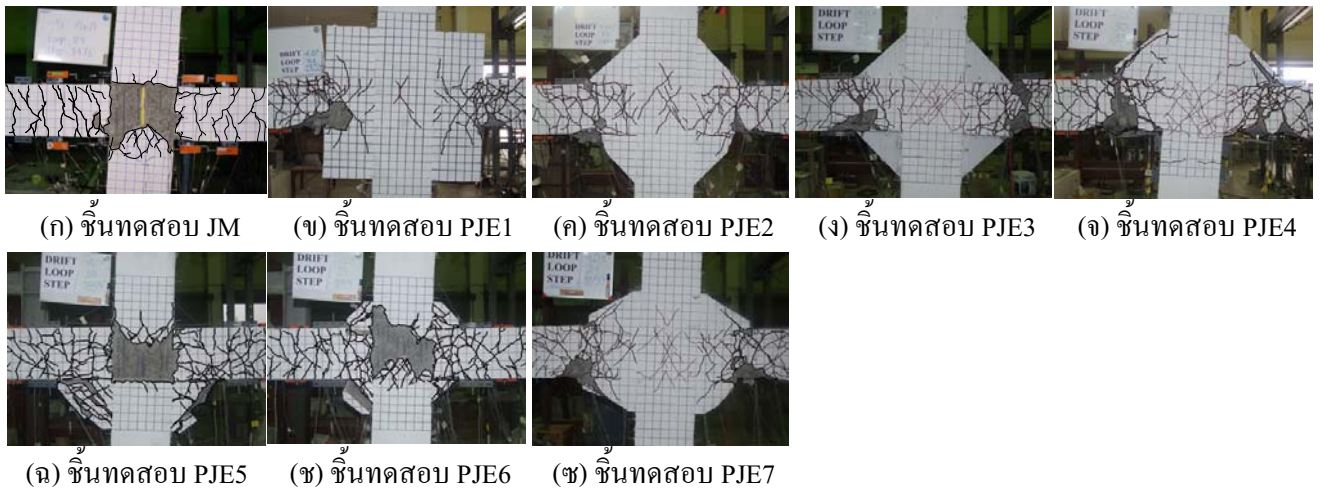
4.4 ผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบชั้นทดสอบเสริมกำลังในห้องปฏิบัติการ 7 ชั้นพบว่า การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สดฟเนส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายมาเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย (รูปที่ 9) หน่วยแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อมีค่าลดลง เนื่องจากความเครียดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสามีค่าลดลง ซึ่งเป็นเพราะการเพิ่มพื้นที่ประสิทธิผล และการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลเช่นเดียวกัน โดยรอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมความสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักร การเสริมกำลังโดยใช้ป่าเหล็กให้ผลที่ดีเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตเทในที่ นอกจากนั้นยังพบว่าการเพิ่มประสิทธิภาพให้กับวิธีการขยายจุดต่อนี้สามารถทำได้โดยการเสริมการโอบรัดให้กับเหล็กนอนในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติก นอกจากจะป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่คานแล้วยังช่วยชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้นอีกด้วย

เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมบนซึ่งออกแบบให้ต้านทานโมเมนต์ลบมักจะมีมากกว่าเหล็กเสริมล่าง ทำให้แรงที่มาจากเหล็กเสริมเส้นบนมีมากกว่าเหล็กเสริมเส้นล่าง การเสริมกำลังโดยการ

ขยายจุดต่อเฉพาะส่วนบนนั้นสามารถทำได้ แต่การเสริมกำลังเฉพาะส่วนล่างไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติได้

แต่วิธีการที่นำเสนอนี้ยังมีข้อจำกัดอยู่เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังทั่วไป วิธีการนี้เหมาะสมสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนและเนื่องจากการขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในองค์อาคารได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังได้เสริมกำลังแล้ว



รูปที่ 9 รูปแบบการวิบัติของชิ้นทดสอบที่เสริมกำลัง

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

แม้ว่าประเทศไทยจะไม่ได้ตั้งอยู่บนแนวรอยเลื่อนของเปลือกโลก แต่จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายครั้งที่เกิดขึ้นภายนอกประเทศ ได้ส่งผลกระทบมาถึงประเทศไทยรวมทั้งกรุงเทพมหานคร ยกตัวอย่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 9.3 ริคเตอร์บนเกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซียเมื่อ ปีพ.ศ. 2547 เหตุการณ์ครั้งนั้นทำให้เกิดคลื่นสึนามิพัดเข้าสู่ชายฝั่งทะเลอันดามันทำความเสียหายแก่บ้านเรือนและทรัพย์สิน และมีผู้คนเสียชีวิตและสูญหายกว่า 5,000 ราย ประชาชนที่อาศัยอยู่ตึกสูงในกรุงเทพมหานคร สามารถรับรู้ถึงแรงสั่นสะเทือนดังกล่าวได้ และเมื่อเร็วๆ นี้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.8 ริคเตอร์ที่มณฑลเสฉวน ประเทศจีนเมื่อ 12 พฤษภาคม พ.ศ. 2551 ผู้ที่อาศัยอยู่ในตึกสูงในกรุงเทพมหานคร สามารถรับรู้ถึงแรงสั่นสะเทือนดังกล่าวได้เช่นกันแม้จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวจะห่างออกไปประมาณ 2,000 กม. ก็ตาม ทำให้แผ่นดินไหวไม่ใช่เรื่องที่ไกลตัวอีกต่อไป ปัจจุบันยังไม่มีเทคโนโลยีใดที่สามารถทำนายการเกิดแผ่นดินไหวได้อย่างแม่นยำ และแผ่นดินไหวก็เกิดขึ้นเร็วเกินกว่าระบบเตือนภัยใดๆ จะทำงานและแจ้งเตือนได้ทันทั่วทั้ง การป้องกันภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่เป็นไปได้ทางหนึ่งคือ การออกแบบอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว แต่ก็ยังเป็นวิธีที่ได้เฉพาะอาคารที่จะสร้างขึ้นใหม่เท่านั้น

ประเทศไทยและกรุงเทพมหานครมีอาคารและสิ่งปลูกสร้างสาธารณะที่ก่อสร้างด้วยระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นจำนวนมากที่ออกแบบโดยไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงแผ่นดินไหวด้วยเหตุนี้ รายละเอียดทางโครงสร้าง และการเสริมเหล็กของอาคารเหล่านี้ จึงไม่สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ เพื่อเป็นการเตรียมความพร้อมรับมือแผ่นดินไหวของอาคารที่มีอยู่เดิม จึงจำเป็นต้องทำการศึกษาคูณสมบัติและพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอยู่ทำการประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว และหาแนวทางป้องกันและเตรียมความพร้อมให้กับอาคารเหล่านั้นอย่างมีประสิทธิภาพ

การศึกษานี้จะเน้นที่องค์อาคารที่เป็นจุดอ่อนแอต่อการต้านทานแผ่นดินไหว ได้แก่ จุดต่อคาน-เสา การที่จะเสริมกำลังองค์อาคารในตำแหน่งที่เหมาะสมนั้น ต้องทราบตำแหน่งที่เป็นจุดอ่อนของอาคารหรือรูปแบบการวิบัติของอาคารเสียก่อน หากทำการเสริมกำลังในตำแหน่งที่ไม่ถูกต้องอาจทำให้ยังเกิดผลเสียต่ออาคาร โดยอาจทำให้อาคารเกิดการวิบัติแบบเฉือน ณ ตำแหน่งที่ไม่ต้องการจนถึงขั้นทำให้อาคารพังทลายลงมาเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำเสนอระเบียบวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่าย เพื่อจะหาจุดอ่อนแอดังกล่าว

ซึ่งวิศวกรสามารถนำไปประยุกต์ใช้ประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารต่อไปได้นอกจากนั้นยังนำเสนอผลการประเมินอาคารจำนวน 15 หลังที่ก่อสร้างไปแล้วในประเทศไทย โดยเป็นอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 5 ถึง 15 ชั้น ก่อสร้างด้วยระบบโครง คาน เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก ผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติของอาคารดังกล่าวในกรณีเกิดแผ่นดินไหวขนาดปานกลางโดยใช้แผนภาพ (flow chart) และทำการศึกษาพฤติกรรมของแบบจำลองจุดต่อคาน-เสา รูปแบบต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ ที่สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างของอาคารที่รวบรวมมาตลอดจนการศึกษาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อที่มีต่อพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา ท้ายที่สุด งานวิจัยนี้ได้นำเสนอวิธีการเสริมกำลังเพื่อปรับปรุงข้อต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

1.2 วัตถุประสงค์

ก.) เพื่อนำเสนอระเบียบวิธีและผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่าย และ นำเสนอการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบโครงคาน-เสา ที่ได้ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ และปริมณฑล

ข.) ศึกษาพฤติกรรมของชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว และศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ

ค.) ศึกษาวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว โดยนำเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้วิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (Planar joint expansion method)

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

ขอบเขตงานวิจัยนี้พิจารณาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างด้วยระบบคาน-เสาในกรุงเทพฯ และปริมณฑลที่มีความสูงปานกลางประมาณ 5 ถึง 15 ชั้น จำนวนทั้งสิ้น 15 อาคาร โดยเน้นอาคารสาธารณะ อาคารส่วนราชการ โรงพยาบาล โรงเรียน และอาคารพักอาศัย ซึ่งอาคารดังกล่าวไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว งานวิจัยนี้ให้ความสนใจจุดต่อคาน-เสา ซึ่งรับพื้นที่ชั้นที่2 และเสาชั้นที่1 และพิจารณาอาคารในทั้งแนวตามขวางและตามยาวของอาคาร

บทที่ 2

งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วนั้น มีวัตถุประสงค์เพื่อให้ทราบจุดอ่อนแอของโครงสร้างอาคาร หากทราบแล้วก็สามารถปรับปรุงอาคารให้สามารถด้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ นับตั้งแต่ในอดีตมีหลายวิธีด้วยกันที่สามารถใช้ประเมินอาคารยกตัวอย่างเช่น

ในสหรัฐอเมริกา 1987 Applied Technology Council (ATC) ได้ตีพิมพ์วิธีประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วซึ่งใช้ชื่อว่า ATC14 โดยได้พัฒนาวิธีการมาจากการรวบรวมสมมติฐานขั้นพื้นฐานและรวบรวมข้อมูลจริงจากแหล่งข้อมูลรายงานความเสียหายจากแผ่นดินไหวในแหล่งต่าง ๆ

ในปี 1982 Building Seismic Council (BSSC) ได้นำเสนอวิธีการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเช่นเดียวกัน แต่ใช้หลักการวิเคราะห์ความสามารถในการด้านทานแผ่นดินไหว (Seismic Capacity) ของอาคาร, วิเคราะห์หาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี (Seismic Demand) เพื่อให้สามารถทนต่อแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆ ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นได้ และเปรียบเทียบระหว่าง Seismic Capacity กับ Seismic Demand ในรูปของอัตราส่วน เพื่อประเมินว่าอาคารจะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับใดและจะมีความเสียหายเกิดขึ้นมากน้อยเพียงใด

ในปี 1992 BSSC ได้ตีพิมพ์คู่มือสำหรับการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ก่อสร้างไปแล้ว FEMA-178 ซึ่งก็ได้พัฒนาและมีวิธีการเช่นเดียวกับ ATC14 เกือบทุกประการ

ในปี 1996 ATC ได้พัฒนาการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้หลักการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover analysis) การทำ Pushover analysis ทำได้โดยการวิเคราะห์หา Seismic Capacity จากการนำแรงสถิตย์ในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉื่อยของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกตัว ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสถิตย์จะค่อยๆถูกปรับเปลี่ยนเป็นขั้นๆ จากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้นจะทำการวิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ของโครงสร้างอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆ จนกว่าแรงสถิตย์ที่กระทำจะสามารถผลักอาคารให้เกิดการวิบัติ (Collapse) ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของ

เส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนียว” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

ในปี 1997 The Federal Emergency Management Agency (FEMA) ได้ตีพิมพ์ NEHRP แนวทางสำหรับการซ่อมแซมและเสริมกำลังของอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้ชื่อว่า FEMA-273 รายงานฉบับนี้ได้ให้ความสนใจเกี่ยวกับการซ่อมแซมและเสริมกำลังให้แก่โครงสร้างของอาคารเหล็ก คอนกรีต ไม้และระบบกำแพงรับน้ำหนัก ซึ่งประกอบด้วยวิธีการวิเคราะห์ 4 วิธีด้วยกันคือ 1) Linear Static Procedure (LSP), 2) Linear Dynamic Procedure (LDP), 3) Nonlinear Static Procedure (NSP), และ 4) Nonlinear Dynamic Procedure (NDP) โดยวิธี LSP และ LDP เป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ นั่นคือมีความสม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวระนาบและในแนวดิ่ง และระบบโครงสร้างหลักต้านทานแรงด้านข้าง นอกจากนี้ยังรวมถึงอาคารที่ไม่สม่ำเสมอเล็กน้อย ส่วนวิธี NSP และ NDP เหมาะสำหรับอาคารที่ไม่มีความสม่ำเสมอโดยเฉพาะอย่างยิ่งวิธี NSP เหมาะสำหรับอาคารที่มีการตอบสนองอยู่ในรูปแบบมูลฐาน (Fundamental Vibration Mode)

2.1.1 การประเมินโครงสร้างเบื้องต้น

การประเมินโครงสร้างเบื้องต้นไม่ต้องอาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างเพียงแต่นำข้อมูลต่าง ๆ ของอาคาร ยกตัวอย่างเช่น ลักษณะรูปร่างของอาคาร ขนาดของเสา คาน พื้นที่ของอาคาร ฯลฯ นำข้อมูลเหล่านี้มาประมวลผลด้วยเกณฑ์การทดสอบที่สร้างขึ้นจากการรวบรวมข้อมูลและสถิติจากแผ่นดินไหวในที่ต่าง ๆ ก็สามารถประเมินว่าโครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้หรือไม่ งานวิจัยที่นำเสนอการประเมินโครงสร้างเบื้องต้นมีดังนี้

Ahmad F. Hassan และ Mete A. Sozen (1992) นำเสนอวิธีการประเมินอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูงไม่เกิน 5 ชั้น และสามารถจัดเรียงอันดับอาคารตามลำดับความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว โดยใช้ข้อมูลเพียงมิติต่าง ๆ ของโครงสร้างอาคารและข้อมูลที่ระบุตำแหน่งอาคารในระนาบ 2 มิติ และหาค่าดัชนีของกำแพงและเสา โดยดัชนีของกำแพงนิยามให้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่ประสิทธิผลของกำแพงต่อพื้นที่ทั้งหมดเหนือชั้นฐาน ส่วนดัชนีของเสานิยามให้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่ประสิทธิผลของเสาชั้นฐานต่อพื้นที่ทั้งหมดในชั้นฐาน ในการคำนวณหาค่าพื้นที่ประสิทธิผลกำหนดให้กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กมีพื้นที่ประสิทธิผล 100% กำแพงอิฐหรือบล็อกไม่รับน้ำหนักและไม่เสริมเหล็กเสริมให้ถือว่ามีประสิทธิภาพ 10% และเสาคอนกรีตเสริมเหล็กให้ถือว่ามีประสิทธิภาพ 5% เมื่อนำดัชนีของเสาและของกำแพงมา plot ร่วมกันพบว่าอาคารที่มีความเสี่ยงมากที่สุดจะมีจุดที่เข้าใกล้จุดออริจินมากที่สุด ในการประยุกต์ใช้งานจะนำผลการจัดลำดับ

อาคารที่มีความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวมาพิจารณาถึงการซ่อมแซมและการเสริมกำลัง โดยพิจารณาลำดับความสำคัญของอาคารร่วมกับลำดับความเสี่ยงของอาคารด้วย จึงจะสามารถตัดสินใจว่าควรปรับปรุงอาคารใดเป็นอันดับแรก ข้อดีของวิธีการประเมินนี้คือข้อมูลที่นำไปใช้ประเมินมีปริมาณน้อยไม่ซับซ้อน ดังนั้นจึงเหมาะสำหรับการประเมินอาคารเดี่ยวเพื่อที่จะหาวิธีเสริมกำลังได้รวดเร็ว

Ahmet Yakut 2004 นำเสนอวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่ายของอาคารเดี่ยวจนถึงอาคารสูงปานกลาง โดยใช้ Capacity Index ซึ่งคำนวณจากข้อมูลพื้นฐานของโครงสร้างเช่น ขนาดหรือคุณสมบัติของวัสดุ ดัชนีนี้จะถูกปรับปรุงโดยค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้หลายตัวด้วยกัน เช่น คุณภาพการทำงาน วัสดุที่ใช้ รูปทรงทางสถาปัตยกรรมของอาคาร ฯลฯ วิธีการได้ถูกทดสอบและปรับแก้จากการสำรวจเก็บข้อมูลความเสียหายของอาคารหลังจากเกิดแผ่นดินไหวเมื่อ 10 ปีที่ผ่านมาในตุรกี ผลการประเมินให้ความถูกต้องแม่นยำและมีข้อดีตรงที่ใช้การคำนวณที่ไม่ซับซ้อน จึงสามารถประยุกต์ใช้กับพื้นที่ที่มีอาคารจำนวนมากและมีความเสี่ยงภัยสูงต่อการเกิดแผ่นดินไหว

2.1.2 การประเมินโครงสร้างโดยใช้วิธีเชิงวิเคราะห์

การวิเคราะห์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว และพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหวมี 4 วิธีหลักๆ คือ 1) Linear Static Procedure (LSP), 2) Linear Dynamic Procedure (LDP), 3) Nonlinear Static Procedure (NSP), และ 4) Nonlinear Dynamic Procedure (NDP) (FEMA 1997) วิธีที่ให้ผลที่น่าเชื่อถือมากที่สุด คือ NSP และ NDP เนื่องจากแบบจำลองที่ใช้สามารถจำลองพฤติกรรมได้ทั้งที่เป็นเชิงเส้น และไม่เป็นเชิงเส้น (Nonlinear) จึงสามารถนำไปใช้วิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองของอาคารทั้งที่อยู่ภายในพิสัยยืดหยุ่นและที่เกินพิสัยยืดหยุ่นได้อย่างถูกต้องสมจริง แต่เนื่องจากมีปัญหาในทางปฏิบัติอยู่หลายประการ จึงทำให้การวิเคราะห์ด้วยวิธีทั้งสองพบปัญหาการวิเคราะห์คำนวณผลตอบสนองที่ไม่เป็นเชิงเส้นแบบพลศาสตร์ของอาคารซึ่งมีองค์ประกอบชิ้นส่วนและรายละเอียดต่างๆ เป็นจำนวนมากนั้นทำได้ค่อนข้างยากด้วยความสามารถที่จำกัดของคอมพิวเตอร์ที่มีในปัจจุบัน และผลการวิเคราะห์อาจจะแปรเปลี่ยนไปได้ขึ้นอยู่กับสมมุติฐานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง และสมมุติฐานที่เกี่ยวกับคลื่นสัญญาณแผ่นดินไหว ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงขอเสนอการประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้แนวทาง LSP ซึ่งใช้เวลาสั้นและไม่ซับซ้อนในการสร้างแบบจำลอง

ในปี พ.ศ. 2544 เป็นหนึ่งและคณะ (วานิชชัย และเกียรติวิศาลชัย 2544; Kiattivisanchai 2001; Attanayake 2001) ได้นำวิธีการตามแนวทาง NSP ที่เสนอไว้ใน ATC-40 มาปรับปรุงให้เหมาะสมกับการนำมาใช้ประเมินอาคารคอนกรีตในกรุงเทพฯ โดย (1) ทำการวิเคราะห์หา Seismic

Demand ของแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่กรุงเทพมหานครด้วยคาบการเกิดซ้ำ 100, 500, และ 2500 ปีต่อครั้งด้วยวิธีของ Chopra และ Goel (Chopra and Goel 1999) (2) ศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อในแบบที่มีในประเทศไทย (3) ศึกษาวิธีสร้างแบบจำลองฐานรากเสาเข็มทั้งแบบเข็มตอกและเข็มเจาะที่ใช้กันแพร่หลายในกรุงเทพมหานคร และ (4) ศึกษาข้อมูลกำลังวัสดุจริงของเหล็กเสริมที่ใช้ก่อสร้างอาคารในประเทศ จากผลการศึกษา เป็นหนึ่งและคณะได้สร้างแบบจำลอง Finite Element ของอาคารตัวอย่าง 2 หลัง สูง 5 ชั้น และ 9 ชั้น โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ชื่อ SAP2000 (CSI 2000) ทำการวิเคราะห์หา Seismic Capacity ของอาคารทั้ง 2 ด้วยวิธี Pushover Analysis ผลการเปรียบเทียบ Seismic Capacity กับ Seismic Demand แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้ง 2 นี้ แม้จะไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว แต่ก็สามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับหนึ่งแต่ยังไม่ถึงระดับที่ปลอดภัย การศึกษาวิเคราะห์เพิ่มเติมได้ชี้ว่า เราสามารถยกระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารให้สูงขึ้นจนถึงระดับที่ปลอดภัยได้ ด้วยการปรับปรุงรายละเอียดการออกแบบอาคารบางประการโดยไม่จำเป็นต้องเพิ่มค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างอาคารมากนัก และวิธีการตามแนวทาง NSP นี้สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์หาวิธีการปรับปรุงอาคารที่มีประสิทธิภาพได้เป็นอย่างดี

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของข้อต่อคานเสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว

ในส่วนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องรอยต่อคาน-เสานั้นมีงานวิจัยอยู่เป็นจำนวนมาก ผลงานวิจัยในยุคแรกๆ ที่สำคัญได้แก่ งานวิจัยของ Hanson และ Corner (1972) ซึ่งได้ทำการทดสอบชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาภายในและภายนอกจำนวน 4 ชิ้นทดสอบ ผลการทดสอบนี้แสดงให้เห็นถึงความจำเป็นและความสำคัญที่จะต้องออกแบบรอยต่ออย่างถูกต้องเพื่อให้สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อต้องการให้คานเกิดการวิบัติแบบคราก งานวิจัยของ Meinheit และ Jirsa (1981) ซึ่งได้ทดสอบชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาจำนวน 7 ชิ้นทดสอบและได้ข้อสรุปที่สำคัญว่ากำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อแปรผันตรงกับรากที่สองของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต งานวิจัยเกี่ยวกับรอยต่อคานเสาในยุคอื่นๆ ก่อนข้างจะหาข้อสรุปลงตัวได้ยากต่างจากงานวิจัยของเสากล่าวคือ ผลของตัวแปรที่สำคัญเช่น ปริมาณเหล็กปลอกในข้อต่อ และ อัตราส่วนแรงตามแนวแกนยังไม่มีข้อสรุปแน่ชัด เช่น ในขณะที่ Meinheit แสดงผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าเหล็กปลอกในข้อต่อคานเสาทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อเพิ่มขึ้น Fujii และ Morita (1991) ได้แสดงผลการทดสอบที่บ่งชี้ว่าการเพิ่มขึ้นของปริมาณเหล็กปลอกในข้อต่อไม่ทำให้เพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อเพิ่มขึ้น ส่วนขนาดของแรงตามแนวแกนก็มีทั้งการทดลองที่บ่งชี้ว่ามีและไม่มีผลต่อกำลัง

ด้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ งานวิจัยที่สำคัญอีกอันหนึ่งได้แก่งานวิจัยของ Leon (1990) ซึ่งได้แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมของข้อต่อคานเสา ในงานวิจัยนี้ Leon ได้ปรับเปลี่ยนค่าอัตราส่วนระหว่างความลึกของเสาต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กนอนในคานระหว่าง 16 ถึง 28 และได้แสดงให้เห็นว่าขั้นตอนที่มีอัตราส่วนดังกล่าวนี้จะมีเส้น hysteresis loop ที่แคบและสามารถสลายพลังงานได้น้อย

Bonacci และ Pantazopoulou (1992, 1993, 1994) ได้รวบรวมข้อมูลผลการทดสอบข้อต่อคานเสา 86 ชิ้นจากงานวิจัยทั่วโลก และได้ศึกษาอิทธิพลของตัวแปรต่างๆ และได้ข้อสรุปว่า การวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวเกิดขึ้นกับขั้นตอนที่มีค่า bond index ต่ำกว่า 1.65 แรงตามแนวแกนมีผลไม่มากต่อกำลังของจุดต่อ แต่มีผลต่อความเหนียวของจุดต่อ เหล็กปลอกในจุดต่อมีผลอย่างมากต่อการต้านทานแรงเฉือน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีของจุดต่อที่มี confinement น้อย คานขวงมีส่วนเพิ่มกำลังด้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ

Hakuto Park และ Tanaka (1999, 2000) ได้ทดสอบข้อต่อคานเสาภายในและภายนอกที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหว โดยเป็นขั้นตอนคานเสาภายในจำนวน 6 ขั้นตอน และ ขั้นตอนคานเสาภายนอกจำนวน 6 ขั้นตอน ขั้นตอนเหล่านี้ถูกสร้างขึ้นเพื่อเป็นตัวแทนของข้อต่อคานเสาที่ได้มีการก่อสร้างก่อนปี 1970 ซึ่งความรู้เกี่ยวกับการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวขณะนั้นยังไม่พัฒนาเต็มที่ ข้อสรุปที่ได้จากการทดลองนี้พบว่า ขั้นตอนคานเสาเหล่านี้แสดงพฤติกรรมการวิบัติแบบเปราะในระหว่างเกิดแผ่นดินไหว การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบการวิบัติเฉือนที่จุดต่อ และการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอนในคานกับคอนกรีต

Shiohara (2001, 2004) ได้วิเคราะห์ข้อมูลผลการทดสอบข้อต่อคานเสาจำนวน 20 ขั้นตอน เพื่อวิเคราะห์สาเหตุการวิบัติ Shiohara ได้เสนอแบบจำลองการต้านทานโมเมนต์ของจุดต่อและแสดงให้เห็นว่าจุดต่อวิบัติเนื่องจากโมเมนต์อันเกิดจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอน และ คอนกรีตมากกว่าจะเป็นการวิบัติแบบเฉือน แบบจำลองของ shiohara นี้เมื่อพิจารณาพร้อมกับแบบจำลอง strut and tie ที่เป็นที่ยอมรับกันมานานจะทำให้สามารถสร้างแบบจำลองที่สามารถทำนายพฤติกรรมของจุดต่อทั้งที่เกิดการวิบัติแบบ bond deterioration และแบบ joint shear failure

Li และคณะ (2002) ได้ทำการทดสอบข้อต่อคานเสาคงจริงซึ่งเป็นตัวแทนของอาคารที่มีลักษณะเสากว้างซึ่งพบมากในประเทศมาเลเซีย และ สิงคโปร์ อาคารเหล่านี้ไม่ได้ออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหวเช่นเดียวกับประเทศไทย ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าจุดต่อคานเสาเกิดการวิบัติแบบเฉือนที่จุดต่อ พฤติกรรมของจุดต่อสามารถปรับปรุงให้ดีขึ้นได้โดยการใส่เหล็กปลอกในข้อต่อ และ เปลี่ยนตำแหน่งการทาบต่อเหล็กยื่นในเสา

Warnitchai และคณะ. (2004) ได้ทดสอบข้อต่อคานเสาขนาด half scale ซึ่งเป็นตัวแทนของข้อต่อคานเสาที่ได้มีการก่อสร้างในประเทศไทย การทดลองประกอบด้วยขั้นตอนทดสอบ 3 ขั้นตอน เป็นตัวแทนของข้อต่อคานเสาในอาคารที่มีพื้นที่อาณาเขตเสา (column tributary area) น้อย (9-18 ตารางเมตร) ปานกลาง (20-30 ตารางเมตร) และมาก (40-48 ตารางเมตร) ตามลำดับ ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า ข้อต่อคาน-เสาของอาคารที่มีพื้นที่อาณาเขตเสามาก (40-48 ตร.ม.) เกิดการวิบัติแบบดัดเหนียวที่ปลายคาน ส่วนข้อต่อคาน-เสาที่มีพื้นที่อาณาเขตเสนาน้อยถึงปานกลาง (9-30 ตร.ม.) เกิดการวิบัติแบบฉับพลันที่ข้อต่อคาน-เสาโดยเป็นการวิบัติแบบเฉือน

Lehman และคณะ (2004) นำเสนอผลงานเรื่องพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหวของข้อต่อคานเสา โดยได้ทำการทดสอบข้อต่อคานเสา 11 ขั้นตอน ทดสอบ ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาได้แก่ กำลังวัสดุและระดับหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ displacement history จากผลงานวิจัยนี้ไปสู่การสร้างแบบจำลองแสดงพฤติกรรมของข้อต่อที่สามารถทำนาย stiffness กำลัง และความเสียหายแบบจำลองดังกล่าวนี้สามารถนำไปใช้วิเคราะห์โครงสร้างข้อต่อที่คิดผลของความไร้เชิงเส้นของข้อต่อได้

ในแง่ของการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น มีนักวิจัยหลายกลุ่มที่ทำอยู่ เช่น Baglin และคณะ (1997) Hegger และคณะ (2004) Cervenka และคณะ (1991) Yamaguchi และ Chen (1990) แต่งานวิจัยที่โดดเด่นได้แก่ งานวิจัยของ Maekawa K. และ Okamura H. แห่งห้องปฏิบัติการคอนกรีต มหาวิทยาลัยโตเกียวถือว่ามีความก้าวหน้าเป็นอย่างมาก โดยทั้งสองท่านนี้เป็นผู้ทำการศึกษาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของคอนกรีต และ เหล็กเสริม เป็นเวลามากกว่า 20 ปี แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่สร้างขึ้นมานี้สามารถพิจารณาสภาพไร้เชิงเส้นของคอนกรีต และ เหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำรูปแบบต่างๆ ทั้งในสภาวะ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว ผลของงานวิจัยเหล่านี้ได้ถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเมื่อเกิดแผ่นดินไหวที่โกเบในปี 1995 และ แบบจำลองเหล่านี้ได้ถูกผนวกเข้าไว้ในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ WCOMD และ COM3 สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างใน 2 มิติ และ 3 มิติตามลำดับ ผลจากงานวิจัยนี้ได้นำไปสู่การตีพิมพ์ในวารสารวิชาการนานาชาติเป็นจำนวนมาก ผลงานวิจัยเหล่านี้ในช่วงต้นของงานวิจัย (ประมาณ 10 ปีแรก) ได้นำมารวบรวมเป็นตำรา “Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete” ต่อมางานวิจัยมีความก้าวหน้าเพิ่มขึ้นอีก จึงได้จัดทำตำราขึ้นใหม่อีก 1 เล่มชื่อ “Nonlinear mechanics of reinforced concrete” เมื่อปี 2003 ตำราเหล่านี้เป็นแหล่งรวบรวมผลงานวิจัยเกี่ยวกับคอนกรีตเสริมเหล็กของ Maekawa และ Okamura ตลอดระยะเวลาที่ผ่านมา 20 ปี

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา

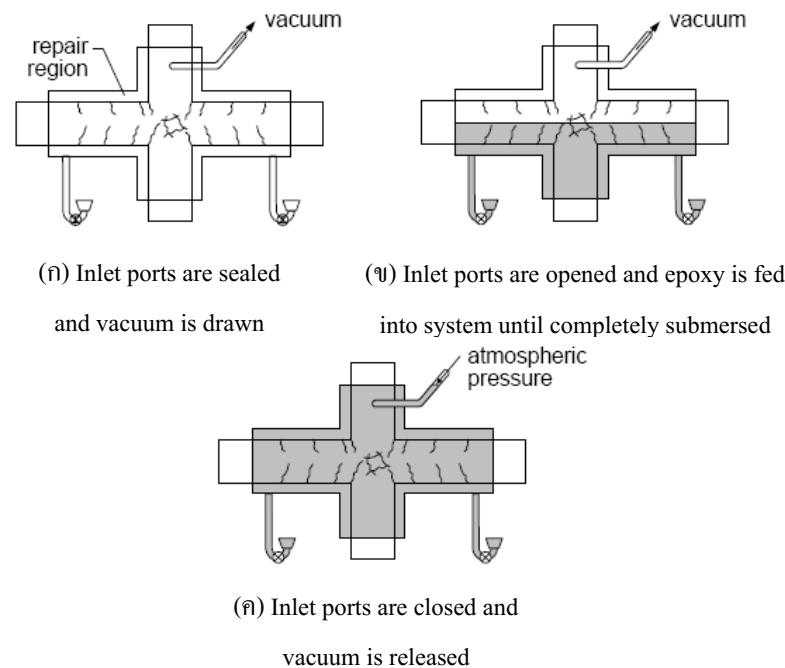
วิธีการเสริมกำลังและซ่อมแซมจุดต่อคาน-เสามีหลายวิธี ยกตัวอย่างเช่น การซ่อมแซมด้วยการใช้อีพ็อกซี (Epoxy repair) การนำเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกและเทคอนกรีตใหม่เข้าไปแทน (Removal and replacement) การใช้คอนกรีตหุ้มโครงสร้างเดิม (Concrete jackets) การใช้จุกบล็อกเสริมเหล็ก (Reinforced masonry blocks) การใช้แผ่นเหล็กหุ้มเสริมภายนอก (Steel jackets) และการใช้วัสดุคอมโพสิต (Fiber reinforced polymer) เสริมกำลังซึ่งแต่ละวิธีที่ได้กล่าวมานี้มีความเหมาะสมสำหรับการเสริมกำลัง และการซ่อมแซมโครงสร้างในระดับที่แตกต่างกันไป ขึ้นอยู่กับปัจจัยทางด้านสถาปัตยกรรม พฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสาที่มีอยู่เดิมและงบประมาณ ทุกวิธีที่ได้กล่าวมานี้มีจุดมุ่งหมายเดียวกันในการเสริมกำลังให้จุดต่อคาน-เสามีความแข็งแรงขึ้นเพื่อสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ และทำให้เกิดการวิบัติที่ปลายคานแทนการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อคาน-เสา เนื่องจากการออกแบบอาคารที่พิจารณาเฉพาะแรงกระทำในแนวดิ่งเพียงอย่างเดียวซึ่งพบว่าคานมีความแข็งแรงมากกว่าเสา ดังนั้นการเสริมกำลังเฉพาะเสาเพียงอย่างเดียวจึงไม่เพียงพอเพราะจะทำให้จุดต่อคาน-เสาเป็นจุดต่อไปที่จะได้รับความเสียหายแทน เนื่องจากการไม่ได้เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อ ความไม่ต่อเนื่องของเหล็กเสริมล่างที่จุดต่อหรือความไม่เพียงพอของเหล็กปลอก และการขาดคุณสมบัติความเหนียวเหล่านี้ล้วนเป็นความไม่เหมาะสมของรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย

ปัญหาที่พบในงานวิจัยคือการนำไปประยุกต์ใช้กับโครงสร้างจริงในระบบ 3 มิติซึ่งมีคานขวางและมีพื้นคอนกรีต ทำให้วิธีการเสริมกำลังจุดต่อที่ได้ศึกษาในงานวิจัยที่ผ่านมาไปประยุกต์ใช้ในการก่อสร้างได้ยากและการที่จะเสริมกำลังให้จุดต่อจากภายนอกซึ่งมีพื้นที่ในการทำงานน้อยนั้นทำได้ยาก ดังนั้นงานวิจัยที่ผ่านจึงค่อนข้างมีขีดจำกัดในการนำไปประยุกต์ใช้งาน และยังมีผลกระทบอย่างมากต่อด้านสถาปัตยกรรม

2.3.1 การซ่อมแซมโดยใช้อีพ็อกซี (Epoxy repair)

การซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้อีพ็อกซีฉีดด้วยความดัน (Pressure injection of epoxy) มีการใช้กันอย่างแพร่หลายมาเป็นเวลานานแล้วในต่างประเทศ ปัจจุบันมีวิธีการซ่อมแซมแบบใหม่โดยใช้อีพ็อกซีฉีดด้วยระบบสุญญากาศ (Vacuum impregnation) French และคณะ (1990) ได้ศึกษาประสิทธิภาพของทั้งสองวิธีนี้โดยทำการซ่อมจุดต่อคาน-เสากลางใน ซึ่งเกิดความเสียหายไม่มากนักเนื่องจากการเสริมเหล็กปลอกไม่เพียงพอ ดังรูปที่ 2.1 จากนั้นทำการซ่อมแซมขึ้นทดสอบดังกล่าวโดยใช้อีพ็อกซีฉีดทั้ง 2 ระบบ โดยต่อท่อสำหรับฉีดอีพ็อกซีเข้าบริเวณด้านใต้ของคานที่ได้รับความเสียหายครอบคลุมถึงฐานของเสาต้นล่าง ผลการทดลองพบว่า

สามารถทำให้จุดต่อกลับมามีกำลัง สติเฟนส์และการสลายพลังงาน เพียง 85% จากเดิมก่อนเสียหาย โดยการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวอย่างรุนแรงได้เกิดขึ้นเร็วกว่าขั้นตอนที่ไม่ได้รับความเสียหาย การใช้ข้อต่อที่ระบบสัญญาณสามารถซ่อมแซมจุดที่เสียหายเป็นบริเวณใหญ่ได้ดีแต่การนำไปประยุกต์ใช้ซ่อมแซมจุดต่อคาน-เสายังไม่ประสบความสำเร็จเนื่องจากข้อต่อที่ไม่สามารถเข้าเชื่อมประสานได้อย่างสมบูรณ์



รูปที่ 2.1 การซ่อมแซมจุดต่อโดยใช้ข้อต่อ
ที่มา: French และคณะ (1990)

ส่วนงานวิจัยอื่น ๆ เกี่ยวกับการใช้ข้อต่อ ชักตัวอย่างเช่น Beres และคณะ (1992) Filiatrault และ Lebrun (1996) Karayannis และคณะ (1998) ให้ผลการทดลองในทิศทางเดียวกันคือ ใช้วิธีการซ่อมจุดต่อคาน-เสาด้วยข้อต่อซึ่งให้ผลเป็นที่น่าพอใจในระดับหนึ่ง เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตรอบ ๆ เหล็กเสริมซึ่งเคยถูกทำลายไปแล้วนั้นไม่สามารถกลับคืนมาดังเดิมได้ด้วยการใช้ข้อต่อเป็นตัวประสาน จึงทำให้กำลังของชิ้นทดสอบกลับคืนมาเพียงบางส่วนและเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์และเส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะแคบ และโค้งแบบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (Pinching) ยิ่งไปกว่านั้นการประยุกต์ใช้กับจุดต่อในโครงสร้างจริงซึ่งมีคานขวางและพื้นคอนกรีตนั้นทำได้ยาก ต้องใช้ทักษะแรงงานและอุปกรณ์ที่มีค่าใช้จ่ายสูง

2.3.2 การเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกและเทคอนกรีตใหม่เข้าไปแทน (Removal and replacement)

วิธีการเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกทั้งหมดหรือเอาออกเพียงบางส่วนนี้เหมาะสำหรับจุดต่อที่มีความเสียหายอย่างรุนแรง คอนกรีตถูกบดอัด เหล็กตามยาวเกิดการแอ่นหรือเกิดการโก่งออกของเหล็กปลอก ก่อนที่จะนำคอนกรีตที่ได้รับการเสียหายออกจะต้องทำโครงสร้างชั่วคราวเสียก่อน และบางครั้งจะต้องเสริมเหล็กปลอกและเหล็กตามยาวเข้าไปด้วย โดยทั่วไปคอนกรีตที่ใช้จะมีกำลังสูงและมีการหดตัวต่ำหรือไม่หดตัว (Non shrink grout) สิ่งที่จะต้องคำนึงถึงคือการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่

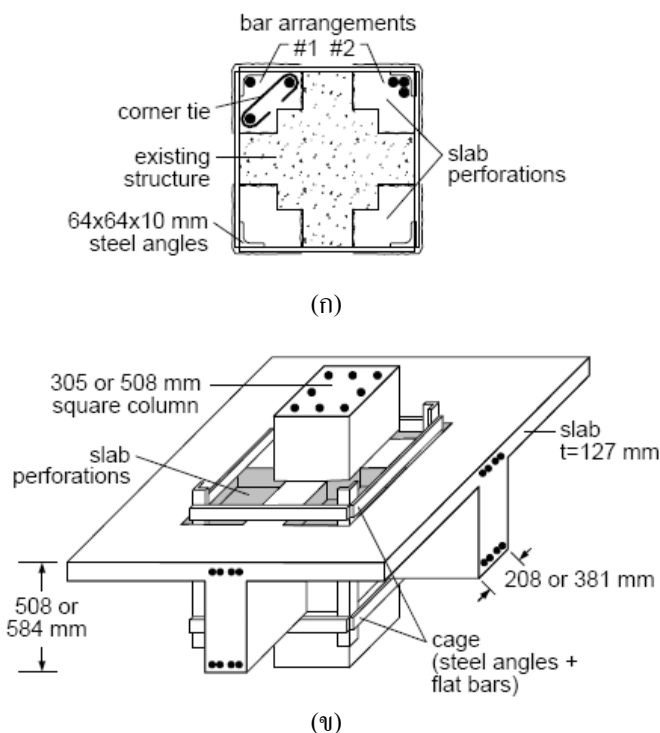
Karayanis และคณะ (1998) และ Tsonos (2001) ได้ทำการทดลองซ่อมแซมจุดต่อภายนอกโดยใช้ปูนทรายที่ไม่หดตัวกำลังสูง (high-strength nonshrink mortar) ซึ่งผลการทดลองเป็นไปในทิศทางเดียวกัน นั่นคือวิธีการนี้สามารถนำไปใช้เสริมกำลังได้ดีหากใช้คอนกรีตที่ไม่หดตัวและมีกำลังสูง อย่างไรก็ตามวิธีการนี้จะมีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้นหากจุดที่เสียหายนั้นเข้าไปซ่อมได้ง่าย ซึ่งวิธีการนี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับอาคารจริงได้โดยการเจาะคอนกรีตบางส่วน และเข้าไปซ่อมแซมซึ่งจะทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายมากขึ้น

2.3.3 การทำคอนกรีตหุ้ม (Concrete jacket)

การใช้คอนกรีตหุ้มเป็นวิธีหนึ่งที่ได้รับการนิยมนำมาใช้กับโครงสร้างเก่าโดยหุ้มตั้งแต่เสาและกรอบคลุมไปถึงจุดต่อ ในคอนกรีตใหม่อาจมีการเสริมเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวางเข้าไปเพื่อเพิ่มการโอบรัดให้กับจุดต่อ เหล็กที่เสริมผ่านเข้าไปในจุดต่อนี้ต้องมีความต่อเนื่องกันทำให้ต้องเจาะรูในคานและพื้นคอนกรีตบริเวณรอบเสาดังรูปที่ 2.2(ก)

Alcocer และ Jirsa (1993) ได้ทำการศึกษาจุดต่อคานเสาพื้นซึ่งเป็นลักษณะ 3 มิติ นั่นคือมีคานทั้ง 4 ด้านของจุดต่อ ภายใต้แรงกระทำ 2 ทิศทาง เพื่อตัดปัญหาในเรื่องของการเจาะรูผ่านคานเพื่อเสริมเหล็กปลอกเพิ่มการโอบรัดในจุดต่อ พวกเขาได้ใช้วิธีการเชื่อมเหล็กเสริมลักษณะเหมือนกรงรอบจุดต่อดังรูป 2.2(ข) ซึ่งโครงสร้างเหล็กฉากที่ใช้ทำกรงนี้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานการขยายตัวทางข้างของจุดต่อ ในการศึกษานี้ได้ทำเปรียบเทียบการหุ้มเสาเพียงอย่างเดียว หุ้มเสาและคานพร้อมกัน และ ศึกษาการหุ้มคอนกรีตก่อนและภายหลังที่จุดต่อได้รับความเสียหาย และมีการใช้เหล็กเสริมแบบกระจายและมัดรวมกันเป็นกลุ่มรอบเสา ผลการทดลองพบว่าหน้าตัดวิกฤตยังคงเกิดในคอนกรีตหุ้มสำหรับชิ้นทดสอบที่หุ้มเสาเพียงอย่างเดียว ในขณะที่ชิ้นทดสอบที่หุ้มทั้งเสาและคานพบว่าความเสียหายได้ย้ายออกไปอยู่ภายนอกคอนกรีตหุ้ม เหล็กเสริมที่มีลักษณะเหมือนกรงทำหน้าที่ยึดจุดต่อได้เป็นอย่างดีจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4 % ก่อนที่จะเกิดความเสียหายอย่างรุนแรง คอนกรีตถูกบดอัดและกะเทาะหลุดออกมา

ความเสียเปรียบของวิธีการใช้คอนกรีตหุ้มคือต้องใช้แรงงานที่มีความชำนาญในการเจาะ สกัดพื้นคอนกรีตและเจาะรูผ่านคานและบางครั้งต้องเสริมเหล็กปลอกโอบรัดจุดต่อด้วย และการหุ้มคอนกรีตนี้ยังทำให้จุดต่อมีขนาดใหญ่ขึ้นทำให้เสียพื้นที่ใช้สอยระหว่างชั้นภายใต้บริเวณที่ทำการหุ้มคอนกรีตและเป็นการเพิ่มน้ำหนักให้โครงสร้าง ซึ่งแน่นอนต้องใช้ค่าใช้จ่ายสูงในการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้ แต่อย่างไรก็ดีการหุ้มคอนกรีตนี้สามารถทำให้กำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเพิ่มขึ้นถึง 73% (จากการศึกษาของ Bracci และคณะ (1995)) และสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติไปเกิดในคานทำให้กำลัง และความสามารถในการสลายพลังงานดีขึ้น



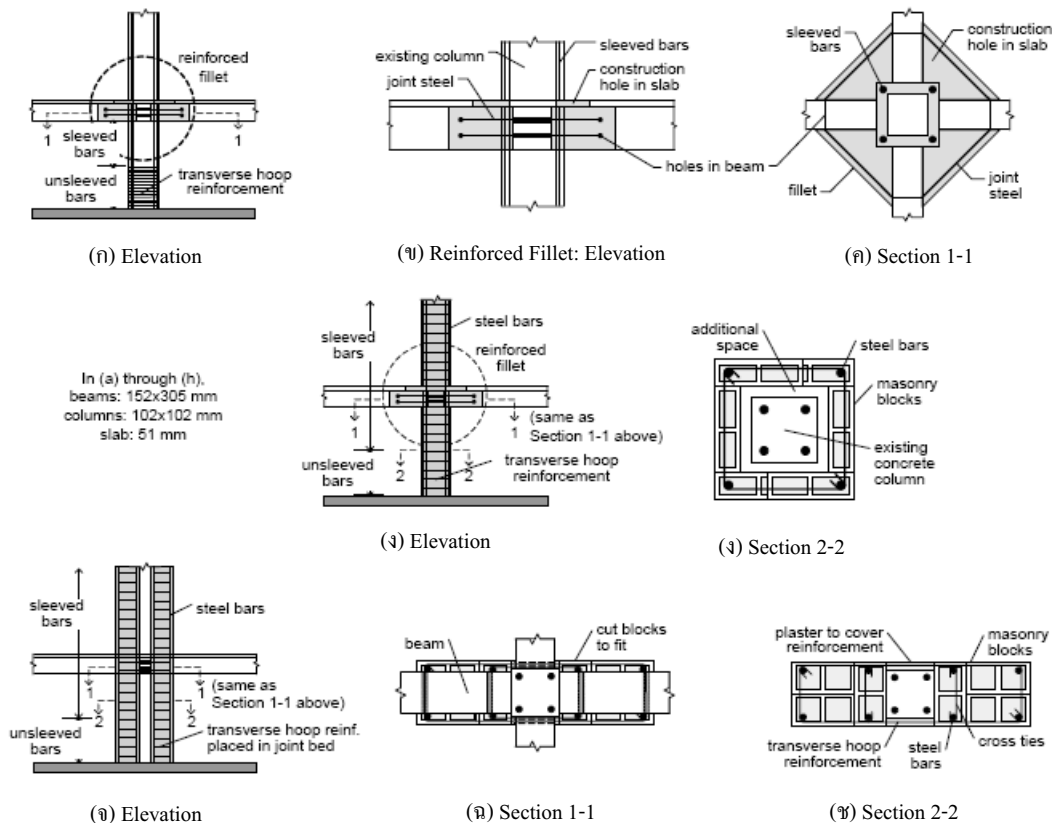
รูปที่ 2.2 การใช้คอนกรีตหุ้ม

ที่มา: Alcocer and Jirsa (1993)

2.3.4 การใช้ฉูบล็อกเสริมเหล็ก (Reinforced masonry block)

Bracci และคณะ (1995) ได้ทำการวิเคราะห์การเสริมกำลังโดยใช้ฉูบล็กรับน้ำหนักเสริมเหล็ก (Reinforced concrete masonry units) แต่ไม่ได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ วิธีการแรกได้ทำการเสริมกำลังที่เสาต้นในโดยใช้ฉูบล็กรับน้ำหนักก่อพอกโอบรอบเสาให้มีขนาดใหญ่ขึ้นและเสริมเหล็กตามยาวในเสาโดยเหล็กเสริมนี้ต้องวิ่งผ่านพื้นคอนกรีต ช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างเสา คอนกรีตและฉูบล็อกที่พอกหนาโอบรอบเสานี้ได้ทำการกรอกปูนจนเต็ม เสริมกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อโดยใช้เหล็กตระแกรง wire mesh ดังรูปที่ 2.3 วิธีที่สองใช้ฉูบล็กรับน้ำหนักเสริมขยายเสาให้ใหญ่ขึ้นแต่ไม่ได้โอบรอบเสา โดยเสริมเหล็กอัดแรงชนิดดิ่งที่หลังในแต่ละข้างของเสาที่พอก

ออกมามีรูปที่ 2.3(ก) ถึง 2.3(ง) และ รูปที่ 2.3(ค)-5.3(ข) ทำการเสริมเหล็กปลอกโอบรัดเสาในจุดต่อคาน-เสาโดยเจาะรูทะลุผ่านคานเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน จากการวิเคราะห์แบบ Nonlinear dynamic analysis พบว่าวิธีการดังกล่าวสามารถเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้ดีขึ้น เกิดพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อน และเกิดรูปแบบการวิบัติโดยการสร้างจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานได้ แต่วิธีการนี้ประสบปัญหาเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตหุ้มซึ่งทำให้พื้นที่ใช้สอยของอาคารลดน้อยลงไป



รูปที่ 2.3 การเสริมกำลังโดยใช้วิธีปลอกเสริมเหล็ก

ที่มา: Bracci และคณะ 1995

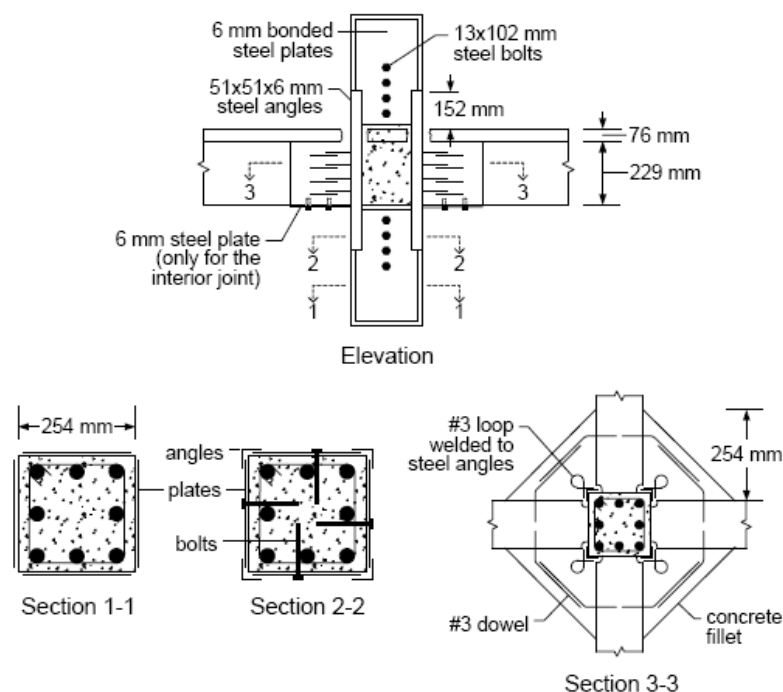
2.3.5 การใช้แผ่นเหล็กหุ้มภายนอก (Steel jackets and external steel elements)

วิธีการใช้เหล็กหุ้มจากงานวิจัยต่าง ๆ ที่ได้ศึกษามา มีทั้งใช้เหล็กแผ่นเรียบบางหรือเป็นลอนลูกฟูก ใช้เหล็กสี่เหลี่ยมหรือท่อเหล็กกลมกลวงทำการเชื่อมยึดกันที่จุดต่อคาน-เสา และช่องว่างที่เกิดขึ้นได้ทำการกรอกปูน โดยปกติเหล็กหุ้มจะทำหน้าที่เพิ่มการโอบรัดคอนกรีตซึ่งการยึดเกาะระหว่างเหล็กหุ้มกับโครงสร้างคอนกรีตเดิมมักจะใช้สลักเกลียว (bolt) หรือ ใช้ข้อปอกซ์เพื่อเพิ่มการยึดเกาะ

Corazao และ Durrani (1989) ทำการทดสอบการเสริมกำลังจุดต่อภายนอก และจุดต่อภายใน คาน-เสา พื้น โดยใช้เหล็กหุ้มภายนอกและเชื่อมยึดกับโครงสร้างเดิมโดยใช้สลักเกลียวและอิพ็อกซี่เพื่อการยึดเกาะและทำให้จุดต่อมีขนาดขยายเพิ่มขึ้นดังรูปที่ 2.4 และทำการเสริมเหล็กโบริดซึ่งมีความต่อเนื่องกันรอบจุดต่อ แผ่นเหล็กประกบที่เสริมที่หน้าสัมผัสเสาต้นบนและต้นล่างถูกเชื่อมยึดเข้ากับเสาด้วยเหล็กฉากที่วิ่งตามมุมเสาทั้งสี่ด้าน คอนกรีตพื้นที่ถูกเจาะออกมาถูกเทกลับเข้าไปด้วยคอนกรีตใหม่ ผลการทดสอบปรากฏว่าชิ้นทดสอบที่ได้รับเสียหายก่อนทำการเสริมกำลังซึ่งเกิดรอยร้าวที่บริเวณจุดต่อ ภายหลังเสริมกำลังด้วยวิธีดังกล่าวแล้ว สามารถรับแรงได้มากขึ้นมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น มีพฤติกรรมการสลายพลังงานที่ดีก่อนที่จะเกิดการรูดไถระหว่างเหล็กประกบกับคอนกรีตในจุดต่อไปเสียก่อน

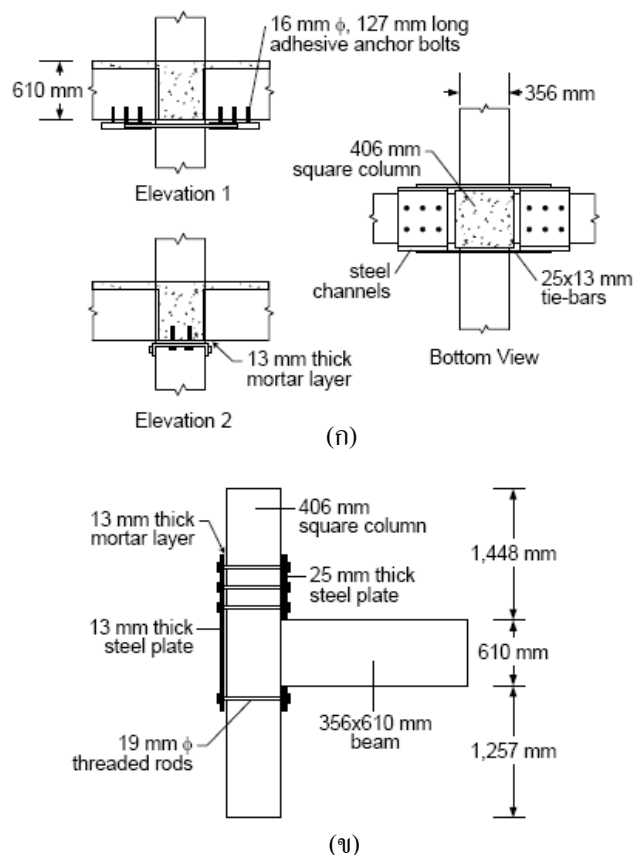
Beres และ คณะ (1992) และ Ghobrah และคณะ (1997) ได้ทำการศึกษาการเสริมกำลังโดยใช้เหล็กหุ้มภายนอกจุดต่อคาน-เสาเช่นเดียวกัน แต่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต่างออกไป (รูปที่ 2.5) ซึ่งให้ผลการทดสอบเป็นในทิศทางเดียวกับ Corazao และ Durrani 1989

เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการเสริมกำลังโดยใช้คอนกรีตหุ้มและให้คอนกรีตบดอัดรับน้ำหนัก การใช้แผ่นเหล็กเสริมประกบภายนอกสามารถลดระยะเวลาในการก่อสร้างได้มากกว่า แต่อย่างไรก็ตามวิธีการดังกล่าวอาจจะต้องประสบปัญหาเรื่องการเป็นสนิมของเหล็ก และเป็นไปได้ยากในการประยุกต์ใช้กับโครงสร้างจริงซึ่งมีทั้งคานขวางและพื้นคอนกรีต



รูปที่ 2.4 การเสริมกำลังโดยใช้แผ่นเหล็กหุ้ม

ที่มา : Corazao and Durrani (1989)



รูปที่ 2.5 การเสริมกำลังโดยใช้แผ่นเหล็กหุ้มภายนอก
ที่มา : Beres และคณะ (1992)

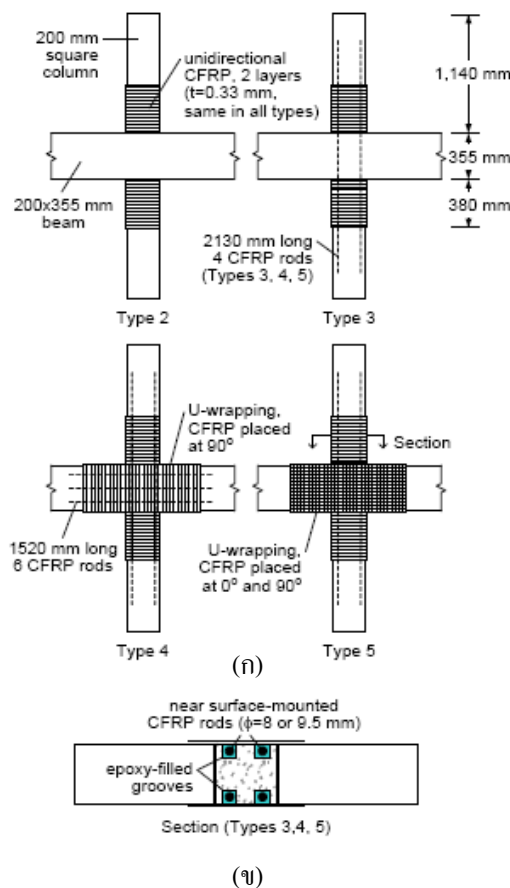
2.3.6 การใช้วัสดุคอมโพสิต (Fiber-reinforced polymeric composites)

ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1998 เป็นต้นมางานได้มีงานวิจัยที่พยายามนำวัสดุคอมโพสิต Fiber-reinforced polymeric composites (FRP) มาใช้เสริมกำลังให้กับจุดต่อคาน-เสาให้กับโครงสร้างที่มีอยู่เดิม ถึงแม้จะมีราคาค่อนข้างสูงแต่เมื่อเทียบกับความได้เปรียบหลายประการเช่น มีอัตราส่วนกำลังที่สูงเมื่อเทียบกับน้ำหนักตัวเอง ทนต่อการกัดกร่อน ง่ายต่อการติดตั้ง ไม่ทำให้โครงสร้างอาคารมีขนาดใหญ่ขึ้น และไม่มีผลกระทบต่อด้านสถาปัตยกรรมมากนัก เนื่องจาก FRP สามารถตัดให้เข้ารูปได้ง่ายจึงง่ายต่อการที่จะนำไปใช้สำหรับเสริมกำลังเพียงอย่างเดียว หรือเพิ่มการโอบรัดเพียงอย่างเดียว หรือทั้งสองอย่างไปพร้อมกันได้ และการใช้ FRP เสริมกำลังและยึดเกาะกับคอนกรีตภายนอกจะต้องมีการเตรียมพื้นผิวคอนกรีตให้สะอาด และขรุขระเพื่อเพิ่มการยึดเกาะก่อนที่จะยึดกันด้วยอีพ็อกซี และเรซินเคลือบผิวด้านนอกอีกชั้นหนึ่ง

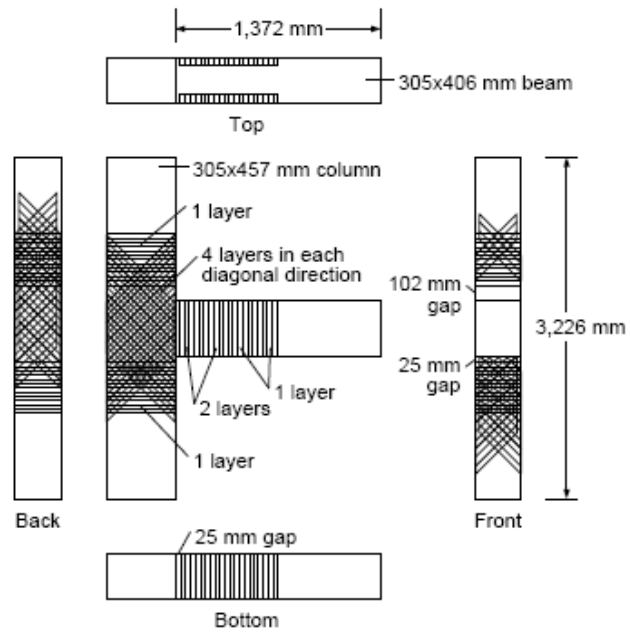
ปัจจุบันงานวิจัยเกี่ยวกับการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาโดยใช้ FRP นั้นมีทั้งการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการวิเคราะห์ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์และคอมพิวเตอร์ ยกตัวอย่างเช่นงานวิจัยของ Prota และคณะ (2001) ใช้ CFRP rods ร่วมกับการใช้แผ่น CFRP พันรอบภายนอกของจุดต่อ ดังรูปที่ 2.6 โดยการเปลี่ยนน้ำหนักกดในแฉก 3 ระดับ ผลการทดสอบพบว่ารูปแบบการ

วิบัติเปลี่ยนจากเสาไปจุดต่อและจากจุดต่อไปสู่คาน งานวิจัยของ Clyde และ Pantelides (2002) ได้ศึกษาประสิทธิภาพของแผ่น CFRP พับรอบจุดต่อคาน-เสากลางนอก (รูปที่ 2.7) ซึ่งก่อนการเสริมกำลัง ชั้นทดสอบเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือนที่จุดต่อ แต่ภายหลังที่พันด้วย CFRP พบว่าสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนได้ 5% ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพิ่มขึ้น 78% และการสลายพลังงานเพิ่มขึ้น 200 % ตามลำดับ

จากการสำรวจงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าการใช้ FRP เสริมกำลังจากภายนอกสามารถทำได้ง่ายและไม่ทำให้ขนาดของโครงสร้างเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับวิธีการเสริมกำลังแบบอื่น ๆ การใช้ FRP สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติให้ไปเกิดที่คานแทนได้ ส่วนการเสริมกำลังเพื่อรับแรงเฉือนในจุดต่อนั้นยังต้องทำการศึกษาเพิ่มเติม และการเตรียมพื้นผิวเป็นสิ่งสำคัญในการยึดเกาะระหว่าง FRP และคอนกรีตซึ่งอาจต้องใช้สลักเกลียว (bolt) เป็นตัวช่วยในการยึดเกาะด้วย และการเลือกใช้ชนิดของ FRP จะต้องคำนึงถึงสภาวะแวดล้อมที่โครงสร้างต้องทนอยู่ตลอดอายุการใช้งานด้วย



รูปที่ 2.6 การเสริมกำลังโดยใช้วัสดุคอมโพสิต CFRP sheet และ rod
ที่มา: Prota และคณะ (2001)



รูปที่ 2.7 รูปแบบการเสริมกำลังโดยใช้วัสดุ CFRP ที่ศึกษาโดย Clyde และ Pantelides (2002)

บทที่ 3

แนวทางประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

งานวิจัยนี้ได้ใช้การวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (LSP) เนื่องจากการสร้างแบบจำลองที่ไม่ซับซ้อนทำให้เกิดความง่ายต่อการนำไปใช้ นอกจากนี้ยังได้หาคดัชนีโครงสร้าง (Structural Indices) ซึ่งมีประโยชน์ในการสร้างระบบฐานข้อมูลสำหรับอาคารที่มีอยู่ในประเทศไทย นอกจากนี้ดัชนีโครงสร้างยังสามารถใช้ทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างภายหลังจากที่โครงสร้างเกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Behavior) และยังสามารถนำไปใช้ทำนายรูปแบบการวิบัติขององค์อาคารในโครงสร้างได้อีกด้วย

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในการศึกษานี้ใช้การตรวจสอบ 1) ดัชนีในแง่ของความสามารถต้านทานแรงขององค์อาคารต่าง ๆ (Load Checklist) และ 2) การเปรียบเทียบในเรื่องของรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Checklist) และ 3) การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

สำหรับ (Load Checklist) ดัชนีที่เป็นตัวบ่งบอกระดับของความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่าสัดส่วนของแรงต่อกำลัง Demand Capacity Ratio (DCR) โดยหลักการวิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (Seismic Capacity) ของอาคารสามารถหาได้จากการวิเคราะห์ความต้านทานของแต่ละองค์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318-99 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame) ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ได้รับความนิยมใช้ในประเทศไทย ส่วนค่า (Seismic Demand) เป็นการหาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี สามารถหาได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างภายใต้แรงกระทำซึ่งเป็นแรงสถิตย์เทียบเท่าตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 พ.ศ. 2540

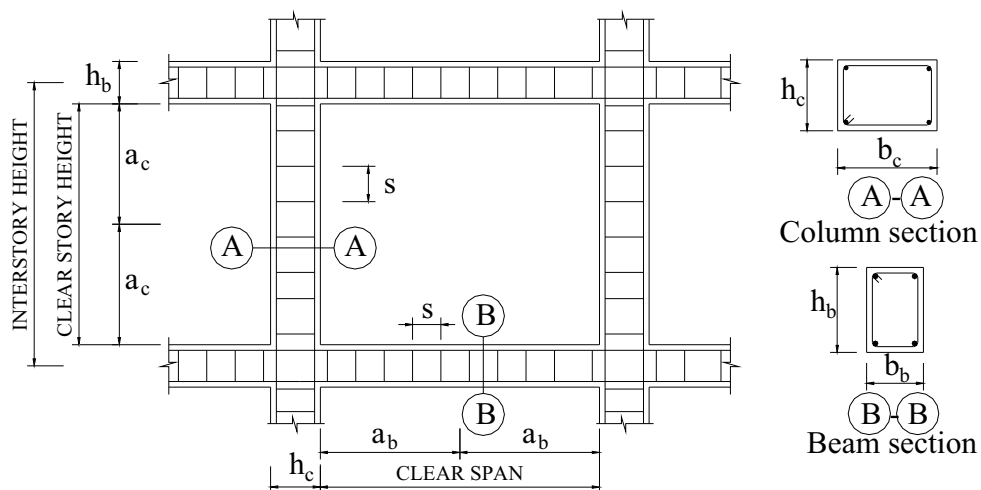
สำหรับการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Checklist) นั้นใช้การประเมินจากรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงสร้างจริงที่ก่อสร้างไปแล้วและเปรียบเทียบกับรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI318-99 (IMRF)

นอกนี้งานวิจัยนี้ยังได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ โดยใช้แผนผังการตรวจสอบซึ่งประกอบด้วย Load flowchart และ Yielding flowchart โดย Load flowchart เป็นการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของอาคารภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ส่วน Yielding flowchart เป็นการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของอาคาร

ภายหลังจากที่องค์อาคารบางส่วนได้เกิดการครากไปแล้ว โดยใช้ข้อมูลเพียงอัตราส่วน DCR และดัชนีโครงสร้าง

3.1 ดัชนีโครงสร้าง (Structural indices)

ดัชนีโครงสร้าง (Structural Indices) เป็นตัวเลขที่ใช้แสดงพฤติกรรมของ คาน เสา และจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ดัชนีโครงสร้างของอาคารสามารถคำนวณได้จากรูปร่างลักษณะ พื้นที่หน้าตัด พื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาวและตามขวาง (รูปที่ 3.1) กำลังของคอนกรีต และอื่น ๆ ซึ่งการศึกษาดัชนีโครงสร้างจะทำให้สามารถนำไปสร้างแบบจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคานเสาเพื่อใช้ในการทดลองในห้องปฏิบัติการได้ ดัชนีโครงสร้างที่สำคัญบางตัวสามารถทำนายรูปแบบการวิบัติได้ ดัชนีโครงสร้างที่สำคัญและพิจารณาในงานวิจัยนี้สามารถแบ่งได้เป็นสามกลุ่ม คือ ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสา คาน และจุดต่อ ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.1 แสดงมิติของคานและเสาในการคำนวณหาดัชนีโครงสร้าง

3.1.1 ดัชนีทางโครงสร้างของเสา

ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสาที่พิจารณาในงานวิจัยนี้ได้แก่

ก) อัตราส่วนช่วงการเลื้อน (a_c / h_c) โดยที่ a_c เป็นความสูงของเสาวัดจากจุดต่อคาน-เสาถึงจุดกึ่งกลางเสา (รูปที่ 3.1) ซึ่งเกิดจากสมมุติฐานที่ให้จุดดัดกลับอยู่ตรงกึ่งกลางความสูงเสาพอดี ส่วน h_c เป็นขนาดความลึกของเสา

ข) อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ $\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$ โดยที่

M_{nc} และ V_n เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ และกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุขององค์อาคาร อัตราส่วนนี้ใช้ระบุถึงความเป็นไปได้ที่เสาจะวิบัติแรงเฉือนหรือโมเมนต์ดัด ในกรณีที่อัตราส่วนนี้

มากกว่า 1 แสดงว่าเสามีโอกาสเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนมากกว่าการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด โดยค่าแรงเฉือน V_n สามารถคำนวณจากสมการของ ATC-40 ดังนี้

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-1)$$

$$V_c = 0.29\lambda \left(k + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\sqrt{f'_c} \right) b_c d \quad (3-2)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{0.6s} \quad (3-3)$$

เมื่อกำหนดให้

- V_c คือค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต, N
- V_s คือค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กปลอก, N
- f'_c คือค่ากำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน, MPa
- f_{yt} กำลังดึงของเหล็กปลอกซึ่งไม่ได้คิดค่ากำลังสำรอง, MPa
- λ = 0.75 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา
= 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ
- k = 1 ในบริเวณองค์อาคารที่ต้องการความเหนียวต่ำ
= 0 ในบริเวณองค์อาคารที่ต้องการความเหนียวสูง
- P น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสา, N
- A_g พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา, mm²
- b_c ความกว้างเสา, mm
- A_v พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, mm²
- d ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด, mm
- s ระยะเรียงของเหล็กปลอก, mm

ค) อัตราส่วนแรงตามแนวแกน $\frac{P}{f'_c A_g}$ โดยที่ P เป็นแรงอัดตามแนวแกนเนื่องจาก

น้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง (น้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจรที่คาดว่าจะเกิดขึ้น) A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา

ดัชนีนี้มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อคาน-เสาด้วย หากอัตราส่วนนี้มีค่ามากจะสามารถช่วยลดการเกิดรอยร้าวดึงทแยงได้ แต่หากแรงตามแนวแกนมีค่ามากเกินไปก็จะทำให้เหล็กยื่นในเสาเกิดการโก่งเดาะ (buckling) (Kurose และคณะ 1988 และ Hakuto และคณะ 2000)

ง) อัตราส่วนเหล็กยื่น $\rho_t = \frac{A_t}{bd}$ โดยที่ A_t เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กยื่นทั้งหมด b และ

d เป็นความกว้างและความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดเสา หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงแสดงว่าเสามีโอกาสสูงที่จะวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

จ) อัตราส่วนเหล็กทางขวาง $\rho_s \sqrt{b''/s}$ โดยที่ ρ_s เป็นอัตราส่วนเหล็กเสริมทางขวาง b'' เป็นความกว้างของแกนเสาโดยวัดระยะระหว่างศูนย์กลางของเหล็กปอดโอบรัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับทิศที่แรงกระทำ และ s เป็นระยะเรียงของเหล็กปอด อัตราส่วนนี้แสดงถึงความเหนียวของเสาหากมีค่าสูงแสดงว่าเสามีความเหนียวสูง (Park และ Paulay 1975)

ฉ) อัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติ $\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$ เมื่อ V_a เป็นแรงเฉือนขณะที่ยังคงอาคารเกิดวิบัติ โดยค่า V_a ขึ้นอยู่กับรูปแบบการวิบัติ กรณีเสาที่คาดว่าจะเกิดการวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด สามารถคำนวณแรงเฉือนจาก $V_a = \frac{M_{nc}}{a_c}$ ในกรณีเสาที่คาดว่าจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนสามารถคำนวณแรงเฉือน $V_a = V_n$ จากสมการที่ (3-1) โดยอัตราส่วนนี้ใช้ระบุระดับความเหนียวของเสา

3.1.2 ดัชนีโครงสร้างของคาน

ดัชนีโครงสร้างสำหรับคานที่พิจารณาในงานวิจัยนี้ได้แก่

ก) อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดัด $\rho = \frac{A_s}{b_b d}$ โดยที่ A_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดัด b_b และ d เป็นความกว้างคานและความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดคาน ตามลำดับ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงแสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้สูงที่จะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในคาน และยังบอกถึงความเป็นไปได้สูงในการเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสาเช่นกัน (Paulay และ Priestley 1992 และ Filippou 1983)

ข) อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัด $\rho' = \frac{A'_s}{b_b d}$ โดยที่ A'_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด ซึ่งมีความหมายเช่นเดียวกันอัตราส่วน ρ

ค) อัตราส่วนช่วงการเฉือน a_b / h_b โดยที่ a_b เป็นความยาวคานวัดจากรอยต่อเสา-คานถึงกึ่งกลางคาน และ h_b เป็นความลึกทั้งหมดของหน้าตัดคาน มีความหมายเช่นเดียวกับเสา

ง) อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ $\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$ โดย V_n สามารถคำนวณจากสมการ $V_n = V_c + V_s$ เช่นเดียวกับสมการที่ (3-1) โดยที่

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \quad (3-4)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3-5)$$

ระบบหน่วยที่ใช้เป็น MPa N และ mm สำหรับหน่วยแรง และ ความยาวตามลำดับ

จ) อัตราส่วนเหล็กทางขวาง $\rho_s \sqrt{b''/s}$ มีความหมายเช่นเดียวกับกรณีของเสาตั้งที่ได้อธิบายมาแล้ว

ฉ) อัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติ $\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$ มีความหมายเช่นเดียวกับกรณีของเสาตั้งที่ได้อธิบายมาแล้ว

3.1.3 ดัชนีทางโครงสร้างของจุดต่อคาน-เสา

ดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อคาน-เสาที่พิจารณาในงานวิจัยนี้ได้แก่

ก) ดัชนีความยึดเหนี่ยว (Bond index) $BI = \frac{f_y d_b}{2h_c \sqrt{f'_c}}$ โดยที่ f_y เป็นกำลังครากของเหล็กเสริม d_b เป็นเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมคานที่วิ่งผ่านจุดต่อ h_c เป็นขนาดความลึกเสาดัชนีความยึดเหนี่ยวเป็นตัวชี้ระดับของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (bond stress) ที่เกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมในคานที่วิ่งผ่านจุดต่อกับคอนกรีต หากค่านี้มีค่ามากกว่า 4.5 แสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้สูงที่จะเกิดการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond deterioration) (Kitayama และคณะ 1985)

ข) อัตราส่วนความลึกของเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน h_c / d_b . หากอัตราส่วนนี้มีค่าน้อยกว่า 20 แสดงให้เห็นว่าจุดต่อคาน-เสาเป็นจุดต่อที่มีแรงยึดเหนี่ยวกับเหล็กนอนในคานที่ไม่ดีนัก (ACI318-05) อาจเกิดการวิบัติแบบการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวภายในข้อต่อคาน-เสา

ค) อัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสา b_b / b_c โดยที่ b_b และ b_c เป็นความกว้างของคานและของเสา ตามลำดับ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงจะมีโอกาสเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา (Pessiki และคณะ 1990 และ Y. Kurose และคณะ 1988)

ง) อัตราส่วนความลึกคานต่อเสา h_b / h_c โดยที่ h_b และ h_c เป็นความลึกของคานและของเสาตามลำดับ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงแสดงให้เห็นถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนในจุดต่อที่ต่ำ (Y. Kurose และคณะ 1988)

จ) ดัชนีการโอบรัดของจุดต่อ $\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$ โดยที่ ρ_{sv} เป็นอัตราส่วนเชิงปริมาตรของเหล็กปลอกโอบรัดในจุดต่อ f_{ys} เป็นกำลังครากของเหล็กปลอกโอบรัดในจุดต่อ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงสามารถป้องกันการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อได้ (The state of art Report of Comité International du Béton, 1994 และ Y. Kurose และคณะ 1988)

ฉ.) อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุนของเสาต่อคาน M_{nc} / M_{nb} โดยที่ M_{nc} และ M_{nb} เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุนของเสาและคานตามลำดับ อัตราส่วนนี้บ่งบอกถึงความ

แข็งแรงของเสาและคาน หากอัตราส่วนมีค่ามากกว่า 1 แสดงให้เห็นว่าเสามีความแข็งแรงมากกว่าคานหรือเสาแข็งแรง-คานอ่อนนั่นเอง

ข) อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ V_{jh} / V_{jn} โดยที่ V_{jh} คือแรงเฉือนในแนวนอนที่กระทำต่อจุดต่อ และ V_{jn} เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ โดยค่า V_{jh} สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3-6) Paulay และ Priestley 1992

$$V_{jh} = (1 + \beta) \lambda_o f_y A_{s1} - V_{col} \quad (3-6)$$

$$\beta = A_{s1} / A_{s2} \quad (3-7)$$

เมื่อกำหนดให้

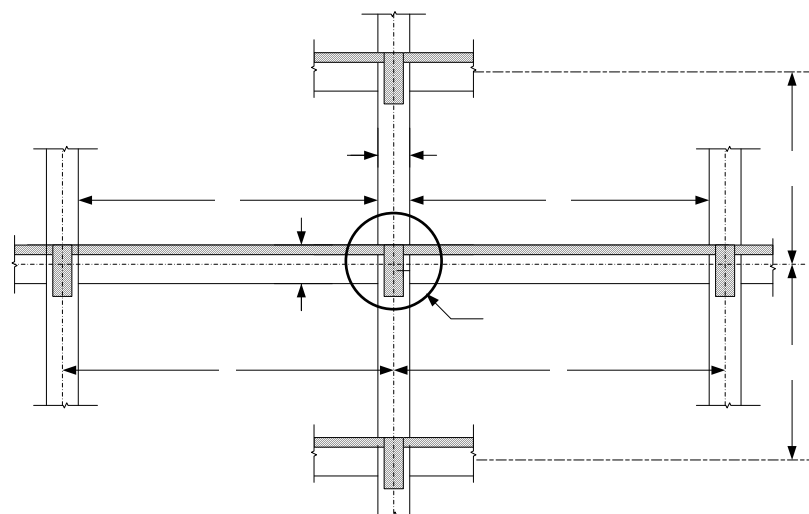
- A_{s1} คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัดของคาน
- A_{s2} คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคาน
- λ_o แฟกเตอร์ปรับแก้เนื่องจากกำลังสำรองของเหล็กเสริมมีค่าประมาณ 1.25
- V_{col} แรงเฉือนในเสาซึ่งสามารถคำนวณจากสมการที่ (3-8)

$$V_{col} = 2 \left(\frac{l_1}{l_{1n}} M_{0,1} + \frac{l_2}{l_{2n}} M_{0,2} \right) / (l_c + l'_c) \quad (3-8)$$

$M_{0,1}$ กำลังต้านทานโมเมนต์ลบของคานด้านขวา

$M_{0,2}$ กำลังต้านทานโมเมนต์บวกของคานด้านซ้าย

รูปที่ 3.2 แสดงระยะ $l_1, l_{1n}, l_2, l_{2n}, l_c, l'_c$ และค่าที่แสดงในสมการที่ (3-8)



รูปที่ 3.2 มิติของจุดต่อคาน-เสาภายใน (interior sub-assembly)

V_{jn} สามารถคำนวณจากสมการที่ (3-9) ATC-40

$$V_{jn} = 0.083\lambda\gamma\sqrt{f'_c}A_j \quad (3-9)$$

λ = 0.75 สำหรับคอนกรีตที่มีน้ำหนักเบา

= 1 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

γ คือ ตัวคูณกำลังต้านทานแรงเฉือนที่พิจารณาผลของการโอบรัดจากคาน (shear strength factor reflecting confinement of joint by lateral members) (ในที่นี้ใช้ค่าเท่ากับ 12)

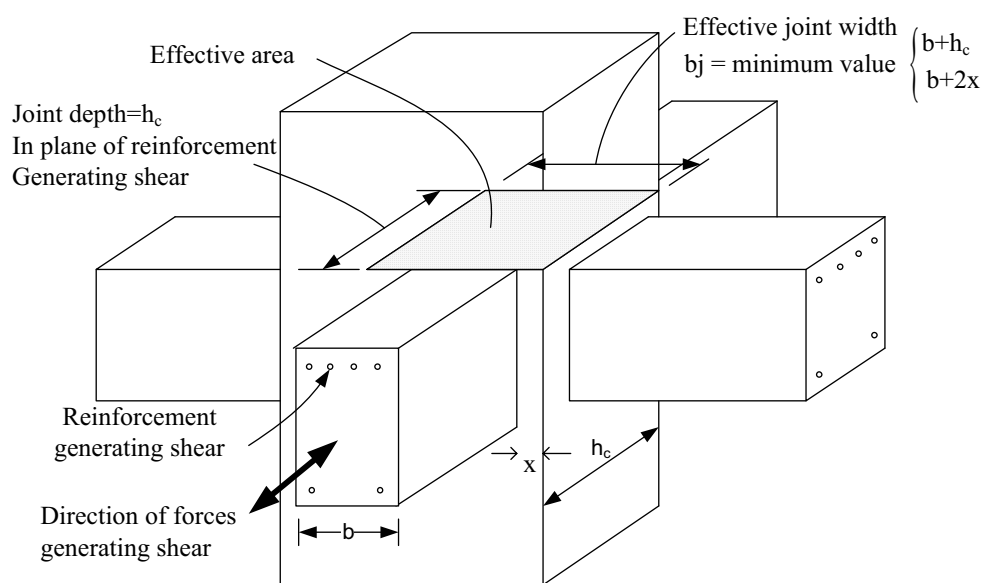
f'_c คือค่ากำลังอัดของคอนกรีต, MPa

A_j คือพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพในแนวนอนของจุดต่อคาน-เสา สามารถคำนวณจากสมการที่ (3-10)

$$A_j = b_j h_c \quad (3-10)$$

b_j คือความกว้างประสิทธิภาพของจุดต่อโดยวัดแนวขวางกับทิศทางของแรงเฉือน, มม. สามารถคำนวณจากรูปที่ 3.3

h_c คือความลึกของเสา, มม.



รูปที่ 3.3 พื้นที่ประสิทธิภาพของจุดต่อคาน-เสา

3.1.4 ผลการสำรวจข้อมูลดัชนีโครงสร้าง

จากการรวบรวมแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ก่อสร้างไปแล้วใน กรุงเทพมหานคร และปริมณฑลซึ่งก่อสร้างด้วยระบบคาน-เสา มีความสูงปานกลางประมาณ 5-15 ชั้นหรือมีความสูงไม่เกิน 73 เมตร ในการศึกษาสามารถรวบรวมแบบได้ทั้งหมด 15 อาคารด้วยกัน ดังแสดงในตารางที่ 3.1 และจากแบบอาคารดังกล่าวได้เลือกตำแหน่งเสาชั้นที่ 1 รับพื้นชั้นสอง คาน และจุดต่อคาน-เสามา 1 ตำแหน่งที่มีมิติ และรายละเอียดการเสริมเหล็กเหมือนกันมากที่สุดใช้เป็นตัวแทนของอาคาร (Typical subassemblages) และทำการรวบรวมข้อมูลดัชนีโครงสร้าง ซึ่งแบ่งเป็นดัชนีโครงสร้างในทิศตามแนวขวางตัวอาคาร และตามแนวยาวของตัวอาคาร ซึ่งในแต่ละทิศทางยังแบ่งเป็นดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อภายใน และดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อภายนอก ด้วย ข้อมูลทางสถิติของดัชนีโครงสร้างแสดงในตารางที่ 3.2-3.13 ส่วนรายละเอียดข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้งหมดแสดงในภาคผนวก ก

ตาราง 3.1 ข้อมูลทั่วไปสำหรับอาคารทั้ง 15 อาคาร

ลำดับ ที่	ลักษณะการใช้งานของ อาคาร	จำนวน ชั้น	ความสูง (ม.)	ขนาดของ อาคาร(ม.xm.)	ชนิดของพื้น	ขนาดของ ช่องลิฟต์
1	อพาร์ทเมนต์, AP1	6	17.20	11.0x17.85	PC Plank	ไม่มี
2	อพาร์ทเมนต์, AP2	9	22.90	13.2x29.2	PC Plank	2x2 ม.
3	อพาร์ทเมนต์, AP3	15	40.00	21.0x31.8	PC Plank	4.2x2.15ม.
4	อพาร์ทเมนต์, AP4	8	22.40	13.1x30.3	PC Plank	2.7x3.2m
5	อพาร์ทเมนต์, AP5	6	22.05	25.3x35.0	PC Plank	2.4x2.4m
6	อาคารเรียน, AC1	5	29.80	18.6x39.0	พื้นหล่อในที่	2.55x2.9ม.
7	อาคารเรียน, AC2	6	26.00	18.8x58.5	PC Hollowcore	2.4x4.0ม.
8	อาคารเรียน, AC3	6	27.50	16.5x77.0	PC Hollowcore	2.5x4.3ม.
9	อาคารเรียน, AC4	5	20.25	13.4x36.0	PC Plank	ไม่มี
10	ศาลากลางจังหวัด, CH1	5	25.34	24.0x77.0	PC Hollowcore	2.8x5ม.
11	ศาลากลางจังหวัด, CH2	5	34.35	25.0x77.0	PC Hollowcore	2.8x5ม.
12	ศาลากลางจังหวัด, CH3	5	30.95	25.0x77.0	PC Hollowcore	2.8x5ม.
13	โรงพยาบาล, HP1	10	43.7	37.6x43.6	Cast in place	3.8x3ม. และ 7.6x4.2 ม.
14	โรงพยาบาล, HP2	9	42.5	26.95x58.5	Cast in place	2.7x3.2 ม.
15	โรงพยาบาล, HP3	5	20.0	21.0x21.0ม.	PC Plank	3.1x2.3 ม.

ตารางที่ 3.2 ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสา

ทิศทาง / จุดต่อ	รายการ	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	6.85	1.27	0.903	0.0982	0.0128	7.51
	ค่าน้อยสุด	1.64	0.11	0.200	0.0135	0.0014	1.42
	ค่าเฉลี่ย	4.08	0.48	0.345	0.0477	0.0060	3.56
	ส่วนเบี่ยงเบน						
	มาตรฐาน	1.78	0.32	0.180	0.0253	0.0030	1.70
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	3.50	0.62	0.267	0.0287	0.0028	4.81
	ค่าน้อยสุด	2.08	1.64	0.205	0.1909	0.0075	11.09
	ค่าเฉลี่ย	1.50	0.46	0.226	0.0129	0.0081	4.41
	ส่วนเบี่ยงเบน						
	มาตรฐาน	1.64	0.95	0.193	0.0310	0.0040	7.02
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	9.89	1.51	0.482	0.0982	0.0143	3.78
	ค่าน้อยสุด	2.06	0.22	0.191	0.0126	0.0021	1.41
	ค่าเฉลี่ย	5.73	0.38	0.278	0.0507	0.0077	2.30
	ส่วนเบี่ยงเบน						
	มาตรฐาน	2.01	0.33	0.091	0.0258	0.0034	0.72
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	9.89	1.18	0.447	0.0982	0.0133	7.95
	ค่าน้อยสุด	2.53	0.16	0.041	0.0089	0.0019	0.96
	ค่าเฉลี่ย	5.76	0.37	0.210	0.0402	0.0065	2.29
	ส่วนเบี่ยงเบน						
	มาตรฐาน	2.02	0.27	0.121	0.0293	0.0034	1.72

ตารางที่ 3.3 ดัชนีโครงสร้างสำหรับคาน

ทิศทาง / จุดต่อ	รายการ	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	6.86	1.38	0.0297	0.0297	0.0099	3.76
	ค่าน้อยสุด	1.63	0.29	0.0057	0.0046	0.0014	0.97
	ค่าเฉลี่ย	4.68	0.76	0.0134	0.0144	0.0044	2.13
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.87	0.40	0.0072	0.0079	0.0026	0.96
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	6.35	1.58	0.0214	0.0214	0.0099	3.67
	ค่าน้อยสุด	1.55	0.43	0.0056	0.0039	0.0014	1.19
	ค่าเฉลี่ย	3.74	0.77	0.0107	0.0133	0.0042	2.21
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.74	0.37	0.0049	0.0056	0.0022	0.84
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	7.13	0.86	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
	ค่าน้อยสุด	2.96	0.13	0.0032	0.0026	0.0013	0.68
	ค่าเฉลี่ย	4.25	0.44	0.0084	0.0095	0.0036	1.44
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.11	0.21	0.0056	0.0065	0.0028	1.00
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	7.25	1.25	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
	ค่าน้อยสุด	1.83	0.13	0.0043	0.0032	0.0013	0.86
	ค่าเฉลี่ย	4.00	0.59	0.0107	0.0104	0.0035	1.88
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.22	0.31	0.0060	0.0057	0.0021	1.06

ตารางที่ 3.4 ดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อ

ทิศทาง / จุดต่อ	รายการ	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	8.61	35.00	1.00	1.75	4.28	4.08	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.77	15.00	0.38	0.63	0.64	0.22	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.17	23.86	0.72	1.17	2.00	1.33	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน							
	มาตรฐาน	1.59	6.88	0.21	0.38	1.29	0.96	0.000
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	10.76	40.00	1.00	2.00	26.45	2.54	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.59	12.00	0.38	0.50	0.47	0.06	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.43	24.29	0.74	1.23	6.30	0.80	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน							
	มาตรฐาน	2.20	9.69	0.19	0.50	6.84	0.60	0.000
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	7.23	33.33	0.60	2.00	10.11	3.91	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.90	16.67	0.15	0.75	0.34	0.20	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.30	22.84	0.44	1.40	3.92	1.00	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน							
	มาตรฐาน	1.40	5.87	0.13	0.36	2.95	0.91	0.000
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	8.28	33.33	0.67	2.00	20.60	1.95	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.90	12.50	0.15	0.63	0.73	0.10	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.67	21.47	0.43	1.37	6.83	0.55	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน							
	มาตรฐาน	1.57	5.75	0.15	0.44	6.27	0.57	0.000

3.1.5 การวิเคราะห์ดัชนีโครงสร้างของอาคารที่ทำการศึกษา

จากการศึกษาดัชนีโครงสร้างที่สำรวจจากอาคารทั้ง 15 หลังพบว่าค่าที่ได้ค่อนข้างจะกระจาย ทั้งนี้เนื่องจากอาคารมีการออกแบบและใช้งานที่หลากหลายแตกต่างกัน แต่อย่างไรก็ตาม หากพิจารณาค่าเฉลี่ยสามารถวิเคราะห์ผลได้ดังนี้

จากค่าเฉลี่ยอัตราส่วนช่วงการเฉือนของเสา a_c / h_c มีค่าประมาณ 4.08-5.76 แสดงให้เห็นว่าเสาน่าจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงคดผสมกับแรงเฉือน ส่วนอัตราส่วนการเฉือนในคาน a_b / h_b มีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 3.74-4.68 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าคานน่าจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนและแรงคด

ผสมกันเช่นเดียวกับเสา จากผลการศึกษาของ Jaradat et al. 1998 พบว่าเสาที่มีช่วงการเฉือน 2.0 ถึง 3.5 และมีอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว 0.02 มีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติแบบเปราะโดยทันทีทันใด

ค่าอัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับนอตกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุของเสา $\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$ มีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 0.22-0.56 และในคาน $\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.44-0.76 ซึ่งทั้งสองมีค่าน้อยกว่า 1 แสดงให้เห็นว่าเสาและคานมีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด

ค่าดัชนีแรงตามแนวแกน $\frac{P}{f'_c A_g}$ มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.21-0.345 แสดงให้เห็นว่าพื้นที่อาณานิคมเสามีผลน้อยต่อค่าดัชนีนี้ เนื่องจากพื้นที่หน้าตัดเสาและแรงตามแนวแกนมีค่าเหมาะสมกับพื้นที่อาณานิคมเสาแล้ว

ค่าอัตราส่วนเหล็กทางขวาง $\rho_s \sqrt{b''/s}$ มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.0058 - 0.0065 ในเสาและ 0.0035 - 0.0044 ในคาน แสดงให้เห็นว่าในเสาและคานมีการเสริมเหล็กปลอกน้อยมาก และมีระดับการโอบรัดที่น้อย แสดงให้เห็นว่าคานและเสามีโอกาสสูงที่จะวิบัติด้วยแรงเฉือน

ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนเหล็กยื่นในเสา ρ_t มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.0402 – 0.0521 ซึ่งเป็นค่าที่สูง ทำให้เสามีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ และเหล็กเสริมรับแรงอัด ρ' ในคานมีค่าประมาณ 0.0084- 0.0134 และ 0.0095-0.0144 ตามลำดับ อัตราส่วนนี้มีค่าสูงจึงทำให้มีโอกาสสูงที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนที่จุดต่อได้

ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติสำหรับเสา $\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$ มีค่าประมาณ 2.29-4.05 และอัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติสำหรับคาน $\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$ มีค่าประมาณ 1.44-2.21 สำหรับคาน จากตาราง 9-7 ของ ATC-40 ดัชนีนี้แบ่งเป็น 3 ระดับนั่นคือน้อยกว่า 3 อยู่ระหว่าง 3 ถึง 6 และมากกว่า 6 ค่าเฉลี่ยของเสาอยู่ทั้ง 2 ช่วงคือน้อยกว่า 3 และระหว่าง 3 ถึง 6 ในขณะที่ของคานน้อยกว่า 3 แสดงให้เห็นว่าเสามีระดับความเหนียวปานกลางส่วนคานมีระดับความเหนียวที่สูงกว่า

ดัชนีความยึดเหนี่ยว (Bond index) BI มีค่า 5.17-5.67 แสดงให้เห็นว่าจุดต่อมีโอกาสสูงที่จะเกิดการรูดไถลของเหล็กนอนในคานบริเวณจุดต่อ (Bond deterioration)

ค่าอัตราส่วนความลึกของเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน h_c / d_b มีค่าเฉลี่ยประมาณ 21.47-24.29 มากกว่า 20 แสดงว่าจุดต่อมีการจับยึดกับเหล็กนอนในคานที่ดีเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI

อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ V_{jh} / V_{jn} มีค่าเฉลี่ยประมาณ 1.0-1.33 สำหรับจุดต่อภายใน และ 0.55-0.80 สำหรับจุดต่อภายนอก แสดงให้เห็นว่าจุดต่อภายในมีโอกาสเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนมากกว่าจุดต่อภายนอก

อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระนาบของเสาต่อคาน M_{nc} / M_{nb} มีค่าเฉลี่ยประมาณ 2.0-6.83 แสดงให้เห็นว่าอาคารทุกหลังมีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อน

ดัชนีการโอเวอร์ดของจุดต่อ $\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f_c}$ มีค่าเท่ากับ 0 ในทุกอาคารเนื่องจากการไม่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อคาน-เสา จึงมีโอกาสสูงที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนในของจุดต่อคานเสาได้

จากผลการวิเคราะห์จะเห็นว่าดัชนีโครงสร้างเหล่านี้ บางครั้งให้แนวโน้มในลักษณะที่ไปในทิศทางเดียวกัน แต่บางครั้งก็ให้แนวโน้มสวนทางกัน ดังนั้นการจะประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยใช้ดัชนีโครงสร้างเหล่านี้ จำเป็นจะต้องพัฒนาระเบียบวิธีในการตรวจสอบตลอดจนการทดสอบขึ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อยืนยันระเบียบวิธีที่ได้สร้างขึ้นมา

3.2 การประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในการศึกษานี้ใช้การตรวจสอบสองเกณฑ์ได้แก่ 1) เกณฑ์เรื่องแรง (Force criteria) และ 2) เกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing criteria)

สำหรับเกณฑ์เรื่องแรง (force criteria) ดัชนีที่บ่งบอกระดับของความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวในงานวิจัยนี้ได้แก่อัตราส่วนระหว่างแรงต่อกำลัง (DCR) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างแรง (demand) ที่มากระทำต่อกำลัง (capacity) ขององค์อาคาร โดยหลักการวิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (seismic capacity) ของอาคารสามารถหาได้จากการวิเคราะห์กำลังของแต่ละองค์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบอาคารของ ACI318 ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ได้รับความนิยมใช้ในประเทศไทย ส่วนค่า (seismic demand) เป็นการหาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี สามารถหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างจากแบบจำลองด้วยแรงกระทำซึ่งเป็นแรงสถิติเทียบเท่าตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49

สำหรับเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็กนั้น (detailing criteria) ใช้การประเมินจากรายละเอียดการเสริมเหล็กของอาคารจริงกับรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI (IMRF) ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง

3.2.1 ขั้นตอนการประเมินอาคาร

ขั้นตอนการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารทำได้ดังนี้

1. ประเมินน้ำหนักบรรทุกของอาคารในแต่ละชั้น โดยใช้น้ำหนักบรรทุกตายตัวรวมกับ 40% ของน้ำหนักบรรทุกจรที่ระบุในการออกแบบ หรือหากไม่ได้ระบุก็ให้ใช้ค่ามาตรฐานการออกแบบตามมาตรฐานของ วสท.2540 สะสมในแต่ละชั้นเป็นค่าน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของอาคาร (W)

2. คำนวณค่าแรงเฉือนพื้นฐาน โดยใช้แรงสถิตย์เทียบเท่าแทนแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวตาม กฎกระทรวงฉบับที่ 49 ภายใต้พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ดังสมการที่ 3-11

$$V_b = ZIKCSW \quad (3-11)$$

เมื่อ	V_b	คือแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน
	Z	คือสัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor)
	I	คือแฟกเตอร์เกี่ยวกับความสำคัญของอาคาร (Importance Factor)
	K	คือสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับระบบโครงสร้าง (Structural System Coefficient)
	C	คือสัมประสิทธิ์เนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้าง (Seismic Coefficient)
	S	คือสัมประสิทธิ์เกี่ยวกับการประสานแรงไล้ธรรมชาติระหว่างดินบริเวณข้างเคียงกับโครงสร้าง (Site – Structural Resonance Factor)

W คือน้ำหนักบรรทุกที่คำนวณได้จากขั้นตอนที่ 1

3. กระจายแรงเฉือนพื้นฐานสู่โครงข้อแข็งในแต่ละเฟรมตามสถิติฟเน่สของแต่ละเฟรม และกระจายสู่แต่ละชั้นของอาคาร

4. วิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าที่ต้องการ ได้แก่ แรงเฉือนและโมเมนต์ค้ด จากการรวมแรงและน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ (load combination) โดยแบ่งเป็น 2 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 $U=0.75(1.4DL+1.7LL\pm 1.87E)$ กระทำเพื่อหาค่า seismic demand เพื่อนำไปตรวจสอบ เกณฑ์แรง (force criteria) และเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing criteria)

กรณีที่ 2 $U=DL+0.4LL\pm 1.87E$ กระทำเพื่อหาค่า seismic demand เช่นกัน แต่ผลที่ได้จะนำไปวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

เมื่อ	U	คือผลการรวมน้ำหนักบรรทุก
	DL	คือน้ำหนักบรรทุกตายตัว
	LL	คือน้ำหนักบรรทุกจร
	E	คือแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวซึ่งสมมุติให้กระทำใน 2 ทิศทางคือ ผลักให้

โครงสร้างเคลื่อนไปทางซ้าย และผลักให้โครงสร้างเคลื่อนไปทางขวา

5. ค่าณณก้าล้งขององค้าคาร (seismic capacity) จากมิตขขององค้าคารและเหล็กเสริมตามการเสริมเหล็กจริงของแต่ละองค้าคาร ในงานวิจัยนี้ใช้การคำนวณความสามารถต้านทานแรงเห็อน และโมเมนต์ค้ัดตามสมการของ ACI318

6. เปรียบเทียบ seismic demand กับ seismic capacity โดยค่าณณในรูปของอัตราส่วน demand capacity ratio (DCR) ซึ่งค่า DCR สามารถแบ่งได้เป็น 2 ทิศทางคือ ตามแนวขวางอาคารและตามแนวยาวอาคาร และในแต่ละแนวจะแบ่งเป็น 2 จุดต่อคือ จุดต่อกาน-เสาภายนอก และจุดต่อกาน-เสาภายใน ซึ่งค่า DCR ที่คำนวณได้ประกอบด้วย

ก) DCR สำหรับโมเมนต์ในเสา (M_{uc} / M_{nc}) เมื่อ M_{uc} คือ Demand moment ของเสาจากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง และ M_{nc} ก้าล้งต้านทานโมเมนต์ของเสา (moment capacity)

ข) DCR สำหรับโมเมนต์ในคาน (M_{ub} / M_{nb}) เมื่อ M_{ub} คือ Demand moment ของคานจากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง และ M_{nb} คือก้าล้งต้านทานโมเมนต์ของคาน

ค) DCR สำหรับแรงเห็อนในเสา (V_{uc} / V_{nc}) เมื่อ V_{uc} คือ Demand shear ของเสา และ V_{nc} คือก้าล้งต้านทานแรงเห็อนของเสา (shear capacity)

ง) DCR สำหรับแรงเห็อนในคาน (V_{ub} / V_{nb}) เมื่อ V_{ub} คือ Demand shear ของคาน และ V_{nb} คือก้าล้งต้านทานแรงเห็อนของคาน

จ) DCR สำหรับแรงเห็อนในจุดต่อ (V_{ju} / V_{jn}) เมื่อ V_{jn} คือก้าล้งต้านทานแรงเห็อนของจุดต่อกาน-เสา และ V_{ju} คือค่า Demand joint shear force ซึ่งสามารถคำนวณจากสมการ (3-12)

$$V_{ju} = (M_{ub}^+ / jd + M_{ub}^- / jd) - V_{uc} \quad (3-12)$$

เมื่อ M_{ub}^+ และ M_{ub}^- คือ Demand moment จากการวิเคราะห์โครงสร้าง

jd คือแขนของโมเมนต์ในหน้าค้ัดคาน ใช้ค่าประมาณ $0.9d$

7. ตรวจสอบเกณฑ์การเสริมเหล็กในเสา คานและจุดต่อ กับมาตรฐานการเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI (IMRF)

3.2.2 เกณฑ์การค้ัดสิน

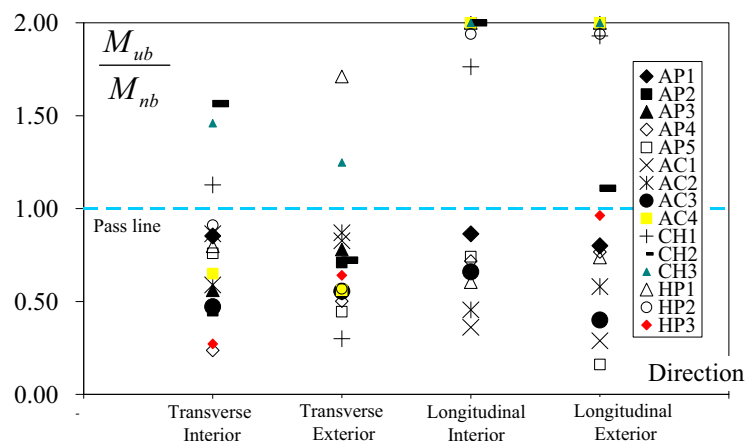
อาคารที่ถูกประเมินจะถือว่าปลอดภัยจากแผ่นดินไหวก็ต่อเมื่อผ่านเกณฑ์ทั้ง 2 เกณฑ์

เกณฑ์ที่ 1 องค้าคารทุกองค้าคาร ทั้งจุดต่อกานนอกและจุดต่อกานใน และทั้งในแนวตามขวางของอาคารและในแนวตามยาวของอาคารจะต้องมีค่า DCR ไม่เกิน 1

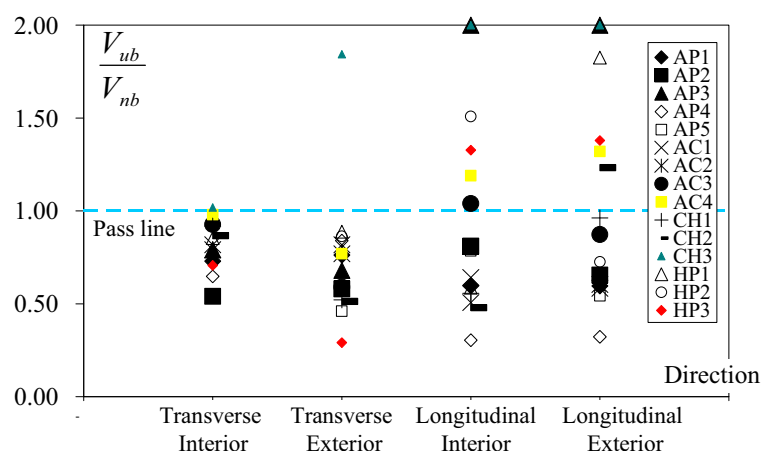
เกณฑ์ที่ 2 รายละเอียดการเสริมเหล็กทุกตำแหน่งจะต้องผ่านค่าต่ำสุดที่ต้องการทุกค่า หากเกณฑ์ของรายละเอียดการเสริมเหล็กไม่ผ่านนั้นแสดงให้เห็นว่าอาคารขาดคุณสมบัติทางด้านความเหนียว ซึ่งจะเป็นอาคารที่มีอาจเกิดการวิบัติแบบความเปราะและสามารถสลายพลังงานได้น้อย

3.2.3 ผลการประเมินดัชนีความสามารถต้านทานของแรงเฉือน และโมเมนต์ (force criteria)

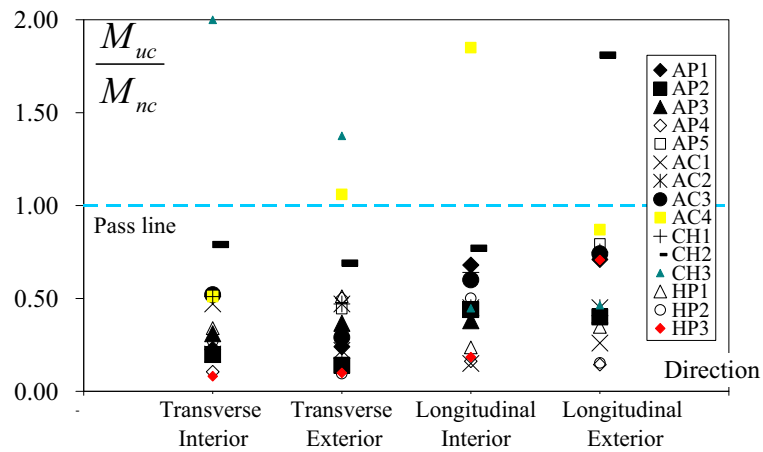
ในงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะเสาในชั้นที่ 1 และองค์อาคารในชั้นที่ 2 เนื่องจากสมมุติให้อาคารเกิดการโยกตัวในโหมดการแกว่งตามธรรมชาติที่หนึ่ง ซึ่งทำให้เสาในชั้นที่ 1 ต้องรับแรงมากที่สุด นอกจากนี้ระบบพื้นของอาคารส่วนใหญ่ก่อสร้างด้วยพื้นสำเร็จมีการถ่ายแรงในทิศทางขวาง และเนื่องจากแผ่นดินไหวสามารถเกิดได้ทุกทิศทาง จึงทำให้ต้องพิจารณาโครงสร้างในทิศทางตามยาวของตัวอาคารด้วย ผลการประเมินอัตราส่วน DCR ของอาคารทั้ง 15 หลังได้แสดงในรูปที่ 3.4-3.8 และภาคผนวก ก



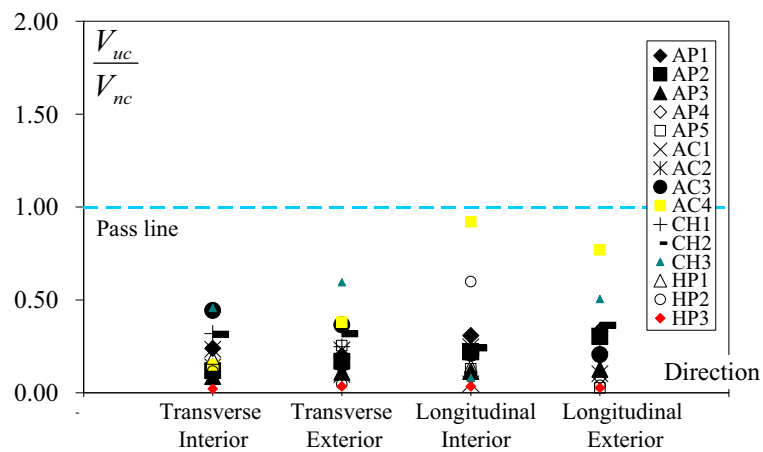
รูปที่ 3.4 DCR สำหรับโมเมนต์ในคาน



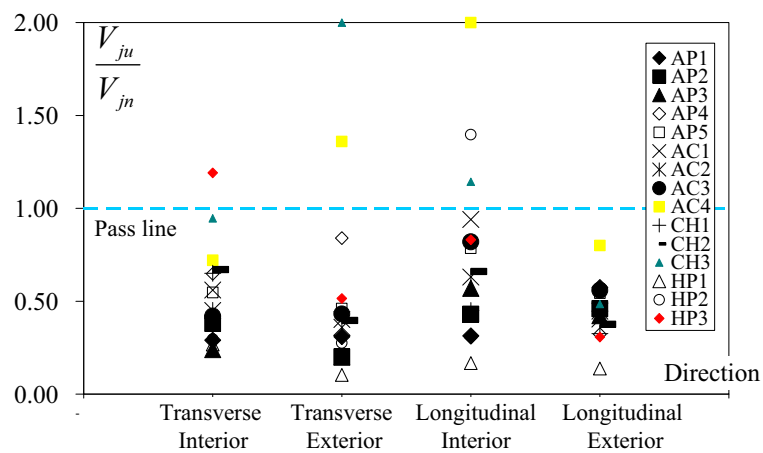
รูปที่ 3.5 DCR สำหรับแรงเฉือนในคาน



รูปที่ 3.6 DCR สำหรับโมเมนต์ในเสา



รูปที่ 3.7 DCR สำหรับแรงเฉือนในเสา



รูปที่ 3.8 DCR สำหรับแรงเฉือนในจุดต่อคาน-เสา

จากรูปที่ 3.4 ค่า DCR สำหรับโมเมนต์ในคานพบว่า มีถึง 9 อาคารใน 15 อาคารที่มีค่า DCR มากกว่า 1 ได้แก่ AP2, AP3, AC4, CH1, CH2, CH3, HP1, HP2 และ HP3 เมื่อตรวจสอบดัชนีโครงสร้างของอาคารทั้ง 9 พบว่ามีอัตราส่วน a/h ที่สูงและ $M_n/(aV_n)$ ที่ต่ำในทิศตามขวางของตัวอาคาร จึงมีโอกาสสูงที่จะวิบัติด้วยโมเมนต์ สอดคล้องกับผลการประเมินของ DCR ส่วนในทิศทางตามยาวของอาคารพบว่า 7 ใน 9 อาคารก่อสร้างด้วยระบบพื้นสำเร็จและออกแบบให้คานในทิศตามขวางรับน้ำหนักจากพื้น ส่วนในทิศทางตามยาวคานออกแบบให้รับน้ำหนักกำแพงเท่านั้น จึงทำให้คานในทิศทางตามยาวมีกำลังต้านทานน้อยกว่าและไม่สามารถรับโมเมนต์ที่ต้องการได้

เมื่อพิจารณา DCR สำหรับแรงเฉือนในคานในรูปที่ 3.5 พบว่ามีอาคาร 2 หลังในทิศตามขวางที่ไม่ผ่านเกณฑ์นี้ ได้แก่ AC4 และ CH3 แต่ในทิศทางตามยาวพบว่าไม่ผ่านเกณฑ์ 8 หลัง นั่นคือ AP3, AC3, AC4, CH2, CH3, HP1, HP2 และ HP3 เนื่องจากระบบพื้นสำเร็จที่มีการถ่ายแรงในทิศทางเดียวทำให้คานในทิศทางตามยาวมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

อัตราส่วน DCR สำหรับโมเมนต์ในเสาในรูปที่ 3.6 พบว่าอาคารเกือบทุกหลังผ่านเกณฑ์นี้ ยกเว้นอาคาร AC4, CH2 และ CH3

เมื่อพิจารณา DCR ของแรงเฉือนในเสาพบว่าอาคารทุกหลังไม่มีปัญหาแรงเฉือนในเสาเลย แม้จะพบว่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมในเสา (ρ) มีค่าสูงหรือต่ำในทุกอาคารก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากอาคารหลายหลังมีกำแพงช่องลิฟต์ซึ่งสามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายไปยังเสาได้ส่วนหนึ่ง นอกจากนี้อาคารเก่าที่ออกแบบตามมาตรฐาน การออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานในอดีตทำให้ได้หน้าตัดของเสาที่ใหญ่ ซึ่งทั้งสองสาเหตุนี้มีส่วนทำให้เสาอาคารมีขนาดใหญ่ซึ่งถือว่าเป็นข้อดีต่อการต้านทานแผ่นดินไหว

สำหรับอัตราส่วน DCR ของแรงเฉือนที่จุดต่อคานเสา พบว่าอาคารส่วนใหญ่ผ่านเกณฑ์นี้ เนื่องจากอาคารส่วนใหญ่มีจุดต่อคาน-เสาในชั้น 2 ที่มีอัตราส่วน M_{nc}/M_{nb} ที่มากกว่า 1 จึงแสดงพฤติกรรมเสาแข็งแรง-คานอ่อน และผนังลิฟต์สามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายไปยังจุดต่อได้ส่วนหนึ่ง แต่อย่างไรก็ตามพบว่าอาคาร 4 หลังไม่ผ่านเกณฑ์นี้ ซึ่งเป็นไปได้เช่นกันที่อาคารเหล่านี้จะวิบัติแบบเปราะด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ ผลสรุปการประเมินค่า DCR ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.5

จากการประเมินมีอาคาร 5 หลังจากทั้งหมด 15 หลังที่ผ่านเกณฑ์นี้ อย่างไรก็ตามก็ยังไม่สามารถสรุปได้ว่าอาคารเหล่านี้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากการกระจายแรงเข้าสู่องค์อาคารจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับสถิติขององค์อาคาร ดังนั้นจึงควรตรวจสอบภายใต้สภาวะที่องค์อาคารเกิดการครากไปแล้ว และนอกจากนี้ควรตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กด้วย

ตารางที่ 3.5 สรุปผลการประเมินค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลัง (DCR)

ลำดับที่	อาคาร	ทิศทางตามขวาง		ทิศทางตามยาว	
		จุดต่อภายใน	จุดต่อภายนอก	จุดต่อภายใน	จุดต่อภายนอก
1	AP1	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
2	AP2	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
3	AP3	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
4	AP4	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
5	AP5	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
6	AC1	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
7	AC2	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
8	AC3	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ผ่าน
9	AC4	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
10	CH1	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
11	CH2	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
12	CH3	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
13	HP1	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน
14	HP2	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
15	HP3	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน

3.2.4 การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing criteria)

ปกติแล้วแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงอาจจะมากกว่าแรงที่กำหนดในมาตรฐานการออกแบบ นอกจากนี้ในองค์อาคารอาจมีกำลังสำรองเพิ่มขึ้นเนื่องจากกำลังของเหล็กมากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วย ด้วยเหตุนี้มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวจึงได้ระบุรายละเอียดการเสริมเหล็กและปริมาณเหล็กเสริมที่ขั้นต่ำเพื่อให้โครงสร้างมีความเหนียว ในกรณีของประเทศไทยได้ถูกจัดให้อยู่ในโซนที่มีความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวน้อยถึงปานกลาง และการออกแบบให้ใช้มาตรฐานการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง ซึ่งต้องการรายละเอียดการเสริมเหล็ก ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ดังรูปที่ 3.9

ผลการประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็กพบว่าอาคารทั้งหมดไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ มีการเสริมเหล็กที่ไม่เหมาะสมสำหรับการต้านทานแผ่นดินไหว ขาดคุณสมบัติความ

เหนียว โดยเฉพาะอย่างยิ่งการไม่เสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือนบริเวณจุดต่อ มีเพียงอาคาร 2 หลังที่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการจัดระยะเรียงของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในคานในทิศทางแนวตามยาวของตัวอาคาร และมีอาคาร 3 หลังจาก 15 หลัง ที่ผ่านเกณฑ์การเสริมเหล็กปลอกในเสาในทิศทางขวางของตัวอาคาร แต่เหล็กปลอกที่ใช้ก็เป็นเพียง stirrup ไม่ใช่ hoop คือไม่มีการหักงอ 135 องศา และความยาวปลายส่วนที่หักงอไม่เกิน 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก ผลการประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็กจุดต่อคาน-เสายภายใน ทิศทางตามขวางตัวอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 3.6 ส่วนรายละเอียดเพิ่มเติมสำหรับการประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็กนั้นแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ตารางที่ 3.6 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AP1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s_o)	None	RB9 @ 0.40	NC
AP2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.04	NC
		Zone 2	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	C
	Joint	Zone 3 (s_o)	None	3-RB6 @ 0.20	NC
AP3	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 @ 0.09	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_o)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC
AP4	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.04	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.05	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_o)	none	3-RB 6 @ 0.28	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 @ 0.17	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_o)	none	2-RB 9 @ 0.30	NC

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

ตารางที่ 3.6 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน (ต่อ)

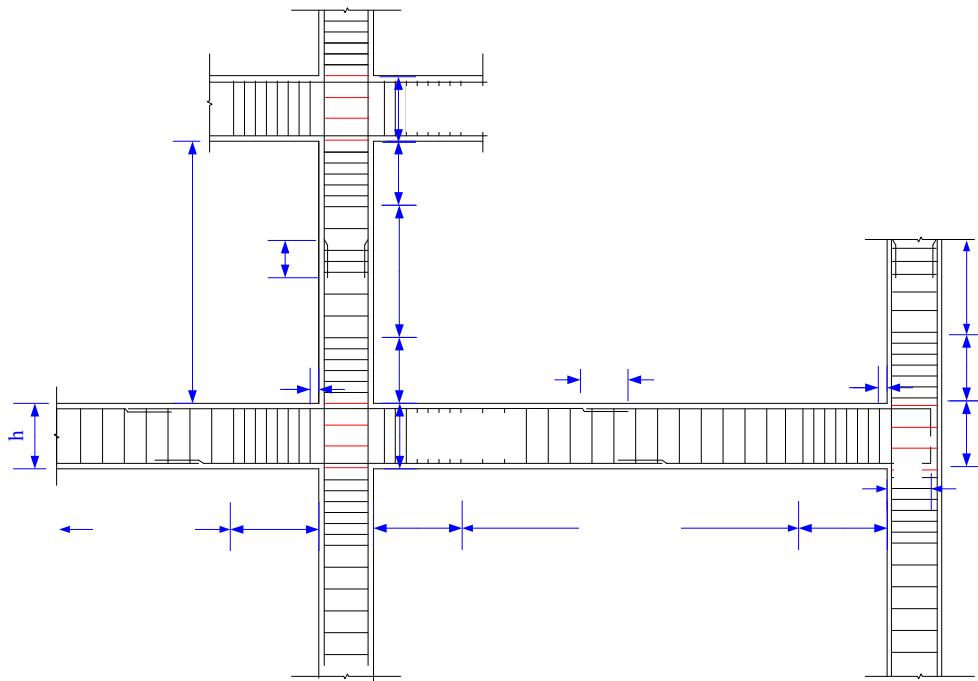
Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AC1	Beam	Zone 1 (2h _o)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.21	C
		Zone 2 (s _l)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
AC2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s _l)	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 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2 (s _l)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.06	NC
AC4	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB6@0.10	2-RB6@0.06	NC
		Zone 2	1-RB6@0.10	2-RB6@0.06	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.14	NC
		Zone 2 (s _l)	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 @ 0.10	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _l)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.27	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB 9 @ 0.27	NC
CH2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _l)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.40	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB 9 @ 0.40	NC
CH3	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 @ 0.11	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _l)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC

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

ตารางที่ 3.6 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน (ต่อ)

HP1	Beam	Zone 1 (2ho)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.14	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.15	C
	Column	Zone 1 (so)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (st)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.32	C
	Joint	Zone 3 (sj)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC
HP2	Beam	Zone 1 (2ho)	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 6 @ 0.09	C
	Column	Zone 1 (so)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (st)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (sj)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
HP3	Beam	Zone 1 (2ho)	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (so)	4-RB 6 @ 0.15	4-RB 6 @ 0.13	NC
		Zone 2 (st)	4-RB 6 @ 0.15	4-RB 6 @ 0.13	NC
	Joint	Zone 3 (sj)	none	4-RB 6 @ 0.13	NC

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



รูปที่ 3.9 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน เสา และจุดต่อคาน-เสา
ตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI (IMRF)

3.2.5 การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

ในการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติในงานวิจัยนี้ใช้ข้อมูล DCR ดัชนีโครงสร้าง load flowchart (รูปที่ 3.10) และ yielding flowchart (รูปที่ 3.11) วัตถุประสงค์ของ load flowchart เพื่อหา รูปแบบการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ส่วน yielding flowchart เป็นการหา รูปแบบการวิบัติภายหลังจากที่องค์อาคารบางชิ้นส่วนเกิดการครากไปแล้วภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มีค่าสูงกว่าที่กำหนดไว้ในมาตรฐานแผ่นดินไหว ซึ่งจะช่วยให้ทราบรูปแบบการวิบัติสุดท้ายที่เกิดขึ้นตามมา และทำให้สามารถซ่อมแซมเสริมกำลังได้ถูกต้อง โดยค่า DCR ที่ใช้นี้ได้จากการใช้ชุดการ รวมน้ำหนักบรรทุก $U=DL+0.4LL+1.87E$ ซึ่ง 40% ของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้นี้เป็นน้ำหนักที่คาดว่าจะ เกิดขึ้นภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว

แนวคิดของทั้งสอง flowchart นี้มีไว้เพื่อตรวจสอบรูปแบบการวิบัติที่ถูกต้องที่สุด โดยเฉพาะอย่างยิ่งภายหลังจากที่โครงสร้างครากไปแล้ว ทั้งนี้เนื่องจากแรงจากแผ่นดินไหวที่มา กระทำกับโครงสร้าง หากมีแรงมากพอและโครงสร้างมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอแล้ว โครงสร้างจะ เกิดการครากก่อน แต่ยังคงสามารถต้านทานแรงกระทำต่อไปได้อีกด้วยกำลังสำรองในเหล็กที่สามารถพัฒนาไปจนถึงช่วงพลาสติก ซึ่งบางกรณีองค์อาคารดังกล่าวอาจจะเกิดการวิบัติด้วยแรง เฉือนในองค์อาคารอื่น ๆ ตามมาในขั้นตอนสุดท้าย หรือบางกรณีจะเกิดการวิบัติด้วยการครากใน องค์อาคารเดิมนั่นเอง ซึ่งหากตรวจสอบถึงแก่จุดครากและสรุปว่าองค์อาคารวิบัติด้วยการครากและ ทำการเสริมกำลังองค์อาคารดังกล่าวนั้นอาจไม่ถูกต้อง

ขั้นตอนการตรวจสอบให้เริ่มต้นด้วย load flowchart (รูปที่ 3.10) ซึ่งเป็นการหา รูปแบบการ วิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ หากพบว่ายังไม่สามารถหา รูปแบบการวิบัติได้ใน load flowchart แสดงว่าโครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ได้ ดังนั้นจึงต้องตรวจสอบด้วย yielding flowchart (รูปที่ 3.11) ซึ่งการตรวจสอบด้วย flowchart นี้เป็น การตรวจสอบโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำจนทำให้โครงสร้างเกิดการครากในองค์ อาคารต่างๆ

ขั้นตอนการตรวจสอบตาม load flowchart มีดังนี้

1) ตรวจสอบว่าคาน หรือ เสาครากหรือไม่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ด้วย สมการที่ (3-13) และ (3-14) ซึ่งได้จากค่า DCR ที่ใช้ชุดการรวมน้ำหนักบรรทุก $U=DL+0.4LL+1.87E$

$$M_{ub} / M_{nb} > 1 \quad (3-13)$$

$$M_{uc} / M_{nc} > 1 \quad (3-14)$$

เมื่อ M_{ub} และ M_{uc} คือ demand moment จากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ชุดการรวมน้ำหนักบรรทุก $U=DL+0.4LL\pm1.87E$ สำหรับคานและเสาตามลำดับ ส่วน M_{nb} และ M_{nc} เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ของคานและเสาตามลำดับ

2) กรณีสมการ (3-13) หรือ สมการ (3-14) เป็นจริง แสดงว่าองค์อาคารเกิดการคราก ให้ไปตรวจสอบว่าการครากเกิดในเสาหรือคานก่อนด้วยสมการ (3-15) และสมการ (3-16) ซึ่งสมการที่ (3-16) คืออัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุของเสาคือคาน

$$\frac{M_{nc} / M_{uc}}{M_{nb} / M_{ub}} < 1 \quad (3-15)$$

$$M_{nc} / M_{nb} < 1 \quad (3-16)$$

3) กรณีสมการที่ (3-15) และสมการที่ (3-16) เป็นจริงแสดงว่าการวิบัติจะเกิดในคาน แต่หากทั้งสองสมการไม่เป็นจริงแสดงว่าการวิบัติเกิดขึ้นที่เสา ซึ่งต้องทำการตรวจสอบเช่นเดียวกับการตรวจสอบคาน โดยใช้สมการที่ (3-17) ถึง สมการที่ (3-21)

4) การตรวจสอบในขั้นตอนต่อไปจะเป็นการตรวจสอบว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนที่โครงสร้างเกิดการครากหรือไม่ ด้วยสมการ (3-17)

$$\frac{M_n / M_u}{V_n / V_u} > 1 \quad (3-17)$$

เมื่อ M_n และ V_n เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์คัต และกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานหรือเสา

M_u และ V_u เป็น demand moment และ demand shear จากการวิเคราะห์โครงสร้างในคานหรือเสา

5) กรณีสมการที่ (3-17) เป็นจริงแสดงว่าจะเกิดการวิบัติเฉือนก่อนที่องค์อาคารจะเกิดการคราก จากนั้นให้ตรวจสอบว่าเป็นการวิบัติเฉือนที่จุดต่อหรือคานด้วยสมการที่ (3-18) และ (3-19)

$$V_{ju} / V_{jn} > V_{ub} / V_{nb} \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ} \quad (3-18)$$

$$V_{ub} / V_{nb} > V_{ju} / V_{jn} \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนที่คาน} \quad (3-19)$$

เมื่อ V_{ju} และ V_{ub} เป็น demand shear ในจุดต่อและในคานจากการวิเคราะห์โครงสร้าง ส่วน V_{jn} และ V_{nb} เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดต่อและคานตามลำดับ ซึ่งคือค่า DCR ที่ได้จากชุดการรวมแรง $U=DL+0.4LL\pm1.87E$

6) กรณีสมการ (3-17) ไม่เป็นจริงให้ตรวจสอบว่ามีการวิบัติด้วยแรงเฉือนหลังจากองค์อาคารครากหรือไม่ด้วยสมการ ที่ (3-20) และ สมการที่ (3-21)

$$BS = 1.25 \frac{M_n}{aV_n} > 1 \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนในคานาหลังจากคานาครากไปแล้ว} \quad (3-20)$$

$$JS = 1.25 \frac{V_j}{V_{jn}} > 1 \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อคานาหลังจากคานาครากไปแล้ว} \quad (3-21)$$

เมื่อ $M_n / (aV_n)$ คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ และ V_j / V_{jn} คืออัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ ตัวเลข 1.25 คือสมมุติฐานให้กำลังของสำรองของเหล็กเสริมในช่วงพลาสติกมีค่าเพิ่มขึ้นหลังจากครากอีก 25 %

7) ตรวจสอบว่าโครงสร้างไม่เกิดการครากภายใต้แรงตามกฎกระทรวงฯ หรือสมการที่ (3-13) หรือ (3-14) ไม่เป็นจริง ให้ตรวจสอบว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนที่จะเกิดการครากภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มากกว่ากฎกระทรวงหรือไม่ ด้วยการเปรียบเทียบสมการ (3-22) (3-23) และ (3-24) ว่าเป็นจริงหรือไม่ หากเป็นจริงแล้ว สมการใดมีค่ามากกว่ากัน หากสมการ (3-22) มีค่ามากที่สุดแสดงว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่คาน แต่หากสมการ (3-23) มีค่ามากที่สุดแสดงว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เสา แต่หากสมการที่ (3-24) มีค่ามากที่สุดแสดงว่าเป็นการวิบัติที่จุดต่อ

$$V_{ub} / V_{nb} > 1 \quad (3-22)$$

$$V_{uc} / V_{nc} > 1 \quad (3-23)$$

$$V_{ju} / V_{jn} > 1 \quad (3-24)$$

หากสมการที่ (3-22) ถึง (3-24) ไม่เป็นจริงให้ไปตรวจสอบด้วย yielding flowchart

ขั้นตอนการตรวจสอบใน yielding flowchart มีขั้นตอนดังนี้

1) ตรวจสอบว่าองค์อาคารที่จะวิบัติก่อนเป็นเสาหรือคาน เช่นเดียวกับสมการที่ (3-15) และ (3-16) หากทั้งสองสมการเป็นจริงแสดงว่าจะวิบัติที่คานก่อน แต่หากไม่เป็นจริงจะวิบัติที่เสาก่อน

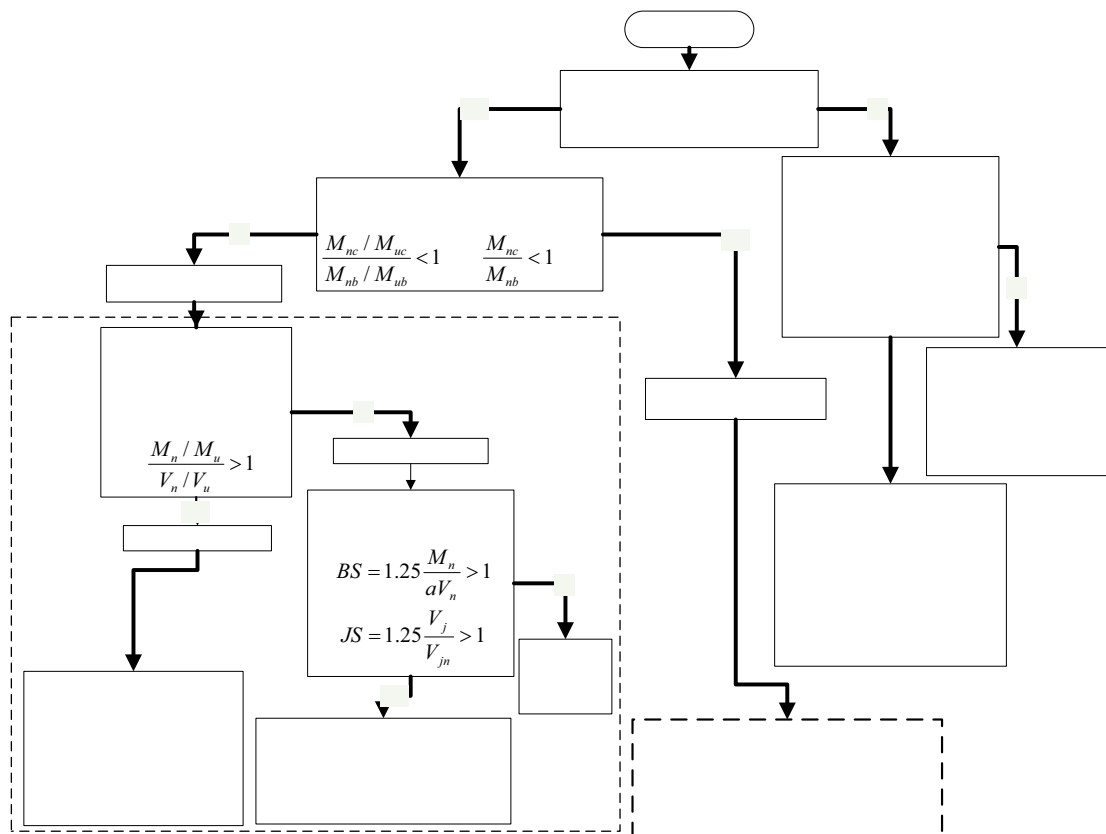
2) เมื่อได้ข้อสรุปว่าเป็นเป็นองค์อาคารใด ยกตัวอย่างเช่นเป็นคาน ให้ทำการตรวจสอบว่า จะมีการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนการครากหรือไม่โดยดูจากอัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุในคาน $M_{nb} / (aV_{nb})$ ว่ามีค่ามากกว่า 1 หรือไม่

3) หาก $M_{nb} / (aV_{nb})$ มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าเป็นการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนองค์อาคารคราก จากนั้นตรวจสอบว่าเป็นการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่คานหรือจุดต่อก่อนคานเกิดการครากหรือไม่ โดยการใช้การเปรียบเทียบค่า DCR สำหรับแรงเฉือนในจุดต่อ (V_{ju} / V_{jn}) และ DCR สำหรับแรงเฉือน

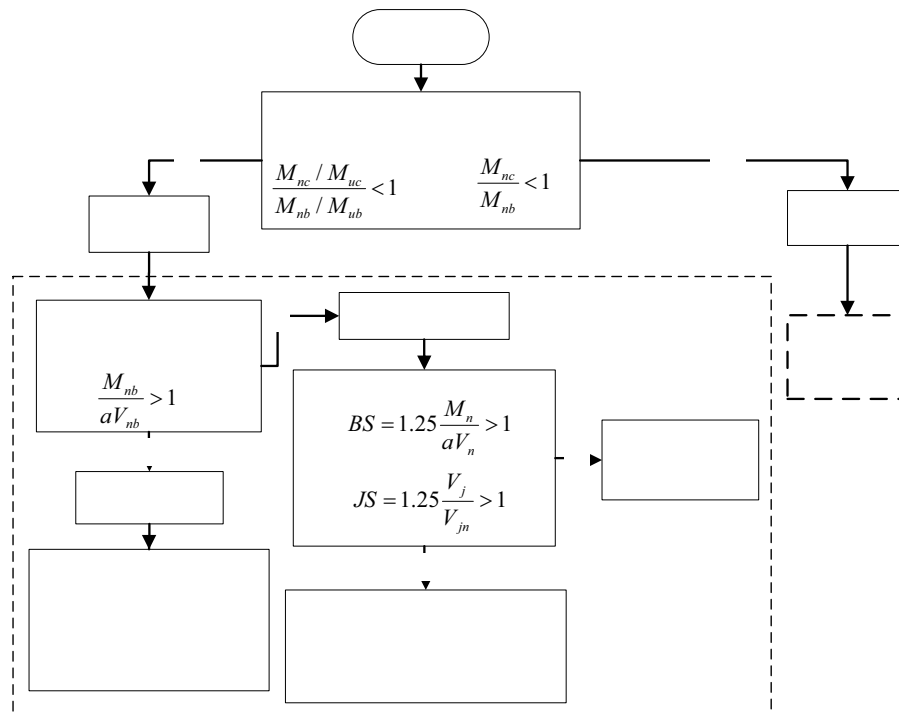
ในคาน (V_{ub}/V_{nb}) ว่าค่าใดมีค่ามากกว่ากัน หาก V_{ju}/V_{jn} มากกว่า V_{ub}/V_{nb} แสดงว่าเกิดการวิบัติเฉือนในจุดต่อ แต่หาก V_{ub}/V_{nb} มากกว่า V_{ju}/V_{jn} แสดงว่าเป็นการวิบัติเฉือนในคาน

4) สำหรับกรณีที่อยู่ระหว่างส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุในคาน $M_{nb}/(aV_{nb})$ มีค่าน้อยกว่า 1 แสดงว่าเป็นการวิบัติด้วยแรงคัดในคาน จากนั้นให้ตรวจสอบว่าจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนหลังจากคานเกิดการวิบัติด้วยแรงคัดหรือไม่ โดยใช้สมการ (3-20) และ (3-21) หากสมการใดสมการหนึ่งเป็นจริง แสดงว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนหลังจากที่คานเกิดการครากแล้ว

5) สำหรับกรณีที่เกิดการวิบัติในเสาก่อนคานให้ตรวจสอบโดยทำเช่นเดียวกับคานตั้งแต่ขั้นตอน 3 ถึง 4



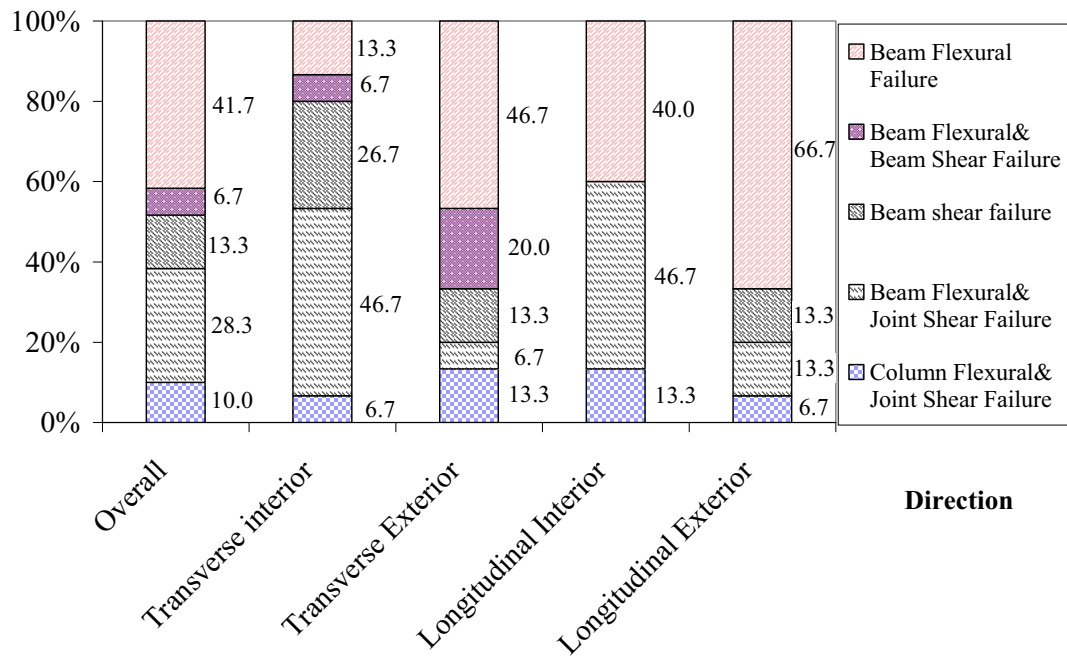
รูปที่ 3.10 แผนผังการตรวจสอบรูปแบบการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ
(Load flowchart)



รูปที่ 3.11 แผนผังการตรวจสอบรูปแบบการวิบัติภายหลังจากองค์อาคารบางส่วนเกิดการครากไปแล้ว (yielding flowchart)

ผลการวิเคราะห์อาคารทั้ง 15 หลังพบว่า รูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงดัดในคานมี 41.7% (รูปที่ 3.12) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อมี 38.3% และการวิบัติจากแรงเฉือนในคาน 20% จะเห็นว่าเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนถึง 58.3% แต่ถ้าหากพิจารณาเฉพาะจุดต่อเสาต้นใน ซึ่งเกิดรูปแบบการวิบัติที่อันตรายจากแรงเฉือนถึง 80.1% และ 60% ทั้งในทิศตามขวางและตามยาวของอาคารตามลำดับ

จากผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติพบว่าส่วนใหญ่จะเกิดในคานซึ่งไม่ใช่ปัญหาใหญ่ หากคานมีคุณสมบัติความเหนียวที่เพียงพอ และการวิบัติที่คานสามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่าตำแหน่งอื่น ผลการวิเคราะห์พบว่าจำนวนองค์อาคารที่เกิดการวิบัติใน load flowchart มีน้อยกว่า องค์อาคารที่วิบัติเมื่อตรวจด้วย yield flowchart ทั้งนี้เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงซึ่งการวิเคราะห์ ออกแบบนั้นใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่าความเป็นจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และ ปริมาณเหล็กเสริมที่มาก ดังนั้นองค์อาคารจึงไม่เกิดการคราก นอกจากนี้ผนังกำแพงเฉือนยังช่วยลด แรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่งด้วย



รูปที่ 3.12 ผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติ

3.3 สรุปผลการประเมิน

จากการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ ที่ก่อสร้างไปแล้วด้วยระบบคาน-เสา โดยเน้นที่อาคารที่มีลักษณะการใช้งานเป็นอาคารสาธารณะ เช่น อาคารส่วนราชการ โรงเรียน ที่พักอาศัย จำนวนทั้งสิ้น 15 หลัง ผลการประเมินพบว่าอาคารทั้ง 15 หลังไม่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากมีการเสริมเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอใน คาน เสา และจุดต่อ อีกทั้งเหล็กปลอกไม่มีการงอขอ 135 องศา (seismic hook anchorage) จากการ ตรวจสอบอัตราส่วน DCR พบว่ามีอาคาร 10 หลังจากทั้งหมด 15 หลังไม่ผ่านการประเมินภายใต้ แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และจากการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติพบว่าเกิดการ วิบัติที่คานจากโมเมนต์ดัด 41.7 % จากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา 38.3% จากแรงเฉือนในคาน 20% จำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ load flowchart มีน้อยกว่าจำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ yielding flowchart เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบจะใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่า ความเป็นจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และมีปริมาณเหล็กเสริมที่มาก และผนังกำแพงเฉือน ช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

บทที่ 4

การศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ

จากผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารจากบทที่ 3 จะเห็นว่าอาคารทั้ง 15 หลังมีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับหนึ่ง ถึงแม้จะไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวก็ตาม แต่ก็ไม่สามารถรับรองได้ว่าอาคารเหล่านั้นจะปลอดภัยเมื่อเกิดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง เนื่องจากอาคารอาจมีการควบคุมการก่อสร้างที่ไม่ดี ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อ องค์อาคารขาดคุณสมบัติความเหนียว นอกจากนี้แล้วคุณสมบัติทางด้านกำลังของวัสดุที่ใช้ออกแบบมีค่าน้อยกว่าคุณสมบัติจริง อีกทั้งเหล็กยังมีกำลังสำรองทำให้พฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสามีความสลับซับซ้อนอย่างมาก

กำลังต้านทานของโครงข้อแข็ง เมื่อรับแรงจากแผ่นดินไหว ได้มาจากกำลังต้านทานโมเมนต์ในคานและเสา จุดต่อคาน-เสาเป็นรอยต่อทางโครงสร้างที่ต้องรับโมเมนต์ไม่สมดุลถ่ายเทระหว่างคานกับเสา ทำให้เกิดแรงเฉือนในแนวนอน และแนวดิ่งถ่ายเข้าไปยังจุดต่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.1 และสมการที่ (4-1) ซึ่งแสดงวิธีการคำนวณแรงเฉือนในแนวนอน (V_{jh}) ของจุดต่อคานเสา

$$V_{jh} = T + T' - V_{cj} \quad (4-1)$$

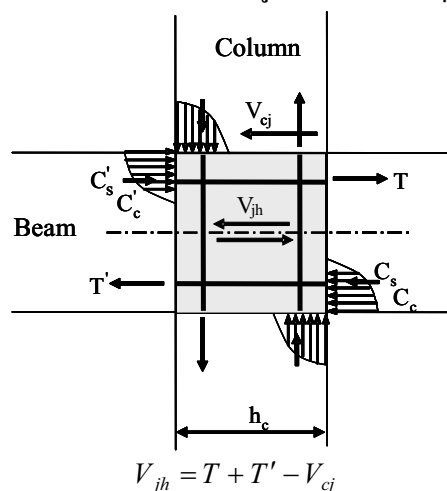
เมื่อ V_{jh} คือแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อ T และ T' คือแรงดิ่งในเหล็กเสริมคนละฝั่งของหน้าเสา และ V_{cj} คือแรงเฉือนที่กระทำในเสา

นอกจากนี้แล้ว Paulay et al. 1978 ได้อธิบายพฤติกรรมภายในจุดต่อเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างว่าจะเกิดแรงอัดในแนวทแยงจากคนละฝั่งภายในจุดต่อ (diagonal compressive strut) (รูปที่ 4.2ก) และเกิด truss mechanism ซึ่งเป็นแรงอัดในแนวทแยงย่อยหลายแนว ที่เกิดขึ้นเพื่อรักษาสมดุลของแรงดิ่งในเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อ (รูปที่ 4.2ข) ด้วยเหตุนี้จุดต่อคาน-เสาจึงเป็นจุดวิกฤตจุดหนึ่งในเส้นทางการถ่ายแรงของโครงสร้างเมื่อต้องรับแรงแผ่นดินไหว และจากผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารทั้ง 15 หลัง ซึ่งหากเราพิจารณารูปแบบการวิบัติในขั้นตอนสุดท้ายพบว่า จุดต่อภายในของอาคารในทิศทางตามขวางอาคาร และทิศทางตามยาวอาคารมีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนถึง 53.4 % และ 60% ตามลำดับ

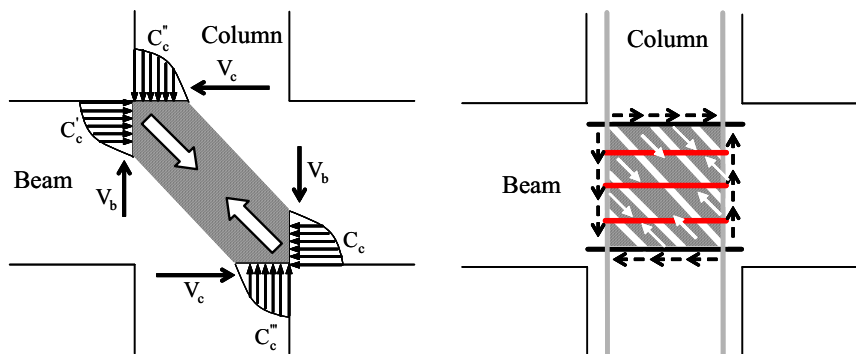
ดังนั้นเพื่อให้เกิดความเข้าใจอย่างลึกซึ้ง และถูกต้องจึงได้ทำการศึกษาขึ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยทำการศึกษารับทดสอบจุดต่อคานเสาภายใน ทิศทางตามขวางตัวอาคารขนาด 1/2 เท่าของจริง จำนวน 5 ชิ้นด้วยกัน โดยขึ้นทดสอบดังกล่าวสร้างจากจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้ง 15

หลัง นอกจากนี้แล้วยังได้จัดรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้น และเพื่อใช้เป็นแนวทางในการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสาต่อไป รายละเอียดของขั้นตอนสอบต่าง ๆ เป็นดังนี้ (รูปที่ 4.3)

- ข้อต่อที่ไม่ได้ออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้ง 15 หลัง โดยใช้ข้อต่อนี้เป็นขั้นตอนควบคุม (ขั้นตอน JM)
- ข้อต่อที่เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF)) (ขั้นตอน JR)
- ข้อต่อที่มีการจัดเหล็กเสริมตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ตามมาตรฐานของ ACI (Sepcial Moment Resisting Frame, SMRF) (ขั้นตอน JT)
- ข้อต่อที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมคานที่วิ่งผ่านข้อตอดังแต่แรก (ขั้นตอน JB)
- ข้อต่อที่ตัดเหล็กเสริมนอนในคานตัดกันเป็นรูปตัว X ภายในข้อต่อ (ขั้นตอน JD)



รูปที่ 4.1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนในข้อต่อคาน-เสา



(ก) พฤติกรรม diagonal strut

(ข) พฤติกรรม Truss mechanism

รูปที่ 4.2 พฤติกรรมภายในข้อต่อ ตามทฤษฎีของ Paulay และคณะ 1978

4.1 ชี้นทดสอบ

เพื่อให้ชี้นทดสอบมีคุณลักษณะที่ใกล้เคียงกับอาคารจริงที่ได้ก่อสร้างในประเทศไทยให้มากที่สุด ผู้วิจัยได้ใช้ดัชนีโครงสร้างของอาคารในแต่ละกลุ่มมาใช้ในการสร้างแบบจำลองจุดต่อคาน-เสา ขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริง โดยแต่ละชี้นทดสอบได้รับการออกแบบให้มีดัชนีโครงสร้างใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยของอาคารจริงมากที่สุดโดยผิดพลาดไม่เกินค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ค่าดัชนีโครงสร้างของชี้นทดสอบแสดงในตารางที่ 4.1-4.3 ส่วนมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของชี้นทดสอบทั้ง 5 ได้แสดงในรูปที่ 4.3-4.8

ตารางที่ 4.1 ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสาจากข้อมูลอาคารและชี้นทดสอบ

ข้อมูลทางสถิติ	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
ค่ามากที่สุด	6.85	1.27	0.903	0.0982	0.0128	7.51
ค่าน้อยสุด	1.64	0.11	0.200	0.0135	0.0014	1.42
ค่าเฉลี่ย	4.08	0.48	0.345	0.0477	0.0060	3.56
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	1.78	0.32	0.180	0.0253	0.0030	1.70
ชี้นทดสอบ JM, JR JB และ JD	2.14	1.01	0.165	0.0291	0.0062	5.00
Specimen JT	2.14	1.01	0.165	0.0291	0.0358	5.00

ตารางที่ 4.2 ดัชนีโครงสร้างสำหรับคานจากข้อมูลอาคารและชี้นทดสอบ

ข้อมูลทางสถิติ	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
ค่ามากที่สุด	6.86	1.38	0.0297	0.0297	0.0099	3.76
ค่าน้อยสุด	1.63	0.29	0.0057	0.0046	0.0014	0.97
ค่าเฉลี่ย	4.68	0.76	0.0134	0.0144	0.0044	2.13
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	1.87	0.40	0.0072	0.0079	0.0026	0.96
ชี้นทดสอบ JM, JR JB และ JD	4.42	0.52	0.0098	0.0147	0.0032	1.95
Specimen JT	4.42	0.52	0.0098	0.0147	0.0239	1.95

ตารางที่ 4.3 ดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อจากข้อมูลอาคารและขั้นตอนทดสอบ

ข้อมูลทางสถิติ	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
ค่ามากที่สุด	8.61	35.00	1.00	1.75	4.28	4.08	0.000
ค่าน้อยสุด	2.77	15.00	0.38	0.63	0.64	0.22	0.000
ค่าเฉลี่ย	5.17	23.86	0.72	1.17	2.00	1.33	0.000
ข้อมูลทางสถิติ	1.59	6.88	0.21	0.38	1.29	0.96	0.000
ขั้นตอนทดสอบ JM และ JD	5.12	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.000
ขั้นตอนทดสอบ JB	0.00	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.000
ขั้นตอนทดสอบ JR	5.12	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.152
ขั้นตอนทดสอบ JT	5.12	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.339

ขั้นตอนทดสอบ JM

เป็นขั้นตอนทดสอบจุดต่อคาน-เสาภายใน ที่เป็นตัวแทนจุดต่อคานเสาอาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหวซึ่งเป็นขั้นตอนที่นำมาจากงานวิจัยของ Cheejaroen(2004) มีขนาดเสา 350x200 มม. เสริมเหล็กข้ออ้อย 18 เส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. และเหล็กปลอก 3 ปลอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มม. ระยะห่าง 100 มม. ส่วนคาน มีขนาด 175 x 300 มม. เสริมเหล็กตามยาว ด้วยเหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มม. ด้านบน 4 เส้นและด้านล่างอีก 4 เส้น และเสริมเหล็กพิเศษที่ด้านบนอีก 2 เส้นเพื่อรับโมเมนต์ลบ ส่วนช่วงกลางคานที่รับโมเมนต์บวก ทำการเสริมเหล็กพิเศษอีก 2 เส้นเช่นกัน เหล็กปลอกใช้ 3 ปลอก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. (ดังรูปที่ 4.4) ขั้นตอนทดสอบ JM นี้สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างดังตารางที่ 4.1-4.3 ซึ่งถูกออกแบบให้รับเฉพาะแรงในดิ่งเพียงอย่างเดียว ถือได้ว่าเป็นขั้นตอนที่เป็นโครงข้อแข็ง OMRF (Ordinary Moment Resisting Frame) ตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI การวางเหล็กและการก่อสร้างขั้นตอนนี้ ได้พยายามทำให้คล้ายคลึงกับการก่อสร้างจริงในประเทศไทยมากที่สุด เช่นการทาบเหล็กยื่นในเสาที่ระดับเหนือคานเล็กน้อย ไม่ใส่เหล็กปลอกในจุดต่อ และระยะเรียงเหล็กปลอกเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบที่ใช้ในประเทศไทย ข้อมูลทางสถิติสำหรับดัชนีโครงสร้างจากอาคาร 15 หลังและขั้นตอนทดสอบ JM แสดงในตารางที่ 4.1-4.3 สำหรับ เสา คานและจุดต่อตามลำดับ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ JM ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.3(ก) และ รูปที่ 4.4 ส่วนตารางที่ 4.4 เป็นการเปรียบเทียบปริมาณและรายละเอียดการเสริมเหล็กในขั้นตอนทดสอบ JM กับปริมาณเหล็กเสริมที่มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (ACI (IMRF)) ต้องการ จากตารางจะ

เห็นว่าเหล็กเสริมเอกในคานนั้นผ่านมาตรฐานของ ACI แต่ปริมาณเหล็กปลอกยังไม่เพียงพอตามมาตรฐาน โดยเฉพาะในจุดต่อของชั้นทดสอบ JM ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกภายในจุดต่อ

ชั้นทดสอบ JR

เป็นชั้นทดสอบที่มีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM ทุกประการ แต่แตกต่างกันตรงที่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อ ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ขนาดปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF)) โดยใช้เหล็กปลอกที่มีรายละเอียดการหักงอ 135 องศา (Hoop) 2-RB6 @ 50 มม. เป็นเหล็กปลอกในจุดต่อ ซึ่งมีอัตราส่วนปริมาณเหล็กปลอก ($\rho_s f_y$) ประมาณ 5.2 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำที่ต้องใส่ (minimum requirement) สมการสำหรับคำนวณพื้นที่เหล็กปลอกอย่างน้อย (A_{smin}) ที่ต้องเสริมในจุดต่อสำหรับมาตรฐาน ACI (IMRF) ได้แสดงในสมการที่ (4-2)

$$A_{smin} = \frac{I}{3} \frac{bs}{f_y} \quad (4-2)$$

เมื่อ f_y คือกำลังดึงครากเหล็กปลอก, MPa

b คือความลึกของเสา, mm

s คือระยะเรียงของเหล็กปลอก, mm

ชั้นทดสอบนี้ใช้เป็นตัวแทนอาคารที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI ในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (IMRF) ทั้งนี้เพื่อต้องการเปรียบเทียบกับชั้นทดสอบ JM ที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวเลย มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในรูปที่ 4.3(ข) และ 4.5

ชั้นทดสอบ JT

เป็นชั้นทดสอบที่เป็นตัวแทนจุดต่อคาน-เสาอาคารซึ่งถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ตามมาตรฐานของ ACI (Special Moment Resisting Frame (SMRF)) โดยมีเหล็กเสริมตามแนวยาวของคาน และเสาเหมือนกับชั้นทดสอบ JM ทุกประการ แต่แตกต่างกันที่รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอก โดยใช้เหล็กปลอก 1-DB10@50 มม. ในเสาช่วง Plastic hinge (Zone 1 ในรูปที่ 3.9) และใช้เหล็กปลอก 1-RB6@70 มม. นอกช่วง Plastic hinge (Zone 2 ในรูปที่ 3.9) ส่วนในคานเสริมเหล็กปลอก 1-RB6@50 มม. และ 1-RB6@120 มม. ในช่วง และนอกช่วง Plastic hinge ตามลำดับ (Zone 1 และ Zone 2 ในรูปที่ 3.9 ตามลำดับ) ส่วนบริเวณจุดต่อได้ใส่เหล็กปลอกที่หักงอ 135 องศา (Hoop) 1-DB10@50 มม. เมื่ออัตราส่วนปริมาณเหล็ก ($\rho_s f_y$) พบว่ามีค่าประมาณ 9 เท่าของ

ปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำ ทั้งนี้ต้องการเปรียบเทียบกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR ที่เป็นตัวแทน OMRF และ IMRF ตามลำดับ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ JT ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.3(ค) และรูปที่ 4.6 พื้นที่เหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมของ 135 องศา (seismic hoop) เสริมในจุดต่อตามมาตรฐานของ ACI (SMRF) ต้องไม่น้อยกว่า A_{sh} ซึ่งแสดงในสมการที่ (4-3) และ (4-4)

$$A_{sh} = 0.09 s h_c f'_c / f_{yh} \quad (4-3)$$

$$A_{sh} = 0.3 s h_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (4-4)$$

เมื่อ f'_c คือกำลังอัดของคอนกรีตในจุดต่อ, MPa

f_{yh} คือกำลังดึงครากเหล็กปลอก, MPa

h_c คือความลึกเสา, mm

s คือระยะเรียงเหล็กปลอก, mm

A_g พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของจุดต่อ, mm²

A_{ch} คือพื้นที่หน้าตัดของจุดต่อส่วนที่อยู่ภายนอกเหล็กปลอก, mm²

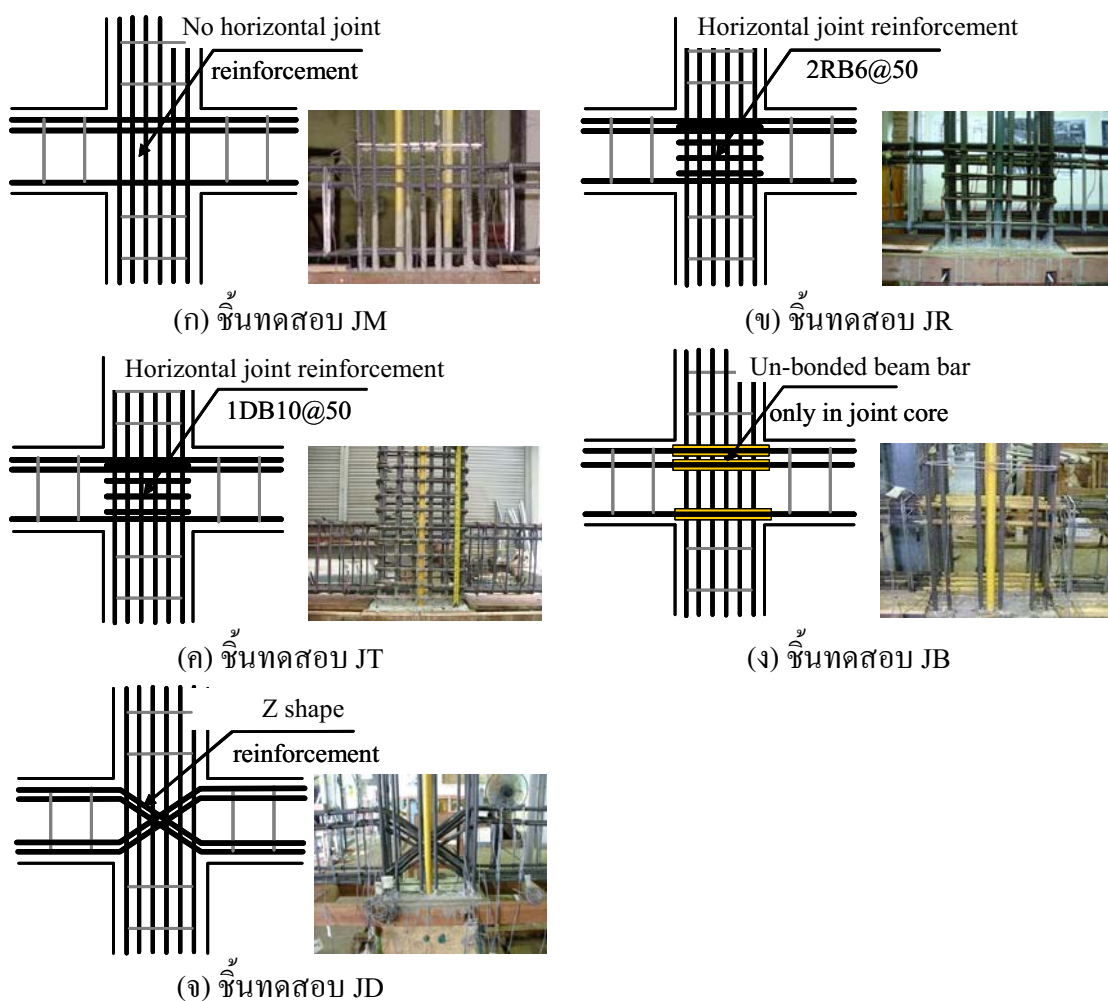
ขั้นตอนทดสอบ JB

เป็นขั้นตอนทดสอบที่มีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM ทุกประการ แต่ต่างกันตรงเหล็กนอนในคานบริเวณจุดต่อ ได้ก่อดึงแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนอนในคานที่ผ่านจุดต่อ โดยเหล็กบริเวณดังกล่าวได้สวมอยู่ในท่อ PVC ขั้นตอนนี้ถูกสร้างขึ้นเพื่อต้องการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสา ที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมนอนในคานที่วิ่งผ่านจุดต่อตั้งแต่แรก จะมีพฤติกรรมแตกต่างจากขั้นตอนที่มีแรงยึดเหนี่ยวเต็ม (ขั้นตอน JM) อย่างไร ผู้วิจัยได้ตั้งสมมุติฐานเบื้องต้นว่า 1.การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมภายในจุดต่ออาจจะเสริมให้จุดต่อเกิดการวิบัติเร็วขึ้น เนื่องจากคอนกรีตในจุดต่อต้องรับแรงอัดเพิ่มขึ้น (Kitayama และ คณะ 1991) 2.การรูดไถของเหล็กนอนในคานซึ่งทำให้เกิดรอยร้าวปริ (splitting crack) ทำให้คานสูญเสียดัดพเนสนในการต้านทานโมเมนต์ ส่งผลต่อพฤติกรรมการวิบัติที่จุดต่อโดยเฉพาะปลายคานหน้าเสา เมื่อเกิดความเข้าใจในพฤติกรรมการวิบัติของจุดต่อ จะช่วยให้เกิดแนวทางในการออกแบบจุดต่อคาน-เสา เพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว รายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในรูปที่ 4.3(ง) และ รูปที่ 4.7

ขั้นตอนทดสอบ JD

เป็นขั้นตอนทดสอบที่มีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM ทุกประการ แต่แตกต่างกันตรงการจัดเรียงเหล็กเสริมนอนในคาน โดยเหล็กเสริมนอนในคานเส้นบนของคานด้าน

ซ้ายมือ ได้ถูกตัดเช่นเดียวกับการตัดคอดำให้เป็นเหล็กเส้นล่างในคานฝั่งขวามือ ในทำนองเดียวกัน เหล็กเสริมนอนเส้นล่างในคานฝั่งซ้ายมือได้ถูกตัดขึ้นไปเป็นเหล็กเสริมบนในคานฝั่งขวามือ ทำให้เหล็กเสริมตัดกันเป็นรูปตัว X ในบริเวณจุดต่อ ชั้นทดสอบนี้ถูกสร้างขึ้นด้วยสมมุติฐานที่ว่า การเสริมเหล็กในแนวทะแยงตามแนวของ compression strut (ดังรูปที่ 4.2) ซึ่งเกิดขึ้นภายในจุดต่อจะทำให้เพิ่มความสามารถต้านทานแรงอัดตามแนวทะแยงใน compression strut ได้ดีขึ้น ซึ่งน่าจะช่วยให้กำลังรับแรงเฉือนที่จุดต่อมีมากขึ้นด้วย หากสมมุติฐานในชั้นทดสอบนี้เป็นจริงจะนำไปสู่การพัฒนาวิธีการก่อสร้างจุดต่อคานเสาที่มีประสิทธิภาพ และไม่ต้องเสริมเหล็กที่แน่นจนเกินไปในบริเวณจุดต่อ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชั้นทดสอบ JD ได้แสดงในรูปที่ 4.3(จ) และ รูปที่ 4.8



รูปที่ 4.3 เปรียบเทียบเหล็กเสริมในจุดต่อ

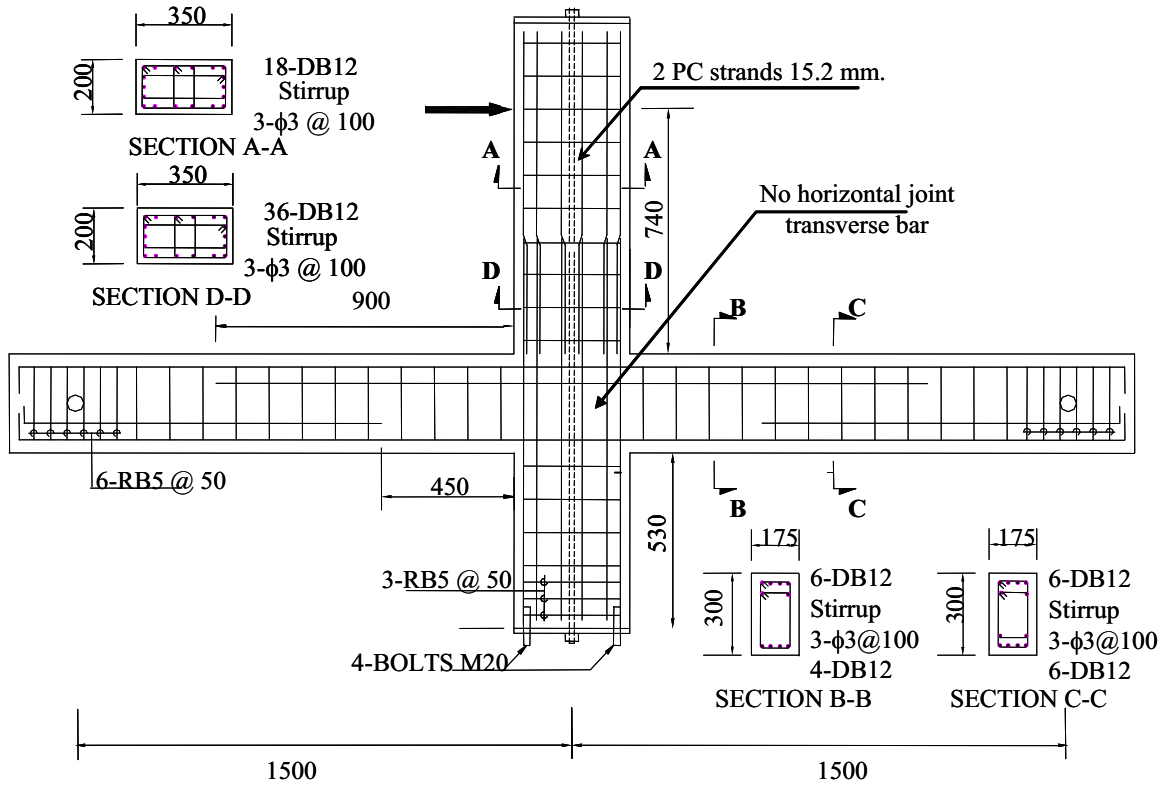
ตารางที่ 4.4 เปรียบเทียบความปริมาณเหล็กเสริมสำหรับขึ้นทดสอบ JM กับปริมาณที่มาตรฐาน ACI
Intermediate Moment Resisting Frame ต้องการ

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

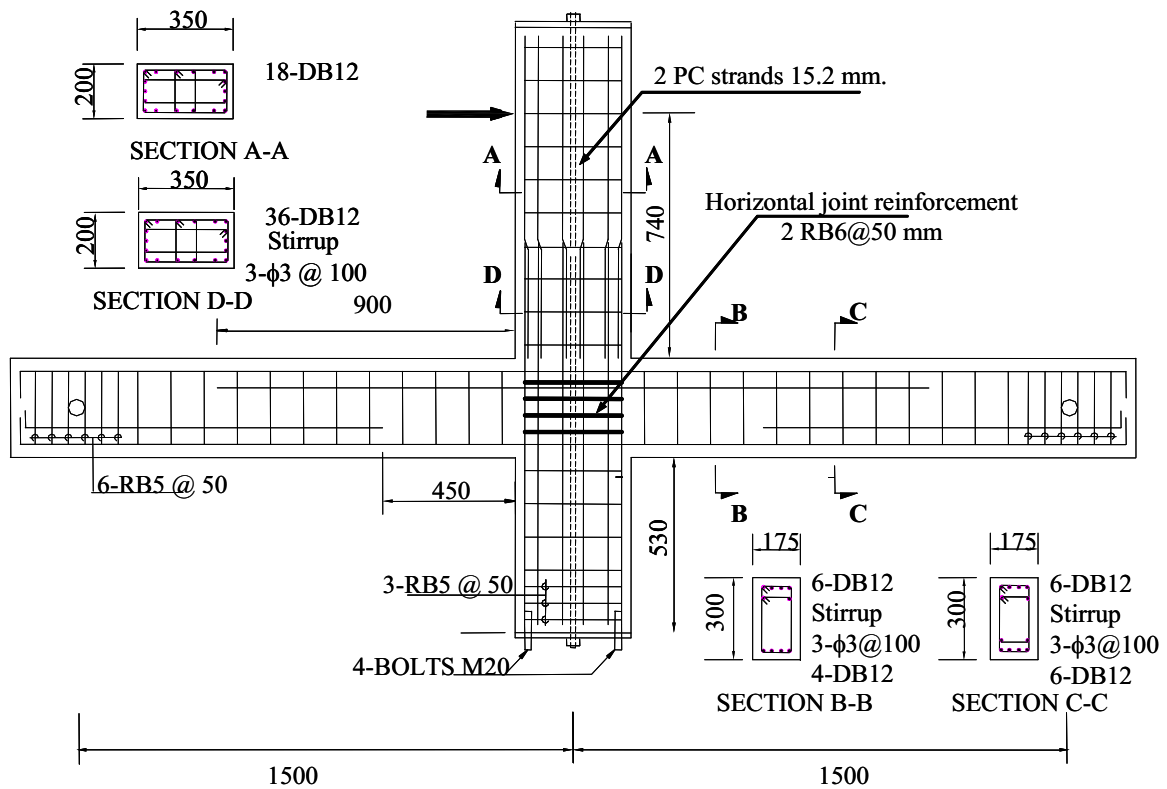
หมายเหตุ: M^- คือโมเมนต์ลบ, M^+ คือโมเมนต์บวก, S_0 ความยาวจุดหมุนพลาสติกที่ต้องเสริมเหล็กปลอกในแกน, L_0 คือความยาวจุดหมุนพลาสติกที่จะต้องเสริมในเสา, DB12 คือเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม., RB3 เหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มม. และ RB6 เหล็กกลมขนาด 6 มม.

ทางด้านสภาพขอบเขต (Boundary condition) ของขึ้นทดสอบ กำหนดให้ปลายคานามีสถานะยึดรั้งแบบหมุนอิสระ (pin-connected) และเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระในแนวราบ เพื่อจำลองการเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดต่อ ปลายเสาด้านล่างกำหนดให้มีสถานะยึดรั้งแบบหมุนอิสระ แต่ไม่ให้มีการเคลื่อนตัวในทิศทางใด ๆ ปลายเสาด้านบนกำหนดให้มีการเคลื่อนตัวและการหมุนตัวได้อย่างอิสระ การใช้ที่รองรับแบบหมุน หรือที่รองรับแบบลื่นเพื่อให้อุปกรณ์ดังกล่าวมีค่าโมเมนต์เป็นศูนย์ สอดคล้องกับแผนภาพโมเมนต์ในโครงสร้างอาคารภายใต้แรงกระทำด้านข้าง ซึ่งสมมุติให้จุดดัดกลับอยู่บริเวณกึ่งกลาง (รูปที่ 4.9) นอกจากนี้ยังได้จำลองแรงอัดตามแนวแกนที่เสาต้องแบกทานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจร โดยใช้ลวดเหล็กอัดแรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.2 มม. รับแรงดึงได้ 147 kN ต่อเส้น จำนวนเส้นลวดอัดแรงที่ใช้ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนแรงตามแนวแกนที่ต้องการของแต่ละ

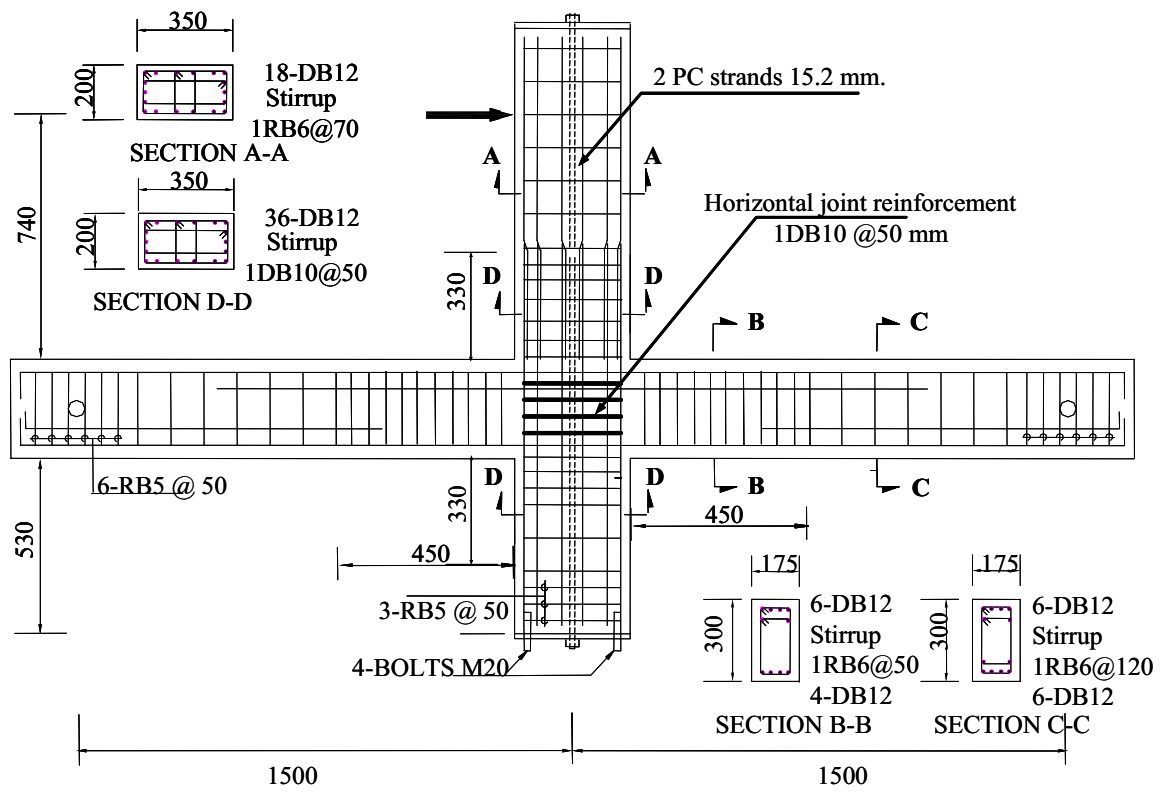
ละชั้นทดสอบ โดยชั้นทดสอบทั้งหมดใช้ลวดอัดแรง 2 เส้นเพื่อจำลองแรงอัดในแนวตั้ง $0.165P/(f'_c A_g)$



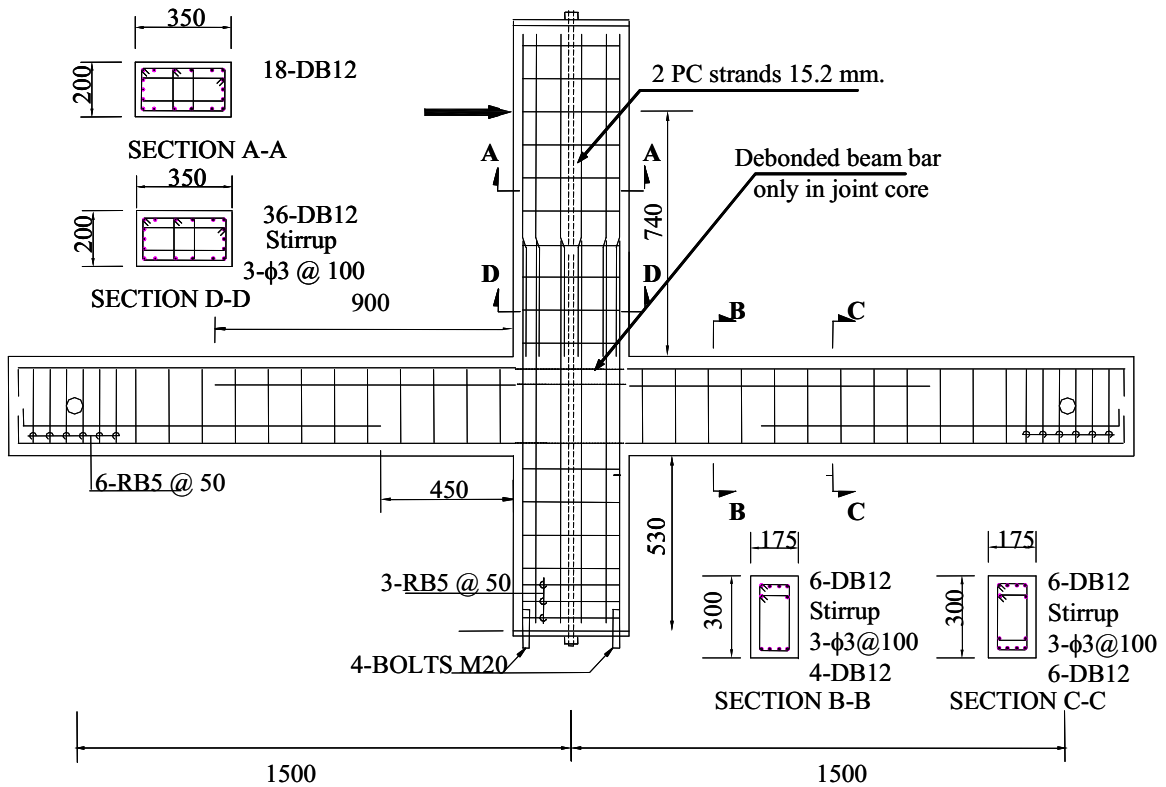
รูปที่ 4.4 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ JM



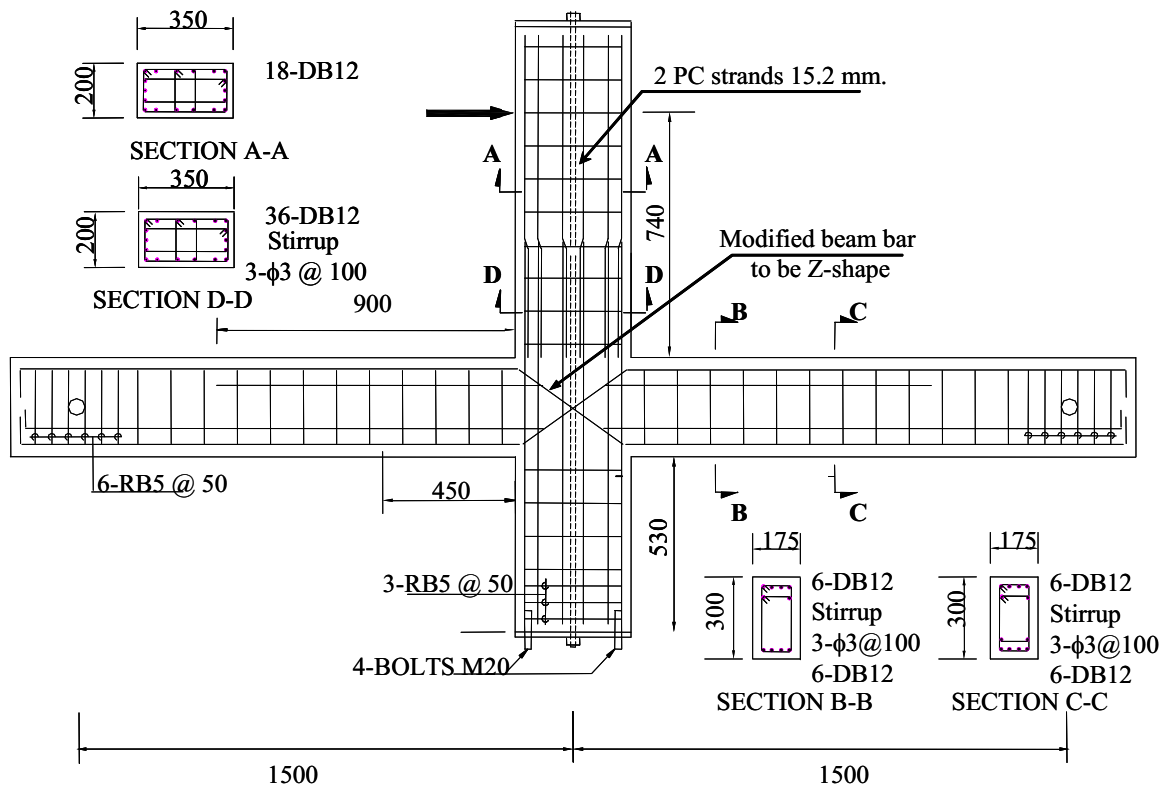
รูปที่ 4.5 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ JR



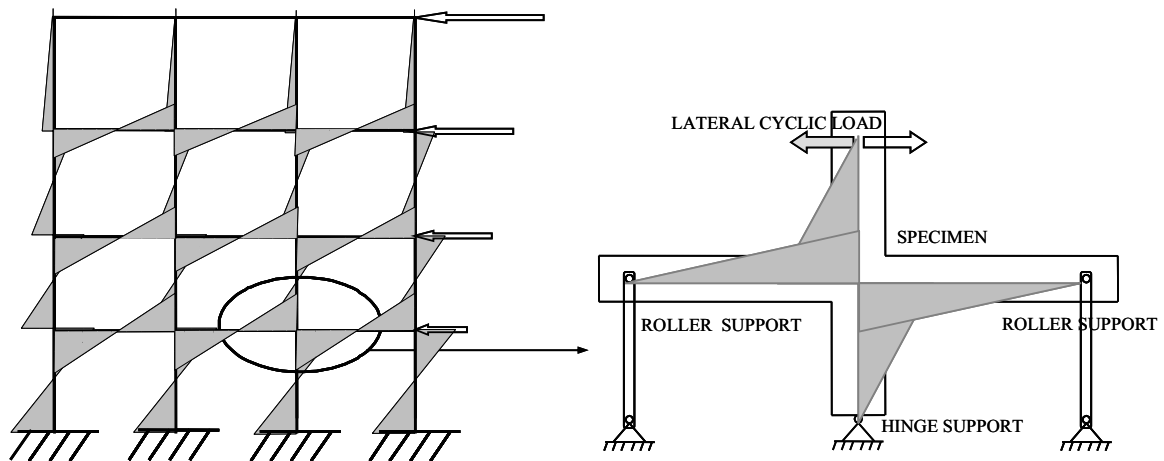
รูปที่ 4.6 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชิ้นทดสอบ JT



รูปที่ 4.7 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชิ้นทดสอบ JB



รูปที่ 4.8 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กจันทดสอบ JD



(ก) แผนภาพโมเมนต์คัตในโครงข้อแข็ง

(ข) แผนภาพโมเมนต์คัตในแบบจำลอง

รูปที่ 4.9 แสดงโมเมนต์คัตในโครงข้อแข็งในอาคารและแบบจำลองจุดต่อคานเสา

ทางด้านกำลังของวัสดุที่ใช้ในการสร้างจันทดสอบ คอนกรีตที่ใช้ก่อสร้างจันทดสอบกำหนดให้ มีกำลังรับแรงอัดระบุ 23.5 MPa (หรือ 240 กก/ตร.ซม.) โดยเป็นคอนกรีตที่ผสมเองในห้องปฏิบัติการ โดยผ่านการทำการทดสอบหาสัดส่วนผสมคอนกรีต เหล็กที่ใช้เป็นเหล็กยื่นในเสาและเหล็กนอนในคาน มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ชั้นคุณภาพ SD40 ส่วนเหล็กปลอกมีขนาด 3 มม. มีค่าหน่วยแรงดึงที่

จุดครากเท่ากับ 299 MPa และขนาด 6 มม. มีหน่วยแรงดึงครากเท่ากับ 372 MPa คุณสมบัติของวัสดุของคอนกรีตและเหล็กเสริมแสดงไว้ในตารางที่ 4.5-4.6

ตารางที่ 4.5 กำลังอัดของคอนกรีตในแต่ละส่วนของโครงสร้าง

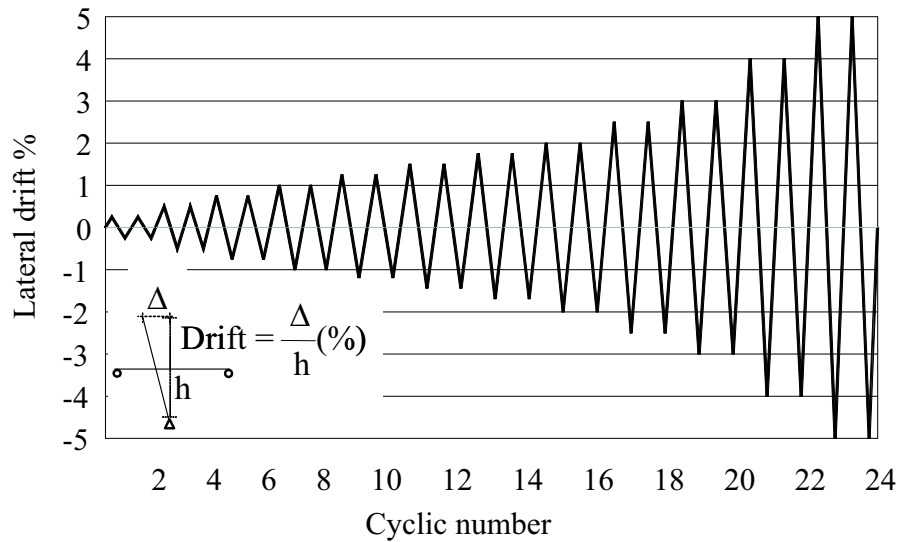
กำลังอัดประลัย f'_c , (MPa)	ชิ้นทดสอบ				
	JM	JR	JT	JB	JD
เสาต้นบน	24.2	30.3	23.6	28.0	29.7
คาน/จุดต่อ	27.3	28.7	23.7	21.3	30.2
เสาต้นล่าง	23.7	27.1	26.1	24.5	27.6

ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอก

ชนิดของเหล็กเสริม	DB12 SD40	DB10 SD40	RB 6	RB 3
กำลังดึงคราก (MPa)	480	448	372	299
กำลังดึงประลัย (MPa)	614	593	467	373

4.2 การให้น้ำหนักบรรทุก

แรงที่ทำให้กระทำต่อชิ้นทดสอบในการทดลองเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตแบบสลับทิศกระทำที่ปลายคานบนของเสา โดยผลักปลายเสาให้มีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Relative inter-story drift) เท่ากับ 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%,.... ของความยาวเสาไปข้างหน้าและผลักย้อนกลับจนมีระยะเคลื่อนตัว -0.25%, -0.5%, -0.75%, -1.0%,... ของความยาว ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์นี้สามารถคำนวณได้จากค่าการเคลื่อนตัวแนวราบที่ปลายบนของเสาหารด้วยความยาวเสาวัดจากปลายล่างสุดถึงปลายบนสุดของชิ้นทดสอบ การผลักเสาและดันกลับในทิศทางตรงกันข้ามจะกระทำเป็นรอบ โดยวนรอบซ้ำ 2 รอบที่ทุก ๆ ค่าระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพื่อตรวจสอบความมีเสถียรภาพของ Hysteretic loop รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุกตามที่ได้อธิบายข้างต้นแสดงในรูปที่ 4.10 โดยแกนตั้งแสดงระยะเคลื่อนตัวที่ปลายบนของเสาโดยคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ของความยาวเสา ส่วนแกนนอนแสดงหมายเลขของรอบการให้น้ำหนักบรรทุก การให้น้ำหนักบรรทุกจะกระทำต่อเนื่องไปเรื่อย ๆ จนชิ้นทดสอบวิบัติ โดยถือเอาจุดที่ชิ้นทดสอบรับน้ำหนักได้ต่ำกว่า 80 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเป็นจุดวิบัติ ภายหลังจากที่จุดต่อวิบัติแล้วยังคงผลักเสาต่อไปอีก เพื่อดูพฤติกรรมการลดลงของน้ำหนักบรรทุกหลังการวิบัติ วัตถุประสงค์ของการให้น้ำหนักสลับทิศเพื่อเป็นการจำลองการเคลื่อนตัวไปกลับของจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว และเพื่อให้ทราบพฤติกรรมการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัว



4.3 ข้อมูลที่ทำการวัดและบันทึก

เครื่องมือสำหรับบันทึกแรงกระทำได้แก่ Load cell ซึ่งติดตั้งกับ hydraulic actuator ขนาด 500 kN มีความละเอียด 0.25 kN ส่วนอุปกรณ์สำหรับวัดการเคลื่อนที่ต่าง ๆ ได้ใช้ displacement transducer ซึ่งมีความละเอียดและระยะในการวัดดังแสดงในตารางที่ 4.7 และในตารางที่ 4.8-4.12 ได้แสดงรายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดทั้งหมดของแต่ละขึ้นทดสอบ

ตารางที่ 4.7 ความแม่นยำและความสามารถของอุปกรณ์วัดที่ใช้ในการทดสอบ

อุปกรณ์วัด		ความแม่นยำ	ความสามารถ	หน่วย
Actuator Load Cell		0.25	500/-500	KN
Actuator LVDT		0.25	500/-500	mm
Displacement transducer	SDP-50C	0.01	50	mm
	SDP-100C	0.02	100	mm
	CDP-10	0.001	10	mm
	CDP-25	0.002	25	mm
	PI-5-100	0.001	+/-5	mm
	PI-5-200	0.001	+/-5	mm
	PI-2-100	0.001	+/-2	mm
	PI-2-100	0.001	+/-2	mm

ข้อมูลที่ใช้การวัดและบันทึกในการทดลองได้แก่

1. แรงกระทำและระยะเคลื่อนตัว (Load and displacement) ในแนวราบที่ปลายของเสา โดยแรงกระทำอ่านค่าจาก Load cell ที่ติดตั้งในหัวปลักไฮโดรลิกส์ ส่วนระยะการเคลื่อนตัวอ่านค่าจาก LVDT ที่ติดตั้ง ณ ตำแหน่งที่หัวปลักไฮโดรลิกส์กระทำ ดังรูปที่ 4.14 และ รูปที่ 4.22

2. การเปลี่ยนรูปเฉือน (Shear deformation) ของเสา คาน และของจุดต่อ โดยในเสามี 2 บริเวณ คือ เสาต้นบน (CZ1) และ เสาต้นล่าง (CZ2) (ดูรูปที่ 4.11) ในคานด้านซ้าย (BZ1) และด้านขวา (BZ2) ส่วนในจุดต่อคือ JZ การคำนวณการเปลี่ยนรูปเฉือนในแต่ละบริเวณสามารถคำนวณได้จากค่าที่บันทึกจาก LVDT 2 ตัวที่ติดตั้งในแนวทแยงกัน ดังรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.23 ซึ่งสมการที่ (4-5) เป็นสมการที่ใช้ในการคำนวณค่าการเปลี่ยนรูปเฉือน

$$\gamma = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{2L_g \cos \theta_x} \quad (4-5)$$

เมื่อ γ คือ การเปลี่ยนรูปเฉือน (เรเดียน)

Δ_1 และ Δ_2 คือค่าที่บันทึกได้จาก LVDT บนละด้านที่ติดตั้งในแนวทแยงกัน โดยมีค่าเป็น + เมื่อถูกดึงออก และมีค่าเป็น - เมื่อถูกกดเข้า

L_g คือระยะในแนวตั้งที่ทำการวัด

θ_x คือมุมที่ LVDT กระทำกับแนวราบ

3. มุมหมุนคด (Flexural rotation) ของเสา และคาน โดยบันทึกค่าจาก LVDT 2 ตัวที่ติดตั้งบนละด้านขององค์อาคาร (รูปที่ 4.12 และรูปที่ 4.23) การคำนวณมุมหมุนคดในแต่ละบริเวณสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4-6)

$$\theta = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{L_h} \quad (4-6)$$

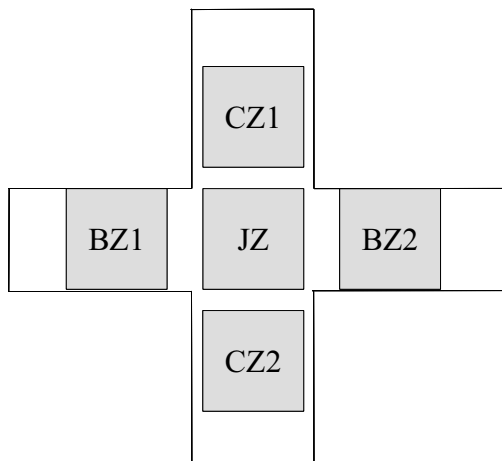
เมื่อ θ คือมุมหมุนคด (เรเดียน)

Δ_1 และ Δ_2 คือค่าที่บันทึกได้จาก LVDT บนละด้านขององค์อาคาร โดยมีค่าเป็น + เมื่อถูกดึงออก และมีค่าเป็น - เมื่อถูกกดเข้า

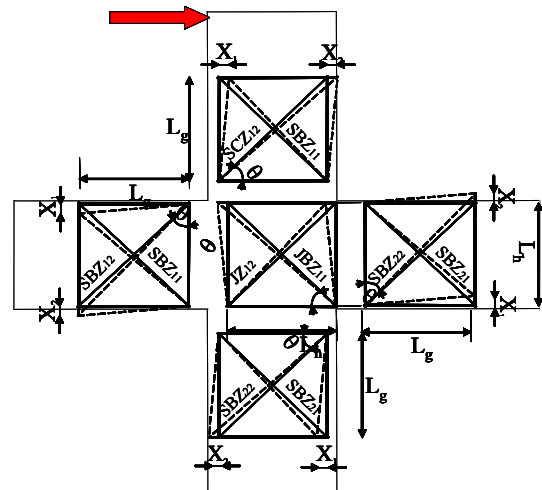
L_h คือระยะห่างระหว่าง LVDT ทั้ง 2 ตัวที่ติดตั้ง

4. มุมหมุนเกร็ง (Rocking angle) จากผลของการรูดไถลของเหล็กเสริมบนในคานที่ผ่านจุดต่อวัดได้จาก LVDT 2 ตัวที่ติดตั้งด้านบนและล่างคาน ซึ่งใช้วัดการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นที่หน้าเสา (รูปที่ 4.13 และ รูปที่ 4.23) สมการที่ใช้คำนวณมุมหมุนเกร็งสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับสมการที่ (4-6)

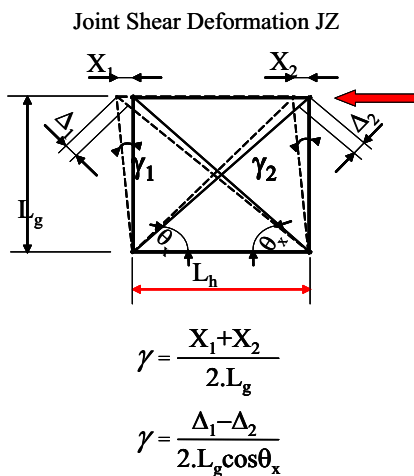
5. ความเครียดในเหล็กยื่นในเสา เหล็กนอนในคาน และเหล็กถูกตึงในเสา และในคาน โดยเน้นที่เหล็กนอนในคานที่ตรงรอยต่อระหว่างคานและเสา การวัดความเครียดได้ใช้ strain gage ที่ติดตั้ง ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ของเหล็กเสริมก่อนการหล่อคอนกรีต รายละเอียดของตำแหน่งการติดตั้ง strain gage ได้แสดงในรูปที่ 4.24- 4.33 และในตารางที่ 4.8-4.12 สำหรับชั้นทดสอบ JM JR JT JB และ JD ตามลำดับ



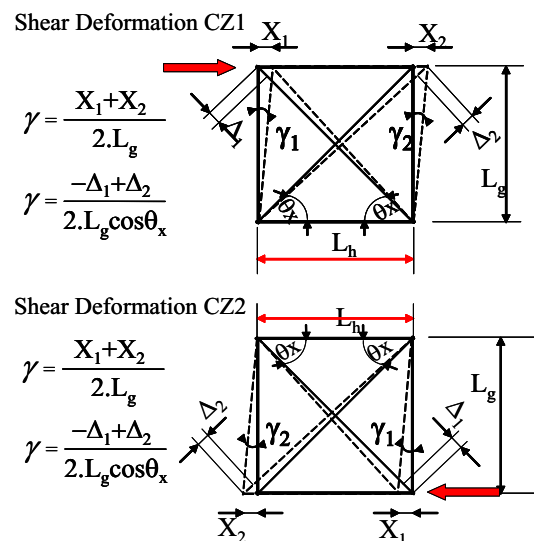
(ก) บริเวณองค์อาคารที่ติดตั้งอุปกรณ์วัด



(ข) การวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนที่แต่ละองค์อาคาร

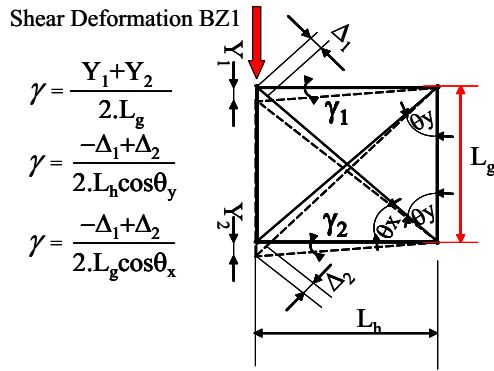


(ค) การเปลี่ยนรูปเฉือนในจุดต่อ

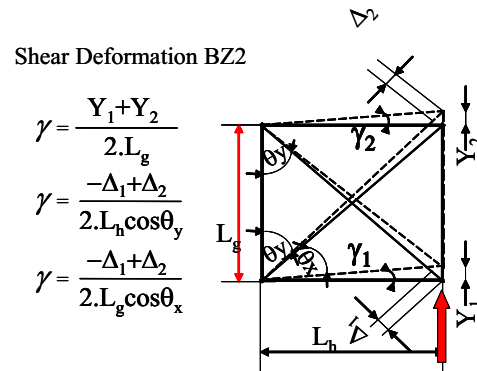


(ง) การเปลี่ยนรูปเฉือนในเสาด้านบนและล่าง

รูปที่ 4.11 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์ และการคำนวณการเปลี่ยนรูปเฉือน

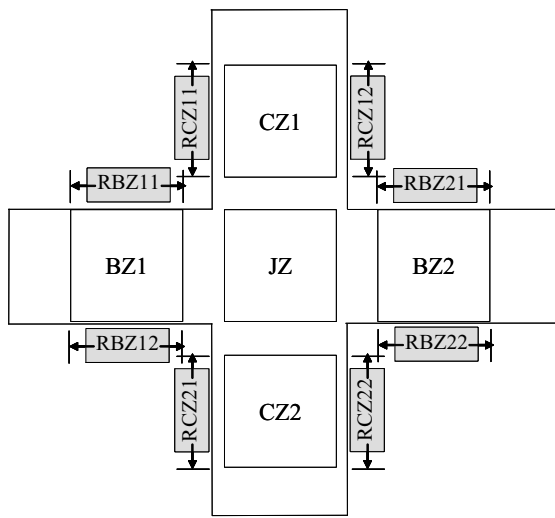


(จ) การเปลี่ยนรูปเฉือนในคานด้านซ้าย

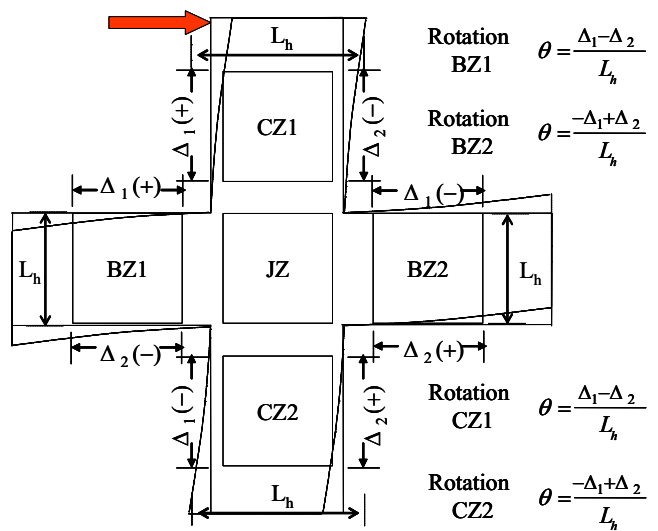


(ฉ) การเปลี่ยนรูปเฉือนในคานด้านขวา

รูปที่ 4.11 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์ และการคำนวณการเปลี่ยนรูปเฉือน (ต่อ)

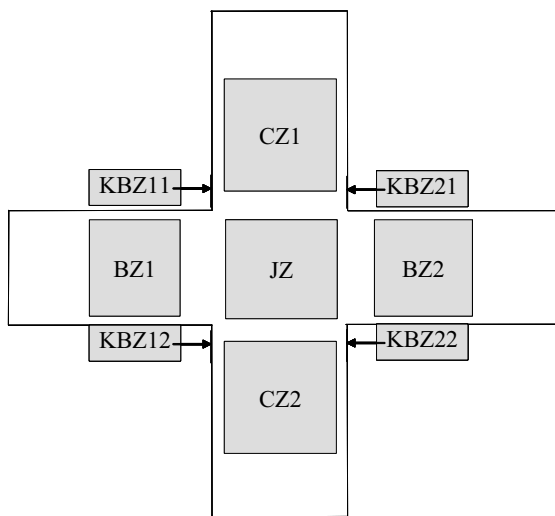


(ก) ตำแหน่งที่วัดมูเมนต์

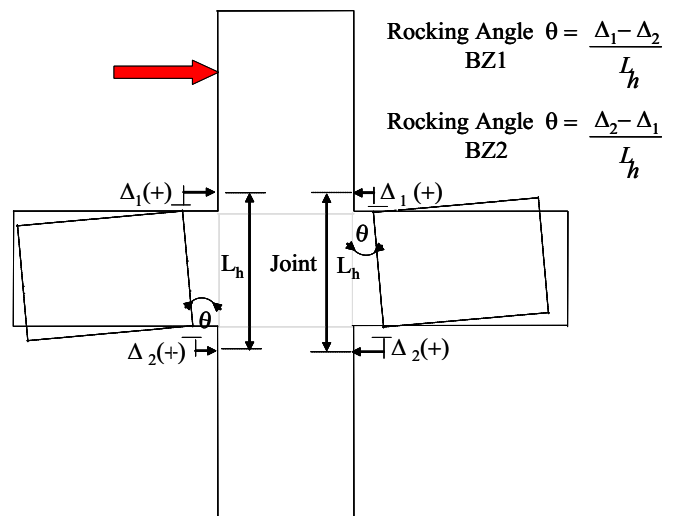


(ข) การวัดมูเมนต์ในคานและเสา

รูปที่ 4.12 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์ และการคำนวณมูเมนต์



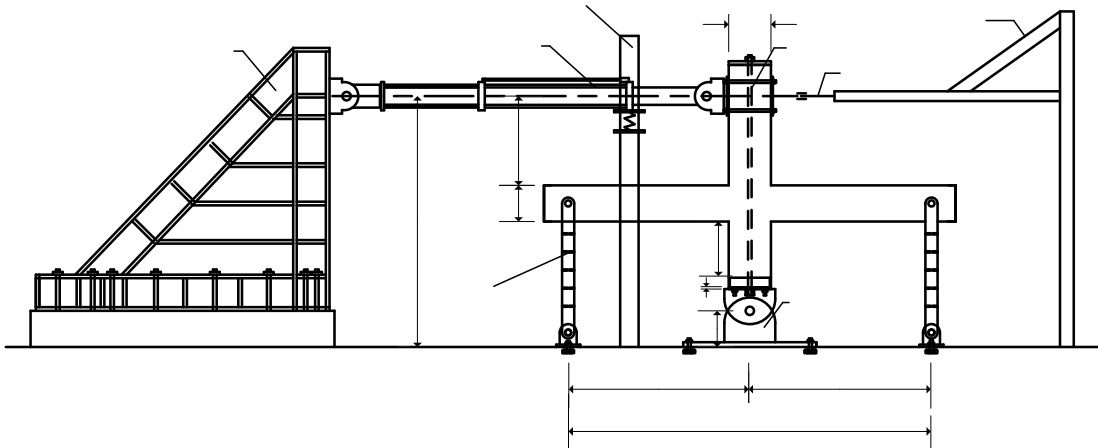
(ก) ตำแหน่งที่วัดมูเมนต์



(ข) การวัดมูเมนต์ในคาน

รูปที่ 4.13 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์และการคำนวณมูเมนต์

การติดตั้งขั้นตอนทดสอบ อุปกรณ์วัด และหัวปลักไฮดรอลิกส์ (Hydraulic actuator) สำหรับให้แรงดันแสดงดังในรูปที่ 4.14 หัวปลักไฮดรอลิกส์ติดตั้งอยู่บนผนังปฏิกิริยา (Reaction wall) ซึ่งยึดติดแน่นอยู่กับพื้น โดยผนังปฏิกิริยานี้สามารถต้านทานแรงในแนวราบได้สูงสุด 50 ตัน รูปที่ 4.15-4.22 แสดงภาพถ่ายการติดตั้งอุปกรณ์และเครื่องมือวัดในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 4.14 การติดตั้งขั้นตอนทดสอบในห้องปฏิบัติการ



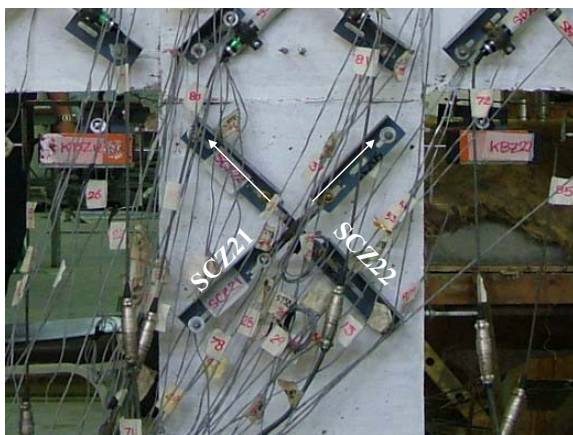
รูปที่ 4.15 ภาพถ่ายแสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดขั้นตอนทดสอบ Reaction Frame



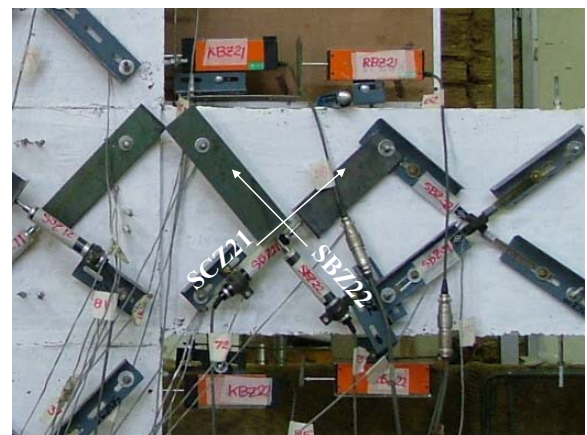
รูปที่ 4.16 ภาพถ่ายเครื่องมือวัดมุมหมุนคัตในเสา



รูปที่ 4.17 ภาพถ่ายเครื่องมือวัดมุมหมุนคัตในคาน



รูปที่ 4.18 เครื่องมือวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสา



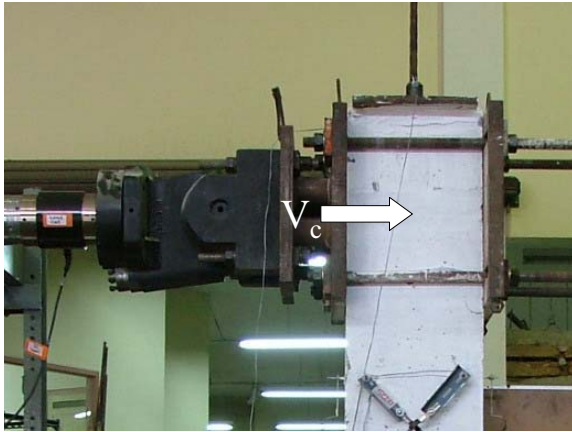
รูปที่ 4.19 เครื่องมือวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนในคาน



รูปที่ 4.20 เครื่องมือวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนในจุดต่อ



รูปที่ 4.21 เครื่องมือวัดมุมหมุนเกร็งในคาน



รูปที่ 4.22 ภาพถ่าย Load cell ที่หัวปลักไฮดรอลิกส์

ตารางที่ 4.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขึ้นทดสอบ JM

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD	Actuator	Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT	Actuator	Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
2	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
3	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
4	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
5	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
6	RCZ11	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
7	RCZ12	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
8	RCZ21	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
9	RCZ22	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
10	SBZ11	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone1	2
11	SBZ12	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone 1	2
12	SBZ21	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
13	SBZ22	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
14	SCZ11	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
15	SCZ12	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
16	SCZ21	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
17	SCZ22	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
18	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
19	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
20	KBZ11	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
21	KBZ12	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
22	KBZ21	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
23	KBZ22	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
24	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
25	STBTL-1'	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
26	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
27	STBTR-1'	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
28	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
29	STBBL-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434

ตารางที่ 4.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JM (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
30	STBBR-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
31	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
32	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
33	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
34	STCML	FLA-5-11	Left-column	Left joint	0.9434
35	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
36	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
37	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
38	STCMR	FLA-5-11	Right-column	Right joint	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
41	STCTT-1'	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
42	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on top col	0.9434
43	STCBT-1'	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
44	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
45	STBLT-1'	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
46	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
47	STBRT-1'	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
48	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
49	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434

ตารางที่ 4.9 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขึ้นทดสอบ JR

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD	Actuator	Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT	Actuator	Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
2	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
3	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
4	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
5	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
6	RCZ11	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
7	RCZ12	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
8	RCZ21	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
9	RCZ22	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
10	SBZ11	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone1	2
11	SBZ12	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone 1	2
12	SBZ21	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
13	SBZ22	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
14	SCZ11	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
15	SCZ12	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
16	SCZ21	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
17	SCZ22	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
18	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
19	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
20	KBZ11	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
21	KBZ12	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
22	KBZ21	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
23	KBZ22	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
24	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
25	STBTL-1'	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
26	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
27	STBTR-1'	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
28	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
29	STBBL-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434

ตารางที่ 4.9 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JR (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
30	STBBR-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
31	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
32	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
33	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
34	STCML	FLA-5-11	Left-column	Left joint	0.9434
35	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
36	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
37	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
38	STCMR	FLA-5-11	Right-column	Right joint	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
41	STCTT-1'	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
42	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on top col	0.9434
43	STCBT-1'	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
44	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
45	STBLT-1'	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
46	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
47	STBRT-1'	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
48	STTJT	FLA-5-11	Top-joint	Transverse rein, on top	0.943
49	STTJB	FLA-5-11	Bottom-joint	Transverse rein, on bottom	0.943
50	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
51	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434

ตารางที่ 4.10 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
2	RCZ21	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
3	RCZ22	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
4	RCZ11	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
5	RCZ12	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
6	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
7	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
8	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
9	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
10	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
12	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
13	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1
14	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1
16	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2
17	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2
18	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
19	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
20	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
21	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
22	SCZ21	PI-5-200	Bot-column	Shear measuring in zone2	1
23	SCZ22	PI-5-200	Bot-column	Shear measuring in zone2	1
24	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1
25	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1
30	STBTL	FLA-5-11	Top-beam	Left top. beam	0.9434
31	STBTM	FLA-5-11	Top-beam	Mid top beam	0.9434
32	STBTR	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
37	STBBL	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot. beam	0.9434
38	STBBM	FLA-5-11	Bottom-beam	Mid bot beam	0.9434
39	STBBR	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434

ตารางที่ 4.10 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
44	STBSL	FLA-5-11	Side-beam	Left side. beam	0.9434
45	STBSM	FLA-5-11	Side-beam	Mid side beam	0.9434
46	STBSR	FLA-5-11	Side-beam	Right side beam	0.9434
51	STCBR	FLA-5-11	Right-column	Right bot. column	0.9434
52	STCMR	Down	Right -column	Right middle column	0.9434
53	STCTR	FLA-5-11	Right -column	Right top column	0.9434
54	STCBL	FLA-5-11	Left-column	Left bot. column	0.9434
55	STCML	FLA-5-11	Left -column	Left middle column	0.9434
56	STCTL	FLA-5-11	Left -column	Left top column	0.9434
58	STBLT-0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
59	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
60	STBLT-2	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
61	STBRT-0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
62	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
63	STBRT-2	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
64	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
65	STCTT-2	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
66	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
67	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
68	STJTT	FLA-5-11	Top-Joint zone	Transverse rein. on joint zone	0.9434
69	STJBT	FLA-5-11	Bot-Joint zone	Transverse rein. on joint zone	0.9434

ตารางที่ 4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JB

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
14	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
15	STBTL-0	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
16	STBTR-0	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
17	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
22	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
23	STBBL-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434
24	STBBR-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
25	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
26	STBSL-1	FLA-5-11	Side-beam	Left side beam	0.9434
27	STBSL-0	FLA-5-11	Side-beam	Left side joint	0.9434
28	STBSR-0	FLA-5-11	Side-beam	Right side joint	0.9434
29	STBSR-1	FLA-5-11	Side-beam	Right side beam	0.9434
30	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
31	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
32	STCTL-0	FLA-5-11	Left-column	Left top joint	0.9434
33	STCBL-0	FLA-5-11	Left-column	Left bot joint	0.9434
34	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
35	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
36	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
37	STCTR-0	FLA-5-11	Right-column	Right top joint	0.9434
38	STCBR-0	FLA-5-11	Right-column	Right bot joint	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTR-2C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top column 2	0.9434
41	STCTR-1C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top column 1	0.9434
42	STCTR-0C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top joint	0.9434
43	STCBR-0C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right bottom joint	0.9434
44	STCBR-1C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right bottom column1	0.9434
45	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434

ตารางที่ 4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JB (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
46	STCTT-2	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
47	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
48	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on top col	0.9434
49	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
50	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
51	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
52	STBLT-2	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
53	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
54	STBRT-2	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
55	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
56	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
60	RBZ11	SDP-100C	Left -beam	Rotation measuring in BZ1	2
61	RBZ12	SDP-100C	Left -beam	Rotation measuring in BZ1	2
62	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in BZ2	1
63	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in BZ2	1
64	RBZ31	PI-5-200	Right-beam	Rotation measuring in BZ3	1
65	RBZ32	PI-5-100	Right-beam	Rotation measuring in BZ3	1
66	RCZ21	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in CZ2	1
67	RCZ22	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in CZ2	1
68	RCZ11	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in CZ1	1
69	RCZ12	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in CZ1	1
70	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in BZ1	2
71	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in BZ1	2
72	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in BZ2	2
73	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in BZ2	2
74	SBZ31	PI-5-100	Right-beam	Shear measuring in BZ3	1
75	SBZ32	PI-5-100	Right-beam	Shear measuring in BZ3	1
76	SCZ21	PI-2-200	Bot-column	Shear measuring in CZ2	0.5
77	SCZ22	PI-2-200	Bot-column	Shear measuring in CZ2	0.5
78	SCZ11	PI-2-200	Top-column	Shear measuring in CZ1	0.5

ตารางที่ 4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JB (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
79	SCZ12	PI-2-200	Top-column	Shear measuring in CZ1	0.5
80	SJZ11	CDP-25	Joint	Shear measuring in JZ1	2
81	SJZ12	CDP-25	Joint	Shear measuring in JZ1	2
82	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in BZ1	1
83	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in BZ1	1
84	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in BZ2	1
85	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in BZ2	1
90	DDT1	CDP-100C	Top column	Lateral Displ at top column	3
91	DDT4	SDP- 50C	Reaction Supp	Lateral Displ at support	1
92	DDT2	SDP-100C	Right beam end	Lateral Displ at right beam	2
93	DDT3	SDP-100C	Left beam end	Lateral Displ at left beam	2

ตารางที่ 4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JD

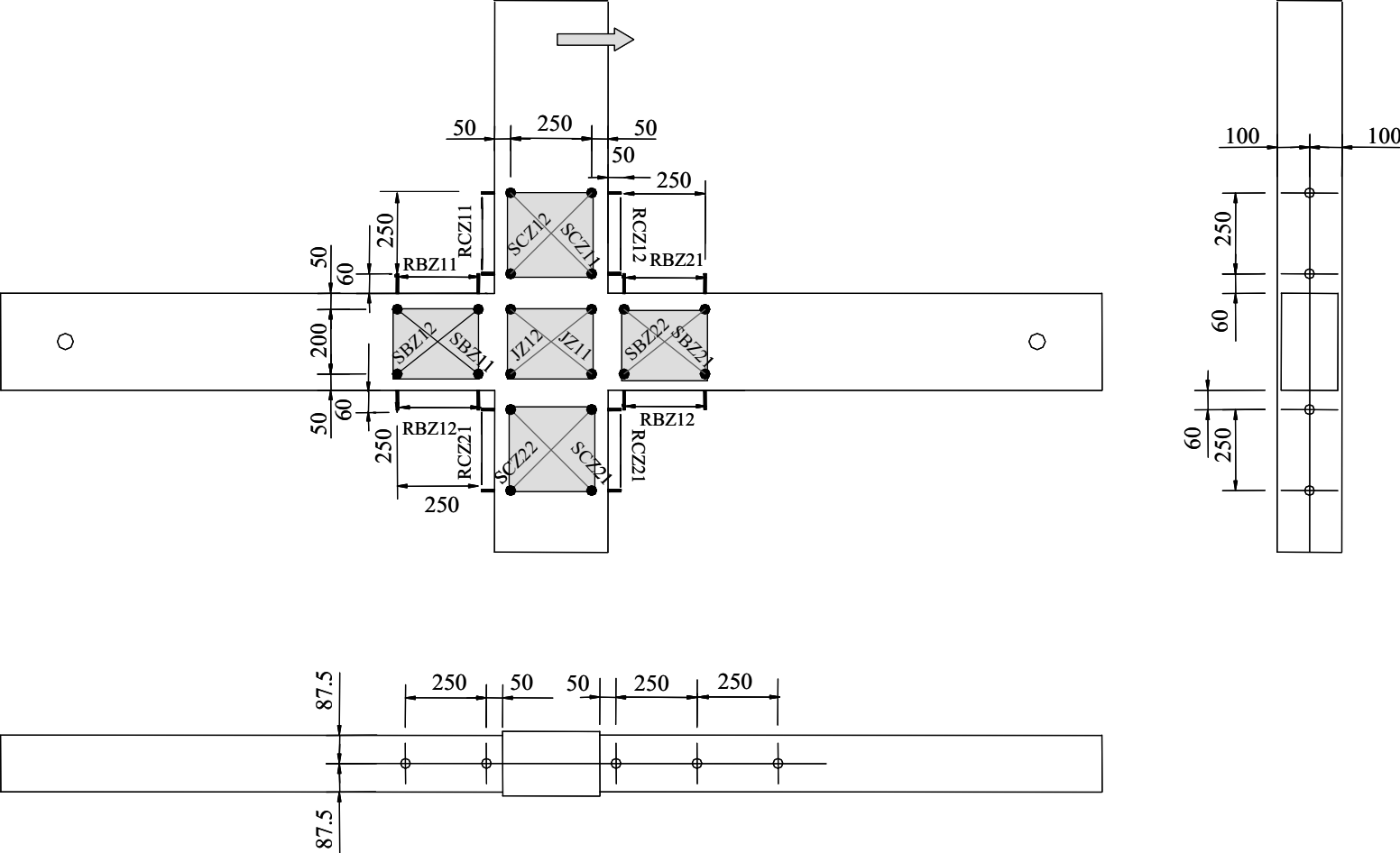
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
10	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
11	STBTL-0	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
12	STBBR-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
13	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
18	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
19	STBBL-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434
20	STBTR-0	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
21	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
30	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
31	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
32	STCTL-0	FLA-5-11	Left-column	Left top column 0	0.9434
33	STCBL-0	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 0	0.9434
34	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
35	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
36	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
37	STCTR-0	FLA-5-11	Right-column	Right top column 0	0.9434
38	STCBR-0	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 0	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTR-2C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top column 2	0.9434
41	STCTL-1C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right top column 1	0.9434
42	STCTL-0C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right top column 0	0.9434
43	STCBL-0C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right bot column 0	0.9434
44	STCBL-1C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right bot column 1	0.9434
45	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
46	STCTT-2	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
47	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
49	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
51	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434

ตารางที่ 4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JD (ต่อ)

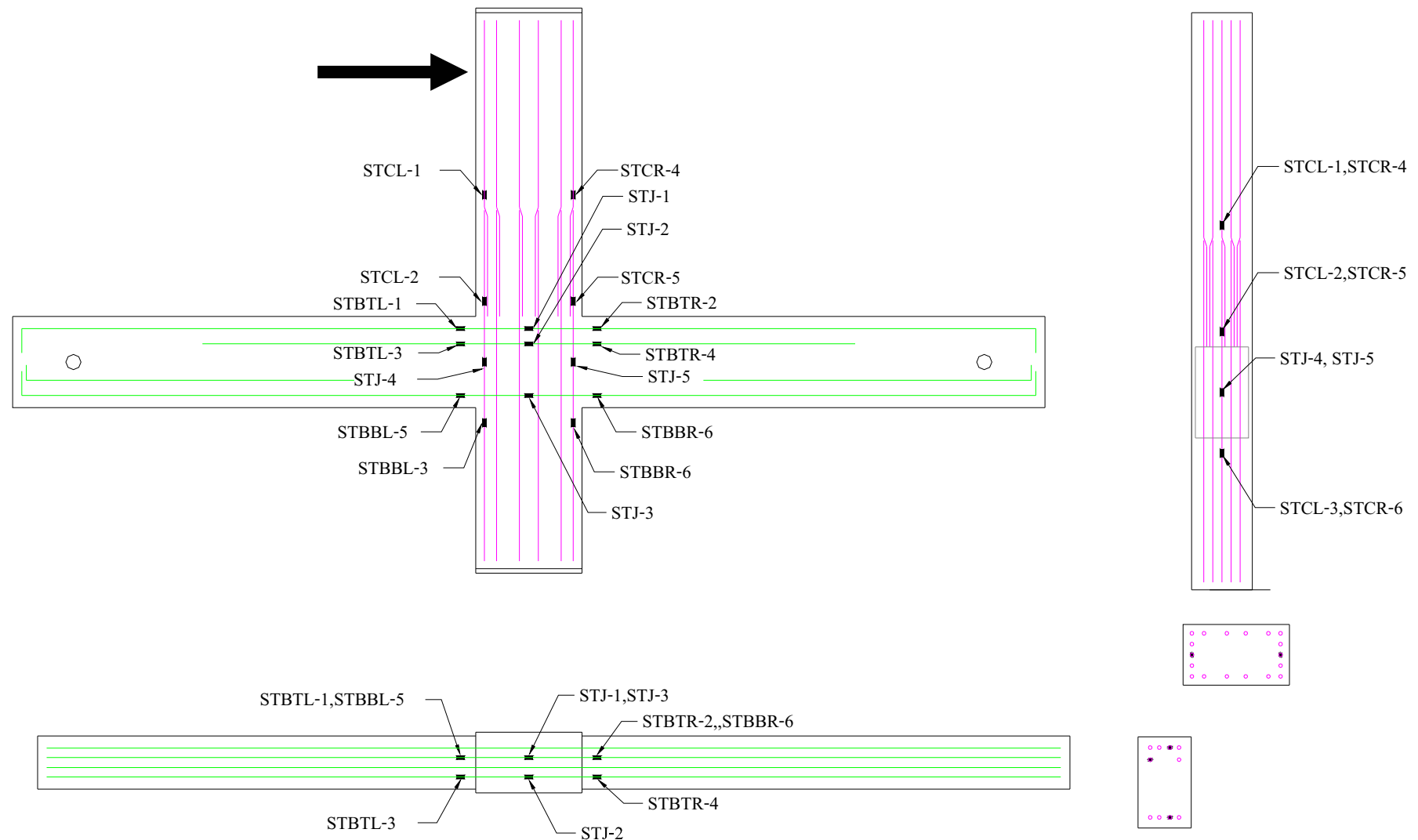
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
52	STBLT-2	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
53	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
54	STBRT-2	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
55	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
56	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
60	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
61	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
62	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
63	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
64	RBZ31	PI-5-200	Right-beam	Rotation measuring in zone3	1
65	RBZ32	PI-5-100	Right-beam	Rotation measuring in zone3	1
66	RCZ11	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
67	RCZ12	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
68	RCZ21	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
69	RCZ22	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
70	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
71	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
72	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
73	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
75	SBZ31	PI-2-200	Right-beam	Shear measuring in zone3	0.5
74	SBZ32	PI-2-200	Right-beam	Shear measuring in zone3	0.5
76	SCZ11	PI-2-100	Top-column	Shear measuring in zone1	0.5
77	SCZ12	PI-2-100	Top-column	Shear measuring in zone1	0.5
78	SCZ21	PI-2-100	Bot-column	Shear measuring in zone2	0.5
79	SCZ22	PI-2-100	Bot-column	Shear measuring in zone2	0.5
80	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2

ตารางที่ 4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JD (ต่อ)

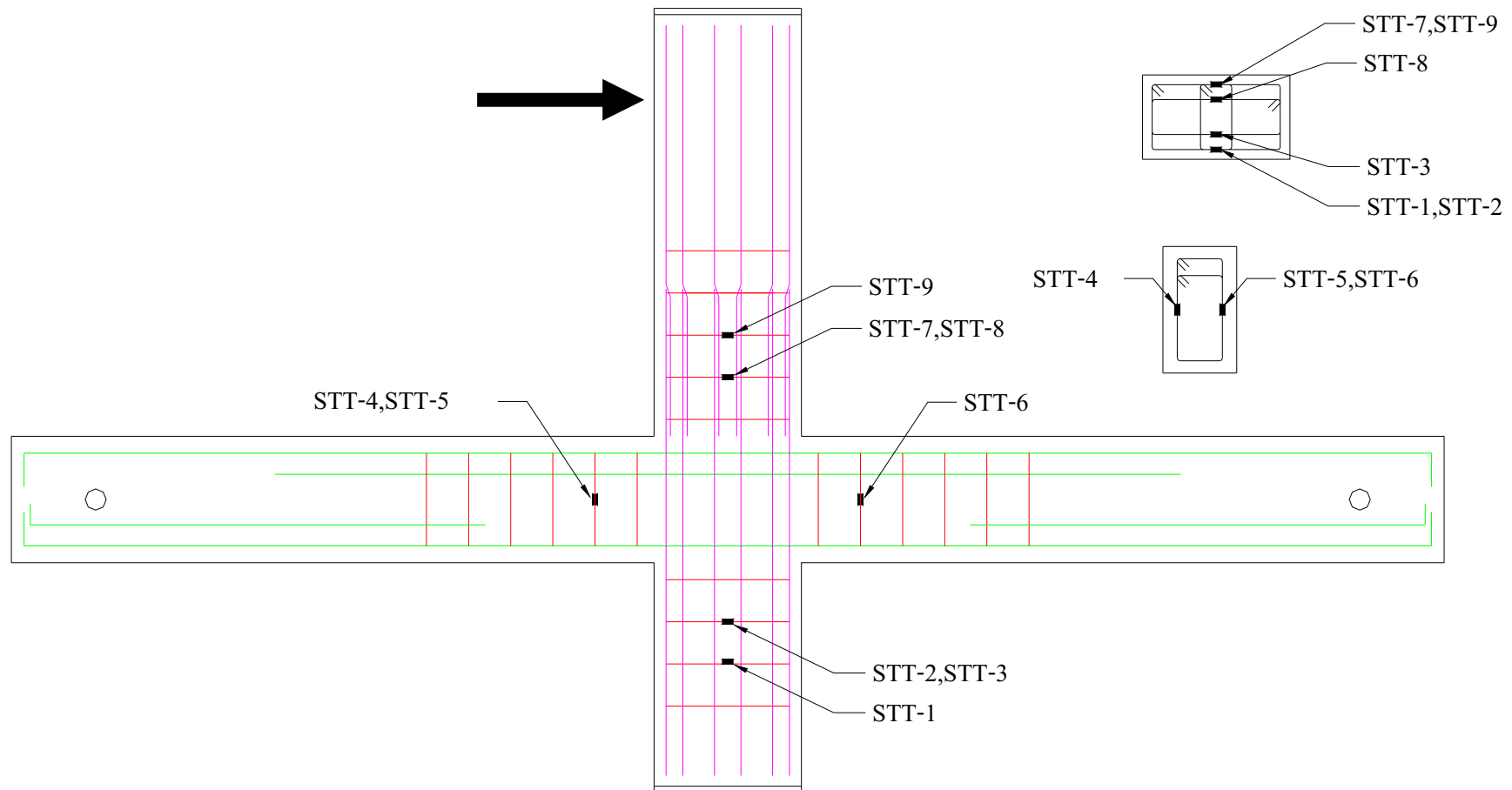
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
81	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2
82	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
83	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
84	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1
85	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1



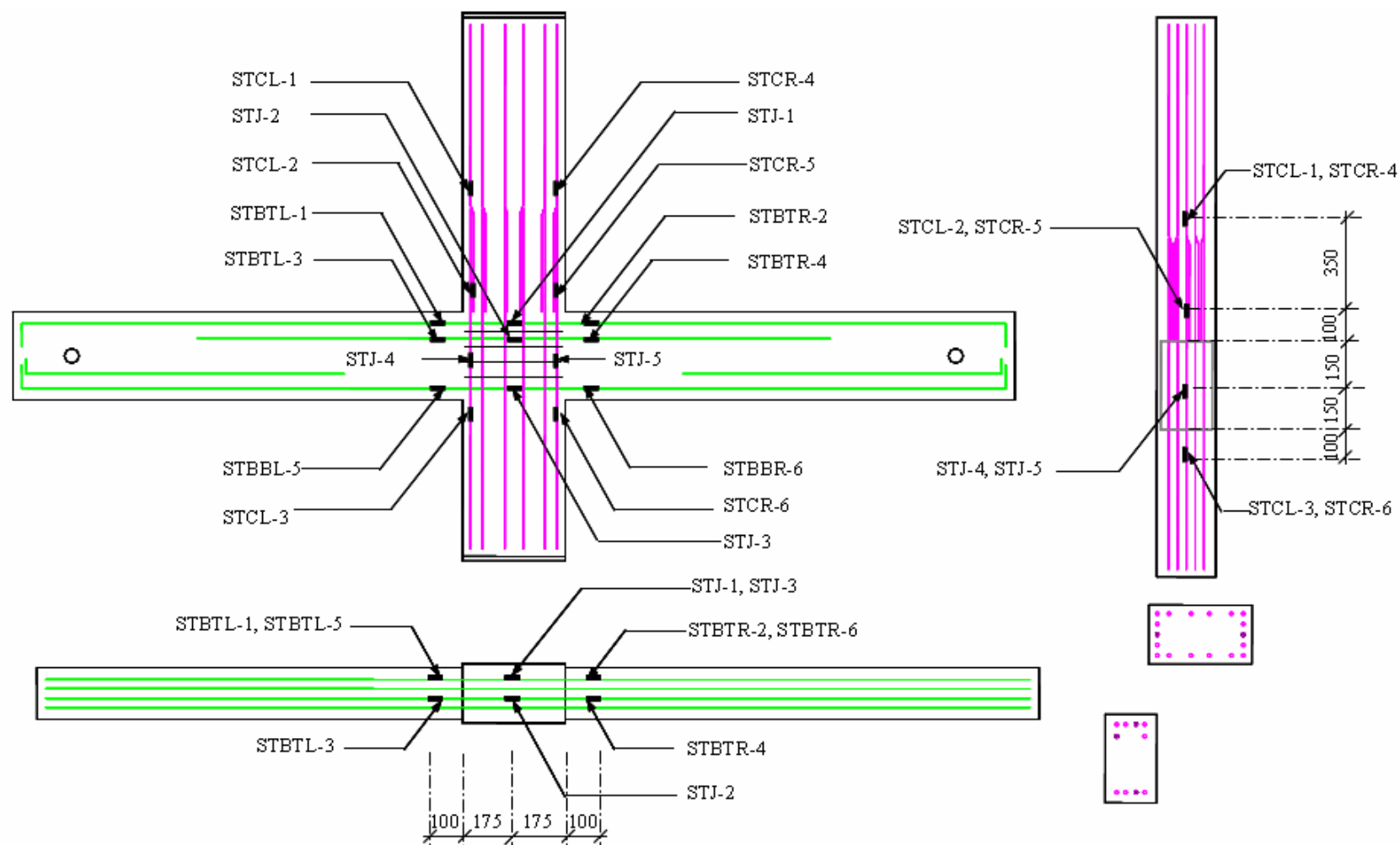
รูปที่ 4.23 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขึ้นทดสอบ



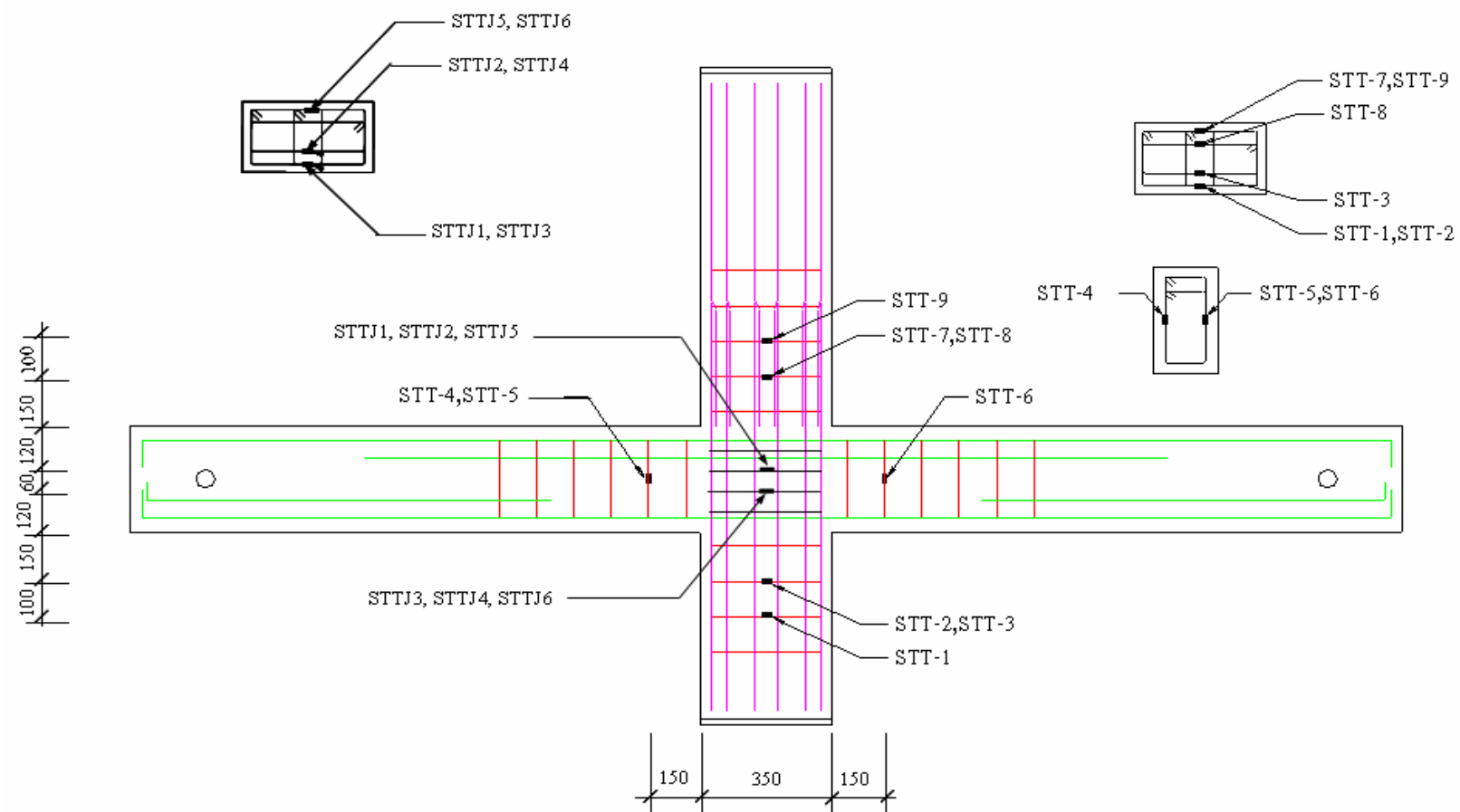
รูปที่ 4.24 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กตามยาวสำหรับขึ้นทดสอบ JM



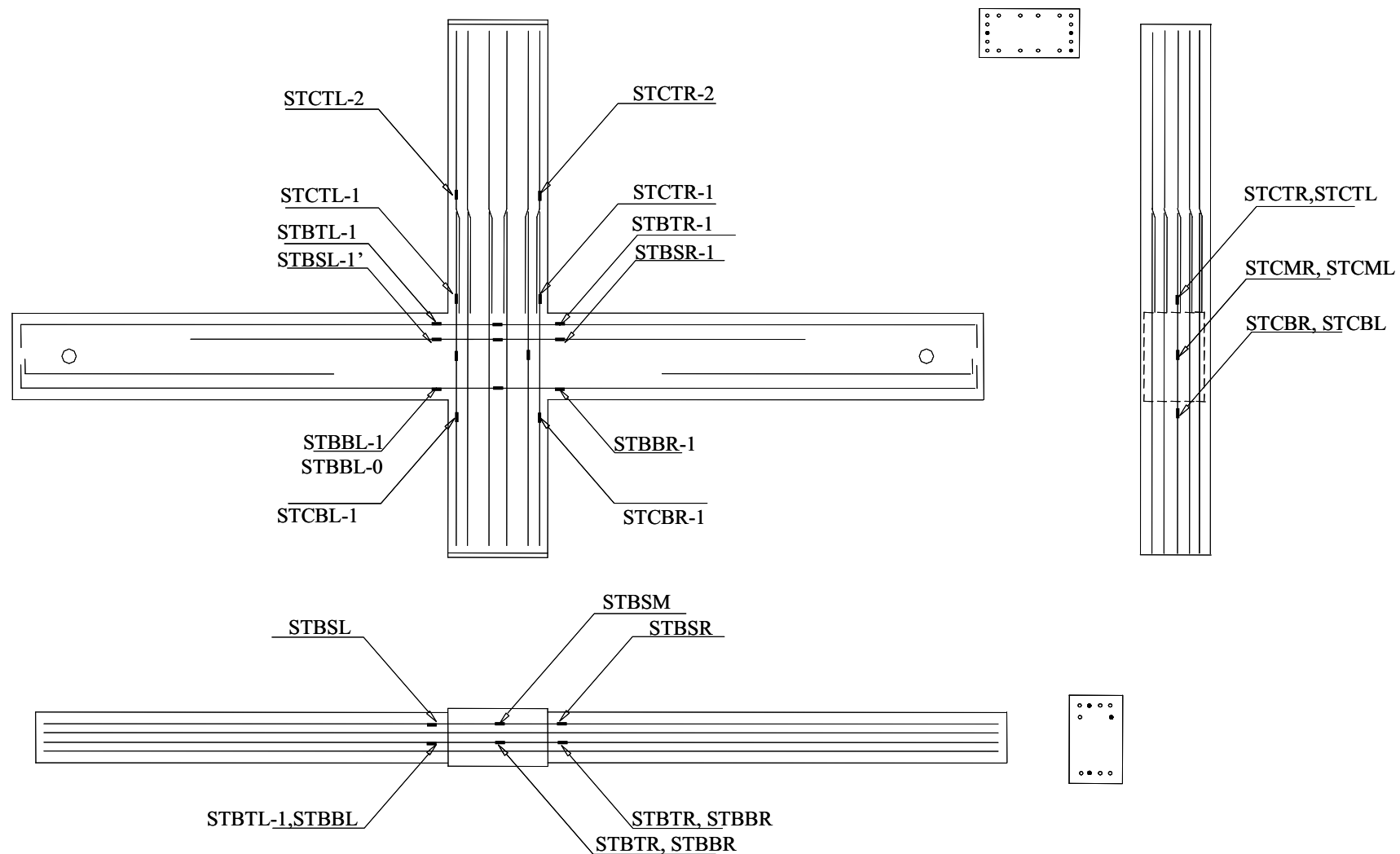
รูปที่ 4.25 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JM



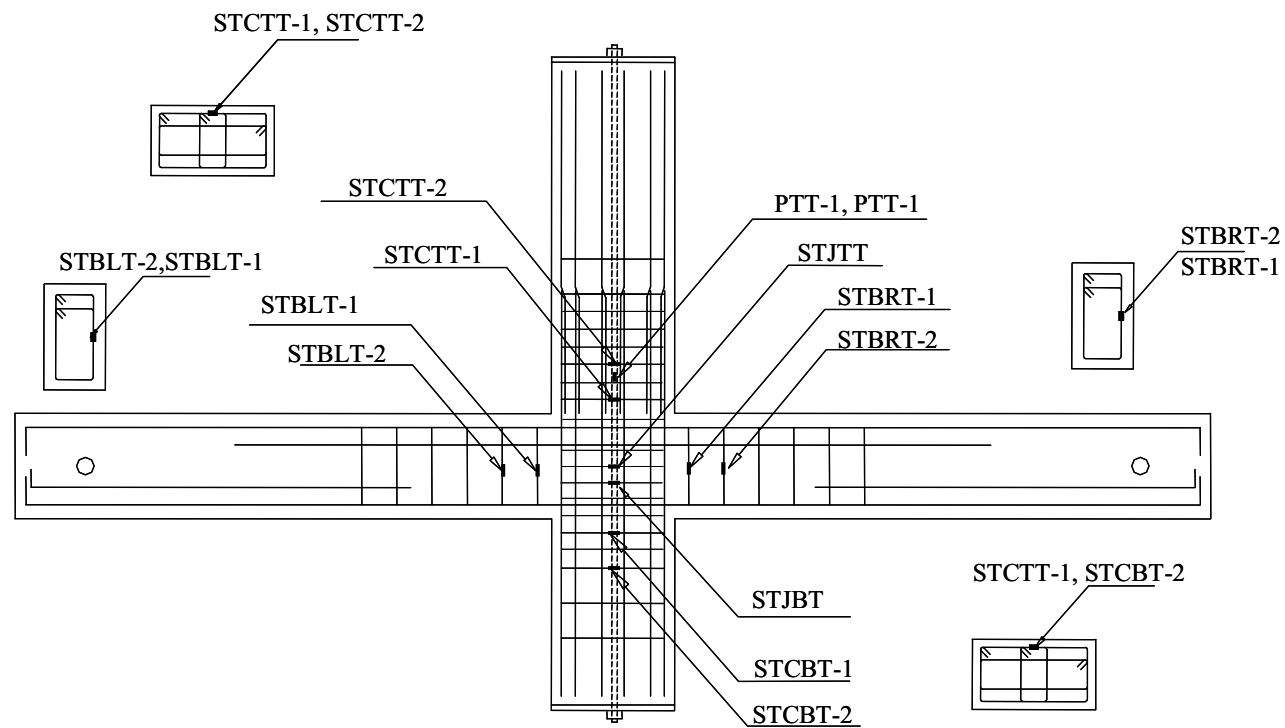
รูปที่ 4.26 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กตามยาวสำหรับขึ้นทดสอบ JR



รูปที่ 4.27 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JR

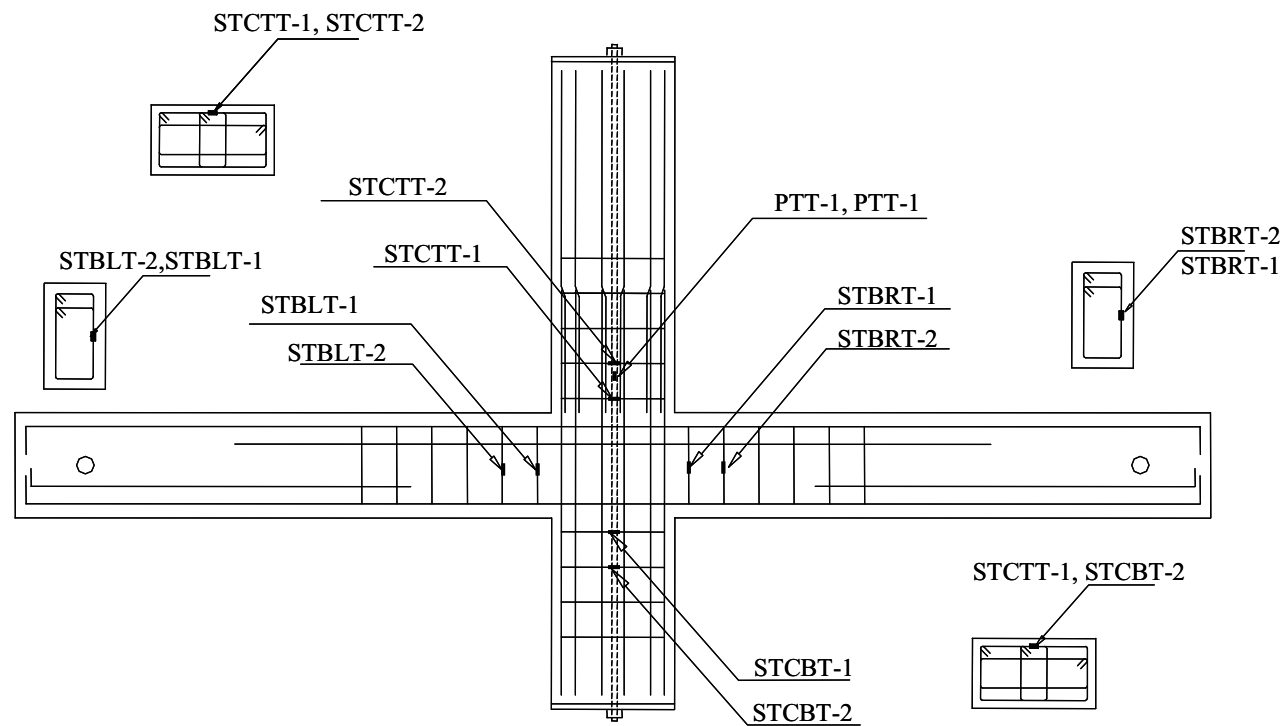


รูปที่ 4.28 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กตามยาวสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT



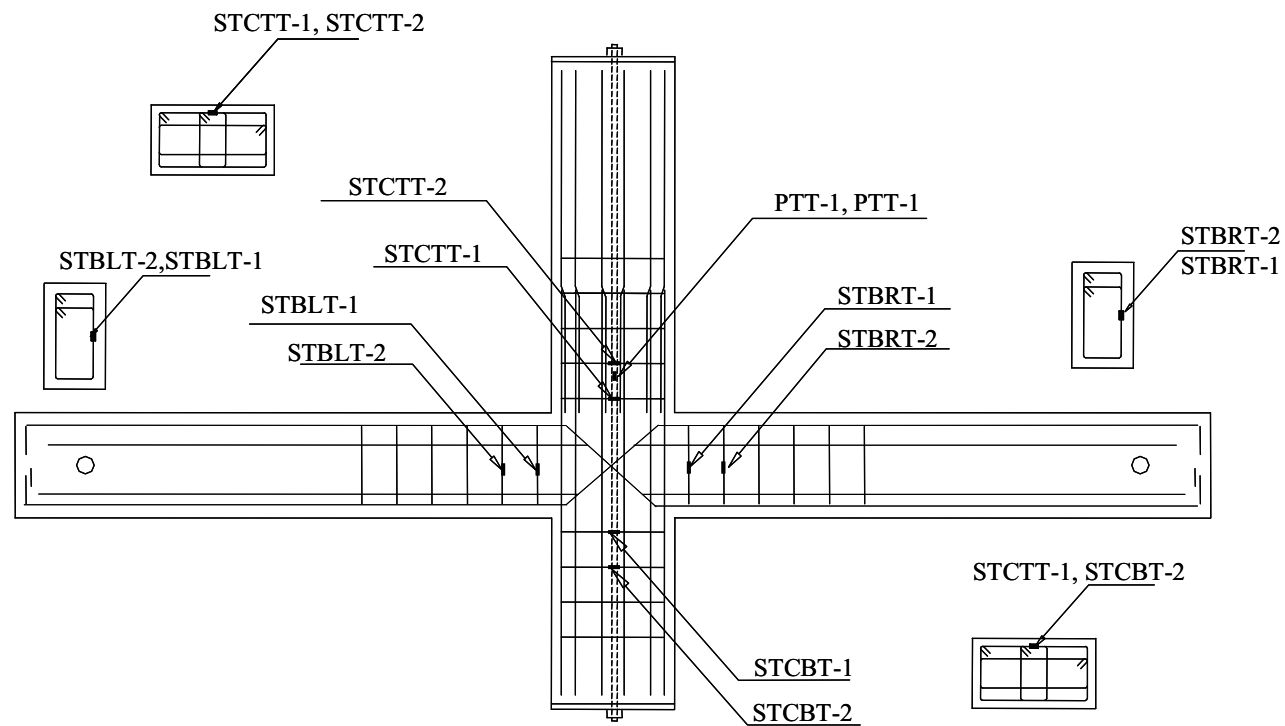
รูปที่ 4.29 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT





รูปที่ 4.31 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JB





รูปที่ 4.33 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JD

4.4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์

ผลการศึกษาการทดลองขึ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริงของขึ้นทดสอบทั้ง 5 ที่นำเสนอในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วย พฤติกรรมโดยรวมและพัฒนาการของการเกิดรอยร้าว ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ พฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปเลื่อนในเสา คาน และจุดต่อ และพฤติกรรมความเครียดของเหล็กนอนในคาน ซึ่งสรุปผลการทดลองได้แสดงในตารางที่ 4.13

4.4.1 พฤติกรรมโดยรวมและพัฒนาการของการเกิดรอยร้าว ความเสียหายและการวิบัติ

ขึ้นทดสอบ JM

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในขึ้นทดสอบ JM ดังแสดงในรูปที่ 4.34(ก) เมื่อขึ้นทดสอบเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ สังเกตเห็นรอยร้าวตัดที่บริเวณด้านบนของคานเป็นรอยร้าวแรก เมื่อผลักมาที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ พบรอยร้าวทแยงแรกเกิดขึ้นที่บริเวณจุดต่อ ต่อจากนั้นเริ่มปรากฏรอยร้าวปริในแนวนานกับเหล็กนอนในคานที่บริเวณจุดต่อที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ นับตั้งแต่รอบแรกของระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ จนถึง $\pm 1.75\%$ (เป็นจุดที่ขึ้นทดสอบรับน้ำหนักได้สูงสุด) รอยร้าวที่เกิดขึ้นจะกระจุกตัวในบริเวณจุดต่อเป็นส่วนใหญ่ ได้แก่ รอยร้าวทแยงตัดกันเป็นรูปกากบาท และรอยร้าวปริขนานกับเหล็กนอน แต่ไม่ปรากฏว่ามีรอยร้าวเพิ่มขึ้นในคาน รอยร้าวทแยงนี้จะปิดและเปิดสลับกันตามทิศทางการให้น้ำหนักบรรทุก ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ คอนกรีตที่บริเวณจุดต่อเริ่มกะเทาะหลุดออกมาจนสามารถเห็นเหล็กยื่นในเสาและเหล็กนอนในคาน เมื่อระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากขึ้นรอยร้าวทแยงที่จุดต่อขยายตัวและเปิดกว้างมากขึ้นตามการเคลื่อนตัว แต่ไม่ปรากฏความเสียหายในคานและเสาเพิ่มเติม การทดสอบเสร็จสิ้นที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 5.0\%$

ขึ้นทดสอบ JR

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในขึ้นทดสอบ JR ได้แสดงในรูปที่ 4.34(ข) พบว่าในช่วงอีลาสติก ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไม่เกิน $\pm 0.25\%$ พบรอยร้าวตัดในคานเกิดขึ้น แต่ภายหลังจากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ ได้เกิดรอยร้าวทแยงในจุดต่อโดยมีขนาดและจำนวนเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ในขณะที่คานก็มีจำนวนรอยร้าวเพิ่มขึ้นเช่นกันแต่ไม่มาก ภายในระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ ถึง $\pm 1.75\%$ รอยร้าวเริ่มกระจุกตัวเป็นรอยร้าวทแยงในจุดต่อ แม้ว่าขึ้นทดสอบนี้จะเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อประมาณ 5 เท่าของปริมาณเหล็กปลอกขั้นต่ำที่กำหนดในมาตรฐานของ ACI IMRF แต่ก็ตามก็ไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติได้ ยังคงเป็นรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับขึ้นทดสอบ JM ที่ไม่มีเหล็กปลอกในจุดต่อเช่นกัน ขึ้นทดสอบนี้เริ่มมีคอนกรีตหลุดกะเทาะในจุดต่อที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ และขยายไปจนถึงในเสาด้วย

ขั้นตอนทดสอบ JT

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในขั้นตอนทดสอบ JT ได้แสดงในรูปที่ 4.34(ค) ขั้นตอนทดสอบนี้เริ่มเกิดรอยร้าวในคานที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ เช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR แต่เมื่อเคลื่อนที่ไปจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ รอยร้าวค้ำในคานได้เพิ่มจำนวนและขนาดขึ้นในขณะที่รอยร้าวทแยงในจุดต่อก็เริ่มปรากฏขึ้นเช่นกัน เมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่ไปจนถึง $\pm 1.0\%$ พบรอยร้าวที่เกิดจากการรูดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสา ขั้นตอนทดสอบนี้สามารถต้านทานแรงกระทำได้ 84 kN เมื่อมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ แต่ภายหลังจากนั้นแล้วรอยร้าวในจุดต่อเริ่มกระจุกตัวและคอนกรีตเริ่มหลุดกะเทาะจนเห็นเหล็กเสริมในจุดต่อ โดยที่รอยร้าวใหม่ในคานและเสาไม่ได้เพิ่มขึ้น ในระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ ถึง $\pm 5.0\%$ ได้เกิดความเสียหายอย่างหนักในบริเวณจุดต่อ คอนกรีตหลุดกะเทาะ จนสามารถมองเห็นเหล็กนอนในคานและเหล็กยื่นในเสา โดยรอยร้าวในคานและในเสาไม่ได้เพิ่มขนาดความกว้างขึ้น ทำให้ขั้นตอนทดสอบนี้ยังคงวิบัติด้วยการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ แม้ว่าจะได้เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบ ACI SMRF แล้วก็ตาม ยังไม่สามารถป้องกันการวิบัติที่จุดต่อได้ และไม่พบความเสียหายในเสาด้านบนเนื่องจากการทาบทเหล็กเลย

ขั้นตอนทดสอบ JB

พัฒนาการของการรื้อร้าวขั้นตอนทดสอบ Debond specimen แสดงในรูปที่ 4.34(ง) ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ สังเกตพบรอยร้าวค้ำในคานที่บริเวณหน้าเสา รอยร้าวนี้แสดงถึงการรูดไถลของเหล็กนอน (pull-out) และเกิดรอยร้าวค้ำ (flexural crack) ด้านบนของคาน เมื่อให้แรงสลับทิศรอยร้าวจะปรากฏในทิศตรงกันข้าม เมื่อขั้นตอนเคลื่อนที่มากขึ้นรอยร้าวค้ำเพิ่มมากขึ้นที่หลังคาน และท้องคานอีกด้านหนึ่ง รอยร้าวค้ำก็ขยายตัวขึ้นด้วย แต่ไม่พบรอยร้าวทแยงในจุดต่อ จนระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่บริเวณจุดต่อและเริ่มปรากฏรอยร้าวปริในแนวนอนขนานกับเหล็กคานที่บริเวณมุมคาน นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ รอยร้าวค้ำในคาน และรอยร้าวปริในแนวขนานเหล็กคานที่บริเวณมุมคานทั้ง 4 โตขึ้นและขยายตัวเพิ่มขึ้นตามการเคลื่อนที่ที่เพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนทำให้คอนกรีตหุ้มเหล็กของคานกะเทาะหลุดออกมา ขณะที่รอยร้าวทแยงในจุดต่อขยายตัวน้อยมาก การทดสอบเสร็จสิ้นที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 6.0\%$ พบว่าคอนกรีตหุ้มคานฉีกขาดเสียหายอย่างมากโดยเฉพาะบริเวณปลายคานมีความยาวประมาณ 300 มม. ส่วนในจุดต่อรอยร้าวเฉือนยังคงไม่มีการเปลี่ยนแปลง รูปแบบการวิบัติของขั้นตอนทดสอบนี้เรียกว่า Splitting beam failure

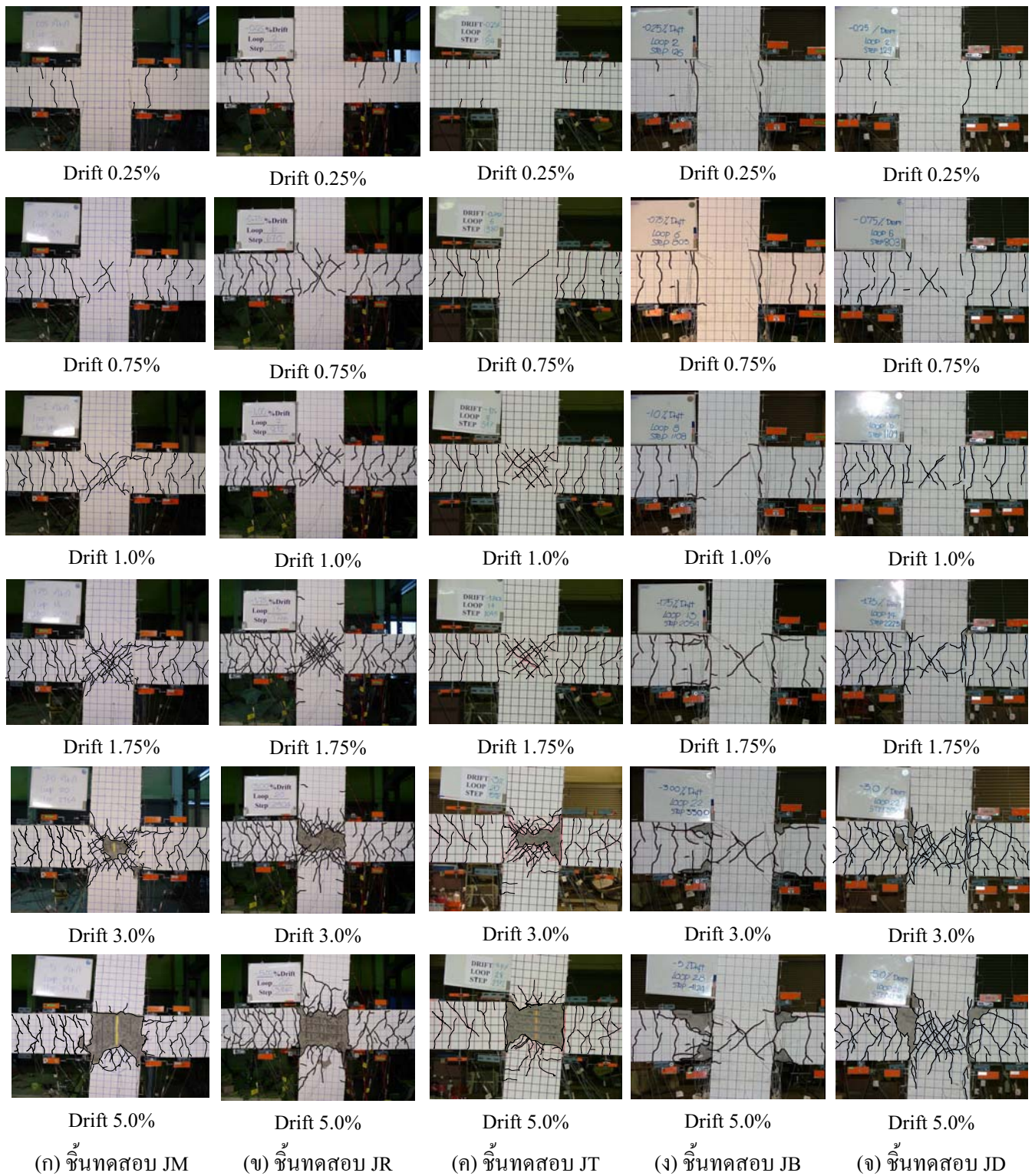
ขั้นตอนทดสอบ JD

การพัฒนารอยร้าวของขั้นตอนทดสอบ JD แสดงในรูปที่ 4.34(จ) ในช่วงแรกของการเคลื่อนที่พบว่ารอยร้าวค้ำเกิดขึ้นก่อนในคานทั้งด้านบนและด้านล่าง เมื่อผลักขั้นตอนไปจนมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

$\pm 0.5\%$ พบรอยร้าวเนื่องจากการรูดไถลของเหล็กนอน (Pull-out) ตลอดทั้งหน้าตัดของคาน ยิ่งกว่านั้นแล้วพบรอยร้าวคั้งภายในจุดต่อ และในรอบซ้ำอีกครั้งพบรอยร้าวทแยงภายในจุดต่อ เมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์จนถึง $\pm 1.5\%$ รอยร้าวคั้งในจุดต่อขยายตัวยาวขึ้น และพบรอยร้าวคั้งใหม่ภายในคานเช่นเดียวกัน โดยรอยร้าวคั้งกล่าวได้เชื่อมต่อกับรอยร้าวคั้งที่มีอยู่เดิม ส่วนรอยร้าวทแยงภายในจุดต่อมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย และเมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์จนถึง $\pm 1.75\%$ คอนกรีตหุ้มภายในจุดต่อหลุดกะเทาะออกมา

เมื่อขึ้นทดสอบด้านทานแรงสูงสุด 83 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ ปรากฏว่าไม่พบรอยร้าวใหม่เพิ่มขึ้นภายในจุดต่อ แต่พบรอยร้าวในคานที่ยังคงมีจำนวนและขนาดเพิ่มขึ้น และเมื่อขึ้นทดสอบมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ คอนกรีตหุ้มที่จุดต่อนั้นหลุดออกจนเห็นได้ชัดเจนเนื่องจากคอนกรีตถูกบดอัดจากเสาและคาน เมื่อแรงกระทำสลับที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เดียวกัน ภายในจุดต่อด้านที่เคยถูกบดอัด พบรอยร้าวคั้งกลับเปิดอ้าออกเนื่องจากพฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต เมื่อขึ้นทดสอบมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มขึ้น พบรอยร้าวใหม่เพียงเล็กน้อยที่เพิ่มขึ้นและกระจายตัวในขณะที่ยังมีรอยร้าวเดิมไม่มีการเปลี่ยนแปลง สำหรับคาน ไม่พบรอยร้าวคั้งใหม่เพิ่ม มีเพียงรอยร้าวเดิมขยายกว้างขึ้น

จนกระทั่งระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า $\pm 3.5\%$ ขึ้นทดสอบ JD ถือได้ว่าวัฏจักรเรียบร้อยแล้ว เนื่องจากกำลังด้านทานแรงที่เสถียรลดลงมากกว่า 80% ภายในจุดต่อพบรอยร้าวขนาดเล็กเกิดขึ้นและกระจุกตัวอยู่บริเวณปลายคาน ในขณะที่รอยร้าวเดิมที่มีอยู่เดิมไม่เปลี่ยนแปลง ส่วนในคานคอนกรีตถูกบดอัดและหลุดออกจนสามารถมองเห็นเหล็กนอนในคาน ส่วนในเสาไม่เพียงแต่พบรอยร้าวในแนวคั้งวิ่งผ่านจุดต่อทั้งด้านบนและด้านล่างเสาตามแนวเหล็กเสริมเท่านั้นยังพบว่าคอนกรีตฉีกขาดและหลุดออกมาเช่นกัน จากการตรวจสอบการพัฒนาการรอยร้าวสามารถระบุได้ว่าขึ้นทดสอบ JD มีรูปแบบการวิบัติผสมระหว่างคอนกรีตในคานถูกบดอัดและแรงเฉือนภายในจุดต่อ



รูปที่ 4.34 การพัฒนารอยร้าวของชิ้นทดสอบ

4.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

ชั้นทดสอบ JM

จากกราฟรูปที่ 4.35(ก) จะเห็นว่าชั้นทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$ นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เป็นต้นมา เส้นโค้ง Hysteretic มีลักษณะแคบแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนที่น้อย ชั้นทดสอบเริ่มครากเมื่อมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ และต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 72 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ เมื่อผลักชั้นทดสอบต่อไป จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ กำลังรับน้ำหนักจะลดลงอย่างมาก และการวนรอบซ้ำที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ใดๆ มีผลให้กำลังรับน้ำหนักและสติเฟนลดลงอย่างมาก ชั้นทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำต่อไปจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ถือว่าเป็นจุดวิบัติ ภายหลังจากนี้มีกำลังต้านทานไม่ถึง 80% เส้นโค้ง Hysteretic มีลักษณะโค้งแนบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (Pinching) แสดงถึงค่าสติเฟนที่ลดลง ซึ่งเกิดจากไถลตัวและการเปิดของรอยร้าวทแยงในบริเวณจุดต่อการเสื่อมลงของกำลังรับน้ำหนักและสติเฟนของชั้นทดสอบ เป็นผลมาจากการเสื่อมสลายแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอนของคานในจุดต่อกับคอนกรีตและการบดอัดของคอนกรีตภายในจุดต่อ กำลังของชั้นทดสอบจะลดลงเหลือเพียง 44% ที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 5\%$ เมื่อคำนวณดัชนีความเหนียวซึ่งนิยามไว้มีค่าเท่ากับ ระยะการเคลื่อนที่สูงสุด (ที่จุดวิบัติ) ต่อระยะการเคลื่อนที่ที่ชั้นทดสอบเริ่มคราก มีค่าเท่ากับ 2.0

ชั้นทดสอบ JR

จากกราฟรูปที่ 4.35(ข) จะเห็นว่าชั้นทดสอบมีพฤติกรรมยืดหยุ่นในช่วง $0 \pm 0.5\%$ แต่ภายหลังจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เส้นโค้งมีลักษณะแคบแนบเข้าหาจุดศูนย์กลางแสดงถึงการสลายพลังงานที่น้อยเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM โดยชั้นทดสอบ JR เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ ที่แรงกระทำ 74 kN สามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดได้เท่ากับ 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ มากกว่าชั้นทดสอบ JM เพียงประมาณ 17% ภายหลังจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ แล้ว ชั้นทดสอบมีแรงกระทำค่อย ๆ ลดลงมากกว่า 80% ของแรงกระทำสูงสุดจึงถือว่าเป็นจุดวิบัติของชั้นทดสอบ เมื่อคำนวณดัชนีความเหนียวได้เท่ากับ 2.4 ซึ่งจะเห็นว่าการเพิ่มปริมาณเหล็กปลอกในจุดต่อในชั้นทดสอบ JR ทำให้ชั้นทดสอบมีกำลังเพิ่มและความเหนียวเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อเทียบกับชั้นทดสอบ JM ซึ่งไม่ได้เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเลย ดังนั้นปริมาณเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อของชั้นทดสอบ JR นั้นไม่เพียงพอที่จะสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ ชั้นทดสอบ JR ยังคงวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM

ขั้นตอนทดสอบ JT

พฤติกรรมของเส้นกราฟ Hysteretic ของขั้นตอนทดสอบ JT แสดงในรูปที่ 4.35(ค) จะเห็นว่าช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $0 \pm 0.5\%$ ยังคงเป็นช่วงอีลาสติกสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT อยู่ แต่ภายหลังจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ แล้วพบว่าขั้นตอนเริ่มมีพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้น โดยขั้นตอนเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ เช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR ด้วยแรงกระทำเท่ากับ 72 kN และสามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดเท่ากับ 86 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.50\%$ ขั้นตอนสามารถต้านทานแรงกระทำได้ถึง $\pm 3.5\%$ ก่อนที่จะมีกำลังต้านทานต่ำกว่า 80% ของของค่าสูงสุด ซึ่งถือว่าเป็นจุดวิกฤติของขั้นตอน พฤติกรรม Hysteretic มีความแคบแนบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (Pinch) แสดงถึงการสลายพลังงานที่น้อยเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR แม้ว่าจะเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามมาตรฐานการออกแบบ ACI SMRF (9 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำที่ต้องใส่ตามมาตรฐานของ ACI IMRF) แต่ก็ไม่เพียงพอที่จะเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ ขั้นตอนนี้ให้ระดับความเหนียวเท่ากับ 2.8

ขั้นตอนทดสอบ JB

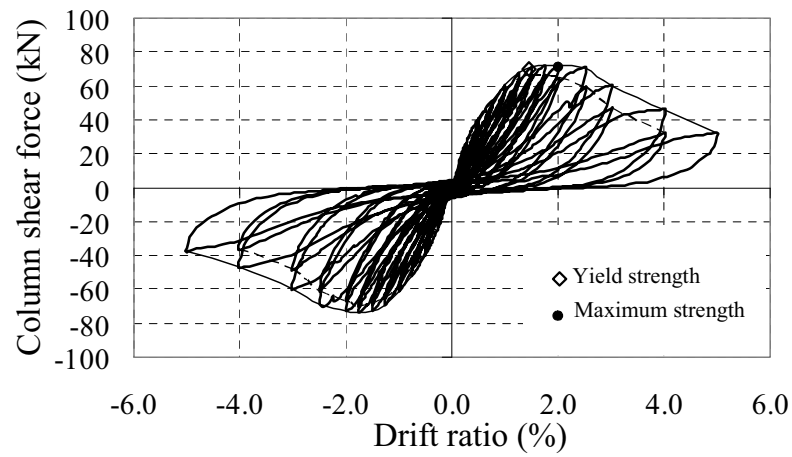
จากกราฟรูปที่ 4.35(ง) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในช่วงต้นมีลักษณะคล้ายกับของขั้นตอนทดสอบ JM คือมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) เส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะแคบพื้นที่ภายในรูปน้อย แต่ลักษณะความโค้งเข้าหาศูนย์กลางในลักษณะนี้เกิดจากการเปิด-ปิดของรอยร้าวคั้งในคานหน้าเสา (pull out crack) ขั้นตอนสามารถรับน้ำหนักได้สูงสุด 62kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.50\%$ เมื่อผลักขั้นตอนต่อไป พบว่ากำลังรับน้ำหนักลดลงอย่างค่อยเป็นค่อยไป ไม่เกิดการวิบัติแบบเปราะ แสดงถึงขั้นตอนที่มีความเหนียวมากกว่าขั้นตอน JM เล็กน้อย อย่างไรก็ตามในช่วงที่เกินจากกำลังรับน้ำหนักสูงสุด ลักษณะเส้นโค้ง hysteretic ของขั้นตอนนี้มีพื้นที่ภายในรูปกว้างกว่า แสดงถึงการสลายพลังงานที่มากกว่า แต่เส้นโค้งยังคงแนบเข้าหาศูนย์กลาง (pinching) ในรอบการเคลื่อนที่ซ้ำ พบว่าทั้งกำลังและความแข็งเกร็ง (stiffness) ของขั้นตอนมีค่าลดต่ำลงมาก แสดงให้เห็นถึงความไร้เสถียรภาพโดยเฉพาะนับตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ โดยกำลังจะลดลงเหลือ 67% ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 5\%$ เมื่อคำนวณระดับความเหนียวจากจุดครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ เทียบกับจุดวิบัติที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.5\%$ ทำให้ขั้นตอน JB มีระดับความเหนียวเท่ากับ 2.33

ขั้นตอนทดสอบ JD

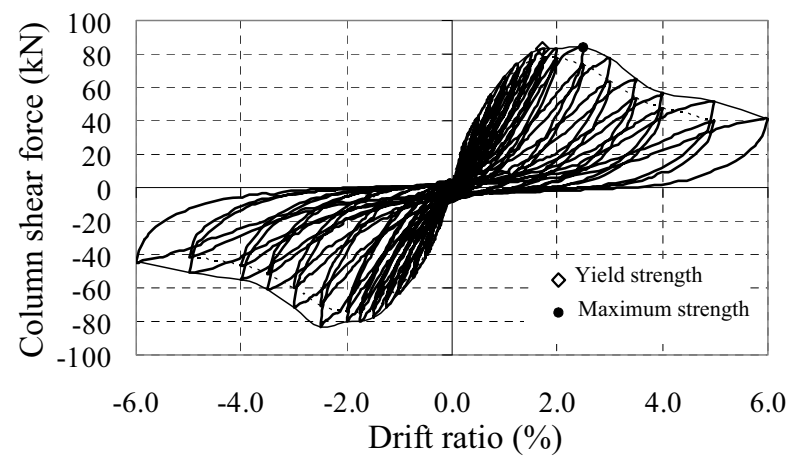
ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของขั้นตอนทดสอบ JD แสดงในรูปที่ 4.35(จ) จากกราฟ hysteretic loop แสดงให้เห็นว่าขั้นตอนมีพฤติกรรมยืดหยุ่น (elastic) ระหว่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $0 \pm 0.5\%$ เมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มขึ้นขั้นตอนมีพฤติกรรมเลยช่วงยืดหยุ่น

ออกไป จากการทดลองพบว่าชิ้นทดสอบ JD ไม่มีเสถียรภาพโดยสังเกตได้จากการกำลังต้านทาน และความสติเฟนในรอบซ้ำที่ลดต่ำลง ชิ้นทดสอบเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ และสามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดได้เท่ากับ 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ เมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นทดสอบ JM พบว่ามีแรงกระทำสูงสุดมากกว่า 15% และมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 14% เนื่องจากเหล็กในคานที่ถูกตัดช่วยต้านทานแรงอัดในแนวทแยงที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อ (compressive strut) ที่เกิดจากการรวมแรงอัดจากเสาและคาน ภายหลังจากต้านทานแรงสูงสุดแล้วชิ้นทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้เท่ากับ $\pm 3.5\%$ และมีค่าดัชนีความเหนียวเท่ากับ 2.0

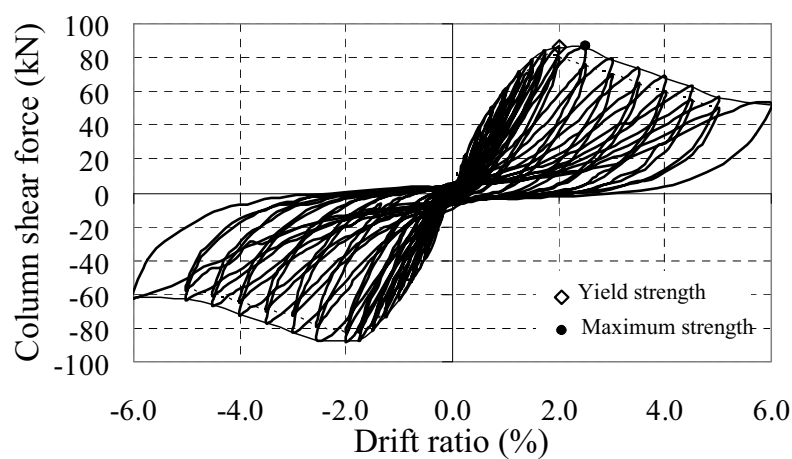
จะเห็นว่าชิ้นทดสอบ JM ซึ่งเป็นตัวแทนจุดต่อคาน – เสาที่ก่อสร้างในประเทศไทยมีเสถียรภาพเล็กน้อยแสดงพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมในการต้านทานแผ่นดินไหว มีการวิบัติแบบฉับพลันที่จุดต่อ สามารถต้านทานแรงกระทำและสลายพลังงานได้น้อย ถึงแม้จะมีกำลังต้านทานโมเมนต์ในเสามากกว่าคานประมาณ 2 เท่าก็ตาม ส่วนชิ้นทดสอบ JR และ JT ถึงแม้ว่าจะเสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวระดับปานกลาง (ACI IMRF) และระดับสูง (ACI SMRF) ก็ตาม พบว่าปริมาณเหล็กปลอกที่เสริมไปนั้นยังไม่เพียงพอที่จะสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติได้ โดยกำลังต้านทานและความเหนียวเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นประมาณ 17 %และ 19% สำหรับชิ้นทดสอบ JR และ JT ตามลำดับ และยังมีพฤติกรรมที่ไม่ดีขึ้นมากมีการสลายพลังงานที่น้อย มีรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดิม ส่วนชิ้นทดสอบ JB ที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมที่วิ่งผ่านที่จุดต่อตั้งแต่แรกนั้นพบว่าสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อไปเป็นการวิบัติของคอนกรีตที่ปลายคานแทน โดยที่กำลังต้านทานแรงกระทำลดลงประมาณ 15 เปอร์เซ็นต์ สามารถเพิ่มระดับความเหนียวเพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่พฤติกรรมเส้นโค้ง hysteretic ยังคงแคบและแนบเข้าสู่ศูนย์กลางอยู่ แสดงถึงการสลายพลังงานได้น้อย ส่วนชิ้นทดสอบ JD ใช้การตัดเหล็กนอนในคานตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อสามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงกระทำได้ประมาณ 15% แต่รูปแบบการวิบัติยังคงเป็นการผสมระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อกับการบิดอัดของคาน เส้นโค้ง hysteretic loop ยังคงแคบและแนบเข้าสู่ศูนย์กลาง



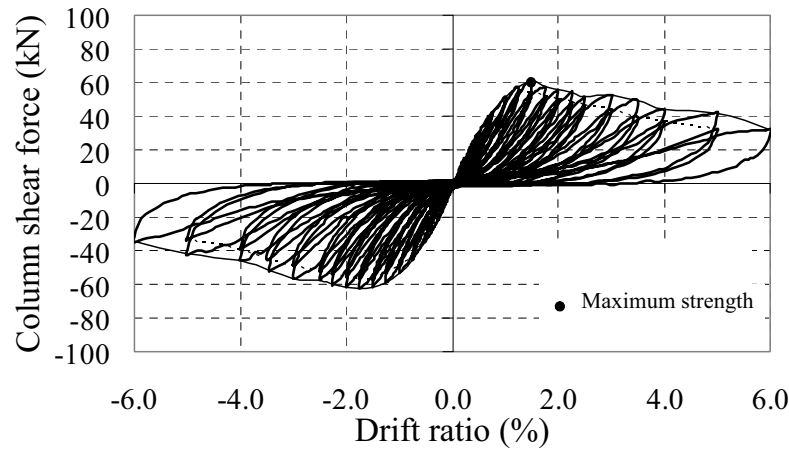
(ข) ชั้นทดสอบ JM



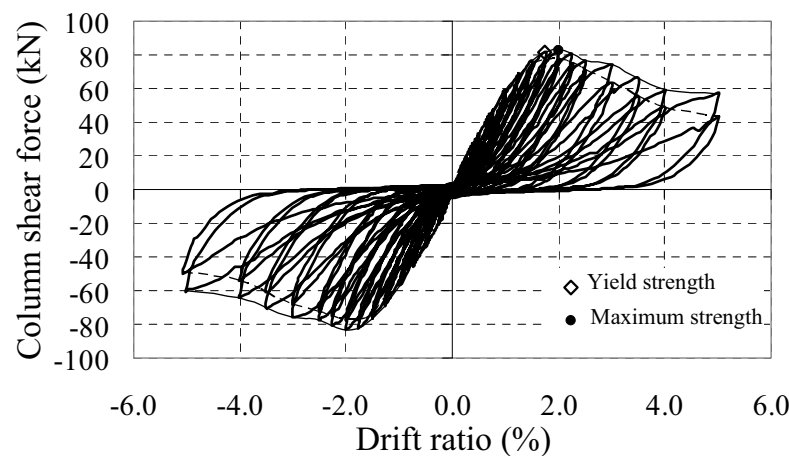
(ค) ชั้นทดสอบ JR



(ง) ชั้นทดสอบ JT



(จ) ชั้นทดสอบ JB



(ข) ชั้นทดสอบ JD

รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์

4.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเฉือนและแรงกระทำ

รูปที่ 4.36 ถึง รูปที่ 4.40 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเฉือนกับแรงกระทำของแต่ละชั้นทดสอบ และในตำแหน่งต่าง ๆ ได้แก่ คานด้านซ้าย คานด้านขวา เสาต้นล่าง เสาต้นบน และภายในจุดต่อ จากการทดสอบสามารถอธิบายได้ดังนี้

ชั้นทดสอบ JM

การเปลี่ยนรูปเฉือนในชั้นทดสอบ JM ณ ตำแหน่งที่แรงกระทำมากที่สุด 72 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.75% โดยมีค่า 0.0014 0.0004 และ 0.011 เรเดียน (รูปที่ 4.36) ในตำแหน่งคาน เสา และ จุดต่อ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเฉือนในคานจะมีค่ามากกว่าเสา สอดคล้องกับความเป็นจริงที่เสามีหน้าตัดที่ใหญ่ มีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่าคาน แต่อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนรูปเฉือนในคานและเสานั้นมี

ค่าน้อยกว่ามากเมื่อเทียบกับในจุดต่อ โดยมีค่าน้อยกว่าประมาณ 7 และ 27 เท่าสำหรับคานและเสาตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบนั่นคือชิ้นทดสอบ JM เกิดความเสียหายอย่างหนักที่จุดต่อ

ชิ้นทดสอบ JR

ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาสำหรับชิ้นทดสอบ JR ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.37 ชิ้นทดสอบ JR มีการเปลี่ยนรูปเนื่องที่แรงกระทำมากที่สุด 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ โดยมีค่าเท่ากับ 0.017 0.0017 และ 0.0006 เรเดียน สำหรับ จุดต่อ คาน และเสาตามลำดับ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเนื่องมีค่ามากที่สุดจุดต่อ รองลงมาได้แก่ คาน และเสาตามลำดับเช่นเดียวกับชิ้นทดสอบ JM ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองนั่นคือชิ้นทดสอบ JR เกิดการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับชิ้นทดสอบ JM แม้จะได้เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามมาตรฐานอาคารต้านทานแผ่นดินไหวระดับปานกลางของ ACI แล้วก็ตาม แต่เมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นทดสอบ JM แล้วการเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อมีค่าลดลง

ชิ้นทดสอบ JT

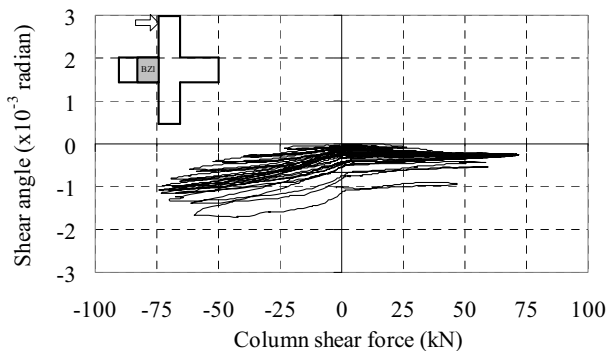
การเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาสำหรับชิ้นทดสอบ JT ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.38 ชิ้นทดสอบ JT เกิดความเสียหายอย่างหนักที่จุดต่อโดยการเปลี่ยนรูปเนื่องสอดคล้องกับผลการทดสอบนั่นคือ ค่าการเปลี่ยนรูปเนื่อง ณ การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ด้วยแรงกระทำที่เสา 86 kN ค่าการเปลี่ยนรูปเนื่องมีค่า 0.0113 0.0017 0.0006 เรเดียน สำหรับจุดต่อ คาน และเสาตามลำดับ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อมีค่ามากที่สุด รองลงมาได้แก่ คาน และเสา เมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไปจนถึง $\pm 6.0\%$ การเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อในชิ้นทดสอบ JT มีค่ามากถึง 0.0456 เรเดียน ในขณะที่การเปลี่ยนรูปเนื่องในคานและเสามีค่าลดลงตามลำดับ จะเห็นว่าชิ้นทดสอบ JT แม้จะเสริมเหล็กปลอกในปริมาณที่มากก็ตามแต่ก็ยังเกิดการวิบัติที่จุดต่ออยู่ดี

ชิ้นทดสอบ JB

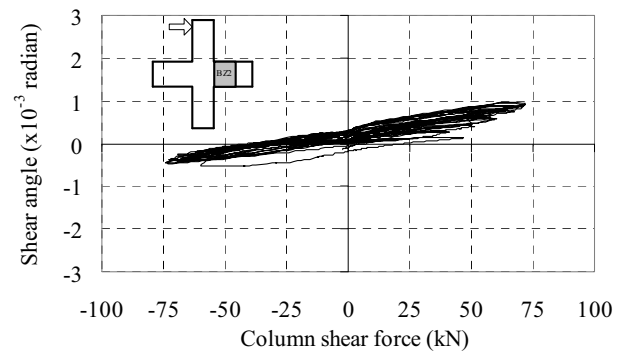
การเปลี่ยนรูปเนื่องในชิ้นทดสอบ JB ณ ตำแหน่งที่แรงกระทำมากที่สุด 61 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.5% โดยมีค่า 0.0004 0.0002 และ 0.0029 เรเดียน (รูปที่ 4.39) ในตำแหน่งคาน เสา และ จุดต่อ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเนื่องในคานจะมีค่ามากกว่าเสา เช่นเดียวกับชิ้นทดสอบทุกชิ้น แม้ว่าชิ้นทดสอบ JB จะไม่เกิดการวิบัติที่จุดต่อก็ตาม แต่อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนรูปเนื่องในคานและเสานั้นมีค่าน้อยกว่ามากเมื่อเทียบกับในจุดต่อ โดยมีค่าน้อยกว่าประมาณ 7 และ 14 เท่าสำหรับคานและเสาตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบการเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อกับชิ้นทดสอบทั้งหมด พบว่าชิ้นทดสอบ JB ให้ค่าน้อยที่สุด สอดคล้องกับผลการทดสอบนั่นคือ ชิ้นทดสอบ JB เกิดความเสียหายที่จุดต่อน้อยที่สุด

ขั้นตอน JD

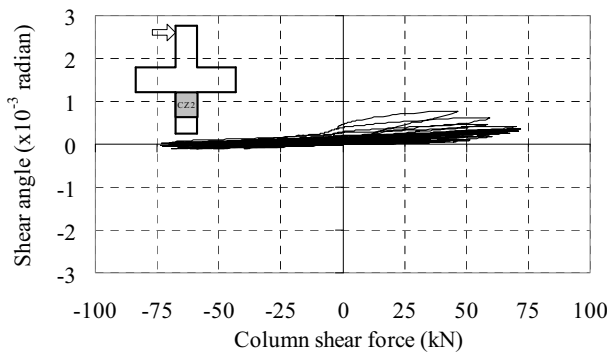
ความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาสำหรับขั้นตอน JD แสดงในรูปที่ 4.40 การเปลี่ยนรูปเนื่อง ณ ตำแหน่งที่แรงกระทำมากที่สุด 83 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ ในคาน มีค่า 0.0024 เรเดียน ในเสามีค่า 0.002 และในจุดต่อมีค่า 0.0047 เรเดียน เช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบทุกขั้นตอน การเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อมีค่ามากกว่าในคาน และในเสา โดยมีค่ามากกว่าประมาณ 2 เท่า แต่เมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้นการเปลี่ยนรูปเนื่องในขั้นตอน JD มีค่ามากกว่าในคานและเสาประมาณ 3.6 เท่า (0.0072) ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับขั้นตอนทดสอบ JM JR และ JT ที่มีการวัดที่จุดต่อ พบว่าขั้นตอน JD ให้ค่าการเปลี่ยนรูปเอียงที่น้อยกว่า เนื่องจากความเสียหายของขั้นตอน JD เป็นการผสมระหว่างจุดต่อและคาน



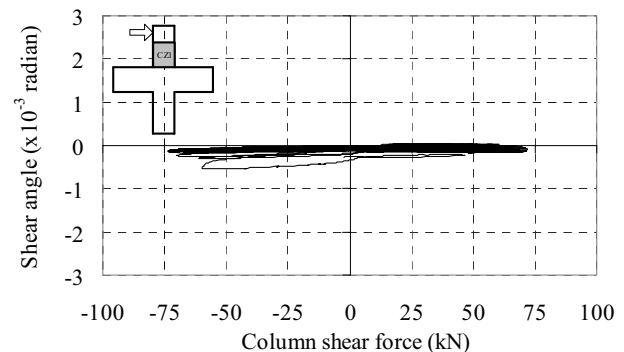
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา

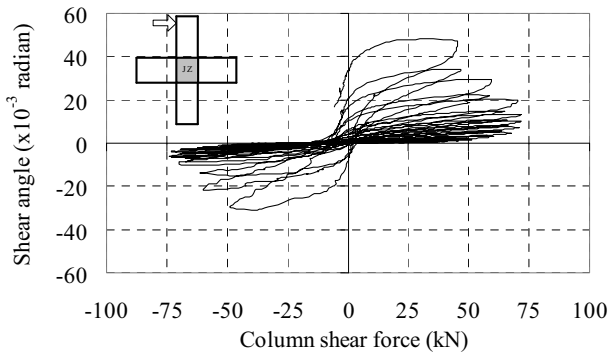


ค) เสาต้นล่าง



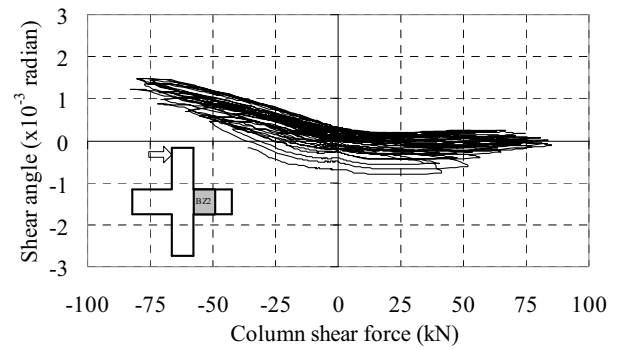
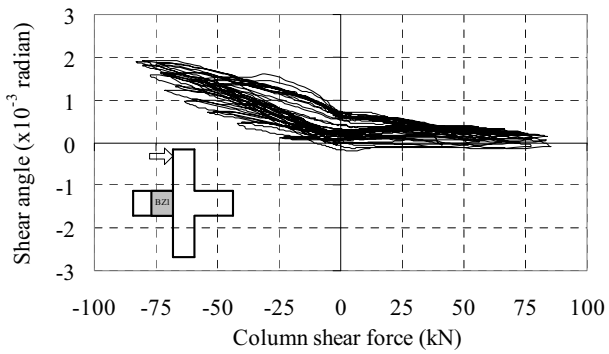
ง) เสาต้นบน

รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของขั้นตอน JD



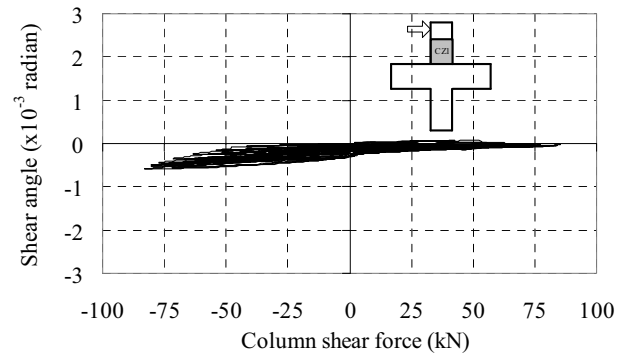
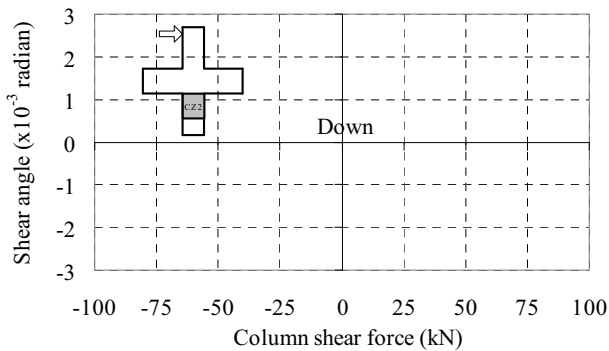
จ) จุดต่อ

รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JM (ต่อ)



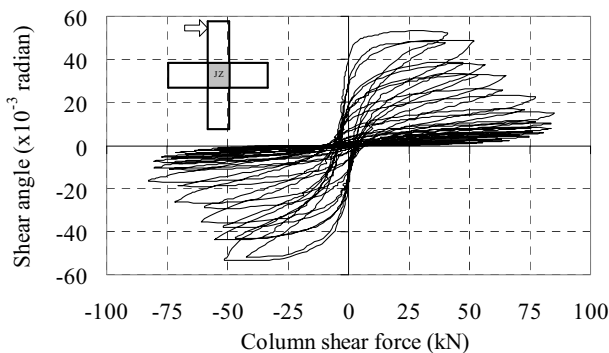
ก) คานด้านซ้าย

ข) คานด้านขวา



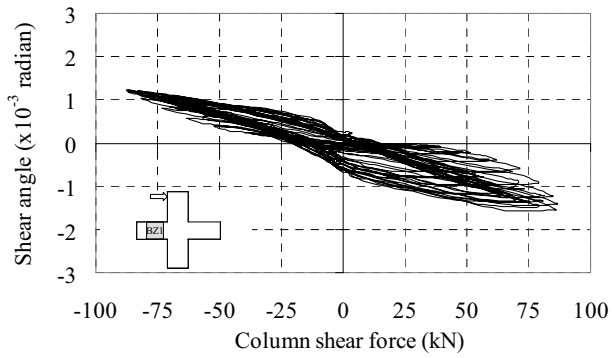
ค) เสาต้นล่าง

ง) เสาต้นบน

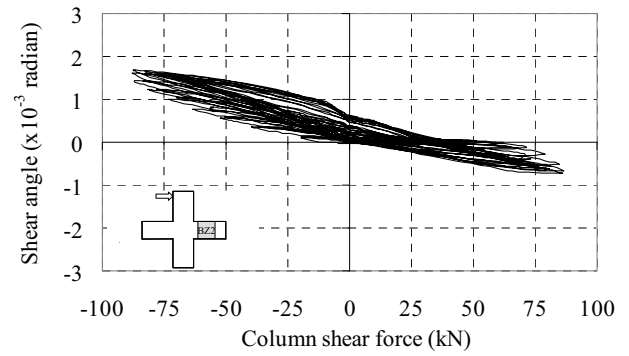


จ) จุดต่อ

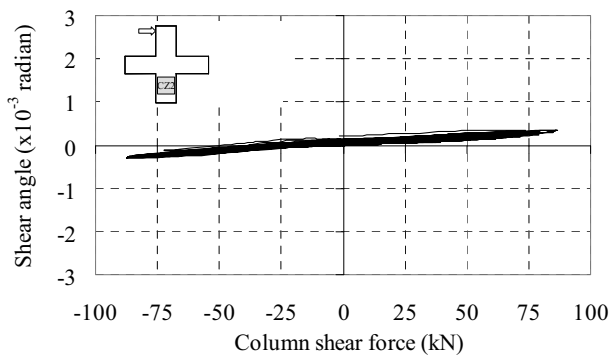
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JR



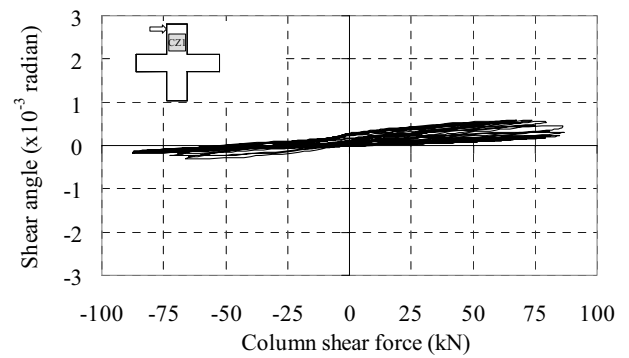
ก) คานด้านซ้าย



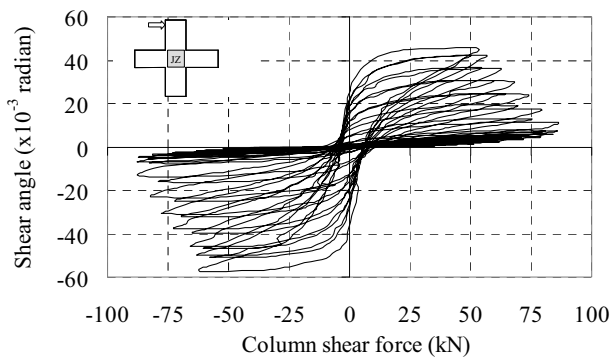
ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

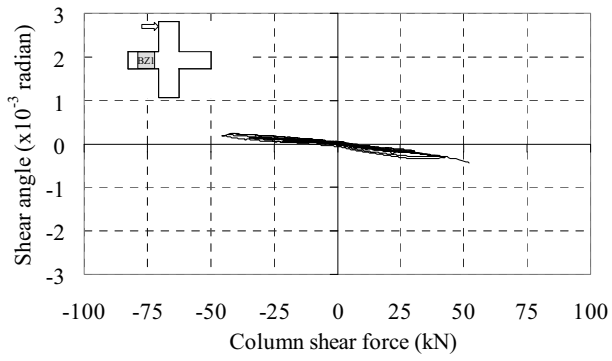


ง) เสาต้นบน

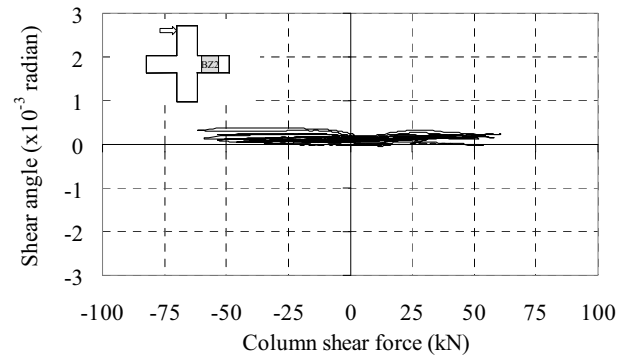


จ) จุดต่อ

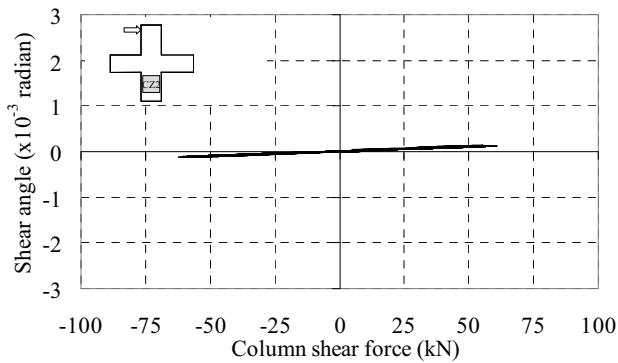
รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JT



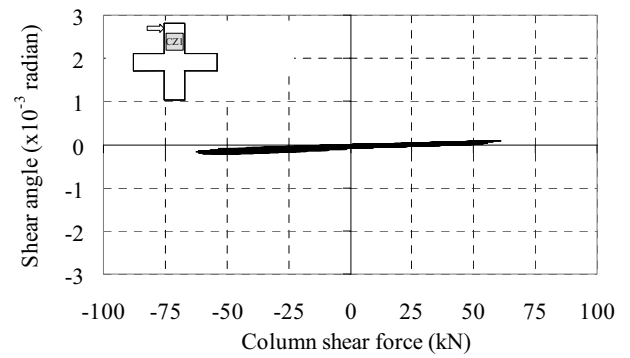
ก) คานด้านซ้าย



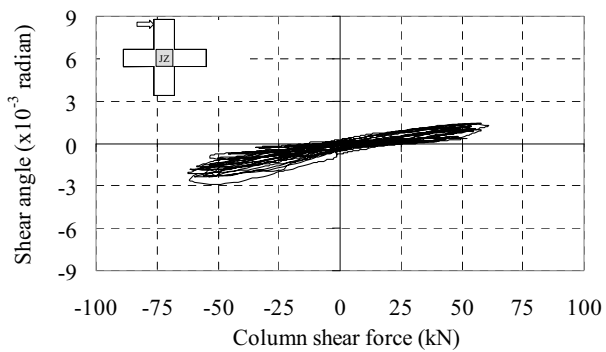
ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

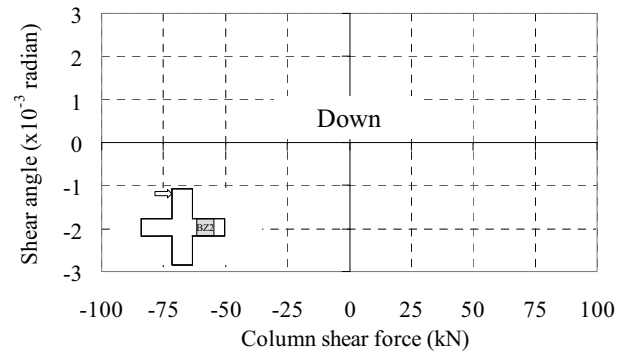
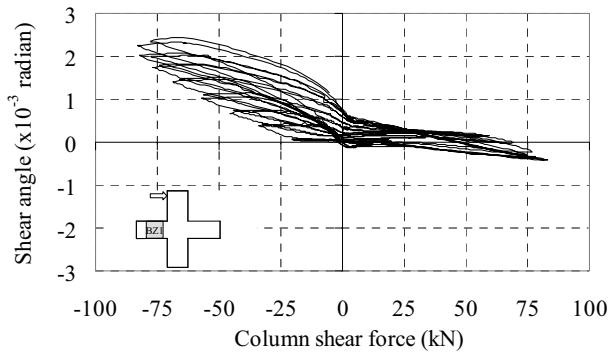


ง) เสาต้นบน



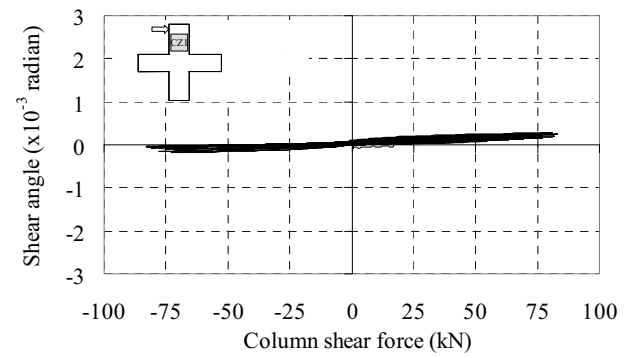
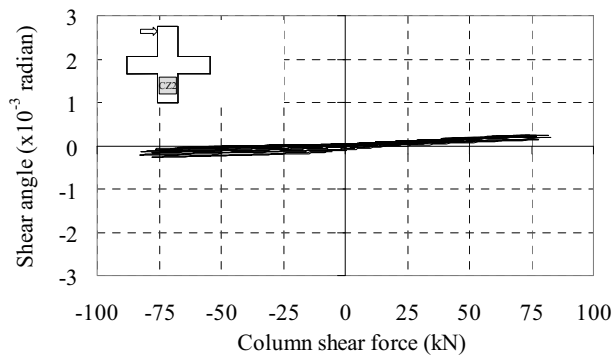
จ) จุดต่อ

รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JB



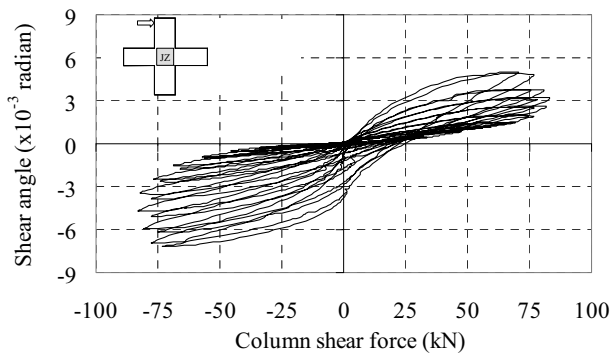
ก) คานด้านซ้าย

ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

ง) เสาต้นบน



จ) จุดต่อ

รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JD

4.4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างมูมมุนดัดกับแรงกระทำ

ความสัมพันธ์ระหว่างมูมมุนดัดกับแรงกระทำที่เสาของแต่ละชั้นทดสอบในเสาและในคาน ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.41 ถึง รูปที่ 4.45 จากผลการทดสอบสามารถอธิบายได้ดังนี้

ชั้นทดสอบ JM

ความสัมพันธ์ระหว่างมูมมุนดัดกับแรงกระทำของชั้นทดสอบ JM แสดงไว้ในรูปที่ 4.41 ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ ชั้นทดสอบมีแรงกระทำสูงสุด 72 kN มีมูมมุนดัดเท่ากับ 0.0029 และ 0.0004 เรเดียน ในคาน และในเสาตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าคานมีสติเฟนสเชิงคดน้อยกว่าเสาซึ่งสอดคล้องกับความเป็นจริงที่เสามีขนาดใหญ่กว่าคานจึงมีสติเฟนสเชิงคดมากกว่า ชั้นทดสอบนี้จึงมีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อน อย่างไรก็ตามชั้นทดสอบ JM ได้เกิดการวิบัติด้วยแรงเคลื่อนที่จุดต่อเสียก่อนที่คานถูกคดและสร้างจุดมูมมุนดัดที่หน้าเสา

ชั้นทดสอบ JR

รูปที่ 4.42 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างมูมมุนดัดกับแรงกระทำของชั้นทดสอบ JR ณ จุดที่ชั้นทดสอบต้านทานแรงสูงสุดเท่ากับ 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ชั้นทดสอบมีมูมมุนดัดในคานและในเสา เท่ากับ 0.0035 และ 0.0004 เรเดียน ตามลำดับ เช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM มูมมุนดัดในคานมีค่ามากกว่ามูมมุนดัดในเสา แต่ภายหลังจากแรงกระทำลดลงพบว่ามูมมุนดัดในคานมีค่าลดลงเนื่องจากชั้นทดสอบมีกำลังลดลง และเกิดความเสียหายอย่างหนักกระจุกตัวอยู่ในจุดต่อ

ชั้นทดสอบ JT

จากผลการทดสอบพบว่า ณ จุดที่แรงกระทำสูงสุด คานและเสามีมูมมุนดัดมากที่สุดโดยมีค่าเท่ากับ 0.0035 และ 0.001 เรเดียน สำหรับคานและเสาตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4.43 มูมมุนดัดในคานมีค่ามากกว่าในเสาเช่นเดียวกับชั้นทดสอบอื่น ๆ ทั้งนี้เนื่องจากพฤติกรรมของจุดต่อเป็นแบบเสาแข็งคานอ่อน ภายหลังก่อแรงกระทำที่เสามีค่าลดลงพบว่ามูมมุนดัดในเสาและคานมีค่าลดลงเช่นกันเนื่องจากองค์อาคารที่อ่อนแอกว่าอยู่ที่จุดต่อไม่ใช่คาน ซึ่งชั้นทดสอบนี้เกิดการวิบัติที่จุดต่อภายหลังจากเสร็จสิ้นการทดลอง

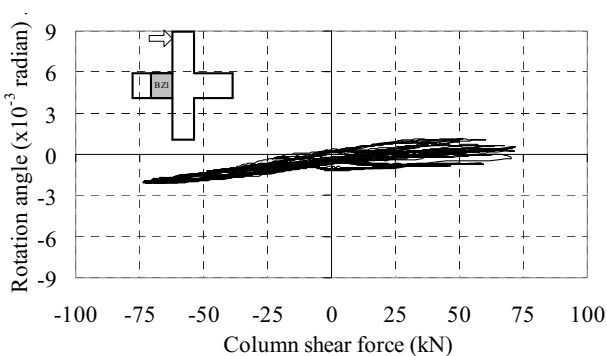
ชั้นทดสอบ JB

มูมมุนดัดสำหรับชั้นทดสอบ JB มีค่ามากที่สุดที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ เมื่อชั้นทดสอบต้านทานแรงกระทำสูงสุด 61 kN ค่ามูมมุนดัดสำหรับคานและเสามีค่าเท่ากับ 0.0048 และ 0.0004 เรเดียน ดังแสดงในรูปที่ 4.44 ในชั้นทดสอบนี้มูมมุนดัดในคานมีค่ามากกว่าในเสาถึง 12 เท่า หากเปรียบเทียบกับค่าการเปลี่ยนรูปเฉือนซึ่งมีค่าประมาณ 0.0004 เรเดียนแสดงให้เห็นว่ารูปแบบการวิบัติ

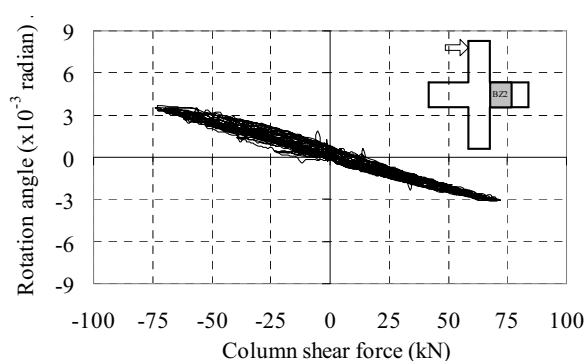
จะต้องเกิดจากการคดมากกว่าเกิดจากการเฉือนในคาน แต่เมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้นมุมหมุนคดในคานมีค่าน้อยลงจนเกือบเข้าใกล้ศูนย์เนื่องจากจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นที่หน้าเสาทำให้มุมหมุนเกร็งมีค่าเพิ่มขึ้นแทนมุมหมุนคด ซึ่งเป็นผลมาจากการตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตตั้งแต่แรกนั่นเอง

ขั้นตอนทดสอบ JD

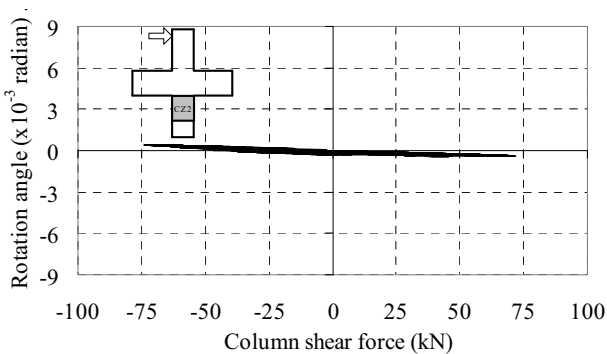
สำหรับขั้นตอนทดสอบ JD ก็แสดงค่ามุมหมุนคดในคานมากกว่าในเสาเช่นกัน โดยที่จุดที่แรงกระทำสูงสุด 83 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ มุมหมุนคดมีค่าเท่ากับ 0.0038 และ 0.0004 เรเดียนสำหรับคานและเสา ตามลำดับ ภายหลังจากแรงกระทำสูงสุดแล้ว มุมหมุนคดในคานไม่ได้เพิ่มขึ้น ดังนั้นรูปแบบการวิบัติของขั้นตอนทดสอบนี้จึงเป็นแบบผสมระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อและแรงคดในคาน



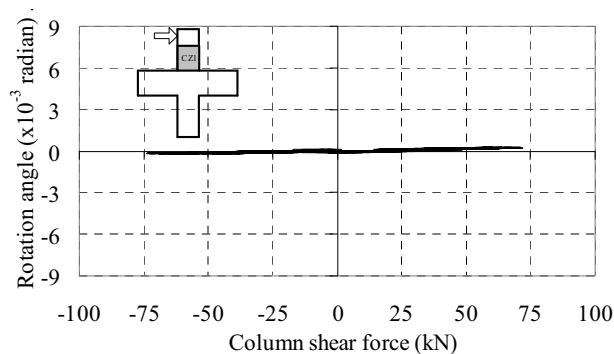
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา

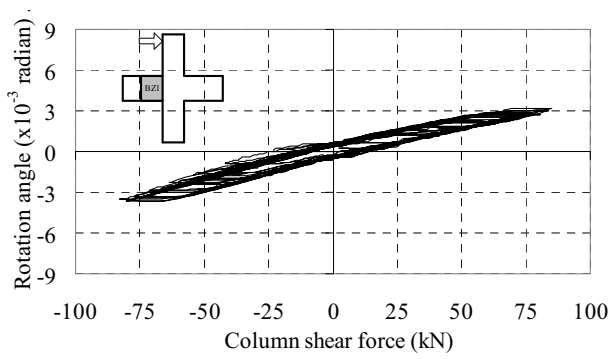


ค) เสาต้นล่าง

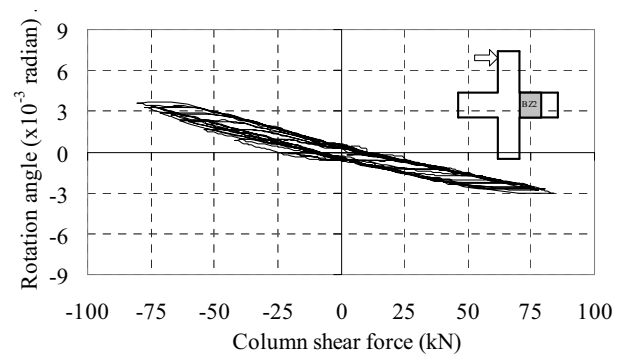


ง) เสาต้นบน

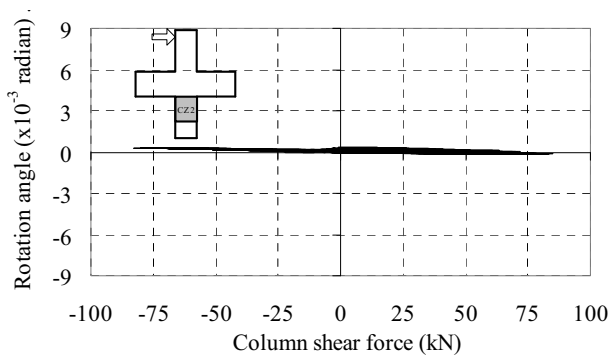
รูปที่ 4.41 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนคดกับแรงกระทำที่เสาของขั้นตอนทดสอบ JM



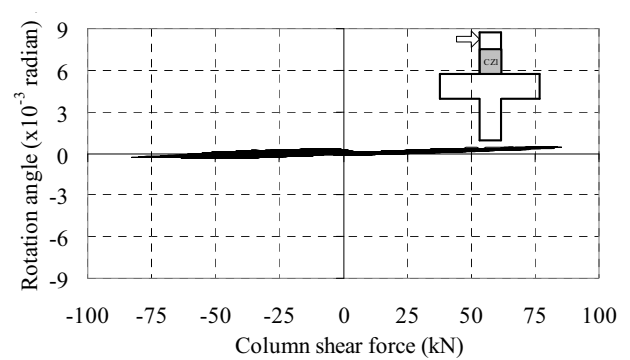
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา

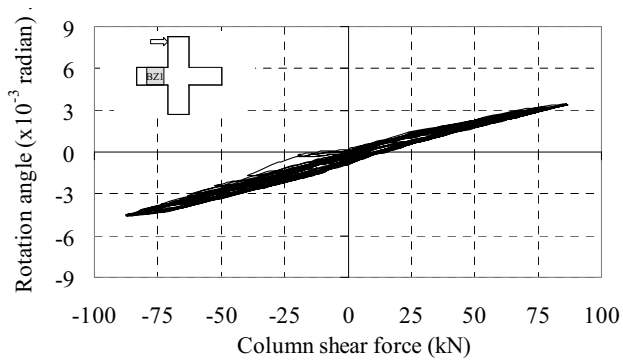


ค) เสาต้นล่าง

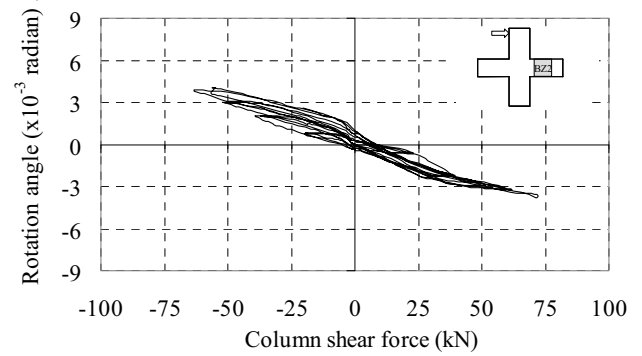


ง) เสาต้นบน

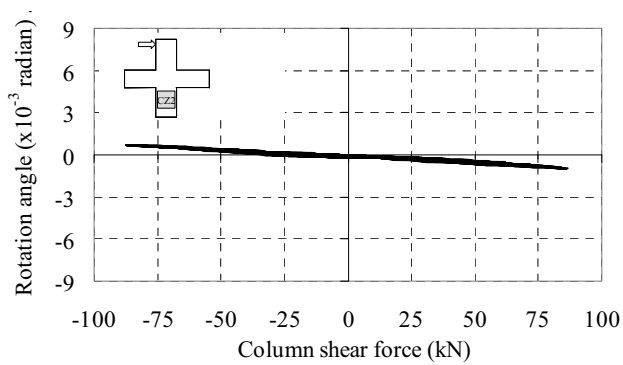
รูปที่ 4.42 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำที่เสาของชั้นทดสอบ JR



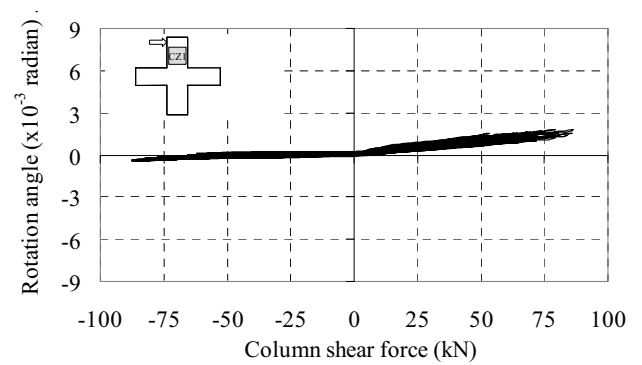
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา

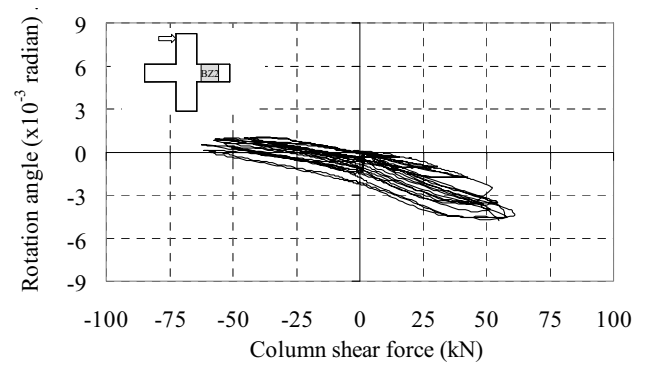
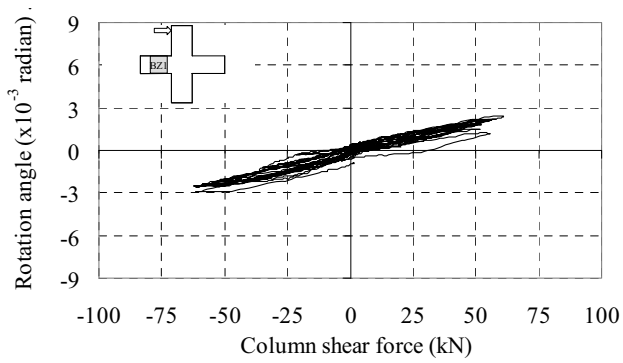


ค) เสาต้นล่าง

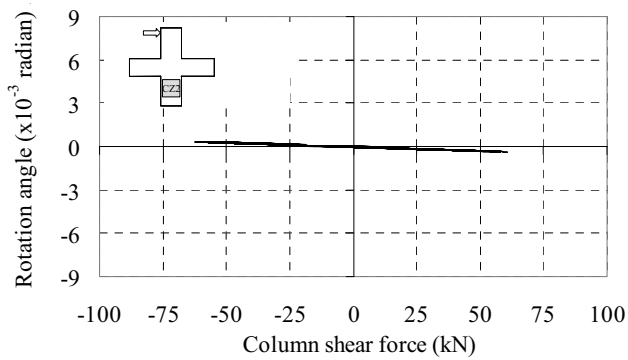


ง) เสาต้นบน

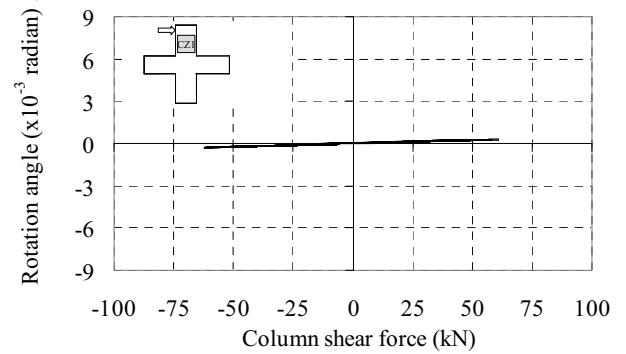
รูปที่ 4.43 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำที่เสาของชั้นทดสอบ JT



ก) คานด้านซ้าย



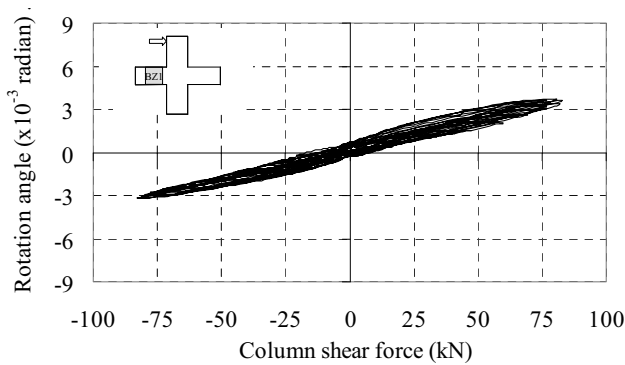
ข) คานด้านขวา



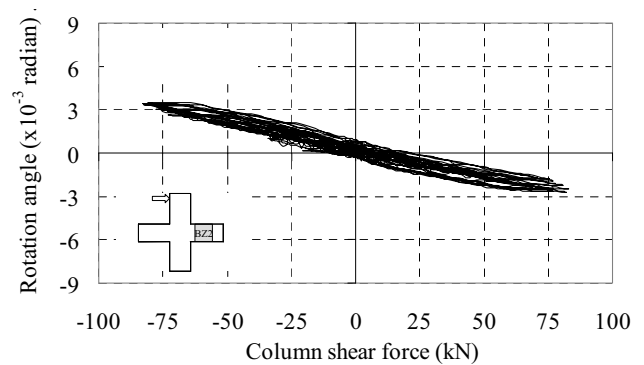
ค) เสาต้นล่าง

ง) เสาต้นบน

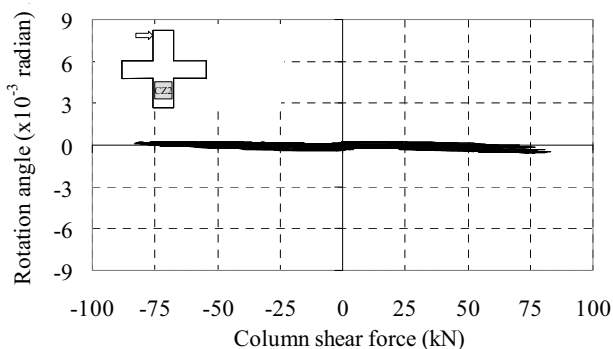
รูปที่ 4.44 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนตัดกับแรงกระทำที่เสาของชั้นทดสอบ JB



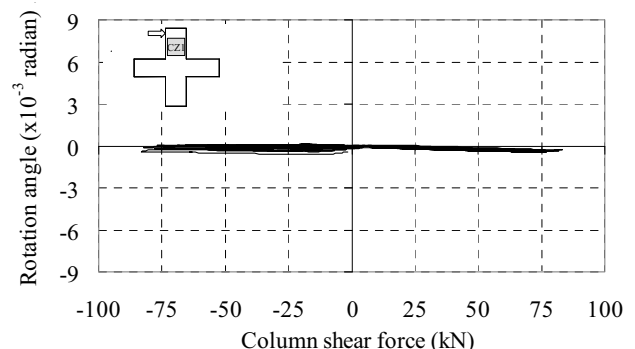
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

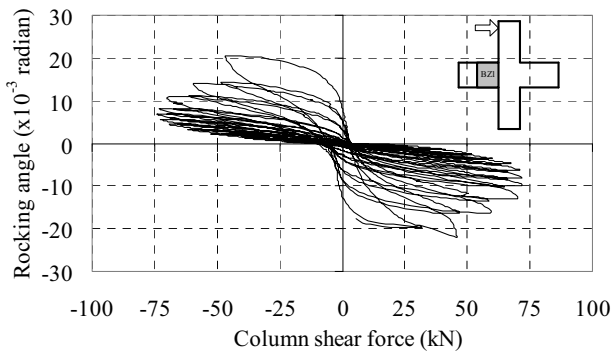


ง) เสาต้นบน

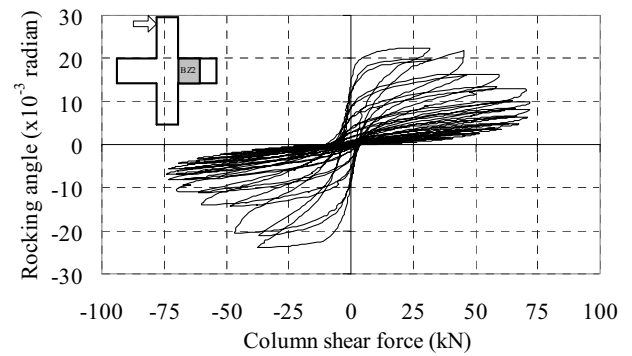
รูปที่ 4.45 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JD

4.4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำ

ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบทั้ง 5 แสดงดังรูปที่ 4.46 ถึง 4.50 ซึ่งมุมหมุนเกร็งนี้คือมุมที่คานหมุนไปเทียบกับหน้าเสานั้นเอง (fixed end rotation) ดังนั้นมุมหมุนเกร็งจึงมีความสัมพันธ์กับอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมคอนกรีตในคาน (h_c / d_b) ซึ่งเป็นดัชนีที่บ่งบอกแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กคอนกรีตในคานที่ผ่านจุดต่อ เมื่ออัตราส่วนนี้มีค่ามากเหล็กคอนกรีตในคานก็จะมีแรงยึดเหนี่ยวที่ดี เช่นกันหากอัตราส่วน h_c / d_b มีค่ามากมุมหมุนเกร็งจะมีค่าลดลงแต่จะไปเพิ่มมุมหมุนดัดแทน แต่จากชิ้นทดสอบทั้งหมดมีอัตราส่วนดังกล่าวที่เท่ากัน มุมหมุนดัดของชิ้นทดสอบทั้ง 5 จึงมีค่าที่ใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.0024-0.0030 เรเดียน อย่างไรก็ตามมีข้อยกเว้นสำหรับชิ้นทดสอบ JB ที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวในเหล็กเสริมตั้งแต่แรก เนื่องจากชิ้นทดสอบมีรอยร้าวรูดไถลกว้าง (pull-out crack) และเหล็กคอนกรีตมีการพัฒนาความเครียดจนถึงช่วงพลาสติก ทำให้ค่ามุมหมุนเกร็งที่ได้จากการทดลองมีค่ามาก (0.0024 เรเดียน)

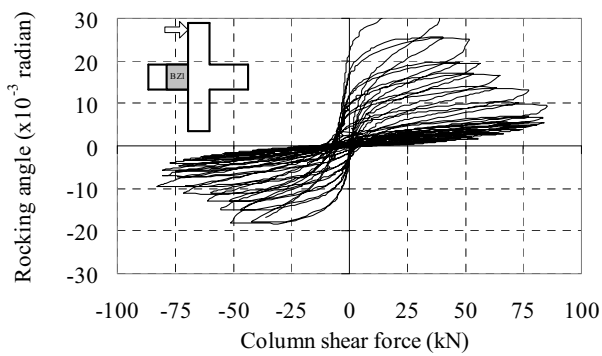


ก) คานด้านซ้าย

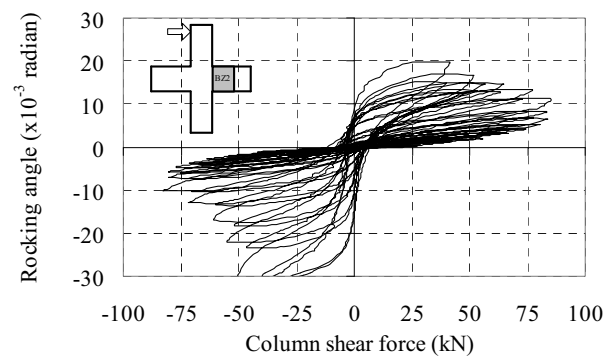


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.46 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JM

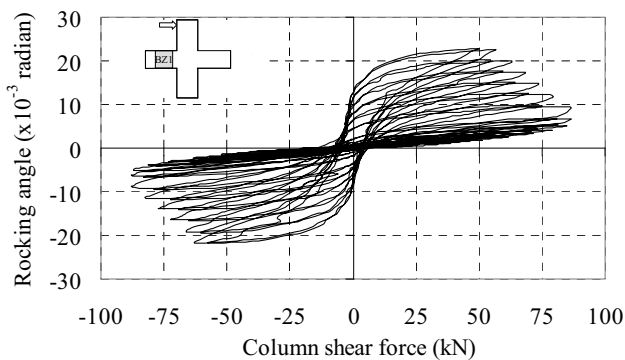


ก) คานด้านซ้าย

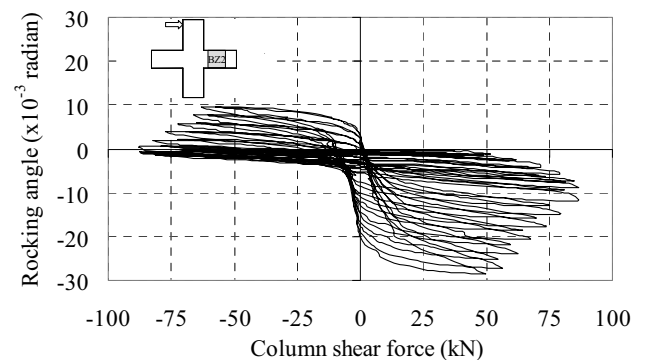


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.47 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JR

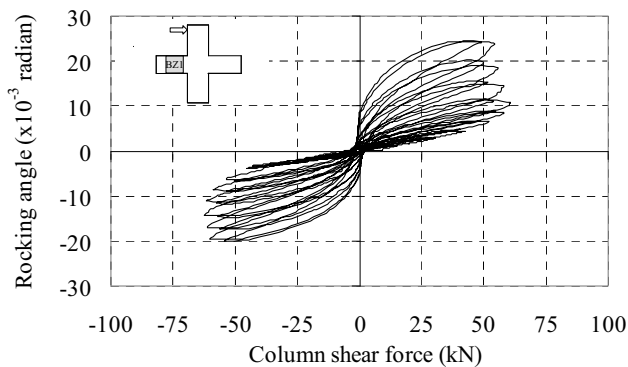


ก) คานด้านซ้าย

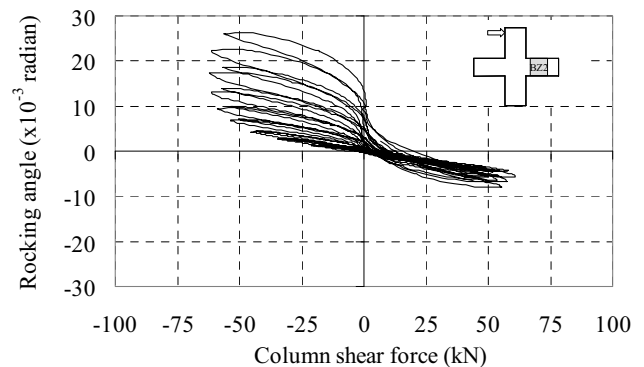


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.48 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JT

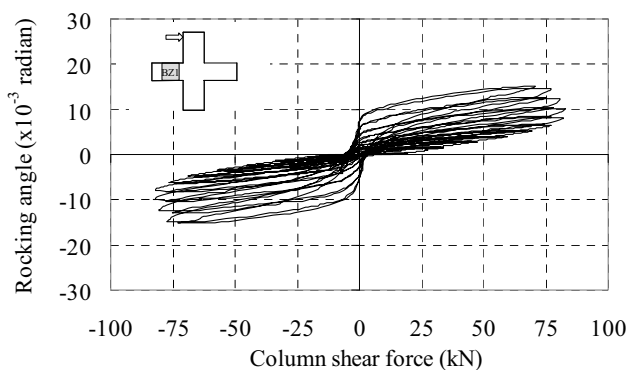


ก) คานด้านซ้าย

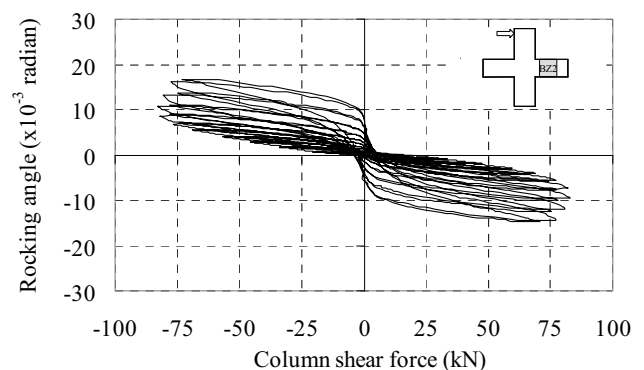


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.49 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JB



ก) คานด้านซ้าย

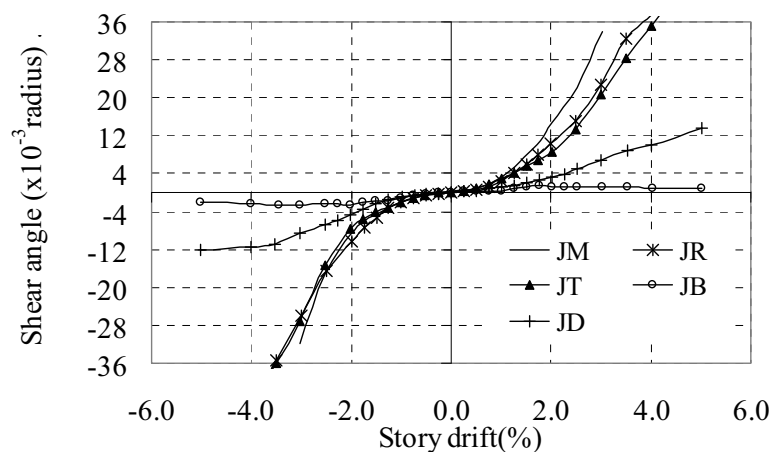


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.50 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JD

4.4.6 การวิเคราะห์พฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear deformation)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์กับการเปลี่ยนรูปเฉือนภายในจุดต่อของชิ้นทดสอบทั้ง 5 แสดงในรูปที่ 4.51 ซึ่งการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อสามารถบ่งบอกถึงความเสี่ยงที่เกิดขึ้นที่จุดต่อ จากกราฟแสดงให้เห็นว่าชิ้นทดสอบ JB แสดงค่าการเปลี่ยนรูปเฉือนน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD โดยค่าการเปลี่ยนรูปเฉือนมากที่สุดมีค่าประมาณ 0.003 रेเดียน 0.031 रेเดียน, 0.036 रेเดียน, 0.036 रेเดียน และ 0.015 रेเดียนสำหรับชิ้นทดสอบ JB JM JR JT และ JD ตามลำดับ ซึ่งค่าดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดลองโดยที่ชิ้นทดสอบ JB เกิดความเสี่ยงเพียงเล็กน้อยในจุดต่อ แต่เกิดความเสี่ยงอย่างหนักโดยเกิดจุดหมุนพลาสติกที่คานแทน ในขณะที่ชิ้นทดสอบ JM JR และ JT เกิดความเสี่ยงอย่างหนักในบริเวณจุดต่อ ส่วนชิ้นทดสอบ JD เกิดรูปแบบการวิบัติที่ผสมกันระหว่างจุดต่อและปลายคาน และพบว่าปริมาณเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อในชิ้นทดสอบ JR และ JT ไม่ได้ช่วยลดการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อได้ เนื่องจากชิ้นทดสอบดังกล่าวมีความเสี่ยงอย่างหนักที่จุดต่อเช่นกัน



รูปที่ 4.51 การเปลี่ยนรูปเฉือนของจุดต่อ

4.4.7 การวิเคราะห์พฤติกรรมความเครียดของเหล็กนอนในคาน

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับความเครียดของเหล็กเส้นล่างในคานที่บริเวณห่างจากหน้าเสาด้านขวา และซ้าย 50 มม. (STBBR-gage และ STBBL-gage) ของชิ้นทดสอบทั้ง 5 แสดงในรูปที่ 4.52 จะเห็นว่าความเครียดของเหล็กนอนในคานของชิ้นทดสอบ JB และ JD (รูปที่ 4.52ข และรูปที่ 4.52จ) มีลักษณะที่แตกต่างจากชิ้นทดสอบอื่นๆ เนื่องจากมีค่าเลยจุดครากและสามารถพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก ในขณะที่ความเครียดของชิ้นทดสอบ JM JR และ JT (รูปที่ 4.52ก ถึง 4.37ค) มีค่ามากที่สุดแค่ออยู่ในช่วงคราก แต่ไม่พัฒนาไปจนถึงช่วงพลาสติก

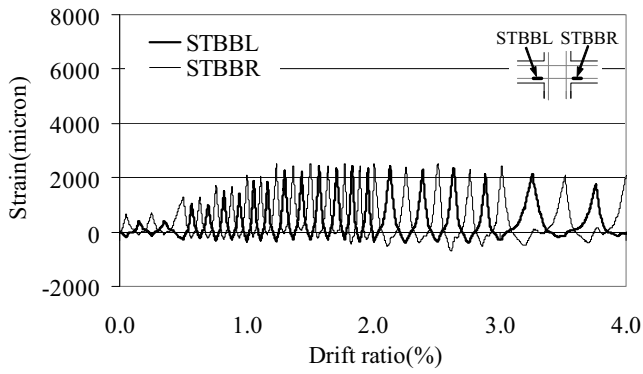
ในช่วงแรกของระยะได้เคลื่อนที่สัมพัทธ์พบว่าความเครียดของเหล็กเสริมบริเวณหน้าเสา 50 มม. ในชิ้นทดสอบทุกชิ้นยกเว้นชิ้นทดสอบ JB เป็นทั้งบวกและลบสลับกันตามจังหวะที่ถูกดึงและถูกอัดโดยไม่สมมาตรกันอย่างชัดเจน (รูปที่ 4.52) ค่าความเครียดดึงเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องในขณะที่ความเครียดอัดนั้นค่อย ๆ ลดเมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มขึ้น พฤติกรรมในลักษณะนี้เกิดขึ้นเนื่องจากการรูดไถลเฉพาะที่ และการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนั่นเอง ภายใต้อิทธิพลของแรงกระทำสลับทิศรอยร้าวที่เกิดขึ้นและทำให้เหล็กเสริมเกิดการรูดไถลไม่สามารถปิดได้สนิท ทำให้ความเครียดดึงในเหล็กยังคงค้างอยู่และสะสมไปเรื่อยๆ จนทำให้ความเค้นในด้านอัดค่อย ๆ กลายเป็นความเค้นดึง โดยชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD พบว่าเริ่มเกิดการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ $\pm 0.75\%$ โดยชิ้นทดสอบ JD แม้ว่าจะสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวไปบ้างจากการรูดไถล แต่ก็สามารถพัฒนาไปจนเลยจุดครากและช่วงพลาสติกได้ ส่วนชิ้นทดสอบ JB ความเครียดเป็นความเครียดดึงตั้งแต่แรก เนื่องจากไม่มีส่งถ่ายแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต แต่อย่างไรก็ตามการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่แรกไม่ได้ส่งผลต่อการพัฒนาความเครียดในเหล็กนอนดังกล่าว ผลการทดสอบของชิ้นทดสอบ JB พบว่าเหล็กนอนในคานสามารถพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติกได้แม้กระทั่งภายหลังที่ชิ้นทดสอบสามารถต้านทาน

แรงสูงสุดแล้ว ส่วนในจังหวะที่ต้องรับแรงอัดนั้น คอนกรีตปลายคานทำหน้าที่นี้แทนจึงเกิดความเสียหายอย่างหนักเนื่องจากแรงอัดที่ปลายคานในขั้นตอนข้อนี้

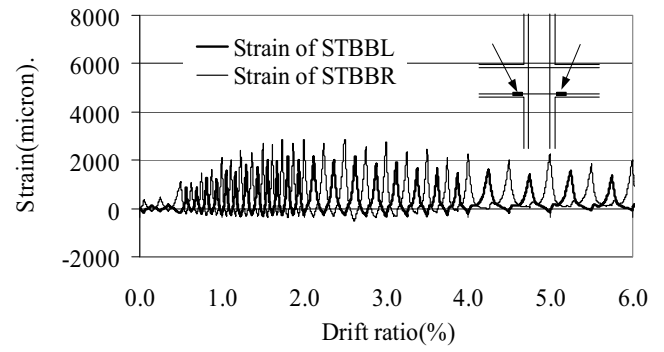
ความต้องการแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในจุดต่อนั้นสามารถตรวจสอบได้จากดัชนีโครงสร้างอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมคานที่ผ่านจุดต่อ h_c / d_b ซึ่งมาตรฐานของ ACI กำหนดไว้ควรมีค่ามากกว่า 20 เพื่อป้องกันการวิบัติที่จุดต่อ แต่จากตรวจสอบขั้นตอนข้อ JM JR และ JT พบว่าอัตราส่วนดังกล่าวผ่านเกณฑ์ของ ACI ทั้งหมดคือมีค่าเท่ากับ 29 ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ทุกขั้นตอนข้อไม่ได้สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวไปทั้งหมด มีเพียงแต่การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวเฉพาะที่เท่านั้น และจากการสังเกตความเครียดในเหล็กนอนในคานของขั้นตอนข้อทั้ง 3 ที่บริเวณหน้าเสา 50 มม. (รูปที่ 4.52) กับความเครียดในจุดต่อ (รูปที่ 4.53) มีค่าต่างกันอย่างชัดเจน แสดงให้เห็นว่ายังมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตอยู่ ขั้นตอนข้อ JR และ JT แม้จะเสริมเหล็กปลอกเป็นจำนวนมากในจุดต่อแต่ก็ไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ เนื่องจากความไม่เพียงพอของพื้นที่ประสิทธิผลในจุดต่อนั้นเอง สำหรับขั้นตอนข้อ JB พบว่าความเครียดของเหล็กนอนที่กึ่งกลางเสามีค่าเกือบจะเท่ากับค่าความเครียดที่หน้าเสาทั้งสองฝั่ง สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ขั้นตอนข้อนี้ได้ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตในจุดต่อตั้งแต่แรก

ตารางที่ 4.13 สรุปผลการทดสอบ

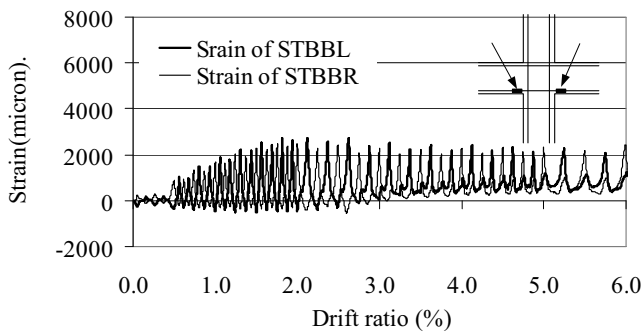
ผลการทดลอง	ขั้นตอนข้อ				
	JM	JR	JT	JB	JD
Range of elastic behavior	0 - 0.5%	0 - 0.5%	0 - 0.5%	0 - 0.5%	0 - 0.5%
Yield strength of specimen(kN)	71	74	72	61	82
% Drift at yield	1.25%	1.25%	1.25%	1.50%	1.75%
Maximum strength (kN)	72	84	86	61	83
% Drift at maximum	1.75%	2.50%	2.50%	1.50%	2.0%
Mode of failure	Joint shear	Joint shear	Joint shear	Beam splitting	Joint shear & beam crushing
% Drift at failure	2.50%	3.0%	3.50%	3.50%	3.50%
Ductility factor	2.0	2.4	2.8	2.33	2.0



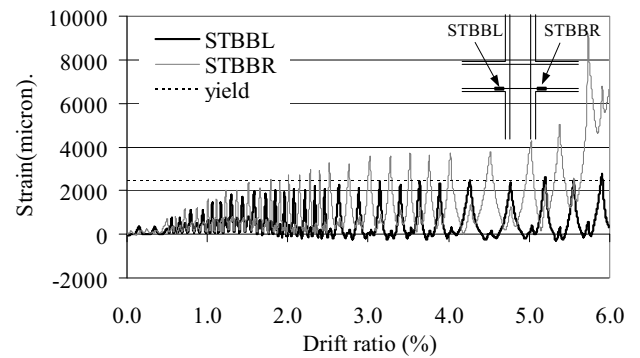
(ก) ชิ้นทดสอบ JM



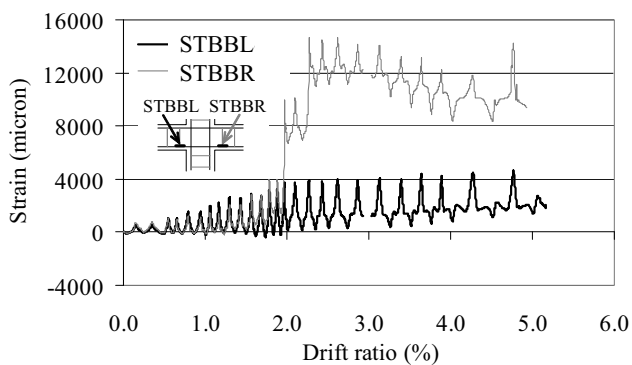
(ข) ชิ้นทดสอบ JR



(ค) ชิ้นทดสอบ JT

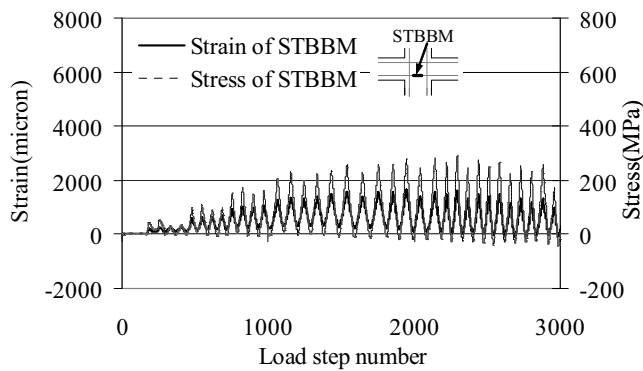


(ง) ชิ้นทดสอบ JB

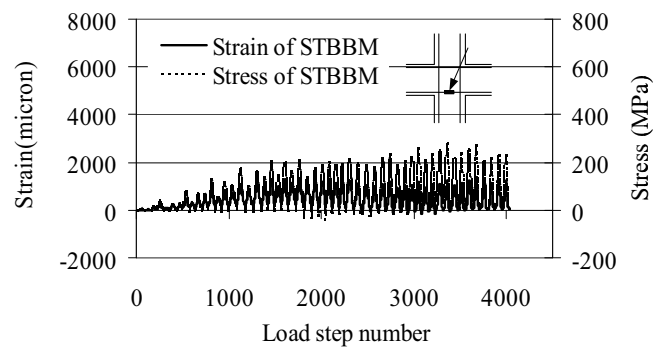


(จ) ชิ้นทดสอบ JD

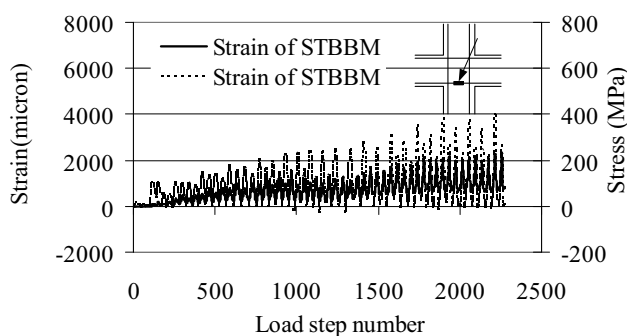
รูปที่ 4.52 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเหล็กนอนในคานกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



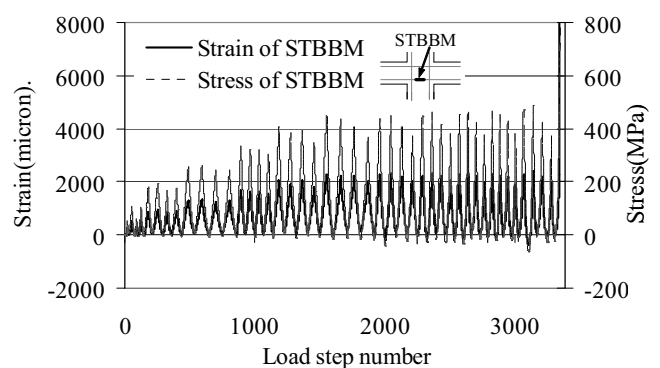
(ก) ซึ้นทดสอบ JM



(ข) ซึ้นทดสอบ JR



(ค) ซึ้นทดสอบ JT



(ง) ซึ้นทดสอบ JB

รูปที่ 4.53 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นของเหล็กนอนในคาน (STBBM) กับ Load step number

4.4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามากที่สุดของแรงกระทำที่เสากับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ และความเค้นที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

จากกราฟของค่ามากที่สุดในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ของแรงกระทำที่เสา (Envelop load) กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (รูปที่ 4.54) จะเห็นว่าซึ้นทดสอบ JT แสดงค่าแรงกระทำที่เสามากที่สุด รองลงมาได้แก่ ซึ้นทดสอบ JR JD JM และ JB ตามลำดับ เนื่องจากซึ้นทดสอบ JT และ JR มีการเสริมเหล็กปลอกที่จุดต่อตามมาตรฐานการออกแบบอาคารคานทานแผ่นดินไหวของ ACI ระดับรุนแรง และระดับปานกลาง ทำให้กำลังรับแรงเฉือนที่จุดต่อเพิ่มสูงขึ้น ระดับความเหนียวเพิ่มเพียงเล็กน้อย โดยมีค่าเท่ากับ 2.8 และ 2.4 ตามลำดับ ซึ่งพิสูจน์ให้เห็นว่าการเพิ่มจำนวนเหล็กปลอกในจุดต่อเพียงอย่างเดียว ไม่สามารถป้องกันการวิบัติเนื่องที่จุดต่อได้ ซึ้นทดสอบ JB สามารถต้านทานแรงได้ต่ำสุดโดยมีค่าต่ำกว่าซึ้นทดสอบ JM ประมาณ 15% แต่จากการสังเกตกราฟของค่ามากที่สุด พบว่าซึ้นทดสอบมีการลดลงของกำลังอย่างค่อยเป็นค่อยไป เป็นพฤติกรรมที่ดีต่อการต้านทานแผ่นดินไหวที่โครงสร้างไม่ได้วิบัติอย่างฉับพลัน โดยระดับความเหนียวมีค่าเท่ากับ 2.33

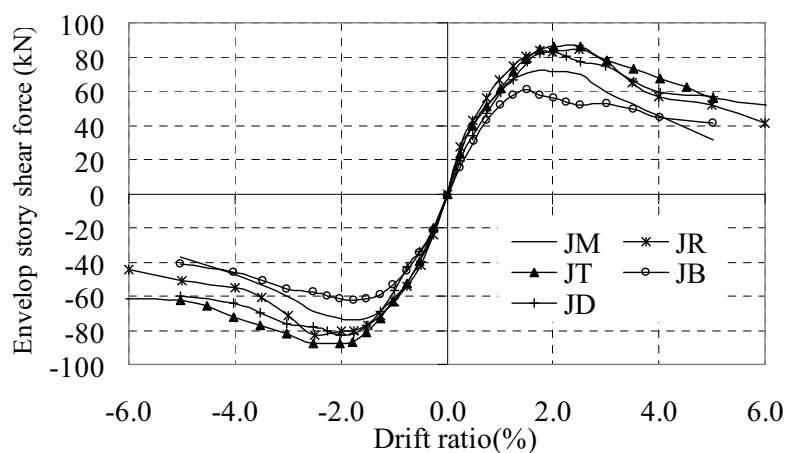
หากพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ดังรูปที่ 4.56 ซึ่งความเค้นที่จุดต่อสามารถคำนวณได้จากแรงเฉือนที่ผ่านเข้าไปยังจุดต่อหารด้วยพื้นที่ประสิทธิผลของจุดต่อ (column core) ดังสมการที่ (4-7)

$$v_j = \frac{V_{jh}}{A_j} \quad (4-7)$$

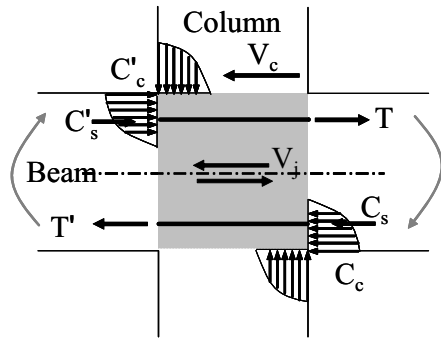
เมื่อ v_j คือความเค้นเฉือน V_{jh} แรงเฉือนในราบที่กระทำที่จุดต่อ A_j คือพื้นที่ประสิทธิผลของจุดต่อ

โดยแรงเฉือนที่กระทำที่จุดต่อ V_{jh} สามารถหาได้จากสมการที่ (4-1) สำหรับกรณีที่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตดี ได้แก่ ชี้นทดสอบ JM JR JT และ JD สำหรับกรณีชี้นทดสอบ JB ซึ่งได้ตัดแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่แรก สามารถคำนวณแรงเฉือนที่กระทำในจุดต่อ ได้ดังสมการที่ (4-11) ซึ่งแผนภาพอิสระ (Free body diagram) ของชี้นทดสอบ ทั้ง 5 ได้แสดงดังรูปที่ 4.55

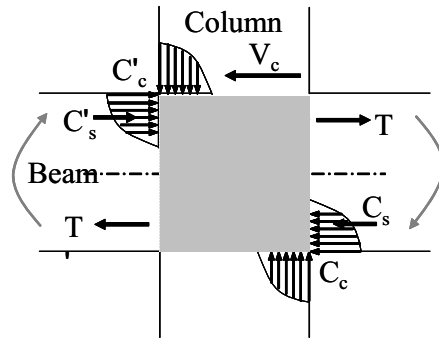
เมื่อ T และ T' ได้จากการแปลงความเครียดเหล็กนอนในคานบริเวณหน้าเสาทั้งสองฝั่ง เป็นแรงกระทำตามแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เสนอโดย Kato 1979 ส่วน V_{cj} ใช้แรงกระทำที่เสา



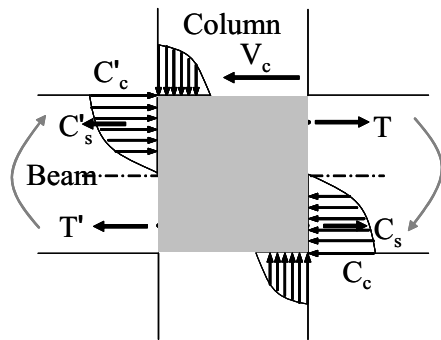
รูปที่ 4.54 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามากที่สุดของแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



(ก) จินตทดสอบ JM JR และ JT



(ข) จินตทดสอบ JD



(ค) จินตทดสอบ JB

รูปที่ 4.55 แผนภาพอิสระแสดงการคำนวณแรงเฉือนภายในจุดต่อ

สำหรับกรณีที่มีแรงยึดเหนี่ยวดี (จินตทดสอบ JM JR JT และ JD)

แรงเฉือนในแนวราบภายในจุดต่อมีค่าดังสมการที่ (4-8) เมื่อใช้ผลรวมของแรงในแนวราบดังแสดงในแผนภาพอิสระรูปที่ 4.55(ก) และ 4.55(ข)

$$V_{jh} = T + C'_c + C'_s - V_{cj} \quad (4-8)$$

$V_{jh} = T + T' - V_{cj}$ ซึ่งคือสมการที่ (4-1) นั่นเอง เมื่อ $T' = C'_c + C'_s$

สำหรับกรณีที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่เริ่มต้น (จินตทดสอบ JB)

แรงเฉือนในแนวราบภายในจุดต่อมีค่าดังสมการที่ (4-9) เมื่อใช้ผลรวมของแรงในแนวราบดังแสดงในแผนภาพอิสระรูปที่ 4.55(ค)

$$V_{jh} = T + C'_c - C'_s - V_{cj} \quad (4-9)$$

เนื่องจาก $T = C'_s$ ทำให้สมการที่ (4-9) สามารถเขียนได้ดังสมการที่ (4-10)

$$V_{jh} = C'_c - V_c \quad (4-10)$$

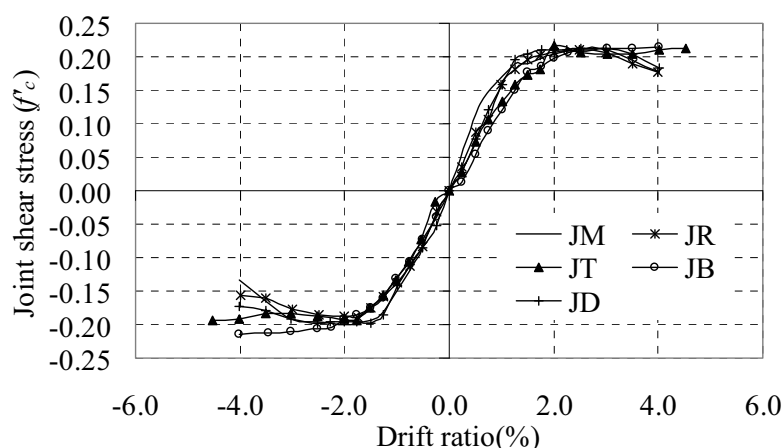
แต่ $C'_c = T + T'$ สามารถเขียนสมการที่ (4-8) ได้ดังสมการที่ (4-11)

$$V_{jh} = T + T' - V_{cj} \quad (4-11)$$

ซึ่งก็คือสมการที่ (4-1) นั่นเอง จะเห็นได้ว่าไม่ว่าจะมีหรือไม่มีแรงยึดเหนี่ยวก็ตาม เราสามารถใช้สมการที่ (4-1) ในการหาคำนวณแรงเฉือนภายในจุดต่อได้

จากกราฟรูปที่ 4.56 จะเห็นได้ว่าชิ้นทดสอบ JB ด้านทานแรงกระทำได้น้อยที่สุด แม้จะถูกตัดแรงยึดเหนี่ยวไปตั้งแต่แรก แต่ก็ไม่ได้แสดงให้เห็นว่าสามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อได้ สังเกตจากแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อมีค่าใกล้เคียงกับชิ้นทดสอบอื่น ๆ แต่ปลายคานทำหน้าที่รับแรงอัดแทน ทำให้การวิบัติเปลี่ยนไปเกิดที่ปลายคานแทน ส่วนชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD สามารถต้านทานแรงกระทำจากเสาได้มากกว่า และมีค่ามากที่จุดเท่ากับ $0.21f'_c$ $0.21f'_c$ $0.22f'_c$ และ $0.21f'_c$ ตามลำดับ เมื่อคำนวณโดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพ 350x200 มม. ทำให้ความเค้นกระจายเข้าสู่จุดต่อและเกิดการวิบัติที่จุดต่อในที่สุด

หากเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของประเทศนิวซีแลนด์ NZS3101:1995 ซึ่งระบุในการออกแบบจุดต่อหากต้องการหลีกเลี่ยงการวิบัติที่จุดต่อควรออกแบบให้ความเค้นที่จุดต่อไม่เกิน $0.2f'_c$ จะเห็นว่าสอดคล้องกับผลการทดลองที่ชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD ให้ค่าความเค้นที่มากกว่ามาตรฐานระบุจึงเกิดการวิบัติที่จุดต่อนั่นเอง



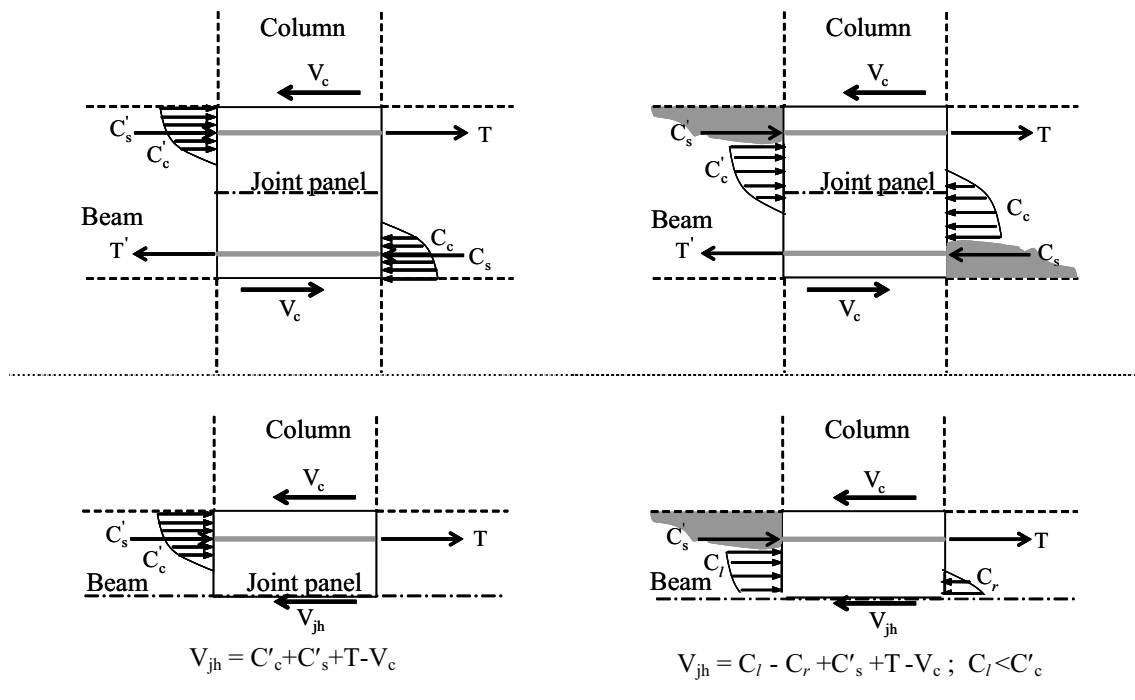
รูปที่ 4.56 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นที่กระจายเข้าสู่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

แม้ว่าชิ้นทดสอบ JB จะมีความเค้นเฉือนในจุดต่อที่มาก แต่ก็มีรูปแบบการเปลี่ยนรูปเฉือนที่น้อยภายในจุดต่อ ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อไม่ได้มีความสัมพันธ์กับความเค้นเฉือน

ภายในจุดต่อที่คำนวณจากความเค้นภายในเหล็กเสริมเพียงอย่างเดียว นั่นคือความเค้นเฉือนจริงที่เกิดขึ้น อาจมีค่าน้อยกว่าความเค้นเฉือนที่คำนวณจากเหล็กเสริมเพียงอย่างเดียว เนื่องจากกรณีที่คอนกรีต ปลายคานหลุดกะเทาะออกเนื่องจากการบดอัด จากรูปที่ 4.57 จะเห็นว่าแนวแรงอัดลัพธ์ของคอนกรีตได้ เลื่อนต่ำลงมาถึงศูนย์กลางของหน้าตัด ซึ่งเป็นสาเหตุให้แกนของโมเมนต์ระหว่างแรงดึงในเหล็กและ แรงอัดลัพธ์ในคอนกรีตมีค่าลดลง ทำให้ความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นจริงมีค่าน้อยกว่าความเค้นเฉือนที่ คำนวณด้วยความเค้นในเหล็กเสริมเพียงอย่างเดียว ดังนั้นการคำนวณความเค้นโดยใช้สมการที่ (4-9) เพียงอย่างเดียวจึงไม่ถูกต้องนัก ความเค้นเฉือนในกรณีนี้ควรจะคำนวณจากผลรวมของกำลังรับแรงอัด ของคอนกรีต ดังแสดงในสมการที่ (4-12) และเมื่อคอนกรีตได้หลุดกะเทาะออกไปแล้ว นอกจากนั้นแล้ว แรงอัดลัพธ์ที่เกิดขึ้นภายหลังจากหน้าตัดคานบางส่วนหลุดกะเทาะไปแล้วนั้นยังทำให้แรงอัดในแนว ทแยงจากผลรวมแรงอัดในคานและเสา (diagonal compressive strut) ภายในจุดต่อได้เปลี่ยนไป โดยมีความชันลดลง (ดังรูปที่ 4.58) เป็นผลให้กำลังรับแรงเฉือนในจุดต่อมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย

$$V_{jh} = C_l + C_r + C'_s + T - V_c \quad (4-12)$$

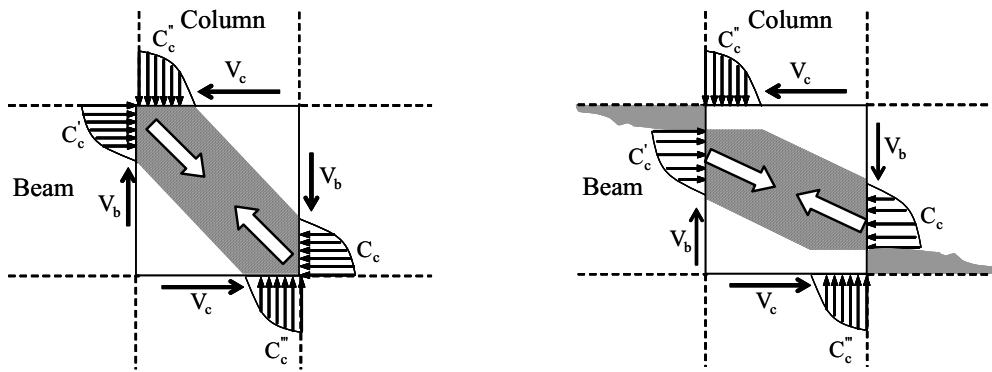
เมื่อ C_l และ C_r เป็นอัดแรงลัพธ์ใหม่ทางด้านซ้ายและด้านขวาของจุดต่อ โดย $C_l < C'_c$



ก) ก่อนที่คอนกรีตคานจะหลุดกะเทาะ

ข) ภายหลังจากที่คอนกรีตคานหลุดกะเทาะ

รูปที่ 4.57 แรงเฉือนในแนวราบของชิ้นทดสอบ



ก) แรงอัดในแนวทแยงก่อนที่ปลายคานจะหลุด ข) แรงอัดในแนวทแยงภายหลังที่ปลายคานได้หลุดกะเทาะแล้ว

รูปที่ 4.58 การเปลี่ยนแปลงแรงอัดในแนวทแยงภายในจุดต่อเนื่องจากปลายคานหลุดกะเทาะ

4.5 สรุปผลการทดลอง

จากการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริง ซึ่งสร้างจากการรวบรวมข้อมูลดัชนีโครงสร้างอาคารที่มีความสูงปานกลางที่ก่อสร้างในประเทศไทย และไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว ขึ้นทดสอบดังกล่าวได้ถูกทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยในแต่ละขึ้นทดสอบได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่างๆ จำนวน 5 ขึ้น เพื่อศึกษาผลกระทบของจุดต่อที่ไม่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ผลกระทบของแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมกับคอนกรีตภายในจุดต่อ ผลของเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อ และผลของความเค้นเฉือนในจุดต่อ จากการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ขึ้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว (JM) มีความอ่อนแอต่อการวิบัติแบบเฉียบพลันด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหวสามารถสลายพลังงานได้น้อย มีระดับความเหนียวที่ต่ำ
2. ขึ้นทดสอบที่ไม่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวนี้มีอัตราส่วนความลึกละเอียดต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กในคานที่ผ่านจุดต่อ (h_c / d_b) เท่ากับ 29 ผ่านมาตรฐานของ ACI จึงไม่เกิดปัญหาเรื่องการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็ก มีแต่เพียงการรูดไหลเฉพาะที่เท่านั้น แม้ว่าจะเกิดการวิบัติที่จุดต่อ
3. ขึ้นทดสอบที่เสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางและระดับสูง (ขึ้นทดสอบ JR และ ขึ้นทดสอบ JT) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้ 17% และ 19% ตามลำดับเมื่อเทียบกับขึ้นทดสอบ JM แต่ก็ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ แม้ว่าขึ้น

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 อย่างไรก็ตามควรมีการศึกษาากกว่านี้เพื่อยืนยันพฤติกรรมที่เกิดขึ้น

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

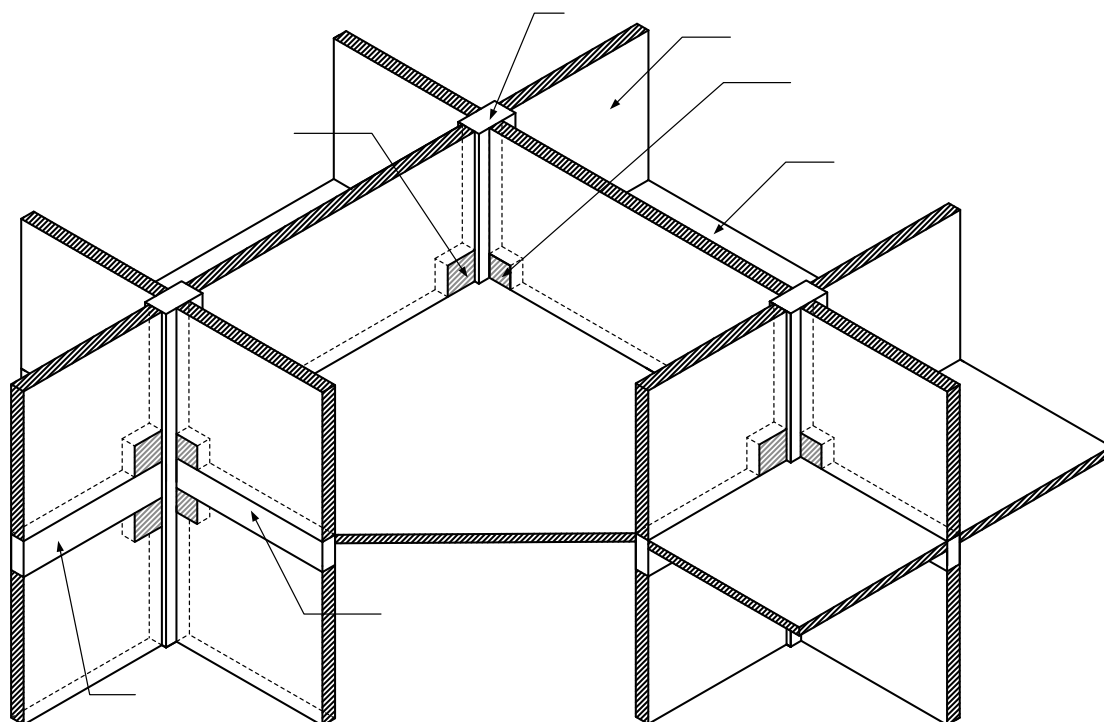
การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

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 สถิฟเนสเพิ่มขึ้น 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 ทดสอบให้ห้องปฏิบัติการพบว่าวิธีที่เสนอนั้นให้ผลเป็นอย่างดี 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 ได้กำหนดอัตราส่วนความลึกเสาคือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมนอนในคาน (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)

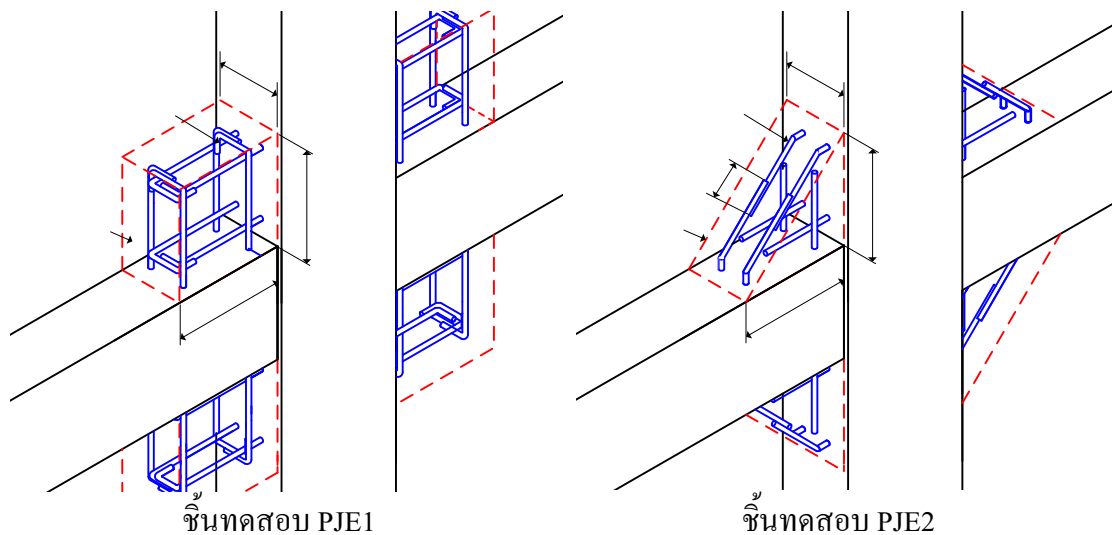
f_y คือกำลังดึงครากเหล็กเสริม ในหน่วย MPa

α_f คือค่าคงที่โดยมีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับจุดต่อภายในที่มีคาน 2 ด้าน และมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อมีคานด้านเดียว

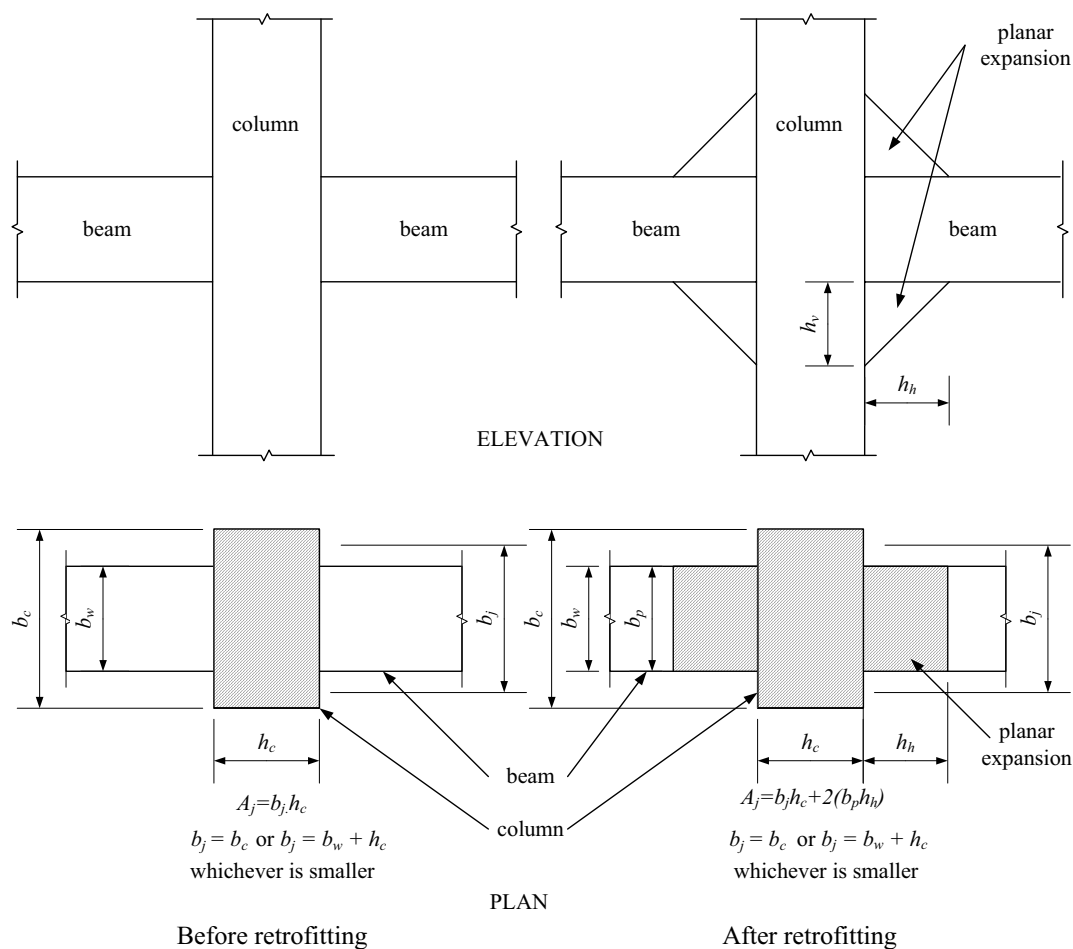
α_0 คือค่าคงที่โดยมีค่าเท่ากับ 1.25 เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดที่หน้าเสา และมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อหน้าตัดคานมีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่น

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 แสดงขนาดและการจัดเหล็กเคียวในส่วนเสริมกำลัง



รูปที่ 5.10 การคำนวณพื้นที่ประสิทธิผล

5.3 การเตรียมขั้นตอนทดสอบในห้องปฏิบัติการ

5.3.1 ขั้นตอน

จีนทดสอบมีทั้งหมด 8 จีน ประกอบด้วยจีนทดสอบควบคุม (JM) 1 จีน เป็นจีนทดสอบที่
 ทำการศึกษาโดย Cheejaroen(2004) (ในบทที่ 4) ส่วนจีนทดสอบเสริมกำลังอีก 7 จีนเป็นจีน
 ทดสอบที่ศึกษาโดยผู้วิจัย โดยได้ใช้จีนทดสอบควบคุมเป็นต้นแบบ และทำการเสริมกำลังด้วยการ
 ขยายจุดต่อในระนาบด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 6 จีน และบ่าเหล็กจำนวน 1 จีน มิติและ
 รายละเอียดของจีนทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.11-5.17 ภาพถ่ายเปรียบเทียบระหว่างจีนทดสอบ
 และรายละเอียดการเสริมกำลังในจุดต่อแสดงไว้ในรูปที่ 5.18 รายละเอียดของจีนทดสอบดังกล่าวมี
 ดังต่อไปนี้

ก) **ขั้นตอนทดสอบควบคุม JM**

ในการทดสอบการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบในห้องปฏิบัติการนี้ได้ใช้ชิ้นทดสอบ JM ซึ่งเป็นตัวแทนอาคารที่มีความสูงปานกลาง (จากการศึกษาในบทที่ 4) เป็นชิ้นทดสอบ

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 ยึดคอนกรีตส่วนขยายนี้เข้ากับคานกับเสาจะใช้เหล็กยึดฝังลงไปนคอนกรีต 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 เพื่อเปรียบเทียบกับการขยายข้อต่อคานเสาออกไปทั้ง 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 เพื่อเปรียบเทียบกับการขยายข้อต่อคานเสาออกไปทั้ง 4 ด้าน และเปรียบเทียบกับการขยายทางด้านบนอย่างเดียว การเตรียมชินทดสอบ มิติและรายละเอียดการ

เสริมเหล็กทำเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ PJE2 ทุกประการดังรูปที่ 5.15 ภาพถ่ายเปรียบเทียบกับรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ PJE5 ในห้องปฏิบัติการแสดงได้ดังรูปที่ 5.18(จ)

ข) ขั้นตอนทดสอบ PJE6

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

ค) ขั้นตอนทดสอบ PJE7

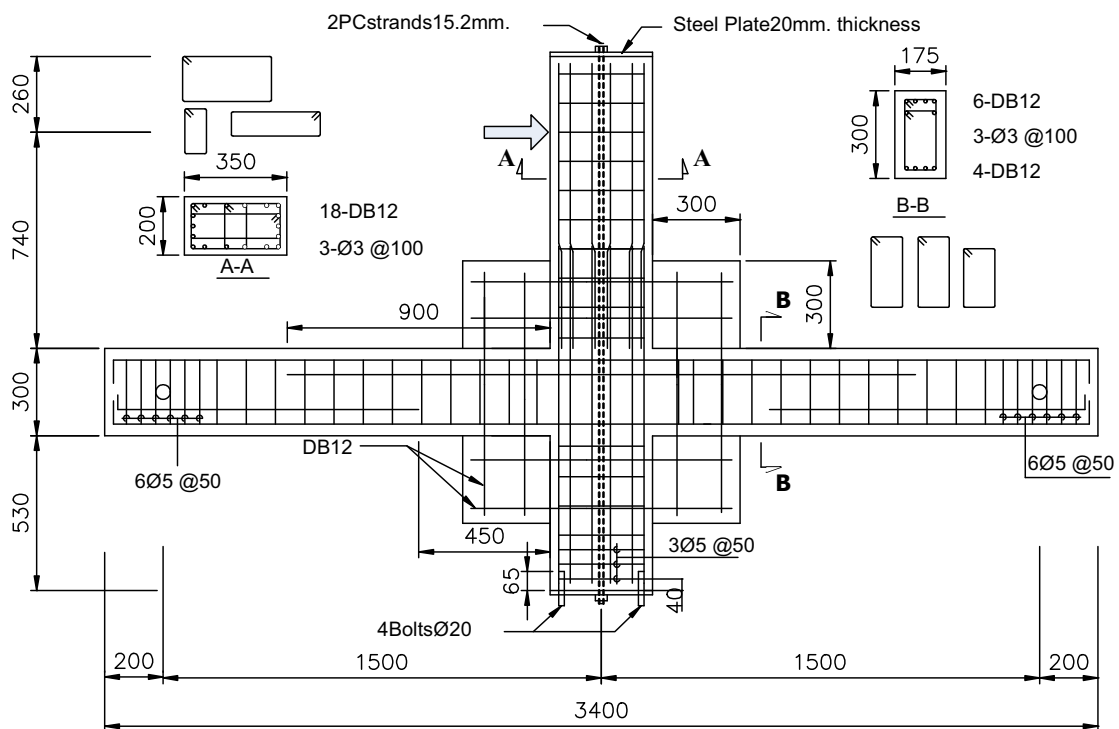
เป็นขั้นตอนที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. ตามแนวคาน และ 200 มม. ตามแนวเสา ทั้งนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมในกรณีที่เกิดขนาดตามแนวเสาเพื่อลดความเสี่ยงจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาเนื่องจากความยาวเสาที่สั้นลงจากการขยายข้อต่อ การเตรียมขั้นตอนทดสอบทำเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ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

สรุปคุณสมบัติของขั้นตอนเสริมกำลังแต่ละขั้นแสดงไว้ในตารางที่ 5.1 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตสำหรับขั้นตอนทดสอบแสดงในตารางที่ 5.2 และ ผลการทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมแสดงในตารางที่ 5.3

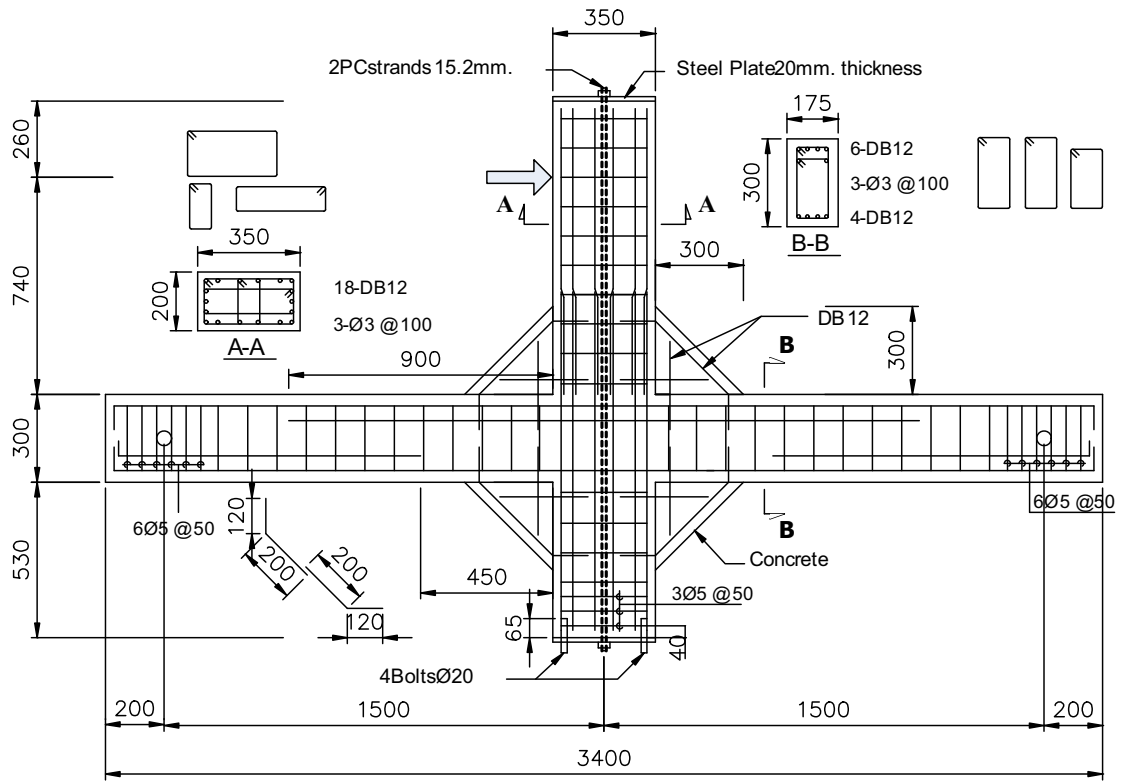
5.3.2 ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อขั้นตอนทดสอบ

ก่อนการเสริมกำลัง ขั้นตอนมีอัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือน (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 ซึ่งอัตราส่วนนี้แสดงว่าขั้นตอนวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ อัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมคาน (h_c/d_b) มีค่าเท่ากับ 29 จะเห็นว่าผ่านเกณฑ์มาตรฐานการออกแบบของ ACI ที่ระบุให้ไม่ต่ำกว่า 20 แต่เมื่อเทียบกับมาตรฐานของ NZS3101:95 ซึ่งต้องการมากกว่า 28 และ 33 สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจำกัดและโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวตามลำดับ ขั้นตอนควบคุมผ่านเกณฑ์เฉพาะโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจำกัดเท่านั้น แต่ไม่ผ่านเกณฑ์สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว

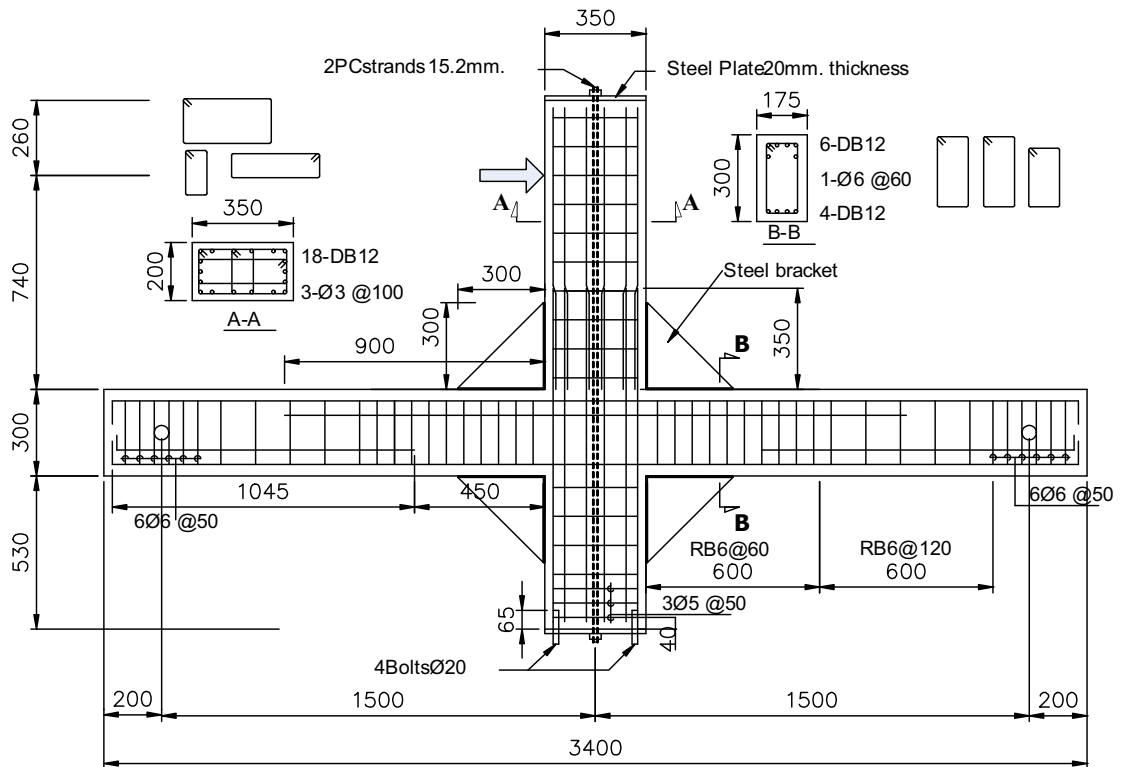
ภายหลังเมื่อเสริมกำลังแล้วพบว่าอัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือน (V_{jh} / V_{jn}) มีค่าลดลงเหลือเท่ากับ 0.79 สำหรับชิ้นทดสอบ PJE6 เมื่อคำนวณโดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพเท่ากับ 122,500 มม². และมีค่าเท่ากับ 0.55 สำหรับชิ้นทดสอบ PJE1 - PJE3 และ PJE7 เมื่อคำนวณโดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพเท่ากับ 175,000 มม².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



รูปที่ 5.11 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE1



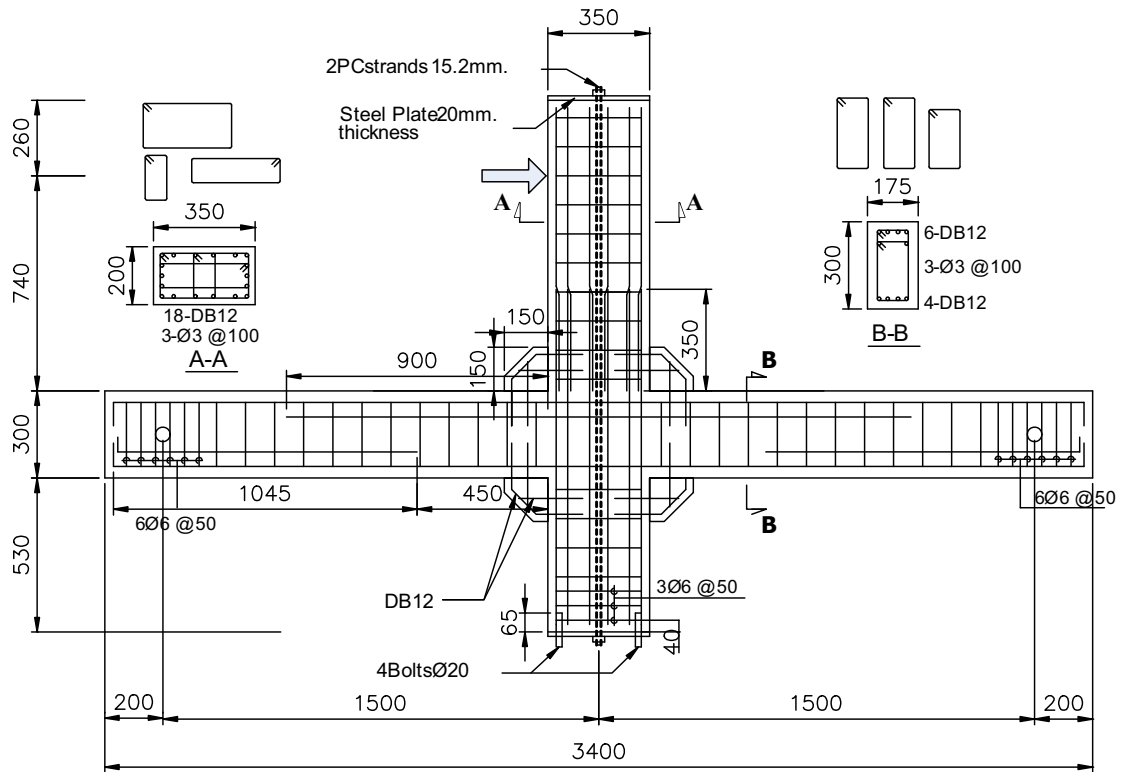
รูปที่ 5.12 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE2



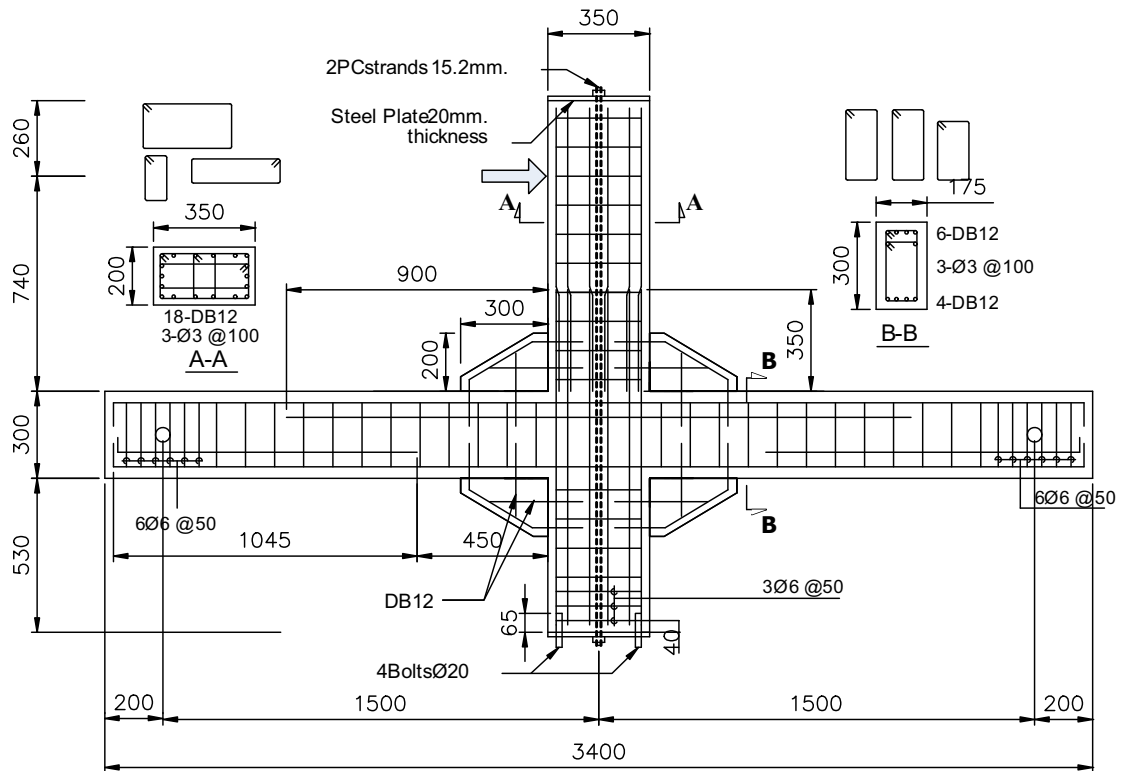
รูปที่ 5.13 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE3

Technical drawing of a reinforced concrete column and beam joint. The drawing shows a cross-section of a column with dimensions 350mm width and 900mm height. The column is reinforced with 18-DB12 bars and 3-Ø3 @ 100. A steel plate 20mm thick is shown. The beam has a width of 3400mm and a height of 1830mm. The beam is reinforced with 6-DB12 bars and 3-Ø3 @ 100. The drawing includes detailed views of the column and beam reinforcement, including the steel plate and the 2PC strands 15.2mm. The drawing also shows the connection between the column and the beam, with dimensions for the reinforcement and the steel plate. The drawing is a technical drawing of a reinforced concrete column and beam joint, showing the reinforcement details and dimensions.

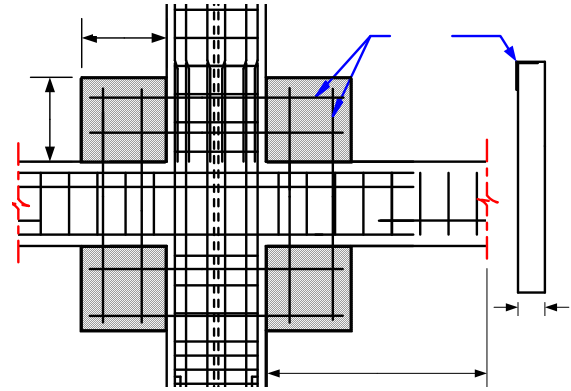
131



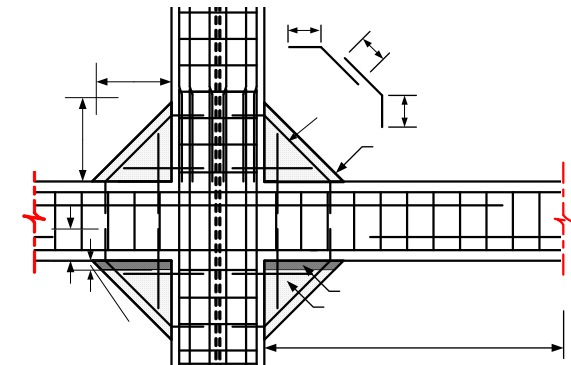
รูปที่ 5.16 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE6



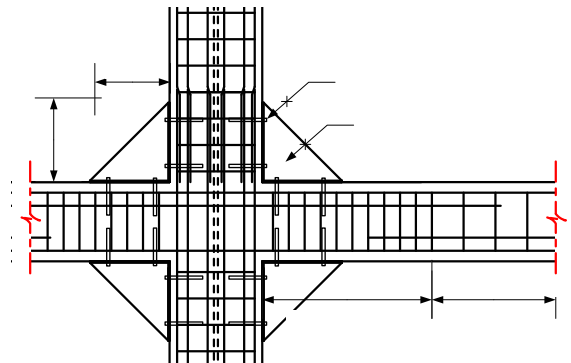
รูปที่ 5.17 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชิ้นทดสอบ PJE7



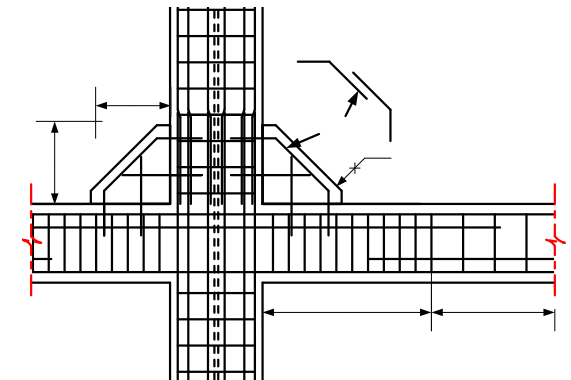
(ก) ชินทดสอบ PJE1



(ข) ชินทดสอบ PJE2

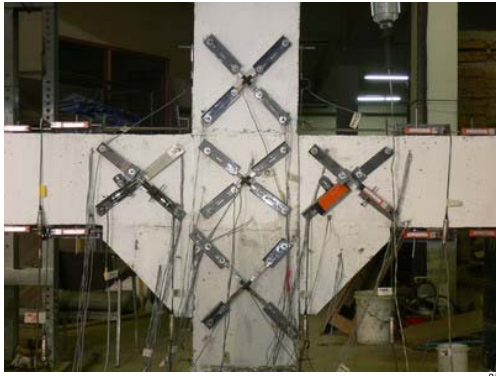


(ค) ชินทดสอบ PJE3

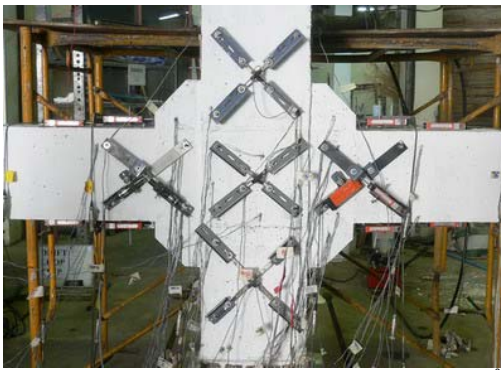
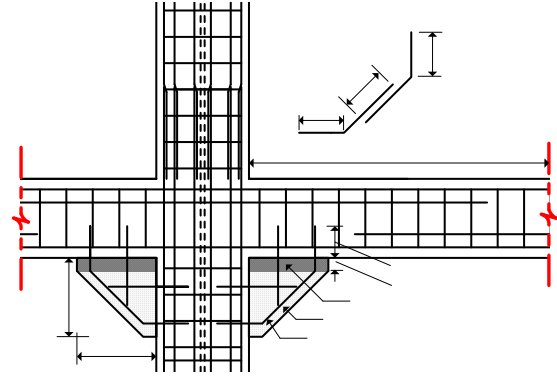


(ง) ชินทดสอบ PJE4

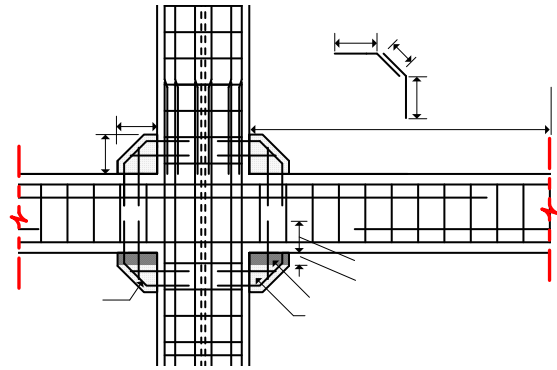
รูปที่ 5.18 ภาพถ่ายเปรียบเทียบกับ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดต่อ
ของชินทดสอบ PJE1 –PJE7



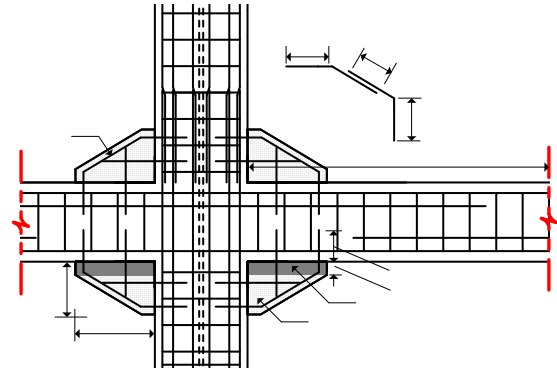
(จ) ชินทดสอบ PJE5



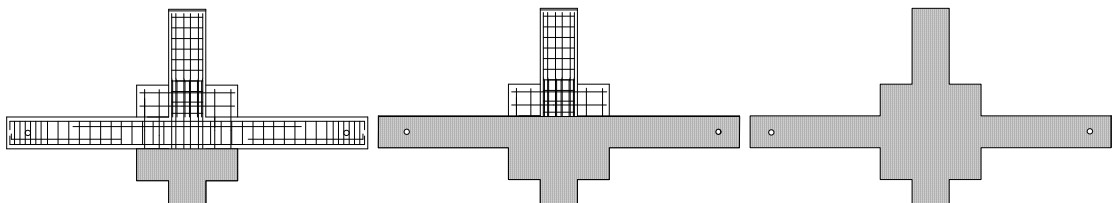
(ฉ) ชินทดสอบ PJE6



(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

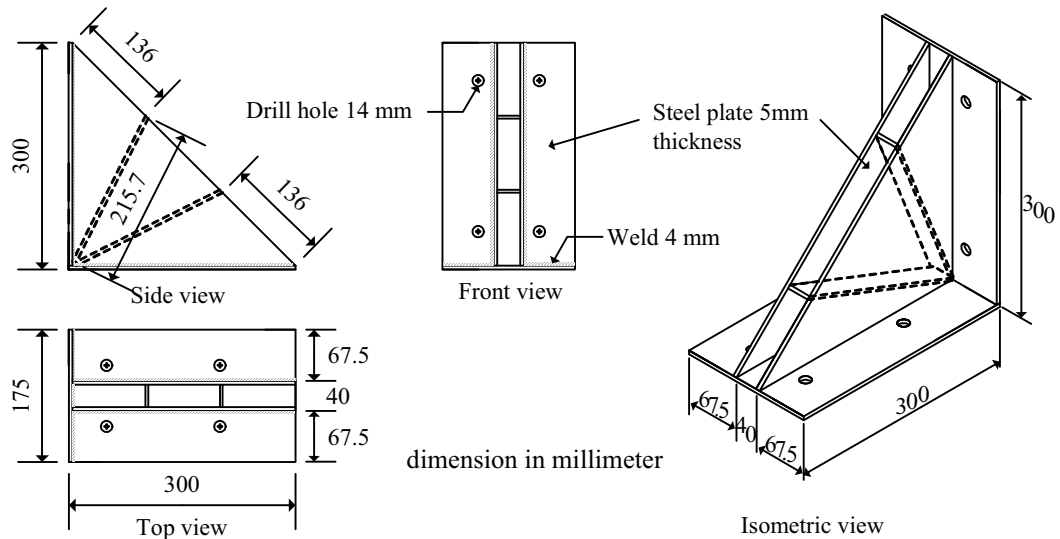


ค) ปรับระดับผิวคานให้เรียบด้วยปูนทราย



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 PJ E1-PJ E7 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 PJ E1-PJ E7 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)

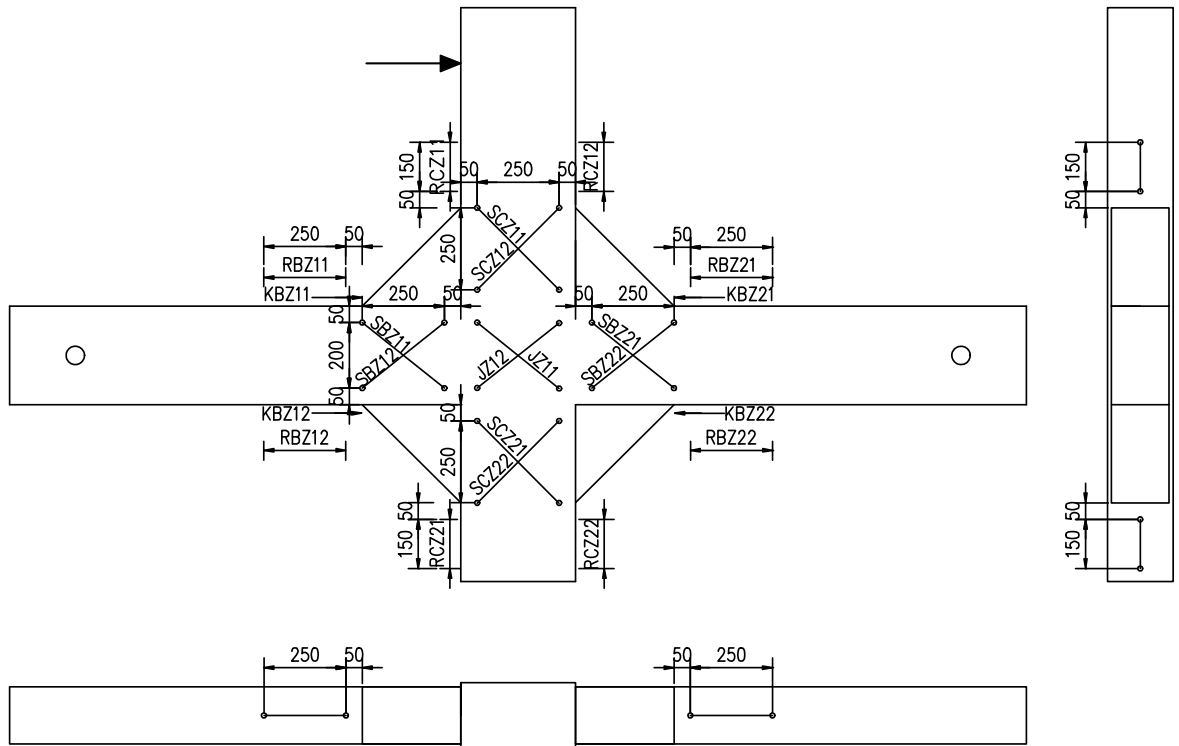
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.948
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.948
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.948
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.948
41	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

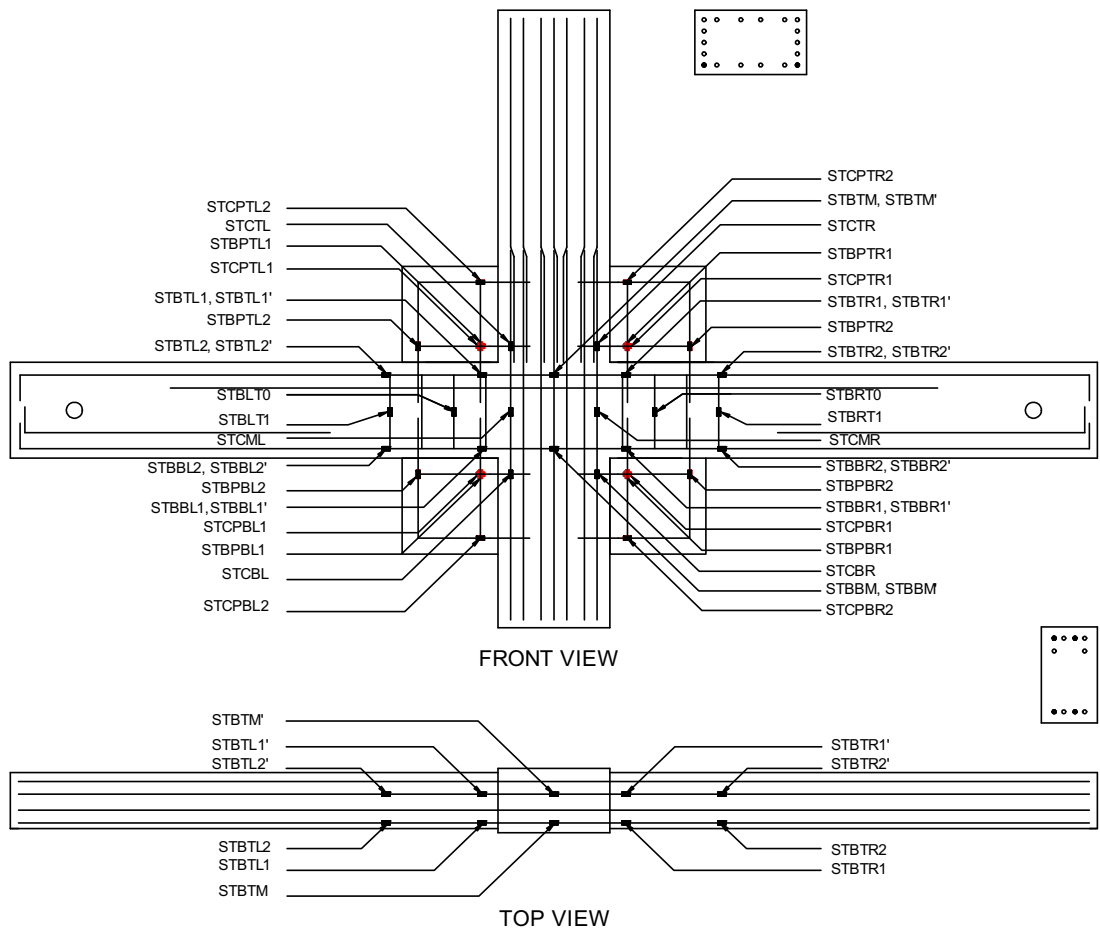
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.50
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.50
2	PC1	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column1	0.948
3	PC2	FLA-5-11	PC strand	Compression force in column2	0.948
4	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring 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)

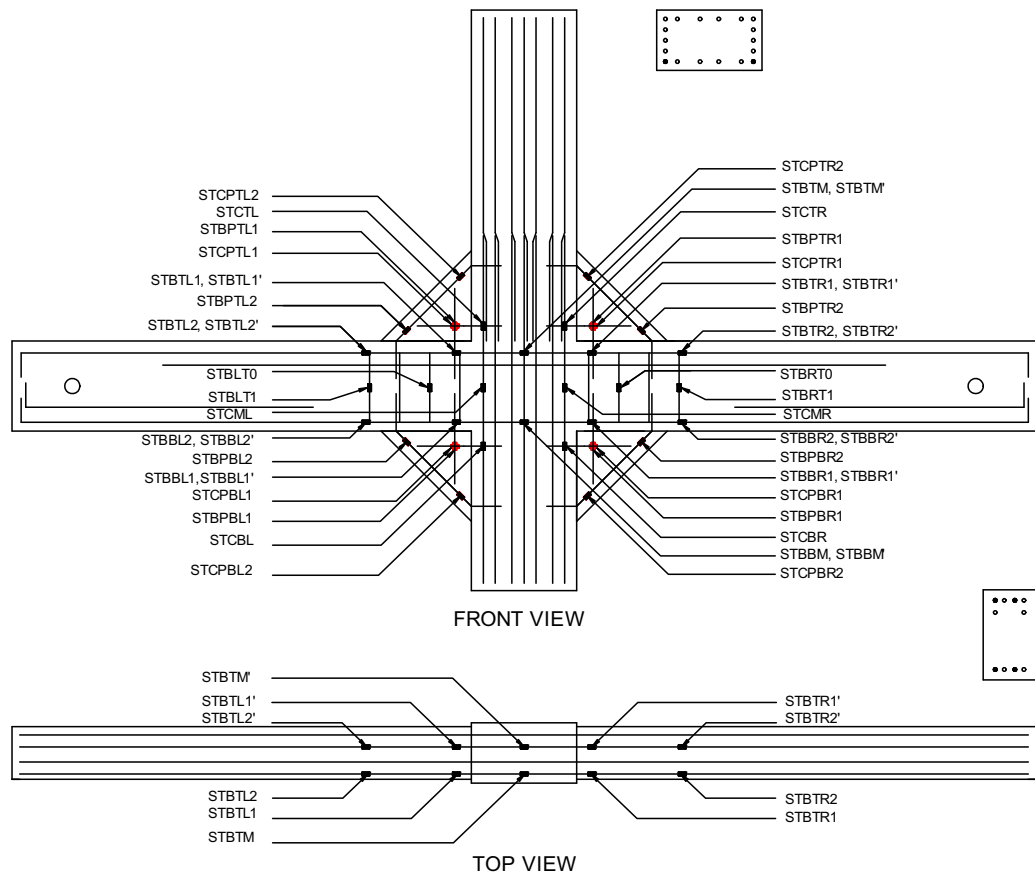
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
37	STBBL1	FLA-5-11	Bot.-left beam	Side left column face	0.948
38	STBBM	FLA-5-11	Bot.-mid beam	Side center of column	0.948
39	STBBR1	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right column face	0.948
40	STBBR2	FLA-5-11	Bot.-right beam	Side right edge of expansion	0.948
41	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



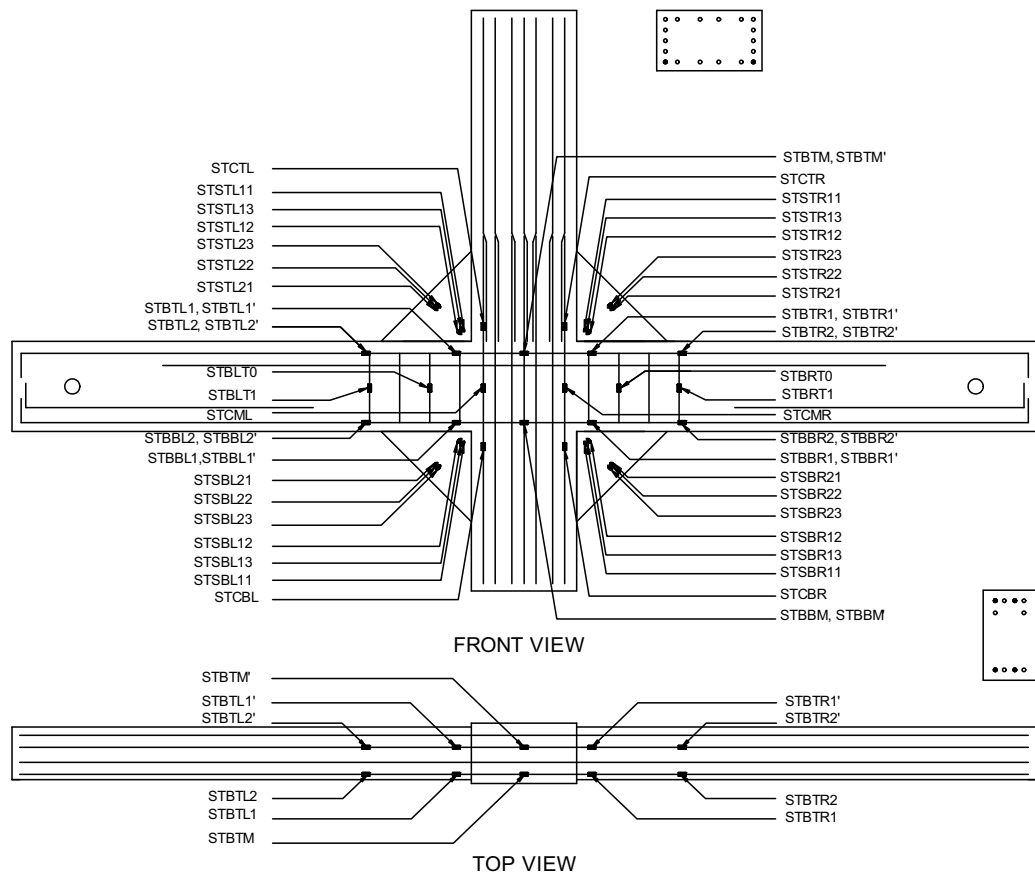
รูปที่ 5.23 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้งอุปกรณ์วัด การเปลี่ยนรูปเฉือน มุมหมุนดัด และมุมหมุนเกร็งของชิ้นทดสอบเสริมกำลัง



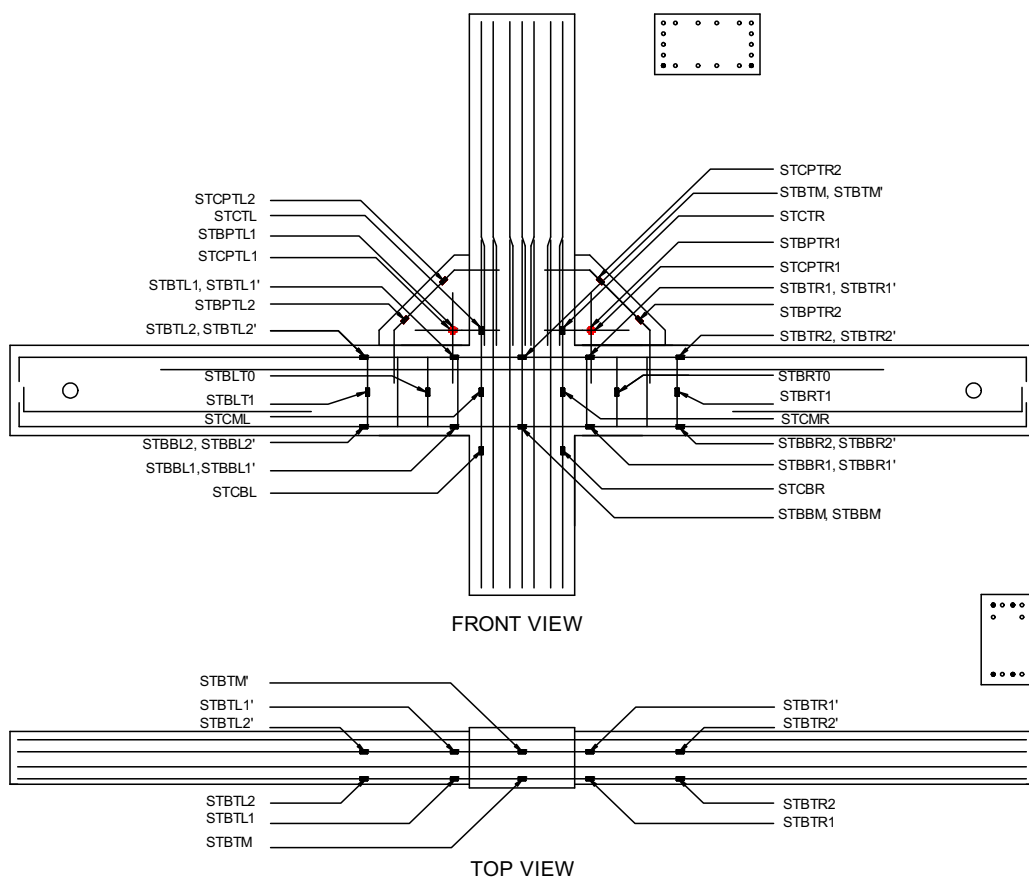
รูปที่ 5.24 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับชิ้นทดสอบ PJE1



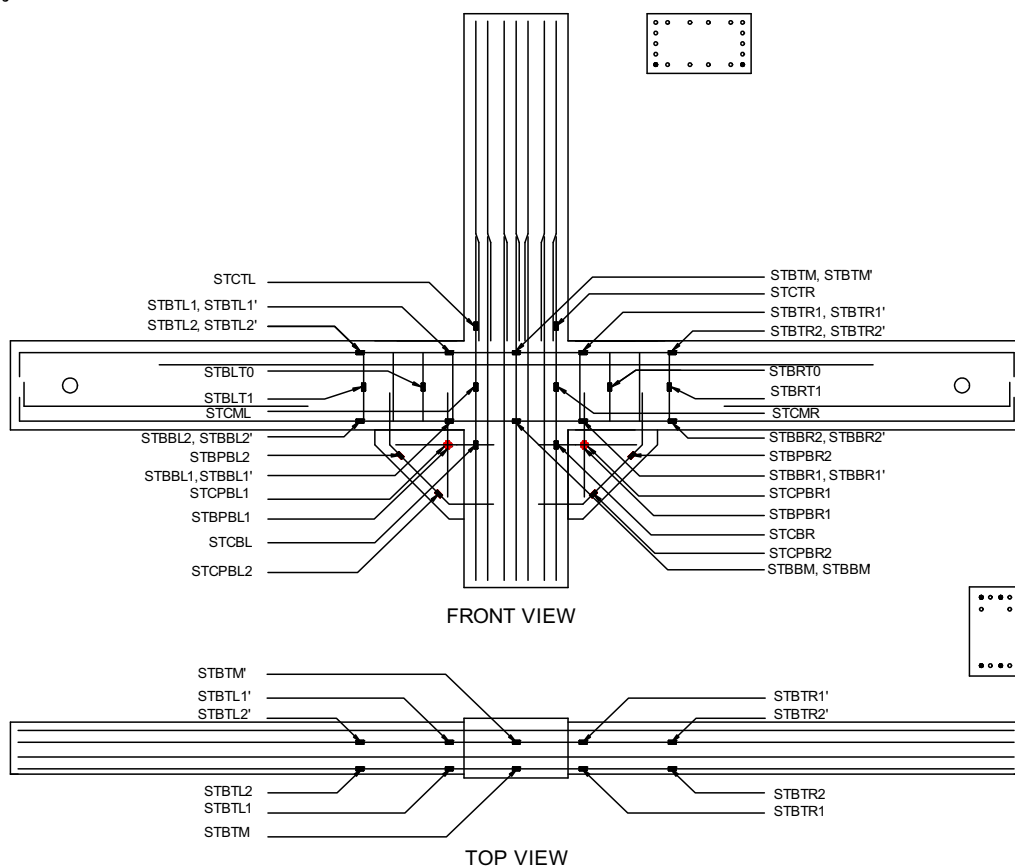
รูปที่ 5.25 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับชิ้นทดสอบ PJ2



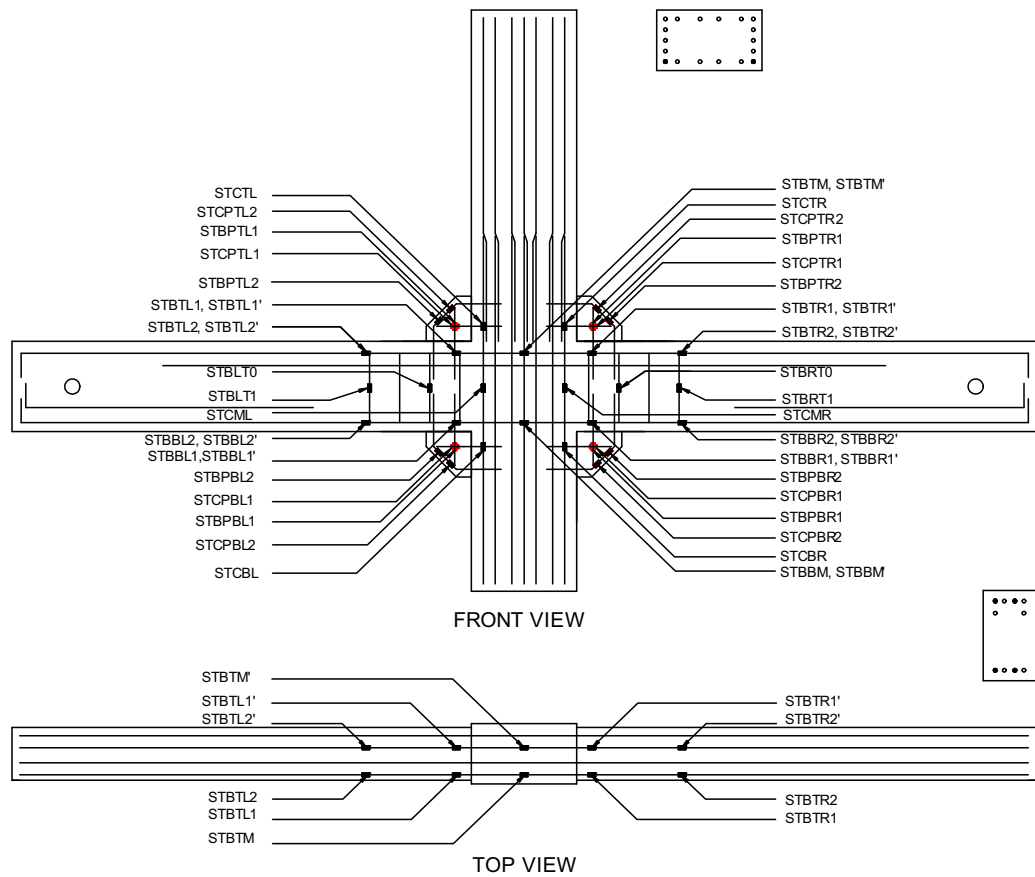
รูปที่ 5.26 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับชิ้นทดสอบ PJ3



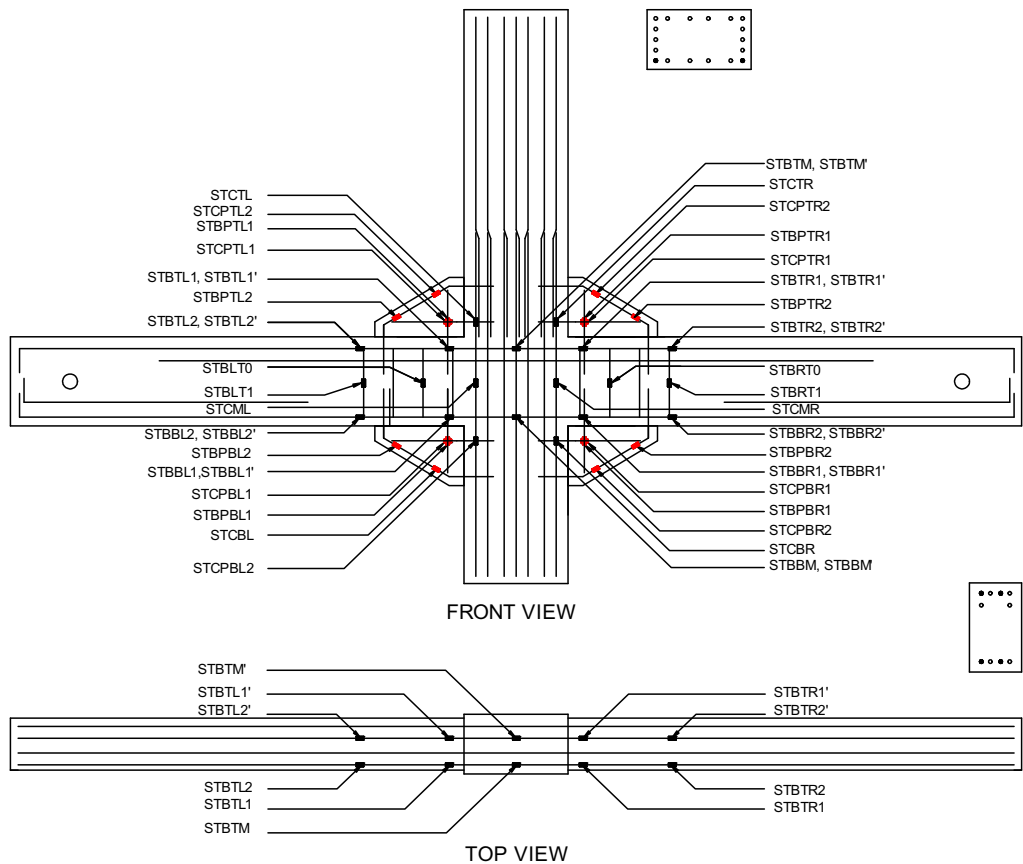
รูปที่ 5.27 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขั้นตอนสอบ PJE4



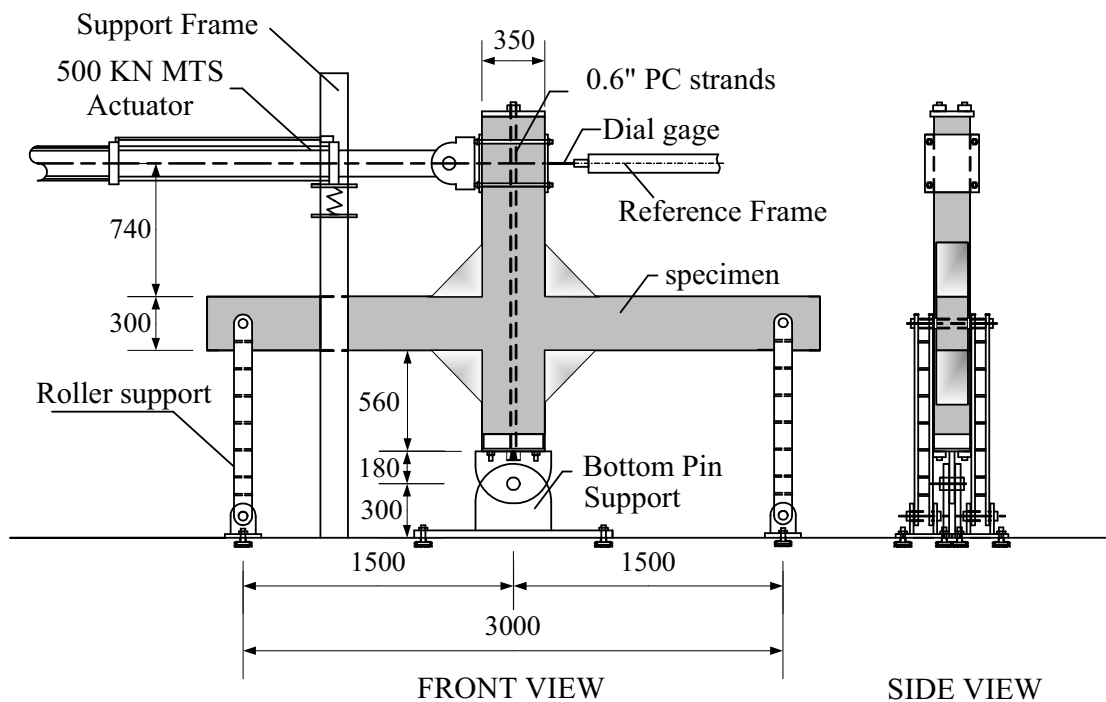
รูปที่ 5.28 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE5



รูปที่ 5.29 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับชิ้นทดสอบ PJE6



รูปที่ 5.30 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กเสริมสำหรับชิ้นทดสอบ 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 เพราะอาจทำให้ชิ้นทดสอบสูญเสียกำลังต้านทานแรงเฉือน ดังนั้น นอกจากนั้น 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 $\pm 2.5\%$ คอนกรีตหุ้มใต้คานหลุดกะเทาะออกเผยให้เห็นเหล็กนอนในคานเกิดการโก่งเดาะ 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

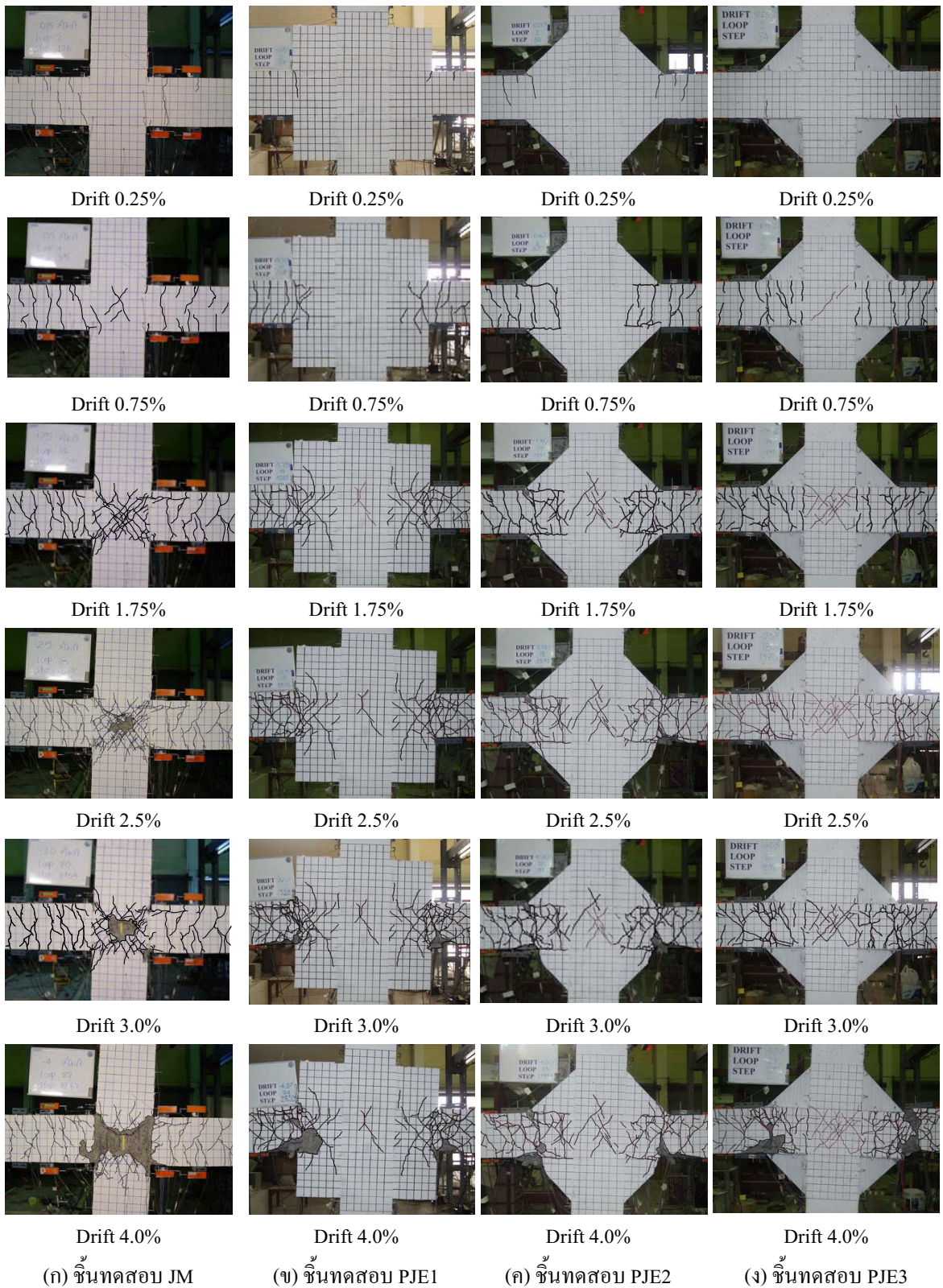
ขั้นตอนสอบที่เสริมกำลังเฉพาะด้านล่างของคานเพียงอย่างเดียว พบว่าเกิดรอยร้าวตัดในคานบริเวณปลายของส่วนเสริมกำลังที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ (รูปที่ 5.32ฉ) หลังจากนั้นพบรอยร้าวเฉือนในจุดต่อ รอยร้าวตัดในคาน และรอยร้าวที่รอยต่อก่อสร้างที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 0.75\%$ ที่ระยะเคลื่อนที่ $\pm 1.50\%$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

ข) ชินทดสอบ PJE6

เป็นชินทดสอบที่เสริมกำลังด้วยคอนกรีตที่มีขนาดเล็กลง 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 มีสติเฟนส์ที่สูงกว่าชี้นทดสอบ 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

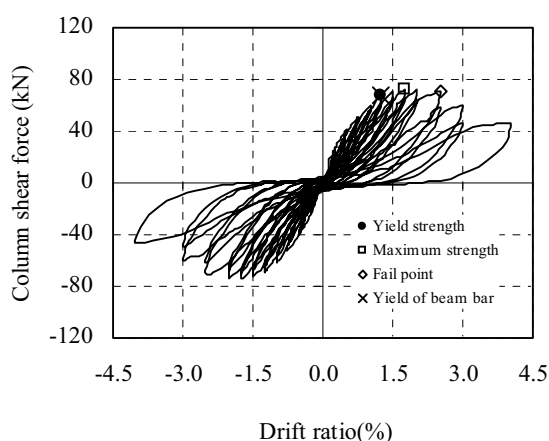
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชี้นทดสอบ PJE5 แสดงในรูปที่ 5.33(ฉ) จะเห็นว่าช่วงแรกที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ มีความสัมพันธ์แบบฮิสเทติก แม้ว่าชี้นทดสอบจะมีสติเฟนส์สูงกว่าชี้นทดสอบ JM 16% แต่พฤติกรรม hysteretic มีความโค้งแนบเข้าสู่จุดศูนย์กลางคล้ายกับชี้นทดสอบ JM 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

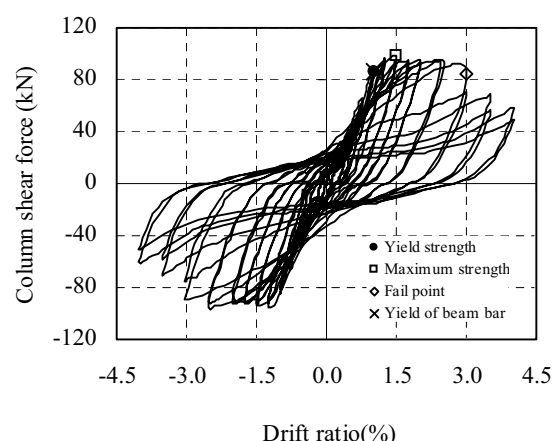
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชิ้นทดสอบ PJE6 (รูปที่ 5.33ข) มีลักษณะคล้ายกับชิ้นทดสอบ PJE5 เส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะโค้งแบบหาจุดศูนย์กลาง มีการสลายพลังงานที่น้อย เนื่องจากชิ้นทดสอบ PJE6 เกิดการวิบัติที่จุดต่อ โดยช่วงแรกชิ้นทดสอบมีสติเฟนสูงกว่าชิ้นทดสอบควบคุม JM ประมาณ 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

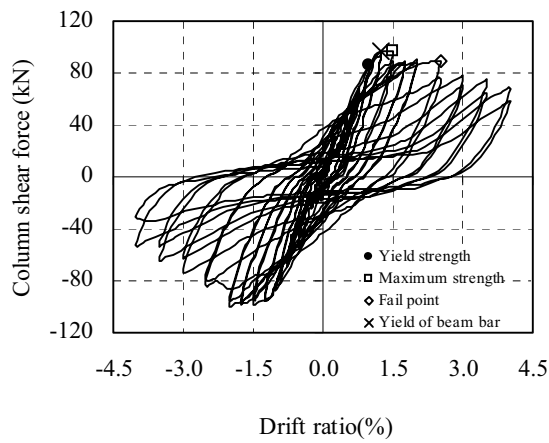


(ก) ชิ้นทดสอบควบคุม JM

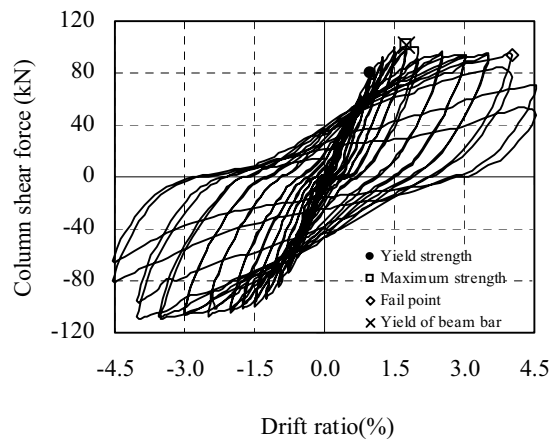


(ข) ชิ้นทดสอบ PJE1

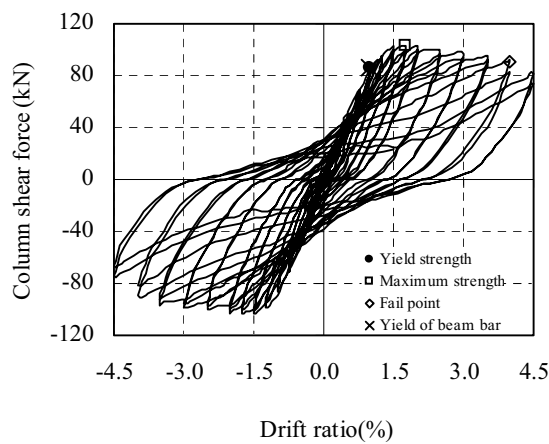
รูปที่ 5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



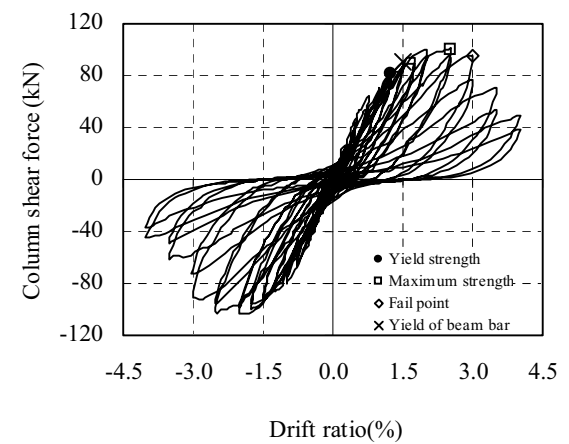
(ค) ชั้นทดสอบควบคุม PJE2



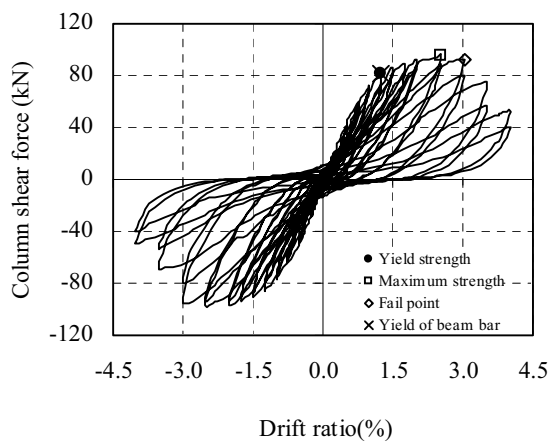
(ง) ชั้นทดสอบ PJE3



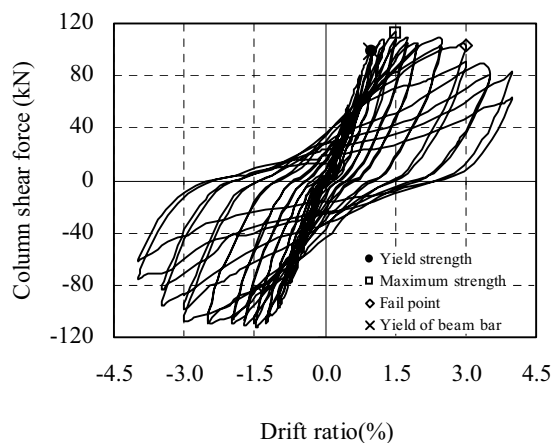
(จ) ชั้นทดสอบควบคุม PJE4



(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) ชี้นทดสอบ PJE6

ความเครียดในเหล็กเสริมเส้นบนและเส้นล่างของชี้นทดสอบ PJE6 แสดงไว้ในรูปที่ 5.34ข และ 5.35ข พบว่าความเครียดที่บริเวณหน้าเสาไม่ได้ลดลง มีค่าเฉลี่ยจุดครากเพียงเล็กน้อย (ประมาณ 3000 ไมครอน) ส่วนความเครียดที่บริเวณปลายของส่วนเสริมกำลังมีค่าประมาณความเครียดที่จุดคราก แต่ไม่ได้พัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก เนื่องจากจุดหมุนพลาสติกไม่ได้เกิดที่ปลายคาน แต่เกิดที่จุดต่อ จึงทำให้ความเครียดในเหล็กเสริมไม่เหมือนกับชี้นทดสอบเสริมกำลัง PJE1 – PJE3

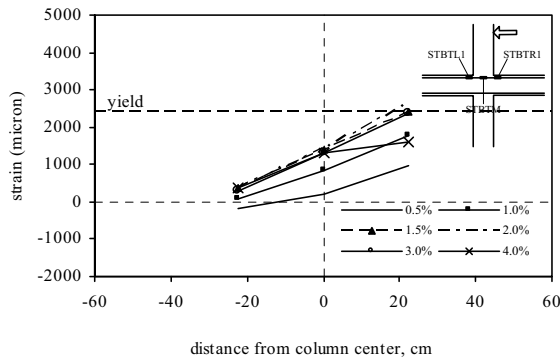
ข) ชี้นทดสอบ PJE7

ความเครียดในเหล็กเสริมเส้นบนและล่างของชี้นทดสอบ PJE7 (รูปที่ 5.34ข และ 5.35ข) มีพฤติกรรมคล้ายคลึงกับชี้นทดสอบ PJE1-PJE3 ความเครียดในเหล็กเสริมที่ปลายของส่วนเสริมกำลังพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก แต่บริเวณหน้าเสาลดลง ซึ่งแสดงให้เห็นว่าจุดหมุนพลาสติกได้เกิดขึ้นในคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังเช่นเดียวกับชี้นทดสอบ PJE1-PJE3 และสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ชี้นทดสอบนี้เกิดการวิบัติที่คาน

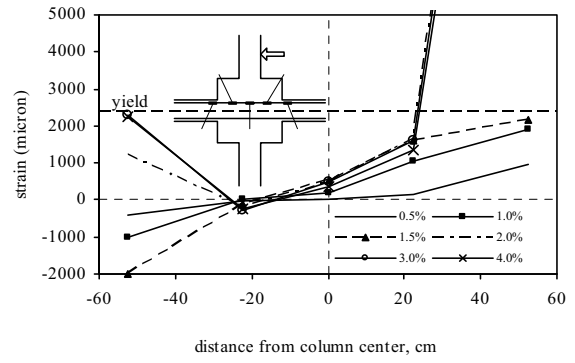
5.5.4 ความเครียดของเหล็กเสริมในเสา

จากความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมในเสาที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของเสาด้านบนและเสาด้านล่างของแต่ละชี้นทดสอบแสดงในรูปที่ 5.36 และ 5.37 พบว่า ความเครียดในเสามีทั้งค่าบวกและค่าลบสลับกันตามจังหวะการเคลื่อนที่สลับทิศ ความเครียดในเสาของชี้นทดสอบทุกชี้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดของเหล็กนอนในคานมาก เนื่องจากเสามีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงกว่าคาน ความเครียดของเหล็กเสริมในคานจึงมีมากกว่า ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนนั่นเอง

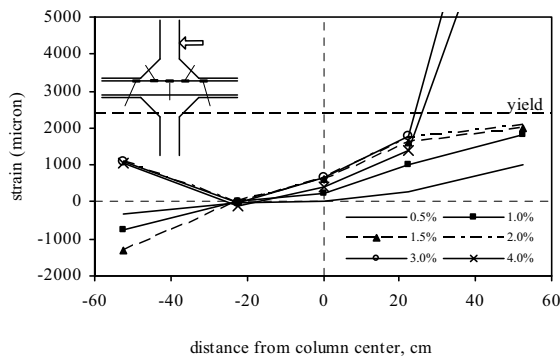
ค่าความเครียดที่มากที่สุดในเสามีค่าเท่ากับ 2000, 220, 380, 850, 830, 1600, 1700 และ 766 ไมครอน สำหรับชี้นทดสอบ JM PJE1 – PJE7 ตามลำดับ จะเห็นว่าความเครียดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่จุดคราก (2400 ไมครอน) หากพิจารณาความเครียดในชี้นทดสอบ JM ซึ่งไม่ได้เสริมกำลังนั้นมีค่าความเครียดในเสามากที่สุด ส่วนชี้นทดสอบที่เสริมกำลังความเครียดมีค่าลดลงอย่างชัดเจน โดยชี้นทดสอบเสริมกำลัง PJE1 สามารถลดความเครียดเหล็กยื่นในเสาได้มากที่สุดประมาณ 9 เท่าเมื่อเทียบกับชี้นทดสอบ JM หากพิจารณาชี้นทดสอบที่มีการเสริมกำลังเฉพาะด้านบนเพียงอย่างเดียว (ชี้นทดสอบ PJE4) และเสริมกำลังด้านล่างของจุดต่อเพียงอย่างเดียว (ชี้นทดสอบ PJE5) พบว่าชี้นทดสอบที่เสริมกำลังเฉพาะด้านบน ความเครียดเหล็กในเสาด้านบนจะลดลง



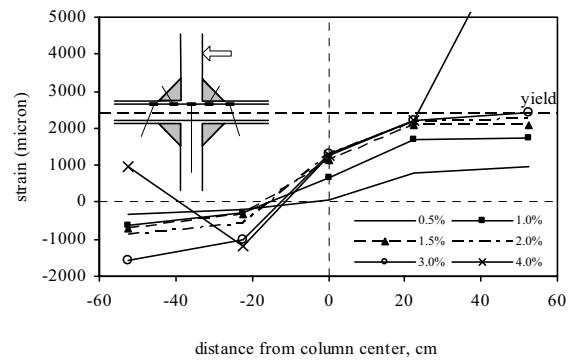
ชนิดทดสอบ JM



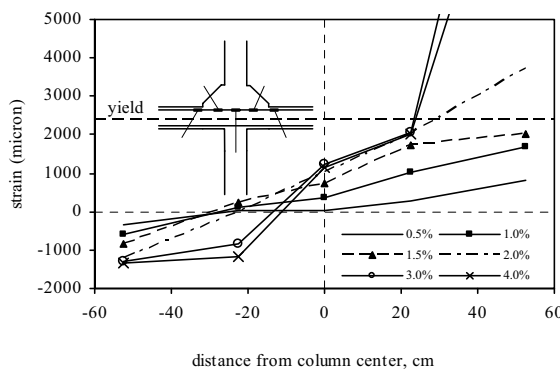
ชนิดทดสอบ PJE1



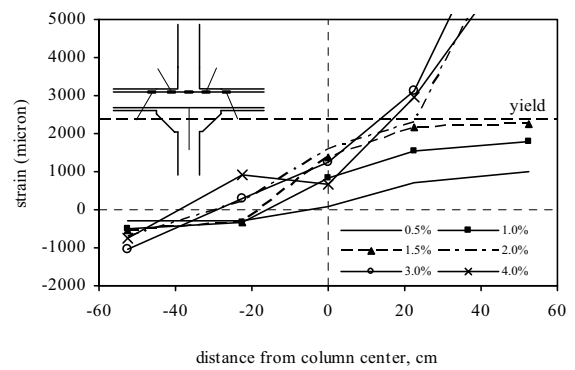
ชนิดทดสอบ PJE2



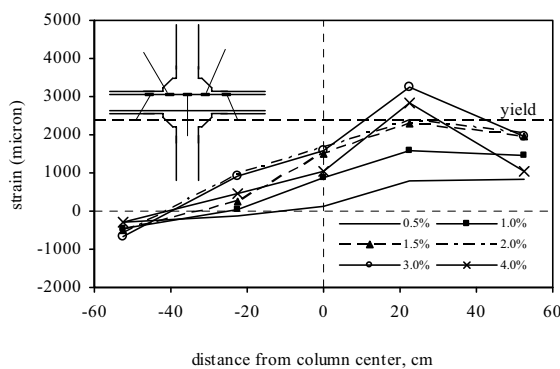
ชนิดทดสอบ PJE3



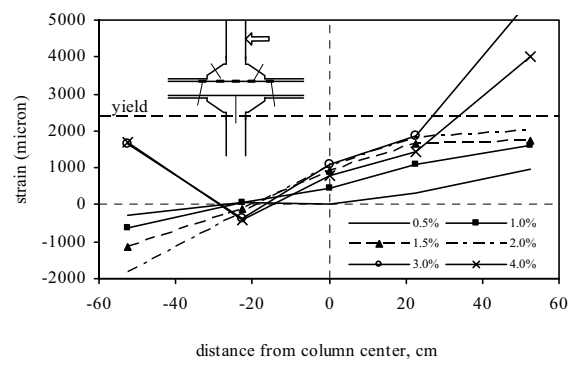
ชนิดทดสอบ PJE4



ชนิดทดสอบ PJE5

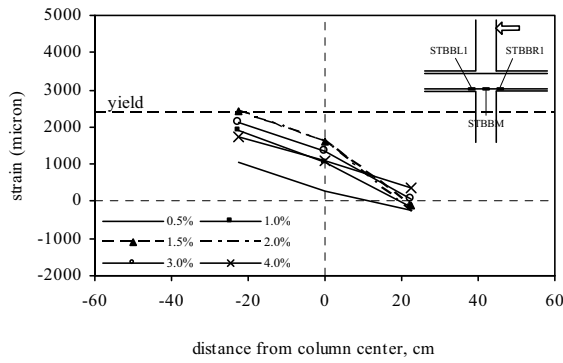


ชนิดทดสอบ PJE6

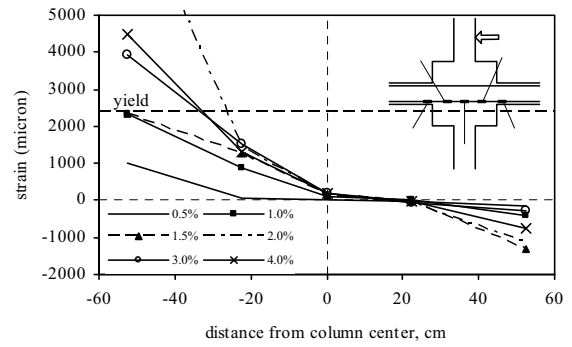


ชนิดทดสอบ PJE7

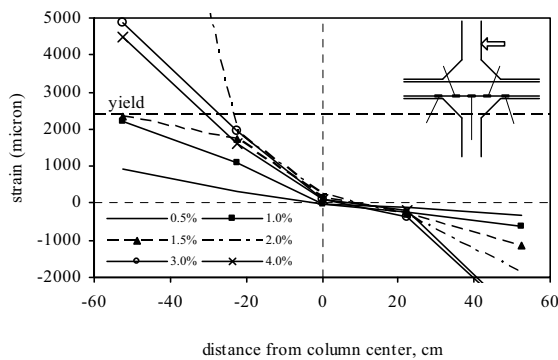
รูปที่ 5.34 ความเครียดเหล็กเสริมเส้นบนในคาน



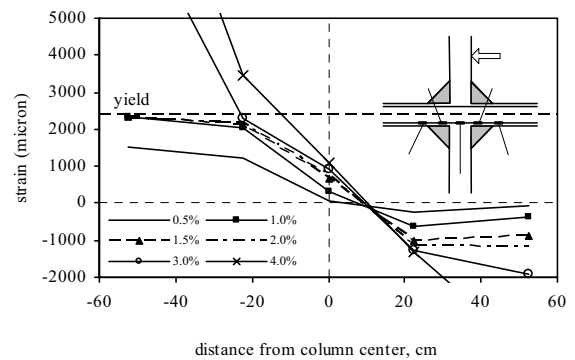
ชนิดทดสอบ JM



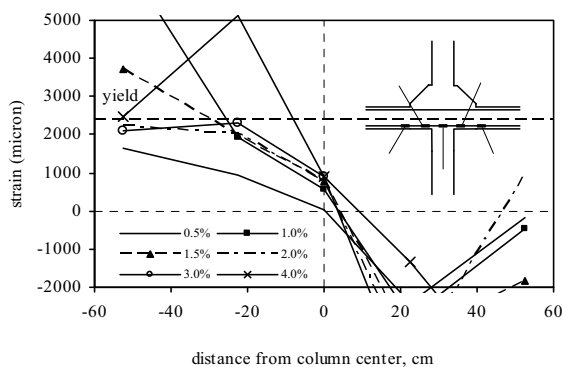
ชนิดทดสอบ PJE1



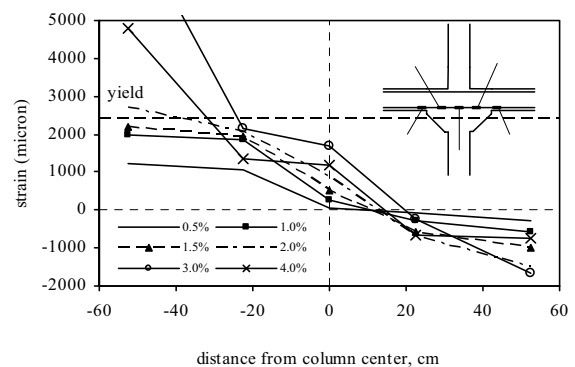
ชนิดทดสอบ PJE2



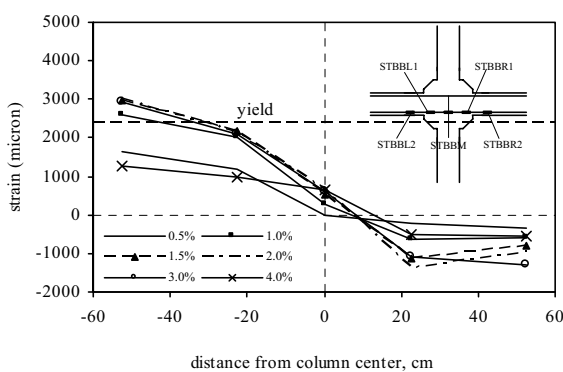
ชนิดทดสอบ PJE3



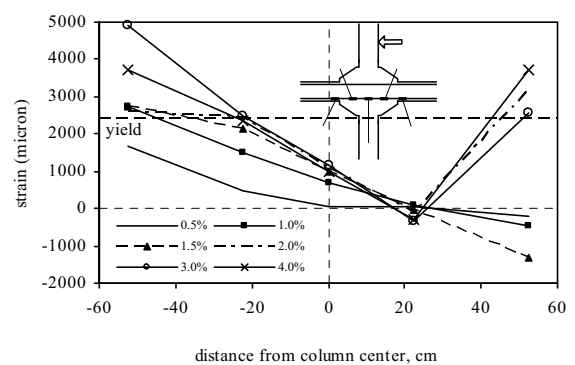
ชนิดทดสอบ PJE4



ชนิดทดสอบ PJE5



ชนิดทดสอบ PJE6



ชนิดทดสอบ PJE7

รูปที่ 5.35 ความเครียดเหล็กเสริมเส้นล่างในคาน

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

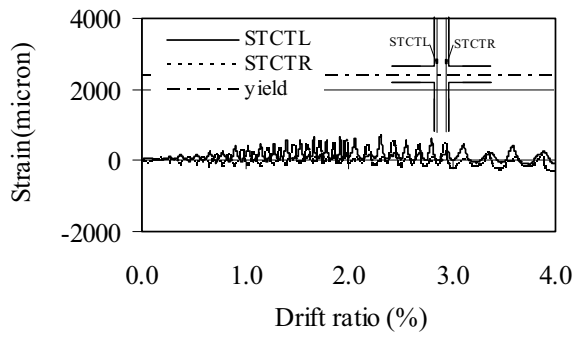
อย่างไรก็ตามจะเห็นว่าชั้นทดสอบ PJE5 และ PJE6 มีค่าความเครียดในเสาที่แตกต่างกันออกไป เนื่องจากชั้นทดสอบดังกล่าวเกิดการวิบัติที่จุดต่อ คอนกรีตบริเวณจุดต่อกะเทาะจนสามารถเห็นเหล็กยื่นในเสา อีกทั้งภายหลังจากส่วนเสริมกำลังกะเทาะและหลุดออกไปแล้ว รอยร้าวได้กระจายเข้าไปยังเสาด้านบนและล่าง ทำให้ความเครียดของเหล็กยื่นในเสามีค่าสูงกว่าชั้นทดสอบที่เสริมกำลังอื่นๆ

5.5.5 ความเครียดในเหล็กปลอกคาน

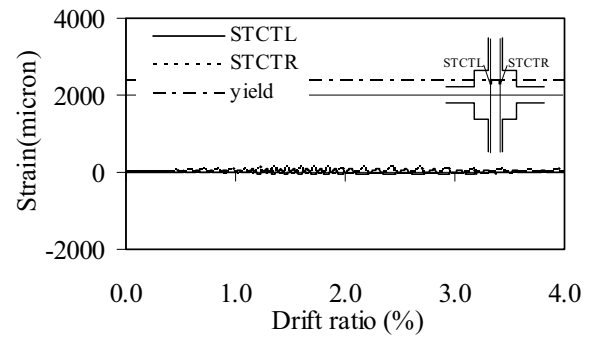
รูปที่ 5.38 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กปลอกคานที่ตำแหน่งหน้าเสา 50 มม. กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ส่วนรูปที่ 5.39 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กปลอกคานที่ตำแหน่งปลายส่วนเสริมกำลัง 50 มม.

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

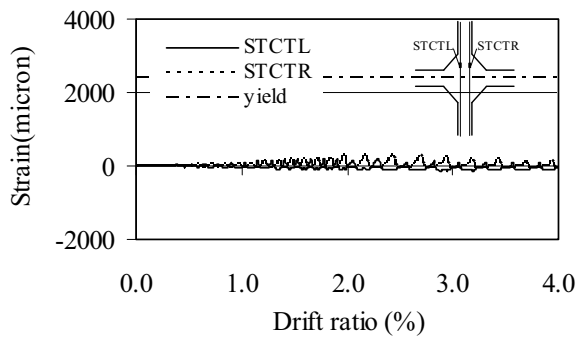
สำหรับชั้นทดสอบเสริมกำลัง PJE1 – PJE4 และ PJE7 เป็นชั้นทดสอบที่ประสบความสำเร็จสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติให้ไปเกิดที่คานบริเวณปลายของส่วนเสริมกำลัง จึงทำให้ความเครียดของเหล็กปลอกที่หน้าเสามีค่าน้อยประมาณ 820-1200 ไมครอน และยังไม่ถึงจุดคราก ส่วนความเครียดของเหล็กปลอกที่ปลายส่วนเสริมกำลังพัฒนาจนเลยจุดครากและมีค่าเข้าไปในช่วงพลาสติก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



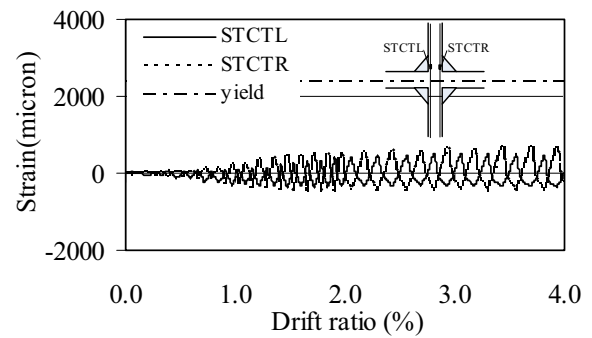
ก) ซึ้นทดสอบ JM



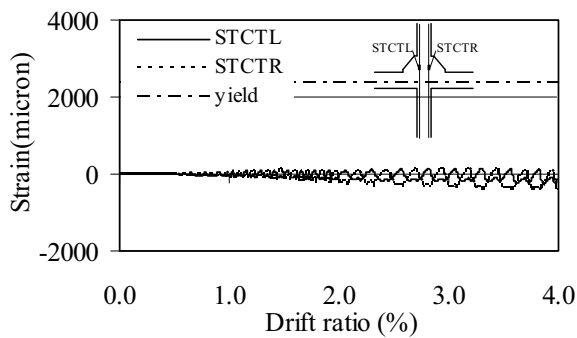
ข) ซึ้นทดสอบ PJE1



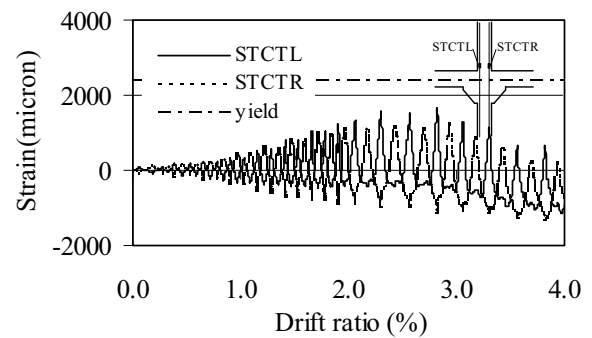
ค) ซึ้นทดสอบ PJE2



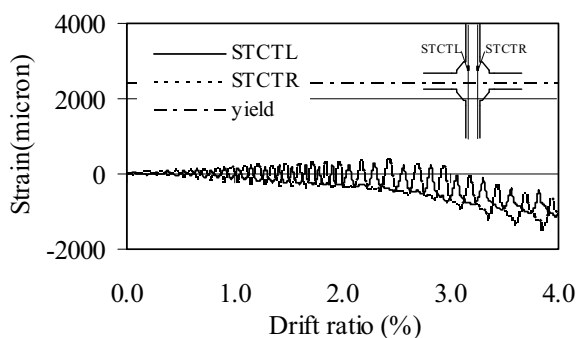
ง) ซึ้นทดสอบ PJE3



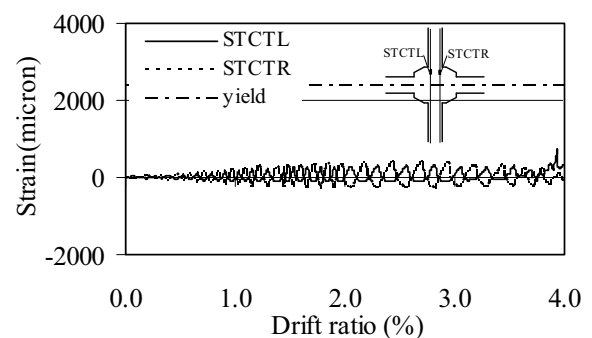
จ) ซึ้นทดสอบ PJE4



ฉ) ซึ้นทดสอบ PJE5

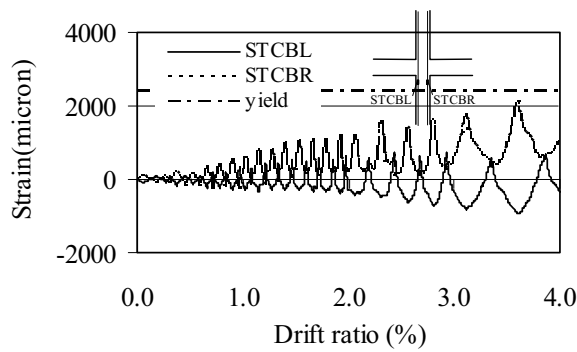


ช) ซึ้นทดสอบ PJE6

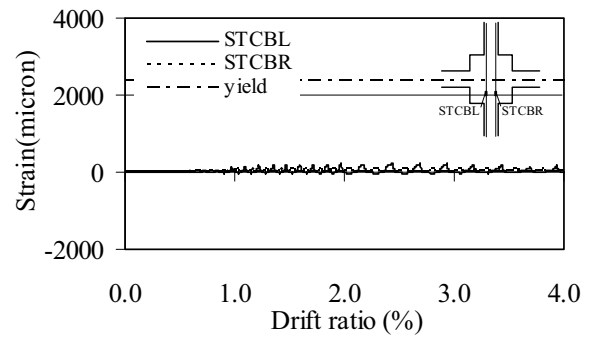


ซ) ซึ้นทดสอบ PJE7

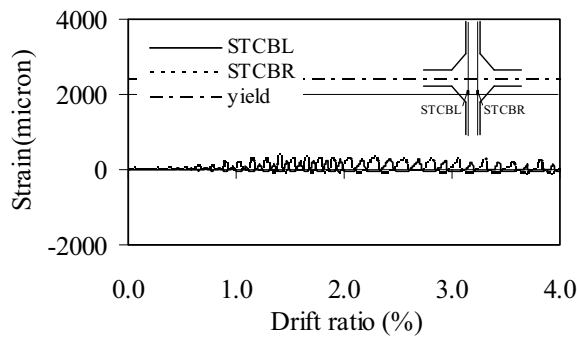
รูปที่ 5.36 ความเครียดเหล็กเสริมในเสาต้นบน



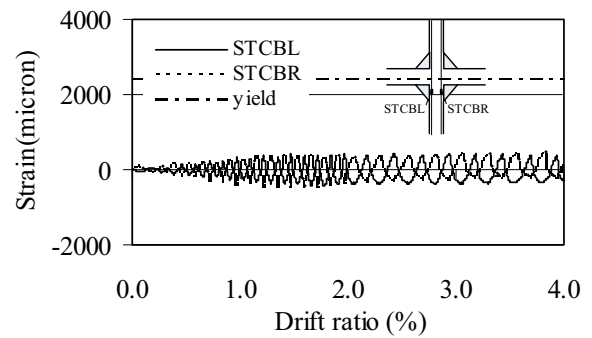
ก) ชิ้นทดสอบ JM



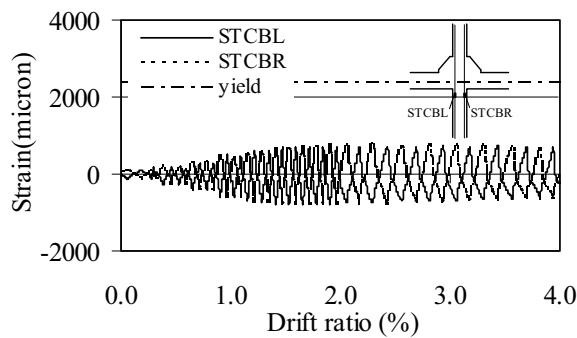
ข) ชิ้นทดสอบ PJE1



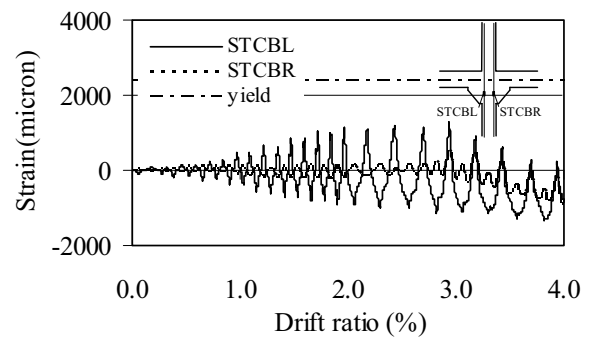
ค) ชิ้นทดสอบ PJE2



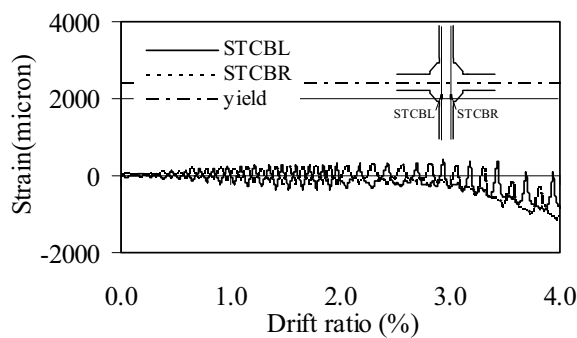
ง) ชิ้นทดสอบ PJE3



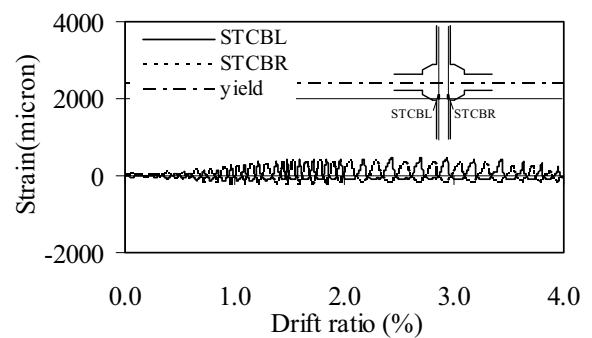
จ) ชิ้นทดสอบ PJE4



ฉ) ชิ้นทดสอบ PJE5



ช) ชิ้นทดสอบ PJE6

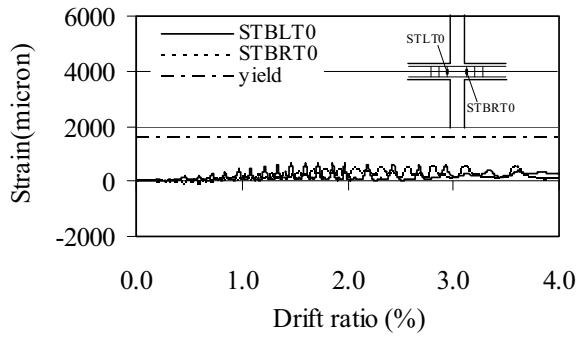


ซ) ชิ้นทดสอบ PJE7

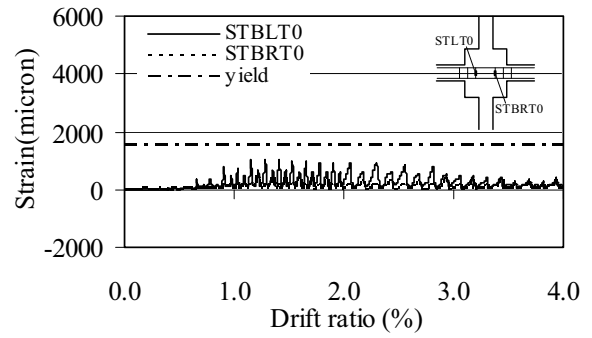
รูปที่ 5.37 ความเครียดเหล็กเสริมในเสาต้นล่าง

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 จุดหมุนพลาสติกกลับย้ายเข้าไปอยู่ในจุดต่อคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังจึงไม่มีบทบาทในการถูกคัดหรือเฉือน ทำให้ความเครียดของเหล็กปลอกคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังมีค่าลดลงจนเกือบเป็นศูนย์

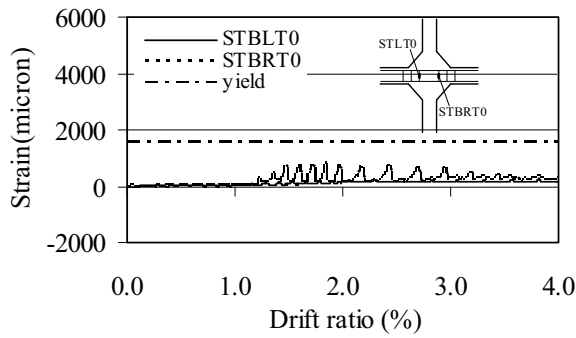
สำหรับขั้นตอนทดสอบ PJE6 มีพฤติกรรมของเหล็กปลอกในคานที่ต่างออกไปเช่นกัน คือลักษณะคล้ายคลึงกับขั้นตอนทดสอบ JM โดยขั้นตอนทดสอบ PJE6 มีความเครียดของเหล็กปลอกทั้งบริเวณหน้าเสาและปลายส่วนเสริมกำลังมากที่สุดประมาณ 1200-1300 ไมครอน ไม่ถึงความเครียดที่จุดคราก (1560 ไมครอน) สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ขั้นตอนดังกล่าวเกิดการวิบัติที่จุดต่อ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



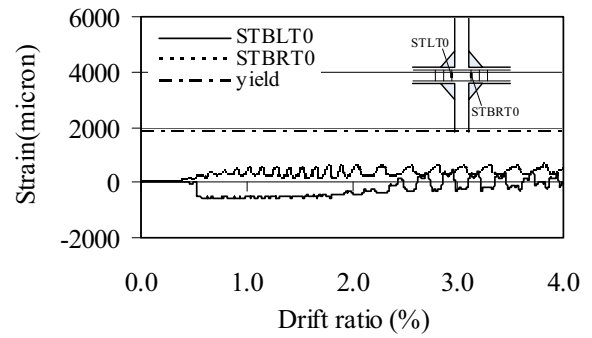
ก) ชั้นทดสอบ JM



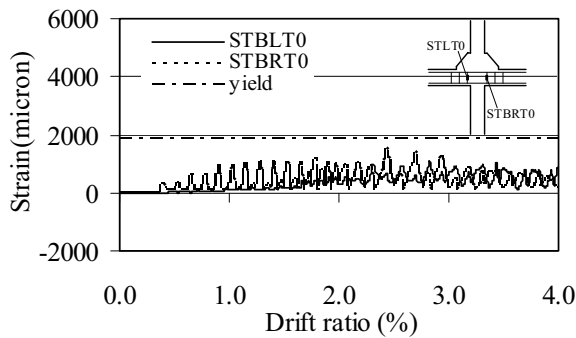
ข) ชั้นทดสอบ PJE1



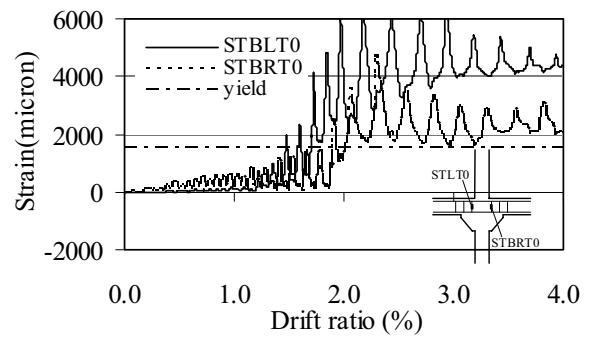
ค) ชั้นทดสอบ PJE2



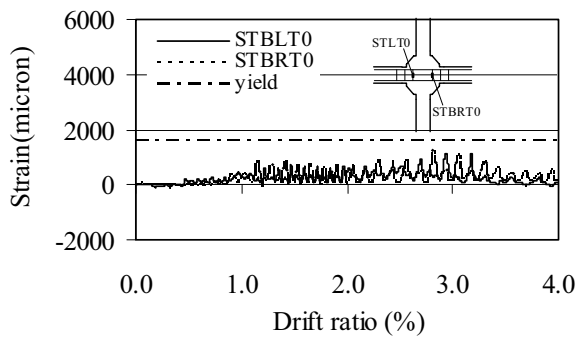
ง) ชั้นทดสอบ PJE3



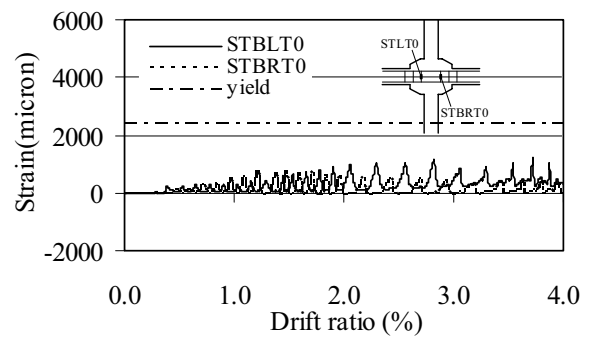
จ) ชั้นทดสอบ PJE4



ฉ) ชั้นทดสอบ PJE5

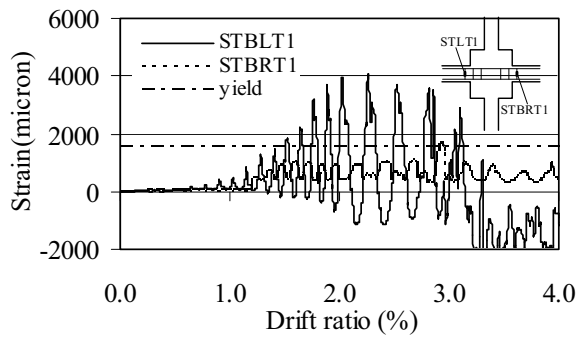


ช) ชั้นทดสอบ PJE6

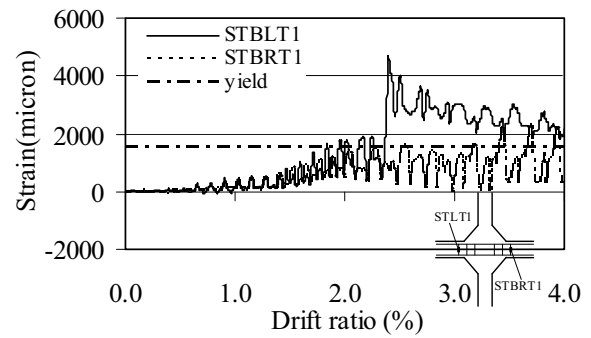


ซ) ชั้นทดสอบ PJE7

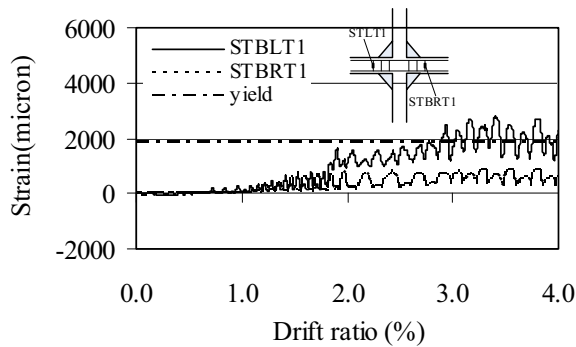
รูปที่ 5.38 ความเครียดในเหล็กปลอกคานที่หน้าเสา 50 มม.



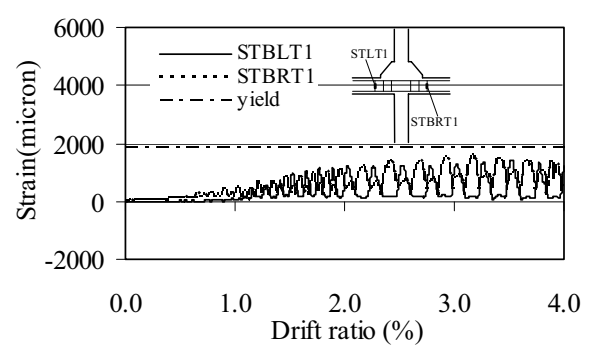
ก) ซึ้นทดสอบ PJE1



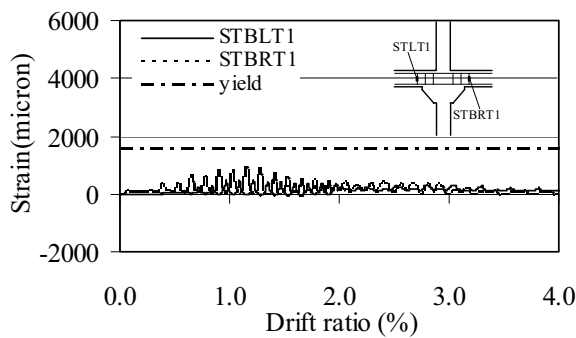
ข) ซึ้นทดสอบ PJE2



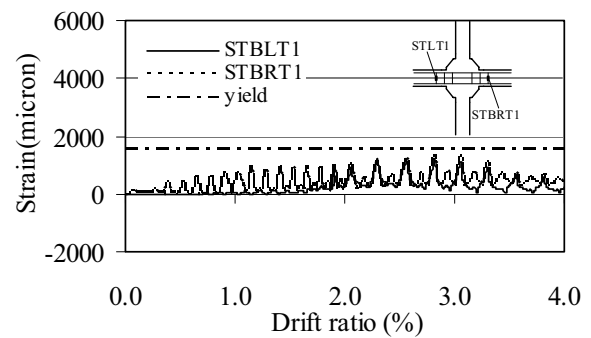
ค) ซึ้นทดสอบ PJE3



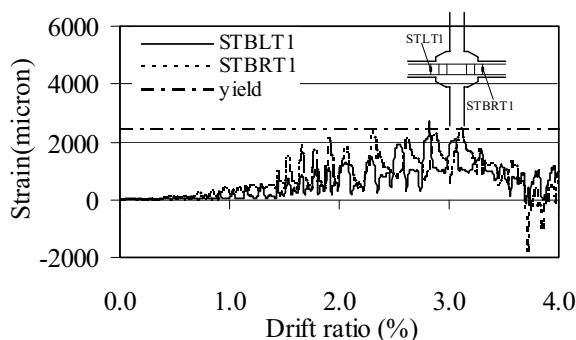
ง) ซึ้นทดสอบ PJE4



จ) ซึ้นทดสอบ PJE5



ฉ) ซึ้นทดสอบ PJE6



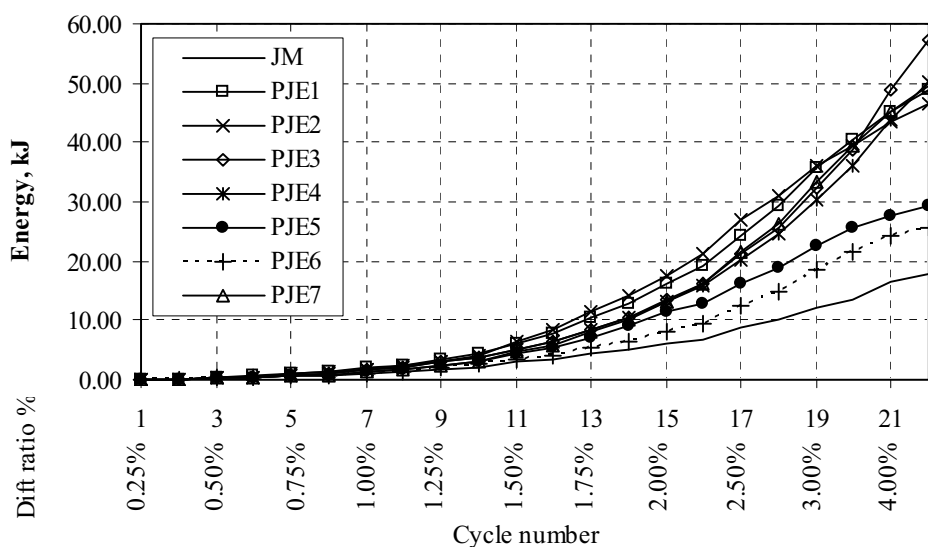
ช) ซึ้นทดสอบ PJE7

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

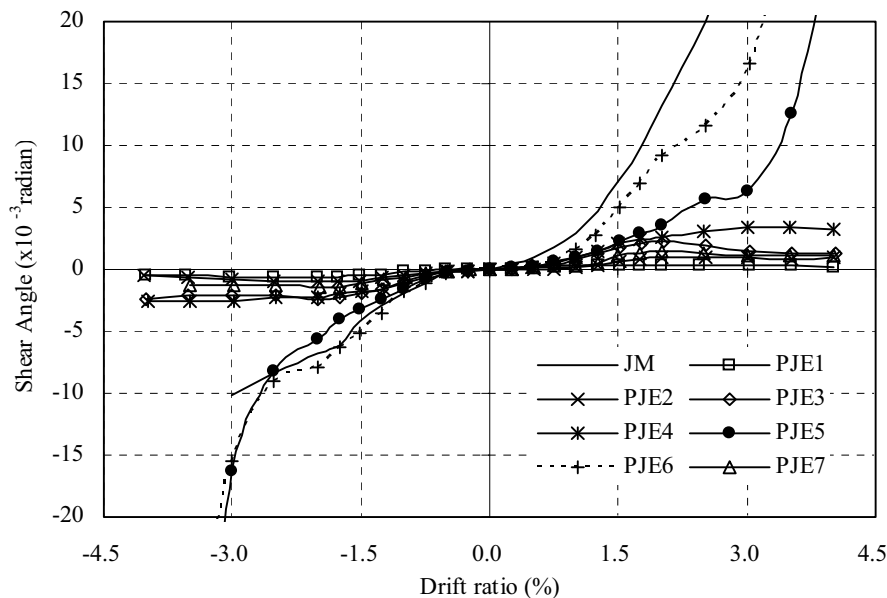


รูปที่ 5.40 พลังงานที่สลายไปในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ที่เพิ่มขึ้น

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

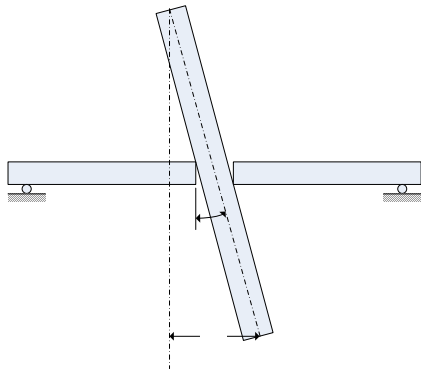
5.42(จ)

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

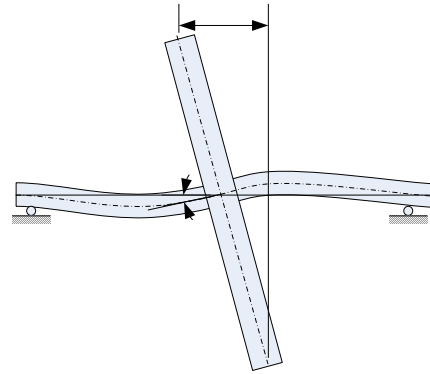
จากผลการทดลองพบว่าการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสามีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับข้อมูลอื่นๆ

ดังนั้น จึงรวมผลของมุมหมุนดัดในเสาและการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสาไว้ด้วยกัน

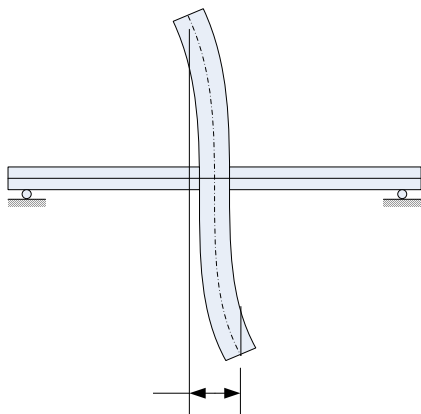
เมื่อเปรียบเทียบกราฟแสดงองค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของเสาที่ถูกผลักของแต่ละชั้นทดสอบพบว่า ชั้นทดสอบควบคุม JM ชั้นทดสอบ PJE5 และ PJE6 (รูปที่ 5.43(ก) 5.43(ณ) 5.43(ข)) แสดงองค์ประกอบที่เกิดจากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อมีค่ามากที่สุด ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองที่ชั้นทดสอบดังกล่าวเกิดการวิบัติที่จุดต่อ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



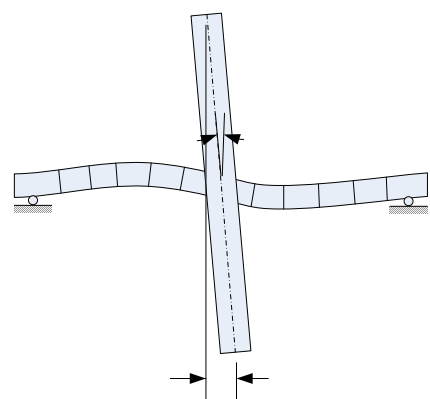
(ก) ผลจากระยะเคลื่อนที่ Fixed end deformation



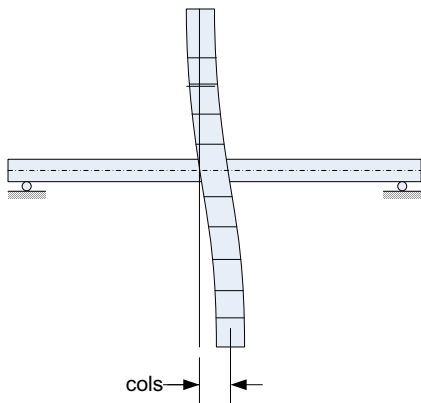
(ข) ผลของ Flexural deformation ในคาน



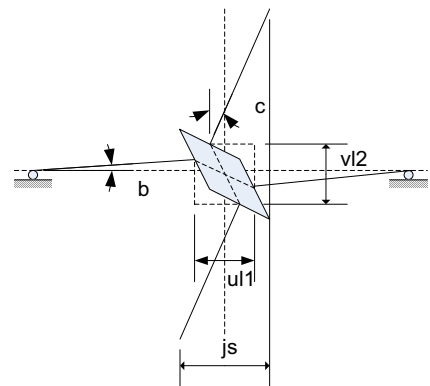
(ค) ผลของ Flexural deformation ในเสา



(ง) ผลจากการเปลี่ยนรูปเฉือนในคาน (Shear deformation)



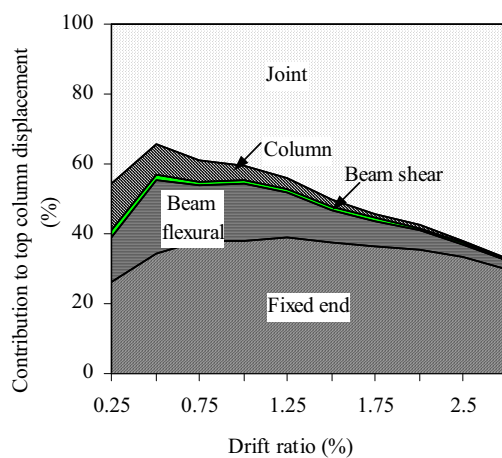
(จ) ผลจากการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสา (Shear deformation)



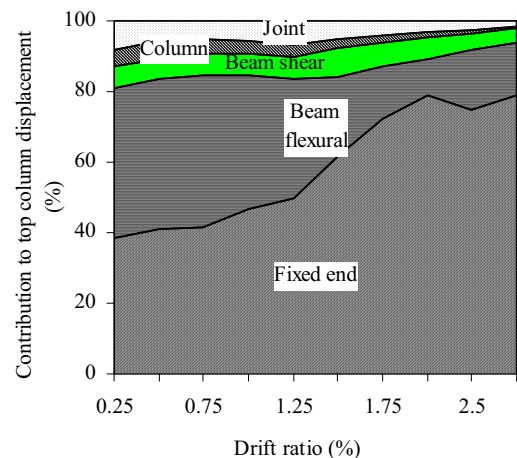
(ฉ) ผลจากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear deformation)

รูปที่ 5.42 องค์ประกอบที่มีผลต่อระยะการเคลื่อนที่ของปลายเสาที่ถูกผลัก

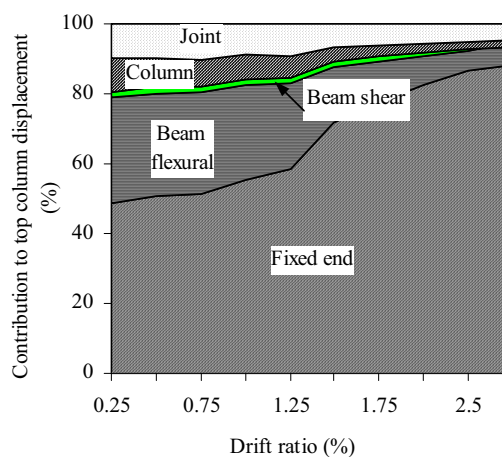
5.43(ข)-5.43(จ) และ 5.43(ซ)) แสดงแนวโน้มขององค์ประกอบหลักที่มีผลต่อการเคลื่อนที่ของเสามากที่สุดคือ การเปลี่ยนรูปดัดในคานและ Fixed end deformation ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองที่ขึ้นทดสอบดังกล่าวเกิดการวิบัติที่คาน หากพิจารณาขึ้นทดสอบ PJE4 จะพบว่าองค์ประกอบจากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อมีค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับขึ้นทดสอบที่มีรูปแบบการวิบัติที่คานเหมือนกัน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



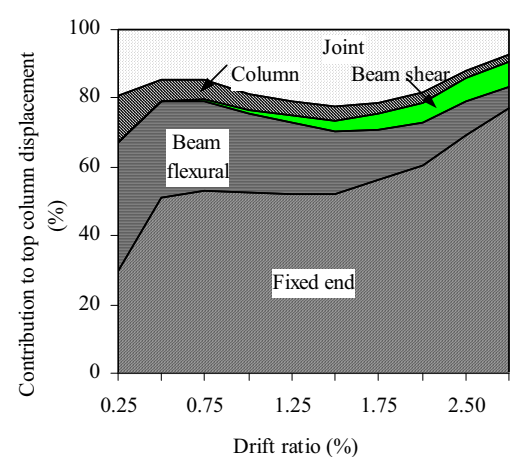
(ก) ขึ้นทดสอบควบคุม JM



(ข) ขึ้นทดสอบ PJE1

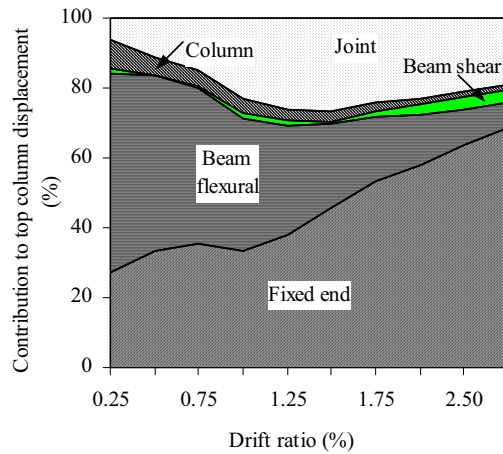


(ค) ขึ้นทดสอบ PJE2

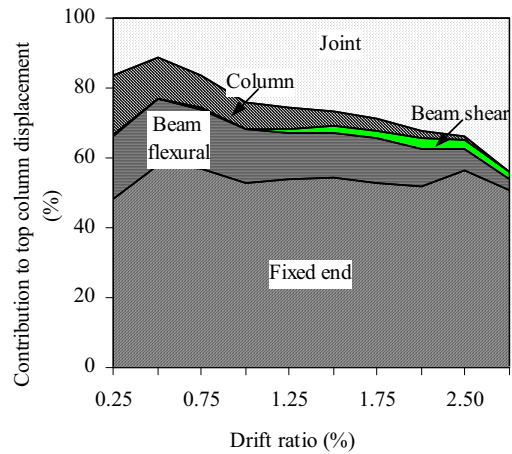


(ง) ขึ้นทดสอบ PJE3

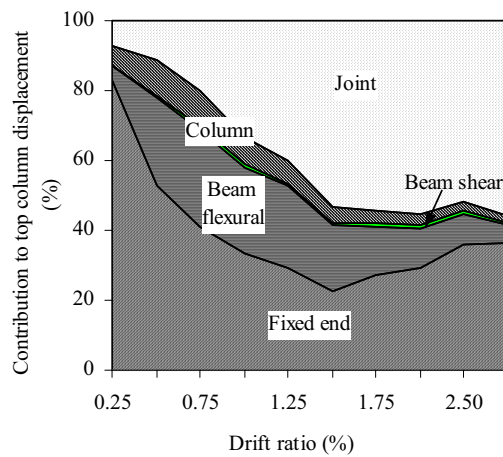
รูปที่ 5.43 องค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของปลายเสาที่ถูกหลักในแต่ละขึ้นทดสอบ



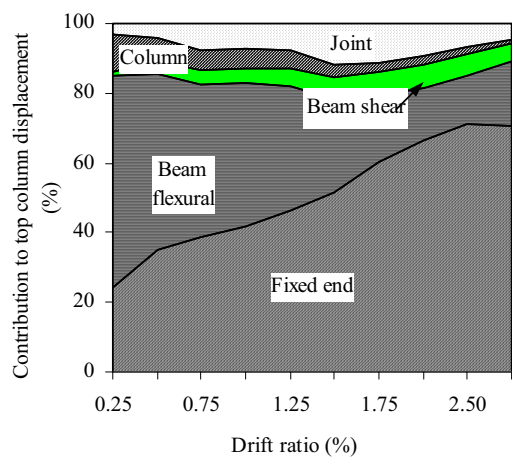
(จ) ซีนทดสอบ PJE4



(ฉ) ซีนทดสอบ PJE5



(ช) ซีนทดสอบ PJE6



(ซ) ซีนทดสอบ PJE7

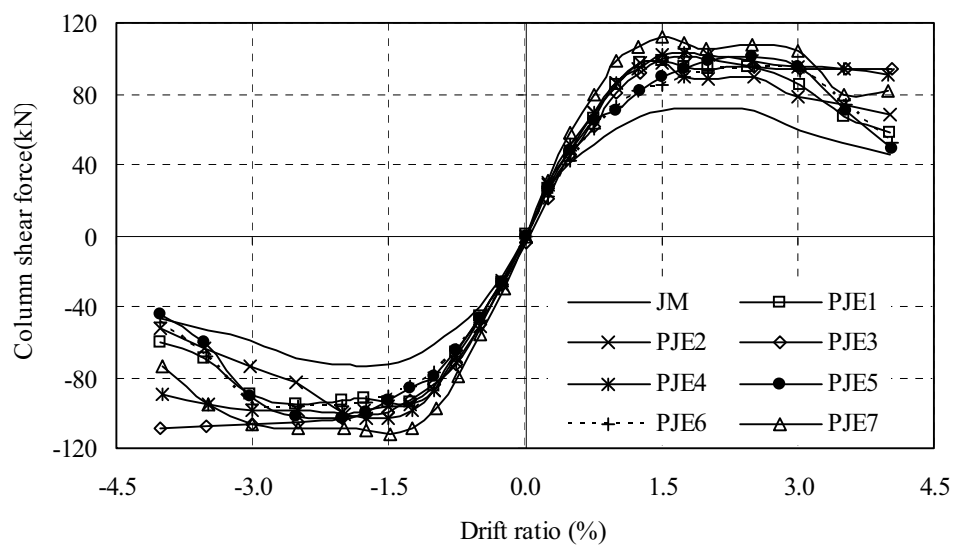
รูปที่ 5.43 องค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของปลายเสาที่ถูกผลักในแต่ละซินทดสอบ (ต่อ)

5.6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

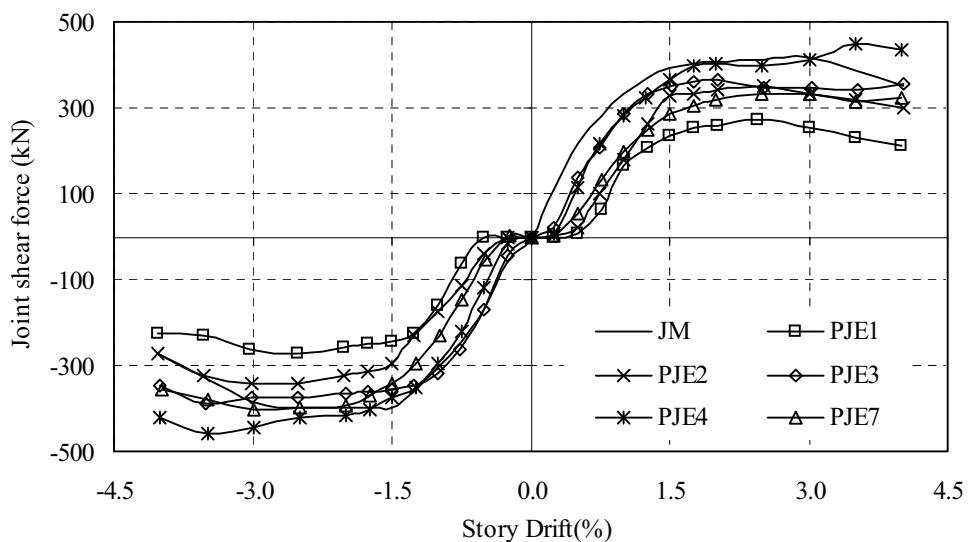
รูปที่ 5.44 แสดงค่า Envelop ของแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ และ รูปที่ 5.45 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ โดยที่แรงเฉือนที่จุดต่อสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4-1) เมื่อ T และ T' คือแรงดึงในเหล็กเสริมคนละด้านของหน้าเสาซึ่งสามารถคำนวณได้จากความเครียดในเหล็กเสริมบนในคานที่ได้ติดตั้ง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

จากการทดลองพบว่าในขณะที่ค่า envelop ของแรงกระทำที่เสาของซินทดสอบควบคุมมีค่าน้อยกว่าซินทดสอบที่เสริมกำลังทุกซิน แต่แรงเฉือนที่จุดต่อกลับมีค่ามากกว่าซินทดสอบที่ได้เสริมกำลัง จะเห็นว่าซินทดสอบที่เกิดการวิบัติที่คานสามารถลดแรงเฉือนที่กระทำที่จุดต่อได้

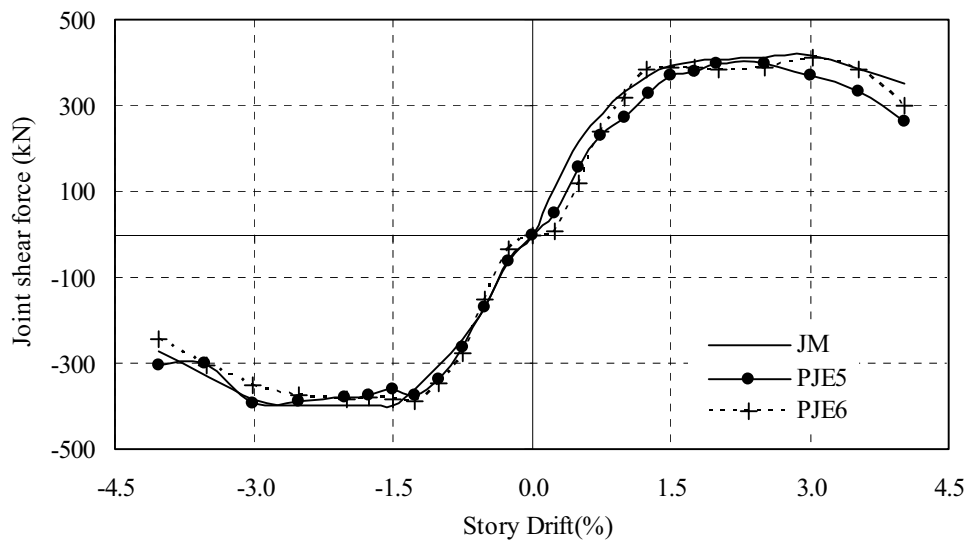
เนื่องจากสามารถลดความเครียดของเหล็กนอนในคานที่บริเวณหน้าเสา ซึ่งพิสูจน์ให้เห็นว่าการขยายจุดต่อในระนาบสามารถลดค่าแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อได้ ทำให้ไม่เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ ส่วนขั้นตอนทดสอบเสริมกำลัง PJE5 และ PJE6 แม้ว่าจะให้ค่า envelop ของแรงกระทำที่เสามากกว่าขั้นตอนควบคุมก็ตาม แต่ไม่สามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปยังจุดต่อได้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



รูปที่ 5.44 ความสัมพันธ์ระหว่าง Envelop แรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

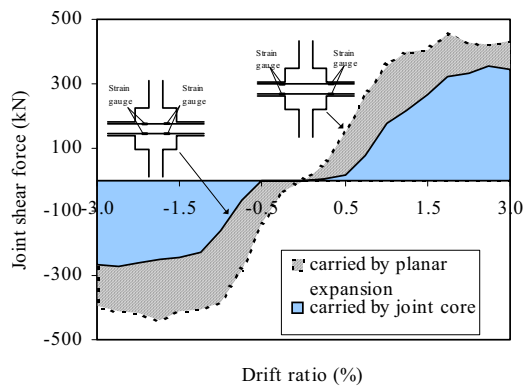


รูปที่ 5.45(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

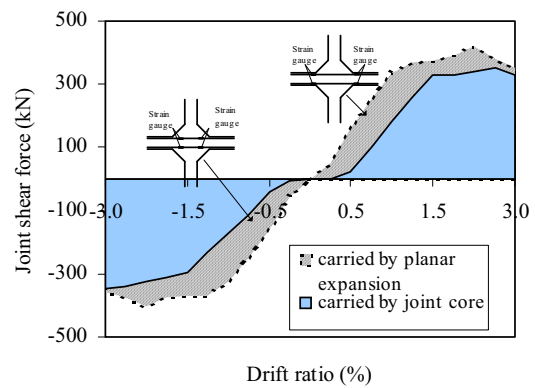


รูปที่ 5.45(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

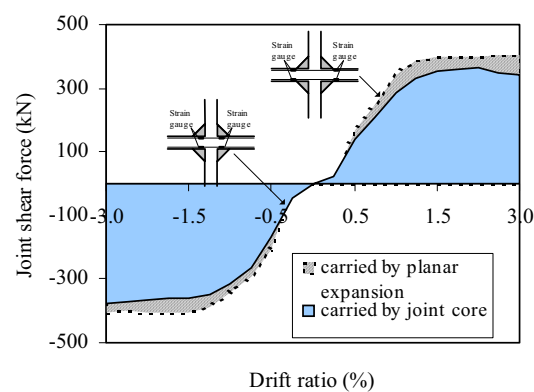
เมื่อนำค่าแรงเฉือนที่จุดต่อที่ได้จากการแปลงความเครียดในเหล็กเสริม ณ ตำแหน่งหน้าเสา และปลายของส่วนเสริมกำลังมา Plot เปรียบเทียบกันในแต่ละระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้นดังรูปที่ 5.46 ซึ่งแรงเฉือนที่หน้าเสาเป็นแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อ (joint core) (ใช้เส้นทึบ) ส่วนแรงเฉือนที่ปลายส่วนเสริมกำลังเป็นแรงเฉือนทั้งหมดที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อ 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



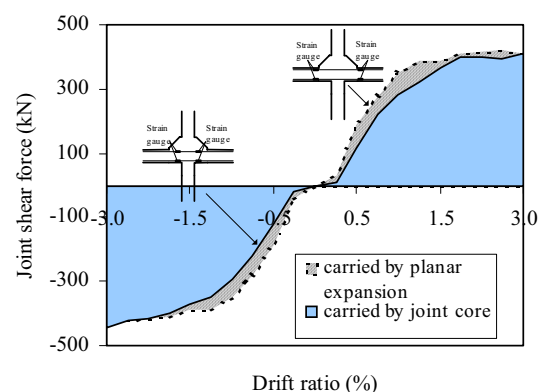
(ก) ชั้นทดสอบ PJE1



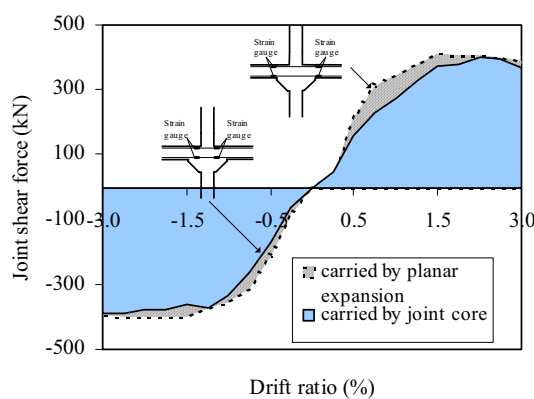
(ข) ชั้นทดสอบ PJE2



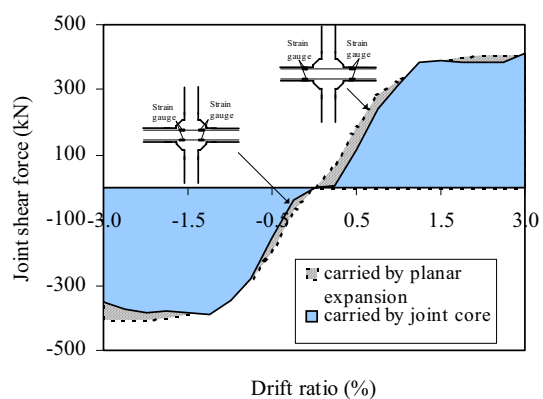
(ค) ชั้นทดสอบ PJE3



(ง) ชั้นทดสอบ PJE4

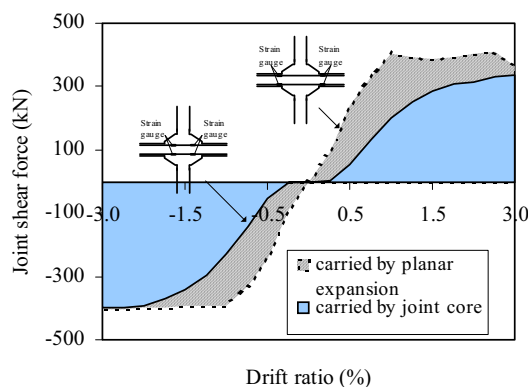


(จ) ชั้นทดสอบ PJE5



(ฉ) ชั้นทดสอบ PJE6

รูปที่ 5.46 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่ Column core และส่วนขยาย
กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



(ข) ชิ้นทดสอบ PJE7

รูปที่ 5.46 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่ Column core และส่วนขยาย
กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (ต่อ)

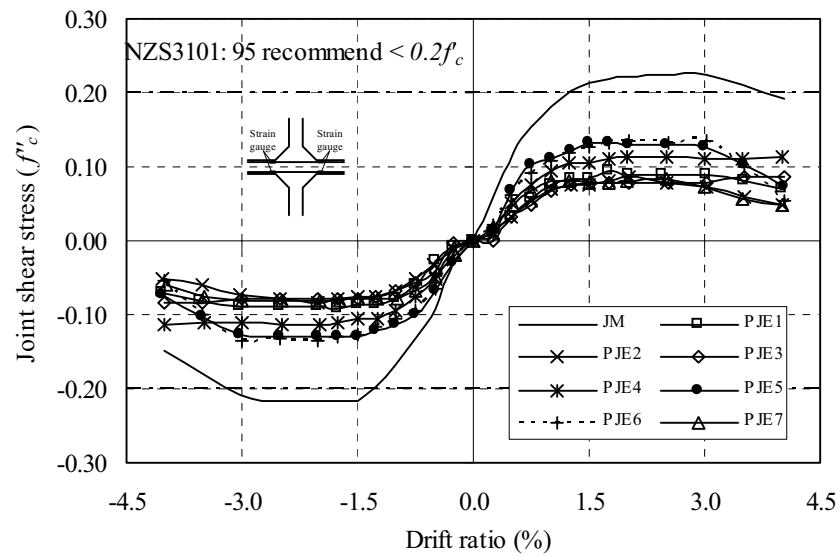
5.6.4 หน่วยแรงเฉือนของจุดต่อ (Joint shear stress)

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 $0.2f'_c$

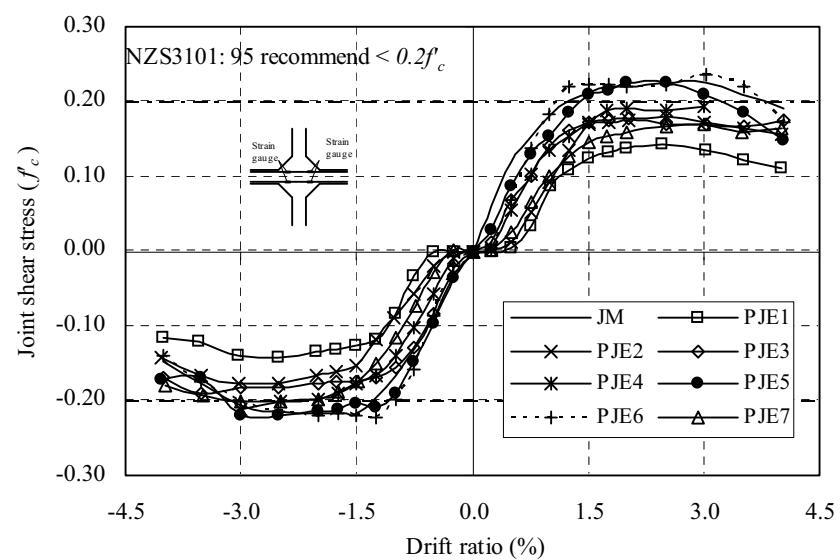
สำหรับชิ้นทดสอบเสริมกำลังเมื่อคำนวณความเค้นที่ถ่ายเข้าสู่ปลายส่วนเสริมกำลัง โดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพดังแสดงในตารางที่ 5.1 สามารถแสดงกราฟระหว่างความเค้นเฉือนกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ดังรูปที่ 5.47ก ซึ่งจากกราฟค่าความเค้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ $0.10f'_c$, $0.09f'_c$, $0.09f'_c$, $0.11f'_c$, $0.13f'_c$, $0.13f'_c$ 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

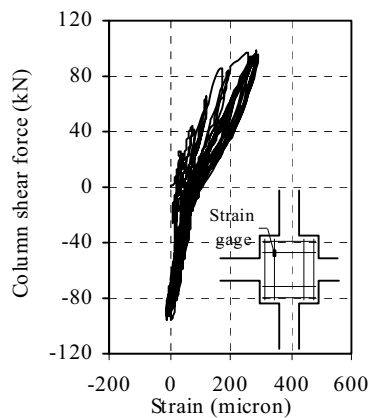
ขั้นตอน PJE1 มีวิธีการก่อสร้างที่แตกต่างจากขั้นตอนอื่น ๆ เพื่อใช้ศึกษาผลกระทบของรอยต่อก่อสร้าง จึงนำขั้นตอน PJE2 PJE4 และ PJE7 ซึ่งมีรูปแบบการวิบัติเช่นเดียวกันมาเปรียบเทียบ โดยขั้นตอน PJE1 ใช้การหล่อคอนกรีตไปพร้อมๆ กับคานและเสา ส่วนขั้นตอน PJE2 PJE4 และ PJE7 ใช้การหล่อส่วนขยายภายหลังจากที่ได้หล่อคานและเสาเสร็จเรียบร้อยแล้ว 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

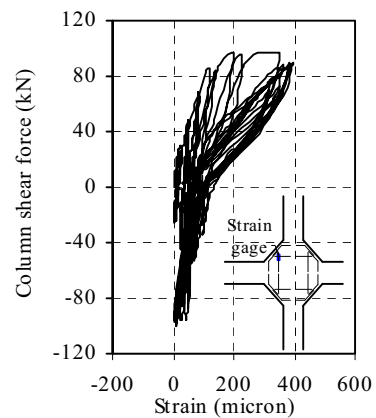
หากเปรียบเทียบระหว่างขั้นตอนที่เสริมกำลังเป็นรูปสี่เหลี่ยม (PJE1) และเป็นรูปสามเหลี่ยม (PJE2 และ PJE7) พบว่าขั้นตอนที่เสริมกำลังเป็นรูปสี่เหลี่ยมทำให้จุดต่อมีความแข็งแรงที่ดีกว่าสังเกตได้จากการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อและความเสียหายและรอยร้าวที่น้อยกว่า ขั้นตอนเสริมกำลังเป็นรูปสามเหลี่ยมสร้างจุดหมุนพลาสติกขยับเข้าใกล้กับจุดต่อมากกว่า (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

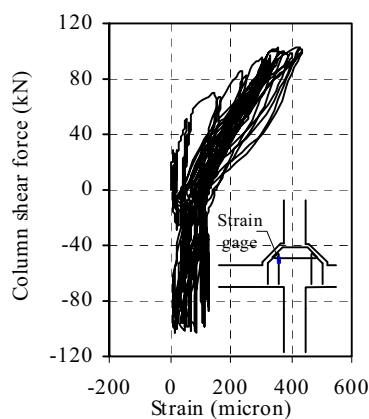
เมื่อพิจารณาชั้นทดสอบ PJE3 และ PJE4 ซึ่งเป็นชั้นทดสอบที่เสริมการโอบรัดที่เพียงพอในบริเวณจุดหมุนพลาสติกในคานโดยใช้ปริมาณเหล็กปลอกตามมาตรฐาน ACI (IMRF) ช่วยเพิ่มการโอบรัดคอนกรีต ชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้ชั้นทดสอบทั้งคู่สามารถต้านทานแรงกระทำได้จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ถึง $\pm 4.0\%$ และมีความเหนียวเท่ากับ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



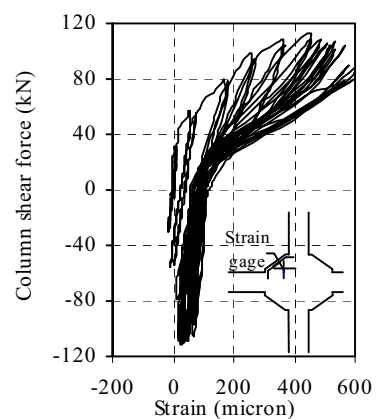
(ก) ชั้นทดสอบ PJE1



(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 สดพิเนส การดูดซับพลังงาน และมีรูปแบบการวิบัติที่ใกล้เคียงกับขั้นตอนที่ใช้คอนกรีตเช่นกัน โดยจุดสำคัญคือการเลือกใช้สลักเกลียวเคมีที่มีขนาดที่เหมาะสมที่ช่วยยึดคอนกรีตกับบ่าเหล็กได้ดีเพื่อด้านทานแรงกระทำ

จ) การเสริมกำลังด้านบนหรือด้านล่างอย่างเดียว

หากเปรียบเทียบระหว่าง ขั้นตอนการเสริมกำลังด้านบนอย่างเดียว (PJE4) กับขั้นตอนการเสริมกำลังด้านล่างเพียงอย่างเดียว (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 แม้ว่าเมื่อตรวจสอบอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางคาน (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
สติเฟนตั้งแต่ 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 และการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน

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 โดยวิธีการประกอบด้วยการตรวจสอบอัตราส่วนของแรงดัดกำลัง (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 เฟอร์โรซีเมนต์ 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 ๘-8 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

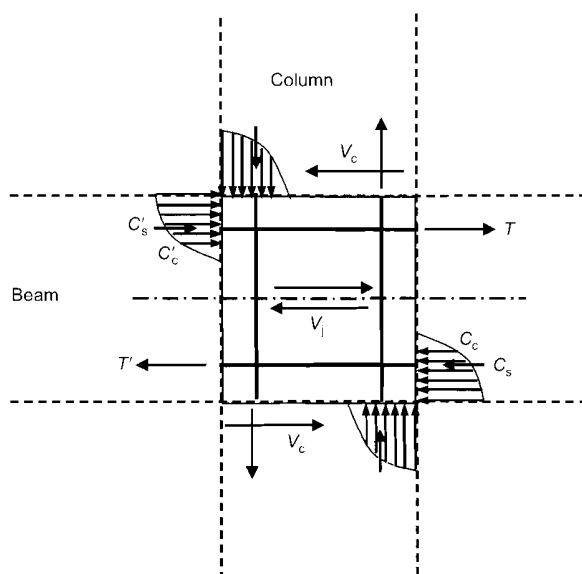


Fig. 1. Horizontal shear force in joint core

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

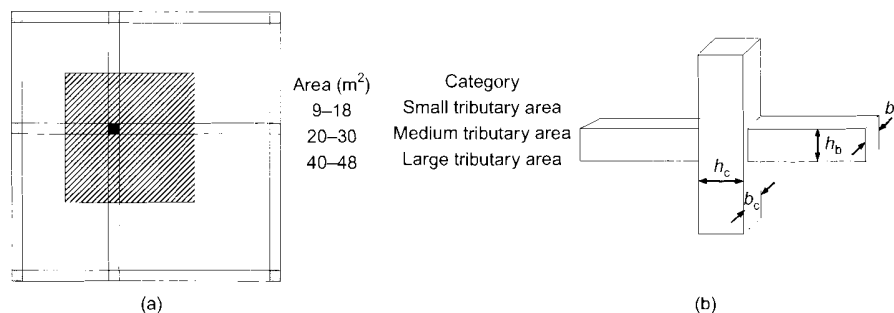


Fig. 2. Definition of column tributary area and joint dimensions: (a) definition of column tributary area; (b) joint dimensions

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

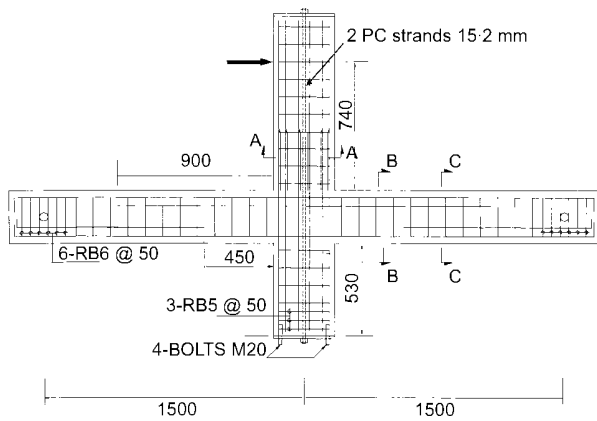


Fig. 3. Geometry, dimensions and reinforcement of all specimens (unit: mm)

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
	Section B-B	Section B-B	Section B-B
Beam detail	Section C-C	Section C-C	Section C-C

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

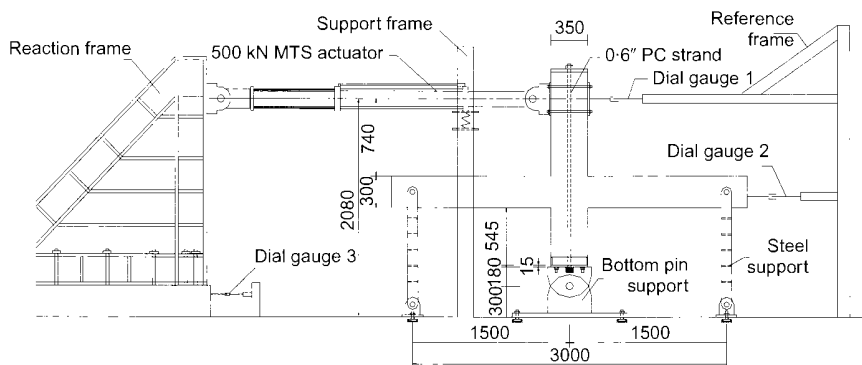


Fig. 5. Test set-up

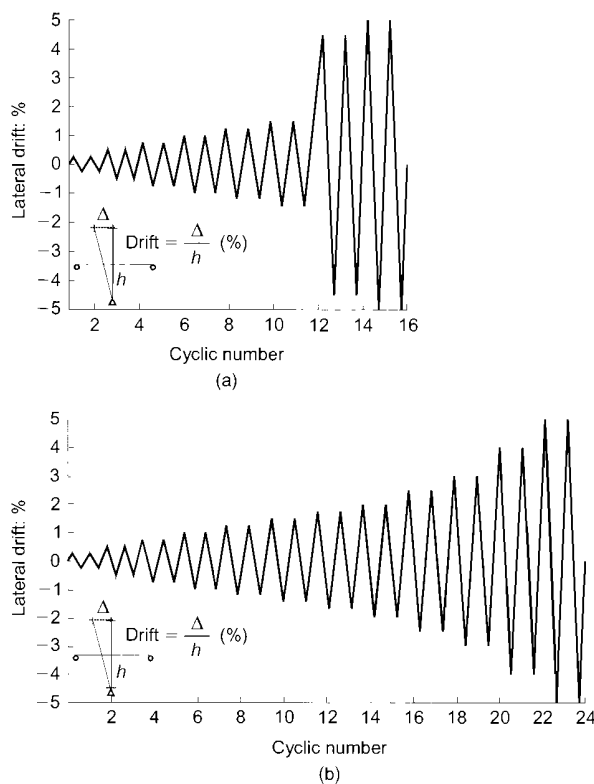


Fig. 6. Displacement history of each specimen: (a) JL specimen; (b) JM and JS specimens

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-

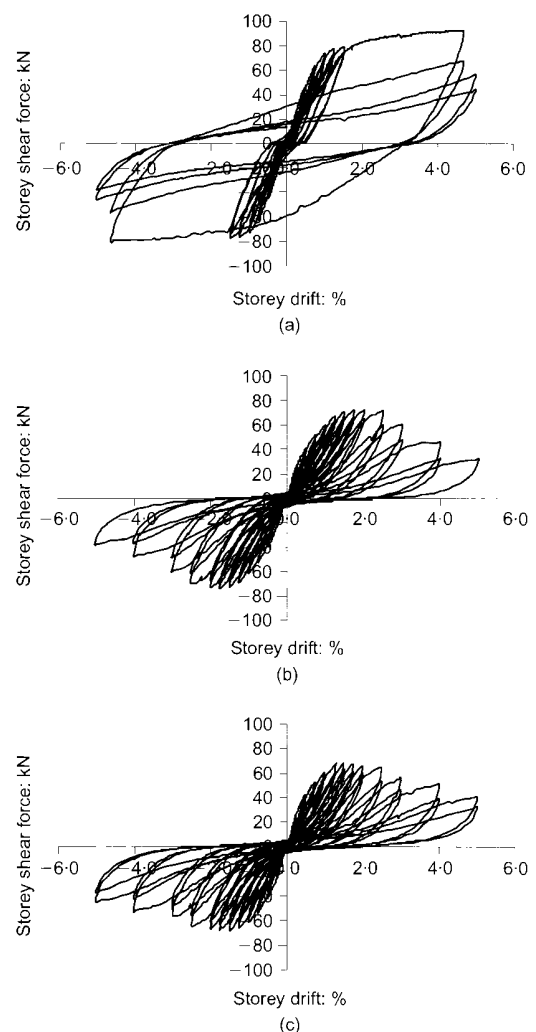


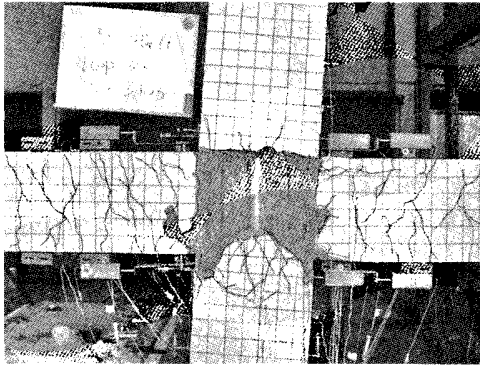
Fig. 7. Relationship between applied load and displacement of each specimen: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

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.

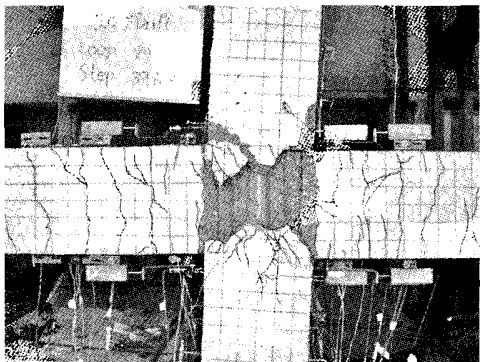
The behaviour of JM and JS was similar and hence they are discussed together. The flexural cracks were observed in the beam in early 0–0.25% drift ratio. The first diagonal cracks were found in the joint core at 0.5% drift ratio. They formed the X-pattern following



(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

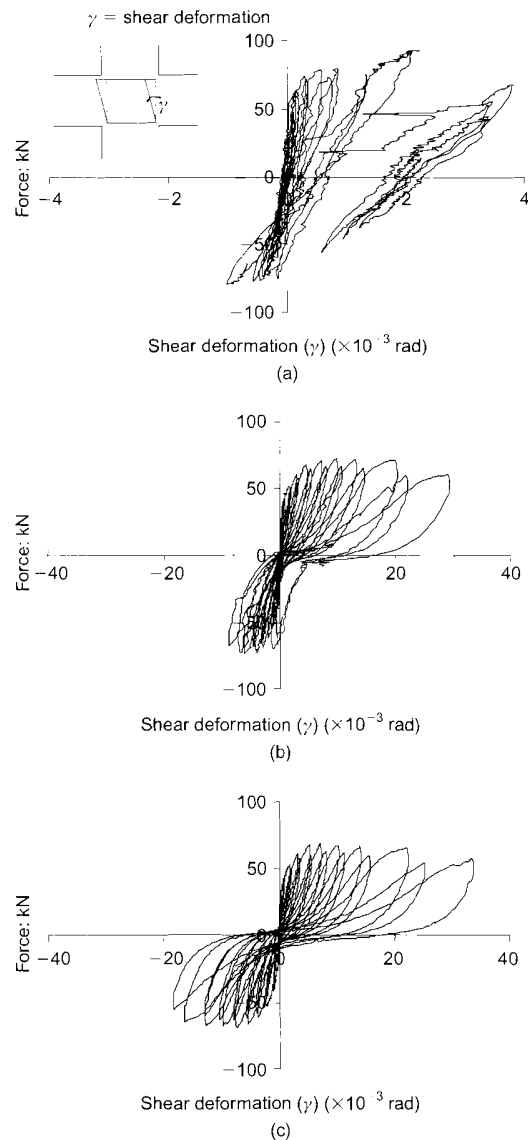


Fig. 9. Force-joint shear deformation relationship of each specimen: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

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

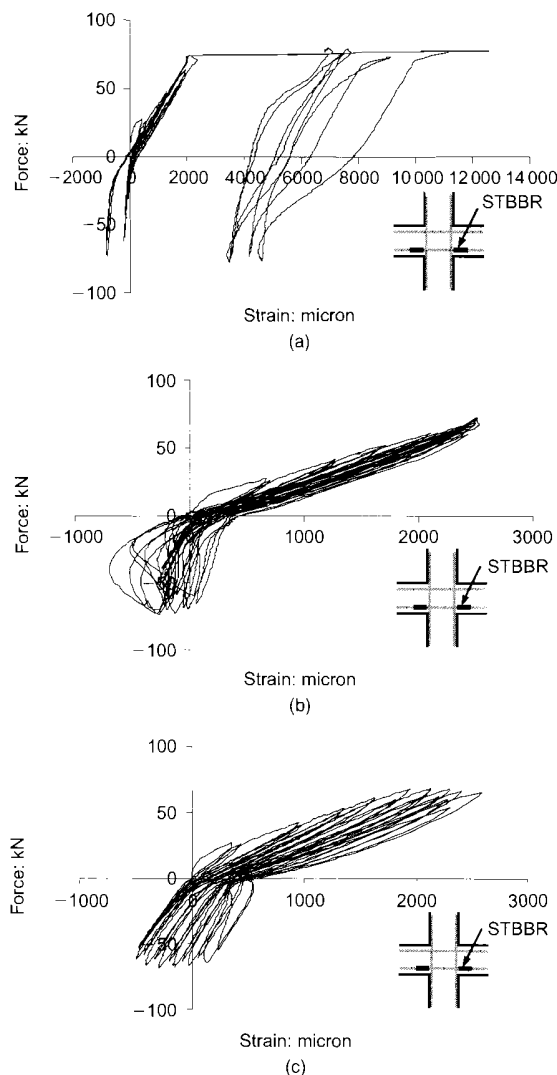


Fig. 10. Strain of bottom beam bar (STBBR) at 50 mm away from the joint face: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

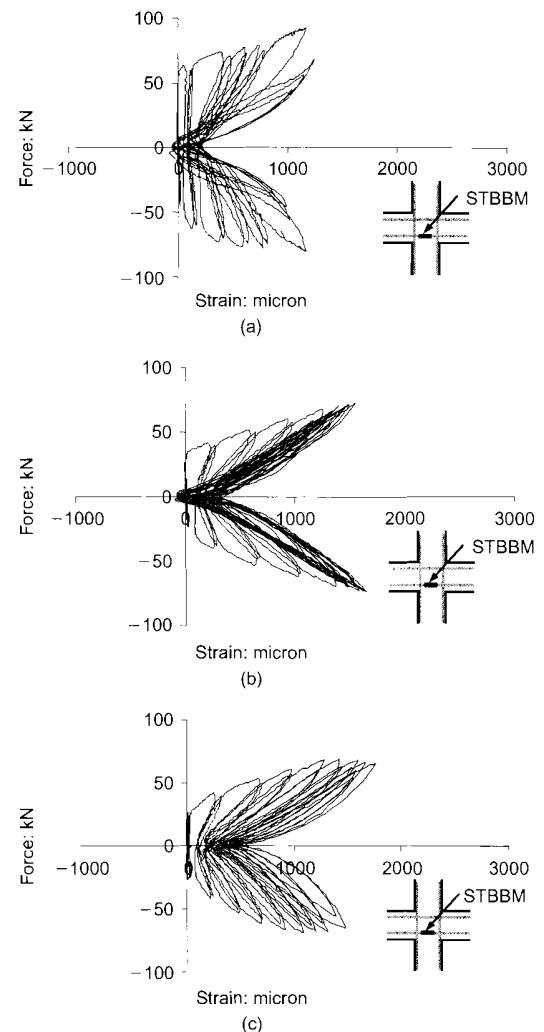


Fig. 11. Strain of bottom beam bar (STBBM) at the middle of joint: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

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.

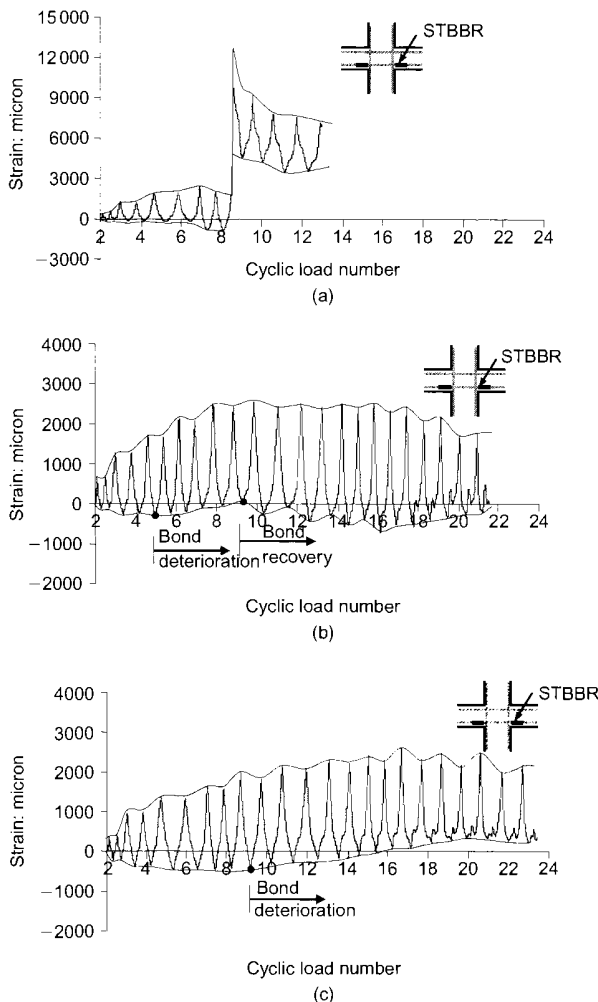


Fig. 12. Strain history of bottom beam bar (STBBR) at 50 mm away from the joint face: (a) specimen JL; (b) specimen JM; (c) specimen JS

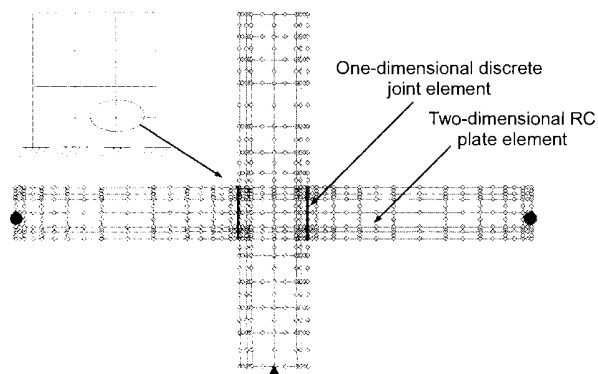


Fig. 13. Typical finite element model of RC interior beam–column connection

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

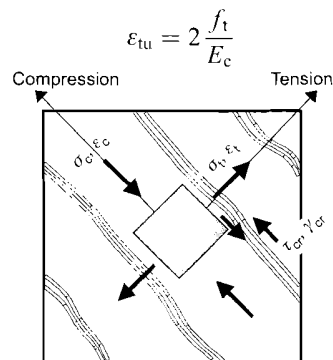
$$\varepsilon_{tu} = 2 \frac{f_t}{E_c} \quad (1)$$


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

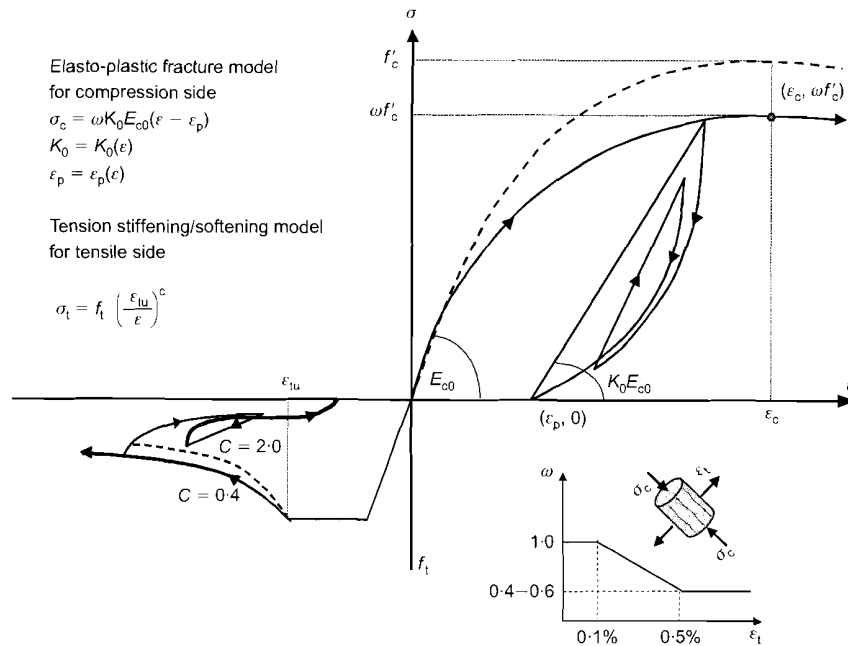


Fig. 15. Combined compression-tension model for normal stress parallel and orthogonal to a crack

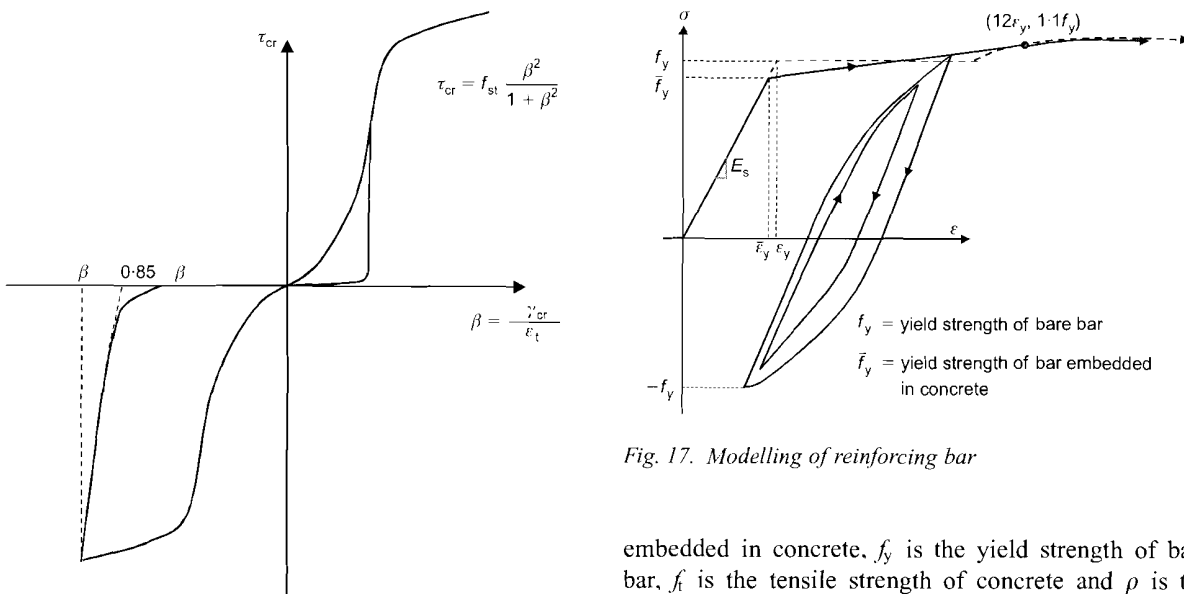


Fig. 17. Modelling of reinforcing bar

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

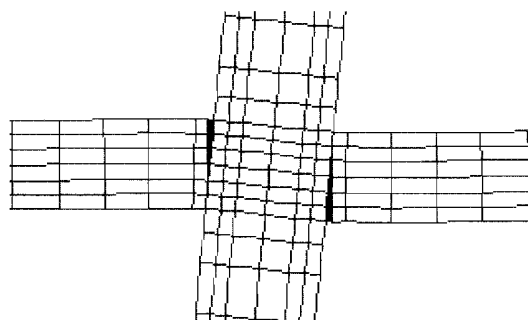
embedded in concrete, f_y is the yield strength of bare bar, f_t is the tensile strength of concrete and ρ is the reinforcement ratio. The second part of the model is the straight line joining the average yield point to the point $(12\epsilon_y, 1.1f_y)$ and the last part follows the bare bar model up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

Comparison between finite element analysis and tests

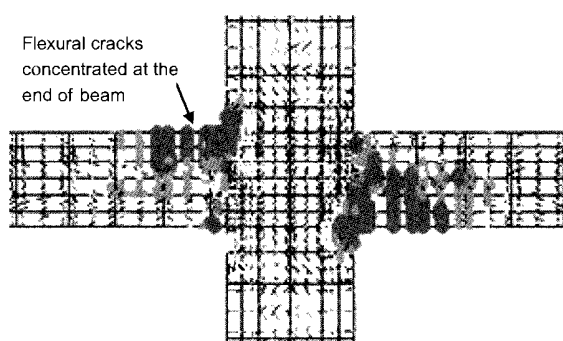
The comparison between experiment and analysis is given in Table 5. The analytical deformed shape and cracking pattern of specimen JL are shown in Fig. 18 compared with the experimental results. FEM demonstrates extensive cracks and deformation at the ends of beam indicating flexural failure. The opening 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



(a)



(b)

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

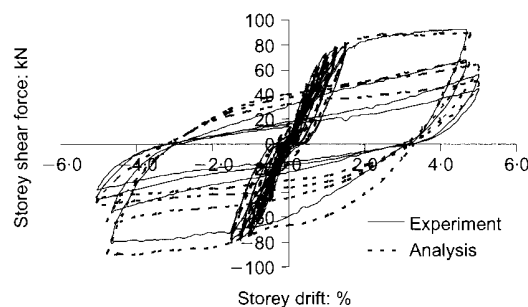


Fig. 19. Comparison between analytical and experimental load versus displacement of specimen JL

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

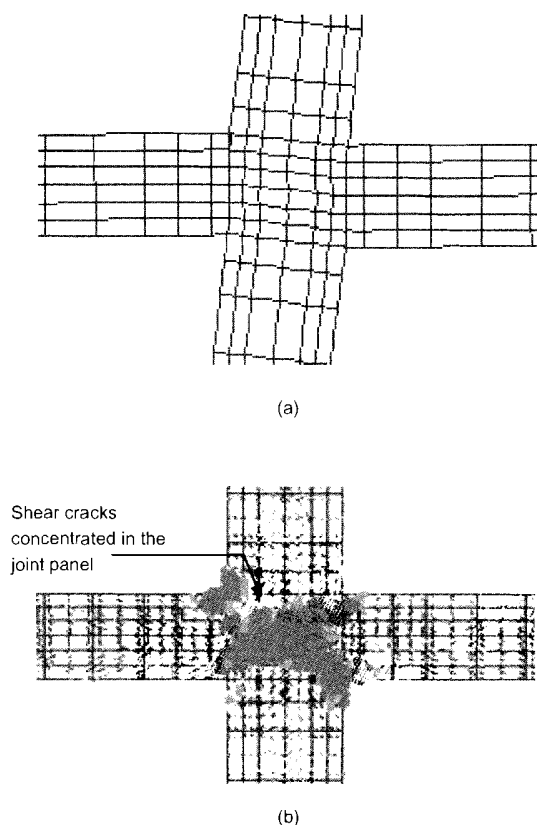


Fig. 20. Simulation of deformed shape and cracking pattern of specimen JM: (a) deformation; (b) cracking pattern

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

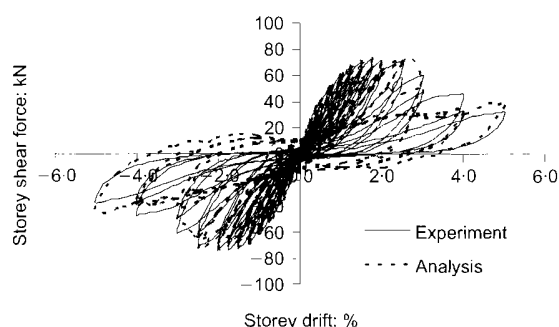


Fig. 21. Comparison between analytical and experimental load versus displacement of specimen JM

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.

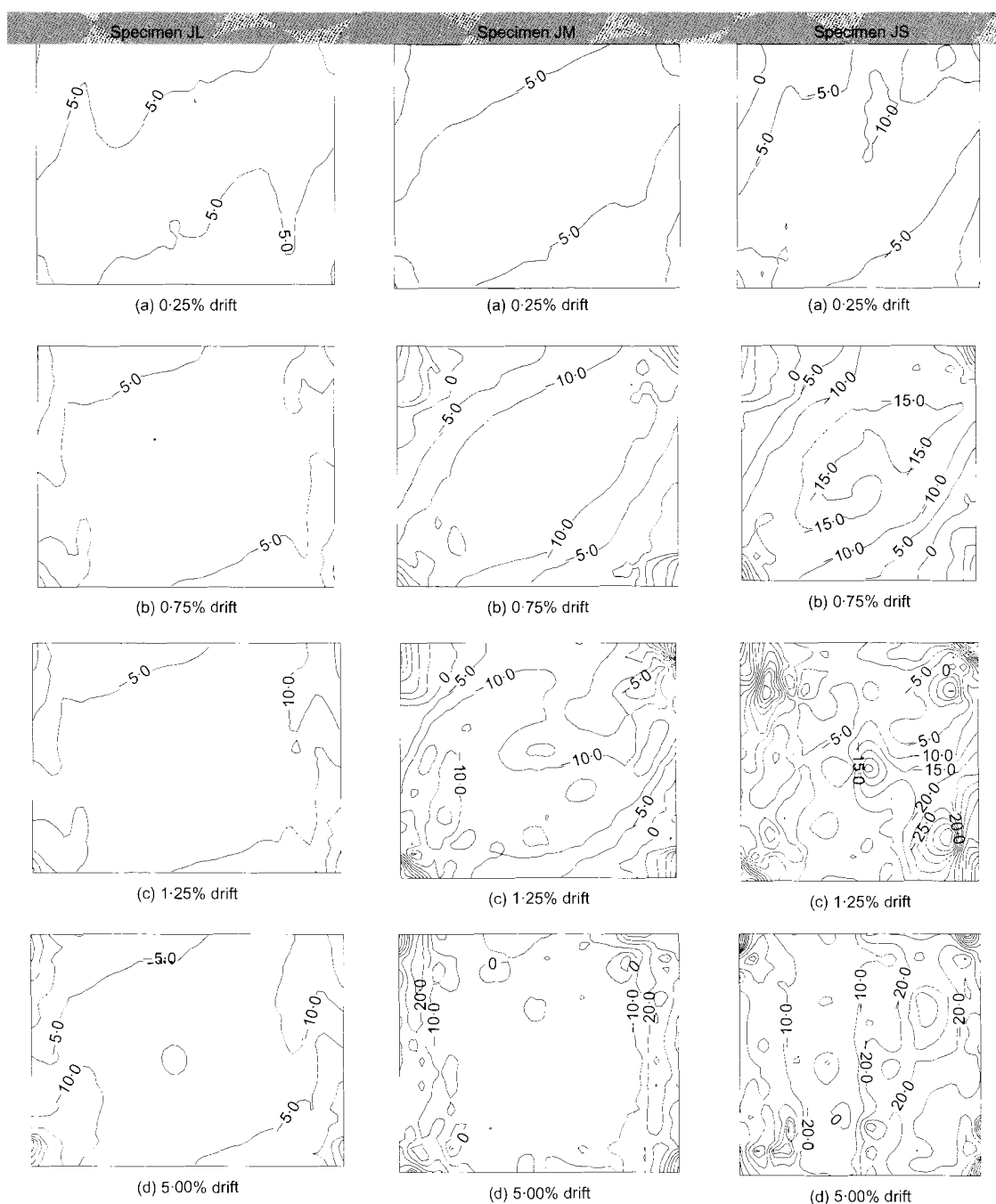


Fig. 22. Principal compressive stresses (unit: MPa) of each specimen

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,

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

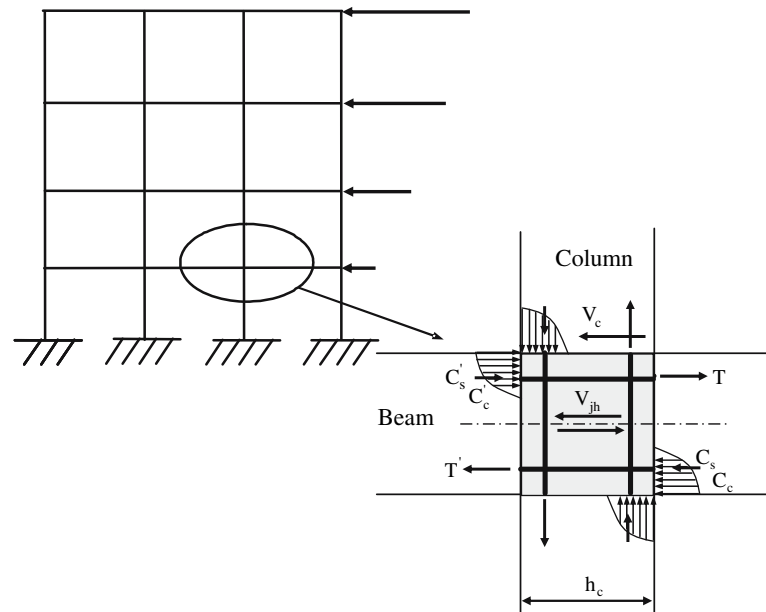
$$V_{jh} = T + T' - V_c \quad (2)$$

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

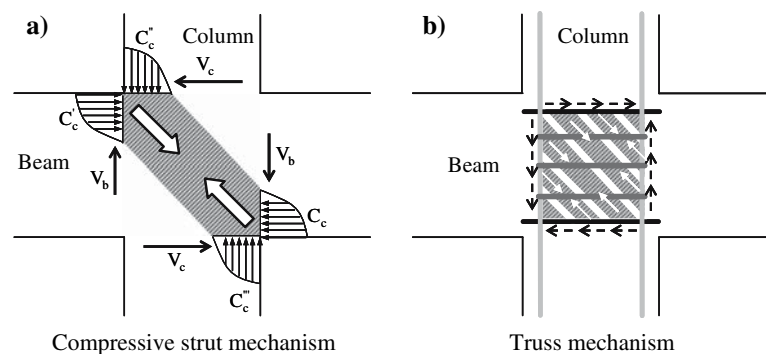


Fig. 1. Hence, the bar must develop bond force within limited column depth to equilibrate these forces. To prevent bar slip within the joint, the ACI code limits the minimum column size to bar diameter ratio to be 20 for special moment resisting frame (SMRF). However, no provision is stated for intermediate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

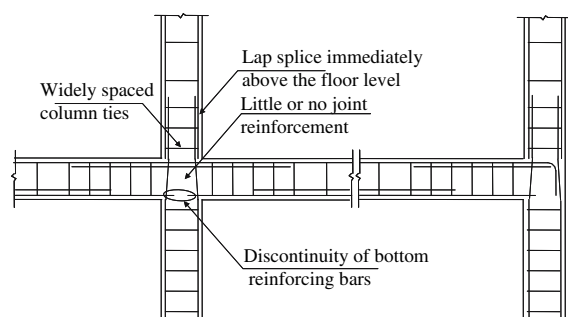


Fig. 3 Typical non-seismic reinforcing detail of RC frame designed for gravity load only

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

For specimen J1,J2,J3A,J3B
18-DB12
Stirrup 3-φ3 @ 100

400

300

For specimen J4
26-DB12
Stirrup 4-φ3 @ 100

2 PC strands 15.2 mm.

740

Joint detailing of each specimen shown in Fig 5

SECTION B-B

SECTION C-C

6-RB5 @ 50

450

900

3-RB5 @ 50

4-BOLTS M20

530

175

300

6-DB12
Stirrup
3-φ3 @ 100
4-DB12

175

300

6-DB12
Stirrup
3-φ3 @ 100
6-DB12

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.

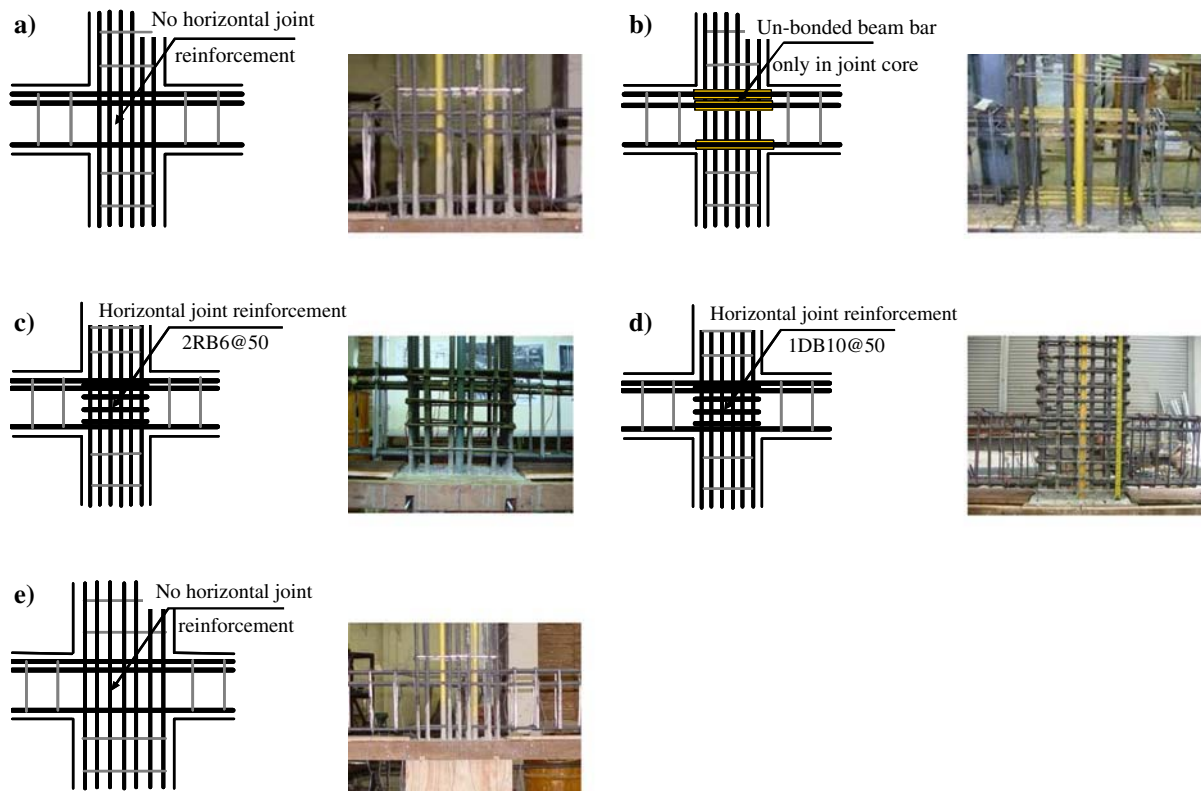
3.1 General observation, crack patterns and failure mode

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

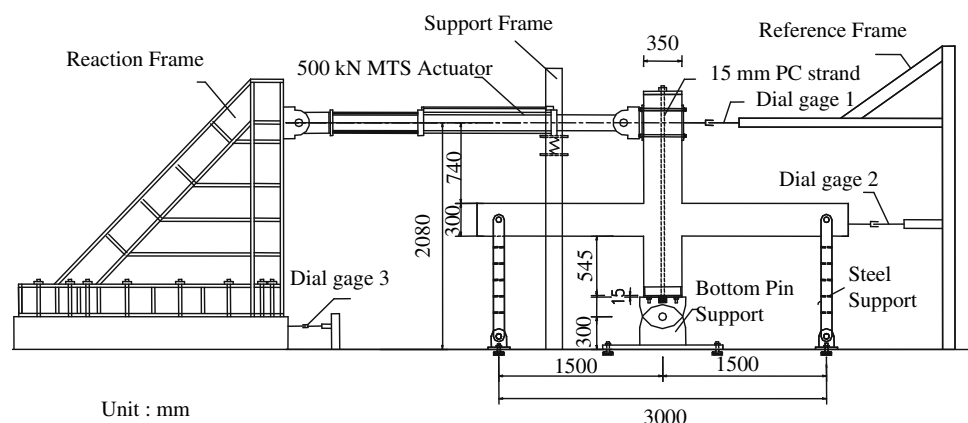
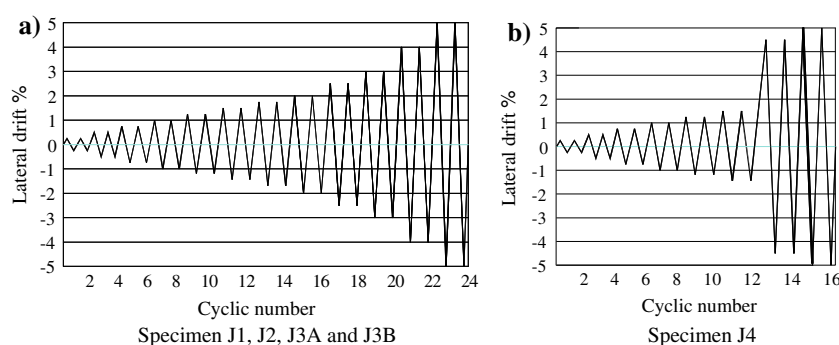


Fig. 6 Experimental Set-up

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



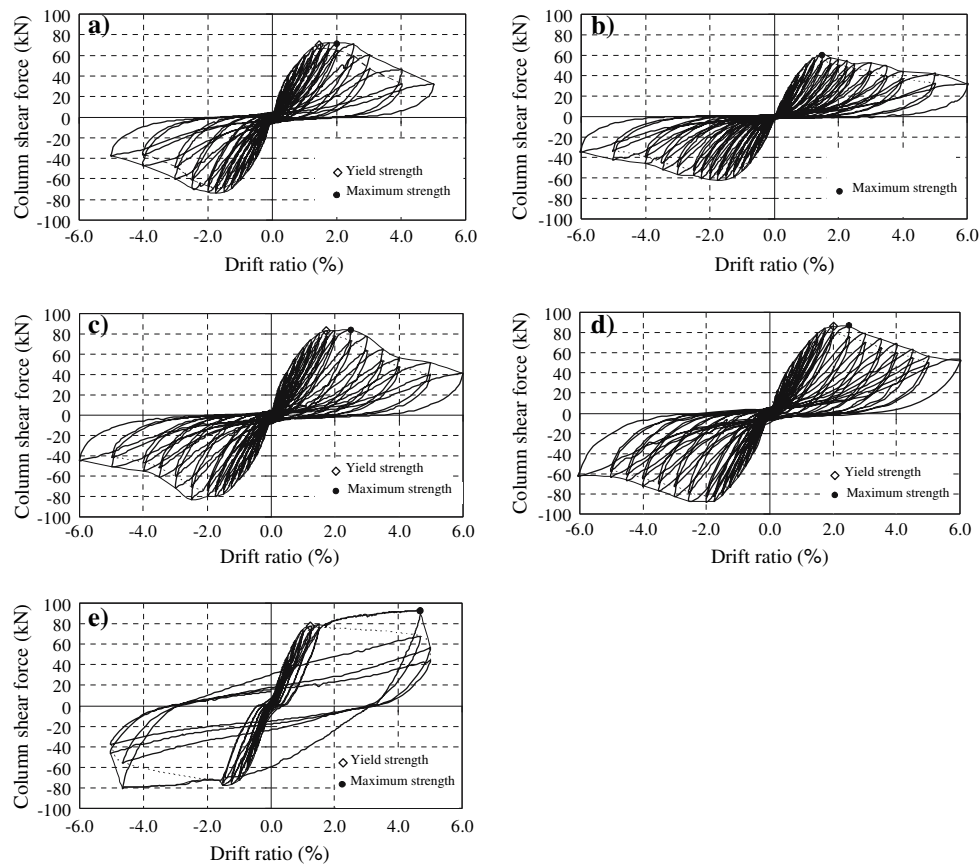


Fig. 9 Relationship between column shear force and drift ratio. (a) Specimen J1 (b) Specimen J2 (c) Specimen J3A (d) Specimen J3B (e) Specimen J4

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

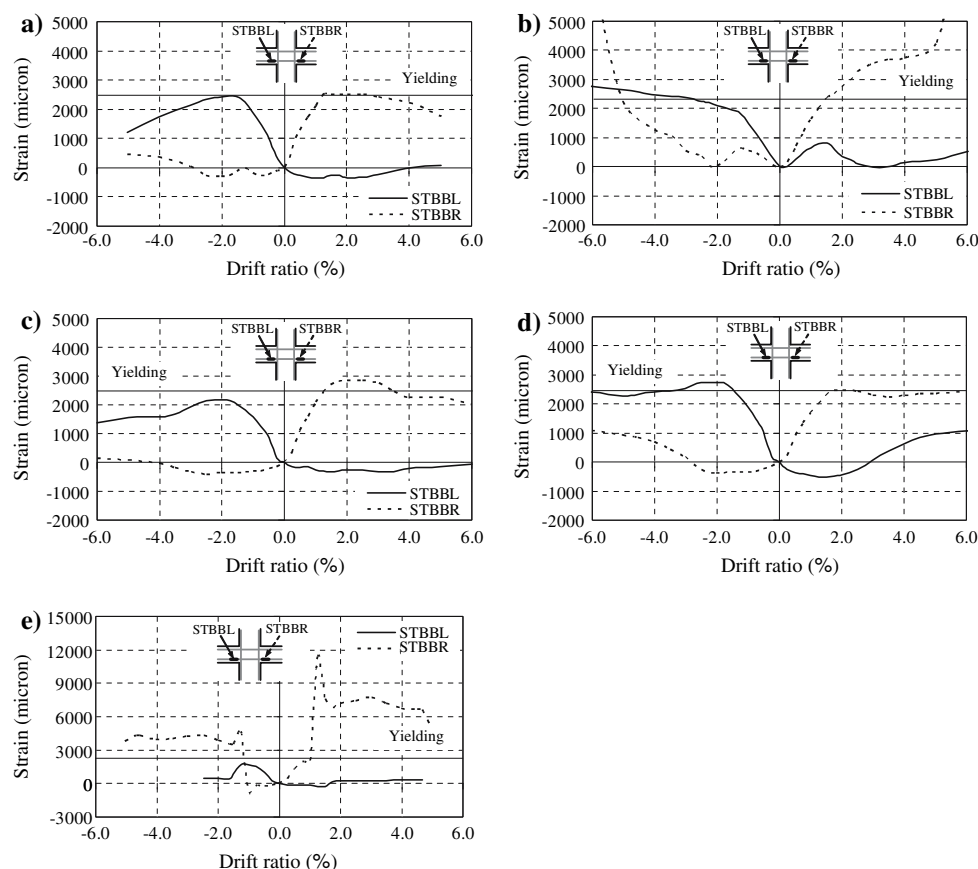


Fig. 10 Relationship between the strain of beam bar and drift ratio. (a) Specimen J1 (b) Specimen J2 (c) Specimen J3A (d) Specimen J3B (e) Specimen J4

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.

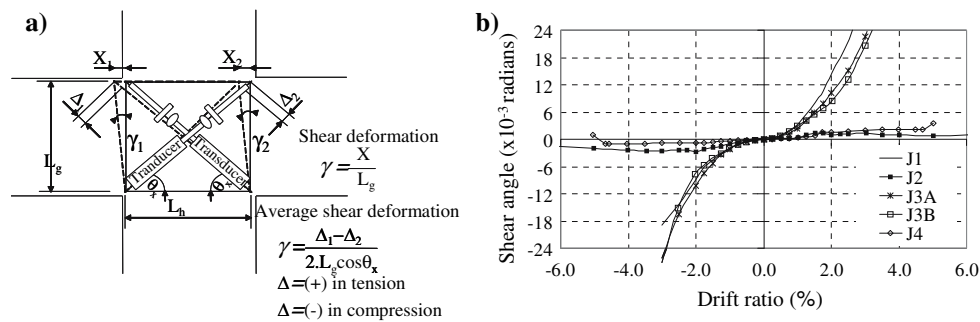


Fig. 11 Joint shear deformation measurement and relationship between joint shear angle and drift ratio. (a) Measurement of joint shear deformation. (b) Relationship between joint shear angle and drift ratio

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

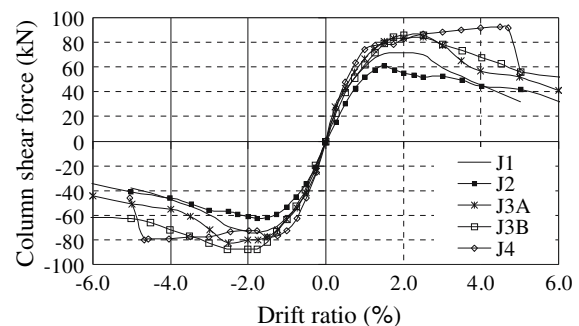


Fig. 12 Relationship between column shear envelope and drift ratio

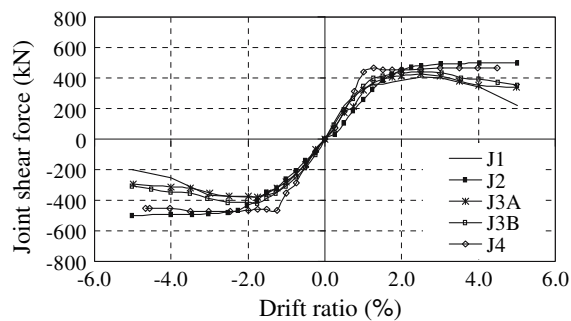


Fig. 13 Relationship between joint shear force and drift ratio

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

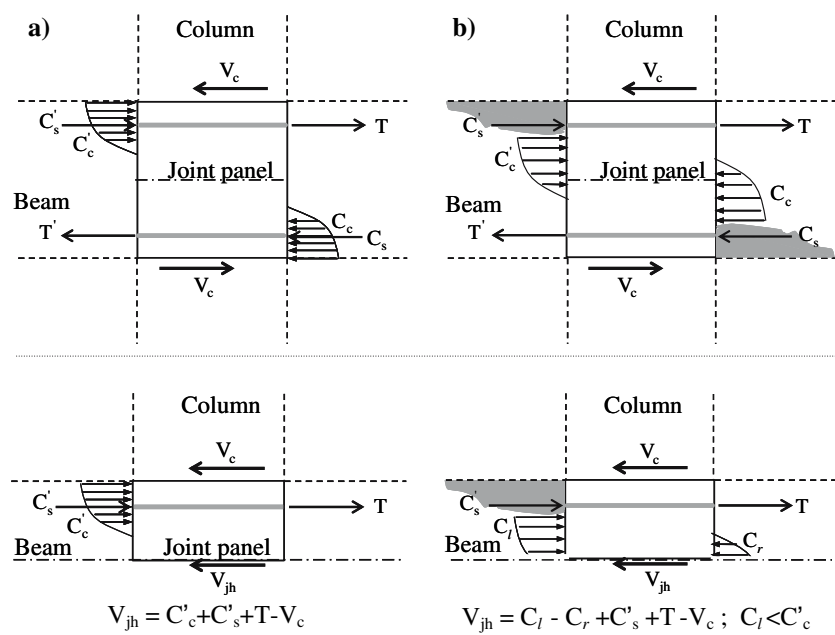
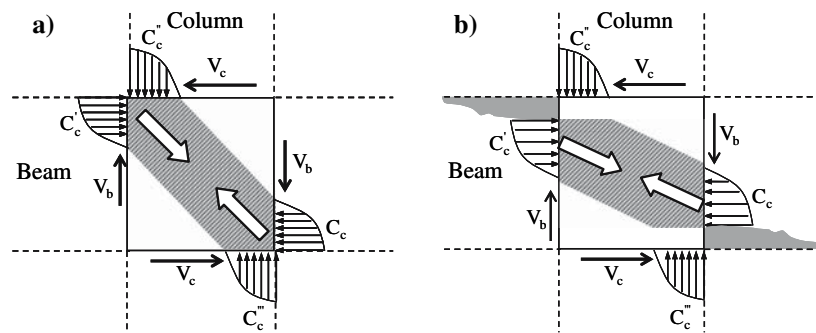


Fig. 15 Change in strut geometry after spalling of beam section. (a) Concrete diagonal strut. (b) Concrete strut after spalling of beam section



column joint in substandard existing frame may perform in a moderately ductile flexural mode if the size of column is large. The research is needed to investigate the size and stress condition of column that can serve to prioritize substandard RC buildings for seismic rehabilitation.

2. The provision of substantial horizontal joint reinforcement may not prevent joint shear failure even though the bond was not lost. The ACI minimum joint shear reinforcement may thus not be adequate for moderately ductile joint performance.
3. Within the scope of the test program, the complete un-bonding of bar within the joint was found to cause only a slight reduction in column shear. In addition, un-bonding the bar may reduce the joint damage and avoid the joint shear failure, which is favored in terms of post-earthquake repair. In this regards, the un-bonding can perhaps be considered for new construction. Further research is needed to clarify the behavior of joint with un-bonded bars.
4. The development of tensile strain in steel bars was related to the failure mode and was not dependent on bond anchorage in joint core. When the failure occurred in beam, high tensile strain was developed in steel but when the failure occurred in joint, the strain in steel was reduced. The reinforcement could develop high plastic strain even without bond in the joint. The anchorage zone may be found along the bar outside the joint region.
5. In specimen with un-bonded bar, the loss of spalled concrete section may reduce the joint shear force by moving down the compression stress block. The compression resultant on

opposite faces then became aligned with flatter inclination. The capacity of compression strut thus increases, which prevents joint shear failure and reduces joint damage.

In view of the significance of the problem, further research works related to anchorage bond, joint shear stress and horizontal joint reinforcements are highly needed to strengthen the above conclusions and to realize the implementation of the findings in this paper. The condition of existing stress and strain due to gravity load on beam should also be studied.

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

References

1. Paulay T, Park R, Priesley MJN (1978) Reinforced concrete beam–column joints under seismic actions. *ACI Struct J* 75:585–593
2. Bonacci J, Pantazopoulou S (1993) Parametric investigation of joint mechanics. *ACI Struct J* 90(1):61–71
3. Shiohara H (2001) New model for shear failure of RC interior beam–column connections. *J Struct Eng ASCE* 127:152–160
4. Kitayama K, Otani S, Aoyama H (1991) Development of design criteria for RC interior beam–column joints. *ACI SP-123 Design of beam–column joints for seismic resistance*. American Concrete Institute, Michigan, pp 97–123
5. Standards New Zealand (1995) *Design of concrete structure*. (NZS 3101:1995). Wellington, New Zealand
6. ACI Committee 318 (2005) *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Michigan, USA
7. El-Attar AG, White RN, Gergeley P (1997) Behavior of gravity load designed reinforced concrete buildings subjected to earthquakes. *ACI Struct J* 94(2):133–145
8. Hakuto S, Park R, Tanaka H (2000) Seismic load tests on interior and exterior beam–column joints with substandard reinforcing details. *ACI Struct J* 97(1):11–25
9. Aycardi LE, Mander JB, Reinhorn AM (1994) Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed

- only for gravity loads: experimental performance of sub-assemblages. *ACI Struct J* 91(5):552–563
10. Warnichai P (2004) Development of seismic design requirements for buildings in Bangkok against the effects of distant large earthquakes. Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver
 11. Chaimahawan P, Pimanmas A (2006) Seismic vulnerability of existing reinforced concrete buildings in Bangkok. Proceedings of the 5th international symposium on new technologies for urban safety of megacities in Asia (US-MCA), Thailand
 12. Kato B (1979) Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic actions. Proceedings of AICAP-CEB symposium on structural concrete under severe seismic actions, Rome, Bulletin D' Information No. 131, pp 7–27

Seismic retrofit of substandard beam-column joint by planar joint expansion

Preeda Chaimahawan · Amorn Pimanmas

Received: 1 June 2007 / Accepted: 15 May 2008
© RILEM 2008

Abstract A seismic retrofit technique for existing reinforced concrete beam-column connections using planar joint expansion is proposed. The method is based on a two-dimensional expansion of beam-column joint using cast in-situ concrete and dowel bars. The method is economical and architecturally acceptable. Three half-scale sub-standard beam-column specimens were tested under quasi-static cyclic loading. One was control specimen and the other two were retrofitted specimens with triangular and square joint expansion. According to test results, the control specimen showed brittle joint shear failure while retrofitted specimens showed beam flexural failure. The strength, stiffness, energy dissipation and ductility of retrofitted specimens were greatly improved. The planar joint expansion is effective to reduce joint shear stress and improve anchorage bond of beam bar within the joint. The plastic hinge formation can be moved away from column face, thus preventing joint shear failure. The triangular and square expansions perform almost equally well. The construction joints formed at the interfaces between specimen and joint expansion do not produce an adverse effect in cyclic behavior.

Keywords Substandard beam-column connection · Joint shear failure · Seismic retrofit · Planar joint expansion · Plastic hinge

Notations

b_b	Beam width
b_c	Column width
d_b	Diameter of longitudinal beam bar
f'_c	Cylindrical compressive strength of concrete
f_y	Yield strength of steel
h_b	Beam depth
h_c	Column depth
h_h	Dimension of joint expansion along beam
h_v	Dimension of joint expansion along column
b_p	Width of joint expansion
M_{nb}	Moment capacity of beam
M_{nc}	Moment capacity of column
T	Tension force
T'	Tension force on opposite section
V_c	Column shear force
V_{cj}	Column shear force transmitted in joint core
V_{jh}	Horizontal joint shear force
V_n	Joint shear capacity
v_{jh}	Joint shear stress
ρ_s	Volumetric ratio of joint reinforcement
BI	Bond index
γ	Joint shear deformation
a	Horizontal distance of measuring point
b	Vertical distance of measuring point

P. Chaimahawan · 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



- Δ_1 Displacement measured from transducer 1
 Δ_2 Displacement measured from transducer 2

1 Introduction

In many regions of the world, there are many existing reinforced concrete buildings not designed for seismic actions. In particular, buildings constructed before 1970 are likely to possess non-ductile reinforcement details owing to older seismic design codes that do not incorporate capacity design concept [1]. Moreover, many buildings in zones of low seismicity, such as the eastern and central parts of the United States [2–4] and Southeast Asian countries like Thailand, Singapore and Malaysia, are normally designed for gravity load only. The design of buildings usually follows the American Concrete Building code (ACI) in Thailand and British code (BS) in Singapore and Malaysia.

Recent seismic studies [5] have indicated that damaging earthquakes can occur in these regions. Recently, the 2004 Sumatra earthquake recorded at a magnitude of 9.3 on Richter Scale has caused violent shaking of many buildings in Bangkok though the epicenter is more than 800 km far away. The quake has raised public concern on seismic safety of buildings. The seismic evaluation program of existing buildings in Bangkok has revealed seismic deficiencies of reinforced concrete buildings [6]. Interior beam-column connection is identified as one of the most critical components. In many cases, the failure of beam-column joints can lead to the entire collapse of buildings.

The common failure modes of beam-column joint are joint shear failure and anchorage failure of longitudinal beam bars passing through the joint [7, 8]. In order to mitigate seismic hazard in existing structures, researches on seismic rehabilitation of existing structures have received considerable attention during the past two decades. Several retrofitting methods for beam-column joints have been proposed. Concrete jacketing of beam-column joint is one of the common techniques [9]. However, this method produces protruding parts of jacketing in floor space which is of architectural limitation for practical use.

Strengthening joint shear resistance by using steel plates, rods, and jackets has been tested by Beres

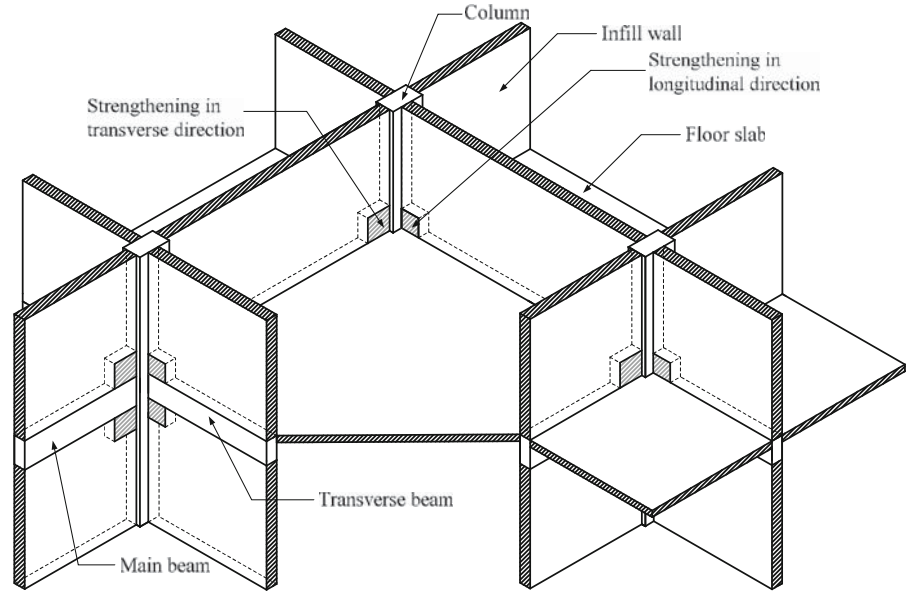
et al. [10] and Ghobarah et al. [11]. The steel jacketing has proved successful in upgrading the shear strength of the joint. However, the corrosion potential and the need to fireproof the added steel elements posed a challenge to widespread application of the procedure.

The use of fiber-reinforced polymer (FRP) materials for increasing joint shear strength has been investigated by several researchers [12–16]. FRP composites have the advantages of fast and easy application, high strength to weight ratio and corrosion resistance. Externally bonded glass or carbon composite materials (GFRP or CFRP) are attached to the faces of the joint by using epoxy resin. Significant improvements in joint strength and ductility have been achieved.

In this paper, a joint retrofitting technique called “planar joint expansion” is proposed. In this method, the beam-column joint is two-dimensionally enlarged by cast in-situ concrete. The in-situ cast joint expansion can be independently installed in transverse and longitudinal directions (Fig. 1). The method is comparatively easy in application. No slab perforation is required. Since conventional materials are used, the method is cost-effective. In terms of architectural concern, the planar joint expansion can be hidden in infill walls or non-structural walls with less than 5% coverage area. Unlike concrete jacketing, there are no protruding parts of joint expansion, hence the full floor space is available, making the method architecturally acceptable. Besides using cast in-situ concrete as planar joint expansion, it may be possible to use steel angles to perform similar functions. The authors are conducting the experimental program to investigate the use of steel angle alternative for planar joint expansion.

Like other strengthening methods, the planar joint expansion has limitations. Due to shortened member length, beams and columns are more prone to shear failure. The member stiffness also increases, which may attract more lateral seismic force. Hence, it may be necessary to examine the likelihood of member shear failure and reanalyze the structure with increased stiffness. Moreover, the method is applicable to beam-column joint that lacks sufficient joint shear capacity and beam bar anchorage bond. In case that the frame is prone to column sway mechanism, the proposed technique may not be relevant. Other suitable

Fig. 1 3D Beam-column frame system retrofitted with planar joint expansion



strengthening methods such as shear wall addition may be considered.

2 Design recommendations

The main objective of retrofit design is to avoid joint shear failure and to encourage beam flexural failure. In terms of structural performance, the planar joint expansion is designed to increase the joint shear capacity through increasing effective joint area, to improve the anchorage bond of longitudinal beam bar within the joint through increasing apparent column depth and to prevent lap splice failure of column longitudinal bars above the floor level.

As shown in Fig. 2, the horizontal joint shear force (V_{jh}) transferred through the joint is calculated from

$$V_{jh} = T + T' - V_{cj} \quad (1)$$

where T is the tension force, T' is tension force at opposite column face and V_{cj} is column shear force.

According to the New Zealand code [17], the joint shear stress must not be greater than $0.2f'_c$ to avoid joint shear failure. Regarding anchorage bond failure, the ACI code [18] requires the minimum column depth to bar diameter ratio (h_c/d_b) of 20. The New Zealand standard [17] provides different equations to calculate required h_c/d_b depending on whether the frame is ductile or limitedly ductile. The requirement

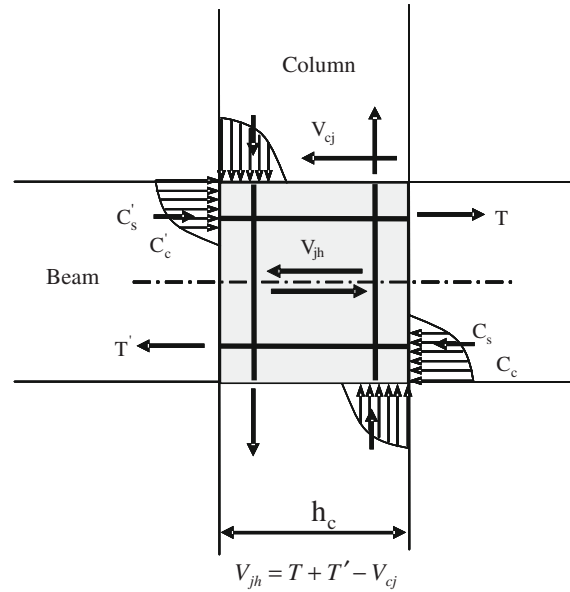


Fig. 2 Definition of joint shear V_{jh}

is given in Eqs. 2 and 3 for ductile and limitedly ductile frame, respectively.

For ductile frame

$$\frac{h_c}{d_b} \geq 1 / \left(3.3 \alpha_f \frac{\sqrt{f'_c}}{\alpha_0 f_y} \right) \quad (2)$$

For limitedly ductile frame

$$\frac{h_c}{d_b} \geq 1 / \left(3.9 \alpha_f \frac{\sqrt{f'_c}}{\alpha_o f_y} \right) \quad (3)$$

where f'_c is cylindrical strength of concrete; f_y is yield strength of steel; α_f is 0.85 for two-way frame and 1.0 for one-way frame; and α_o is 1.25 when plastic hinges in beams are developed at column faces and 1.0 when beam sections at column faces remain elastic.

The dimension of joint planar expansion is $h_h \times h_v \times b_p$ as shown in Fig. 3. The width b_p is set equal to the beam width. Dowel bars are used to fix cast in-situ expansion to beam and column. The authors propose the following design recommendations to obtain the size and reinforcement detail of planar joint expansion,

1. The joint shear force to joint shear capacity ratio is less than 1 and joint shear stress is less than $0.2f'_c$. The increased effective joint shear area after retrofitting may be calculated as shown in Fig. 4.
2. The column depth to bar diameter ratio satisfies the code requirements on anchorage bond. The planar joint expansion apparently increases the column depth as shown in Fig. 4.
3. The dowel bars are designed to resist the horizontal shear arising from the difference in moment capacity of the beam section at column face and at the edge of expansion cast.

4. Beams and columns must have sufficient capacity to resist increased shear force due to shortened member lengths.
5. The retrofitting work can be carried out with ease.

3 Experimental program

3.1 Control specimen

The experimental program consisted of three interior beam-column specimens, namely, control specimen (J0), PJE1 and PJE2. Specimen J0 represented a control un-retrofitted specimen. Specimens PJE1 and PJE2 were retrofitted by planar joint expansion. All specimens were half-scale with cruciform shape consisting of beams and columns extending from joint faces to mid-length and mid-height respectively. Since the purpose of the research was to develop a retrofitting method suitable to existing buildings, the test specimens were chosen to be as close as possible to the actual ones constructed without considering seismic effect.

For this purpose, the authors studied structural designs and drawings of ten existing buildings constructed in Thailand [5, 6]. These buildings were rigid frames with 5 to 15 stories. The building occupancy type was of essential and assembly facilities, covering schools, universities, hospitals, governmental offices and apartments. The geometrical and structural indices

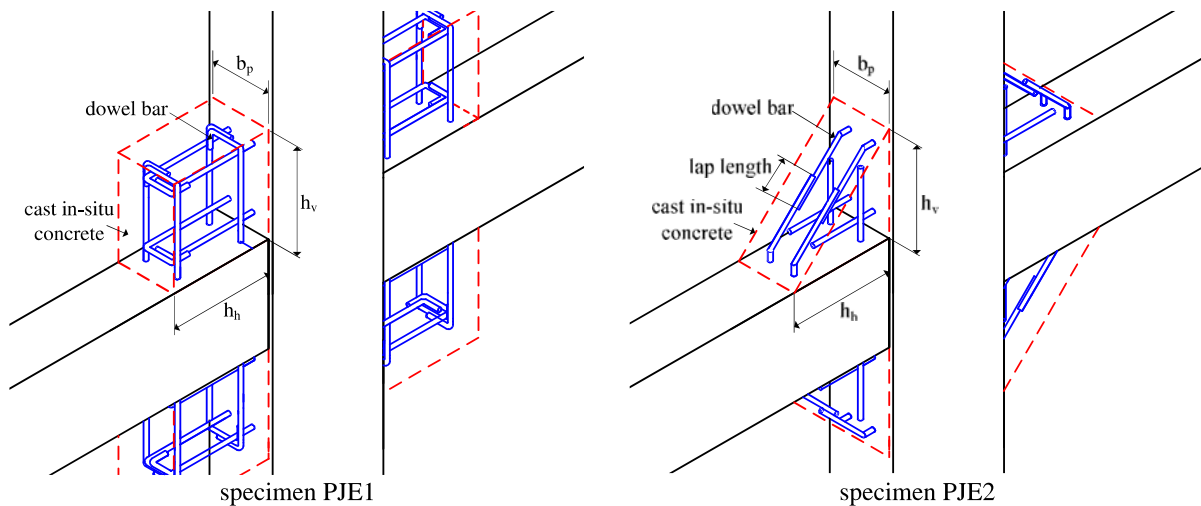
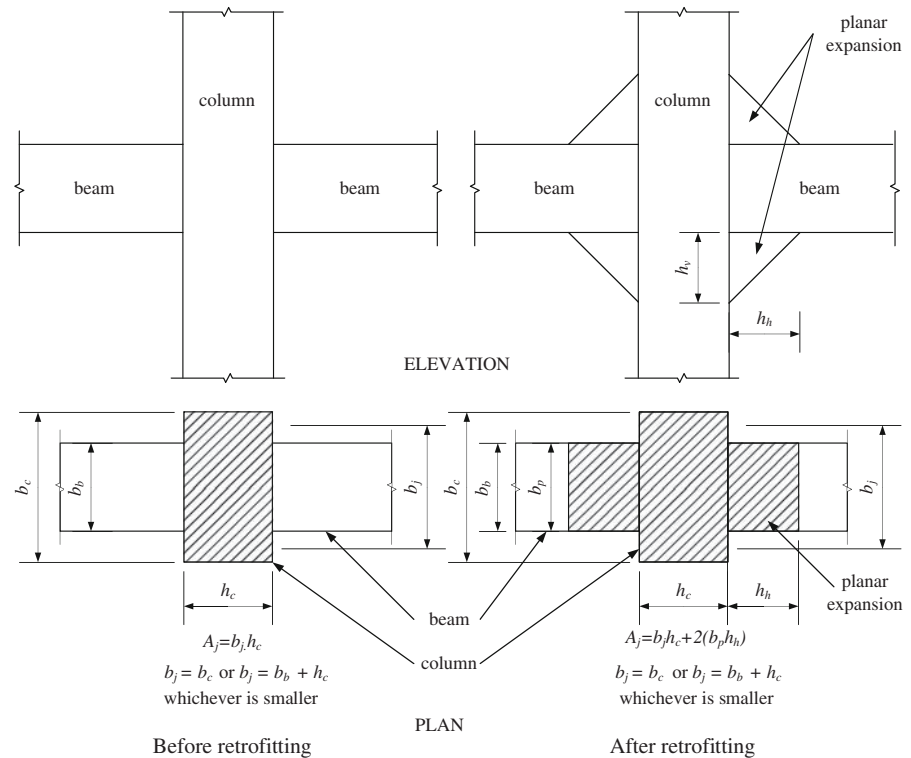


Fig. 3 3D view of planar expansion: geometry and reinforcement

Fig. 4 Effective joint area

of substandard beam-column joint were defined for these buildings. These indices were bond index (BI), column depth-to-beam bar diameter ratio (h_c/d_b), beam width-to-column width ratio (b_b/b_c), beam depth-to-column depth ratio (h_b/h_c), column flexural capacity-to-beam flexural capacity ratio (M_{nc}/M_{nb}), joint shear-to-joint shear capacity ratio (V_{jh}/V_n) and volumetric joint reinforcement ratio (ρ_s). The maximum, minimum, average and standard deviation of these indices are given in Table 1.

The half-scale control specimen (specimen J0) was designed and constructed to have geometrical and structural indices, reinforcement detail and construction method that were close to the average of the ten investigated buildings (see Table 1). The authors took the control specimen as a prototype and strengthened it by rectangular joint expansion (specimen PJE1) and triangular joint expansion (specimen PJE2).

Figure 5 shows size and reinforcement detail of the control specimen. Dimensions of column and beam sections were 200×350 mm and 175×300 mm, respectively. A comparison between the prototype specimen and the ACI Intermediate Moment Resisting

Table 1 Structural indices for beam-column joint

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
Statistical value							
Maximum	6.19	60	0.75	1.08	3.40	1.17	0.00
Minimum	2.24	24	0.50	0.63	1.54	0.91	0.00
Average	4.51	37	0.68	0.84	2.36	1.16	0.00
Standard deviation	1.65	16	0.12	0.23	0.78	0.11	0.00
Control specimen	5.12	29	0.88	0.86	2.19	1.35	0.00

Note: $BI = \frac{f_s d_b}{2 h_c \sqrt{f'_c}}$ is bond index; h_c/d_b is column depth-to-bar diameter ratio; b_b/b_c is beam width-to-column width ratio; h_b/h_c is beam depth-to-column 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 volumetric joint reinforcement ratio

Frame [18] was conducted to identify the deviation of non-ductile reinforcement details from the code. As seen in Table 2, longitudinal reinforcements satisfied the IMRF requirement, but stirrup amounts in beams and columns did not comply with IMRF requirement especially at the end of members. It is noted that the joint contained no transverse reinforcements. The lap splice location of column longitudinal bars was just above the floor level.

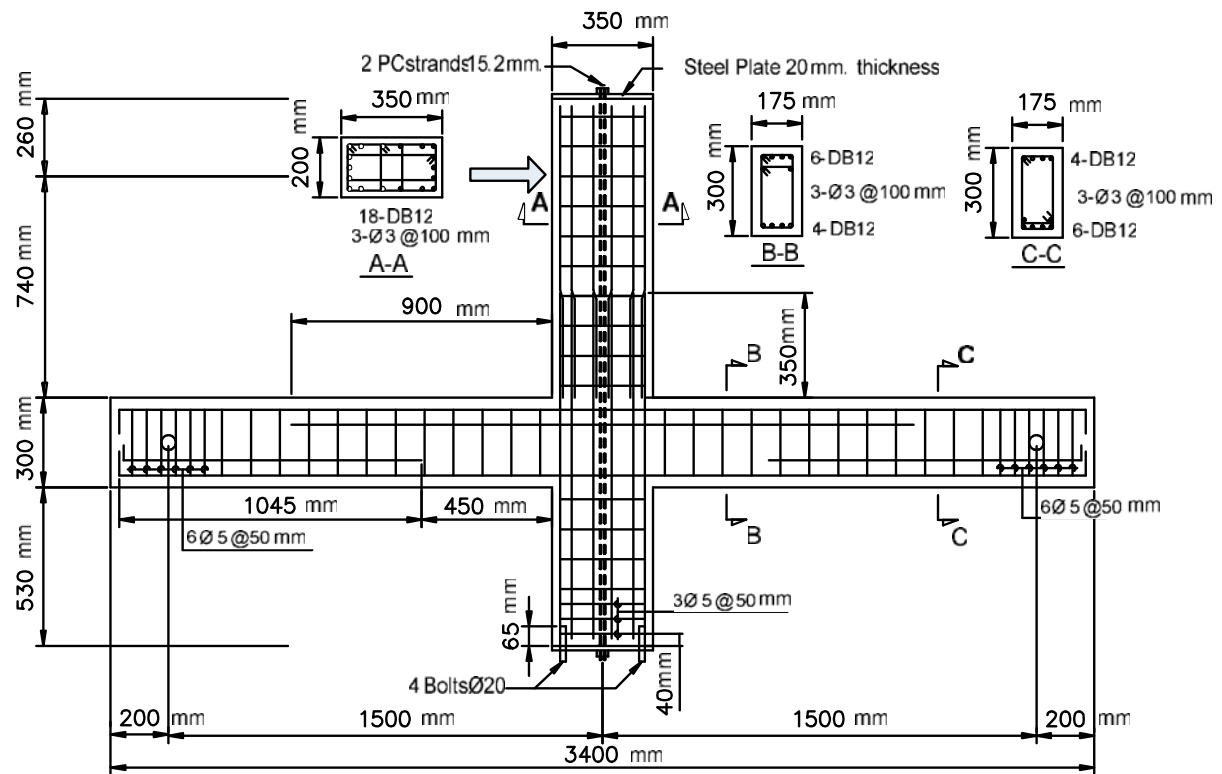


Fig. 5 Dimension and reinforcing detail of the control specimen

Table 2 Comparison between control specimen and ACI Intermediate Moment Resisting Frame [18]

		Specimen J0	Intermediate moment resisting frames	Compliance
Beam	Longitudinal bar	Top bar: 6-DB12	Top bar: 6-DB12	Compliant
	At column face M^- , M^+	Bottom bar: 4-DB12	Bottom bar: 2-DB12	
Column	Longitudinal bar	Bottom bar: 6-DB12	Top bar: 2-DB12	Compliant
	At any section M^+ , M^-	Top bar: 4-DB12	Bottom bar: 2-DB12	
	Stirrup	Stirrup	Stirrup	Non compliant
	Within S_0	3-RB3@100 mm	1-RB6@50 mm	
	Other than S_0	3-RB3@100 mm	1-RB6@120 mm	
	Stirrup	Stirrup	Stirrup	Non compliant
	Within L_0	3-RB3@100 mm	1-RB6@90 mm	
	Other than L_0	3-RB3@100 mm	1-RB6@180 mm	
	Splice	Just above floor level	No requirement	Compliant
	Location			
Joint	Within joint core	No transverse reinforcement	1-RB6@150 mm	Non compliant

Note: M^- is negative moment, M^+ is positive moment, S_0 is plastic hinge region of beam, L_0 is plastic hinge region of column, DB12 is 12 mm diameter deformed bars, RB3 is 3 mm diameter round bars and RB6 is 6 mm diameter round bars

Main reinforcements for beam and column were 12 mm diameter deformed bars. Stirrups in beam and column ties were 3-mm diameter plain mild steel.

Table 3 shows the average tested yield and tensile strengths of these bars. The average tested cylindrical compressive strength of concrete is shown in Table 4.

Table 3 Properties of reinforcing bar

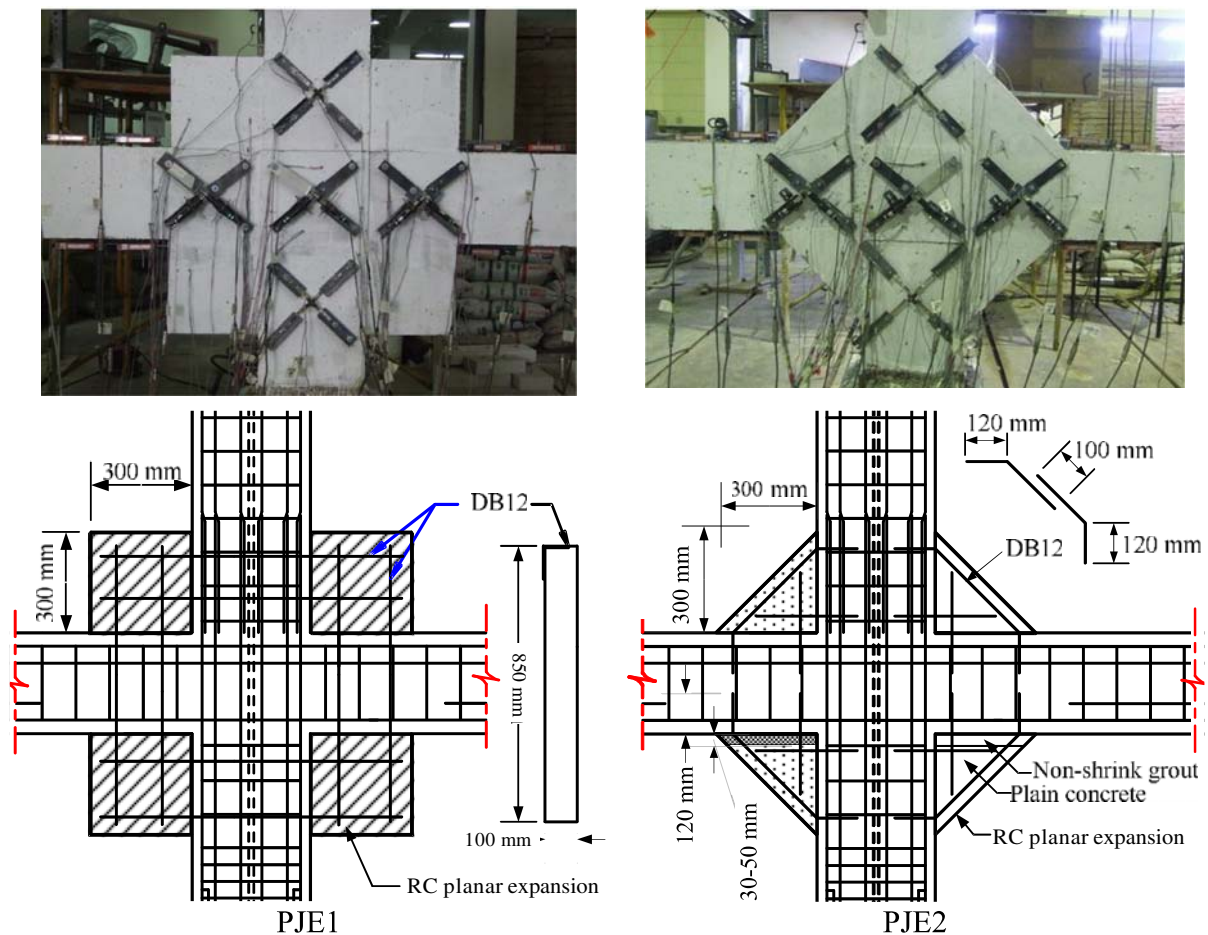
Type of reinforcing bar	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)
DB12 SD40	480	614
wire ϕ -3 mm	299	373

Table 4 Properties of concrete

Compressive strength f'_c (MPa)	Control specimen (JO)	Specimen PJE1	Specimen PJE2
Top column	24.2	29.3	28.7
Beam/joint	27.3	28.3	28.7
Bottom column	23.7	28.5	30.7

3.2 Retrofitted specimens

The specimen size and reinforcement detail of retrofitted specimens were identical with those of the control specimen except in the retrofitted parts. The detail of planar joint expansions for specimens PJE1 and PJE2 was designed following design recommendations in Sect. 2. The joint details of retrofitted specimens, PJE1 and PJE2 were shown in Fig. 6. Considering the constructability of retrofitting work, the size of planar expansion was determined to be 300 mm in column and beam directions. Cast in-situ RC joint planar expansion with 300×300 mm square and triangular shape was fabricated around four corners of specimens PJE1 and PJE2, respectively. The width of the expansion cast was 175 mm, the same as the beam's width.

**Fig. 6** Reinforcing detail of retrofitted specimen

Before retrofitting, the joint shear force (V_{jh}) to joint shear capacity (V_n) ratio is 1.35. This indicates joint shear failure. The joint shear stress in the control specimen is calculated to be $0.26f'_c$ when steel yields and $0.33f'_c$ when steel reaches ultimate tensile strength. The column depth to bar diameter ratio (h_c/d_b) of the control specimen is 29. The ACI code [18] requires the minimum column depth to bar diameter ratio of 20. Based on New Zealand standard, the required h_c/d_b (Eqs. 2 and 3) is calculated to be 33 for ductile frame and 28 for frame with limited ductility. The control specimen satisfies the criterion for frame with limited ductility but does not satisfy that of ductile frame.

As a result of increased effective joint area (see Fig. 4), the horizontal joint shear stress in retrofitted specimens is reduced to $0.1f'_c$ when steel yields and $0.13f'_c$, when steel reaches ultimate tensile strength. The joint shear force to joint shear capacity is also reduced from 1.35 to 0.55. The column depth to bar diameter ratio (h_c/d_b) is increased from 29 to 79. As seen, the planar joint expansion increases h_c/d_b considerably, thus improving the anchorage bond in retrofitted specimens.

Actually, the dimension of planar expansion in the column direction (h_v) may be smaller than 300 mm to avoid column shortening effect that may increase column shear force. However, the column of this specimen has sufficient shear capacity, thus a 300 mm dimension is selected to prevent lap splice failure of column longitudinal bars. In actual application, the trade-off among member shear failure, lap splice failure and constructability should be considered. In each piece of expansion cast, 8-DB12 (12 mm diameter deformed bars) were placed as dowels anchored in beam and column.

3.3 Construction method

In specimen PJE1, reinforcing steels of joint expansion cast were fabricated together with reinforcing steels in beam, column and joint. Concrete was cast together with beam and column in three lifts as shown in Fig. 7. On the other hand, for specimen PJE2, the prototype specimen was prepared first, then the joint expansion was fabricated afterwards. The construction process of specimen PJE2 is shown in Fig. 8. Dowel bars were anchored into beam and column by chemical epoxy after drilling through beam and column. The upper joint expansion was cast using concrete with the same strength as beam and column. For the lower joint expansion, however, concrete of the same strength as beam and column was poured into formworks by means of gravity flow, leaving a gap of approximately 30–50 mm beneath the bottom face of the beam to be filled with non-shrink grout (Fig. 8d). The difference in construction methods in specimens PJE1 and PJE2 was intentional, for studying any effects of construction method and construction joints formed in PJE2.

3.4 Test set-up, load history and instrumentation

The test set-up and boundary conditions are shown in Fig. 9. The lateral displacement was applied 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 which allowed no movement in all directions. To simulate gravity load on column, the axial load of 12.5% column axial capacity was applied to the column by means of vertical prestressing. The column was pushed forward and pulled

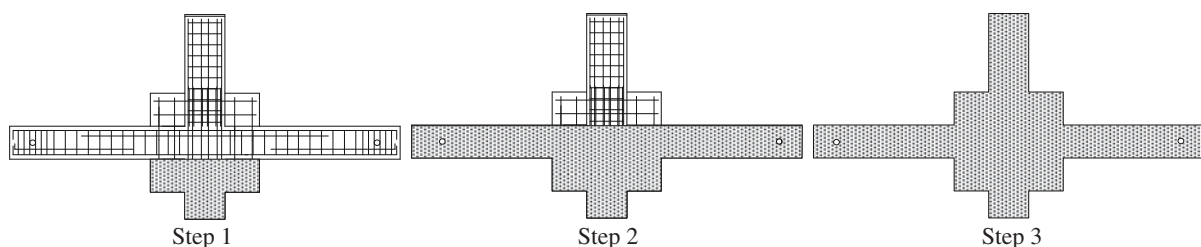


Fig. 7 Construction stages of specimen PJE1



Fig. 8 Construction stages of specimen PJE2. (a) Drilling column and beam. (b) Inserting dowel bars and injecting epoxy into drilled hole. (c) Reinforcement after epoxy injection. (d) Casting concrete

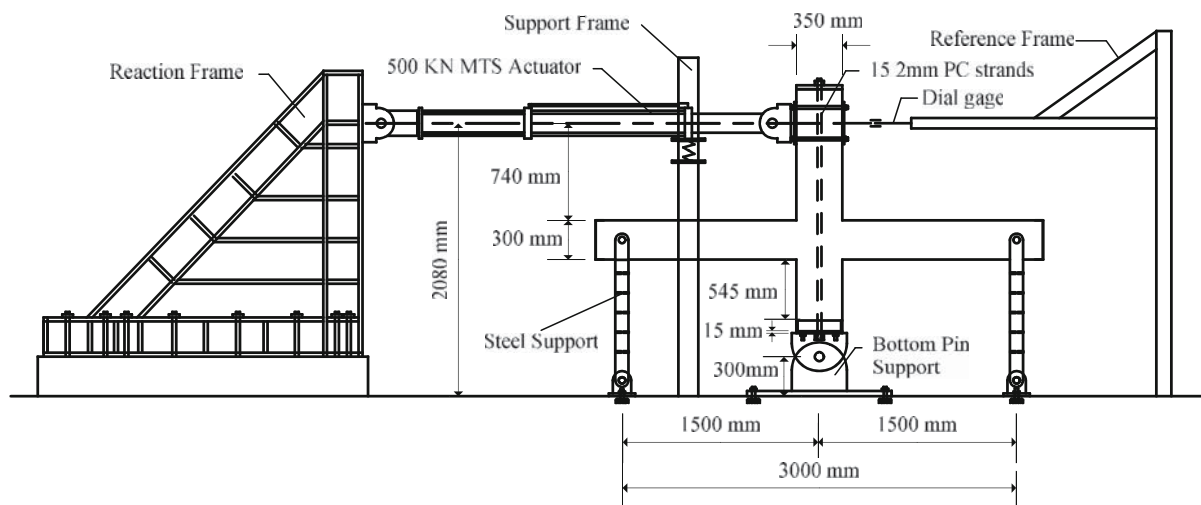


Fig. 9 Test set-up

backward in a reversed cyclic pattern with target drift ratios of 0.25, 0.50, 0.75%... as shown in Fig. 10. The target loop was repeated twice at each drift ratio. The load was continued until and beyond the peak load to trace the post-peak behavior. The instrumentation consisted of (1) horizontal force measurement and horizontal displacement, (2) flexural rotation in beam and column, (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.

4 Experimental results

The general behavior and failure character of the test specimens are studied from observed crack patterns,

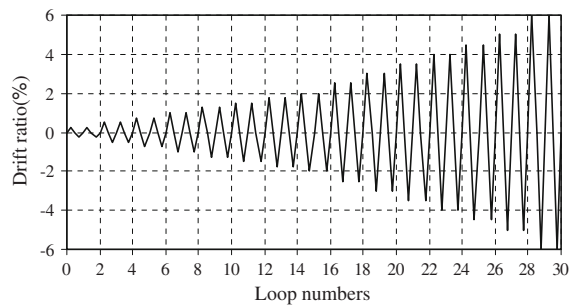


Fig. 10 Displacement history

load-displacement hysteretic responses and strains of reinforcements. Figure 11 illustrates the observed crack patterns of each specimen during the test. Figure 12 illustrates the load-drift ratio hysteresis loops. Figure 13 exhibits strain profiles of the longitudinal bottom beam bars. The summary of test results is given in Table 5.

4.1 Control specimen J0

The cracking behavior of the control specimen is illustrated in Fig. 11a. At $\pm 0.25\%$ drift ratio, the first

flexural crack occurred in beam. At $\pm 0.5\%$ drift ratio, the first diagonal crack occurred at joint. As drift ratio increased, these flexural and diagonal cracks grew in size and number. At $\pm 0.75\%$ drift ratio, splitting crack occurred along longitudinal beam bar in joint. Since $\pm 1.0\%$ drift ratio, the cracks were mainly concentrated in the joint region. These cracks formed typical X-shaped pattern as shown in Fig. 11a. The specimen reached the peak load of 72 kN at 1.75% drift ratio. At $\pm 2.0\%$ drift ratio, the concrete in the joint spalled off, exposing column longitudinal bars. The load was continued with substantial damage in joint until $\pm 5.0\%$ drift ratio.

As shown in Fig. 12a, the column shear force-drift ratio relation of the control specimen demonstrated elastic behavior when drift ratio was within $\pm 0.50\%$. Since $\pm 0.75\%$ drift ratio, the hysteresis loops became pinched, indicating low energy dissipation upon cycling. The specimen yielded at $\pm 1.25\%$ drift ratio and reached the peak load of 72 kN at 1.75% drift ratio. After 2.50% drift ratio, the load dropped substantially. The failure was brittle due to sudden crushing of concrete strut. After peak, the repeated cycle showed an obvious decrease in both strength

Fig. 11 Crack observation.

- (a) Specimen J0.
- (b) Specimen PJE1.
- (c) Specimen PJE2

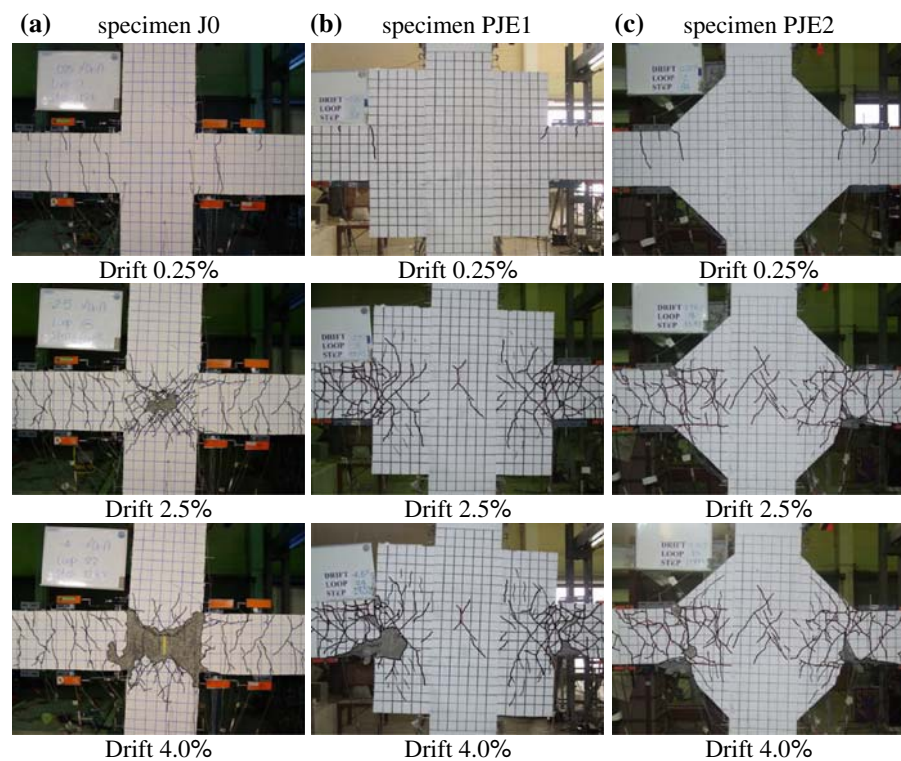
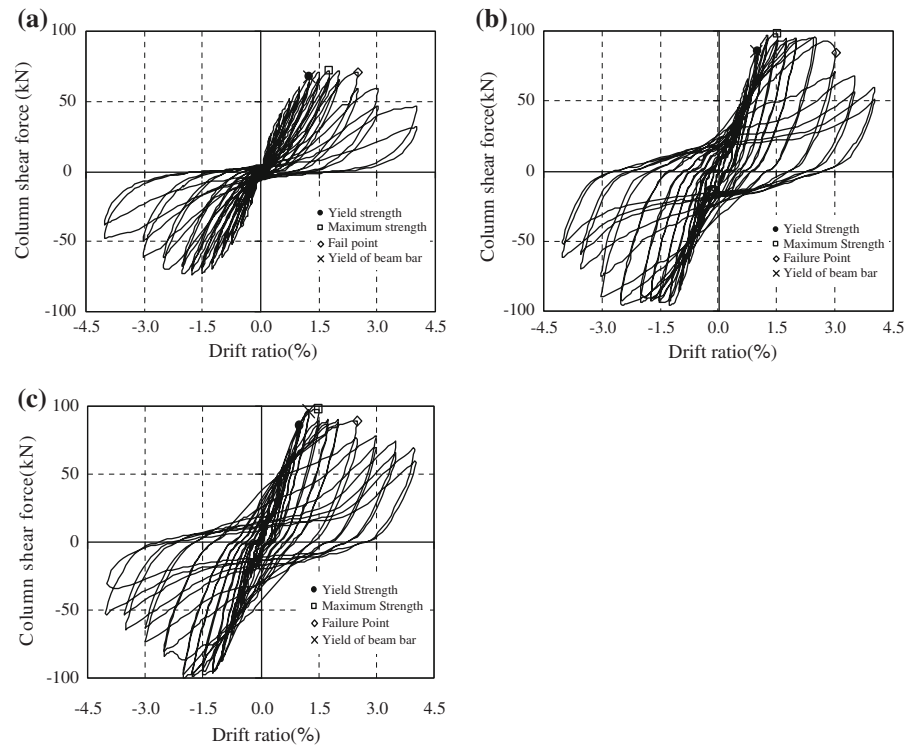


Fig. 12 Relationship between column shear force and horizontal drift ratio.
 (a) Control specimen J0.
 (b) Specimen PJE1.
 (c) Specimen PJE2



and stiffness. The ductility ratio, defined as the ratio of the maximum deformation (failure point) to elastic limit deformation (yield point) was calculated to be 2.0.

From the measured strain profiles in Fig. 13a, the largest tensile strain of longitudinal beam bar at the middle of joint was approximately 1,600 micron. The bar just reached yielding at approximately 2,400 micron strain without developing large plastic strain at column face (50 mm from the column face). Thus it can be assumed that the plastic hinge did not form in beam. As shown, the tensile strain is decreasing after 1.75% drift ratio, corresponding to the drop in peak load. However, the anchorage bond within column depth was not lost as verified from an obvious difference between strains at column face and at the middle of joint. Thus, the joint shear failure was identified as the failure mode of the control specimen.

4.2 Retrofitted specimen PJE1

The cracking behavior of specimen PJE1 is illustrated in Fig. 11b. At $\pm 0.25\%$ drift ratio, flexural crack occurred at the edge of joint expansion in beam. At

$\pm 0.50\%$ drift ratio, several flexural cracks formed in both sides of beam. At $\pm 1.0\%$ drift ratio, diagonal cracks in beams extended and passed through the joint expansion. At $\pm 1.50\%$ drift ratio, diagonal crack occurred in joint. Visible flexural cracks were found in beam at the edge of joint expansion on both sides at $\pm 2.0\%$ drift ratio. At $\pm 3.0\%$ drift ratio, concrete cover spalled off at the bottom face of beam, exposing buckled longitudinal beam bars. One leg of stirrup on both sides of the beam was broken at $\pm 3.5\%$ drift ratio. The load was continued with significant damage in beam until $\pm 4.0\%$ drift ratio.

The column shear force versus lateral drift ratio relation of specimen PJE1 is shown in Fig. 12b. During 0 to $\pm 0.5\%$ drift ratio, the specimen demonstrated elastic behavior with approximately 10% higher initial stiffness than the control specimen. The yielding took place at $\pm 1.0\%$ drift ratio when the force reached 85 kN. The specimen reached the maximum column shear force of 98 kN at 1.50% drift ratio. The maximum force was maintained until $\pm 3.0\%$ drift ratio. The hysteresis loops of specimen PJE1 were obviously larger than that of the control specimen. The failure was flexural yielding followed by buckling of longitudinal bar and spalling of

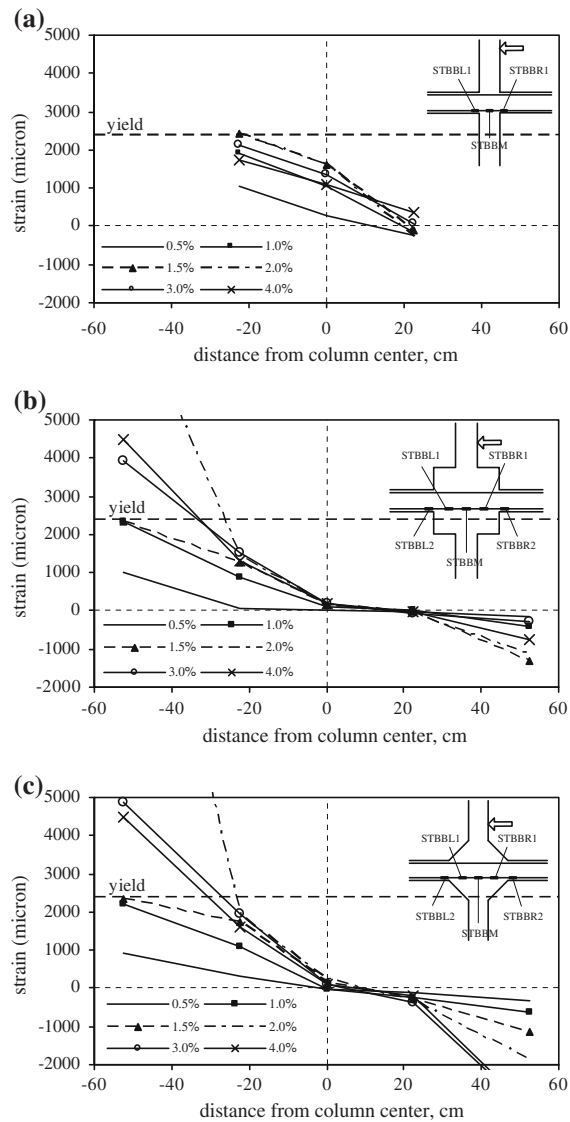


Fig. 13 Strain along bottom beam bar. (a) Control specimen J0. (b) Specimen PJE1. (c) Specimen PJE2

concrete cover. The hysteresis loops remained stable without apparent drop in strength and stiffness until $\pm 3.0\%$ drift ratio. The ductility ratio was calculated to be 3.0.

Measured strains along longitudinal bottom beam bar of specimen PJE1 was shown in Fig. 13b. The maximum tensile strain of longitudinal beam bar at column face (gage STBBL1) was approximately 1,500 micron, which was much less than that of the control specimen. Unlike the control specimen, however, the strain at the edge of joint expansion (gage STBBL2) reached yielding and developed large plastic strain. These strain measurements verified the effectiveness of the planar joint expansion. First, the lower strain at column face reduced the horizontal joint shear force transmitted in joint, thus preventing joint shear failure. Second, the high plastic strain developed at the edge of joint expansion indicated that plastic hinge formed in beam. Furthermore, the anchorage bond was not lost because there was an obvious difference in magnitude of strains at the middle of joint and at the edge of joint expansion.

4.3 Retrofitted specimen PJE2

The cracking behavior of specimen PJE2 is illustrated in Fig. 11c. At $\pm 0.25\%$ drift ratio, the first flexural crack occurred at the edge of joint expansion in beam. The specimen has about 18% higher initial elastic stiffness as compared with the control specimen. At $\pm 0.75\%$ drift ratio, the horizontal crack occurred along the construction joint. Since $\pm 1.25\%$ drift ratio, the first diagonal crack occurred in joint and stopped at $\pm 1.75\%$ drift ratio. At $\pm 2.5\%$ drift ratio, concrete cover at the bottom face of beam spalled off, exposing buckled bottom beam bars.

Table 5 Summary of test result

Properties	Control specimen, J0	PJE1	PJE2
Yield strength of specimen (kN)	67.6 at 1.25% drift	85.5 at 1.0% drift	85.9 at 1.0% drift
Maximum strength (kN)	72.0 at 1.75% drift	98.3 at 1.50% drift	97.6 at 1.50% drift
Failure Point (kN)	70.2 at 2.5% drift	84.9 at 3.0% drift	89.6 at 2.5% drift
Residual strength (kN)	45.4 kN at 4.0% drift	58.2 at 4.0% drift	68.0 at 4.0% drift
Mode of failure	Joint shear failure	Beam flexural failure	Beam flexural failure
Cumulative energy dissipation at 4.0% drift ratio (kJ)	17.9	49.0	46.6
Stiffness 0–0.5% drift ratio (kN/mm)	4.57	5.02	5.41
Ductility ratio	2.0	3.0	2.5

Longitudinal beam reinforcement was fractured, leading to failure of the specimen at $\pm 4.0\%$ drift ratio. Similar to specimen PJE1, the failure was caused by beam flexural failure.

The column shear force versus drift ratio relation of specimen PJE2 was almost the same as that of specimen PJE1 (Fig. 12). But the hysteresis loops remained stable up to only 2.5% drift ratio. The yielding took place at $\pm 1.0\%$ drift ratio when the load reached 86 kN. The specimen reached the maximum column shear of 98 kN at 1.50% drift ratio. The yielding and maximum loads of specimen PJE2 were close to those of specimen PJE1. The ductility ratio was calculated to be 2.5.

Measured strains along longitudinal bottom beam bar of specimen PJE2 are shown in Fig. 13c. The maximum tensile strain of longitudinal beam bar at column face was the same as specimen PJE1, which was much less than that of the control specimen. The strain behaviors followed closely those of specimen PJE1. Bars developed high plastic strains at the edge of joint expansion while the strain at column face was considerably reduced. This decreased the shear stress transmitted to the joint and moved the plastic hinge to form at the edge of joint expansion rather than at the column face. The local bond pull-out was observed at the edge of joint expansion but the anchorage bond was not lost. These experimental results verified that the performance of specimen PJE2 was similar to that of PJE1.

5 Discussions

5.1 Energy dissipation

The energy dissipated by the specimen was computed as the area within hysteresis loops of the column shear force-displacement relation. The total cumulative energy dissipation (Fig. 14) was calculated as the sum of cumulative energy in the two loading directions. The comparison of energy dissipation among three specimens is illustrated in Fig. 14. The energy dissipated from the beginning till $\pm 4.0\%$ drift ratio of control specimen J0, specimen PJE1 and PJE2 is 17.9, 49.0 and 46.6 kJ, respectively. As shown, retrofitted specimens dissipated more energy than the control specimen up to 173 and 160% for specimen PJE1 and PJE2, respectively.

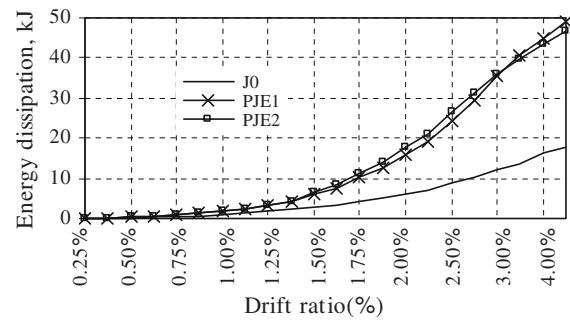


Fig. 14 Cumulative energy dissipation

5.2 Joint shear deformation, beam and column flexural rotation

The joint shear deformation (γ) represents the damage condition of joint. The shear deformation was measured by two displacement transducers (Δ_1 and Δ_2) installed diagonally with respect to the beam's axis. The average joint shear deformation was calculated from

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (\Delta_1 - \Delta_2) \quad (4)$$

where a and b are horizontal and vertical distance of measuring point. The relation between joint shear deformation and drift ratio of all three specimens is presented in Fig. 15. It is apparent that the joint shear deformation of the control specimen (J0) is larger than that of retrofitted specimens. The contribution of joint shear deformation, beam and column flexural rotation to the top column displacement is shown in Fig. 16. For the control specimen, the joint shear deformation dominates the top displacement while beam flexural rotation dominates the top displacement in retrofitted specimens. This agrees with the observed failure mode of specimens.

5.3 Horizontal joint shear force versus drift ratio relation

Figure 17 shows the envelope of column shear force versus drift ratio for all specimens. Figure 18 shows the envelope of horizontal joint shear versus drift ratio. The horizontal joint shear force was calculated using Eq. 1, where tension forces T and T' were calculated from measured strains of steel bars at opposite column faces via Kato's cyclic stress-strain model [19].

From Figs. 17 and 18, it is seen that while the column shear envelope of control specimen is lower than that of

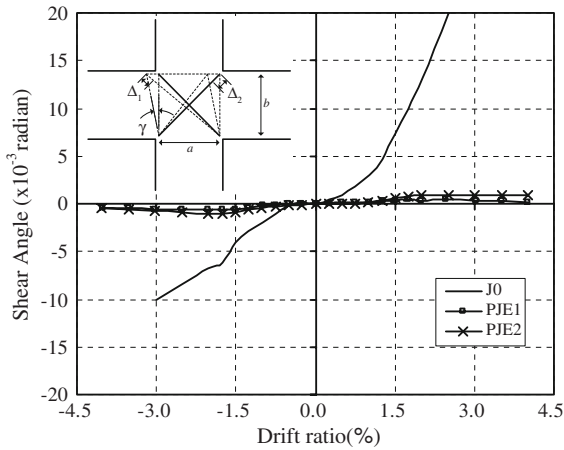


Fig. 15 Relationship between joint shear angle and drift ratio

retrofitted specimens, the horizontal joint shear is greater. The lower horizontal shear transmitted to the joint of retrofitted specimens is due to lower tensile strains in steel bars at column faces. Thus the joint expansion reduces the joint shear stress transmitted to the joint and protects the joint from shear failure.

Figure 19 shows the plot of horizontal shear force obtained from measured strains at column faces (solid line) and at the edge of joint expansion (dotted line) for retrofitted specimens. The horizontal shear force obtained from measured strains at column faces represents shear force transferred by joint core, while that obtained from measured strains at the edge of joint expansion represents the total shear force transferred by joint core and expansion. The difference between the two graphs represents the part of horizontal shear transferred by planar expansion. Since the contribution of horizontal shear by joint

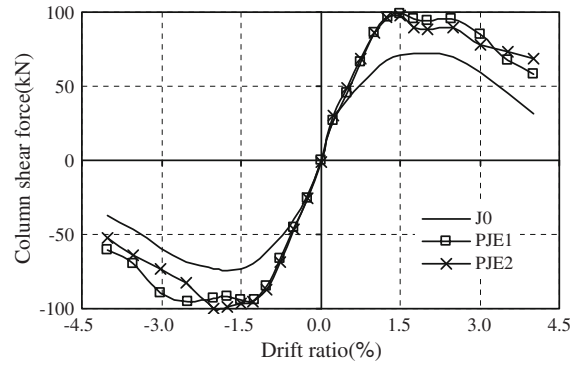


Fig. 17 Relationship between envelope of column shear force and drift ratio

core and by expansion varies with drift ratio, the area under the graph is used to compare relative contribution. The contribution of shear resisted by joint expansion to total shear is 40 and 26% in specimens PJE1 and PJE2, respectively.

5.4 Joint shear stress

The horizontal joint shear stress, v_{jh} , is calculated as the horizontal joint shear force divided by the effective area of the joint. The New Zealand standard [17] requires that v_{jh} not exceed $0.2f'_c$ to avoid diagonal compression failure in beam-column joint. For the control specimen, v_{jh} was calculated to be $0.26f'_c$ when steel yields and $0.33f'_c$ when steel reaches ultimate tensile strength. By converting the measured strains of steel at column faces in retrofitted specimens to stress via Kato's cyclic stress-strain law [19], the calculated joint shear stress v_{jh} is reduced to $0.14f'_c$ and $0.13f'_c$ in specimens PJE1 and PJE2, respectively.

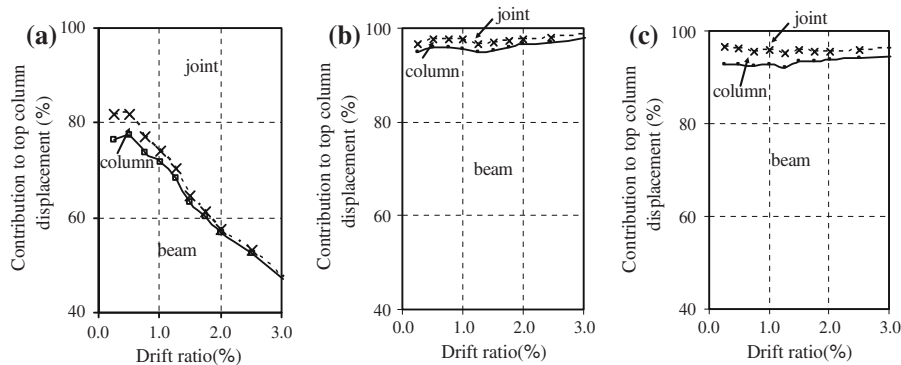


Fig. 16 Contribution of beam, column and joint deformation to horizontal top column displacement. (a) Control specimen J0. (b) Specimen PJE1. (c) PJE2 specimen PJE2

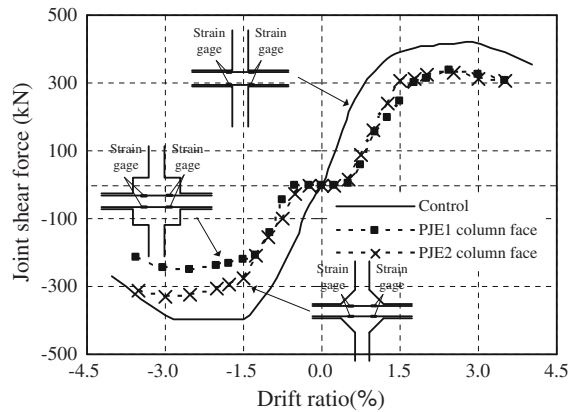


Fig. 18 Relationship between joint shear force and drift ratio measured at column face

These values are close to pre-calculated values between $0.1f'_c$ and $0.13f'_c$ in Sect. 3.2. This verifies the design method of planar expansion and proves the efficiency of the proposed technique to reduce joint shear stress transmitted through joint core.

5.5 Comparison between specimens PJE1 and PJE2

As mentioned, the construction method of specimens PJE1 and PJE2 was intentionally different to examine the sensitivity of the proposed retrofitting method to construction procedure. The effect of construction joints formed in post-fabricated joint expansion was investigated too. Although cast in-situ afterwards, specimen PJE2 performed almost identically with specimen PJE1 in all aspects including strength,

energy dissipation, stiffness, yield and peak load and failure mode. Though horizontal cracks at the construction joint were more visible in specimen PJE2, they did not produce a significant effect on the entire behavior. The measured strains in dowels anchored into beam of specimens PJE1 and PJE2 are compared in Fig. 20. As seen, the magnitudes of dowel strain are comparable in both specimens. The dowel strain in PJE2 is slightly larger than that in PJE1. This data verifies that the construction joint does not cause an adverse effect on specimen behavior. Since dowel strains in both specimens are within elastic range, the growth of construction joint is well controlled by dowels. The post-fabricated joint expansion can be designed to produce comparable result with respect to simultaneously cast specimen.

Both retrofitted specimens failed in beam flexural failure by buckling of beam bar with moderate ductility. The performance of retrofitted specimens thus depends on the flexural behavior of beam. As mentioned, the specimen is intended to simulate existing sub-standard beam-column connection. As shown in Table 2, stirrups placed in beam and column do not comply with the requirements of ACI Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF), hence, the retrofitted specimens show only moderate ductility. A better performance is expected if stirrups in beam and column meet the ACI requirements.

The hysteresis loops of specimens PJE1 and PJE2 were almost the same except the failure point. Specimen PJE1 failed at 3.0% drift ratio while PJE2 failed at 2.5% drift ratio. The observed prominent flexural cracks in beam were approximately located

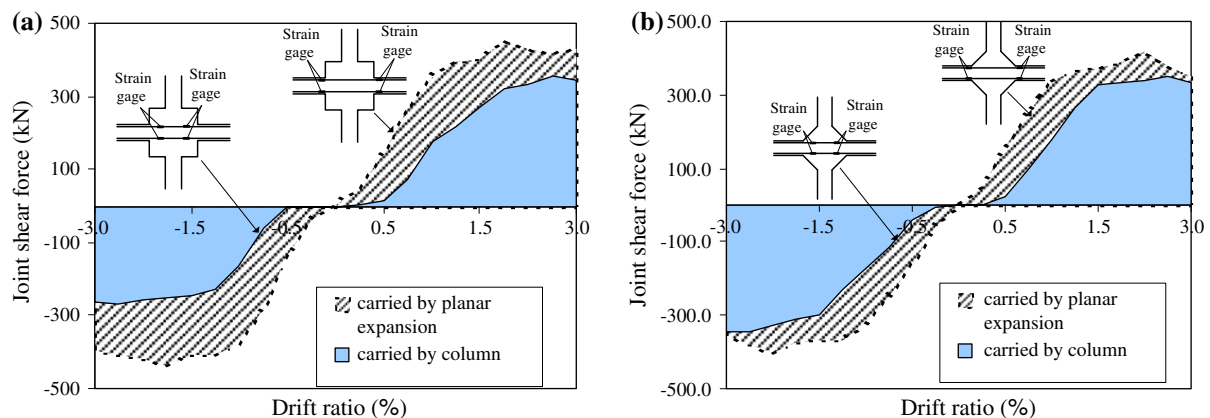
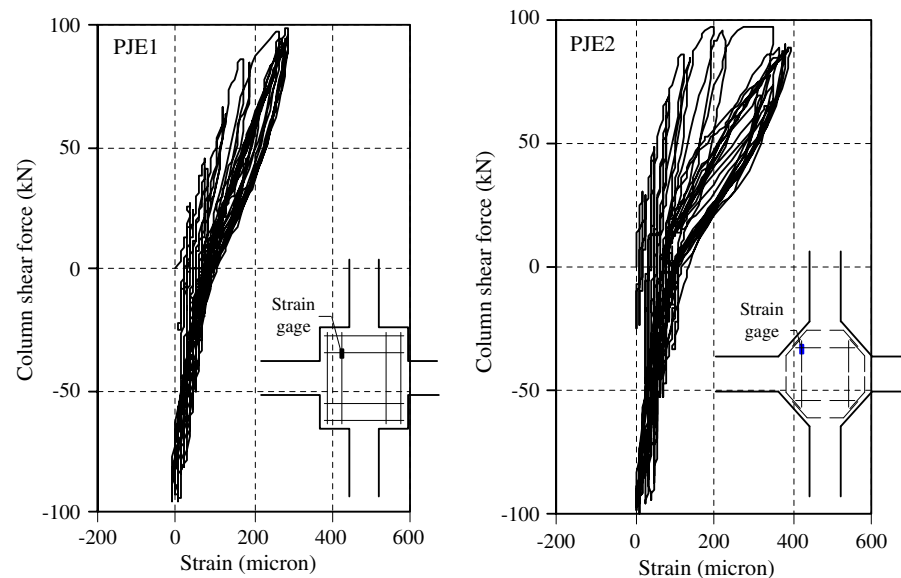


Fig. 19 Resistance of horizontal shear force by joint core and by expansion. (a) Specimen PJE1. (b) Specimen PJE2

Fig. 20 Relationship between column shear force and measured strains in dowels



at 300 and 250 mm from column face in specimens PJE1 and PJE2, respectively. This indicated that the plastic hinge formed at a greater distance away from column face in specimen PJE1 than in PJE2. A little inferior performance of specimen PJE2 may arise from the triangular expansion that provides lower confinement compared with square expansion in specimen PJE1. The square expansion is more effective to suppress buckling and fracture of beam bars and prevent spalling of concrete cover.

6 Conclusions

In this paper, a seismic retrofitting method of beam-column connection is proposed. It is based on a two-dimensional expansion of joint using cast in-situ concrete and dowel bars. An experimental program was conducted on sub-standard beam column connection to demonstrate the performance of the method. Based on the test results, the following conclusions are drawn:

1. Retrofitting substandard beam-column connection by planar joint expansion is effective to increase stiffness, ultimate strength, energy dissipation and ductility.
2. The planar joint expansion shifts the location of plastic hinge from column face to the edge of joint expansion. The failure mode is changed

from brittle joint shear failure to mixed bending and shear failure in beam.

3. A significant reduction of horizontal joint shear stress is observed in retrofitted specimens due to the reduction in strains of longitudinal beam bars at column faces. A significant increase in column depth to bar diameter ratio is also advantageous for the anchorage bond performance.
4. The triangular and rectangular joint expansion produces almost the same result. The rectangular expansion is more effective to delay spalling of concrete at compression zone in beam and buckling of longitudinal beam bars.
5. The post-fabricated joint expansion performs equally well compared with conventional construction in which the joint expansion is cast together with beam and column. Hence, the method is applicable to both new constructions and retrofitting works. The construction joints between specimens and joint expansion do not render poor cyclic behavior in retrofitted specimens.
6. Like any strengthening technique, although the joint expansion method is effective to prevent joint shear failure and to encourage plastic hinge in beam, it has limitations. The method may produce undesirable shear failure in beam and column due to shortened member length. Thus consideration must be exercised in strengthening design to prevent member shear failure.

Acknowledgments The authors are very grateful to Thailand Research Fund (TRF) for providing the research fund RMU4880022 to carry out the research, and to Asian Institute of Technology (AIT) for providing test facilities.

References

1. Hakuto S, Park R, Tanaka H (2000) Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACI Struct J* 97(1):11–25
2. Aycardi LE, Mander JB, Reinhorn AM (1994) Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed only for gravity loads: experimental performance of sub-assemblages. *ACI Struct J* 91(5):552–563
3. Kunnath SK, Hoffman G, Reinhorn AM, Mander JB (1995) Gravity-load-designed reinforced concrete buildings-Part I: seismic evaluation of existing construction. *ACI Struct J* 92(3):343–354
4. El-Attar AG, White RN, Gergely P (1997) Behavior of gravity load designed reinforced concrete buildings subjected to earthquakes. *ACI Struct J* 94(2):133–145
5. Warnitchai P (2004) Development of seismic design requirements for buildings in Bangkok against the effects of distant large earthquakes. Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, Canada, 2004
6. Chaimahawan P, Pimanmas A (2006) Seismic vulnerability of existing reinforced concrete building in Bangkok. Paper presented at the 5th international symposium on new technology for urban safety of mega cities in Asia, Phuket, Thailand, November 2006
7. Park R, Paulay T (1975) Reinforced concrete structures. John Wiley, New York
8. Supaviriyakit T, Pimanmas A, Warnitchai P (2007) Cyclic response of non-seismically detailed interior RC beam-column connection with varying column tributary area. *Mag Concrete Res* 59(5):351–365
9. Alcocer SM, Jirsa JO (1993) RC frame connections rehabilitated by jacketing. *ACI Struct J* 90(3):249–261
10. Beres A, EL-Borgi S, White RN, 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
11. Ghobarah A, Aziz TS, Biddah A (1996) Seismic rehabilitation of reinforced concrete beam-column connections. *Earthquake Spectra* 12(4):761–780
12. Gergely I, Pentelides CP, Reavely LD (2000) Shear strengthening of RCT-Joints using CFRP composites. *J Comp Constr* 4(2):56–64
13. Ghobarah A, Said A (2002) Shear strengthening of beam-column joints. *Eng Struct* 24(7):881–888
14. Clyde C, Pentelides CP (2002) Seismic evaluation and rehabilitation of R/C exterior building joints. Proceeding of the 7th U.S. national conference on earthquake engineering, 7NCEE, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif, 2002
15. Antonopoulus CP, Triantafillou TC (2003) Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joint tests. *J Comp Constr* 7(1):39–49
16. Prota A, Nanni A, Manfredi G, Cosenza E (2004) Selective upgrade of underdesigned reinforced concrete beam-column joints using carbon fiber reinforced polymers. *ACI Struct J* 101(5):699–707
17. NZS 3101 (1995) The design of concrete structure. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand
18. ACI Committee 318 (2005) Building code requirements for structural reinforced concrete and commentary (ACI318-05/318R-05). American Concrete Institute, Michigan, USA
19. 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 131:7–27

Nonlinear Finite Element Analysis of Non-Seismically Detailed Interior Reinforced concrete Beam-Column Connection under Reversed Cyclic Load

Teeraphot Supaviriyakit^a, Amorn Pimanmas^{a*} and Pennung Warnitchai^b

^a School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Thailand.

^b Asian Institute of Technology, Thailand.

* Corresponding author, E-mail: amorn@siit.tu.ac.th

Received 2 Mar 2007

Accepted 19 Oct 2007

ABSTRACT: This paper presents a nonlinear finite element analysis of non-seismically detailed reinforced concrete (RC) beam-column connections under reversed cyclic load. The test of half-scale nonductile reinforced concrete beam-column joints was conducted. The tested specimens represented those of the actual mid-rise reinforced concrete frame buildings designed according to the non-seismic provisions of the American Concrete building code (ACI). The test results show that the specimens representing small and medium column tributary area failed in brittle joint shear while the specimen representing large column tributary area failed by ductile flexure though no ductile reinforcement details were provided. The nonlinear finite element analysis was applied to simulate the behavior of the specimens. The finite element analysis employed the smeared crack approach for modeling beam, column and joint, and employed the discrete crack approach for modeling the interface between beam and joint face. The nonlinear constitutive models of reinforced concrete elements consisted of coupled tension-compression model to model normal force orthogonal and paralleled to the crack and shear transfer model to capture the shear sliding mechanism. The finite element model (FEM) shows good comparison with test results in terms of load-displacement relations, hysteretic loops, cracking process and the failure mode of the tested specimens. The finite element analysis clarified that the joint shear failure was caused by the collapse of principal diagonal concrete strut.

KEYWORDS: beam-column connection, nonlinear analysis, joint shear failure, diagonal compressive strut, reinforced concrete plate element.

INTRODUCTION

Although many cities in South East Asia are considered as being located in low to moderate seismic zone due to a relatively long distance from active earth faults, they are not absolutely exempt from seismic hazard. Bangkok, for example, is founded on a soft basin of marine clay of several ten-meter depths. This soil characteristic has a potential to amplify the seismic wave up to 3-4 times¹. The soft ground condition is quite similar to that of Mexico City, which was devastated by 1985 Mexico earthquake with almost 10,000 death toll. Recently, the 2004 Sumatra earthquake in the Andaman Sea recorded at a magnitude of 9.3 on Richter Scale, caused violent shaking of many highrises in Bangkok though the epicenter was more than 800 kilometers away. The quake has prompted a serious public concern on seismic safety of buildings. Many tall buildings, though not designed for seismic loads, usually have shear walls to resist wind forces, and consequently may not be vulnerable to the overall collapse under the earthquake²⁻³. On the contrary, many low-rise and mid-

rise buildings of up to 10 stories are rigid frame without shear walls. The frame structures mainly resist lateral forces through bending of beams and columns. Most of these frame structures were designed for gravity load only according to the American Concrete building code (ACI) in Thailand, and British code (BS) in Singapore and Malaysia⁴.

As a result of the lack of seismic consideration in structural design, the reinforcement details of these frame buildings are usually weak against earthquake loading. As shown in Fig. 1, the deficiencies of reinforcement details are characterized by (a) little or no confining reinforcement in beam-column joint, (b) lap splice of longitudinal column bars immediately above floor level, and (c) widely-spaced column ties and beam stirrups. Under lateral force, the joint has to carry a large horizontal shear force (Fig. 2(a)) in order to equilibrate moments acting on the joint in the same direction by framing beams. Concurrently, the longitudinal beam bar in the joint is also subject to a large bond stress. As a result of these forces, the joint commonly fails by either joint shear or bar pull-out failure.

Recently, the authors have conducted a survey of existing reinforced concrete (RC) buildings in Thailand³. The building database was compiled for mid-rise RC buildings having the number of stories in the region of 5 to 15. All buildings were beam-column rigid frame without shear wall. They were designed according to the non-seismic provisions of ACI building code considering only gravity load. The buildings were grouped into 3 categories based on their column tributary area as shown in Fig. 2(b). The beam-column connections in each category were studied in terms of structural designs and reinforcement details. Three half-scale beam-column specimens that represented each building category were prepared and tested in the laboratory under reversed cyclic load. Since buildings were designed in accordance with the ACI building code, the experimental findings are supposedly applicable to not only buildings in Thailand, but also buildings designed and detailed according to the ACI code in other countries.

The experiment showed a sudden shear failure in the joint region of specimen representing connection of buildings with small and medium column tributary area (9-30 m²) and a ductile flexural failure of beam sections near the joint in the specimen representing connection of building with large column tributary

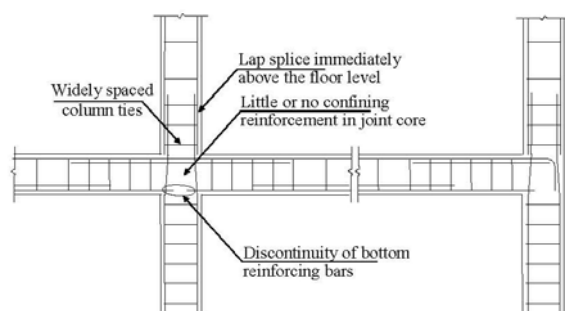


Fig 1. Typical non-seismic reinforcing detail of RC frame designed for gravity load only.

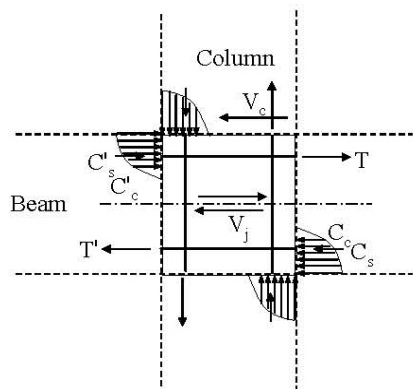
area (40-48 m²). In this paper, the authors presented the nonlinear finite element method as a tool to simulate reversed cyclic behaviors of these specimens. The beam-column joint specimens are modeled with two-dimensional plane stress elements in line with the smeared crack approach. The interface between beam and column is modeled with one-dimensional discrete joint element to simulate reinforcement pull-out. The finite element method is used to investigate the cracking process, the failure mode, the global load-displacement behavior and the principal load resistant mechanism.

NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE (RC) INTERIOR BEAM-COLUMN CONNECTION

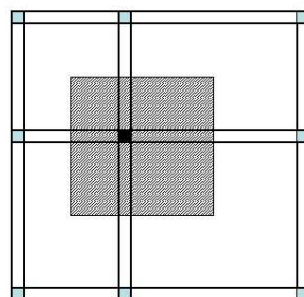
Finite Element Model (FEM)

Fig. 3(a) illustrates a finite element model of a typical reinforced concrete (RC) interior beam-column connection of a rigid frame. The cruciform-shaped specimen is normally preferred for laboratory testing. 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, i.e., point of inflection. The beam, column and beam-column regions are modeled with two-dimensional 8-node plane stress RC elements as shown in Fig. 3(b). The interfaces between beam and column are modeled with one-dimensional 6-node joint element as shown in Fig. 3(c).

The two-dimensional reinforced concrete element is constructed by combining the constitutive laws of concrete and reinforcing bar. Here, cracks and reinforcing bars are assumed to be distributed or smeared over the entire element. The bond between concrete and reinforcement is considered to be perfect, that is, concrete and reinforcement are subject to identical strains throughout the entire loading. The total stress carried by the reinforced concrete element



(a) Horizontal shear force in joint core



(b) Definition of column tributary area

Fig 2. Horizontal shear force in joint core (a) and definition of column tributary area (b).

Area (m ²)	Category
9-18	Small tributary area
20-30	Medium tributary area
40-48	Large tributary area

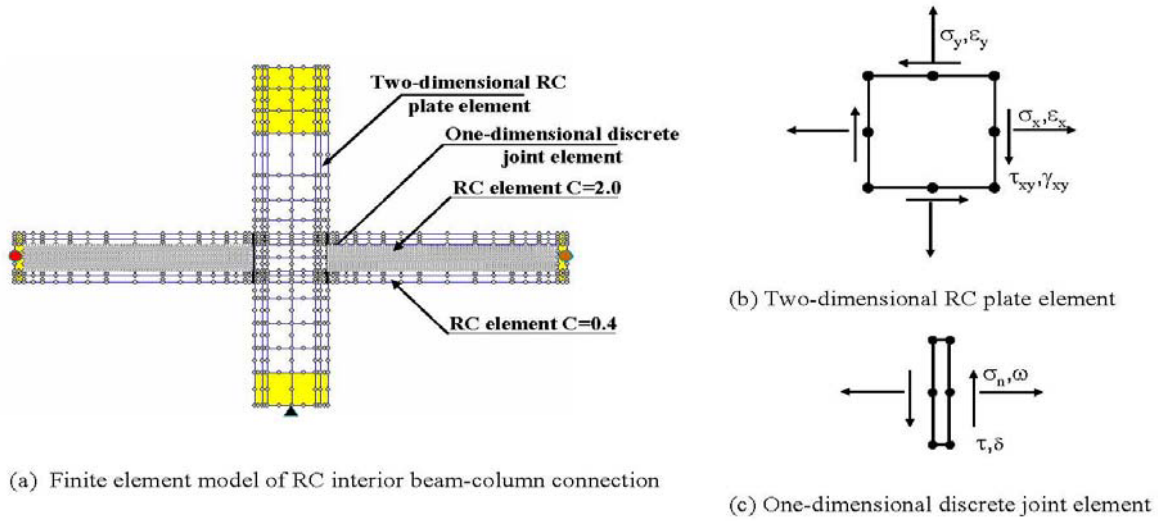


Fig 3. Finite element model of RC interior beam-column connection and Types of RC element.

is the sum of concrete and reinforcement stresses. In the smeared crack approach, the constitutive models of reinforcement and concrete are formulated in terms of relations between average stress and average strain as follows,

$$\{\sigma_{T,rc}\} = \{\sigma_{c,rc}\} + \{\sigma_{r,rc}\} \quad (1)$$

$$\{\sigma_{T,rc}\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\} \\ = f_{rc}(\{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\}) + g_{rc}(\{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\}) \quad (2)$$

where $\{\sigma_{T,rc}\}$, $\{\sigma_{c,rc}\}$, and $\{\sigma_{r,rc}\}$ are total stresses, concrete stresses and reinforcement stresses of RC plate element respectively; $\{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}$ and $\{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\}$ are global stress and strain respectively; and f_{rc} and g_{rc} represent constitutive laws of concrete and reinforcement, respectively. The joint element is one-dimensional with zero thickness. It represents the interface between two elements with different sectional stiffness where local discontinuities, such as reinforcement pull-out may occur. Similar to two-dimensional RC plate element, the total stresses of the joint element are the sum of concrete and reinforcement stresses. However, the constitutive laws of the joint element are formulated in terms of average stresses and relative displacements, i.e., crack opening and sliding.

$$\{\sigma_{T,j0}\} = \{\sigma_{c,j0}\} + \{\sigma_{r,j0}\} \quad (3)$$

$$\{\sigma_{T,j0}\} = \{\sigma_n, \tau\} = f_{j0}(\{\omega, \delta\}) + g_{j0}(\{\omega, \delta\}) \quad (4)$$

where $\{\sigma_{T,j0}\}$, $\{\sigma_{c,j0}\}$, and $\{\sigma_{r,j0}\}$ are total stresses, concrete and reinforcement stresses of RC joint element, respectively; $\{\sigma_n, \tau\}$ is the vector of joint normal and shear stress, $\{\omega, \delta\}$ is the vector of joint opening and sliding; and, f_{j0} and g_{j0} represent

constitutive laws of concrete and reinforcement of joint element, respectively.

Essentially, the constitutive laws for plate and joint element describe the same physical behaviors of concrete and reinforcement. However, the kinematic variables used in the constitutive formulations are different as previously explained.

The constitutive laws of concrete consist of the compressive stress model under crack closure, the tensile stress model upon crack opening and the shear stress model upon crack sliding (Fig. 4). The constitutive law of reinforcement includes the elastic-hardening model under tensile yielding, and the elasto-plastic model under compressive yielding. These laws represent major non-linearity of reinforced concrete. The combined nonlinearity of all elements subject to different stress states constitutes the entire nonlinear behavior of the specimen. In the next section, only the average stress-average strain constitutive laws of the RC plate element are presented.

Constitutive Models of Concrete and Reinforcing Bars

Cracked concrete

The local strains of cracked concrete are defined with respect to the crack axis. They consist of strain normal to a crack, strain parallel to a crack and the shear strain along a crack face as shown in Fig. 4. Input variables for constitutive laws are local strains defined above as well as relevant path-dependent parameters. The constitutive laws are formulated for both envelope and hysteretic loops. Under cyclic load, two sets of diagonal cracks are generated and alternate between opening and closing in accordance with the load direction. At any load step, however, only a set of cracks is active and principally contributes to the nonlinearity of the element. The active crack is defined

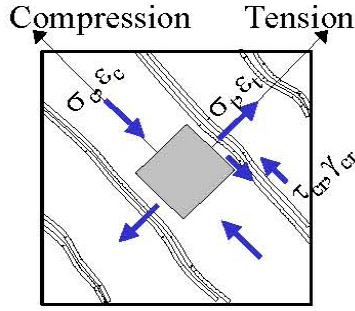


Fig 4. Local stresses and strains of cracked concrete.

as the one that has the largest normal tensile strain. The constitutive laws are expressed with respect to the active crack. In the following, the three previously mentioned constitutive laws are described.

(a) *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. 5. On the tensile side, the model covers both tension softening and tension stiffening behavior. After crack occurs, the tensile stress sharply drops in the un-reinforced element while it gradually decreases in the reinforced element as a result of bond between concrete and steel bar. To represent both behaviors under the same formulation, the following equation is adopted for concrete tensile stress.

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (5)$$

where σ_t and ε_t is the tensile stress and strain orthogonal to a crack, respectively, f_t is the concrete tensile strength, ε_{tu} is the cracking strain, and c is a softening/stiffening parameter. By varying the parameter c , the above model can cover both softening and stiffening behavior. In this paper, the parameter c is set to 2.0 and 0.4 for un-reinforced and reinforced elements to represent softening and stiffening behaviors respectively.

To compute the compressive stress parallel to a crack, the following elasto-plastic fracture model⁶ is used

$$\sigma_c = \omega K_0 E_{c0} (\varepsilon_c - \varepsilon_p) \quad (6)$$

where σ_c and ε_c is the compressive stress and strain parallel to a crack, respectively, ω is 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 the key parameters of the model. They are empirically formulated as⁶.

$$K_0 = \exp \left(-0.73 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} \right) \right) \right) \quad (7)$$

$$\varepsilon_p = 2\varepsilon' \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} - \frac{20}{7} \left(1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'} \right) \right) \right) \quad (8)$$

where ε' is the concrete strain at peak compressive strength.

The model combines the nonlinearity caused by plasticity through plastic strain and fracturing damage through fracture parameter. These parameters account for the permanent deformation and irrecoverable loss of elastic strain energy, respectively. In addition, the concrete compressive strength is reduced owing to the presence of transverse tensile strain⁶⁻⁸. This is taken into account by an additional damage factor (ω) in equation 6. The lower limit of ω depends on the compressive strength of concrete. It varies linearly from 0.4 to 0.6 as concrete compressive strength increases from 20 to 100 MPa. The relation between ω and transverse tensile strain is shown in Fig. 5.

(b) *Shear stress transfer model*

For computing shear stress transmitted along a crack face, the contact density model⁶ is adopted as shown in Fig. 6. The equation of the shear envelope may be expressed as,

$$\tau_{cr} = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (9)$$

where f_{st} is interface shear strength along the crack and may be expressed as,

$$f_{st} = 3.8 (f'_c)^{1/3}, \text{ MPa} \quad (10)$$

β is the normalized shear strain defined as,

$$\beta = \frac{\gamma_{cr}}{\varepsilon_t} \quad (11)$$

Model of reinforcing bars

Local strains of reinforcing bar are defined with respect to the bar axis. For reinforcing steel, local

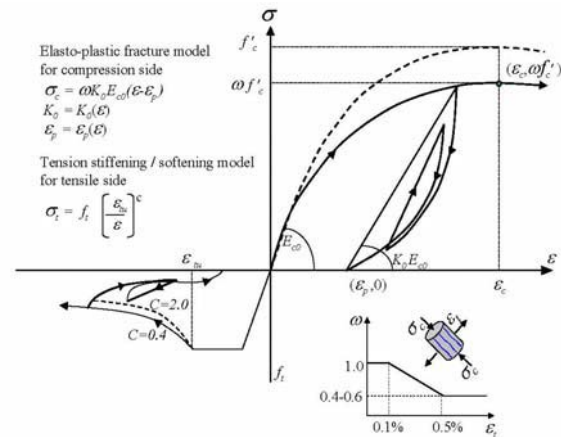


Fig 5. Combined compression-tension model for normal stress parallel and orthogonal to a crack.

yielding at the vicinity of cracks has to be taken into account in the constitutive formulation. Since reinforcement sections close to cracks are subject to yielding first whereas others are still elastic, all reinforcement sections are not simultaneously yielding throughout the entire length. This causes the apparent reduction in the average yield strength of reinforcing bars. The average yield strength of reinforcing bars embedded in concrete may be expressed as ⁹,

$$\bar{f}_y = f_y - \frac{f_t}{2\rho} \quad (12)$$

where $\bar{f}_y$ is an average yield strength of reinforcing bar embedded in concrete, f_y is the yield strength of bare bars, f_t is the tensile strength of concrete and ρ is the reinforcement ratio.

The model of reinforcing bar for both envelope and hysteretic loops⁶ is shown in Fig. 7. The figure also shows that of bare bar for comparison.

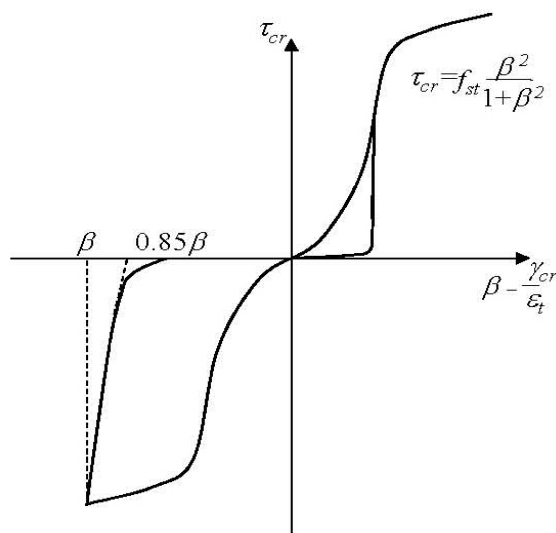


Fig 6. Shear stress transfer model.

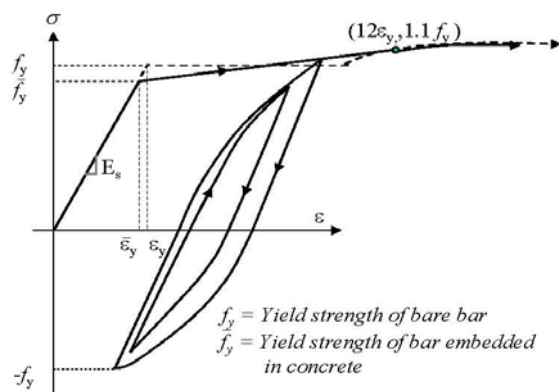


Fig 7. Modeling of reinforcing bar.

Numerical Simulation of RC Beam-Column Connection

Test of Non-Seismically Detailed Interior Beam-Column Connection

The authors conducted the reversed cyclic test of three half scale interior beam-column joint specimens. These specimens represented those of actual buildings designed and detailed according to the non-seismic provisions of ACI building code. The database of ten reinforced concrete mid-rise buildings in Bangkok was compiled. These buildings have 5-15 stories and were constructed as reinforced concrete frame without shear wall. The types of buildings cover university, school, apartment and hospital. The buildings were grouped into three categories based on the sizes of the column tributary area (Fig. 2(b)), as buildings with large, medium and small column tributary area. Based on the collected data, the area range is set to 40-48 m², 20-30 m² and 9-18 m² for the large, medium and small categories, respectively. In order to characterize the structural behavior of the beam-column connection, the structural indices were defined for the beam, column and beam-column joint. The structural indices of the beam included tension and compression reinforcement ratio, shear span-to-depth ratio, flexural capacity-to-shear capacity ratio, and transverse reinforcement ratio. The structural 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 indices of the 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.

These structural indices were calculated for each building in each category. Three half-scale beam-column specimens, namely, JL, JM and JS were constructed to represent those of each building category. The structural indices of these specimens were designed to be as close as possible to the mean values calculated from the actual building in each category. The reinforcement details and the construction methods were also as similar as possible to the actual construction. The specimen dimensions and reinforcement details are illustrated in Figs. 8 and 9. The 12-mm diameter reinforcing bar was used as longitudinal reinforcements 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 reinforcements in the 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. 10(a). The lateral forced displacement was applied at the top of the column through a 500 kN hydraulic actuator. The ends of the 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 which 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 forward and pulled backward in a reversed cyclic pattern with the target lateral drifts of 0.25%, 0.50%, 0.75%... as shown in Figs. 10(b) and 10(c). The target loop was repeated twice for each drift level. The load was continued until and beyond the peak load to trace the post-peak behavior. The experimental results shall be presented and discussed in conjunction with the numerical analysis in the next section.

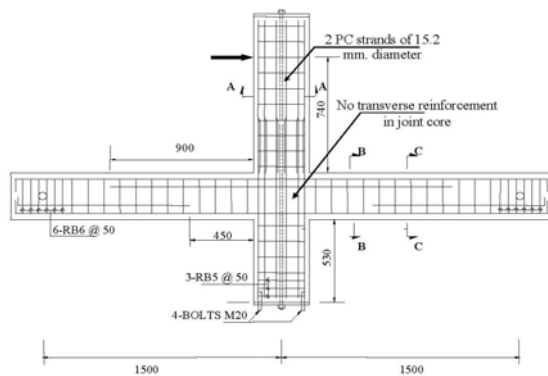


Fig 8. Geometry, dimension and reinforcement of all specimens (unit: mm).

Finite Element Analysis

The typical finite element mesh of the specimen is shown in Fig. 3. 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. The comparison between experiment and analysis is given in Table 1. The failure is defined as the point where the applied load drops more than 80%.

Table 1. Comparison between analytical (FEM) and experimental force and displacement (drift) relations.

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 (%)	1.5	1.5

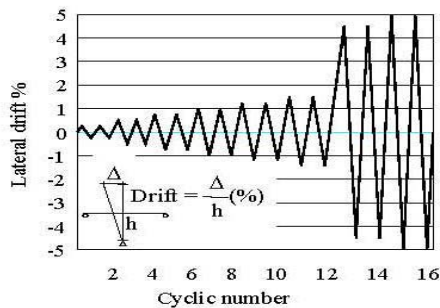
The analytical deformed shape and cracking pattern of specimen JL are compared with the experimental results in Fig. 11. The FEM demonstrates an extensive deformation at the ends of beam framing into the joints, indicating a flexural failure. The evident opening of the discrete joint element indicates pull-out of the beam reinforcing bars. The FEM also shows concentration of vertical cracks near the ends of the beams. This crack pattern indicates that bending moments act on the beam

Member	Specimen JL	Specimen JM	Specimen JS
Column section	SECTION A-A 400 300 26-DB12 STIRRUP 4-φ3 @ 100	SECTION A-A 350 200 18-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100	SECTION A-A 300 200 24-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100
	SECTION B-B 200 300 6-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100 4-DB12	SECTION B-B 175 300 6-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100 4-DB12	SECTION B-B 175 300 8-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100 6-DB12
	SECTION C-C 200 300 6-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100 6-DB12	SECTION C-C 175 300 6-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100 6-DB12	SECTION C-C 175 300 8-DB12 STIRRUP 3-φ3 @ 100 8-DB12

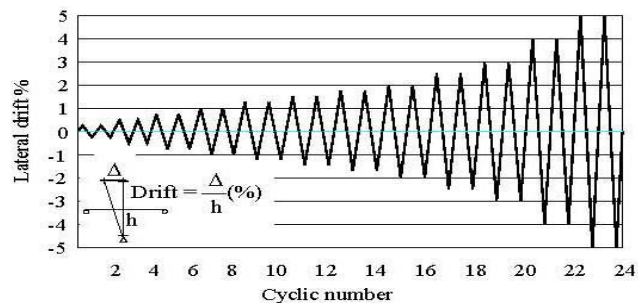
Fig 9. Cross section of beams and columns (unit: mm).



(a) Laboratory test set-up



(b) Displacement history of specimen JL



(c) Displacement history of specimen JM and JS

Fig 10. Laboratory test set-up (a) and Displacement history of each specimen (b and c).

ends in the same direction. On the contrary, the FEM predicts little distortion and cracking in the elements of the joint region. Hence the failure does not originate from the joint. Moreover, no major cracks are computed in the column adjacent to the joint core. The failure is therefore categorized as ductile strong column-weak beam. In a building with a large column tributary area, the size of the columns is usually large, whereas the span of the beams is long. This configuration leads to a large column flexural capacity, a high joint shear strength and a low beam flexural strength.

The comparison between analytical and experiment load versus applied displacement is shown in Fig. 12(a). A reasonable match is obtained for both envelope and hysteretic loops. The hysteretic loops are wide, indicating 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 reinforcement. 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 FEM predicts ductile yielding with long yield plateau up to 4.6% drift which is the same as the experimental

value. It shall be noticed that the sub-standard beam-column joint in buildings with large column tributary area is quite ductile though it was designed and detailed without considering seismic loads in accordance with the ACI building code. The ductility can be enhanced by providing closed stirrups near the beam's end to prevent concrete spalling and reinforcement buckling.

The analytical deformed shape and cracking pattern of specimen JM and JS are compared with experimental results in Fig. 11, respectively. In contrast to specimen JL, the mesh of JM and JS is extremely distorted, showing a 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 alternate opening and closing 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 experimental and numerical load versus applied displacement relation is shown in Figs. 12(b) and 12(c) for specimen JM and JS,

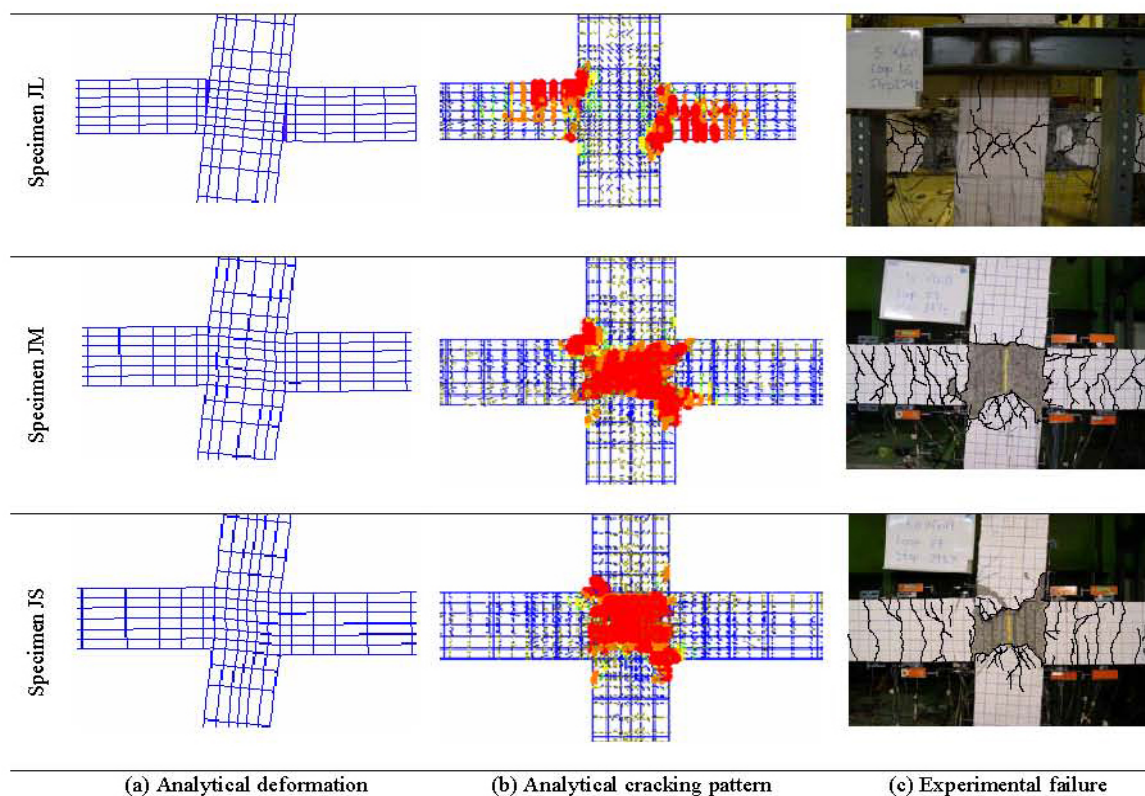


Fig 11. Comparison among Analytical deformation (a), Analytical cracking pattern (b), and experimental failure of each specimen (c).

respectively. The maximum experimental drifts at peak load are 1.75% and 1.5% for specimens JM and JS, respectively. The corresponding computed drifts are 2.0% and 1.5%, respectively. 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. However, the analytical loops are wider than experimental ones. This is supposedly caused by the concrete spalling in the joint area which is not included in the present analytical model. It is also observed that the attained lateral drift tends to be smaller for a substandard beam-column joint in RC frame with a smaller tributary column. This is probably because the frame is likely to have smaller column dimensions, just sufficient to carry gravity load.

The joint shear failure is undesirable because it is brittle and catastrophic. The tendency of brittleness is more evident for the beam-column connection with a smaller column tributary area. To analytically identify the failure mechanism of the joint region, the principal compressive stresses of concrete are computed from the FEM stress outputs. The development of compressive struts is compared among the three analyzed specimens in Fig. 13.

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 of the specimens. 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. This analytical results show that the diagonal strut formation is the principal load resistant mechanism for the joint of specimens JM and JS and the beam flexural yielding is the main load resistant mechanism for specimen JL.

CONCLUSION

The paper presents the non-linear finite element analysis as a tool to evaluate the reversed cyclic behavior of the sub-standard RC beam-column connections in mid-rise frame building designed and detailed according to the non-seismic provisions of ACI building code in a low to moderate seismic region. The finite element analysis includes the nonlinearity of cracked concrete in tension, compression and shear, and yielded reinforcement in line with the smeared crack approach. It is shown that the FEM can satisfactorily reproduce the load-displacement envelope as well as hysteretic

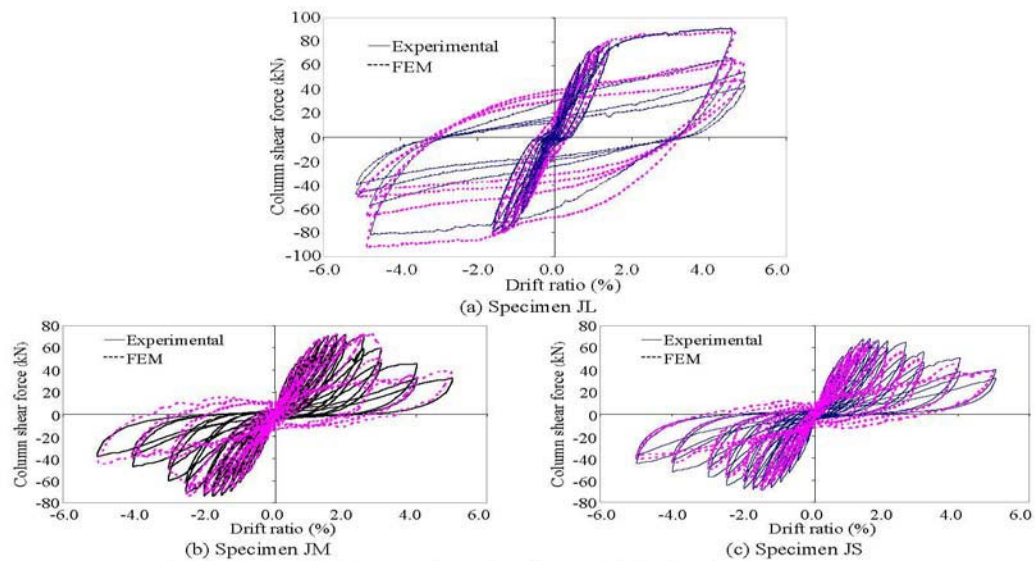


Fig 12. Relationship between column shear force and drift ratio of each specimen.

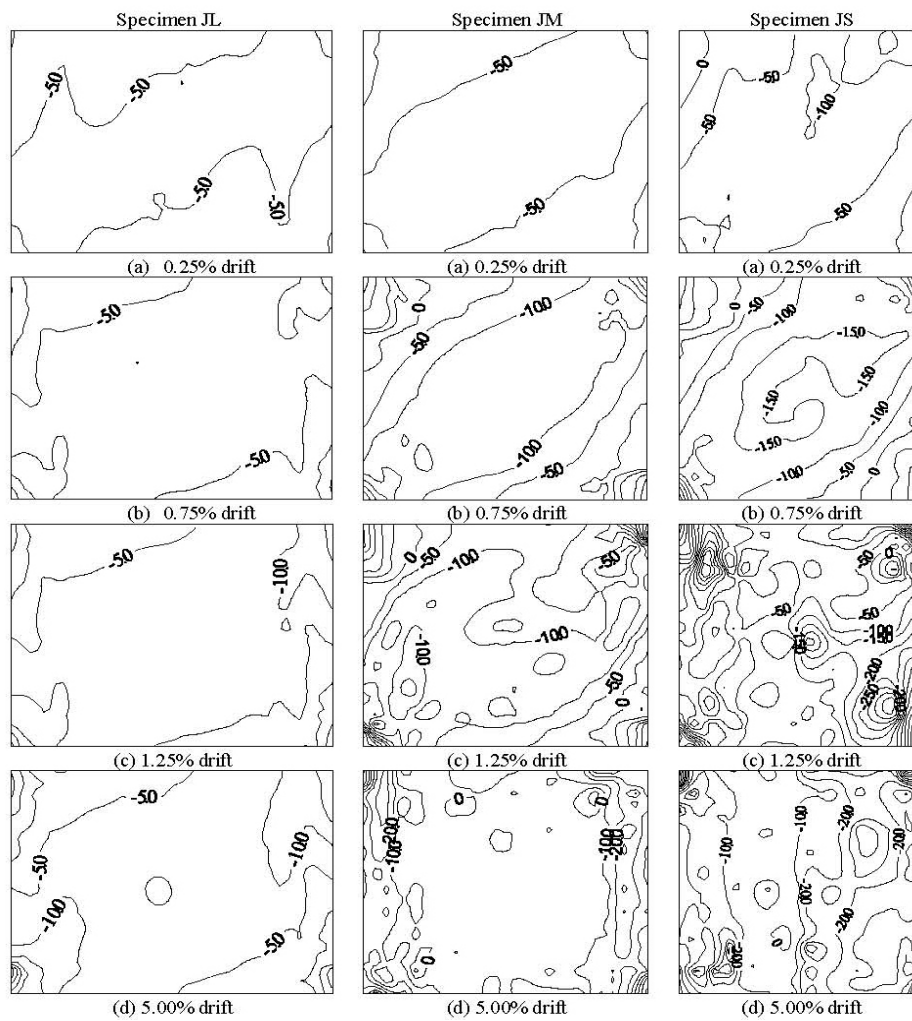


Fig 13. Principal compressive stresses (unit: MPa) of each specimen

loops of the tested specimens. As for the failure mode, the finite element analysis predicts a ductile beam flexural failure for specimen JL representing actual frame with a large column tributary area, and brittle joint shear failure for specimens JM and JS representing actual frame with a small and medium column tributary area, respectively. The collapse of compressive diagonal strut is verified to be the principal failure mechanism. The analytical failure modes, damage zones and cracking process compare well with the experimental results. However, the analytical hysteretic loops are comparatively wider than experimental ones since the nonlinearity due to concrete spalling and reinforcement buckling has not been taken into account in the present analysis.

ACKNOWLEDGEMENTS

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

REFERENCES

1. Warnitchai P (2004) Development of seismic design requirements for buildings in Bangkok against the effects of distant large earthquakes. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*.
2. Aoyama H (1981) A method for the evaluation of the seismic capacity of existing RC buildings in Japan. *Bulletin of the NZ National Society for Earthquake Engineering*, 105-30.
3. Fintel M (1991) Shear walls-an answer for seismic resistance? *Construction International*, 48-53.
4. Bing L, Tso-Chien P(2004) Seismic performance of reinforced concrete frames under low intensity earthquake effects. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*.
5. Warnitchai P, Pimanmas A, Thinh DT(2004) Seismic performance of RC sub-assemblages with non-seismic reinforcement details. *Proceedings of the First Asian Conference for Earthquake Engineering, Philippines*.
6. Maekawa K, Pimanmas A, Okamura H (2003) Nonlinear mechanics of reinforced concrete. Spon Press.
7. Vecchio FJ, Collins MP (1986) The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Structural Journal* **83**(2), 219-31.
8. Vecchio FJ, Collins MP(1988) Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory. *ACI Structural Journal* **85**(4), 258-68.
9. Salem H, Maekawa K (2002) Spatially averaged tensile mechanics for cracked concrete and reinforcement under highly inelastic range. *JSCE J. Materials Conc. Struct. Pavements* **613**(42), 227-93.

Comparative Performance of a Substandard Beam-Column Joint with and Without Initial Bond Between Beam Bars and Concrete in the Joint Core

Teeraphot Supaviriyakit

Graduate student, Sirindhorn International Institute of Technology,
Thammasat University, Pathum Thani, Thailand,
teeraphot@hotmail.com

Amorn Pimanmas

Associate Professor, Sirindhorn International Institute of Technology,
Thammasat University, Pathum Thani,
Thailand, amorn@siit.tu.ac.th

Abstract

This paper presents the test of a beam-column joint with and without bond between concrete and longitudinal bar in the joint. The specimens are half-scale, typical of substandard actual beam-column joint of mid-rise reinforced concrete frame buildings constructed in Thailand. In Thailand, the design and construction of RC frames do not normally take into account the seismic loading. For the control specimen with full bonding, the failure was suddenly caused by crushing of a concrete strut. The energy was dissipated through diagonal cracks in the joint. On the contrary, for the specimen with debonded longitudinal reinforcement, little damage was observed in the joint. The joint remained sound throughout the entire loading. The deformation was concentrated as a fixed end rotation around the interface between the joint face and beam. As a result, the energy was mainly dissipated at the interface rather than at the joint. Either mode of failure was undesirable in terms of energy dissipation. However, the drop in load after peak of the debond specimen was more gradual than the abrupt crushing observed in the control specimen. The experiment shows the significance of the bond on the failure mode of reinforced concrete beam-column joints.

Keywords : Beam-column joint, Bond deterioration, Debond, Reversed cyclic loading, Joint shear

1. Introduction

The lateral resistance of a rigid frame is derived from bending in beams and columns. Under lateral load, a beam-column joint has to transfer unbalanced moment between the beam and columns. This creates horizontal shear forces in the joint as shown in **Fig.1**. This joint shear force is found to be several times greater than shear forces in beams and columns [1, 2]. Obviously, the beam-column joint is one of the most critical components in the lateral load path of a frame. In Thailand, the design of reinforced

concrete frame buildings normally considers the gravity load only according to the ACI building code (ACI318) [3]. Hence, the member design and reinforcement detail do not meet the modern practice of seismic ductile reinforcement detailing. Particularly, the beam-column joints in these buildings lack confining stirrups and the size of a column is usually small.

The resultant forces in **Fig. 1** indicate that the joint shear force is transferred through a diagonal strut. The crushing of this strut

determines the joint shear failure. Moreover, the longitudinal beam reinforcing bar is subject to compression on one side and tension on the opposite side. This causes a significant bond force transfer between the concrete and longitudinal steel. The loss of bond changes the compressive stress in steel to tensile stress [4, 5]. As a result, the compressive force is increased to equilibrate the increased tension. Hence, it leads to a question whether the bond deterioration accelerates the crushing of the diagonal concrete strut. This paper attempts to investigate this problem by testing a beam-column joint with completely no bond between longitudinal bar and concrete in the joint. The result is compared with the control specimen where full bonding is provided. Another objective is to study the performance of substandard interior beam-column connection constructed in Thailand.

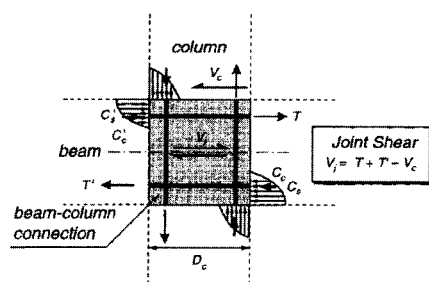


Figure 1 Joint shear force

2. Experimental Program

2.1 Specimen

The experiment was conducted to study the bond between beam longitudinal reinforcement and concrete in a substandard interior beam-column joint. The authors tested two beam-column specimens, a control and a debond specimen. The beam-column specimen was half-scale, representing the typical beam-column connection of mid-rise (6-15 storey) reinforced concrete frame buildings constructed in Thailand. The member size and reinforcement details (Fig. 2) of these two specimens were designed to closely match the average of the database of actual reinforced concrete frame building studied by Warnitchai [6] and Chaimahawan and Pimanmas [7]. The comparison of various key structural parameters of actual buildings and specimen is given in Table 1.

Note : $BI = \text{bond index} = f_y d_b / 2h_c \sqrt{f'_c}$,

h_c = column depth (in the direction of loading), h_b = beam depth, d_b = diameter of longitudinal bar, b_b = width of beam, b_c = width of column (orthogonal to h_c), M_{nc} = nominal moment capacity of column, M_{nb} = nominal moment capacity of beam, V = joint shear force, V_n = joint shear capacity, ρ_s = volumetric ratio of joint transverse reinforcement.

The size of beam was 175 mm x 300 mm and the size of column was 200 mm x 350 mm. The beam longitudinal reinforcements consisted of 6 DB12 (12-mm diameter deformed bar) top bars, and 4 DB12 bottom bars. The beam stirrup was 3 RB3@100 (3-mm diameter plain round bar). The column longitudinal reinforcement consisted of 18 DB12 and the stirrup was 3 RB3@100. The two specimens were identical except the bond condition of the longitudinal beam reinforcement passing through the joint core. In the debond specimen, the bond was initially removed completely by grinding the ribs of deformed bars, coating the surface with grease and wrapping the bar with plastic sheet

2.2 Material properties

The tested material properties are given in Tables 2 and 3 for the concrete and reinforcing bars, respectively.

2.3 Test set-up, instrumentation and load history

The experimental set-up is shown in Fig. 3. Both ends of the beam were supported by rollers that allowed horizontal movement to simulate lateral drift. The bottom end of the column was pinned to the base. The load was applied by a hydraulic actuator at the top of the column. The actuator was reacted against a 500 kN reaction frame fixed to a strong floor. In order to simulate the axial force on the column, prestressing tendons were provided in the column to supply an axial force of 300 kN. Figure 4 shows a photo of the specimen set-up in the laboratory. The instrumentation consisted of 1) horizontal force measurement and horizontal displacement, 2) flexural rotation in beam and column, 3) shear deformation in beam, column and joint, 4) rocking angle at the interface between joint face and beam, 5) strains of longitudinal steel and stirrup in beam and column.

Table 1 Structural index for beam-column joint

Parameter Statistical value	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	ρ_s
Maximum	6.19	60	1.00	1.08	3.40	1.524	0
Minimum	2.24	24	0.50	0.63	1.54	0.912	0
Average	4.51	37	0.80	0.84	2.36	1.254	0
Standard deviation	1.65	16	0.12	0.23	0.78	0.113	0
Specimen	5.09	29	0.88	0.86	1.68	1.382	0

Table 2 Tested properties of concrete (MPa)

Compressive strength, f_c' (MPa)	Control Specimen	Debond Specimen
Top column	23.7	26.8
Beam	26.8	21.7
Bottom column	23.2	25.0

Table 3 Tested properties of longitudinal steel and stirrup

Properties	Longitudinal steel (12-mm dia. Deformed bar)	Stirrup (3-mm dia. Round bar)
Yield Strength (MPa)	488.6	312.0
Tensile Strength (MPa)	637.3	395.0
Modulus of elasticity (MPa)	2.04×10^5	2.04×10^5

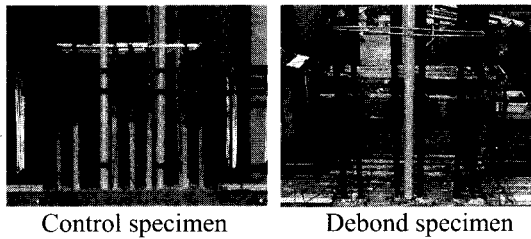
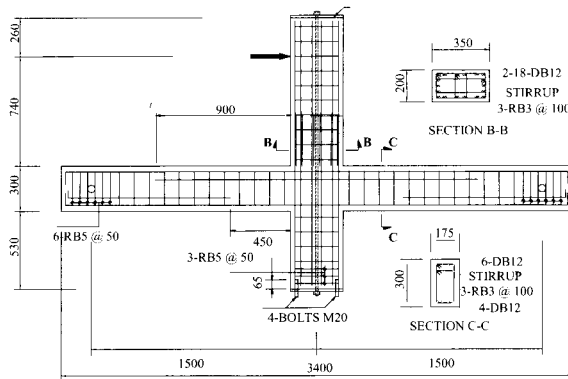


Figure 2 Specimen dimension and reinforcement detail

The load applied to the specimen was lateral cyclic displacement-controlled. The column was pushed and pulled with increasing interstory drift of $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$ and so on as shown in Figure 5. At each drift level, the displacement was repeated twice to check the stability of the loop as well as to investigate the energy dissipation.

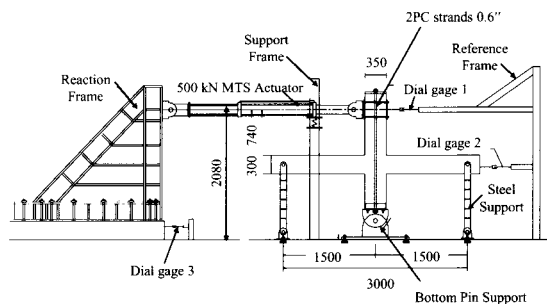


Figure 3 Test set-up

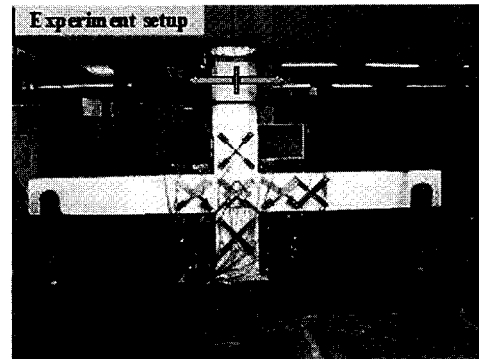


Figure 4 Photo of specimen set-up in laboratory

3. Experimental results

Table 4 gives an overall summary of experimental results. First, it is seen that the control specimen had 16% greater strength than the debond specimen. The drift at peak load of the control specimen was also larger than that of the debond specimen. However, the remaining strength of the debond specimen was larger, indicating a more gentle drop in the load capacity. The failure mode was also different. The control specimen failed by joint shear failure while the debond specimen failed by beam splitting and bond pull-out failure. In the following sections, a detailed discussion shall be provided.

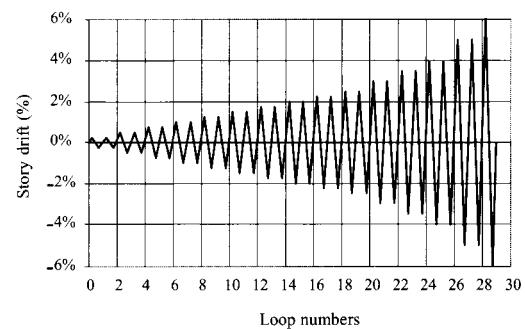


Figure 5 Load patterns

Table 4 Summary of test results.

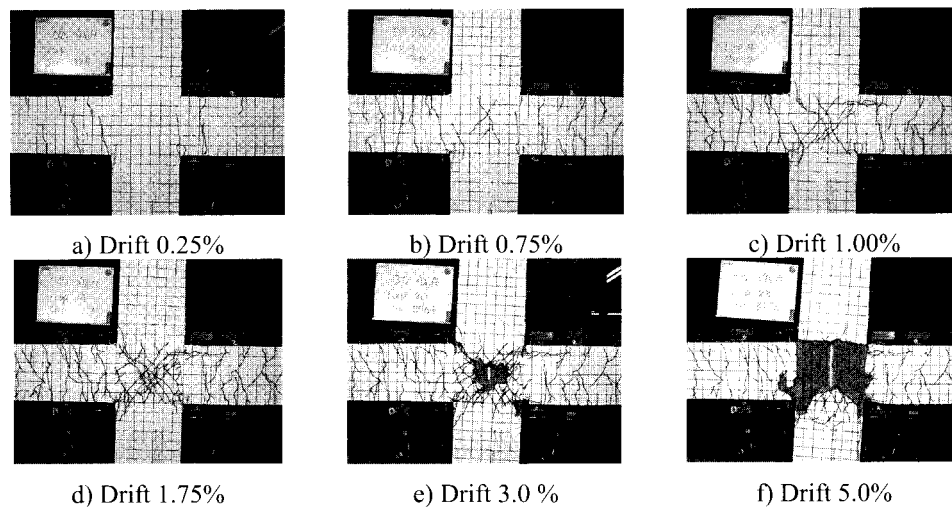
Specimen	Peak point		Residual strength at 5% drift (as percentage of peak load)	Failure mode
	Force (kN)	Drift (%)		
Control specimen	72	1.75	44	Joint shear failure
Debond specimen	62	1.50	67	Beam splitting and Bond pull-out failure

3.1 General observation, cracking process and failure

(a) Control specimen

The cracking behavior of the control specimen is illustrated in **Fig. 6**. At $\pm 0.25\%$ drift ratio, flexural cracks developed as first cracks on the beam. At $\pm 0.5\%$ drift ratio, the first diagonal crack occurred at the joint. As the drift ratio increased, these flexural and diagonal cracks grew in size and numbers. At $\pm 0.75\%$ drift ratio, a splitting crack along the longitudinal beam bar in the joint was observed.

After a $\pm 1.0\%$ drift ratio, the cracks were mainly concentrated in the joint region. These cracks were intersecting diagonal cracks with typical X-shaped pattern as shown in **Fig. 6**. On the other hand, no more flexural cracks were observed in the beam. The specimen reached a peak load of 72 kN at 1.75% drift. At $\pm 2.0\%$ drift ratio, the concrete in the joint region spalled off, exposing column longitudinal bars. The load was continued with significant damage concentrated in the joint region until $\pm 5.0\%$.

**Figure 6** Crack development in control specimen

(b) Debond specimen

The cracking behavior of the debond specimen is illustrated in **Fig. 7**. At $\pm 0.25\%$ drift ratio, a vertical crack was found at the interface between the joint face and beam. This crack indicated the pull-out slip of longitudinal beam bar. Flexural cracks were also observed in the beam but no diagonal crack occurred at the joint. As the drift increased, the pull-out crack widened. At $\pm 1.0\%$ drift, the first diagonal crack

was observed in the joint. A horizontal splitting crack was also observed along the beam longitudinal bars. At $\pm 1.25\%$ drift, the interface pull-out crack as well as the beam splitting cracks widened substantially. The beam concrete cover spalled off. In contrast, the diagonal cracks in the joint were completely inactive, leaving the joint in a sound condition until as high as $\pm 6.0\%$ drift ratio.

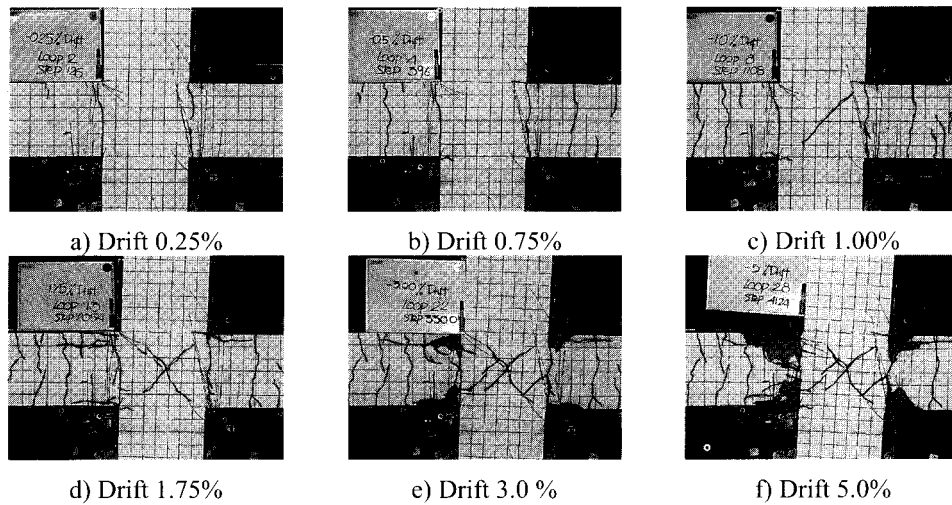


Figure 7 Crack development in debond specimen

3.2 Story shear versus lateral drift relation

(a) Control specimen

The relation between story shear and lateral drift of the control specimen is shown in **Fig. 8**. As shown in the figure, the story shear-lateral drift relation of control specimen demonstrated elastic behavior within a lateral drift of $\pm 0.50\%$. At $\pm 0.75\%$ drift, the hysteresis loops became pinched, indicating low energy dissipation upon cycling. The specimen began to yield at $\pm 1.25\%$ drift. It could resist the maximum story shear of 72 kN at 1.75% drift. Beyond 1.75% drift, the load dropped substantially. The failure behavior was brittle due to sudden crushing of the concrete strut. For any drift ratio after peak, the repeated cycle showed an obvious decrease in both strength and stiffness. The pinching in hysteresis loops became more evident, indicating a significant reduction of stiffness as a result of sliding of the diagonal crack in the joint. At 5% drift, the residual strength was 44% of the maximum load.

(b) Debond specimen

The story shear – lateral drift relation for the debond specimen is shown in **Fig. 9**. Elastic behavior was observed before $\pm 0.50\%$ drift, similar to the control specimen. Moreover, the hysteresis loops were narrow and pinched as a result of an opening of a pull-out crack at the interface. The specimen reached the peak load

of 62 kN at 1.5% drift. However, the drop of peak load was not as sudden as that of the control specimen. It was supposed that the gradual reduction of peak load was caused by a gradual reduction of moment arm due to loss of the concrete compression zone on the beam's cross section. Similar to the control specimen, the repeated cycle at the drift beyond peak was unstable, and the loop was narrow with low energy dissipation. At 5% drift, the residual strength of specimen was 67% of the peak value.

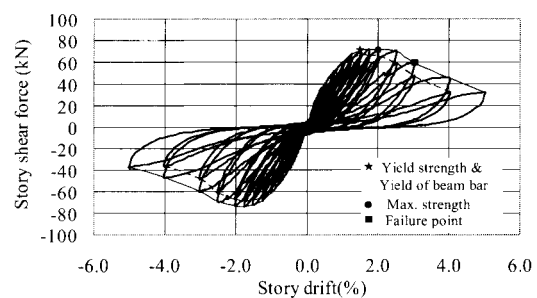


Figure 8 Story shear-story drift relation of the control specimen

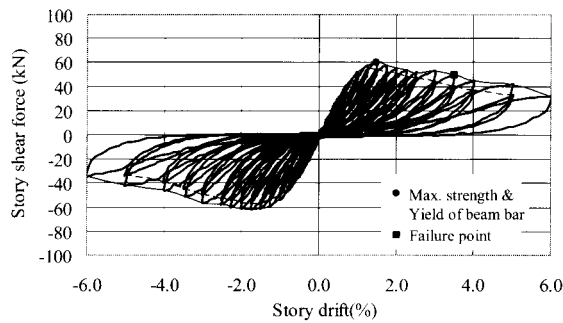


Figure 9 Story shear-story drift relation of the debond specimen

3.3 Joint shear deformation-story drift relation

The relation between joint shear deformation and story drift is compared between the control and debond specimen as shown in **Fig. 10**. It is seen that the joint deformation of the debond specimen is substantially lower than that of the control specimen. This is because cracks and following nonlinearity are mainly concentrated around the beam ends due to a pull-out effect. As shown in the **Fig. 11**, the column of the debond specimen was displaced laterally while the beam remained straight. This suggests that a substantial rotation must occur at the beam-joint interface due to concrete spalling and bar pull-out. The total lateral top column displacement is compatible with this interface localized rotation while the joint deformation is very small. In contrast, diagonal cracks are mainly concentrated at the joint core of the control specimen, giving rise to significant damage of concrete core resisting diagonal compression. It may be concluded that the joint shear

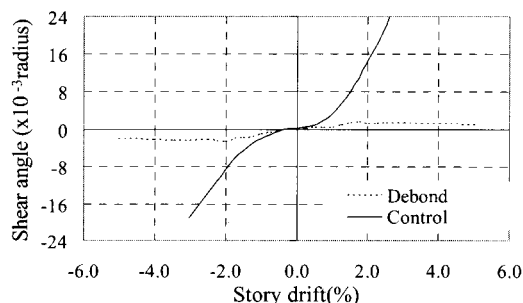


Figure 10 Comparison of joint shear angle-story drift relation

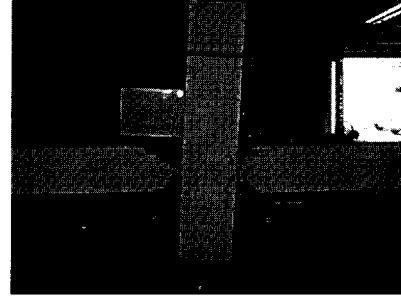


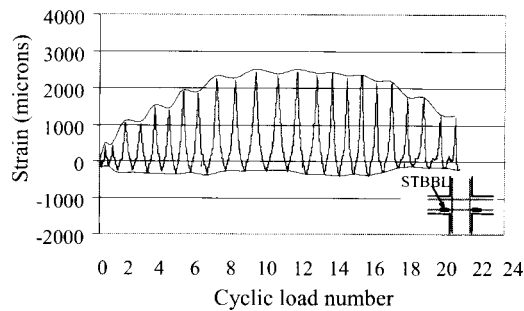
Figure 11 Tilting of column following spalling of beam concrete

deformation causes the pinching characteristics in the control specimen while the interface localized rotation causes pinching in the debond specimen.

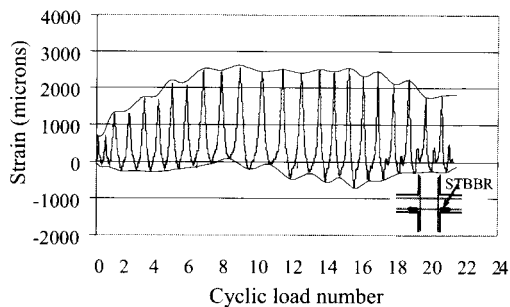
3.4 Analysis of longitudinal strains of beam bars

Fig. 12 shows the strain development at each load cycle of the control specimen. The strains are measured at beam longitudinal steel at 50 mm away from the column face. For the control specimen, the steel is tensile (positive strain) on one side and compressive (negative strain) on the opposite side in early drift levels. The magnitude of compressive strain is lower since the compression force is partly carried by concrete. As the drift increases, the compressive strain is gradually changed to tensile, indicating the bond deterioration. The envelope of strain is shown in **Fig. 13**. As shown, the strain reaches a yield strain at $\pm 1.75\%$ drift which is the peak load. After that, the strain drops. The strain drop is quite rapid even though significant bond deterioration does not yet take place. The drop in tensile strain is caused by a reduction of peak resistance due to joint crushing failure. **Fig. 14** shows the strain development at each load cycle of the debond specimen. It is seen that the specimen loses the bond from the beginning, hence, both steel sections are subject to a tension force even from the beginning of loading. Moreover, the strain in steels exceeds yield level as shown in the strain envelope in **Fig. 15**. This indicates the bars in the debond specimen maintain full yielding after peak resistance despite the nonexistence of bond in the joint. Hence, it is found that the steel could find the anchorage elsewhere even when no bonding exists in the joint core. As a result of high strains

in the beam close to the column interface, a splitting crack occurs and subsequently accelerates the concrete spalling. The reduction of peak resistance is caused by the loss of a concrete section, which leads to the movement of compressive resultant towards the beam mid-height and the reduction in the moment arm. This explains the drop in lateral load capacity of the specimen.



(a) Strain of beam bar at left side



(b) Strain of beam bar at right side.

Figure 12 Strain of beam bar at any step of the control specimen

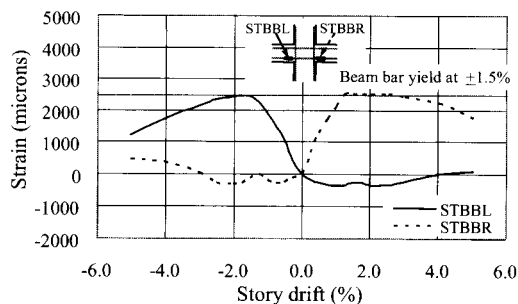
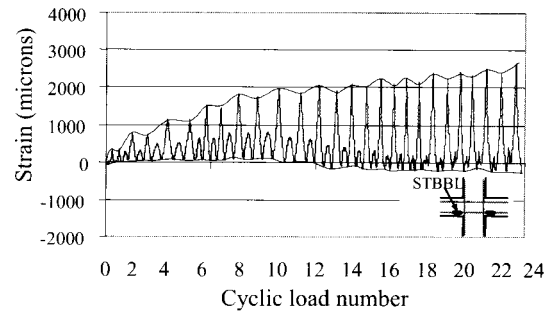
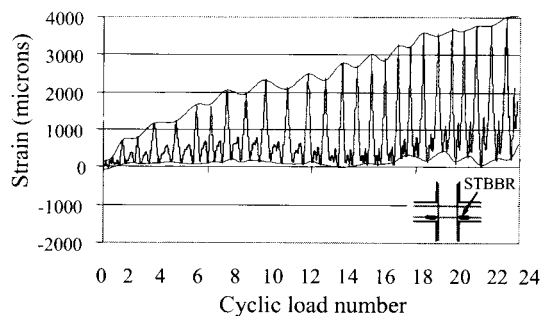


Figure 13 Strain envelope of the control specimen



(a) Strain of beam bar at left side



(b) Strain of beam bar at right side

Figure 14 Strain of beam bar at any step of the debond specimen

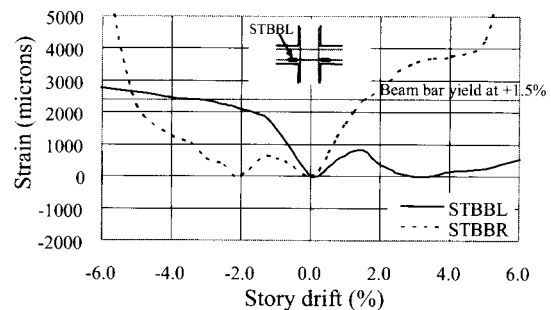


Figure 15 Strain envelope of the debond specimen

4. Failure mechanism and key structural parameters

The failure of specimens is discussed in connection with key structural parameters in this section. For the control specimen, the nominal moment capacity ratio of column to beam (M_{nc}/M_{nb}) was 1.63, which is greater than 1.2 as required by the ACI code. Hence, plastic hinge should form in the beam according to the weak beam strong column if joint failure is not premature. However, the ratio of joint shear to nominal joint shear capacity (V/V_n) is 1.38,

showing that the joint does not have sufficient capacity to resist shear. It should be recognized that the joint shear strength calculation is not required by ACI building codes for RC frame in low to moderate seismic zones. The ACI requires only minimum shear reinforcement to be provided in the joint core. In the control specimen, however, no stirrups are provided in the joint, causing the joint shear failure.

The bond index ($BI = f_y d_b / 2h_c \sqrt{f'_c}$) and the ratio of column depth to bar diameter (h_c/d_b) were 5.10 and 29, respectively. It is noted that no limitation of column depth to bar diameter is specified in ACI for an Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF). For a Special moment resisting frame, the ACI sets the minimum column depth to bar diameter ratio at 20. It is found that the control specimen has not met the ACI requirement for IMRF. The specimen still showed brittle joint shear failure due to the lack of confining stirrups. In terms of bond behavior, the examination of strain of longitudinal beam bars also indicated certain bond deterioration of longitudinal bars.

As for the debond specimen, it is found that the majority of damage is concentrated in the beam close to the interface while very little damage occurs in the joint. From the strain analysis of longitudinal beam bar, it is found that steel is subject to tension on both sides of the joint in early load steps, as a result of no bond with concrete in the joint core. Hence, both top and bottom reinforcements are simultaneously subject to tension, and the concrete compressive force on the section must be doubled in order to maintain equilibrium. However, the horizontal joint shear is not correspondingly doubled. On the other hand, the horizontal shear remains almost unchanged. Figure 10 compares the horizontal joint shear under perfect bonding and debonding conditions. For perfect bonding condition, the horizontal joint shear is determined as (see Fig. 1):

$$V_j = T + T' - V_c \quad (1)$$

While for debonding condition, the equation may be written as (Fig. 16):

$$V_j = T + C' - T' - V_c \quad (2)$$

$$V_j = C' - V_c \quad \text{Since } T' = T \quad (3)$$

$$V_j = T + T' - V_c \quad \text{Since } C' = T + T' \quad (4)$$

The horizontal joint shear force should be recognized as a pseudo joint shear force as it is computed from steel forces. The actual horizontal joint shear may be less if the beam concrete cover spalls off. This mechanism is shown in Fig. 16. In this case, the horizontal joint shear is determined from concrete compressive force rather steel forces as given below.

$$V_j = C'' - V_c \quad \text{where } C'' < C' \quad (5)$$

Where C'' is the resultant compressive force applied to the joint. Hence, it was seen that the actual joint shear force is less than the pseudo joint shear force for the debond specimen. Moreover, from equation (4), it is seen that although debonding doubles compressive force, it does not change the pseudo joint shear. From this analysis, it is therefore found that, the actual joint shear force is smaller than the pseudo joint shear in the debond specimen. Consequently, joint shear damage and failure do not occur in the joint.

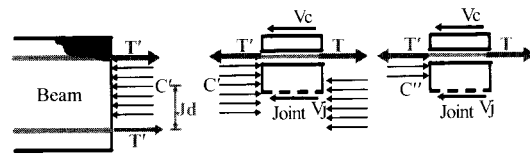


Figure 16 Actual horizontal joint shear for the debonding case with beam concrete cover spalled off

For the debond specimen, the beam splitting crack plays a major role on the failure behavior. The beam splitting crack causes the beam concrete cover to spall off and moves the compression resultant towards the midlevel of the beam. This causes a reduction in moment capacity of the section and hence, a story shear force. The movement of compression resultant on both sides of the joint made the strut inclination flatter, and hence, more effective to resist shear. Through this mechanism, the joint of the debond specimen remains sound

throughout the entire loading. The failure is determined by the localized interface pull-out behavior.

5. Conclusions

The test of a beam-column joint to identify the failure mode of substandard interior beam-column connection and the effect of bond between longitudinal bars and concrete is investigated in this paper. It is found that the control specimen with full bonding fails by the crushing of a diagonal strut in the joint region. The failure is brittle. The cause of failure is due to a high value of V/V_n and the lack of joint stirrups in the joint core. In contrast, the debond specimen fails by a bond pull-out failure with significant fixed end rotation at the interface between joint face and beam. The load drop after peak is more gradual than that of the control specimen. In terms of energy dissipation, either mode of failure was undesirable as the hysteresis loops are pinched with bad energy dissipation capacity. The beam splitting crack plays a major role on the failure behavior of the debond specimen. It causes spalling of the beam concrete cover, movement of compressive resultant towards midlevel, and increases the joint shear resistance through flatter geometry of diagonal strut. The debonding of longitudinal bars in the joint core does not affect the development of strain in the steel bar. The steel can find anchorage elsewhere and develops large plastic tensile strain even after peak. The pseudo horizontal joint shear remains the same regardless of the bond condition. But the actual joint shear may be smaller under a debonding condition. As a result, the debonding reduces the

joint shear damage which is beneficial in terms of post-earthquake retrofitting.

6. Reference

- [1] Paulay T., and Priesley M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley and Sons Inc., 1992.
- [2] Kitayama, K., Otani S. and Aoyama, H., Development of Design Criteria for RC Interior Beam-Column Joints, *ACI SP-123, Design of Beam- Column Joints for Seismic Resistance*, pp.97-123, 1991.
- [3] American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Michigan, ACI committee 318, 2005.
- [4] Shiohara H., New model for Shear Failure of RC Interior Beam-column Connections, *ASCE J. Struct. Eng.*, Vol. 127, No.2, pp. 152-160, 2001.
- [5] Hakuto S., Park R., and Tanaka, H., Effect of Deterioration of Bond of Beam Bars Passing through Interior Beam-column Joints on Flexural Strength and Ductility, *ACI Struct. J.* Vol.96 No.5, pp.858-864, 1999.
- [6] Warnitchai P., Seismic Hazard Mitigation, Final Report Submitted to Thailand Research Fund (in Thai).
- [7] Chaimahawan P. and Pimanmas A., Seismic Vulnerability of Existing Buildings in Bangkok, Proceeding of the 5th Int. Symposium for Urban Safety of Mega Cities in Asia, November 2006, Phuket, Thailand (CD-ROM).



Original Article

Cyclic behavior of non-seismically designed interior reinforced concrete beam-column connections

Amorn Pimanmas¹ and Teeraphot Supaviriyakit^{2*}

¹*School of Civil Engineering and Technology,
Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Khlong Luang, Pathum Thani, 12121 Thailand.*

²*School of Civil Engineering,
Naresuan University, Phayao Campus, Mueang, Phayao, Thailand*

Received 7 March 2007; Accepted 23 April 2008

Abstract

This paper presents a test of non-seismically detailed reinforced concrete beam-column connections under reversed cyclic load. The tested specimens represented those of the actual mid-rise reinforced concrete frame buildings, designed according to the non-seismic provisions of the ACI building code. The evaluation of 10 existing reinforced concrete frames was conducted to identify key structural and geometrical indices. It was found that there existed correlation VS structural and geometrical characteristics and the column tributary area. Hence, the column tributary area was chosen as a parameter for classifying the specimens. The test results showed that specimens representing small and medium column tributary area failed by brittle joint shear, while specimen representing large column tributary area failed by ductile flexure, even though no ductile seismic details were provided.

Key words: substandard beam-column joint, reversed cyclic load, joint shear failure, bond deterioration, column tributary area

1. Introduction

The seismic vulnerability of old existing reinforced concrete buildings constructed in zones of low to medium seismicity was recently discussed by several researchers in the USA and New Zealand (Aycardi *et al.*, 1994, Bracci *et al.*, 1995, El-attar *et al.*, 1997, Hakuto *et al.*, 2000). Even in the South East Asian region such as Thailand, Singapore and Malaysia, which was usually believed to be safe against seismic hazard, the research in this issue has gained more attention (Li *et al.*, 2002, Li and Pan, 2004, Warnichai, 2004) due to several recent earthquake occurrences in the region. Most recently the 2004 Sumatra Earthquake in the Andaman Sea, recorded at 9.3 moment magnitude, caused violent

shaking of many buildings in Bangkok, though the epicenter was more than 800 kilometers away. The quake has prompted a serious public concern on seismic safety of buildings. In the Southeast Asian countries, there are many low-rise and mid-rise buildings of up to 10 stories constructed as beam-column rigid frames 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's (ACI) building code in Thailand and British Standard (BC) code 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 (Figure 1) in order to

*Corresponding author.
Email address: teeraphot@hotmail.com

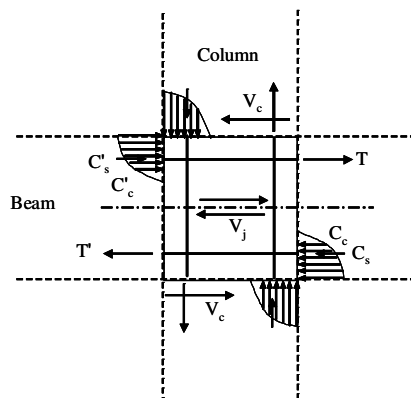


Figure 1. Horizontal shear force in joint core.

equilibrate moments acted by framing beams. 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, the experimental works of non-seismically detailed reinforced concrete beam-column joints were still limited (Hegger *et al.*, 2003, Li and Pan, 2002, Park, 2002, Supaviriyakit *et al.*, 2006). 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 behavior, such as reinforcement ratio, material strength, confining hoops, column size, etc., in their experiments, this research puts more emphasis on actual existing structures. By collecting structural data and reinforcing details of existing reinforced concrete buildings, the 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.

2. Geometrical and structural indices of existing buildings

The 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 (CEB, 1996). In this research, however, instead of presuming parameters affecting beam-column joint behavior, the authors attempted to design the specimens that could represent the actual existing buildings as close to possible. First, we collected and investigated ten existing buildings to obtain the key practical structural parameters that characterized 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 as 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 column tributary area, hence, it was appropriate to select column tributary area as a studied parameter.

A database of ten reinforced concrete mid-rise buildings in Bangkok was gathered. All buildings were reinforced concrete beam-column frame without shear wall and had 5-15 stories. The types of buildings covered essential facilities, including universities, schools, apartments and hospitals as shown in Table 1. These buildings were designed according to the non-seismic provisions of the ACI building code (2005) considering only gravity load. Since buildings were designed in accordance with the ACI code, the experimental findings are probably applicable not only to buildings in Thailand, but also to buildings designed and detailed according to the ACI code in general.

The buildings were grouped into three categories based on column tributary area (Figure 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 characterize the structural behavior of beam-column connections, the structural and geometrical indices were defined for beam, column, and beam-column joint. The structural indices of beam included tension and

Table 1. Database of investigated buildings

No.	Code Name Building	Type of Story	Number Height(m)	Clear Story Length (m)	Span	Column size Tributary Area (m ²)	Approximate	Remark
1	9UNI-1	University	9	4.0	8.0	600x800	48.0	JL
2	9UNI-2	University	9	4.2	7.0	800x800	57.0	JL
3	21OFF-3	Office	21	4.5	9.0	1200x1200	40.5	JL
4	12Hos-4	Hospital	12	4.5	5.0	600x600	29.5	JM
5	12AP-5	Apartment	12	3.0	8.0	400x1200	32.4	JM
6	9SCL-6	School	9	4.0	7.0	500x800	24.0	JM
7	15AP-7	Apartment	15	3.2	4.3	400x800	20.0	JM
8	12OFF-8	Office	12	4.5	6.2	700x700	17.5	JS
9	9Ap-9	Apartment	9	2.7	3.0	200x400	9.0	JS
10	9AP-10	Apartment	9	2.5	3.4	300x500	13.7	JS

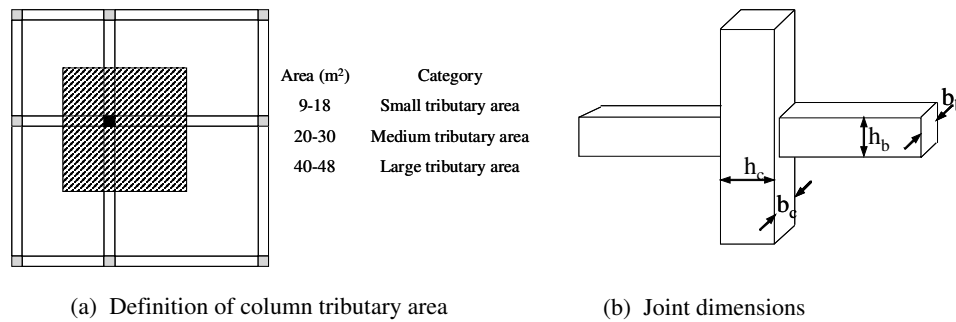


Figure 2. Definition of column tributary area and joint dimensions

compression reinforcement ratio, shear span-to-depth ratio, flexural capacity-to-shear capacity ratio, and transverse reinforcement ratio. The structural and geometrical indices of 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. Figure 2(b) illustrates the definition of joint dimensions used 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 Table 2-4. It is noted that none of buildings had stirrups in the joint. The column longitudinal bars were usually spliced just above the joint with lap length of 350 mm. It is noted that almost all buildings had column stronger than beam. This complies with the strong column weak beam concept despite no capacity design was applied in the design of these buildings. The ratio of column depth to bar diameter ratio (h_c/d_b) of all buildings were greater than 20, which was the minimum requirement of the ACI code (2005) for frames in high seismic zones. The significant feature is the size of column, which depends on the column tributary area. There is a tendency of increasing column size with increasing tributary area. As the column size gets larger, the bond demand represented by the bond index ($BI = f_y d_b / 2h_c \sqrt{f'_c}$) of the longitudinal bar decreased, the joint shear to joint shear capacity ratio is lowered, and the nominal column to beam moment capacity increased.

3. Test specimens

Based on the investigated structural and geometrical indices, three half-sized beam-column specimens, namely, JL, JM, and JS were constructed to represent buildings 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 Table 2-4. The speci-

men dimensions and reinforcement details are illustrated in Figures 3-4. The size of the column in the direction of loading is 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 Table 2-4. The 12-mm diameter reinforcing bar was used as a longitudinal reinforcement in 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 bar was used as a transverse reinforcement in beam and column. The tested yield and tensile strengths of the bar were 291 and 339 MPa, respectively. The average tested compressive strength of a standard concrete cylinder at 28 days was 26.7 MPa.

4. Test set-up and boundary condition

The test set-up and boundary conditions are shown in Figure 5. The lateral forced displacement was applied at the top of the column through a 500 kN hydraulic actuator. The ends of the 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 which allowed no movement in any direction. The axial load of

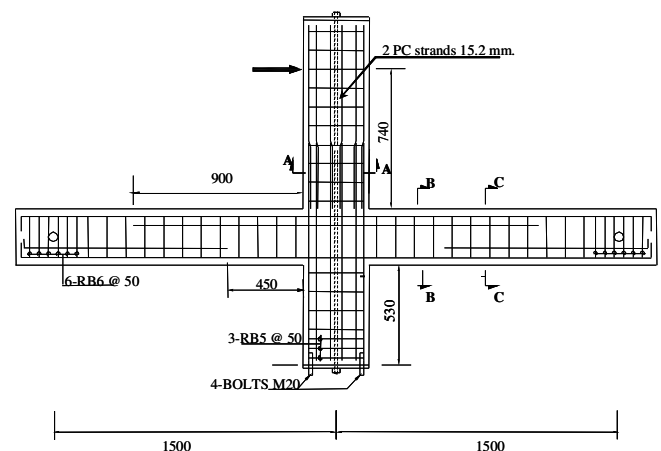


Figure 3. Geometry, dimension and reinforcement of all specimens (unit:mm)

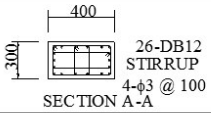
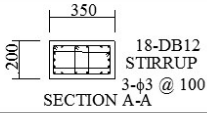
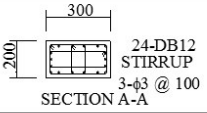
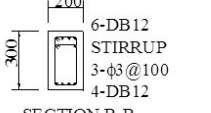
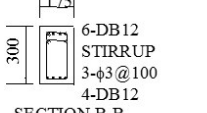
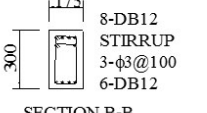
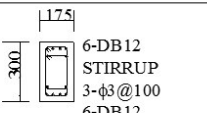
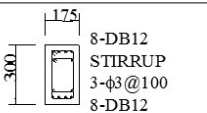
Member detail	JL-specimen	JM-specimen	JS-specimen
Column detail			
Beam detail			
			

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

Table 2. Structural indices for buildings with large tributary area

No.	Code	Clear story Height (m)	BI		$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{\rho_{sv} f_y}{f'_c}$
1	9UNI-1	4.0	4.30	32	0.417	0.750	3.442	1.126	0.0
9	9UNI-2	4.2	4.81	29	0.625	1.000	2.098	0.972	0.0
10	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	$3\overline{d_c}$	0.486	0.806	3.529	1.003	0.0
	Std. Dev.	0.3	0.88	$10\overline{d_b}$	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 story 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	2.24	60	0.750	0.667	3.403	1.029	0.0
6	9SCL-6	4	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

12.5% of column axial capacity was applied to the column by means of vertical prestressing. The column was pushed forward and pulled backward in a reversed cyclic. 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%... as shown in Figure 6. The target loop was repeated twice for each drift level. The load was continued until and beyond the peak load to trace the post-peak behav-

Table 4. Structural indices for buildings with small tributary area

No.	Code	Clear story 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

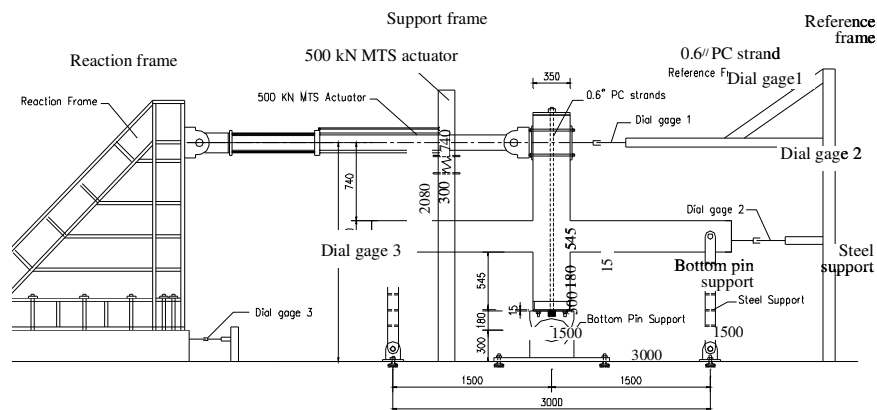


Figure 5. Test set-up

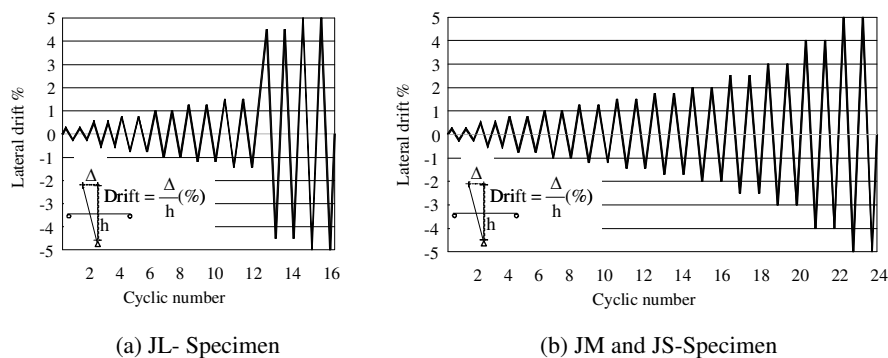


Figure 6. Displacement history of each specimen

ior. The measurements included forces, displacements, and strains at various locations of the specimens.

5. Test Results and Discussions

5.1 General observation, cracking process and failure mode

Specimen JL showed first flexural cracks in the beam during 0-0.25% drift ratio. The behavior was elastic during

these initial drifts as shown in Figure 7(a). The flexural cracks grew in size and number as the drift ratio 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 Figure 8(a). The specimen lost its strength abruptly. Throughout the entire loading, no cracks were observed in the column lap

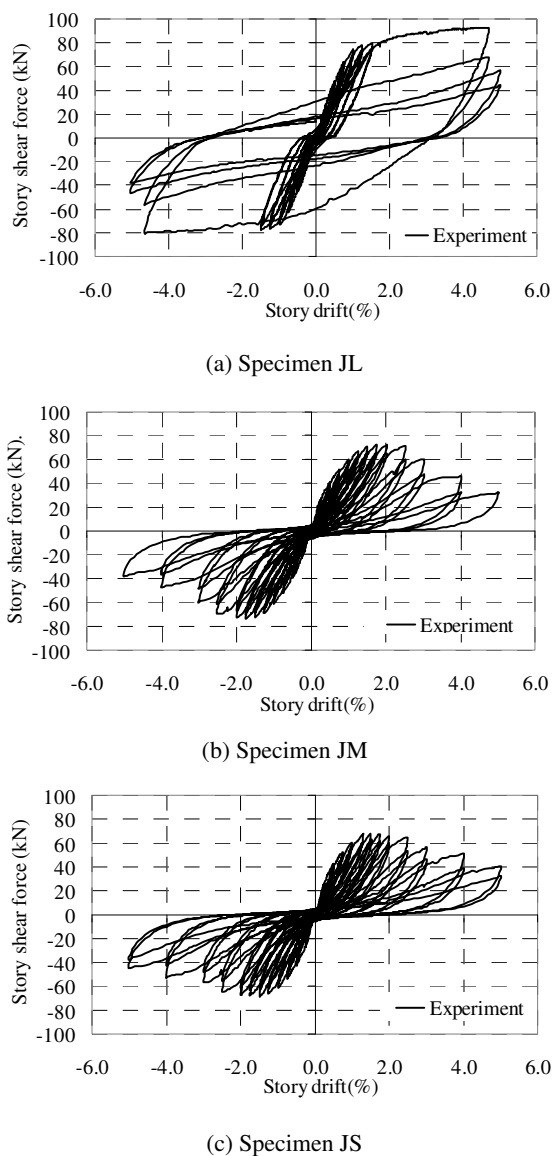


Figure 7. Relationship between applied load and displacement of each specimen

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 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 has decreased naturally, and the bond demand of the column 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 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 behavior of JM and JS was similar, hence they are discussed together. The flexural cracks were observed in the beam in the beginning of the 0-0.25% drift ratio (Figures 7(b), 7(c)). The first diagonal crack was found in the joint core at 0.5% drift ratio. They formed an X-pattern following the alternate load directions. The flexural cracks in beams and the diagonal cracks in joint cores 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 center of the joint area. At 3% drift, the concrete spalling extended throughout a wider area of the joint, exposing column longitudinal bars. The test was continued until 5% drift ratio, where concrete spalling covered



(a) Failure of specimen JL



(b) Failure of specimen JM



(c) Failure of specimen JS

Figure 8. Failure of specimen

the entire joint area (Figures 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 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. Future research should look into the retrofiting of these classes of buildings.

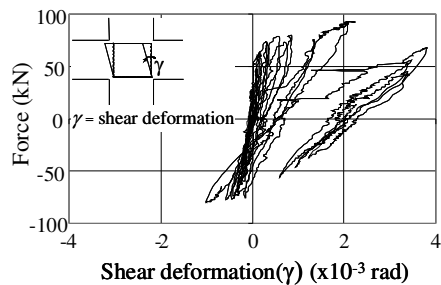
5.2 Force-joint shear deformation relation

To gain an insight into the behavior 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 Figure 9. The joint shear deformation was plotted in terms of shear angle. Specimen JL showed clearly smaller joint shear de-

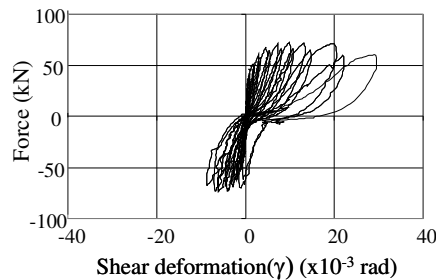
formation compared with JM and JS. The maximum values of shear deformation at failure were 0.00012, 0.02 and 0.015 radian in JL, JM and JS, respectively. These shear deformation values correlated well with observed damage level in the joint of each specimen. Little shear inelasticity was observed in JL, while substantial damage existed in joints of specimen JM and JS. On the other hand, the hysteresis force versus shear deformation of JM and JS showed severe pinching, which partly accounted for the pinching of the global load displacement relation.

6. Force-steel strain relation

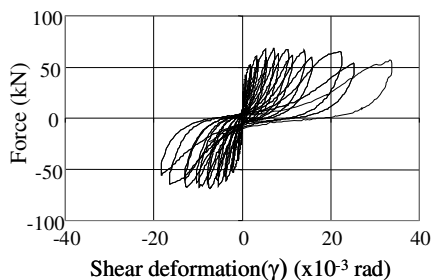
The force and strain relations of bottom bars located 50 mm away from the joint face (STBBR-gage) and at the middle of the joint (STBBM-gage) are plotted in Figures 10 and 11. Specimen JL reached yielding and developed large plastic strain, while JM and JS merely reached yielding without developing high plasticity. In each specimen, the



(a) Specimen JL

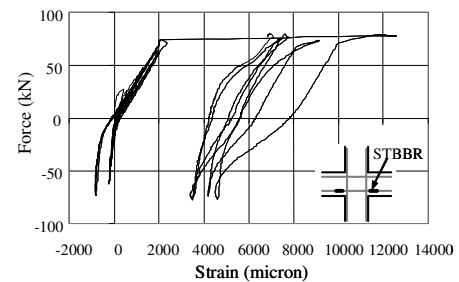


(b) Specimen JM

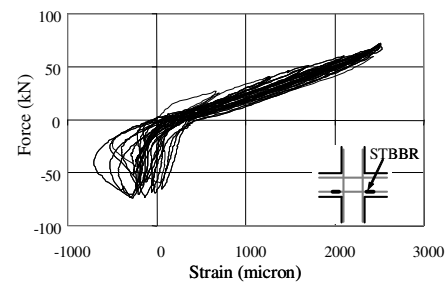


(c) Specimen JS

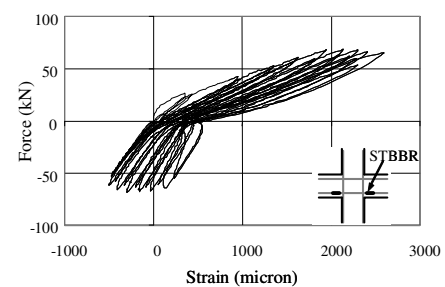
Figure 9. Force- joint shear deformation relationship of each specimen



(a) Specimen JL



(b) Specimen JM



(c) Specimen JS

Figure 10. Strain of bottom beam bar (STBBR) at 50 mm away from the joint face

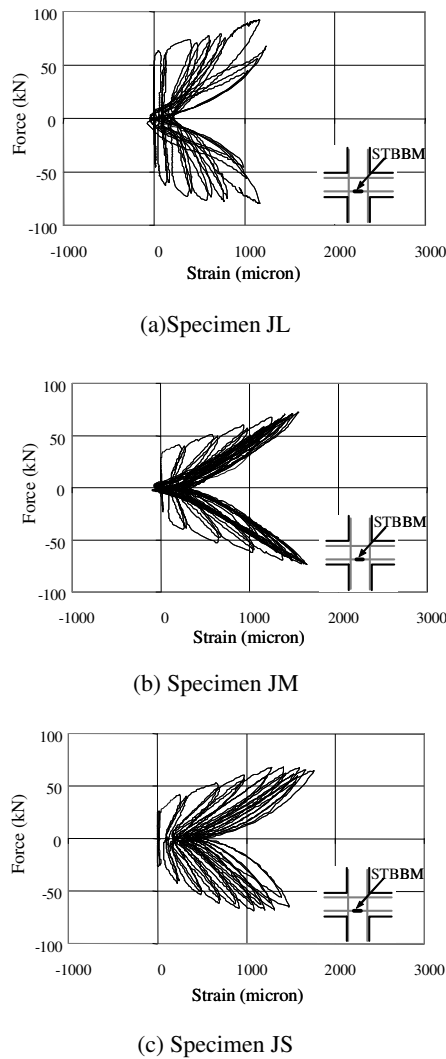


Figure 11. Strain of bottom beam bar (STBBM) at the middle of joint

strains of bottom beam bars at 50 mm from the joint face and at the middle of the joint showed obviously different behaviors. 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. But the strains turned into purely tensile at high drift levels regardless of the loading direction. As for JM and JS, the strain behavior on the tensile and compressive sides was obviously unsymmetrical. This is due to the fact that the strain of the steel bar was smaller on the compressive than on the tensile side. With increasing drift ratio, the tensile strain continuously increased, whereas the compressive strain (negative strain value) initially increased, but gradually decreased later. This behavior was dealt with by the interface pull-out crack, which was caused by local bond deterioration, and had taken place in the previous opposite load direction. During reverse loading, the pull-out crack was not completely closed, thus, a positive strain value still remained in steel, and was accumulated in subsequent cycles. The steel on the compression side became positive instead

of negative.

The behavior of the steel bar at the middle of the joint showed a butterfly pattern. The strains on the compression and tension side were symmetrical at about zero force level. The steel strain at the middle of the joint of all specimens was always tensile regardless of the load direction. Furthermore, it should be noted that strains at the middle of the joint were approximately equal in all specimens, and that the magnitude was less than the yield strain. As seen for all specimens, the yielding did not spread deep into middle of the joint. This was contrasted with the value at 50 mm away the column face, especially for the steel strain in JL. This indicated that the bond within joint core was not completely lost along the length of the bar. The variations of strain with load cycles are plotted in Figures 12(a)-12(c). Specimen JL maintained bond conditions 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. For Specimen JM and JS, the local bond was lost in the early 0.75% drift.

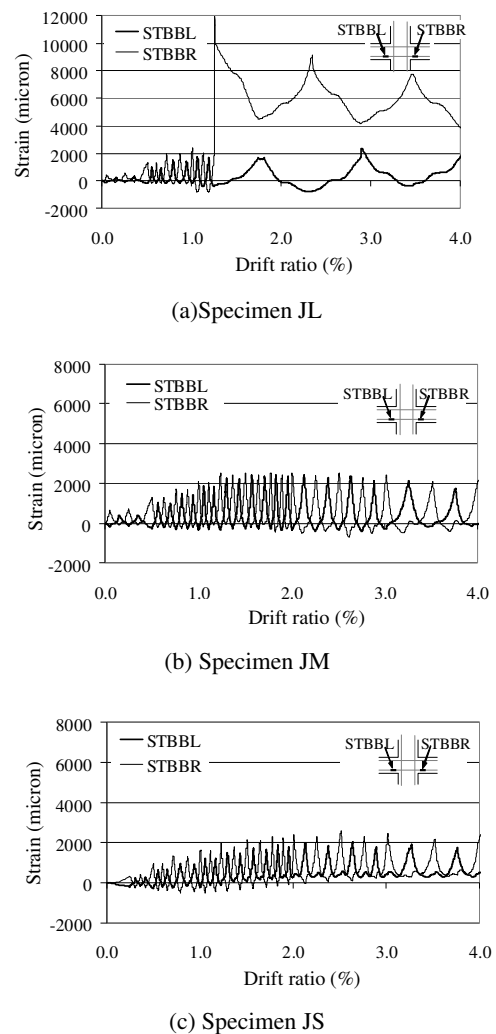


Figure 12. Strain history of bottom beam bar at 50 mm away from the joint fac

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, this ratio is required to be not 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. Therefore, the bond demand of JS seemed to be more severe than of JM and JL, because the size of the column was smaller. In view of the experimental results, no entire loss of bond was observed in any specimen. But, 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.

7. Conclusion

This paper presented the reversed cyclic test of non-ductile designed interior RC beam-column joints typical for constructions in low to moderate seismic zones. According to the evaluation of ten old existing RC beam-column frame buildings, there existed some correlations among key structural and geometrical indices and the 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 specimen 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 bars at the column face in all specimens, but the bond deterioration did not spread in to the center of the joint core. No entire loss of bond was observed in all specimens. But the local bond pull-out was observed in all specimens, although all satisfied 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.

Acknowledgements

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

References

- ACI committee 318. 2005. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Michigan
- Aycardi, L.E., Mander, J.B. and Reinhorn, A.M. 1994. Seismic resistance of reinforced concrete frame structure designed only for gravity loads: Experimental performance of subassemblages, *ACI Structural Journal*, 91(5): 552-563
- Bracci, J.M., Reinhorn, A.M. and Mander, J.B. 1995. Seismic resistance of reinforced concrete frame structure designed only for gravity loads: Performance of Structure system, *ACI Structural Journal*, 92(5): 597-609
- CEB State of the Art Report. 1996. RC frames under earthquake loading, Thomas Telford, London
- El-attar, A.G., White, R.N., and Gergeley, P. 1997. Behavior of gravity load designed reinforced concrete buildings subjected to earthquakes, *ACI Structural Journal*, 94(2):133-145.
- 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*, 97(1): 11-25.
- Hegger, J., Sherif, A. and Roeser, W. 2003. Nonseismic design of beam-column joint. *ACI Structural Journal*, 100(5): 654-664.
- Li, B. and Pan, T.C. 2004. Seismic performance of reinforced concrete frames under low intensity earthquake effects, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver
- Li, B., Wu, Y. and Pan, T.C. 2002. Seismic behavior of non-seismically detailed interior wide beam-column joints-Part I: Experimental results and observed behaviors, *ACI Structural Journal*, 99(6): 791-802.
- Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. 2003. Non-linear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, London.
- Park, R. 2002. A Summary of Results of Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Beams and Columns with Substandard Reinforcing Details. *Journal of Earthquake Engineering*, No 6: 147-174
- Riggs, H., and Powell, G. 1986. Rough crack model for analysis of concrete, *ASCE J. Eng. Mech*, 112(5): 448-464
- 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 10th East Asia-Pacific Conference on Structural engineering and construction*, Thailand.
- Vecchio, F.J., and Collins, M.P. 1986. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Structural Journal*, 83(2): 219-231.
- Vecchio, F.J., and Collins, M.P. 1988. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory, *ACI Structural Journal*, 85(4): 258-268.
- Warnitchai, P. 2004. Development of seismic design requirements for buildings in Bangkok against the effects of distant large earthquakes, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver

Notation

		f_y	yield strength of reinforcement
b_b	beam width	M_{nc}	nominal column flexural capacity
b_c	column width	M_{nb}	nominal beam flexural capacity
d_b	diameter of longitudinal beam bar	V	joint shear force
h_b	beam depth	V_n	joint shear strength
h_c	column depth	ρ_{sv}	volumetric ratio of confinement reinforcement
E_s	elastic modulus of steel bar	BI	bond index ($BI = f_y d_b / 2h_c \sqrt{f'_c}$)
f'_c	cylindrical compressive strength of concrete		

Assessment of Seismic Deficiency of Existing Reinforced Concrete Buildings in Bangkok

Panuwat Joyklad¹, Preeda Chaimahawan² and Amorn Pimanmas²

Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University

PO Box 22, Thammasat-Rangsit Post Office

Pathumthani 12121, Thailand

Tel: 0-2986-9009 Ext. 2403, Fax: 0-2986-9009 Ext. 1900

E-mail: ¹joy.civil@gmail.com, ²preeda_sj@hotmail.com, ²amorn@siit.tu.ac.th

Abstract

This paper presents a result of assessment of seismic deficiency of buildings in Bangkok. The target buildings are mid-rise reinforced concrete beam-column frames having 5-15 stories. The occupancy type is essential and assembly facilities including schools, university, governmental offices and apartments. Many of these buildings with more than 6 stories are usually provided with reinforced concrete lift core. The seismic evaluation methodology consists of demand to capacity ratio determination (DCR), reinforcement detailing check and failure mode investigation. Eight buildings are examined. The seismic deficiency is checked against earthquake loading specified in No.49 Ministerial Law [1] and the ACI [2] requirements for Intermediate Moment Resisting Frame. The region of interest is the first floor sub-frame where the lateral shear is supposed to be highest. The moment frames in both transverse and longitudinal directions are considered. The result shows that all eight buildings do not satisfy reinforcement detailing criteria. Five out of eight buildings do not satisfy DCR criteria. Based on the failure mode investigation, the result shows 44% of beam flexural failure, 41% of joint shear failure and 15% of beam shear failure. It is seen that shear failure covers 66% of the total. The majority of failure is found in beams. The reason why the DCR criteria is not critical is due to traditional working stress design approach for RC structures in Thailand with lower allowable compressive strength of concrete and steel compared to more modern ultimate strength design codes. Another reason is the presence of

lift core that reduces the forces transmitted to beam-column frame.

1. Introduction

Although Bangkok, the capital city of Thailand is not directly located on fault, it is not safe from distant earthquakes. On 26th December 2004, the Sumatra earthquake of 9.3 magnitude on Richter scale has caused a devastating Tsunami and hit the coast of Thailand with more than 5,000 lost of lives. In that event, though approximately 800 km away from Bangkok, many high rises in Bangkok were severely shaken. This caused a widespread public concern on the safety of building in seismic events.

Bangkok is vulnerable to earthquake because the city is founded on soft marine clay which can amplify earthquake up to three to four times [3]. Moreover, almost all buildings in Bangkok have not been traditionally designed against seismic loading. In order to mitigate the possible seismic hazard, buildings should be evaluated for seismic rating and necessary preparedness is required, especially public buildings such as academic buildings, apartment buildings, governmental buildings and hospital should be able to withstand earthquake as they are supposed to provide post earthquake rescue operation.

A study on seismic evaluation of RC buildings in Bangkok is presented in this paper. In this study, existing reinforced concrete buildings constructed as beam-column frames are investigated to identify the typical characteristics of building designed for gravity load only, especially the reinforcement detailing. This study focuses on reinforced concrete frames having 5-15 stories. According

to past studies, the buildings of this range will have a natural period around 1.0 second which corresponds to the peak acceleration response curve. For the buildings of this height, the fundamental vibration is supposed to play a dominant role. Hence the first floor is supposed to be critical under earthquakes. Thus, the research conducted herein emphasizes the first floor sub-frame in both transverse and longitudinal directions of the buildings.

In this study, a practical method to investigate seismic performance of the building is proposed. It aims to provide a guidance for practicing engineers to evaluate the seismic performance of the buildings. The method requires building geometry, cross sectional dimension, reinforcement details, material properties as input to construct the computer model of the buildings. The linear static analysis is employed to obtain shear force and bending moment at critical sections or members. The Demand Capacity Ratio (DCR) is then calculated. The capacity can be based on any structural design code. In this paper, the

ACI318 [2] requirement for Intermediate Moment Resisting Frames is adopted as most Thai engineers are familiar with the American code. The proposed evaluation methodology consists of DCR determination, reinforcement detailing check and failure mode investigation.

2. Data collection of existing buildings.

The architectural and structural drawings of 8 existing buildings constructed in Bangkok are collected. These buildings are listed in Table 1. As seen, the buildings have the number of stories ranging from 5-15 stories. They are constructed as beam-column rigid frame. The buildings are generally classified as essential and public facilities that cover apartments, schools, universities and governmental offices. In most buildings, the floor system consists of precast solid plank (PC plank) or precast hollowcore slab which is topped by cast-in-place concrete. Almost all buildings are provided with lift core for vertical transportation.

Table 1 General data of investigated buildings.

No.	Occupancy type of Building	No. of story	Total height (m)	Dimension W x L (m ²)	Type of Slab	Lift Core
1	Apartment (AP1)	6	17.20	11x17.85	PC plank	none
2	Apartment (AP2)	9	22.90	13.2x29.2	PC plank	2x2m
3	Apartment (AP3)	15	40.00	21x30.8	PC plank	4.2x2.15m
4	Academic (AC1)	5	29.80	18.6x40.5	Cast in place	2.55x2.9m
5	Academic (AC2)	6	26.00	18.8x58.5	PC hollowcore	2.4x4.0m
6	Academic (AC3)	6	27.50	16.5x77.0	PC hollowcore	2.5x4.3m
7	City hall (CH1)	5	25.34	24.0x77.0	PC hollowcore	2.8x5.0m
8	City hall (CH2)	5	24.35	23.0x77.0	PC hollowcore	2.8x5.0m

3. Structural indices

Structural indices are defined as parameters that indicate the behavior of beam, column and joint under seismic action. Structural indices of buildings are calculated from design configurations such as sectional dimensions, area of longitudinal and transverse reinforcing bars, strength of concrete and reinforcement steel, and others.

The prominent structural indices that are used to predict the expected failure modes are as follows.

3.1 Nominal moment capacity to nominal shear capacity ratio, $\frac{M_n}{a \cdot V_n}$

In this index, a is the length measured along the column or beam axis from the joint face to inflection point, M_n and V_n are nominal moment and nominal shear capacity of

reinforced concrete section, respectively. This index indicates a possibility of shear failure in the member before yielding. In the calculation of this index, it is assumed that the inflection point is located at the mid-length of column or beam.

3.2 Joint shear force over joint shear capacity ratio, V_j / V_{jn}

In this index, V_j [4] is the joint shear force and V_{jn} [5] is the joint shear capacity. The

index indicates the possibility of joint shear failure.

3.3 Column to beam moment capacity, M_{nc}/M_{nb}

In this index, M_{nc} is nominal moment capacity of column and M_{nb} is nominal moment capacity of beam. This index indicates the possibility of plastic hinge forming in column. The summary of overall structural indices in each direction is shown in Table 2, 3 and 4.

Table 2 Average of structural indices for column

Direction	a_c/h_c	$\frac{M_n}{aV_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ [5]	Expected mode of failure
Transverse Interior	3.60	0.44	0.335	0.050	0.0065	3.72	Flexural failure
Transverse Exterior	3.49	0.60	0.306	0.053	0.0067	4.69	Flexural failure
Longitudinal Interior	5.11	0.29	0.267	0.043	0.0082	2.18	Flexural failure
Longitudinal Exterior	5.11	0.27	0.208	0.037	0.0074	1.84	Flexural failure

Table 3 Average of structural indices for beam

Direction	a_b/h_b	$\frac{M_n}{aV_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ [5]	Expected mode of failure
Transverse Interior	4.34	0.76	0.010	0.012	0.0039	2.06	Flexural failure
Transverse Exterior	3.61	0.72	0.010	0.012	0.0038	2.00	Flexural failure
Longitudinal Interior	4.34	0.47	0.009	0.011	0.0038	1.45	Flexural failure
Longitudinal Exterior	4.58	0.53	0.012	0.012	0.0042	1.80	Flexural failure

Note: a_c/h_c and a_b/h_b are column and beam shear span ratio; $P/(f'_c A_g)$ is column axial force ratio; ρ_t is longitudinal column reinforcing index; ρ and ρ' are bottom and top longitudinal beam reinforcing index; $\rho_s \sqrt{b''/s}$ is transverse steel index and $V_a / b_w d \sqrt{f'_c}$ is normalized associated shear force index (V_a is associated shear force is dependent on a mode of failure. If member is expected to fail in flexural mode $V_a = M_n / a$ or fail in shear mode $V_a = V_n$ from ATC40 [5])

reinforced concrete section, respectively. This index indicates a possibility of shear failure in the member before yielding. In the calculation of this index, it is assumed that the inflection point is located at the mid-length of column or beam.

3.2 Join shear force over joint shear capacity ratio, V_j / V_{jn}

In this index, V_j [4] is the joint shear force and V_{jn} [5] is the joint shear capacity. The

index indicates the possibility of joint shear failure.

3.3 Column to beam moment capacity, M_{nc}/M_{nb}

In this index, M_{nc} is nominal moment capacity of column and M_{nb} is nominal moment capacity of beam. This index indicates the possibility of plastic hinge forming in column. The summary of overall structural indices in each direction is shown in Table 2, 3 and 4.

Table 2 Average of structural indices for column

Direction	a_c/h_c	$\frac{M_n}{aV_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_l	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}} [5]$	Expected mode of failure
Transverse Interior	3.60	0.44	0.335	0.050	0.0065	3.72	Flexural failure
Transverse Exterior	3.49	0.60	0.306	0.053	0.0067	4.69	Flexural failure
Longitudinal Interior	5.11	0.29	0.267	0.043	0.0082	2.18	Flexural failure
Longitudinal Exterior	5.11	0.27	0.208	0.037	0.0074	1.84	Flexural failure

Table 3 Average of structural indices for beam

Direction	a_b/h_b	$\frac{M_n}{aV_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}} [5]$	Expected mode of failure
Transverse Interior	4.34	0.76	0.010	0.012	0.0039	2.06	Flexural failure
Transverse Exterior	3.61	0.72	0.010	0.012	0.0038	2.00	Flexural failure
Longitudinal Interior	4.34	0.47	0.009	0.011	0.0038	1.45	Flexural failure
Longitudinal Exterior	4.58	0.53	0.012	0.012	0.0042	1.80	Flexural failure

Note: a_c/h_c and a_b/h_b are column and beam shear span ratio; $P/(f'_c A_g)$ is column axial force ratio; ρ_l is longitudinal column reinforcing index; ρ and ρ' are bottom and top longitudinal beam reinforcing index; $\rho_s \sqrt{b''/s}$ is transverse steel index and $V_a / b_w d \sqrt{f'_c}$ is normalized associated shear force index (V_a is associated shear force is dependent on a mode of failure. If member is expected to fail in flexural mode $V_a = M_n / a$ or fail in shear mode $V_a = V_n$ from ATC40 [5])

Table 4 Average of structural indices for joint

Direction	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_j}{V_{jn}}$	ρ_s	Expected mode of failure
Transverse Interior	5.15	22.48	0.73	1.27	1.94	1.11	0.00	Joint shear
Transverse Exterior	5.24	23.92	0.74	1.24	7.15	0.65	0.00	Flexural beam
Longitudinal Interior	5.37	21.69	0.47	1.50	3.47	1.31	0.00	Joint shear
Longitudinal Exterior	6.06	19.13	0.46	1.55	4.50	0.74	0.00	Flexural beam

Note: $BI = \frac{f_y d_b}{2 h_c \sqrt{f'_c}}$ is bond index; h_c/d_b is column depth-to-bar diameter ratio; b_b/b_c is beam with-to-column width ratio; h_b/h_c is beam depth-to-column depth ratio; M_{nc}/M_{nb} is column flexural capacity-to-beam flexural capacity ratio; V_j/V_{jn} is joint shear force over joint shear capacity ratio; ρ_s is joint reinforcement ratio

4. Seismic evaluation methodology

The seismic evaluation methodology adopted in this study consists of Demand Capacity Ratio (DCR) determination, reinforcement detailing check, and failure mode investigation.

4.1 DCR determination

To determine Demand Capacity Ratio (DCR), the structure is analyzed by linear static procedure under the equivalent lateral static load specified by No. 49 Ministerial Law [1], which is based on UBC 1985 [6]. The load combination considered is $U1 = 0.75(1.4DL+1.7LL+1.87E)$, where DL is dead weight, LL is live load and E is earthquake load. At critical sections of beam, column and joint, demand is obtained in terms of shear force and bending moment. Corresponding capacities are calculated based on ACI318 [2] structural concrete design code. The member is said to fail if DCR is larger than 1.0. In the analysis, the emphasis is placed on the first floor sub-frame as it is assumed that buildings of less than 10 floors are governed by the fundamental mode of vibration where the forces shall be highest at the column of the first floor. As a majority of buildings are constructed using precast floor slab system, the structure will therefore be stronger in the

direction transverse to the span of slab, and weaker in the other direction. Hence, the structure is analyzed for both transverse and longitudinal direction. The DCR considered in this research consists of

$$\frac{M_{ub}}{M_{nb}} \quad \text{DCR for moment in beam}$$

$$\frac{V_{ub}}{V_{nb}} \quad \text{DCR for shear in beam}$$

$$\frac{V_{ju}}{V_{jn}} \quad \text{DCR for shear in joint.}$$

$$\frac{V_{uc}}{V_{nc}} \quad \text{DCR for shear in column}$$

$$\frac{M_{uc}}{M_{nc}} \quad \text{DCR for moment in column}$$

The meaning of subscribe u is based on No.49 Ministerial Law [1] demand, subscribe n is capacity of each member and subscribe c , b and j are location of members, column, beam and joint, respectively.

The results of DCR comparison are shown in Fig.1 to 5. Summary of DCR check is shown in table5.

DCR for moment in beam (Fig.1) shows that almost beam sections pass this criterion in transverse direction. In longitudinal direction, there are a few sections that do not pass the

criterion. This is because of the slab system using precast concrete slab spanning in the longitudinal direction of building, thus making the beam much stronger in transverse than in longitudinal direction. DCR for shear in beam (Fig.2) show that some sections of buildings AP3, AC3 and CH2 do not pass this criterion because of the same reason as for moment.

As for DCR for moment in column (Fig.3), almost all building pass this criteria except building CH2 at the exterior joint in the longitudinal direction which has too small longitudinal reinforcement ratio in column.

As for DCR for shear in column (Fig.4), all sections of the column have DCR less than 0.5 indicating that the sections have sufficient shear capacity to resist code-specified earthquake load. There are two reasons to support this, that is, the presence of lift core that reduces the lateral load transmitted to column and the traditional working stress design approach with low code-specified allowable material stresses.

The DCR for shear in beam-column joints is shown in Fig.5. As shown, all building pass this criterion because column has large size as explained above.

It is found that almost critical elements of lateral force resisting system have strengths greater than computed actions based on code specified earthquake load. However, it should not be concluded the structure is safe against earthquake. As a matter of fact, the force that can develop in a structure depends on structural capacity itself. Hence, the structure should be investigated under the condition that some members reach yielding. Moreover, the reinforcement detailing should be checked too.

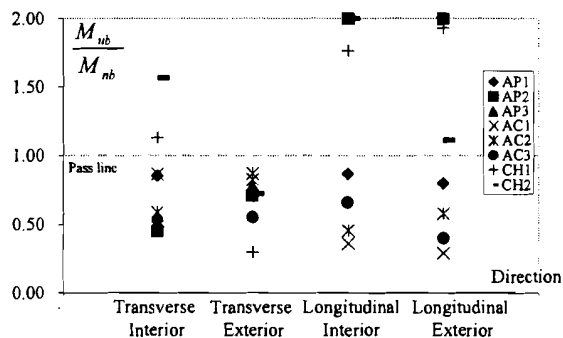


Fig.1 DCR for moment in beam

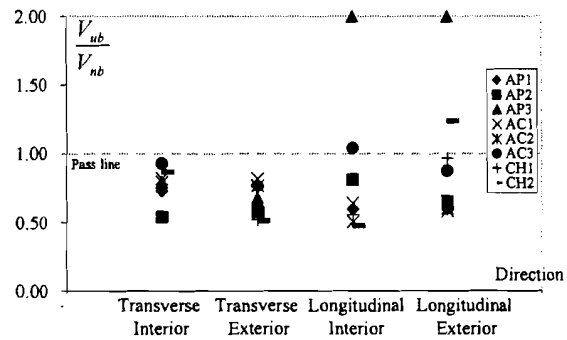


Fig.2 DCR for shear in beam

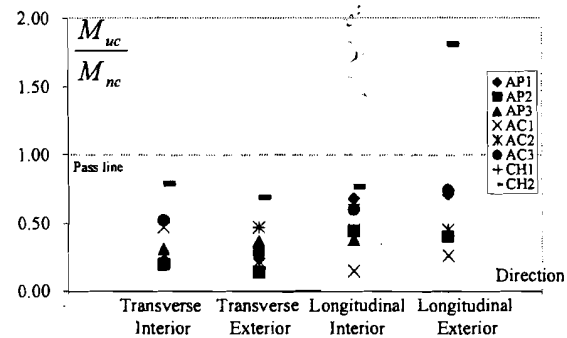


Fig.3 DCR for moment in column

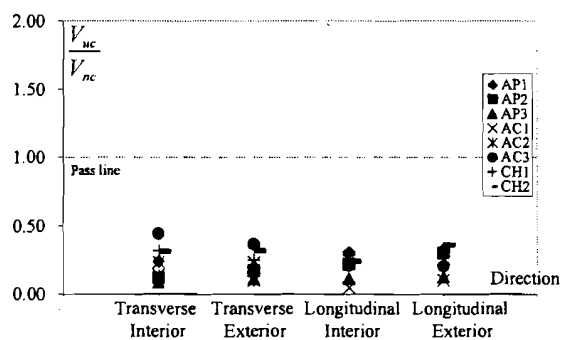


Fig.4 DCR for shear in column

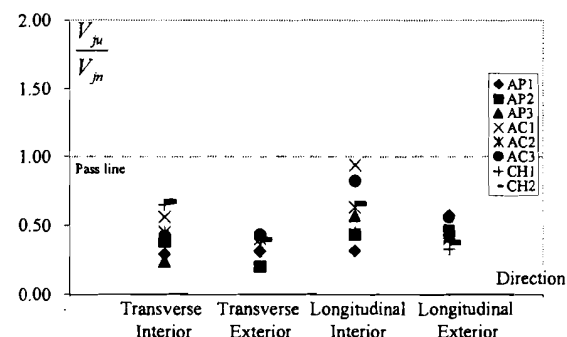


Fig.5 DCR for shear in beam-column joint

Table 6 Example of Detailing criteria for transverse direction-interior span.

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AP1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_i)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	None	RB9 @ 0.40	NC
AP2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.04	NC
		Zone 2	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s_i)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	None	3-RB6 @ 0.20	NC
AP3	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 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_i)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.32	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC
AC1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.21	C
		Zone 2 (s_i)	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 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_i)	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 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2 (s_i)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.06	NC
CH1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s_i)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.27	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.27	NC
CH2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s_i)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.40	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.40	NC

Note: C=Compliance, NC=Not compliance

5. Investigation of failure mode

As stated, the DCR check under code specified earthquake load does not suffice to determine the actual seismic performance of a structure. The sequence of failure of structure

is valuable for the retrofit of the buildings. In this research, the methodology for determining the failure mode is presented. The method uses the information of DCR, structural indices mentioned above together with two flowcharts,

that is, load flowchart and yielding flowchart. The purpose of load flowchart is to identify the failure mode under the code-specified load. The purpose of yielding flowchart is to identify the failure mode in case that some members of structure reach yielding with increasing lateral load. The new DCRs are obtained under the load combination $U2 = DL + 0.4LL \pm 1.87E$. It is noted that the only 40% of live load is taken as likely live load to be present when earthquake occurs. The load flowchart is presented in Fig. 7. The yielding flowchart is intended to check the structure when earthquake moves the structure so that some members yield. The concept of yielding

flowchart is shown in Fig. 8. The advantage of the yielding flowchart is that it allows the post-yield failure mode to be identified. Usually, the flexural failure caused by member yielding should not be regarded as failure in the sense of earthquake resistance. The failure is usually caused by subsequent shear failure in the member and joint. The retrofiting method should therefore aim to strengthen member and joint in shear rather flexural strengthening. Contradictorily, the flexural strengthening may increase the shear and bond demand, hence the structure may be more brittle than un-retrofitted structure.

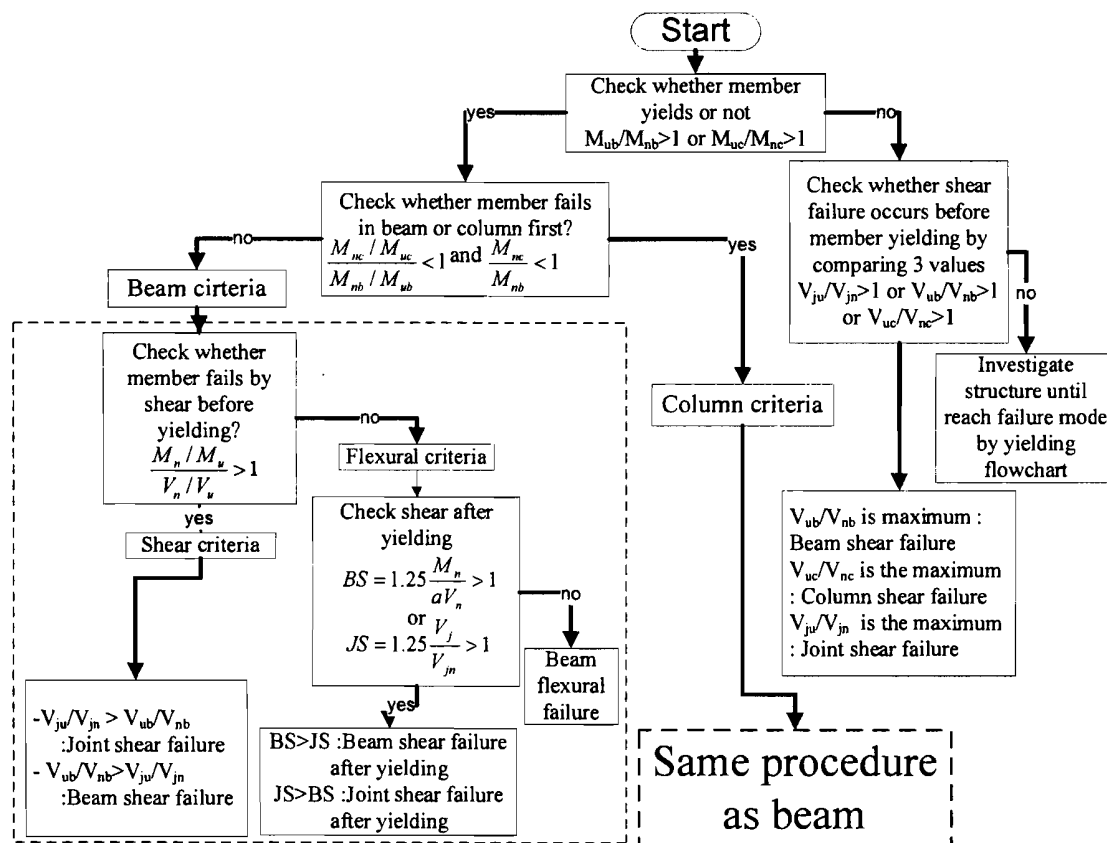


Fig 7 Load flowchart

All eight buildings are examined with the proposed flowcharts. The result shows 44% of beam flexural failure, 41% of joint shear failure and 15% of beam shear failure. It is seen that shear failure covers 66% of the total failure (Fig 9). The total failures can be classified as follows,

In transverse direction and interior span, 62% is joint shear failure, 25% is beam flexural failure and 13% is beam shear failure (Fig.9).

In transverse direction and exterior span, 74% is beam flexural failure and 26% is beam shear failure (Fig 9).

In longitudinal direction and interior span, 75% is joint shear failure and 25% is beam flexural failure (Fig.9).

In longitudinal direction and exterior span, 74% is beam flexural failure and 26% is joint shear failure (Fig.9).

According to the investigation, the majority of failure is found in beams. However, as mentioned, the beam flexural failure is rarely a problem as long as ductility is

available. It is also noted that the evaluation with load flowchart shows less failures compared with yielding flowchart. This is due to traditional RC working stress design approach adopted in Thailand with lower allowable compressive strength of concrete and steel compared with ACI [2] codes. Another reason is the presence of lift core that reduces the forces transmitted to beam-column frame.

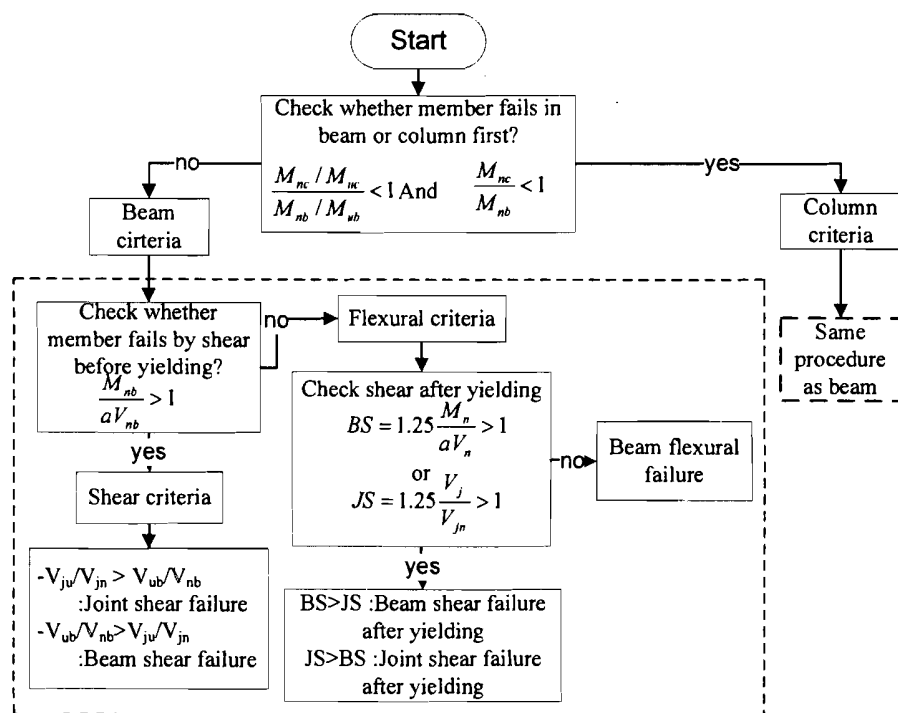


Fig.8 Yielding flowchart

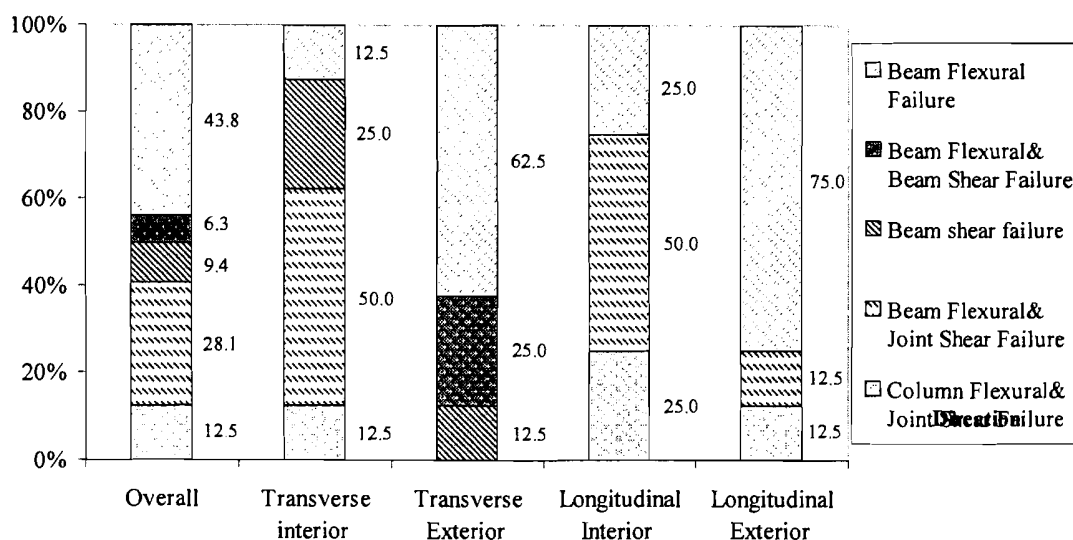


Fig. 9 Failure mode result

7. Conclusion

The paper presents result of seismic assessment of eight existing reinforced concrete buildings in Bangkok. All buildings were constructed as beam-column rigid frame. The building category covers school, apartments and governmental offices. The evaluation method consists of DCR determination, reinforcement detailing check and failure mode investigation. It is found that no buildings satisfy the reinforcement detailing requirement, primarily because of the lack of sufficient transverse reinforcement in beam, column and beam-column joint and non-seismic detail of hook anchorage. Based on DCR, five out of eight buildings show some failures in the members under code-specified earthquake load. The failure mode investigation shows 44% of beam flexural failure, 41% of joint shear failure and 15% of beam shear failure. The load flowchart failure check is less critical than yielding flowchart because of traditional working stress design approach for RC structures in Thailand with lower allowable compressive strength of concrete and steel compared to codes. Another reason is the presence of lift core that reduces the forces transmitted to beam-column frame. According to the investigation, the joint shear failure is identified to be one of the most critical failures of RC buildings.

References

- [1] No. 49 Ministerial Law, Department of Public Works, Ministry of Interior, 1997.
- [2] ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete", American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1999.
- [3] Warnitchai P., "Development of seismic design requirements for buildings in Bangkok against the effects of distant large earthquakes", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [4] Paulay T., and Priesley M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons Inc., New York, 1992.
- [5] ATC, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [6] UBC, "Uniform Building Code", International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1985.

Simple Seismic Evaluation Methodology for Gravity-Designed Reinforced Concrete Building

Preeda Chaimahawan¹ and Amorn Pimanmas²

Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University

PO Box 22, Thammasat-Rangsit Post Office

Pathumthani 12121, Thailand

Tel: 0-2986-9009 Ext. 2403, Fax: 0-2986-9009 Ext. 1900

E-mail: ¹preeda_sj@hotmail.com, ²amorn@siit.tu.ac.th

Abstract

This paper presents a simple seismic evaluation method for reinforced concrete building constructed as beam-column rigid frame. The proposed method is intended for practicing engineers as guidance for seismic evaluation of existing buildings. The proposed seismic evaluation methodology consists of force check in terms of demand to capacity (DCR), reinforcement detailing check and failure mode investigation. The failure mode flowchart consists of load flowchart and yielding flowchart. The use of flowchart requires structural indices and DCR. The load flowchart is intended to check the failure mode of existing buildings under the code-specified earthquake load. The yielding flowchart is intended to check the failure mode when some members of the building yield. A case study is presented to demonstrate the applicability of the method. The applicability of the method is partly verified by experiment of beam-column joint conducted in the past.

1. Introduction

Recently, several foreign earthquakes have caused severe vibration of buildings in Bangkok and created a public concern on seismic safety of existing buildings. Almost all buildings in Bangkok were not designed against seismic loading. These buildings may be subject to severe damages in the event of large earthquake magnitude. The buildings should be evaluated for seismic rating and necessary preparedness is required.

This paper presents a simple, yet effective, method for seismic evaluation of reinforced concrete buildings. It aims to

provide guidance for practical designers to evaluate the seismic performance of existing buildings based on the results of linear elastic analysis of the building.

Currently, there exist some preliminary evaluation methods. Gulkan and Sozen [1] presented a procedure for determining seismic vulnerability of building structures. The method essentially requires only the dimensions of the structure as input, and is expressed in terms of their locations in a two-dimensional plot of masonry wall and column percentages. The ranking of damage observed in a group of institutional buildings in Erzincan during the March 13, 1992, earthquake shows that the data is in broad agreement with the proposed method.

Capacity spectrum method is originally developed by Freeman et. al.[2]. This concept has been introduced for seismic evaluation and retrofitting of existing building in FEMA-273 [3]. The capacity spectrum method incorporates the inelastic quasi-static response of the structure in analysis.

The analytical method can be broadly classified into four categories, linear static, linear Dynamic, nonlinear static and nonlinear dynamic. The most realistic analysis procedure is the nonlinear dynamic analysis. However, this method is considered overly complex and impractical for general use. This paper presents a practical method based on Linear Static Procedure to obtain structural indices that will be used with proposed load and yielding flowchart to evaluate the seismic performance and failure mode of existing buildings.

2. Structural indices

Structural indices are defined as the parameters that characterize the behavior of beam, column and joint under the seismic action. Structural indices of buildings are calculated from design configurations such as sectional dimensions (Fig.1), quantity of longitudinal and transverse reinforcements, strength of concrete and reinforcement and others. The prominent structural indices used in predicting the failure modes are as follows.

2.1 Nominal moment capacity to nominal shear capacity ratio, $\frac{M_n}{a \cdot V_n}$

In the index, a is the shear span which is defined as length of a column or beam measured from the joint face to inflection point (Fig.1), M_n and V_n are nominal flexural and shear strength of the reinforced concrete section, respectively. This index indicates a possibility of shear failure in the member. With the assumption that the inflection point is located at the mid-height of column or beam, the value of the index equal to one indicates that shear force and moment reach the shear strength and flexural yield strength simultaneously. Larger value of this index indicates higher nominal flexural strength compared to shear strength, and a possibility of shear failure before flexural failure.

2.2 Joint shear stress over joint shear strength ratio, V_j / V_{jn}

In this index, V_j is the joint shear force and V_{jn} is the joint shear strength. This index indicates the possibility of joint shear failure. The calculation of V_j is conducted by the following formula [4].

$$V_j = (1 + \beta) \lambda_0 f_y A_{s1} - V_{col} \quad (1)$$

where $\beta = A_{s2} / A_{s1}$

A_{s1} = area of top beam reinforcement

A_{s2} = area of bottom beam reinforcement

λ_0 = over strength factor (= 1.0 for intermediate moment resisting frame)

f_y = nominal yield strength of steel

V_{col} = column shear force which is calculated by the following formula,

$$V_{col} = 2 \left(\frac{l_1}{l_{1n}} M_{0,1} + \frac{l_2}{l_{2n}} M_{0,2} \right) / (l_c + l'_c) \quad (2)$$

where,

$M_{0,1}$ = negative moment capacity of the right beam

$M_{0,2}$ = positive moment capacity of the left beam

Other notations are as shown in Fig. 2.

2.3 Column to beam moment capacity, M_{nc} / M_{nb} .

In this index, M_{nc} is nominal moment capacity of column and M_{nb} is nominal moment capacity of beam. This index indicates the possibility of plastic hinge forming in column before in beam.

3. Evaluation Methodology

The proposed evaluation methodology consists of linear static analysis of structures to obtain demand capacity ratio (DCR), reinforcement detailing check and flowcharts for failure mode investigation.

To obtain demand capacity ratio (DCR), the linear static analysis is conducted and the seismic demand and capacity are calculated and compared. Seismic demands include shear force and moment in beam, column and joint which are calculated from analysis of structures under the action of earthquake loading specified in governing code. In Thailand, the No.49 Ministerial Law [5] is adopted which is based on UBC85 [6]. Other more recent codes can be used as well. Capacities are calculated based on accepted design codes, such as ATC-40 [7] and ACI318 [8]. In each building, the analysis should be conducted for both transverse and longitudinal directions. The procedure to evaluate DCR is described below,

1. Approximate weight (W) of building, including likely live load, for example 40% of specified live load.

2. Calculate base shear force based on No.49 Ministerial Law [5] by the following formula,

$$V = ZIKCSW \quad (3)$$

Where V = base shear force

Z = Zone factor

I = Importance factor

K = Horizontal force factor

C = Coefficient of building natural frequency

S = Soil factor

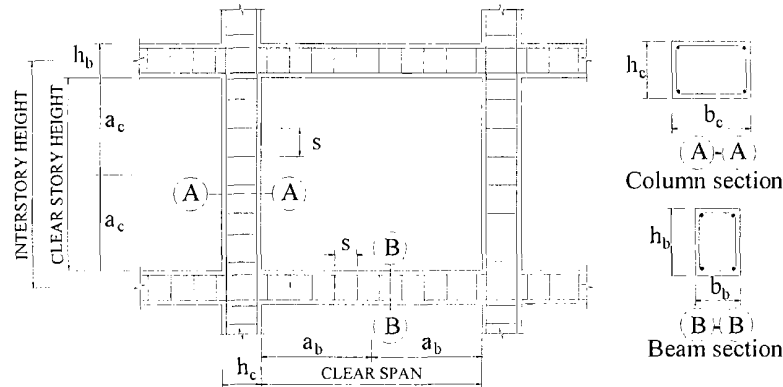


Fig.1 Definition of geometry parameters of structural indices

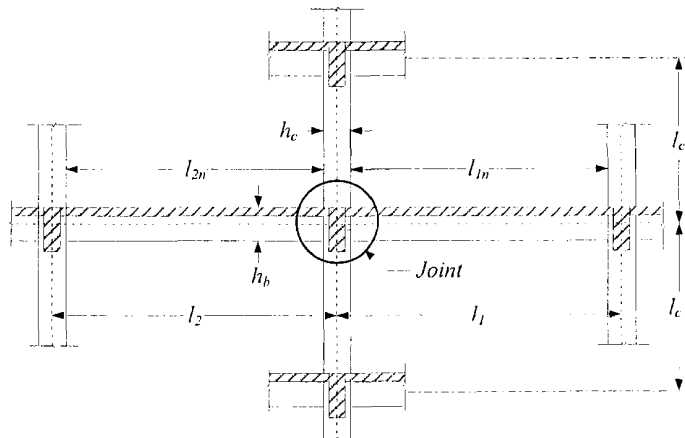


Fig. 2: Interior beam-column sub-assembly

3. Distribute base shear V to each frame based on relative stiffness. For each frame, distribute lateral forces along building height.

4. Model and analyze the structure in computer for moment and shear forces in beam, column and joint. There are two load cases in the analysis.

Load combination 1:

$$U_1 = 0.75(1.4DL + 1.7LL \pm 1.87E)$$

Load combination 2:

$$U_2 = DL + 0.4LL \pm 1.87E$$

Load combination 1 is stated in the ACI318 [6] building code. This load shall be used to check DCR compatible with forces

specified in the No.49 Ministerial law [5]. Load combination 2 is considered to represent the more realistic situation under earthquake where actual live load is assumed to be 40%. Shear, moment and axial force obtained from this load combination will be used in examination of possible failure modes.

5. Calculate corresponding capacity of beam, column and beam-column joint based on ACI318 [8] seismic requirement for Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF) and ATC-40 [7].

6. Compare existing reinforcement detailing in beam, column and beam-column

joint with ACI requirement for Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF).

7. Calculate Demand Capacity Ratio (DCR). Failure is considered to take place when DCR is greater than 1.0. The values of DCR used in this method consist of,

$$\frac{M_{ub}^-}{M_{nb}^-} \quad \text{where } M_{nb}^- \text{ is negative moment}$$

capacity of beam and M_{ub}^- is negative moment demand of beam.

$$\frac{V_{ub}}{V_{nb}} \quad \text{where } V_{nb} \text{ is beam shear capacity of}$$

section and V_{ub} is shear force demand of beam.

$$\frac{V_{ju}}{V_{jn}} \quad \text{where } V_{jn} \text{ is joint shear strength of}$$

beam-column joint, V_{ju} is joint shear force demand from associated moment. V_{ju} can be calculated from equation (4)

$$V_{ju} = (M_{ub}^+ / jd + M_{ub}^- / jd) - V_{col} \quad (4)$$

$$\frac{V_{uc}}{V_{nc}} \quad \text{where } V_{nc} \text{ is column shear capacity}$$

of section and V_{uc} is shear force demand of column.

$$\frac{M_{uc}}{M_{nc}} \quad \text{where } M_{nc} \text{ is moment capacity of}$$

column and M_{uc} is moment demand of column.

4. Acceptance Criteria

A building is considered seismically acceptable if both of the following two conditions are satisfied.

4.1 Acceptance for Force criteria

All critical elements of lateral force resisting elements have strengths greater than computed actions, that is, DCR is less than 1. This represents the strength check under code-specified load level.

4.2 Acceptance for Detailing criteria

All reinforcement detailing satisfies the code requirement. The detailing check is

intended to check ductility and energy dissipation capacity of critical members of the building.

5. Investigation of failure mode

The DCR analysis presented above relies on the force specified in No.49 Ministerial law [5]. This force may or may not occur in a real earthquake since the actual forces developed in a structure depend on its capacity. Hence, using the force level specified in the code for the evaluation of existing structures may not be fully rational. A more meaningful approach is to determine the possible failure modes when the structure is displaced until yielding takes place in some members of the structure. The staged failure mode is very important to the building retrofit. For example, when flexural DCR exceeds 1.0, it may simply mean that the member yields without failure. The retrofit for flexural DCR exceeding 1.0 may not be important as long as the member can yield with some ductility. The secondary failure mode such as beam or column shear failure after yielding and post-yield joint shear failure is more significant. In this respect, this paper presents two flowcharts for identifying the failure modes of the structure.

5.1. Load flowchart.

The load flowchart is for checking the possible failure modes under code-specified lateral load. It is applied with load combination 2 ($U = DL + 0.4LL \pm 1.87E$) with likely live load acting on the structure. The load flowchart is shown in Fig.3.

5.2 Yielding flowchart

This yielding flowchart is intended for a situation when earthquake motion moves the structure until yielding develops in some members of the structure. This allows an opportunity to investigate staged failure modes. The yielding flowchart is shown in Fig. 4.

6. Case Study and Example of Seismic Evaluation

Example of seismic evaluation of existing building (Fig.5) is provided here. The

base shear force is calculated following the No.49 Ministerial Law [5](based on UBC85 [6]) as $V=ZIKCSW$, where $Z=3/16$ (Zone 1), $I=1.25$ (Academic building), $K=1$ (Moment resisting frame), $S=2.5$ (Bangkok soft clay). The natural period of the building is calculated using $T = 0.09h_n\sqrt{D}=0.62$ s, where h_n is the

total building height =29.8 m and D is width of building =18.6 m. The coefficient $C=1/15(\sqrt{T})=0.085$. The weight (W) of building is $W=2,965.86$ Tons. The base shear (V) is calculated to be 146.91 Tons.

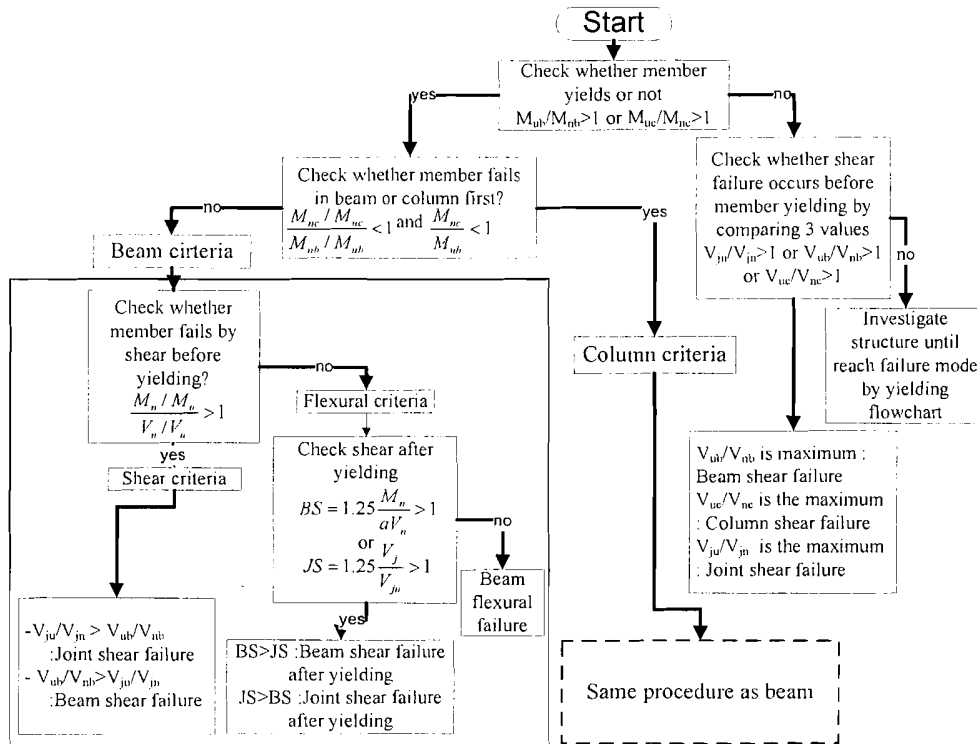


Fig. 3: Load flowchart

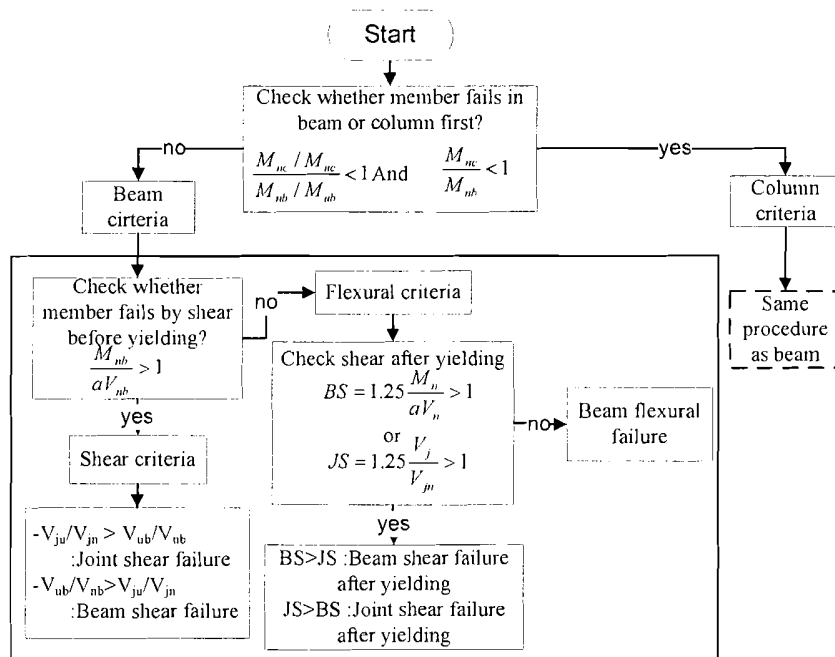


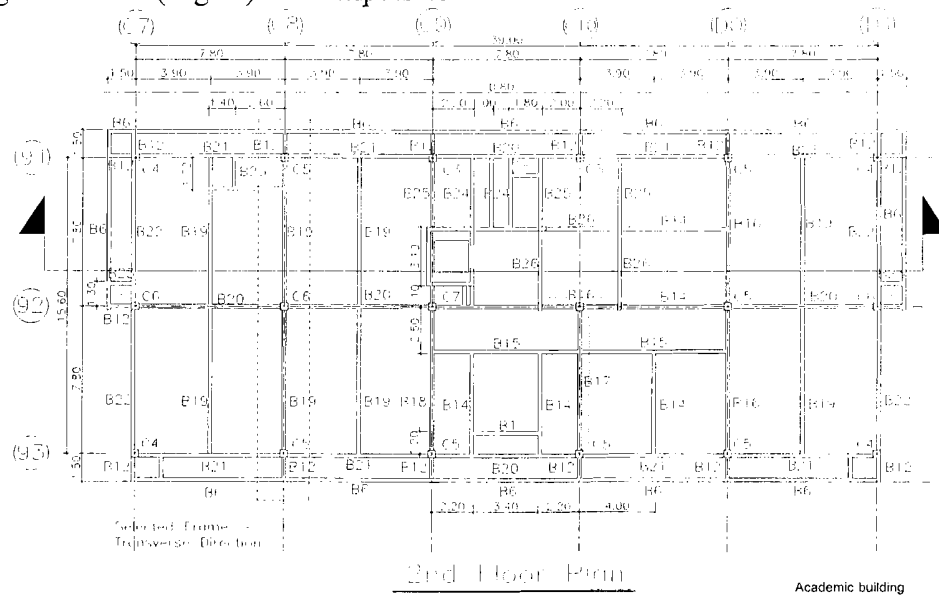
Fig 4 Yielding flowchart

The base shear is distributed to the frame according to the relative stiffness. For this building, the frame stiffness is 4.40 T/cm and the total stiffness of building is 41.06 T/cm.

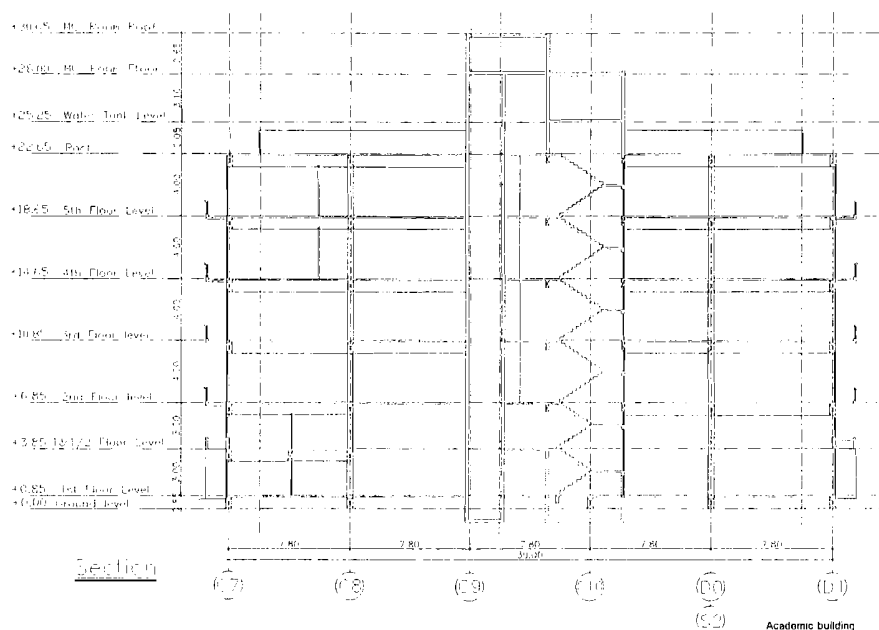
The Demand Capacity Ratio is shown in Table 1 as an example for the second floor of the frame in the transverse direction. The failure mode is analyzed under load combination 2 using load flowchart (Fig. 3) and yielding flowchart (Fig. 4). The inputs to

the flowcharts are DCR and structural indices as calculated before.

For this example building, all DCR values are less than 1.0 (Table 1), indicating that the buildings have sufficient capacity under code-specified lateral load. However, the check of reinforcement detailing shows that no stirrup is provided in the joint and the beam stirrup is insufficient (Table 2).

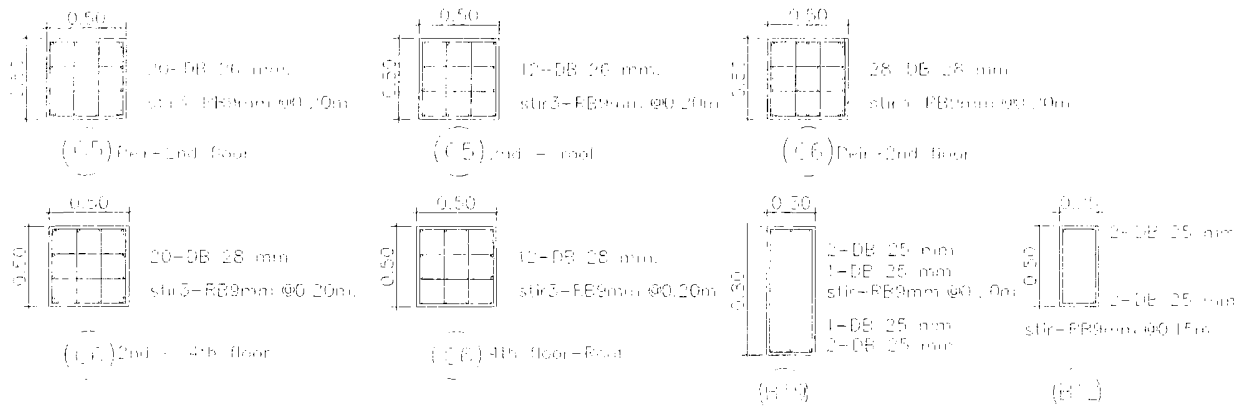


(a) Building plan



(b) Building elevation

Fig.5 Example of seismic evaluation – a case study



(c) Reinforcement detail

Fig.5 Example of seismic evaluation – a case study

Table 1 Demand capacity ratio for 2nd floor interior joint

Selected frame	Joint	Beam		Column		Result
	V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}	M_{uc}/M_{nc}	
C8	0.56	0.82	0.86	0.23	0.47	Compliant

Table 2 Reinforcement detailing check

Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Result
Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 9 @ 0.20	RB 9 @ 0.15	Not Compliant
	Zone 2	RB 9 @ 0.20	RB 9 @ 0.16	Not Compliant
Column	Zone 1 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.20	Compliant
	Zone 2 (s_i)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.40	Compliant
Joint	Zone 3 (s_j)	None	RB 9 @ 0.40	Not Compliant

Table 3 Failure mode analysis

Joint		Beam		Column		Failure mode
M_{nc}/M_{nb}	1.21	M_{nb}/aV_n	0.44	M_{nc}/aV_n	0.11	1 st mode-beam flexural
M_{nc}/M_{uc}	1.50	V_{ub}/V_{nb}	0.62	V_{uc}/V_{nc}	0.22	
M_{nb}/M_{ub}						2 nd mode-Joint shear failure
V_j/V_{jn}	1.21	M_{ub}/M_{nb}	0.85	M_{uc}/M_{nc}	0.56	
V_{ju}/V_{jn}	0.56	M_{nb}/M_{ub}	0.73	M_{nc}/M_{uc}	0.40	
		V_{nb}/V_{ub}		V_{nc}/V_{uc}		

The failure mode analysis is started using load flowchart with the ratio of $M_{ub}/M_{nb} = 0.85$ and $M_{uc}/M_{nc} = 0.56$ in Table 3. These ratios are less than 1, implying that beam and column do not yield. Since the ratio of V_{ju}/V_{jn} , V_{ub}/V_{nb} and V_{uc}/V_{nc} are less than 1.0, beam, column and joint do not fail by shear before yielding. Following yielding flowchart, the ratios of M_{nc}/M_{uc} and M_{nc}/M_{nb} greater than 1.0

display that beam fails in flexure before column. The ratio of M_{nb}/aV_n less than 1, indicating that beam fails in flexure first. After yielding in beam, the joint shear failure occurs because the ratio $1.25V_j/V_{jn}$ is greater than 1. The factor 1.25 applies to account for actual yield stress of steel greater than nominal value as well as strain hardening effect. Consequently, the staged failure mode of this interior connection is identified as joint shear failure following beam flexural yielding.

7. Experimental verification

In the previous section, the seismic evaluation methodology is proposed to investigate the failure modes using two flowcharts. A sample building is presented as a case study. In order to partially verify the above method, an experiment on beam-column joint is discussed here for verification. Thinh [9] conducted a reversed cyclic test of substandard interior beam-column connection. The specimen is half-sized, representing the typical beam-column connection of mid-rise (6-15 storey) reinforced concrete frame buildings constructed in Thailand. The member size and reinforcement details of specimen are shown in Fig. 6. The tested concrete compressive strength and steel tensile strength were shown in table 4 and table 5, respectively.

The comparison of structural indices of the joint between that of example building and the specimen is shown in Table 6. As shown, the values are quite close to each other.

The experimental set-up is shown in Fig. 7. Both ends of the beam were supported by rollers that allow horizontal movement to simulate lateral drift. The bottom end of column was pinned to the base. The load was applied by hydraulic actuator at the top of column. The actuator was reacted against 500 kN reaction frame fixed to the strong floor. In order to simulate the axial force on column, prestressing tendons were provided in the column to supply an axial force of 300 kN.

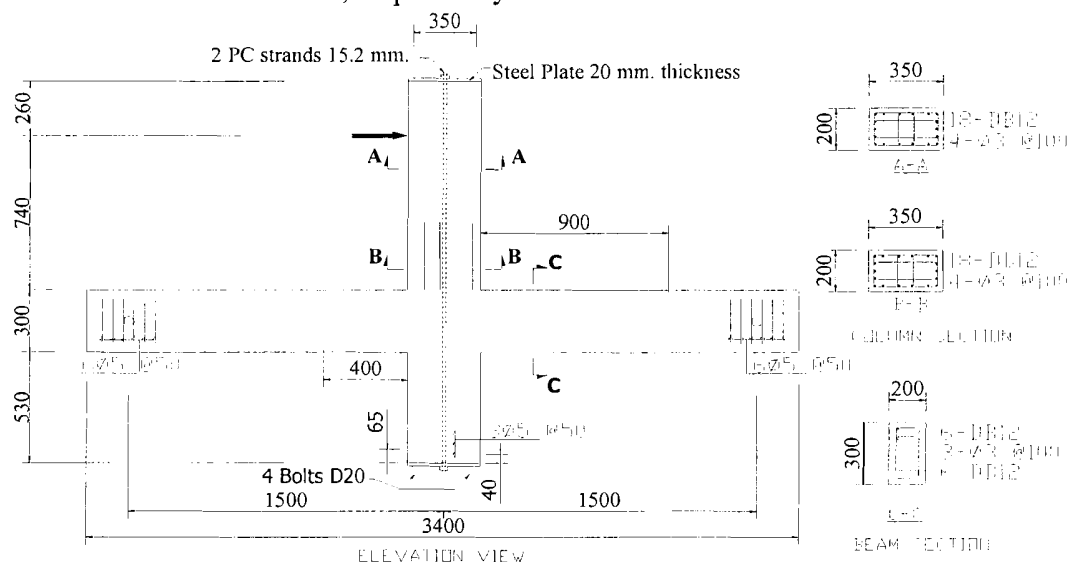


Fig.6 Dimension and reinforcement detailing of specimen

Table 4 Concrete compressive cylinder test results

Average strength (MPa)		
Bottom column	Beam	Top column
27.9	26.6	25.7

Table 5 Steel tensile strength

Type of bar	Average yield strength (MPa)	Average tensile strength (MPa)
Longitudinal reinforcement (DB12 SD40)	498.5	624.3
Transverse reinforcement plain mild steel (3-mm diameter)	284.7	359.3

Table 6 Comparison of structural indices between example building and specimen [9]

Joint	BI	h_c/d_b	b_b/b_c	h_b/h_c	M_{nc}/M_{nb}	V_f/V_n	$\rho_{sv}f_{ys}/f_c'$
Example Building	7.23	17.9	0.60	1.60	1.21	1.21	0.00
Specimen [8]	5.24	29.0	1.00	0.86	1.55	1.25	0.00

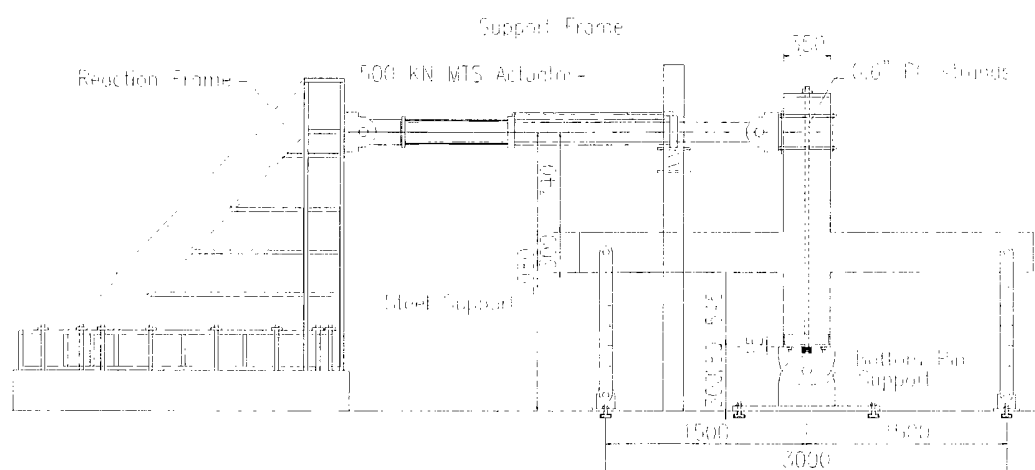


Fig. 7 Experimental setup

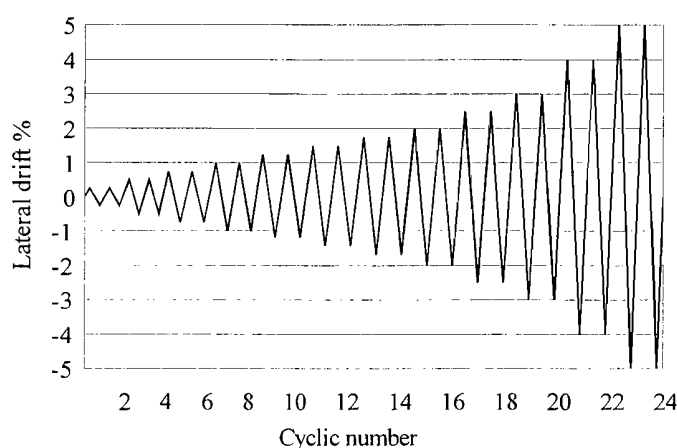


Fig. 8 Displacement history of specimen

The load applied to the specimen was lateral cyclic displacement controlled. The column was pushed forward and pulled backwards with increasing interstory drift of $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$ and so on as shown in Fig. 8. At each drift level, the displacement was repeated twice to check the stability of the loop as well as to investigate the energy dissipation.

The force-story drift relationship is shown in Fig. 9. The beam started yielding at 1.5% drift ratio and reached peak load of 72 kN at 1.75% drift ratio. Beginning from 2.25%

drift ratio, the concrete at the joint core spalled off and the load dropped continuously. As shown in Fig. 10, most damage is concentrated within the joint where the concrete spalling covered the entire joint area. The peak load of the specimen is less than the predicted load base on beam capacity because of premature failure in joint region of the specimen.

The failure could be classified as post-yield joint shear failure. It is noted that the experimental failure mode agrees with the predicted by the proposed flowcharts, thus verifying the application of the flowcharts.

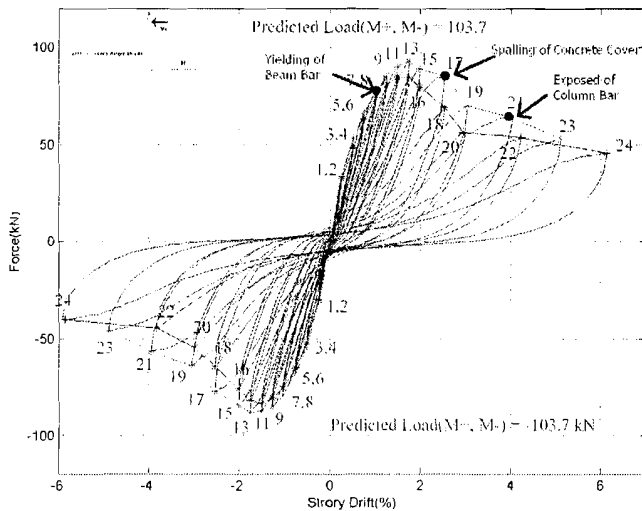


Fig. 9 Force-drift relationship of specimen

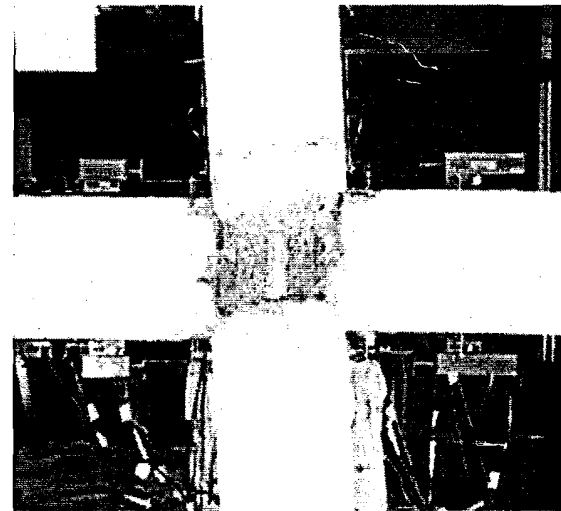


Fig. 10 Failure mode of experimental specimen

7. Conclusions and recommendations

A simple seismic evaluation method for reinforced concrete building constructed as beam-column rigid frame is proposed in this paper. The proposed method is simple to use and suitable for practical designer. The method consists of DCR determination, reinforcement detailing check and failure mode investigation. The DCR determination is intended to check the safety of building under code-specified lateral load. In the method, the linear static analysis of building structure is required. The reinforcement detailing check is required to check the toughness compliance with the seismic design codes. In order to retrofitting the structures, the failure mode must be identified. The investigation of failure mode consists of two flowcharts, namely, load flowchart and yielding flowchart. The input data to the flowchart are DCR and structural indices. The load flowchart is to check the failure of building under code-specified earthquake load. The yielding flowchart is to check the failure of building after some members yield. The use of these flowcharts enables the determination of staged failure sequence. The applicability of failure mode investigation is verified by recent experiment of beam-column joint conducted under reversed cyclic test.

However, it should be noted the structure which does not pass the criterion proposed in this paper may possess actual higher strength. Failure to comply with proposed criterion thus does not indicate that structure must actually fail in earthquake. It simply indicates that the structure fails to comply with No.49 Ministerial Law and ACI requirements only. For such structures, more advanced method such nonlinear push-over analysis is recommended.

References

- [1] Gulkan, P. and Sozen, M. A., "Procedure for Determining Seismic Vulnerability of Building Structures", ACI Structural Journal, V.96, No.3, May-Jun. 1999, pp. 336-342.
- [2] Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., and tyrell, J.V., "Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk-A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", Proc.1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1975, pp. 113-122.
- [3] FEMA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273; and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic

- Rehabilitation of Buildings FEMA-274”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., Oct. 1997.
- [4] Paulay T., and Priesley M.J.N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley and Sons Inc., New York, 1992.
 - [5] The No.49 Ministerial Law, Ministry of the Interior, Thailand, 1997.
 - [6] UBC, “Uniform Building Code”, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1985.
 - [7] ATC, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
 - [8] ACI 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete”, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1999.
 - [9] Thinh D. T., “Seismic performance of reinforcement concrete beam-column subassemblages without seismic detailing”, Thesis No. ST-03-30, Asian Institute of Technology, 2003.

RELOCATION OF PLASTIC HINGE OF SUBSTANDARD BEAM-COLUMN JOINT BY JOINT PLANAR EXPANSION

A. PIMANMAS¹ and P. CHAIMAHAWAN²

ABSTRACT : A seismic retrofit technique for existing reinforced concrete beam-column connections using planar joint expansion is proposed. The method is based on a two-dimensional expansion of beam-column joint using cast in-situ concrete, dowel bars and steel bracket. The method is economically and architecturally acceptable. Four half-scale sub-standard beam-column specimens were tested under quasi-static cyclic loading. One is control specimen and another two are retrofitted specimens with square and triangular cast in-situ concrete and the other is retrofitted specimen with steel bracket joint expansion. The specimen size and reinforcement details of retrofitted specimens were identical with those of the control specimen except in the retrofitted parts and beam transverse reinforcements. In order to improve effectiveness of planar joint expansion strengthened with adequate ductility, the steel bracket specimen was provided with ACI IMRF beam transverse reinforcement while two cast in-situ concrete specimens were provided with gravity load design transverse reinforcement, same as control specimen. According to test results, the control specimen showed brittle joint shear failure while retrofitted specimens showed beam flexure failure. The strength, stiffness, energy dissipation and ductility of retrofitted specimens were greatly improved. The planar joint expansion was effective to reduce joint shear stress and improve anchorage bond of beam bar within the joint. The plastic hinge formation can be moved away from column face, thus preventing joint shear failure. The steel bracket and cast in-situ concrete joint expansions perform equally well. The construction joints formed at the interfaces between specimens and joint expansion did not produce an adverse effect in cyclic behavior. A better performance of propose method is proved if ductility property in beam is also improved.

KEYWORDS: Substandard beam-column connection; joint shear failure; seismic retrofit; planar joint expansion; plastic hinge

1. INTRODUCTION

The common failure modes of beam-column joint are joint shear failure and anchorage failure of longitudinal beam bars passing through the joint [1, 2]. In order to mitigate seismic hazard in existing structures, researches on seismic rehabilitation of existing structures have received considerable attention during the past two decades. Several retrofitting methods for beam-column joints have been proposed. Concrete jacketing of beam-column joint is one of the common techniques [3]. However, this method produces protruding parts of jacketing in floor space which is of architectural limitation for practical use. The steel jacketing [4] has proved successful in upgrading the shear strength of the joint. The use of fiber-reinforced polymer (FRP) materials for increasing joint shear strength has been investigated by several researchers [5]. FRP composites have the advantages of fast and easy application, high strength to weight ratio and corrosion resistance. Significant improvements in joint strength and ductility have been achieved.

¹ Associate Professor, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Pathumthani, Thailand 12121.

² Graduate Student, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Pathumthani, Thailand 12121.

In this paper, a joint retrofitting technique called “planar joint expansion” is proposed. In this method, the beam-column joint is two-dimensionally enlarged by cast in-situ concrete or steel bracket. The planar joint expansion can be independently installed in transverse and longitudinal directions (Figure 1). The method is comparatively easy in application. No slab perforation is required. Since conventional materials are used, the method is cost-effective. In terms of architectural concern, the planar joint expansion can be hidden in infill walls or non-structural walls with less than 5% coverage area, making the method architecturally acceptable.

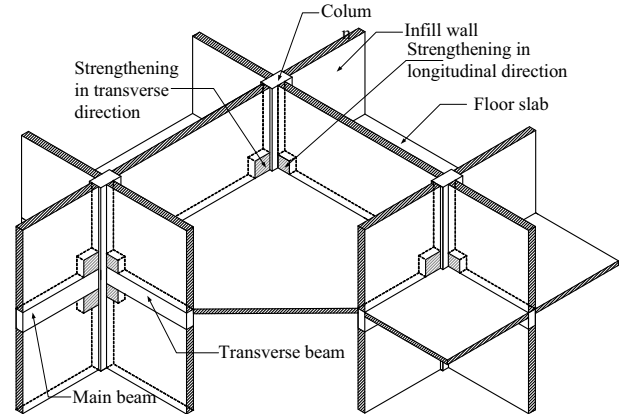


Figure 1 3D Beam-column frame system retrofitted with planar joint expansion

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

The experimental program consisted of four interior beam-column specimens, namely, control specimen (J0), PJE1, PJE2 and PJE3. Specimen J0 represented a control un-retrofitted specimen. Specimens PJE1, PJE2 and PJE3 were retrofitted by planar joint expansion. All specimens were half-scale with cruciform shape consisting of beams and columns extending from joint faces to mid-length and mid-height respectively. The test specimens were chosen to be as close as possible to the actual ones constructed without considering seismic effect.

2.1 CONTROL SPECIMEN

The control specimen (J0) was designed and constructed to have geometrical and structural indices, reinforcement detail and construction method that were close to the average of the ten investigated buildings [6]. Figure 2(a) shows size and reinforcement detail of the control specimen. It is noted that the joint contained no transverse reinforcements. The lap splice location of column longitudinal bars was just above the floor level. Table 1 shows the average tested yield and tensile strengths of these bars. The average tested cylindrical compressive strength of concrete is shown in Table 2.

Table 1- Properties of reinforcing bar

Type of reinforcing bar	Yield strength, MPa	Ultimate strength, MPa
DB12 SD40	480	614
RB6 SR24	372	467
wire ϕ -3mm	299	373

Table 2- Properties of concrete

Compressive strength, MPa	specimen J0	Specimen PJE1	Specimen PJE2	Specimen PJE3
Top column	24.2	29.3	28.7	28.2
Beam/ joint	27.3	28.3	28.7	30.4
Bottom column	23.7	28.5	30.7	28.3

2.2 RETROFITTED SPECIMENS

The specimen size and reinforcement detail of retrofitted specimens were identical with those of the control specimen except in the retrofitted parts. The joint details of retrofitted specimens, PJE1, PJE2 and PJE3 were shown in Figure 2(b)-2(d). Considering the constructability of retrofitting work, the size of planar expansion was determined to be 300 mm in column and beam directions. Cast in-situ RC joint planar expansion with 300 x 300 mm square and triangular shape was fabricated around four corners of specimen PJE1 and PJE2, respectively. The width of the expansion cast was 175 mm, the same as beam's width. In each piece of expansion cast, 8-DB12 were placed as dowels anchored in beam and column.

5 mm thickness steel plate was assembled as steel bracket joint expansion with 300x300 mm triangular shape, 175 mm width around the four corners of specimen PJE3. In each piece of steel

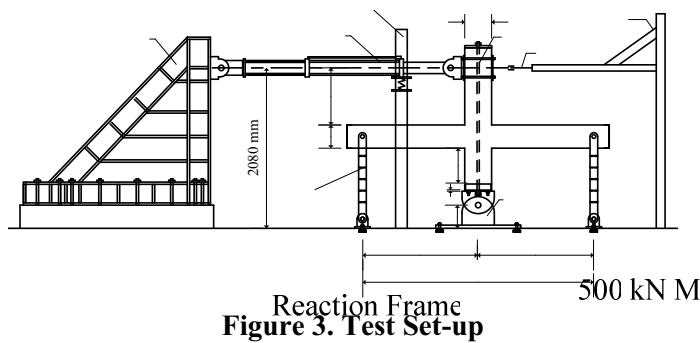


Figure 3. Test Set-up

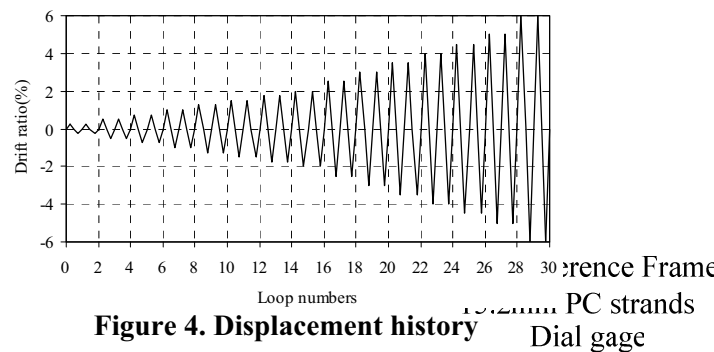


Figure 4. Displacement history

3. EXPERIMENTAL RESULTS

3.1 CONTROL SPECIMEN (J0)

According to test results, the control specimen showed brittle joint shear failure (Figure 5a). The failure was brittle due to sudden crushing of concrete strut. As shown in Figure 6a, the column shear force-drift ratio relation of the control specimen demonstrated pinched behavior, indicating low energy dissipation upon cycling. The specimen reached the peak load of 172 kN at 1.75% drift ratio. After 2.50% drift ratio, the load dropped substantially. The ductility ratio was calculated to be 2.0.

3.2 RETROFITTED SPECIMENS

The cracking behavior of specimen PJE1, PJE2 and PJE3 is illustrated in Figure 5b-5d. The failure of all retrofitted specimens was flexural yielding followed by buckling of longitudinal bar and spalling of concrete cover.

The yielding of all retrofitted specimen took place at the same drift ratio, $\pm 1.0\%$ (Figure 6b-6d). All retrofitted specimen reached nearly same maximum column shear force, around 100 kN. The maximum force was maintained until $\pm 3.0\%$, $\pm 2.5\%$ and $\pm 4.0\%$ drift ratio for specimen PJE1, PJE2 and PJE3, respectively. The hysteresis loops of all retrofitted specimens were obviously larger than that of the control specimen. The ductility ratio was calculated to be 3.0, 2.5 and 4.0 for specimen PJE1, PJE2 and PJE3, respectively. This proved that steel bracket planar expansion can also be used as alternative to in-situ cast concrete.

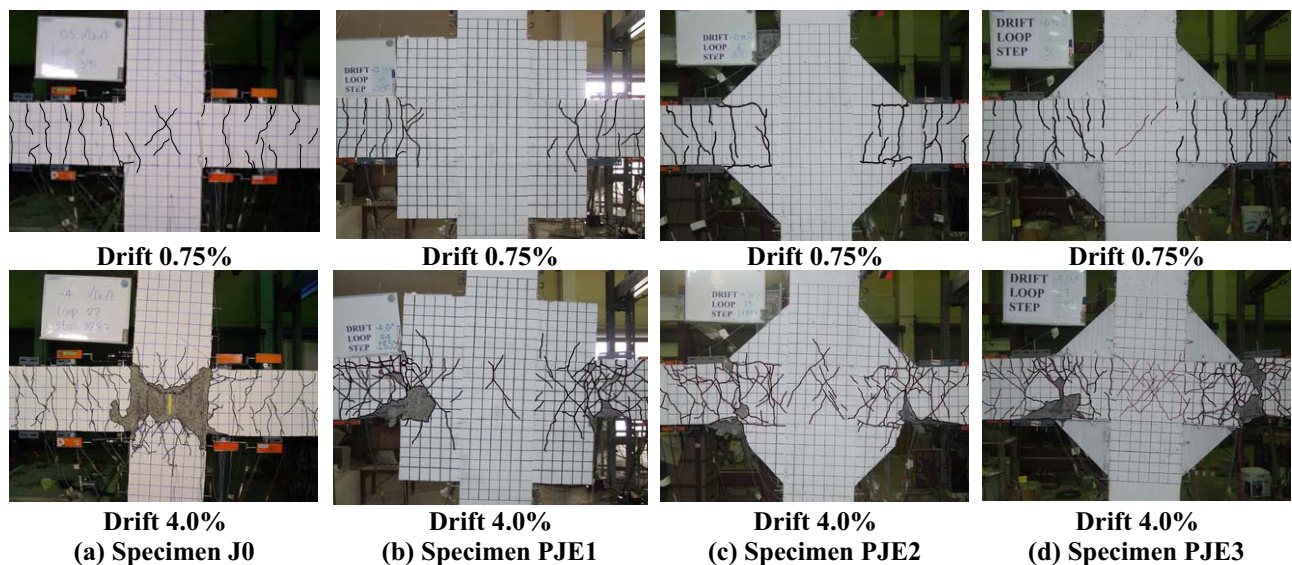


Figure 5. Crack observation

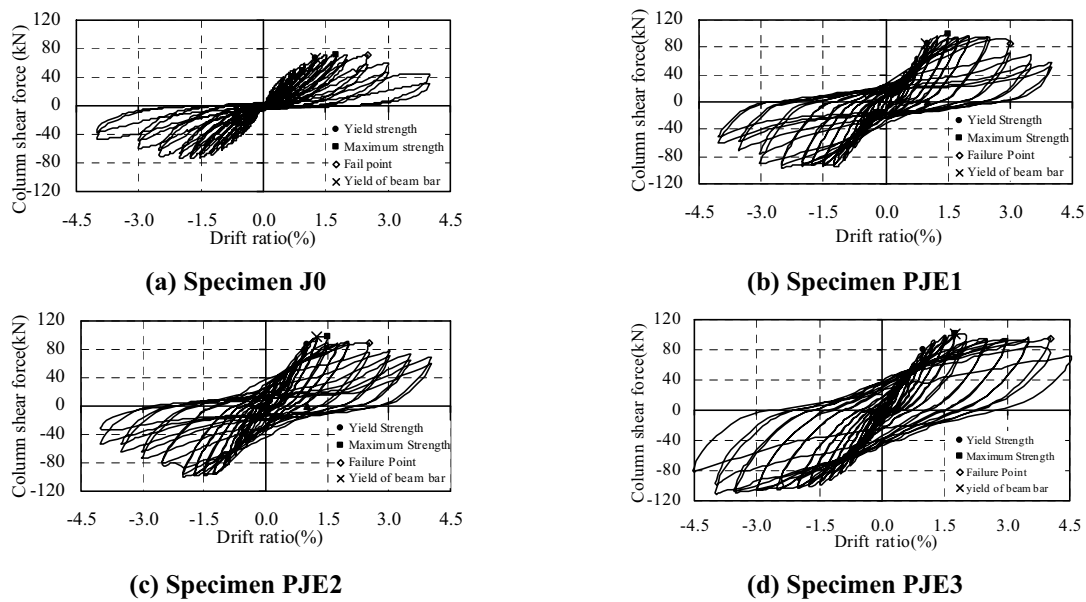


Figure 6 Relationship between column shear force and horizontal drift ratio

4. DISCUSSIONS

4.1 ENERGY DISSIPATION

The comparison of energy dissipation among four specimens is illustrated in Fig. 8. The energy dissipated from the beginning till $\pm 4.0\%$ drift ratio of control specimen J0, specimen PJE1, PJE2 and PJE3 is 17.9, 49.0, 46.6 and 57.5 kJ, respectively. As shown, retrofitted specimens dissipated more energy than the control specimen up to 173%, 160% and 220% for specimen PJE1, PJE2 and PJE3, respectively.

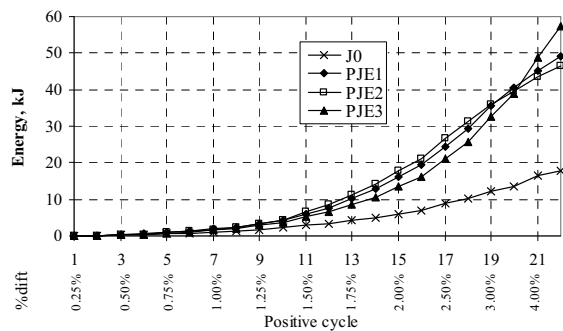


Figure 7 Cumulative energy dissipation

4.2 COMPARISON AMONG SPECIMENS PJE1, PJE2 AND PJE3

As mentioned, the construction method of specimens PJE1 and PJE2 was intentionally different to examine the sensitivity of the proposed retrofitting method to construction procedure. The effect of construction joints formed in post-fabricated joint expansion was investigated too. Although cast in-situ afterwards, specimen PJE2 performed almost identically with specimen PJE1 in all aspects including strength, energy dissipation, stiffness, yield, peak load and failure mode. Though horizontal cracks at the construction joint were more visible in specimen PJE2, they did not produce a significant effect on the entire behavior. The post-fabricated joint expansion can be designed to produce comparable result with respect to simultaneously cast specimen.

The hysteresis loops of specimens PJE1, PJE2 and PJE3 were almost the same except the ductility ratio. The ductility ratio was calculated to be 3.0, 2.5 and 4.0 for specimen PJE1, PJE2 and PJE3, respectively. A little inferior performance of specimen PJE2 may arise from the triangular expansion that provides lower confinement compared with square expansion in specimen PJE1. As mentioned, the specimen PJE1 and PJE2 are intended to simulate the existing sub-standard beam-column connection. The stirrups provided in beam and column do not satisfy the requirements of ACI (IMRF), hence, they show only moderate ductility. A better performance is obtained in specimen PJE3 since

stirrups in beam meet the ACI (IMRF) requirements. It is also more effective to suppress buckling and fracture of beam bars and prevent spalling of concrete cover.

5. CONCLUSIONS

1. Retrofitting substandard beam-column connection by planar joint expansion is effective to increase stiffness, ultimate strength, energy dissipation and ductility.
2. The planar joint expansion shifts the location of plastic hinge from column face to the edge of joint expansion. The failure mode is changed from brittle joint shear failure to mixed bending and shear failure in beam.
3. A significant reduction of horizontal joint shear stress is observed in retrofitted specimens due to the reduction in strains of longitudinal beam bars at column faces.
4. The triangular, rectangular RC and steel bracket joint expansion produce almost the same result. The post-fabricated joint expansion performs equally well compared with conventional construction in which the joint expansion is cast together with beam and column. The construction joints between specimens and joint expansion do not render poor cyclic behavior in retrofitted specimen.
5. Common to any strengthening technique, the joint expansion method is as good as the behavior of the next critical elements in the failure hierarchy. A better performance is obtained if that element has high ductility. Hence, the method is applicable to both new construction and retrofitting works.
6. Planar expansion method has limitations. The method may produce undesirable shear failure in beam and column due to shortened member length. Thus consideration must be exercised in strengthening design to prevent member shear failure.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are very grateful to Thailand Research Fund (TRF) for providing the research fund RMU4880022 to carry out the research, and to Asian Institute of Technology (AIT) for providing test facilities.

REFERENCES

1. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley, New York, 1975.
2. Supaviriyakit, T., Pimanmas, A. and Warnitchai, P., "Cyclic response of non-seismically detailed interior RC beam-column connection with varying column tributary area", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 59(5), 2007, pp 351-365.
3. Alcocer, S.M., and Jirsa, J.O., "RC frame connections rehabilitated by jacketing", *ACI Structural Journal*, Vol. 90(3), 1993, pp 249-261.
4. Beres, A., EL-Borgi, S., White, R.N. and Gergely, P., "Experimental results of repair and retrofitting beam-column joints test in lightly reinforced concrete frame building", *Technical Report NCEER-92-0025*, SUNY/Buffalo, 1992.
5. Gergely, I., Pentelides, C.P. and Reavely, L.D., "Shear strengthening of RCT-Joints using CFRP composites", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4(2), 2000, pp. 56-64.
6. Chaimahawan, P. and Pimanmas, A., "Seismic Vulnerability of Existing Reinforced Concrete Building in Bangkok", *The 5th international Symposium on New Technology for Urban Safety of Mega Cities in Asia*, Phuket, Thailand, Nov.2006.
7. ACI Committee 318, *Building code requirements for structural reinforced concrete and commentary (ACI318-05/318R-05)*, American Concrete Institute, Michigan, USA, 2005.

EFFECT OF REMOVING INITIAL BOND BETWEEN BEAM BAR AND CONCRETE ON CYCLIC RESPONSE OF NON-DUCTILE BEAM-COLUMN JOINT

Teeraphot SUPAVIRIYAKIT¹, Amorn PIMANMAS² and Pennung WARNITCHAI³

ABSTRACT: This paper presents the test of beam-column joint with and without bond between concrete and longitudinal bar in the joint. The specimens are half-scale, typical of substandard actual beam-column joint of mid-rise reinforced concrete frame building constructed in Thailand. In Thailand, the design and construction of RC frame do not normally take into account the seismic loading. For the control specimen with full bonding, the failure was sudden caused by crushing of concrete strut. The energy was dissipated through diagonal cracks in the joint. On the contrary, for the specimen with debonded longitudinal reinforcement, little damage was observed in the joint. The joint remained sound throughout the entire loading. The deformation was concentrated around the interface between joint face and beam in terms of fixed end rotation. As a result, the energy was mainly dissipated at the interface rather than at the joint. Either mode of failure was undesirable in terms of energy dissipation. However, the drop in load after peak of debond specimen was more gradual than the abrupt crushing observed in the control specimen.

KEYWORDS: Beam-column joint, Bond deterioration, Debond, Reversed cyclic loading, Joint shear

1. INTRODUCTION

The lateral resistance of a rigid frame is derived from bending in beam and column. Under lateral load, the beam-column joint has to transfer unbalanced moment between beam and columns. This creates horizontal and vertical shear forces in the joint as shown in Figure 1. These joint shear forces were found to be several times greater than shear forces in beams and columns [1]. Obviously, the beam-column joint was one of the most critical components in the lateral load path of the frame. In Thailand, the design of reinforced concrete frame buildings consider gravity load only according to ACI building code (ACI318) [2]. Hence, the member design and reinforcement detail do not meet the modern practice of seismic ductile detailing. Particularly, the beam-column joint in these buildings lack confining stirrups and the size of column was usually small. The force resultants in Figure 1 indicated that the joint shear force was transferred through diagonal strut. The crushing of this strut determines the joint shear failure. Moreover, the longitudinal beam reinforcing bar is subject to compression on one side and tension on the other. This causes a significant bond force transferred between concrete and longitudinal steel. The loss of bond changes compressive stress in steel to tensile stress, and consequently a larger compressive force on concrete. Hence, it leads to a question whether the bond deterioration accelerates the crushing of diagonal concrete strut. This paper tries to investigate this problem by testing the beam-column joint with completely no bond between longitudinal bar and concrete in the joint. The result is compared with the control specimen where full bonding is provided.

¹ Associate Professor, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University

² Graduate student, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University

³ Associate Professor, Asian Institute of Technology

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

The experiment was conducted to study the bond between beam longitudinal reinforcement and concrete. The authors have tested two beam-column specimens, control and debond specimens. The beam-column specimen was half-scale, representing the typical beam-column connection of mid-rise (6-15 storey) reinforced concrete frame buildings constructed in Bangkok [3]. The member size and reinforcement details (Figure 2) of these two specimens are designed to closely match the average of the 10 actual reinforced concrete frame building studied by the authors. These specimens are identical except the bond condition of longitudinal beam reinforcement passing through joint core. In the debond specimen, the bond was initially removed completely by grinding the ribs of deformed bars, coating the surface with grease and wrapping the bar with plastic sheet.

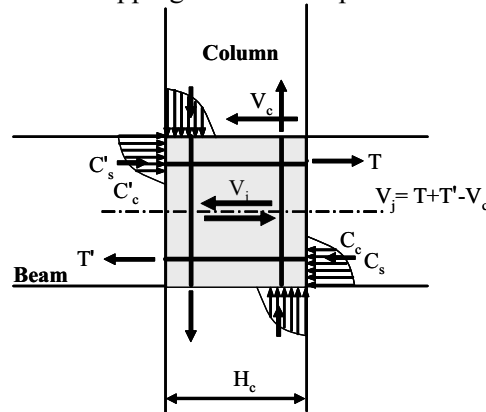
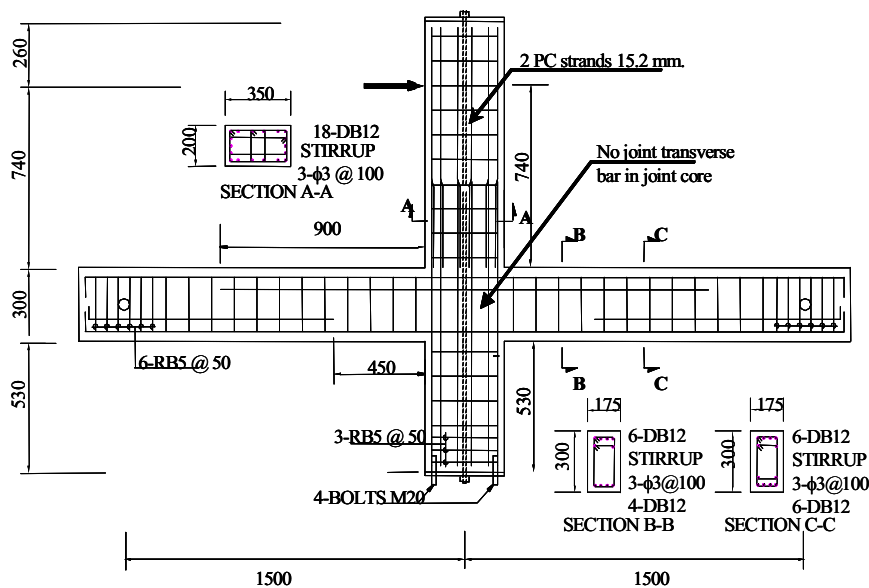


Figure 1. Joint shear force



(a) Control specimen



(b) Debond specimen

Figure 2. Reinforcement detail

Figure 3 shows experimental set-up. Both ends of the beam were supported by rollers that allow horizontal movement to simulate lateral drift. The bottom end of column was pinned to the base. Load was applied by hydraulic actuator at the top of column. The actuator was reacted against 500 kN reaction frame fixed to the strong floor. To simulate the axial force on column, prestressing tendons were provided in the column to apply an axial force of 300 kN. Figure 4 shows photo of specimen set-up in the laboratory. Tested material properties are given in Table 1 and 2 for concrete and reinforcing bars, respectively.

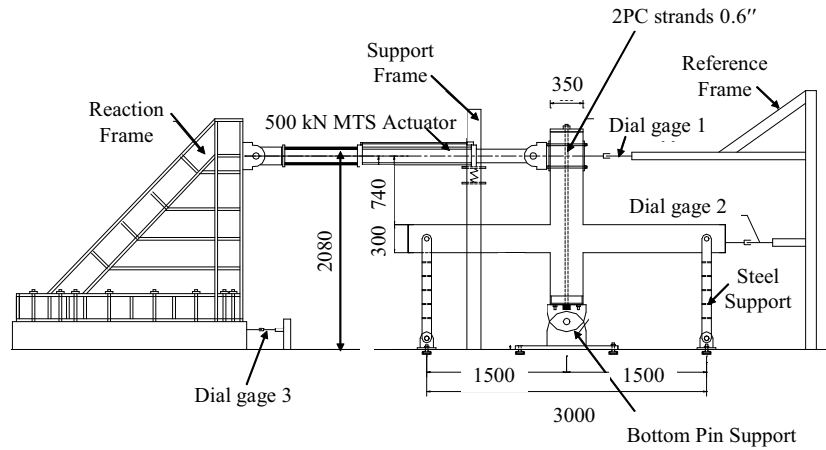


Figure 3. Test set-up

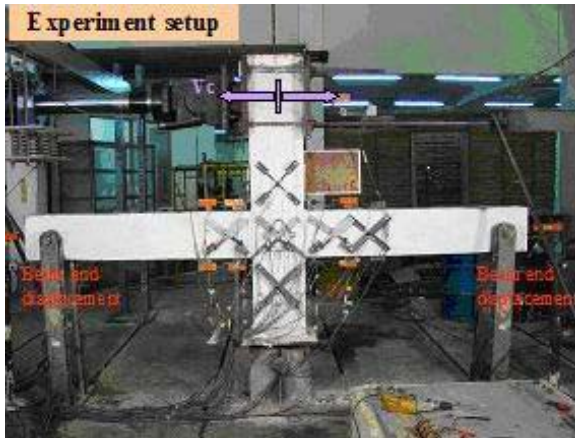


Figure 4. Photo of specimen set-up in laboratory

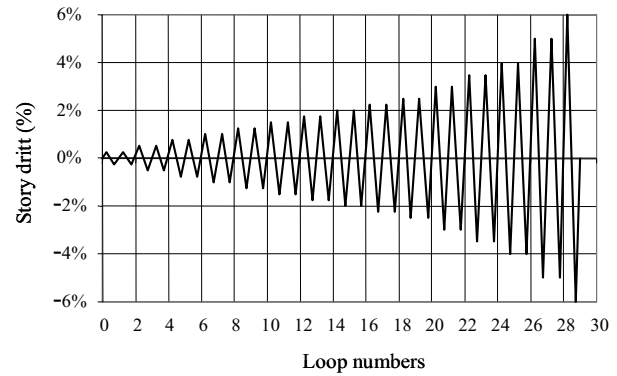


Figure 5. Load pattern

Table 1. Tested properties of concrete (MPa)

Compressive strength, f_c' (MPa)	Control Specimen	Debond Specimen
Top column	23.7	26.8
Beam	26.8	21.7
Bottom Column	23.2	25.0

Table 2. Tested properties of longitudinal steel and stirrups

Properties	Longitudinal steel (12 mm dia. Deformed bar)	Stirrups (3 mm dia. Round bar)
Yield Strength (MPa)	488.6	312.0
Tensile Strength (MPa)	637.3	395.0
Modulus of elasticity (MPa)	2.04×10^5	2.04×10^5

The load applied to the specimen was lateral cyclic displacement controlled. The column was pushed forward and pulled backwards with increasing interstory drift of $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$ and so on as shown in Figure 5. At each drift level, the displacement was repeated twice to check the stability of the loop as well as to investigate the energy dissipation.

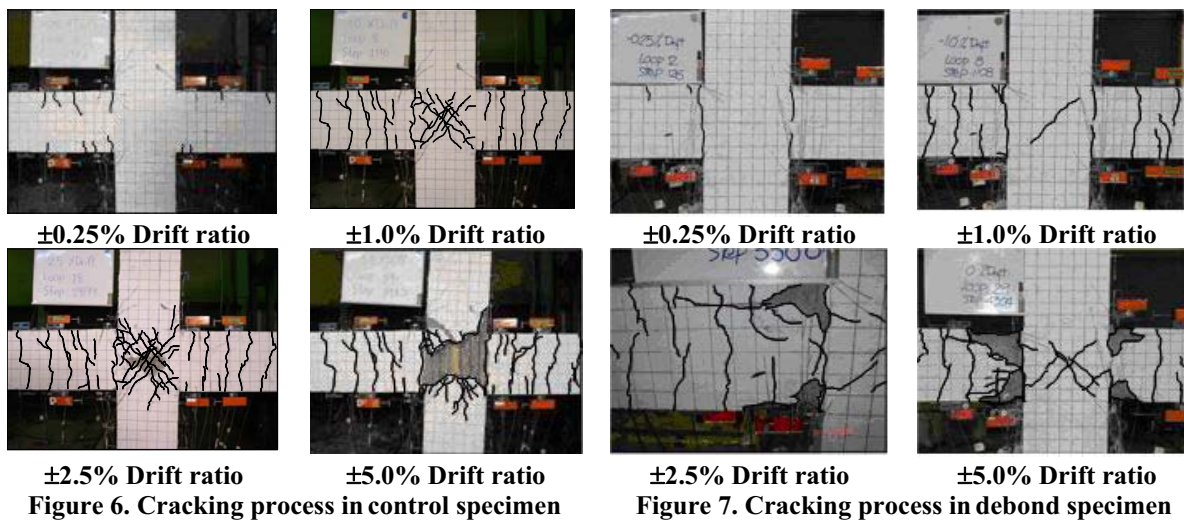
3. EXPERIMENTAL RESULTS

The general test results are summarized as shown in Table 3

3.1 GENERAL OBSERVATION, CRACKING PROCESS AND FAILURE

(a) Control Specimen

The cracking behavior of the control specimen is illustrated in Figure 6. At $\pm 0.25\%$ drift ratio, flexural cracks developed as first cracks on the beam. At $\pm 0.5\%$ drift ratio, the first diagonal crack occurred at the joint. As drift ratio increases, these flexural and diagonal cracks grew in size and numbers. At $\pm 0.75\%$ drift ratio, splitting crack along longitudinal beam bar in the joint was observed. Since $\pm 1.0\%$ drift ratio, the cracks were mainly concentrated in the joint region. These cracks were intersecting diagonal cracks with typical X-shaped pattern as shown in Figure 6. On the other hand, no more flexural cracks were observed in the beam. The specimen reached peak load of 72 kN at 1.75% drift. At $\pm 2.0\%$ drift ratio, the concrete in the joint region spalled off, exposing column longitudinal bars. The load was continued with significant damage concentrated in the joint region until $\pm 5.0\%$.



(b) Debond Specimen

The cracking behavior of debond specimen is illustrated in Figure 7. At $\pm 0.25\%$ drift ratio, the vertical crack was found at the interface between joint face and beam. This crack indicated the pull-out slip of longitudinal beam bar. The flexural cracks were also observed in the beam but no diagonal crack occurred at the joint. As the drift increases, the pull-out crack widened. At $\pm 1.0\%$ drift, the first diagonal crack was observed in the joint. The horizontal splitting crack was also observed along the beam longitudinal bars. Since $\pm 1.25\%$ drift, the interface pull-out crack as well as the beam splitting cracks widened substantially. The beam concrete cover became spalled off. In contrast, the diagonal cracks in joint were completely inactive, leaving the joint in the sound condition until as high as $\pm 6.0\%$ drift ratio.

Table 3. Summary of test results.

Specimen	Peak point		%Residual strength at 5% drift	Failure mode
	Force (kN)	Drift (%)		
Control	72	1.75	44	Joint shear failure
Debond	62	1.50	67	Bond pull-out failure

3.2 STORY SHEAR VERSUS LATERAL DRIFT RELATION

(a) Control Specimen

As shown in Figure 8, the story shear-lateral drift relation of control specimen demonstrated elastic behavior within the lateral drift of $\pm 0.50\%$. Since $\pm 0.75\%$ drift, the hysteresis loops became pinched, indicating low energy dissipation upon cycling. The specimen began to yield at $\pm 1.25\%$ drift. It could resist the maximum story shear of 72 kN at 1.75% drift. Beyond 1.75% drift, the load dropped substantially. The failure behavior could be characterized as brittle due to sudden crushing of concrete strut. For any drift ratio after peak, the repeated cycle showed an obvious decrease in both strength and stiffness. The pinching in hysteresis loops became more evident, indicating significant reduction of stiffness as a result of sliding of diagonal crack in the joint. It was found that bond deterioration took place in control specimen as well. At 5% drift, the residual strength was 44% of the maximum load.

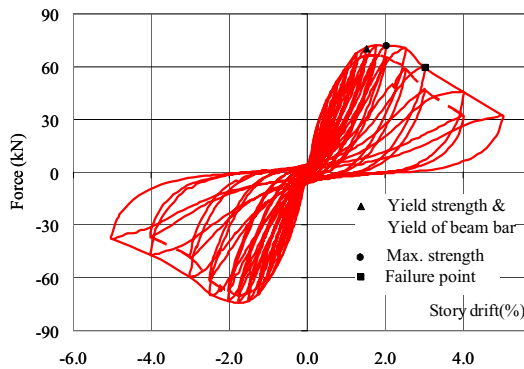


Figure 8. Story shear force versus lateral drift relation of control specimen

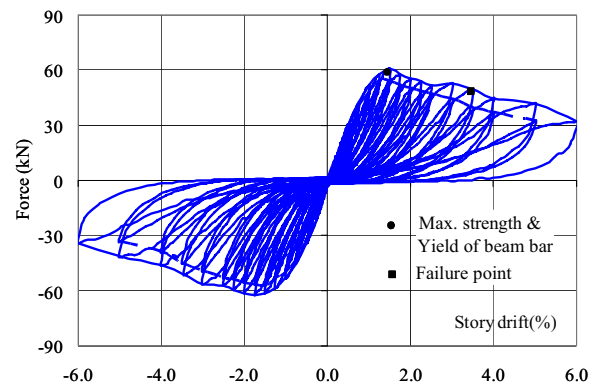


Figure 9. Story shear force versus lateral drift relation of debond specimen

(b) Debond Specimen

The story shear – lateral drift relation for the debond specimen was shown in Figure 9. The elastic behavior was observed during $\pm 0.50\%$ drift, similar to the control specimen. Moreover, the hysteresis loops were narrow and pinched as a result of opening of interface pull-out crack. The specimen reached the peak load of 62 kN at 1.5% drift. However, the drop of peak load was not as sudden as that of control specimen. It was supposed that the gradual reduction of peak load was resulted from gradual reduction of moment arm due to loss of concrete compression zone on the beam's cross section. Similar to the control specimen, the repeated cycle at the drift beyond peak was unstable and typical of low energy dissipation. At 5% drift, the residual strength of specimen was 67% of the peak value.

4. ANALYSIS OF FAILURE MECHANISM FOR DEBOND SPECIMEN

The test result showed that the debond specimen failed by interface bond pull-out failure accompanied by beam splitting crack and subsequent spalling of beam concrete cover. The failure mode was different from joint shear failure observed in control specimen. Based on the analysis of longitudinal steel strains [4], the strain of compressive bars turn into tensile, indicating the loss of bond since the early load step. This indicated that both top and bottom bars are subject to tension. Consequently the concrete compression must be doubled in order to maintain equilibrium. However, the equilibrium of horizontal forces acting on the joint show that the horizontal joint shear remained the same. Moreover, the splitting crack along beam bar and subsequent cover spalling leads to the movement of compressive resultant towards beam midlevel. This results in a flatter inclination of diagonal strut, hence, higher joint shear capacity was maintained.

5. CONCLUSIONS

From the test results conducted in this research, the following conclusions can be drawn.

1. The bonding between longitudinal bars and concrete in the joint has a significant impact on the failure mode and region of localized damages. The effect of bond removal results in the change of failure mode from brittle joint shear to interface bond pull-out failure.
2. Either joint shear failure in control specimen or interface bond pull-out failure in debond specimen was undesirable due to non-ductile characteristics. The hysteresis loops are narrow and pinched indicating small energy dissipation and instability.
3. The beam splitting crack played a major role on the failure behavior of debond specimen. It caused spalling of beam concrete cover, movement of compressive resultant towards midlevel and increased the joint shear resistance through flatter geometry of diagonal strut.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

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

7. REFERENCES

1. Paulay T., and Priesley M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley and Sons Inc., 1992
2. ACI318-99. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
3. Warnitchai et al., "Seismic performance of RC sub-assemblages with non-seismic reinforcement detail ",*Proceeding of Asia Conference on Earthquake Engineering* ,Philippines,March 5-6,2004
4. Warnitchai et al., *Seismic hazard mitigation*, Final report submitted to Thailand Research Fund, Thailand,2005

BEHAVIOR OF FULL-SCALE PRECAST CONCRETE BEAM-COLUMN CONNECTION UNDER CYCLIC LOAD

Preeda CHAIMAHAWAN¹ Teeraphot SUPAVIRIYAKIT¹ and Amorn PIMANMAS²

ABSTRACT: This paper presents the test of full scale precast concrete beam-column connection under reversed cyclic load. Two specimens are tested. Both of them are full scale specimens representative of the actual 5-storey precast concrete frame building without shear wall. The structural design and reinforcement detailing of these two specimens are meant to resist gravity load only without consideration of horizontal force due to earthquake. The two specimens have different details of connection between beam and column. For the first specimen, the connection is accomplished via the welded splice of beam bars through additional reinforcement. For the second specimen, the connection is accomplished via the 90 degree hook of beam bar into the joint core. Experimental result demonstrated that both specimens have different failure modes, specimen 1 fails by the shear failure at the end of beam, while specimen 2 fails by flexural failure. The load-displacement relations show that both specimens are quite ductile, with the ductility ratio 3.5. The specimens can resist earthquake of moderate intensity. However, the hysteretic loop is pinched, indicating low energy dissipation.

KEYWORDS: Beam-column connection, Precast Reinforced Concrete, Reversed cyclic behavior, Pinching

1. INTRODUCTION

The development of precast concrete construction has continually expanding and became one of popular alternatives for civil construction recently. In Thailand, both precast beam-column frame system and bearing wall systems found wide structural applications. Normally the design of concrete structures, both cast-in-place and precast systems, considers the gravity and wind loads only. The seismic effect is not included in the design since there has not been building law that enforces the consideration of earthquake load. Recently, there have been some foreign earthquakes such as 23 December Sumatra Earthquake that caused violent shaking of several tall buildings in Bangkok though their epicenter was far away. In the precast concrete beam-column frame system, the precast beam was connected to columns by means of wet joint cast afterwards. The design of connection was mainly to assure that the beam was tightly fixed to column. No seismic design was recognized to design such connection so far. Since, beam-column connection was very important in the lateral load path of the frame, the failure of beam-column joint may lead to catastrophic collapse of the building. Moreover, the precast structure is usually characterized by low redundancy and limited load path. Moreover due to the piece by piece nature of precast construction, the performance of construction joint needed special investigation especially under seismic load. The significance of beam-column joint thus requires the consideration of seismic force. The objective of this paper is to examine the seismic performance of beam-column joint typical of gravity only design practice in Thailand. Since, no

¹ Graduate student, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, preeda_sj@hotmail.com

¹ Graduate student, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, teeraphot@hotmail.com

² Associate Professor, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, amorn@siit.tu.ac.th

seismic effect is considered, no confining stirrups are provided in the joint. The authors tested two specimens, typical of 5-story precast beam-column frame building without shear wall. This paper reports the behavior of these two specimens. The result of this study is expected to lead to the design improvement of beam-column joint for earthquake resistance.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1 SPECIMENS

The test consisted of two full scale cruciform-shaped specimens, representative of the first floor of 5 storey precast concrete frame buildings. The beam was precast specimen and the column was cast-in-place. In the laboratory, the bottom part of column was cast first, then the precast beam was assembled to the column. When assembling the beam to the joint, the beam was seated approximately 30 mm on the lower column. The joint and top column were cast together and connected the beams to the joint. The laboratory preparation of specimen was as similar to the actual construction as possible. The dimension and reinforcement details of beam and columns are identical in both specimens. But the reinforcement detail of connection was different. In specimen 1, the connection was accomplished by means of welding lap splice of beam longitudinal bars as shown in Figure 1. The splice length was 50 mm on each side. In specimen 2, the connection was accomplished by 90 degree hook in the joint. The top bars were hooked downwards and the bottom bars were hooked upwards as seen in Figure 1. It was noticed that there were two stirrups of 9 mm diameter provided in the joint core. The supply of stirrups was arbitrary as there was no design rule to enforce such placement. In terms of bond, the connection of specimen 2 seems better.

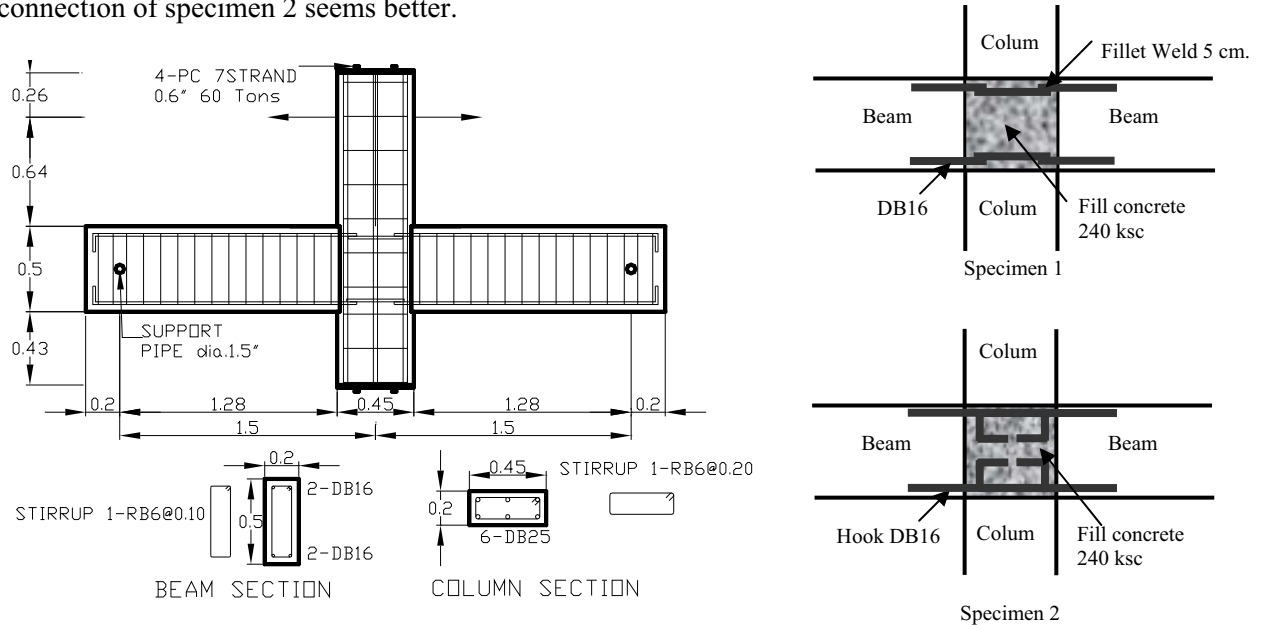


Figure 1. Dimension and reinforcement details of specimen

2.2 TEST SETUP AND BOUNDARY CONDITION

The experimental set-up is shown in Figure 2. Both ends of the beam were supported by rollers that allow horizontal movement to simulate lateral drift. The bottom end of column was pinned to the base. The load was applied by hydraulic actuator at the top of column. The actuator was reacted against 500 kN reaction frame fixed to the strong floor. In order to simulate the axial force on column, prestressing tendons were provided in the column to supply an axial force of 600 kN. Figure 3 shows photo of specimen set-up in the laboratory.

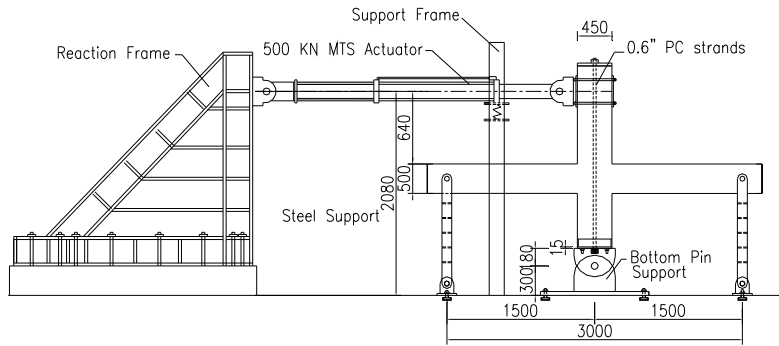


Figure 2. Test set-up

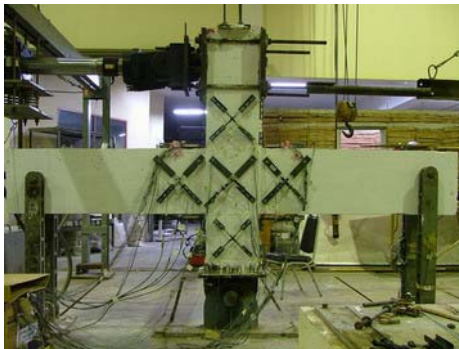


Figure 3 Photo of specimen set-up in laboratory

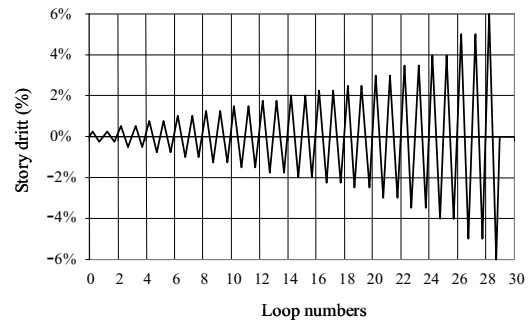


Figure 4. Load pattern

2.3 MATERIAL PROPERTIES

The tested material properties are given in Table 1 and 2 for concrete and reinforcing bars, respectively. The load applied to the specimen was lateral cyclic displacement controlled. The column was pushed forward and pulled backwards with increasing interstory drift of $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$ and so on as shown in Figure 4. At each drift level, the displacement was repeated twice to check the stability of the loop as well as to investigate the energy dissipation.

Table 1. Tested properties of concrete

Items	Average Concrete Compressive Strength (MPa)			
	Lower column	Upper column	Beam	Joint
Specimen 1	49.8	47.5	46.1	29.3
Specimen 2	49.8	47.5	46.1	29.3

Table 2. Tested properties of longitudinal steels and stirrups

Type of Bar	Yield Strength (MPa)	Ultimate Tensile Strength (MPa)	Modulus of elasticity Es (MPa)
DB16 SD40	462.8	698.8	2.04×10^5
DB25 SD40	483.0	719.6	2.04×10^5
RB6 SR24	312.0	395.0	2.04×10^5

3. EXPERIMENTAL RESULTS

The test results are summarized in Table 3.

3.1 GENERAL OBSERVATION AND CRACKING PROCESS

(a) Specimen 1

At ± 0.25 drift ratio, the first observed crack was a vertical crack at the interface between precast beam and joint, i.e., construction joint as shown in Figure 5. This crack lengthened more than half beam depth. At ± 0.5 drift ratio, the diagonal cracks occurred in the beams on both sides. At ± 0.75 drift ratio, the diagonal crack was found in the joint. During $\pm 1.0\%$ to $\pm 1.75\%$ drift ratio, the beam diagonal cracks expanded in number and size. During $\pm 2.0\%$ to $\pm 3.0\%$ drift ratio, the diagonal cracks in beam widened considerably on both sides and splitting crack were also observed along longitudinal bars. The beam diagonal cracks were seen as intersecting X-shaped cracks at approximately half effective depth from the joint face. It was noted that there are comparatively less cracks in joint and column. At $\pm 3.5\%$ drift ratio, the compressive area of the beam section close to the column was crushed and spalled off. The beam longitudinal reinforcement could be seen obviously. As lateral drift increased further, the diagonal cracks became larger and caused failure to the specimen.

(b) Specimen 2

At ± 0.25 drift ratio, the first observed crack was a vertical crack at the interface between precast beam and joint, i.e., construction joint as shown in Figure 6. At ± 0.5 drift ratio, the flexural-shear cracks were formed in the beams. At ± 0.75 drift ratio, the diagonal crack appeared at the joint. During $\pm 1.0\%$ to $\pm 1.50\%$, the beam flexural-shear cracks expanded obviously while other cracks remained inactive. At $\pm 1.75\%$ drift ratio, concrete at the joint corner and at the compressive side of beam section began to spall off. Then the beam reinforcements became exposed. On the contrary, cracks in joint and column were nearly unchanged. At $\pm 3.5\%$ drift ratio, the beam longitudinal reinforcement were fractured and led to failure of the beam.

Table 3 summary of test results

Properties	Specimen 1	Specimen 2
Yield strength	110 kN at 1.0 % drift	98 kN at 1.0% drift
Maximum strength	122 kN at 3.0 % drift	104 kN at 3.0% drift
Failure Point	118 kN at 3.5% drift	100 kN at 3.5% drift
Remained strength	71 kN (58%) at 4.0% drift	N.A.
Mode of failure	Post yield shear failure in beam	Flexural failure
Cumulative Energy dissipation at 3.5% drift	45.63 kJ	54.15 kJ
Ductility ratio	3.5	3.5

3.2 FAILURE MODE

The test results showed that both specimens experienced extensive damages at the beam section at half effective depth from the joint face. In contrast, the damage appeared to column was slight. At the joint, intersecting diagonal cracks appeared but no joint concrete spalled off. The performance of joint and column seemed satisfactory. As for the construction joint, a large vertical crack was observed but could not be considered as leading to failure. The tendency of a separation at construction joint arose from the fact that the joint concrete and beam were cast at different times with probable different concrete properties. This construction joint, if not adequately controlled, may lead to fixed end rotation and dissipate energy from pull-out nonlinearity. This was the case of specimen 1 where the

welding lap splice could not provide sufficient prevention of construction crack propagation. Hence the hysteresis loops were pinched and narrow as shall be explained next. In case of specimen 2, due to the hook connection detail which prevented the growth of construction joint crack, a better cyclic behavior with wider loops was obtained.

For specimen 1, large diagonal cracks were observed in beam on both sides. The failure could be classified as post-yield shear failure. For specimen 2, besides large shear crack, the beam section adjacent to column was also subject to crushing. The failure of specimen 2 was classified as flexural failure with fracture of longitudinal reinforcement. Observing the hysteresis loops of both specimens, it was clear that the loops of specimen 1 were more narrow and pinched than specimen 2. This pinching was attributable to bond slip of longitudinal beam bars. For specimen 2, the location of bar fracture was the same as the location of spot weld. Hence, it might be suggested that the spot weld reduced the ductility of longitudinal bars.

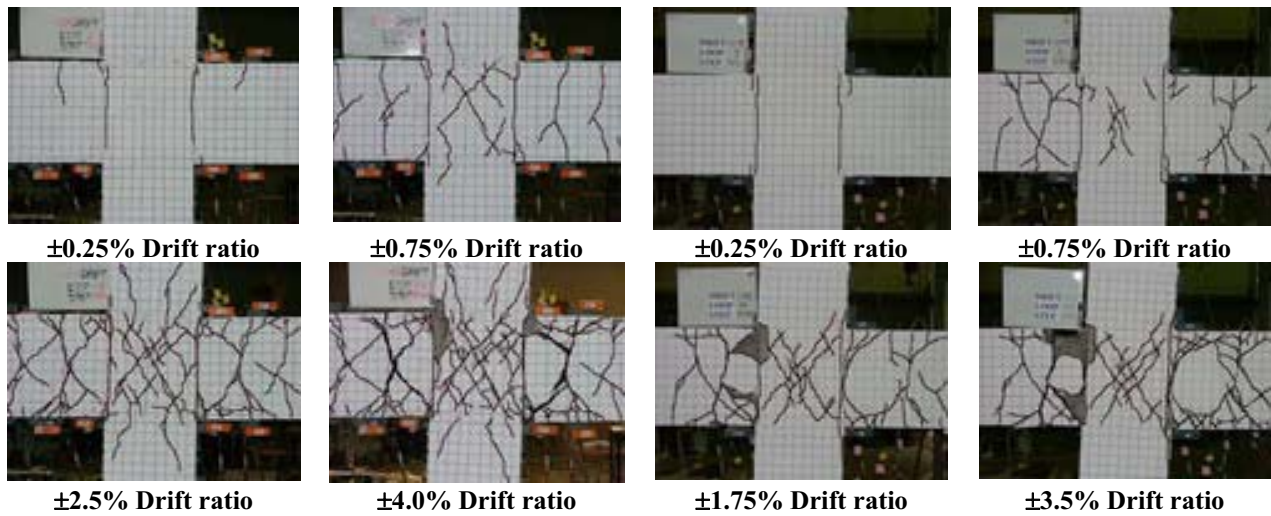


Figure 5 Cracking process in specimen 1

Figure 6 Cracking process in specimen 2

3.3 STORY SHEAR – LATERAL DRIFT RELATION

(a) Specimen 1

The story shear versus lateral drift relation of specimen 1 is shown in Figure 7. During 0% to $\pm 0.5\%$ drift ratio, the specimen demonstrated elastic behavior. The yielding took place at $\pm 1.0\%$ drift with the force of 110 kN. After yielding, the specimen could maintain lateral force until it reached peak load of 122 kN at $\pm 3.0\%$ drift. In terms of energy dissipation, the total cumulative energy dissipation since the beginning till $\pm 3.5\%$ drift was calculated as the total area under graph and is equal to 45.63 kJ. The energy dissipation was low and the hysteresis loops were pinched. As mentioned, the pinching behavior was mainly caused by pull-out rotation of longitudinal beam bars as well as diagonal cracks in beam. The loop was stable as long as the peak point. After peak load, the instability was obvious as noticed from the reduction in both strength and stiffness of the repeated cycle. The failure of specimen 1 was caused by the propagation of beam diagonal cracks at distance approximately half effective depth from joint fact. The active extension of diagonal crack was obvious since $\pm 1.5\%$ drift. At $\pm 3.5\%$ drift, the strength remained was 84% of the peak strength. The ductility ratio was calculated to be 3.5. At $\pm 4.0\%$ drift, the test was terminated and the specimen had the remained strength of 71 kN or 58% of the maximum strength.

(b) Specimen 2

The story shear versus lateral drift relation of specimen 2 is shown in Figure 8. During 0% to ± 0.5 drift ratio, the specimen demonstrated elastic behavior. The yielding took place at $\pm 1.0\%$ drift with the force of 98 kN. After yielding, the specimen could maintain lateral force as long as $\pm 3.0\%$ drift ratio.

The hysteresis loops of specimen 2 was obviously larger than that of specimen 1. The better hysteresis performance was rooted in the 90 degree hook connection detail that prevented the slip of longitudinal beam bars. The total cumulative energy dissipation up to $\pm 3.5\%$ drift ratio was calculated to be 54.15 kJ. The failure of specimen was due to fracture of longitudinal bar and crushing of concrete. In terms of loop stability, the hysteresis remained stable through the entire loading since the repeated loop did show drop in strength and stiffness.

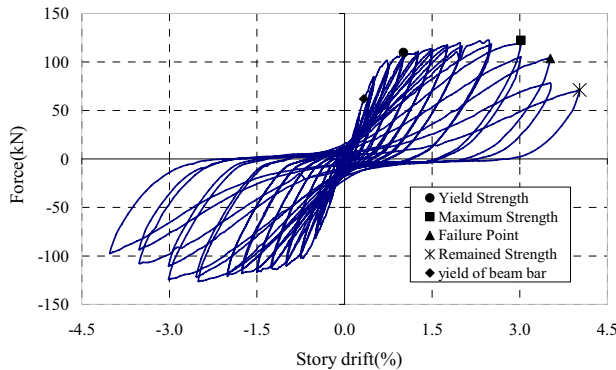


Figure 7 Story shear – lateral drift relation of specimen 1

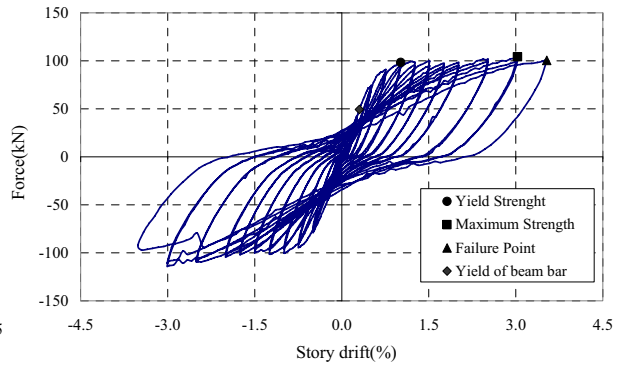


Figure 8 Story shear – lateral drift relation of specimen 2

4. CONCLUSIONS

From the study conducted, the following conclusions can be drawn,

1. The failure of specimen 1 and specimen 2 was quite ductile though they are precast construction. The construction joint does not effect the strength and maximum displacement but could lead to low energy dissipation if the crack is not adequately controlled.
2. The reinforcing detail of connection has a considerable impact on the failure mode and energy dissipation characteristics. The welding lap splice with 50 mm lap length was not adequate to prevent bar slip. The 90 degree hook provides better bond performance. The good bonding condition leads to high energy dissipation and flexural failure mode.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

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

6. REFERENCES

1. ACI 318-99. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. “American Concrete Institute”, Detroit, Michigan.
2. M. Seekin and H.C.Fu, “Beam-Column Connections in Precast Reinforced Concrete Construction”, *ACI Structural Journal*, May-June 1990; pp.252-261.
3. Chayut, 2004. *Effects of Bond Deterioration on Seismic Behavior of R/C Interior Beam-Column Joints without Seismic Detailing*. “Thesis No. ST-04-5”, Asian Institute of Technology.

SEISMIC EVALUATION METHODOLOGY FOR GRAVITY-DESIGNED REINFORCED BUILDING

AMORN PIMANMAS¹ and PREEDA CHAIMAHAWAN²
¹⁻² Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat
University, PO Box 22, Thammasat-Rangsit Post Office
Pathumthani 12121, Thailand
¹amorn@siit.tu.ac.th
²preeda_sj@hotmail.com

ABSTRACT

This paper presents a simple seismic evaluation method for reinforced concrete building constructed as beam-column rigid frame. The proposed method is intended for practicing engineers. The proposed seismic evaluation methodology consists of force check in terms of demand to capacity (DCR), reinforcement detailing check and failure mode investigation. The failure mode flowchart consists of load flowchart and yielding flowchart. The use of flowchart requires structural indices and DCR. The load flowchart is intended to check the failure mode of existing buildings under the code-specified earthquake load. The yielding flowchart is intended to check the failure mode when some members of the building yield. A case study is presented to demonstrate the applicability of the method.

1. INTRODUCTION

Recently, several foreign earthquakes have caused severe vibration of buildings in Bangkok and created a public concern on seismic safety of existing buildings. Almost all buildings in Bangkok were not designed against seismic loading. These buildings may be subject to severe damages in the event of large earthquake intensity. The buildings should be evaluated for seismic rating and necessary preparedness is required.

This paper presents a simple, yet effective, method for seismic evaluation of reinforced concrete buildings. It aims to provide a guidance for practical designers to evaluate the failure mode of the buildings based on the results of linear elastic analysis of the building.

Currently, there exist some preliminary evaluation methods. P. Gulkan and M. A. Sozen, 1999 presented a procedure for determining seismic vulnerability of building structures. The method essentially requires only the dimensions of the structure as input, and is expressed in terms of their locations in a two-dimensional plot of masonry wall and column percentages. The ranking of damage observed in a group of institutional

buildings in Erzincan during the March 13, 1992, earthquake shows that the data is in broad agreement with the proposed method.

Capacity spectrum method is originally developed by Freeman et. al., 1975. This concept has been introduced for seismic evaluation and retrofitting of existing building in FEMA-273, 1997. The capacity spectrum method incorporates the inelastic quasi-static response of the structure in analysis.

The analytical method can be broadly classified into four categories, linear static, linear Dynamic, nonlinear static and nonlinear dynamic. The most realistic analysis procedure is the nonlinear dynamic analysis. However, this method is considered overly complex and impractical for general use. This paper presents a practical method based on Linear Static Procedure to obtain structural indices that will be used with proposed load and yielding flowchart to evaluate the nonlinear behavior and failure mode of existing buildings.

2. STRUCTURAL INDICES

Structural indices are defined as the parameters that characterize the behavior of beam, column and joint under the seismic action. Structural indices of buildings are calculated from design configurations such as sectional dimensions, quantity of longitudinal and transverse reinforcements, strength of concrete and reinforcement and others. The prominent structural indices used in predicting the failure modes are as follows.

2.1 Nominal Moment Capacity To Nominal Shear Capacity Ratio, $\frac{M_n}{a \cdot V_n}$

In the index, a is the shear span which is defined as length of a column or beam measured from the joint face to inflection point, M_n and V_n are nominal flexural and shear strength of the reinforced concrete section, respectively. This index provides an indication of a possibility of shear failure in the member. With the assumption that the inflection point is located at the mid-height of column or beam, the value of index equal to one indicates that shear force and moment in member reach the shear strength and flexural yield strength simultaneously. Larger value of this index indicates higher nominal flexural strength compared to shear strength, and a possibility of shear failure before flexural failure.

2.2 Joint Shear Stress over Joint Shear Strength Ratio, V/V_n

In this index, V is the joint shear force and V_n is the joint shear strength. This index indicates the possibility of joint shear failure. The calculation of V is conducted by the following formula

$$V = (1 + \beta) \lambda_0 f_y A_{s1} - V_{col} \quad (1)$$

where $\beta = A_{s2}/A_{s1}$

A_{s1} = area of top beam reinforcement

A_{s2} = area of bottom beam reinforcement

λ_0 = over strength factor (= 1.0 for intermediate moment resisting frame)

V_{col} = column shear force which is calculated by the following formula,

$$V_{col} = 2 \left(\frac{l_1}{l_{1n}} M_{0,1} + \frac{l_2}{l_{2n}} M_{0,2} \right) / (l_c + l'_c) \quad (2)$$

where,

$M_{0,1}$ = negative moment capacity of the right beam

$M_{0,2}$ = positive moment capacity of the left beam

Other notations are as shown in Figure 1

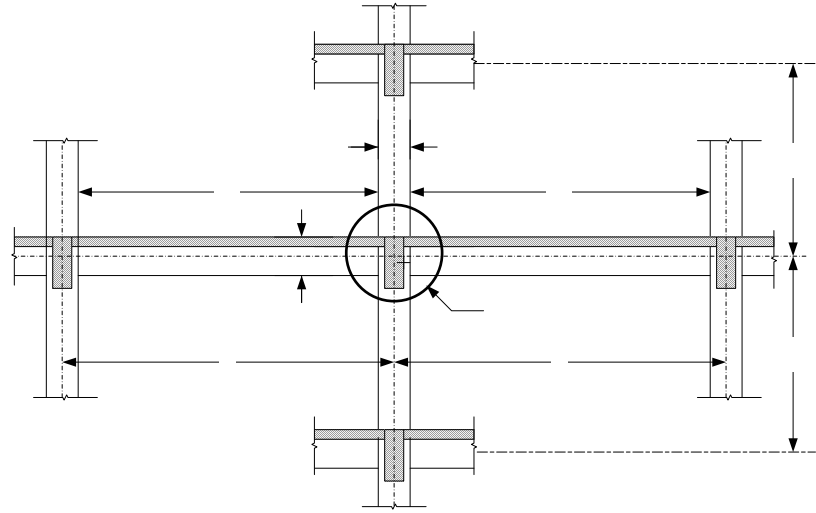


Figure 1: Interior Beam-Column Subassemblages

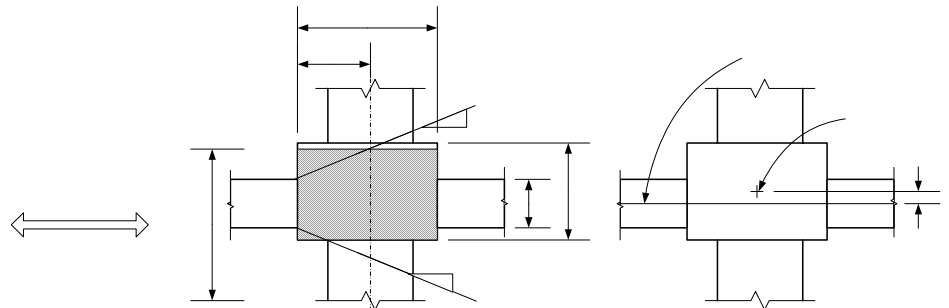


Figure 2: Determination of Effective Joint Width (b_j)

2.3 Column to Beam Moment Capacity, M_{nc}/M_{nb} .

In this index, M_{nc} is nominal moment capacity of column and M_{nb} is nominal moment capacity of beam. This index indicates the possibility of plastic hinge forming in column before beam.

3. EVALUATION METHODOLOGY

The proposed evaluation methodology consists of linear static analysis of structures to obtain demand capacity ratio (DCR), detailing check and flowcharts for failure mode investigation.

To obtain demand capacity ratio (DCR), the linear static analysis is conducted and the seismic demand and capacity are calculated and compared. Seismic demands include shear force and moment in beam, column and joint which are calculated from analysis of structures under the action of earthquake loading specified in No. 49 Ministerial Law. Capacities are calculated based on accepted design codes, such as ATC-40 and ACI318. In each building, the analysis should be conducted for both transverse and longitudinal directions. The procedure to evaluate DCR is described below,

1. Approximate weight (W) of building, including likely live load, for example 40% of specified live load.

2. Calculate base shear force based on No.49 Ministerial Law

$$V=ZIKCSW \quad (3)$$

The Thai No.49 Ministerial Law is still based on UBC85. Other more recent codes can be adopted.

3. Distribute base shear V to each frame based on relative stiffness. For each frame, distribute lateral forces along building height.

4. Model and analyze the structure in computer for moment and shear forces in beam, column and joint. There are two load cases in the analysis.

Load combination 1: $U1 = 0.75(1.4DL+1.7LL\pm 1.87E)$

Load combination 2: $U2 = DL+0.4LL\pm 1.87E$

Load combination 1 is stated in the ACI318-99 building code. This load shall be used to check DCR compatible with forces specified in the No. 49 Ministerial law. Load combination 2 is considered to represent the more realistic situation under earthquake where actual live load is assumed to be 40%. Force, moment and axial force obtained from this load combination will be used in examination of possible mode of failure.

5. Calculate corresponding capacity of beam, column and beam-column joint based on ACI318 seismic requirement for Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF) and ATC-40.

6. Compare existing reinforcement detailing in beam, column and beam-column joint with ACI requirement for Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF).

7. Calculate Demand Capacity Ratio (DCR). Failure is considered to take place when DCR is greater than 1.0. The values of DCR used in this evaluation method consist of,

$\frac{M_{ub}^-}{M_{nb}^-}$ where M_{nb}^- is negative moment capacity of beam and M_{ub}^- is negative moment demand of beam.

$\frac{V_{ub}}{V_{nb}}$ where V_n is beam shear capacity of section and V_u is shear force demand of beam.

$\frac{V_{ju}}{V_{jn}}$ where V_{jn} is joint shear strength of beam-column joint, V_{ju} is joint shear force demand from associated moment. V_{jn} can be calculated from equation (4)

$$V_{ju} = (M_u^+ / jd + M_u^- / jd) - V_{uc} \quad (4)$$

$\frac{V_{uc}}{V_{nc}}$ where V_{nc} is column shear capacity of section and V_{uc} is shear force demand of column.

$\frac{M_{uc}}{M_{nc}}$ where M_{nc} is moment capacity of column and M_{uc} is moment demand of column.

4. ACCEPTABILITY CRITERIA

A building is considered seismically acceptable if both of the following two conditions are satisfied,

4.1 Acceptance for Force Criteria

All critical elements of lateral force resisting elements have strengths greater than computed actions, that is, DCR is less than 1. This represents the strength check under code-specified load level.

4.2 Acceptance for Detailing Criteria

All reinforcement detailing satisfies the code requirement. The detailing check is intended to check ductility and energy dissipation capacity of critical members of the building.

5. INVESTIGATION OF FAILURE MODE

The DCR analysis presented above relies on the force specified in No.49 Ministerial law. This force may or may not occur in a real earthquake since the actual forces developed in a structure depend on its capacity. Hence, using the force level specified in the code for the evaluation of existing structures may not be fully rational. A more meaningful approach is to determine the possible failure modes when the structure is displaced until yielding takes place in various members of the structures. The staged failure mode is very important to the building retrofit. For example, when flexural DCR exceeds 1.0, it may simply mean that the member goes into yielding. The retrofit for flexural DCR exceeding 1.0 may not be important as long as the member can yield with some ductility. The secondary failure mode such as beam or column shear failure after yielding or post-yield joint shear failure is more significant. In this respect, this paper presents two flowcharts for identifying the failure modes of the structure.

5.1. Load Flowchart.

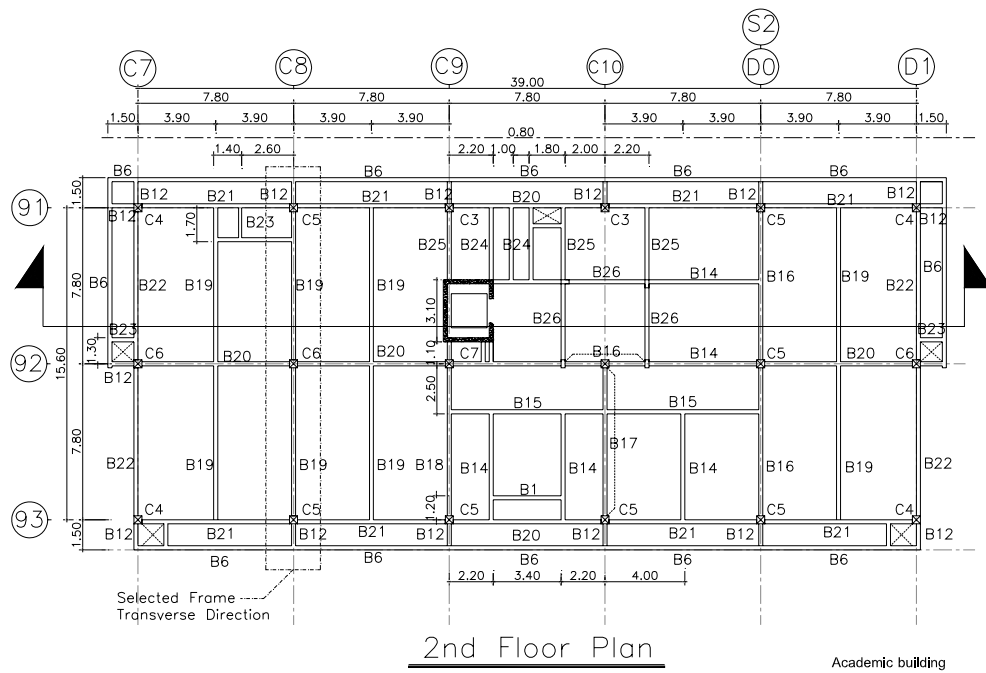
The load flowchart is for checking the possible failure modes under code-specified lateral load. It is applied with load combination 2 ($U = DL + 0.4LL \pm 1.87E$). The load flowchart is shown in Figure 3.

5.2 Yielding Flowchart

This yielding flowchart is intended for a situation when earthquake motion moves the structure until yielding develops in some members of the structure. This allows an opportunity to investigate staged failure modes. The yielding flowchart is shown in Figure 4.

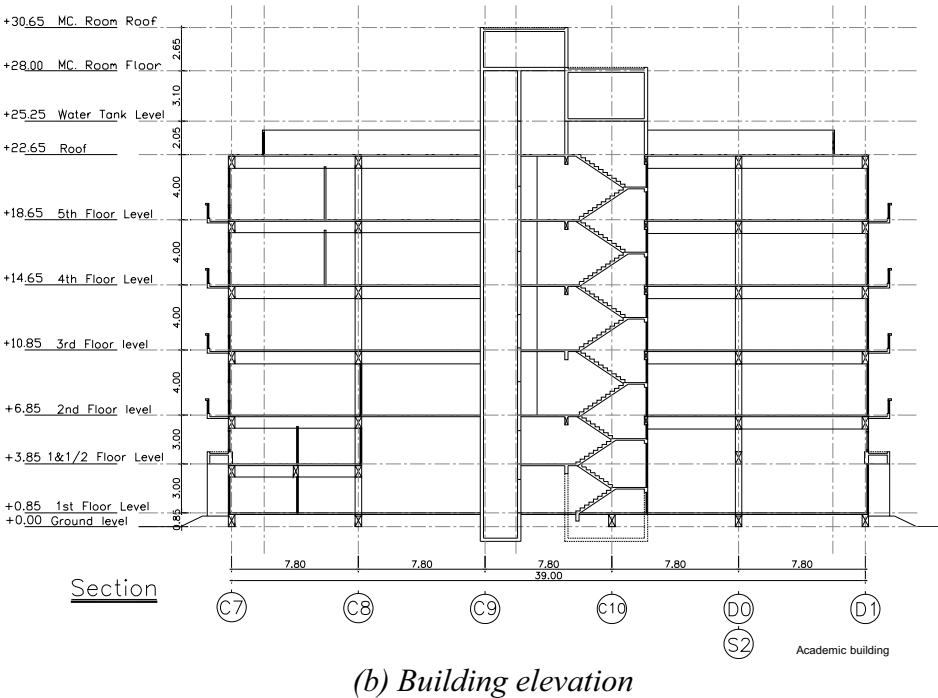
6. CASE STUDY AND EXAMPLE OF SEISMIC EVALUATION

Example of seismic evaluation of existing building Figure 5) is provided here. The base shear force is calculated following the No. 49 Ministerial Law (based on UBC85) as $V = ZIKCSW$, where $Z = 3/16$ (Zone 1), $I = 1.25$ (Academic building), $K = 1$ (Moment resisting frame), $S = 2.5$ (Bangkok soft clay). The natural period of the building is calculated using $T = 0.09h_n\sqrt{D} = 0.62$ s, where h_n is the total building height = 29.8 m and D is width of building = 18.6 m. The coefficient $C = 1/15(\sqrt{T}) = 0.085$. The weight (W) of building is $W = 2965.86$ Tons. The base shear (V) is calculated to be $V = 146.91$ Tons.

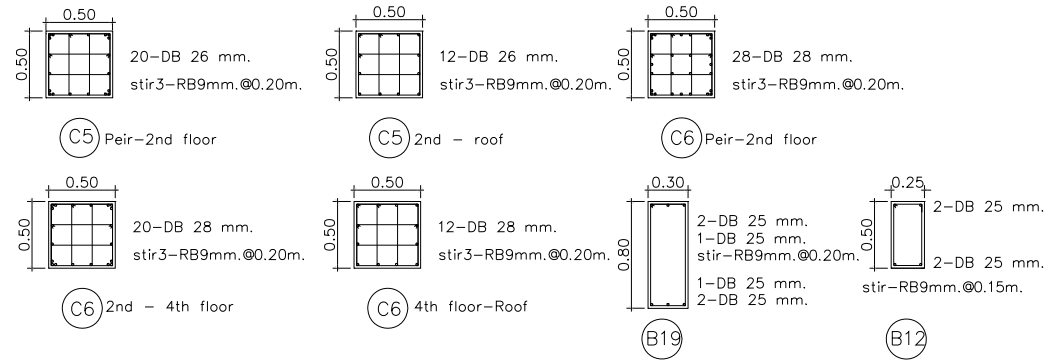


(a) Building plan

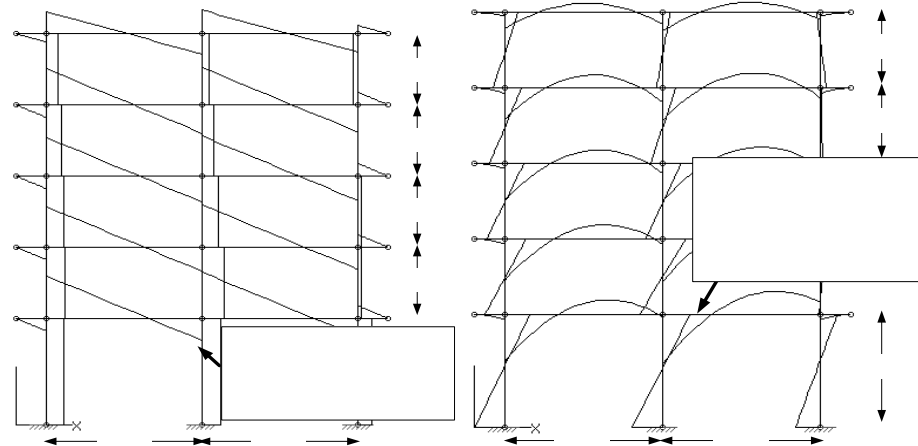
Figure 5 Example of Seismic Evaluation-case study



(b) Building elevation



(c) Reinforcement detail



(d) Demand shear and moment diagram

Figure 6 Example of Seismic Evaluation – A case study

The Demand Capacity Ratio is shown in Table 1 as an example for the second floor of the frame in the transverse direction.

The failure mode is analyzed under load combination 2 using load flowchart (Figure 3) and yielding flowchart (Figure 4). The inputs to the flowcharts are DCR and structural indices as calculated before.

Table 1: Demand capacity ratio for 2nd floor interior joint

Selected frame	Joint	Beam		Column		Result
	V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}	M_{uc}/M_{nc}	
C8	0.56	0.82	0.86	0.23	0.47	Compliant

Table 2 : Reinforcement detailing check

Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 9 @ 0.20	RB 9 @ 0.15	Not Compliant
	Zone 2	RB 9 @ 0.20	RB 9 @ 0.16	Not Compliant
Column	Zone 1 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.20	Compliant
	Zone 2 (s_i)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.40	Compliant
Joint	Zone 3 (s_i)	None	RB 9 @ 0.40	Not Compliant

Table 3: Failure mode analysis

M_{nc}/M_{nb}	1.21	M_{ub}/M_{nb}	0.85	Failure mode
M_{nc}/M_{uc}	1.50	M_{nb}/M_{ub}	0.73	
M_{nb}/M_{ub}		V_{ub}/V_{ub}		1 st mode-beam flexural 2 nd mode-Joint shear failure
V_j/V_n	1.21	M_{nc}/aV_n	0.11	
V_{ju}/V_{jn}	0.56	V_{uc}/V_{nc}	0.22	
M_{nb}/aV_n	0.44	M_{uc}/M_{nc}	0.56	
V_{ub}/V_{nb}	0.62	M_{nc}/M_{uc}	0.40	
		V_{nc}/V_{uc}		

For this example building, all DCR values are less than 1.0 (Table 1), indicating that the buildings have sufficient capacity under code-specified lateral load. However, the check of reinforcement detailing shows that no stirrup is provided in the joint and the beam stirrup is insufficient (Table 2).

The failure mode analysis is started using load flowchart with the ratio of $M_{ub}/M_{nb} = 0.85$ and $M_{uc}/M_{nc} = 0.56$ in Table 3. These ratios are less than 1, implying that beam and column do not yield. From the ratio of V_{ju}/V_{jn} , V_{ub}/V_{nb} and V_{uc}/V_{nc} , it also show that members and joint do not fail by shear before yielding. Following yielding flowchart, the ratios of $\frac{M_{nc}}{M_{nb}} / \frac{M_{uc}}{M_{ub}}$ and M_{nc}/M_{nb} display that beam fails in flexure before column. The ratio of M_{nb}/aV_n less than 1, indicating that beam fails in flexure first. After beam yielding, the joint shear failure occurs because the ratio $1.25V_j/V_n$ is greater than 1. Consequently, the staged failure mode of this interior connection is joint shear failure following beam flexural yielding.

7. CONCLUSIONS

A simple seismic evaluation method for reinforced concrete building constructed as beam-column rigid frame is proposed in this paper. The proposed method is simple to use and suitable for practical designer. The method consists of DCR determination, reinforcement detailing check and failure mode investigation. The DCR determination is intended to check the safety of building under code-specified lateral load. In the method, the linear static analysis of building structure is required. The reinforcement detailing check is required to check the toughness compliance with the seismic design codes. In order to retrofitting the structures, the failure mode must be identified. The investigation of failure mode consists of two flowcharts, namely, load flowchart and yielding flowchart. The input data to the flowchart are DCR and structural indices. The load flowchart is to check the failure of building under code-specified earthquake load. The yielding flowchart is to check the failure of building after some members yield. The use of these flowcharts enables the determination of staged failure sequence.

ACKNOWLEDGEMENTS

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

REFERENCES

- ACI 318-99. *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.
- ATC, 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- FEMA, 1997. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273; and *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-274, October, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., and tyrell, J.V., 1975. Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk-A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proc. 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 113-122.
- Namhee Kim Hong, Sung-Gul Hong and Sung-Pil Chang, 2002. Computer-supported evaluation for seismic performance of existing buildings. *Advances in Engineering Software*, 34 (2004) :87-101.
- Paulay T., and Priesley M.J.N., 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons Inc., New York.
- Polat Gulkan and Mete A. Sozen, 1999. Procedure for Determining Seismic Vulnerability of Building Structures. *ACI Structural Journal*, V.96, No.3, May-June 1999: 336-342.
- UBC, 1985, *Uniform Building Code*. International Conference of Building Officials, Whittier, California.

SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDING IN BANGKOK

PREEDA CHAIMAHAWAN¹ and AMORN PIMANMAS²

Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University
PO Box 22, Thammasat-Rangsit Post Office, Pathumthani 12121, Thailand

¹preeda_sj@hotmail.com

²amorn@siit.tu.ac.th

ABSTRACT

This paper presents a result of investigation of seismic deficiency of buildings in Bangkok. The target buildings are mid-rise reinforced concrete beam-column frames having 5-15 stories. The occupancy type is essential and assembly facilities including schools, university, hospitals, governmental offices and apartments. Most of these buildings with more than 6 stories are usually provided with reinforced concrete lift core. The seismic evaluation methodology consists of demand to capacity ratio determination, reinforcement detailing check and failure mode investigation. Eight buildings are examined. The seismic deficiency is checked against earthquake loading specified in No.49 Ministerial Law and the ACI 1999 requirements for Intermediate Moment Resisting Frame. The region of interest is the first floor sub-frame where the shear is supposed to be highest. The moment frames in both transverse and longitudinal directions are considered. The result shows that all eight buildings do not satisfy detailing criteria. Five out of eight buildings do not satisfy force criteria. Based on the failure mode investigation, the result shows 44% of beam flexural failure, 41% of joint shear failure and 15% of beam shear failure. It is seen that shear failure covers 66% of the total. The majority of failure is found in beams. The reason why the force criteria is less critical is due to traditional working stress design approach for RC structures in Thailand with lower allowable compressive strength of concrete and steel compared to more modern ultimate strength design codes. Another reason is the presence of lift core that reduces the forces transmitted to beam-column frame.

1. INTRODUCTION

Although Bangkok, the capital city of Thailand is not directly located on fault, it is not safe from distant earthquakes. On 26th December 2004, the Sumatra earthquake of 9.3 magnitude on Richter scale has caused a devastating Tsunami and hit the coast of Thailand with more than 5000 lost of lives. In that event, though approximately 1000 km away from Bangkok, may high rises in Bangkok has been severely shaken. This caused a widespread public concern on the safety of building in seismic events.

Bangkok is vulnerable to earthquake because she is founded on soft marine clay which can amplify earthquake up to three to four times. Moreover, almost all buildings in Bangkok have not been traditionally designed against seismic loading. In order to mitigate the possible seismic hazard, buildings should be evaluated for seismic rating and necessary preparedness is required, especially public buildings such as academic buildings, apartment buildings, governmental buildings and hospital should be able to withstand earthquake as they are supposed to provide evacuation shelter or as a center for post earthquake lifeline.

A study on seismic evaluation of RC buildings in Bangkok is presented in this paper. In this study, existing reinforced concrete buildings constructed as beam-column frames are investigated to identify the typical characteristics of building designed for gravity only, especially the reinforcement detailing. This study focuses on reinforced concrete frames having 5-15 stories. According to past studies, the buildings of this range will have a natural period between 1.0 second which corresponds to the peak acceleration response curve. For the buildings of this height, the fundamental vibration is supposed to play a dominant role. Hence the first floor is supposed to be critical under earthquakes. Thus, the research conducted herein emphasizes the first floor sub-frame in both transverse and longitudinal directions of the buildings.

This study proposes a practical method to investigate seismic performance of the building. It aims to provide a guideline for practicing engineers to evaluate the seismic performance of the buildings. The method requires building geometry, cross sectional dimension, reinforcement details, material properties as input to construct the computer model of the buildings. The linear static analysis is employed to obtain shear force and bending moment at critical sections or members. The Demand Capacity Ratio (DCR) is then calculated. The capacity can be based on any structural design code. In this paper, the ACI318 requirement for Intermediate Moment Resisting Frames is adopted as most Thai engineers are familiar the American code. The proposed evaluation methodology consists of DCR determination, reinforcement detailing check and failure mode investigation.

2. DATA COLLECTION OF EXISTING BUILDINGS

The architectural and structural drawings of 8 existing buildings constructed in Bangkok are collected. These buildings are listed in Table 1. As seen, the buildings have the number of stories ranging from 5-15 stories. They are constructed as beam-column rigid frame. The buildings are generally classified as essential and public facilities that cover apartments, schools, universities and governmental offices. In most buildings, the floor system consist of precast solid plank (PCplank) or precast hollowcore slab which is topped by cast-in-place concrete. Almost all buildings are provided with lift core for vertical transportation.

Table 1: General information of investigated buildings.

No.	Occupancy type of Building	No. of story	Total height (m)	Dimension W x L (m ²)	Type of Slab	Lift Core
1	Apartment	6	17.2	11x17.85	PCplank	none
2	Apartment	9	22.9	13.2x29.2	PCplank	2x2m
3	Apartment	15	40.0	21x30.8	PCplank	4.2x2.15m
4	Academic	5	29.8	18.6x40.5	Cast in place	2.55x2.9m
5	Academic	6	26.0	18.8x58.5	PC hollowcore	2.4x4.0m
6	Academic	6	27.5	16.5x77.0	PC hollowcore	2.5x4.3m
7	City hall	5	25.34	24.0x77.0	PC hollowcore	2.8x5.0m
8	City hall	5	24.35	23.0x77.0	PC hollowcore	2.8x5.0m

3. STRUCTURAL INDICES

Structural indices are defined as parameters that indicate the behavior of beam, column and joint under seismic action. Structural indices of buildings are calculated from design configurations such as sectional dimensions, total area of longitudinal and transverse reinforcement bars, strength of concrete and reinforcement steel, and others.

The prominent structural indices that are used in predict the expected failure modes are as follows.

3.1 Nominal Moment Capacity to Nominal Shear Capacity Ratio, $\frac{M_n}{a \cdot V_n}$

In this index, a is the length measured along the column or beam axis from the joint face to inflection point, M_n and V_n are nominal moment and nominal shear capacity of reinforced concrete section, respectively. This index indicates a possibility of shear failure in the member before yielding. In the calculation of this index, it is assumed that the inflection point is located at the mid-length of column or beam.

3.2 Joint Shear Stress over Joint Shear Strength Ratio, V/V_n

In this index, V is the joint shear force and V_n is the joint shear capacity. The index indicates the possibility of joint shear failure.

3.3 Column to Beam Moment Capacity, M_{nc}/M_{nb} .

In this index, M_{nc} is nominal moment capacity of column and M_{nb} is nominal moment capacity of beam. This index indicates the possibility of plastic hinge forming in column. The summary of overall structural indices in each direction is shown in Tables 2, 3 and 4.

4. SEISMIC EVALUATION METHODOLOGY

The seismic evaluation methodology adopted in this study consists of Demand Capacity Ratio (DCR) determination, reinforcement detailing check, and failure mode investigation.

Table 2: Average of structural indices for column

Direction	a_c/h_c	$\frac{M_n}{aV_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Expected mode of failure
Transverse Interior	3.60	0.44	0.335	0.050	0.0065	3.72	Flexural failure
Transverse Exterior	3.49	0.60	0.306	0.053	0.0067	4.69	Flexural failure
Longitudinal Interior	5.11	0.29	0.267	0.043	0.0082	2.18	Flexural failure
Longitudinal Exterior	5.11	0.27	0.208	0.037	0.0074	1.84	Flexural failure

Table 3: Average of structural indices for beam

Direction	a_b/h_b	$\frac{M_n}{aV_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Expected mode of failure
Transverse Interior	4.34	0.76	0.010	0.012	0.0039	2.06	Flexural failure
Transverse Exterior	3.61	0.72	0.010	0.012	0.0038	2.00	Flexural failure
Longitudinal Interior	4.34	0.47	0.009	0.011	0.0038	1.45	Flexural failure
Longitudinal Exterior	4.58	0.53	0.012	0.012	0.0042	1.80	Flexural failure

Table 4: Average of structural indices for joint

Direction	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$	Expected mode of failure
Transverse Interior	5.15	22.48	0.73	1.27	1.94	1.11	0.00	Joint shear
Transverse Exterior	5.24	23.92	0.74	1.24	7.15	0.65	0.00	Flexural beam
Longitudinal Interior	5.37	21.69	0.47	1.50	3.47	1.31	0.00	Joint shear
Longitudinal Exterior	6.06	19.13	0.46	1.55	4.50	0.74	0.00	Flexural beam

4.1 DCR Determination

To determine Demand Capacity Ratio (DCR), the structure is analyzed by linear static procedure under the equivalent lateral static load specified by No. 49 Ministerial Law. The load combination considered is $U = 0.75(1.4DL + 1.7LL + 1.87E)$, where DL is dead weight, LL is live load and E is earthquake load. At critical sections of beam, column and joint, demand

is obtained in terms of shear force and bending moment. Corresponding capacities are calculated based on ACI318 structural concrete design code. The member is said to fail if DCR is larger than 1.0. In the analysis, the emphasis is placed on the first floor sub-frame as it is assumed that buildings of less than 10 floors are governed by the fundamental mode of vibration where the forces shall be highest at the column of the first floor. As a majority of buildings are constructed using precast floor slab system, the structure will therefore be stronger in the direction transverse to the span of slab, and weaker in the other direction. Hence, the structure is analyzed for both transverse and longitudinal direction. The DCR considered in this research consists of

$$\frac{M_{ub}^-}{M_{nb}^-} \quad \text{DCR for moment in beam}$$

$$\frac{V_{ub}}{V_{nb}} \quad \text{DCR for shear in beam}$$

$$\frac{V_{ju}}{V_{jn}} \quad \text{DCR for shear in beam-column joint.}$$

$$\frac{V_{uc}}{V_{nc}} \quad \text{DCR for shear in column}$$

$$\frac{M_{uc}}{M_{nc}} \quad \text{DCR for moment in column}$$

The results of DCR comparison are shown in Figures 1 to 5. As shown, all critical elements of lateral force resisting elements have strengths greater than computed actions. However, it should not be concluded the structure is safe against earthquake. As a matter of fact, the force that can develop in a structure depends on structural capacity itself. Hence, the structure should be investigated under the condition that some members reach yielding. Moreover, the reinforcement detailing should be checked too.

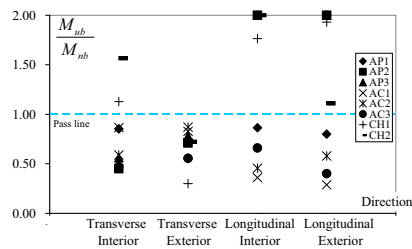


Figure 1: DCR for moment in beam

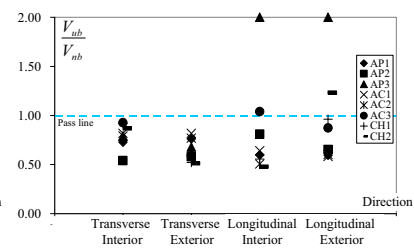


Figure 2: DCR for shear in beam

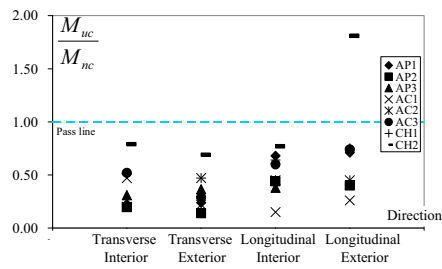


Figure 3: DCR for moment in column

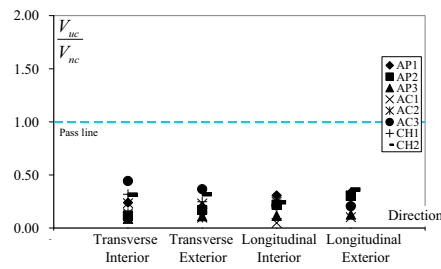


Figure 4: DCR for shear in column

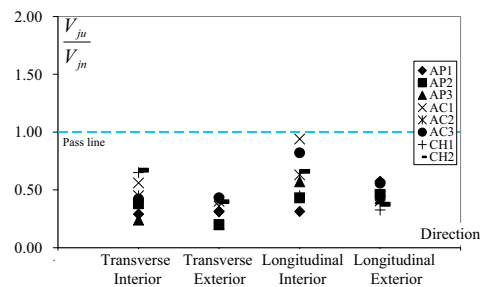


Figure 5: DCR for shear in beam-column joint

4.2 Reinforcement Detailing Check

The DCR determination is a check for load level specified in the code. Usually, the load level is lower than that actually occurs and the structure is assumed to demonstrate some reversed yielding behavior. As a result, all modern codes of earthquake design states the minimum requirement for reinforcement detailing to provide a certain level of ductility in structural members. In Thailand which is considered to be low to moderate seismic zone, the ACI requirement for Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF) is adopted. The requirement for reinforcement detailing is shown in Figure 6 for beam, column and joint. Summary of force criteria check list are show in Table 5.

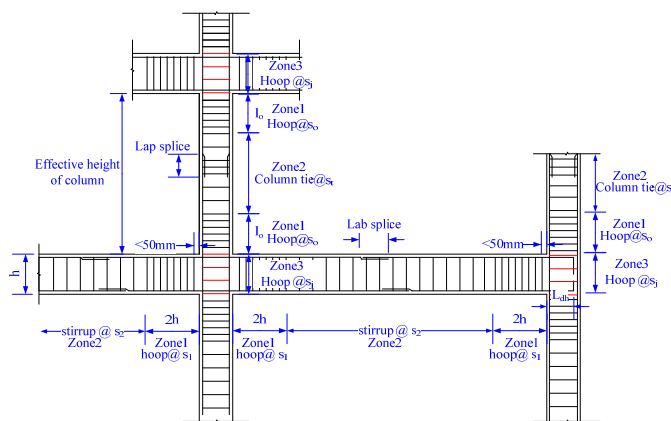


Figure 6: Detailing criteria for beam, column and joint.

The result show that all buildings do not satisfy for reinforcement detailing. All present transverse steels are simply tie without end details as seismic hook. There are not enough transverse steels in beam and column, especially in plastic hinge zone (zone 1). More over there are no transverse steel in beam-column joint in all buildings. This means that all investigated buildings lack ductility. An example of detailing check list is shown in Table 6.

Table 5: Summary of DCR check

Building	Transverse direction		Longitudinal direction	
	Interior span	Exterior span	Interior span	Exterior span
AP1	C	C	C	C
AP2	C	C	NC	NC
AP3	C	C	NC	NC
AC1	C	C	C	C
AC2	C	C	C	C
AC3	C	C	NC	C
CH1	NC	C	NC	NC
CH2	NC	C	NC	NC

C=Compliance, NC=Not compliance

Table 6: Example of Detailing criteria for transverse direction-interior span.

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AP1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_t)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	None	RB9 @ 0.40	NC
AP2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.04	NC
		Zone 2	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s_t)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	None	3-RB6 @ 0.20	NC
AP3	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 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_t)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.32	C
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC
AC1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.21	C
		Zone 2 (s_t)	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 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_t)	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 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
CH1	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2 (s_i)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	3-RB 9 @ 0.06	NC
	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
CH1	Column	Zone 2 (s_i)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.27	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.27	NC
CH2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s_i)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.40	NC
	Joint	Zone 3 (s_j)	none	2-RB 9 @ 0.40	NC

C=Compliance, NC=Not Compliance

5. INVESTIGATION OF FAILURE MODE

As stated, the DCR check under code specified earthquake load does not suffice to determine the actual seismic performance of a structure. The sequence of failure of structure is valuable for the retrofit of the buildings. In this research, the methodology for determining the failure mode is presented. The method uses the information of DCR, structural indices mentioned above together with two flowcharts, that is, load flowchart and yielding flowchart. The purpose of load flowchart is to identify the failure mode under the code-specified load. The purpose of yielding flowchart is to identify the failure mode in case that some members of structure reach yielding with increasing lateral load. The DCRs are obtained under the load combination $U = DL + 0.4LL \pm 1.87E$. It is noted that the only 40% of live load is taken as likely live load to be present in the earthquake. The load flowchart is presented in Figure 7. The yielding flowchart is intended to check the structure when earthquake moves the structure so that some members yield. The concept of yielding flowchart is shown in Figure 8. The advantage of the yielding flowchart is that it allows the post-yield failure mode to be identified. Usually, the flexural failure caused by member yielding should not be regarded as failure in the sense of earthquake resistance. The failure is usually caused by subsequent shear failure in the member and joint. The retrofitting method should therefore aim to strengthen member and joint in shear rather flexural strengthening. Contradictorily, the flexural strengthening may increase the shear and bond demand, hence the structure may be more brittle than un-retrofitted structure.

All eight buildings are examined with the proposed flowcharts. The result shows 44% of beam flexural failure, 41% of joint shear failure and 15% of beam shear failure. It is seen that shear failure covers 66% of the total failure (Figure 9). The total failures can be classified as follows.

In transverse direction and interior span, 62% is joint shear failure, 25% is beam flexural failure and 13% is beam shear failure (Figure 9).

In transverse direction and exterior span, 74% is beam flexural failure and 26% is beam shear failure (Figure 9).

In longitudinal direction and interior span, 75% is joint shear failure and 25% is beam flexural failure (Figure 9).

In longitudinal direction and exterior span, 74% is beam flexural failure and 26% is joint shear failure (Figure 9).

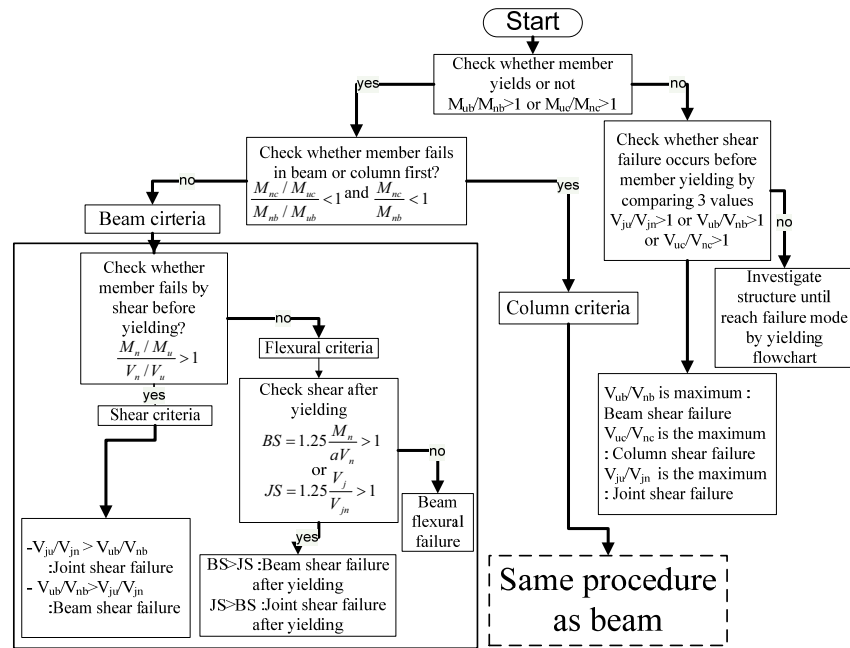


Figure 7: Load flowchart

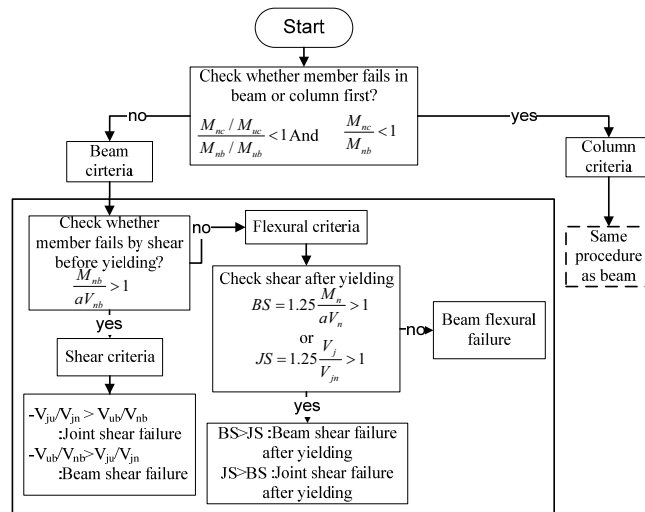


Figure 8: Yielding flowchart

According to the investigation, the majority of failure is found in beams. However, as mentioned, the beam flexural failure is rarely a problem as long as ductility is available. It is also noted that the evaluation with load flowchart shows less failures compared with yielding flowchart. This is due to traditional RC working stress design approach adopted in Thailand with lower allowable compressive strength of concrete and steel compared with ACI codes. Another reason is the presence of lift core that reduces the forces transmitted to beam-column frame.

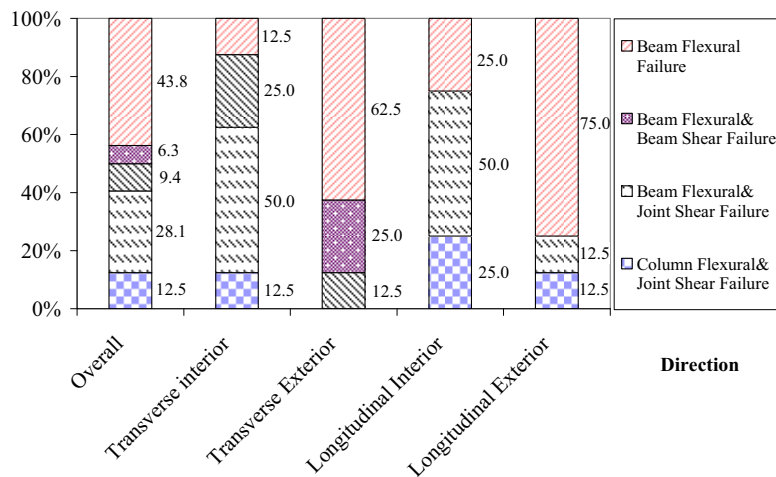


Figure 9: Failure mode result

7. CONCLUSION

The paper presents result of seismic evaluation of eight existing reinforced concrete buildings in Bangkok. All buildings were constructed as beam-column rigid frame. The building category covers school, apartments and governmental offices. The evaluation method consists of DCR determination, reinforcement detailing check and failure mode investigation. It is found that no buildings satisfy the reinforcement detailing requirement, primarily because of the lack of sufficient transverse reinforcement in beam, column and beam-column joint and non-seismic detail of hook anchorage. Based on DCR, five out of eight buildings show some failures in the members under code-specified earthquake load. The failure mode investigation shows 44% of beam flexural failure, 41% of joint shear failure and 15% of beam shear failure. The load flowchart failure check is less critical than yielding flowchart because of traditional working stress design approach for RC structures in Thailand with lower allowable compressive strength of concrete and steel compared to codes. Another reason is the presence of lift core that reduces the forces transmitted to beam-column frame. According to the investigation, the joint shear failure is identified to be one of the most critical failures of RC buildings.

ACKNOWLEDGEMENTS

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

REFERENCES

- ACI 318-99. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- UBC, 1985, *Uniform Building Code*. International Conference of Building Officials, Whittier, California.



การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาเพื่อด้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบ

Seismic retrofit of substandard beam-column joint by joint planar expansion

อมร พิมานมาศ (Amorn Pimanmas)¹

ปรีดา ไชยมหาวัน (Preeda Chaimahawan)²

¹รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ amorn@siit.tu.ac.th

²นักศึกษาปริญญาเอก สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ preeda_sj@hotmail.com

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธีการขยายข้อต่อให้โตขึ้น ซึ่งใช้เหล็กเสริมและคอนกรีตเทในที่เสริมกำลังในระนาบ 2 มิติของจุดต่อ ทำให้วิธีการนี้ทำได้ง่าย ประหยัดและไม่ส่งผลกระทบต่อสภาพอาคารเดิมกับตัวอาคารมากนัก เนื่องจากส่วนเสริมกำลังสามารถซ่อนอยู่ในกำแพงหรือผนังกัน ชื่นทดสอบจุดต่อคาน-เสาซึ่งไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวขนาดครึ่งหนึ่งของขนาดจริงจำนวน 3 ชิ้น ได้ถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรในแนวราบเพื่อพิสูจน์วิธีการที่นำเสนอ ประกอบด้วยชิ้นทดสอบควบคุม 1 ชิ้น และชิ้นทดสอบที่ทำการขยายจุดต่อเป็นรูปสี่เหลี่ยมและสามเหลี่ยม อย่างละ 1 ชิ้น ผลการทดสอบพบว่าชิ้นทดสอบควบคุมเกิดการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อเนื่องจากแรงเฉือน ส่วนชิ้นทดสอบที่เสริมกำลังโดยใช้คอนกรีตเทในที่ให้ผลน่าพอใจ ตำแหน่งที่วิบัติเปลี่ยนจากจุดต่อมาเป็นที่ปลายคานเนื่องจากแรงดัดแทน ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สถิตินิส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายมาเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลดีเช่นเดียวกัน โดยรอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อความสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักรเลย

ABSTRACT : A seismic retrofit technique for existing reinforced concrete beam-column connections using planar joint expansion is proposed. The method is based on a two-dimensional expansion of beam-column joint using cast in-situ concrete and dowel bars. The method is economical and architecturally acceptable. Three half-scale sub-standard beam-column specimens were tested under quasi-static cyclic loading. One is control specimen and the other two are retrofitted specimens with triangular and square joint expansion. According to test results, the control specimen showed brittle joint shear failure while retrofitted specimens showed beam flexure failure. The strength, stiffness, energy dissipation and ductility of retrofitted specimens were greatly improved. The planar joint expansion was effective to reduce joint shear stress and improve anchorage bond of beam bar within the joint. The plastic hinge formation can be moved away from column face, thus preventing joint shear failure. The triangular and square expansions perform equally well. The construction joints formed at the interfaces between specimens and joint expansion do not produce an adverse effect in cyclic behavior.

KEYWORDS : Substandard beam-column connection; joint shear failure; seismic retrofit; planar joint expansion; plastic hinge



1. บทนำ

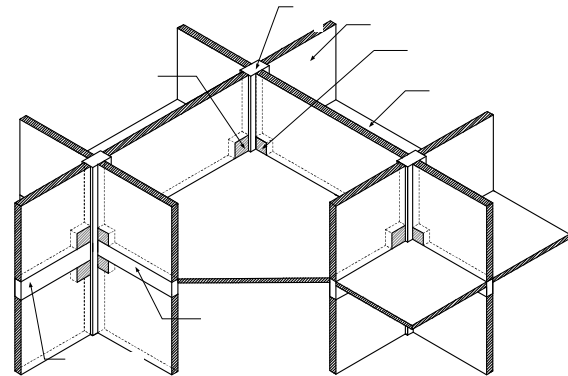
การป้องกันภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่เป็นไปได้ทางหนึ่งคือการเตรียมความพร้อมให้กับอาคาร เพื่อให้สามารถต้านแผ่นดินไหวได้ เนื่องจากอาคารที่ก่อสร้างไปแล้วในประเทศไทย ส่วนใหญ่ไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว จากการศึกษา [1] พบว่ารูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสาของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบโครงคาน-เสา เป็นรูปแบบที่ทำให้โครงสร้างสูญเสียกำลังได้รวดเร็ว และอาจทำให้โครงสร้างพังทลายลงมาได้อย่างฉับพลัน

ดังนั้นงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะเสริมกำลังโครงสร้างเพื่อป้องกันการวิบัติรูปแบบดังกล่าว โดยใช้หลักการ 2D Planar Joint Expansion แนวคิดหลักของวิธีการนี้ ก็คือทำให้ข้อต่อมีกำลัง และ สติฟเนส เพิ่มขึ้น เพื่อที่ว่าคานจะได้มีกำลังน้อยกว่าเมื่อเทียบกับจุดต่อ หลักการของวิธีนี้แตกต่างจากวิธีการเสริมกำลังข้อต่อในอดีตที่มักจะเน้นที่การเพิ่มกำลังที่ข้อต่อโดยตรง โดยใช้วัสดุเสริมความแข็งแรงประเภทต่างๆ ไม่ว่าจะเป็นคอนกรีตหุ้ม เหล็กรูปพรรณ เหล็กเส้น หรือ วัสดุคอมโพสิตไฟเบอร์ประเภทต่างๆ [2] แต่วิธีการที่เสนอนี้จะไม่ทำการเสริมกำลังที่ข้อต่อโดยตรง แต่จะเพิ่มความแข็งแรงให้กับบริเวณโดยรอบข้อต่อแทน โดยสามารถกระทำได้ทั้งสองทิศทางของอาคาร (ภาพที่ 1) ไม่ขึ้นกับว่าจะมีคานมากระทำที่ข้อต่อทิศทางใดก็ตาม โดยใช้คอนกรีตเทในที่และเหล็กเคียดยึดด้วยกาวอีพ็อกซี่ ซึ่งเป็นวัสดุที่สามารถหาได้ง่ายและมีราคาไม่แพงมาก ไม่จำเป็นต้องเจาะพื้นคอนกรีต อีกทั้งส่วนขยายสามารถซ่อนในกำแพงจึงไม่ส่งผลกระทบต่อสถาปัตยกรรมหรือพื้นที่ใช้สอยของตัวอาคารมากนัก แต่อย่างไรก็ตามวิธีการเสริมกำลังที่นำเสนอนี้ยังมีข้อจำกัดอยู่เนื่องจากสามารถใช้ได้กับโครงสร้างที่พฤติกรรมเสาแข็ง-คานอ่อนเท่านั้น และการขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององศาอาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในองศาอาคารได้ จึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังได้เสริมกำลังแล้ว

2. การทดลอง

เพื่อตรวจสอบหลักการเสริมกำลังดังกล่าว ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบจุดต่อคาน-เสานขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริงจำนวน 3 ตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักรในแนวราบ ประกอบด้วยขั้นตอนทดสอบควบคุม (JO) 1 ชั้น และขั้นตอนทดสอบที่

การขยายจุดต่อเป็นรูปสี่เหลี่ยม (PJE1) และสามเหลี่ยม (PJE2) อย่างละ 1 ชั้น โดยขั้นตอนทดสอบดังกล่าวสร้างให้สอดคล้องกับดัชนีโครงสร้างจากการรวบรวมข้อมูลอาคารระบบโครงคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างไปแล้ว [3] ที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว

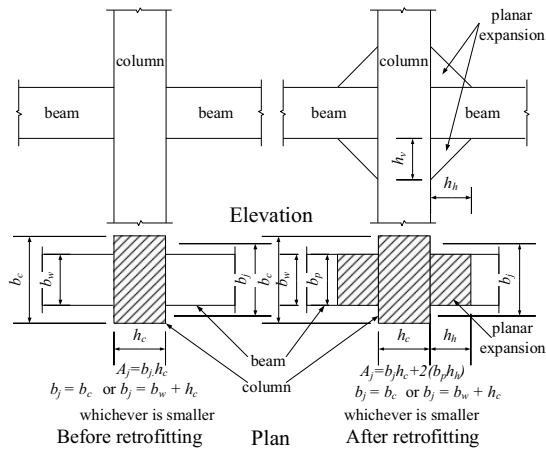


ภาพที่ 1 แสดงการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาโดยการขยายจุดต่อในระนาบ

2.1 ขั้นตอนการออกแบบการเสริมกำลัง

การขยายจุดต่อคาน-เสา มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันการวิบัติแบบประทุษร้ายที่จุดต่อ ดังนั้นหลักการออกแบบจึงต้องทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ (V_{jh}) เพิ่มขึ้นด้วยการขยายพื้นที่ประสิทธิผล (A_j) ซึ่งดูได้จากภาพที่ 2 แสดงพื้นที่ประสิทธิผลก่อนและหลังจากเสริมกำลัง นอกจากนี้การขยายจุดต่อยังช่วยเพิ่มระยะฝังประสิทธิผลของเหล็กนอนในคานที่ผ่านจุดต่อและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากการทาบเหล็กในเสาบริเวณเหนือพื้นอีกด้วย การออกแบบการเสริมกำลังจุดต่อสามารถกระทำดังนี้

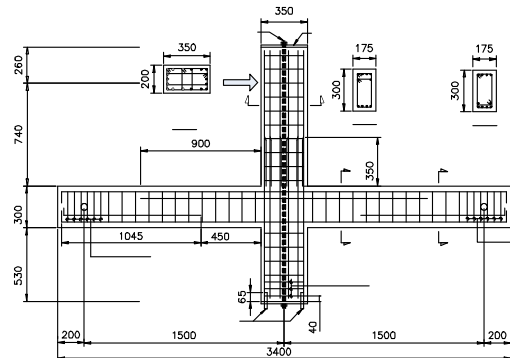
- ขยายพื้นที่ประสิทธิผลจนทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่าแรงที่กระทำ ($V_{jh}/V_j > 1$) และ ความเค้นของจุดต่อ (v_{jh}) มีค่าไม่เกิน $0.2f'_c$ เมื่อ f'_c เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตบริเวณจุดต่อ
- อัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน (h_c/d_b) ต้องมีค่ามากกว่า 20 [4]
- ปริมาณเหล็กเคียดยึด (dowel bar) ที่ใช้เสริมในส่วนขยายสามารถคำนวณได้จากปริมาณเหล็กที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดจากผลต่างของโมเมนต์ดัดในคานบริเวณหน้าเสาและปลายส่วนขยาย
- ขนาดของส่วนขยายไม่ควรมีขนาดเล็กเกินไปจนทำให้การฝังเหล็กเคียดยึด ไม่แบบและเทคอนกรีตลำบาก



ภาพที่ 2 แสดงพื้นที่ประสิทธิผลภายในจุดต่อคาน-เสา

2.2 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของชั้นทดสอบ

มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของชั้นทดสอบควบคุม (J0) ได้แสดงในภาพที่ 3 ส่วนชั้นทดสอบที่ได้เสริมกำลังมีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ (J0) ทุกประการยกเว้นส่วนเสริมกำลัง โดยชั้นทดสอบ PJE1 เป็นชั้นทดสอบที่ทำการขยายขนาดของข้อต่อโดยหล่อไปพร้อมกับคานและเสาเลย เป็นรูปสี่เหลี่ยมขนาด 30x30 ซม. รอบข้อต่อทั้ง 4 ด้าน ดังภาพที่ 4ก ชั้นทดสอบนี้ใช้สำหรับยืนยันแนวความคิดของทฤษฎีนี้ และสามารถนำไปใช้เป็นแนวทางสำหรับการออกแบบอาคารใหม่อีกด้วย ส่วนชั้นทดสอบ PJE2 ทำการขยายข้อต่อกระทำได้ขึ้นในภายหลังซึ่งทำเป็นรูปสามเหลี่ยม โดยใช้วิธีเจาะคอนกรีต ผึงเหล็กเดือย แล้วเทคอนกรีตในแบบ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ PJE2 แสดงในภาพที่ 4ข

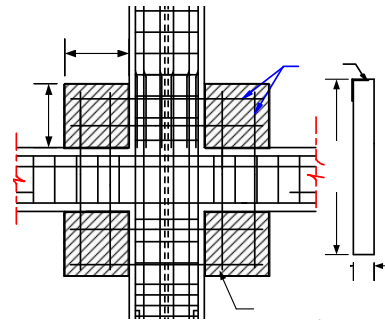


ภาพที่ 3 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ J0

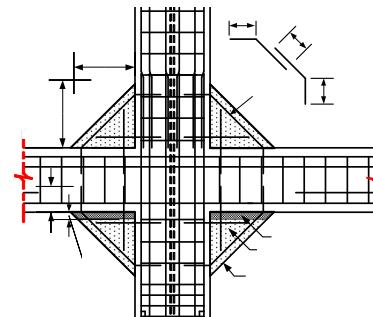
2.3 สภาพขอบเขต คุณสมบัติวัสดุ และการให้น้ำหนักบรรทุก

สภาพขอบเขต (ภาพที่ 5) ที่ให้กับชั้นทดสอบเป็นการจำลองการเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดต่อคาน-เสา โดยกำหนดให้

ปลายคานมีสภาวะยึดรั้งแบบหมุนและเคลื่อนที่ในแนวราบได้อย่างอิสระ (roller-supported) และกำหนดให้ปลายเสาด้านล่างมีสภาวะยึดรั้งแบบหมุนอิสระ (pin-supported) ไม่ให้มีการเคลื่อนตัวในทิศทางใดๆ ส่วนปลายเสาด้านบน ให้สามารถเคลื่อนตัวและหมุนตัวได้อย่างอิสระ นอกจากนี้ยังได้จำลองแรงอัด 30 ตันตามแนวแกนให้แก่เสาโดยใช้ส่วอัดแรงเพื่อแทนน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง

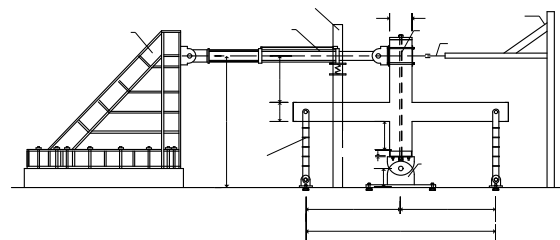


ภาพที่ 4(ก) แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ PJE1



ภาพที่ 4(ข) แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ PJE2

กำลังของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้เตรียมชั้นทดสอบได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและมีค่าดังแสดงในตารางที่ 1 และ 2

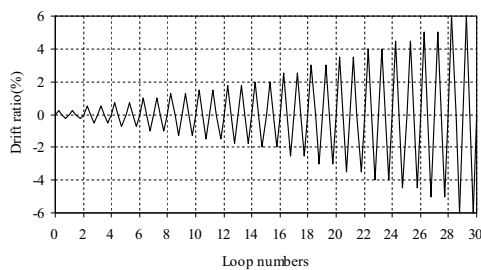


ภาพที่ 5 สภาพขอบเขตชั้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ

แรงที่ใช้กระทำต่อชั้นทดสอบเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตแบบสลับทิศกระทำที่ปลายด้านบนของเสา โดยผลกปลายเสาและดึงย้อนกลับครบรอบ เป็นการจำลองการเคลื่อนตัวไปกลับ



ของจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหวที่ทุกๆ ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (relative inter-storey drift) เท่ากับ $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$,... ดังภาพที่ 6 และวนรอบซ้ำอีก 1 รอบเพื่อตรวจสอบเสถียรภาพของ hysteretic loop และเพื่อให้ทราบพฤติกรรมการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัว



ภาพที่ 6 รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุกแก่ชั้นทดสอบ

ตารางที่ 1 กำลังอัดของคอนกรีตในแต่ละส่วนของโครงสร้าง

กำลังอัดประลัย	ชั้นทดสอบ	ชั้นทดสอบ	ชั้นทดสอบ
f'_c (MPa)	J0	PJE1	PJE2
เสาด้านบน	24.2	29.3	28.7
คาน/จุดต่อ	27.3	28.3	28.7
เสาด้านล่าง	23.7	28.5	30.7

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอก

ชนิดของเหล็กเสริม	กำลังดึงคราก (MPa)	กำลังดึงประลัย (MPa)
DB12 SD40	480	614
RB 3	299	373

3. ผลการทดสอบ

3.1 ชั้นทดสอบควบคุม (J0)

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวของชั้นทดสอบควบคุมแสดงในภาพที่ 7ก จะเห็นว่าชั้นทดสอบนี้เกิดการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อคาน-เสา หากพิจารณากราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (ภาพที่ 8ก) จะเห็นว่าชั้นทดสอบมีพฤติกรรมแบบเปราะในช่วงแรกที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$ นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เป็นต้นมา เส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะแคบแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัวน้อย ชั้นทดสอบเริ่มครากเมื่อมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ และต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 71.97 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ โดยเส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะโค้งแบบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (pinching) แสดงถึงพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อความสามารถ

ต้านทานแผ่นดินไหว เมื่อผลัดชั้นทดสอบต่อไปจนถึงระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.50\%$ กำลังรับน้ำหนักจะลดลงอย่างมาก และถือเป็นจุดวิบัติของชั้นทดสอบนี้ โดยมีค่าดัชนีความเหนียวเท่ากับ 2

หากพิจารณากราฟแสดงความเครียดของเหล็กเส้นล่างในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ (ภาพที่ 9ก) ของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้นพบว่าค่าความเครียดถึง ณ ตำแหน่งศูนย์กลางเสามีค่าสูงสุดประมาณ 1,600 ไมครอน ส่วนที่หน้าเสามีค่าสูงสุดประมาณ 2400 ไมครอนซึ่งเป็นความเครียด ณ จุดครากเท่านั้น ไม่ได้พัฒนาถึงช่วงพลาสติก จะเห็นว่าเหล็กนอนไม่ได้สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทั้งหมดเสียทีเดียว สืบเนื่องจากยังพอมีผลต่างของความเครียดของเหล็กนอนในคาน ณ 2 จุดดังกล่าวอยู่

3.2 ชั้นทดสอบ PJE1 และ ชั้นทดสอบ PJE2

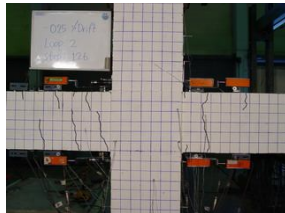
ชั้นทดสอบที่เสริมกำลังด้วยการขยายจุดต่อด้วยคอนกรีตทั้งสอง พบว่ารอยร้าวส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นในคานทั้งสองฝั่ง (ภาพที่ 8ข และภาพที่ 8ค) และมีรอยร้าวเกิดขึ้นที่ข้อต่อบ้างแต่ไม่มากนัก หากพิจารณากราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (ภาพที่ 9ข และภาพที่ 9ค) จะเห็นว่าชั้นทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ในช่วงแรกเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ J0 แต่มีสลิปเฟสที่สูงกว่าประมาณ 10% ซึ่งสังเกตได้จากความชันของเส้นกราฟ ชั้นทดสอบทั้งผู้เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เดียวกันคือ $\pm 1.0\%$ และสามารถต้านทานแรงสูงสุด ได้มีค่าเท่ากับ 98.3 kN และ 97.6 kN สำหรับชั้นทดสอบ PJE1 และ PJE2 ตามลำดับ เส้นโค้ง hysteretic มีความกว้างมากกว่าชั้นทดสอบ J0 อย่างชัดเจนแสดงให้เห็นถึงการสลายพลังงานที่ดี และการวนรอบซ้ำไม่ทำให้แรงและความแข็งแรงลดลงมากนัก แสดงให้เห็นว่าชั้นทดสอบมีเสถียรภาพดี โดยชั้นทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำก่อนที่จะตกได้จนถึงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ และ $\pm 2.5\%$ ในชั้นทดสอบ PJE1 และ PJE2 ตามลำดับ ทำให้การเสริมกำลังประสบความสำเร็จสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติจากจุดต่อเป็นการวิบัติในคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังแทนและมีความเหนียวเพิ่มขึ้น

หากพิจารณากราฟแสดงความเครียดของเหล็กเส้นล่างในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ (ภาพที่ 9ข และ ภาพที่ 9ค) ของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้นของชั้นทดสอบเสริมกำลังทั้งคู่ พบว่าค่าความเครียดถึง ณ ตำแหน่งหน้าเสามีค่าประมาณ 1500

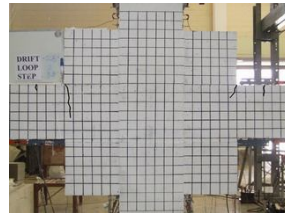


ไมโครน ลดลงจากขั้นตอน JO อย่างชัดเจน ส่วนบริเวณปลาย
ส่วนเสริมกำลังมีความเครียดพัฒนาจนถึงช่วงครากและช่วง
พลาสติกแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของส่วนขยายจุดต่อที่
สามารถลดแรงเฉือนที่ผ่านเข้าไปยังจุดต่อคาน-เสา ช่วยป้องกัน

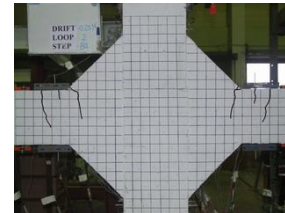
การวิบัติที่จุดต่อ ย้ายจุดหมุนพลาสติกไปเกิดที่คานบริเวณปลาย
ส่วนเสริมกำลังแทน และช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนใน
คาน สังเกตจากผลต่างอย่างมากของความเครียดที่วัดได้จากเหล็ก
นอนในคาน ณ ตำแหน่งหน้าเสาและปลายส่วนเสริมกำลัง



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.25%



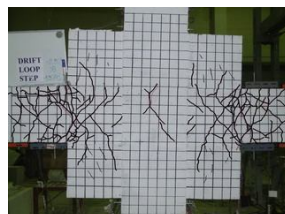
ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.25%



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.25%



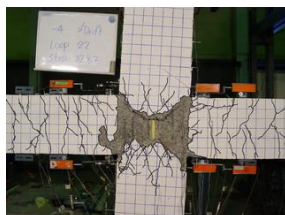
ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.5%



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.5%



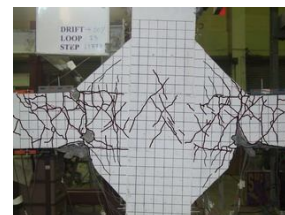
ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.5%



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.0%



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.0%



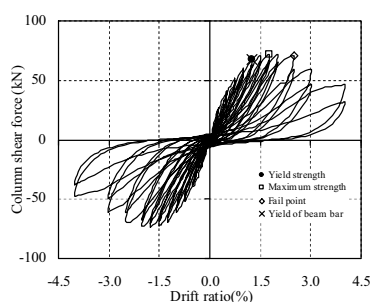
ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.0%

(ก) ขั้นตอน JO

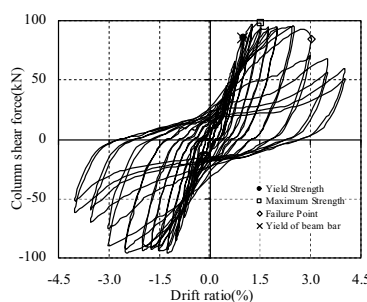
(ข) ขั้นตอน PJE1

(ค) ขั้นตอน PJE2

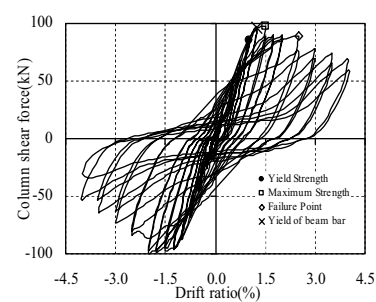
ภาพที่ 7 พฤติกรรมและการพัฒนารอยร้าวของขั้นตอน



(ก) ขั้นตอน JO



(ข) ขั้นตอน PJE1



(ค) ขั้นตอน PJE2

ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

4. วิเคราะห์ผลการทดสอบ

4.1 การสลายพลังงาน

พลังงานสะสมที่สลายไปสามารถคำนวณได้จากพื้นที่ภายใน
กราฟ hysteretic ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่ จาก
การทดลองพบว่าพลังงานสะสมตั้งแต่เริ่มทดสอบจนถึงระยะการ
เคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ มีค่าเท่ากับ 17.9 kJ 49.0 kJ และ 46.6 kJ
ในขั้นตอน JO PJE1 และ PJE2 ตามลำดับ (ภาพที่ 10) จะเห็น

ได้ว่าขั้นตอนที่เสริมกำลังสามารถสลายพลังงานได้มากกว่า
ขั้นตอนที่ไม่ได้เสริมกำลังถึง 173% และ 160% ในขั้น
ทดสอบ PJE1 และ PJE2 ตามลำดับ

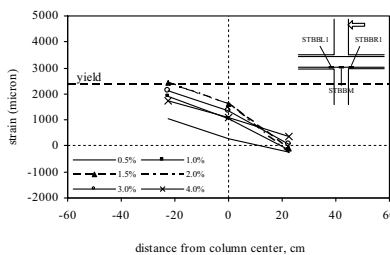
4.2 เปรียบเทียบระหว่างขั้นตอน PJE1 และ PJE2

แม้ว่าขั้นตอน PJE2 ได้ทำการเสริมกำลังภายหลังก็
ตามแต่จากผลการทดสอบพบว่าสามารถต้านทานแรงกระทำ
สูงสุด สดุดีพเนส ดูดซับพลังงาน และมีรูปแบบการวิบัติใกล้เคียง

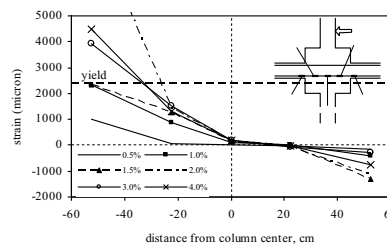


กับขั้นตอนสอบ PJE1 ถึงแม้ว่ารอยต่อก่อสร้างของขั้นตอนสอบ PJE2 จะเห็นได้ชัดเจนกว่าก็ตาม แต่ก็มิได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของขั้นตอนสอบเลย จากการตรวจสอบความเครียดของเหล็กเคียวในขั้นตอนสอบทั้งสองพบว่ายังอยู่ในช่วงอิลาสติก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเหล็กเคียวมีมากพอสามารถควบคุมความกว้างรอยต่อก่อสร้างได้ จึงพิสูจน์ได้ว่ารอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ไม่ได้ส่งผลกระทบต่อความสามารถด้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักรเลย สามารถออกแบบเสมือนกับเป็นคอนกรีตเนื้อเดียวกัน

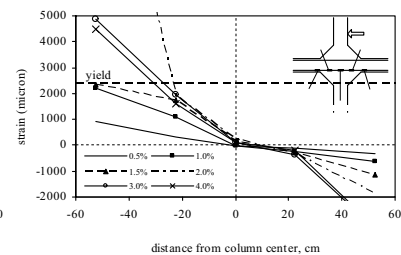
ขั้นตอนเสริมกำลังทั้งทำให้คุณสมบัติความเหนียวระดับปานกลาง คือ 3.0 และ 2.5 ในขั้นตอนสอบ PJE1 และ PJE2



(ก) ขั้นตอนสอบ J0

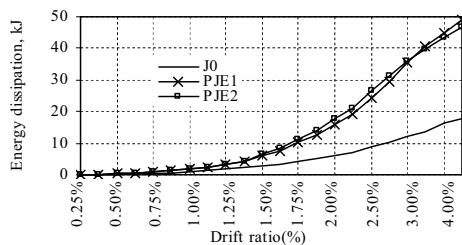


(ข) ขั้นตอนสอบ PJE1



(ค) ขั้นตอนสอบ PJE2

ภาพที่ 9 แสดงความเครียดของเหล็กนอในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ในแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้น



ภาพที่ 10 แสดงพลังงานสะสมที่สลายไปของขั้นตอนสอบ

6. สรุป

1. การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความสามารถด้านทานแรงกระทำ สติเฟนส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายมาเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย
2. การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลดีเช่นเดียวกัน โดยรอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อความสามารถด้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักรเลย

ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากเหล็กปลอกในคานมีไม่เพียงพอและไม่สอดคล้องกับมาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหว [4] ผู้วิจัยคาดว่าหากเพิ่มคุณสมบัติการโอบรัดเหล็กนอในคานให้มียังพอจะสามารถเพิ่มระดับความเหนียวของขั้นตอนสอบขึ้นไปได้อีก

ขั้นตอนสอบ PJE2 วิบัติที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ส่วนขั้นตอนสอบ PJE1 ที่ $\pm 3.0\%$ ทั้งนี้เนื่องจากลักษณะของส่วนขยายที่เป็นรูปสี่เหลี่ยมในขั้นตอนสอบ PJE1 สามารถกดทับและหน่วงการเกิดการโก่งเดาะของเหล็กนอในคานได้ดีกว่ารูปร่างสามเหลี่ยมซึ่งบริเวณปลายสามารถแตกหักได้ง่าย

3. เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังทั่วไปที่ยังมีข้อจำกัดอยู่ การขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในองค์อาคารได้ จำเป็นต้องตรวจสอบกำลังด้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารก่อนวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังเสริมกำลังอีกครั้ง

7. บรรณานุกรม

- [1] Hakuto S. et al, 2000. Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACI Structural Journal*. 97(1) : 11-25.
- [2] Engindeniz M. et al, 2005. Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: state of the art. *ACI Structural Journal*, 102(2): 187-197.
- [3] Chaimahawan P. and Pimanmas A., 2006. Seismic vulnerability of existing reinforced concrete building in Bangkok. *The 5th international symposium on new technology for urban safety of mega cities in Asia*, Phuket Thailand.
- [4] ACI Committee 318, 2005. *Building code requirements for structural reinforced concrete and commentary*. American Concrete Institute, Michigan, USA.



การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธีการขยายจุดต่อโดยใช้เหล็กบ่า

Seismic retrofit beam-column joint by steel bracket joint planar expansion

ปริดา ไชยมหาวัน (Preeda Chaimahawan)¹

อมร พิมานมาศ (Amorn Pimanmas)²

¹นักศึกษาปริญญาเอก สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ preeda_sj@hotmail.com

²รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ amorn@siit.tu.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธีการขยายจุดต่อด้วยเหล็กบ่าเพื่อเปรียบเทียบกับการใช้คอนกรีตเทในที่เสริมกำลัง การใช้เหล็กบ่าทำได้สะดวกและรวดเร็วกว่าการใช้คอนกรีตเทในที่เนื่องจากไม่ต้องตั้งไม้แบบหล่อคอนกรีตและไม่เสียเวลารอคอยคอนกรีตแข็งตัว ชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาขนาดครึ่งหนึ่งของขนาดจริงจำนวน 3 ชิ้น ได้ถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรในแนวราบเพื่อพิสูจน์วิธีการนี้ ประกอบด้วยชิ้นทดสอบควบคุม 1 ชิ้น และชิ้นทดสอบที่ทำการขยายจุดต่อด้วยคอนกรีต 1 ชิ้น และใช้เหล็กบ่า 1 ชิ้น โดยชิ้นทดสอบที่ใช้เหล็กบ่าทำการเสริมเหล็กปลอกคานตามมาตรฐานของ ACI (IMRF) ทั้งนี้เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของวิธีการขยายจุดต่อในกรณีที่คานมีคุณสมบัติความเหนียวที่เพียงพอผลการทดสอบพบว่าชิ้นทดสอบควบคุมเกิดการวิบัติที่จุดต่อ ส่วนชิ้นทดสอบที่เสริมกำลังสามารถเปลี่ยนตำแหน่งที่วิบัติจากจุดต่อมาเป็นที่ปลายคานแทน ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สถิติเอนส พลังงานที่ดูดซับ เพิ่มสูงกว่าชิ้นทดสอบควบคุม โดยชิ้นที่เสริมกำลังด้วยคอนกรีตให้ความเหนียวเพิ่มระดับปานกลาง ส่วนชิ้นทดสอบที่เสริมกำลังด้วยเหล็กบ่าให้ผลเช่นเดียวกับชิ้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สถิติเอนส มีค่าใกล้เคียงกัน แต่ให้ระดับความเหนียวถึง 4 เนื่องจากเหล็กปลอกในคานมีการโอบรัดและช่วยชะลอการโก่งคดของเหล็กในคานได้ดีกว่า ทำให้การเสริมกำลังโดยใช้เหล็กบ่าและคอนกรีตเทในที่ให้ผลที่ดีเช่นเดียวกัน โดยประสิทธิภาพของวิธีการนี้จะดียิ่งขึ้นหากได้เสริมการโอบรัดของเหล็กในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติกด้วย

ABSTRACT : A seismic retrofit technique for existing reinforced concrete beam-column connections using steel bracket planar joint expansion is proposed and compared with cast in-situ concrete planar joint expansion. The use of steel bracket can significantly reduce the construction time due to prefabrication and is more rapidly installed when compared with cast in-situ concrete. Three half-scale beam-column specimens were tested under quasi-static cyclic loading. One is control specimen and another is retrofitted specimen with cast in-situ concrete and the other is retrofitted specimen with steel bracket joint expansion. The steel bracket specimen was provided with ACI IMRF beam transverse reinforcement, in order to improve effectiveness of planar joint expansion strengthening with adequate ductility property. According to test results, the control specimen showed brittle joint shear failure while retrofitted cast in-situ concrete specimen showed beam flexure failure. The strength, stiffness, of the specimen was greater than control specimen with moderate ductility. The steel bracket specimen not only showed almost same strength and stiffness as cast in-situ concrete specimen but also showed more ductility ratio. The ductility ratio was calculated to be 4 because sufficient transverse reinforcement provided in beam plastic hinge region was more effective to delay buckling of longitudinal beam bars. The steel bracket and cast in-situ concrete perform equally well. A better performance of propose method is proved if ductility property in beam also improve.



KEYWORDS : Substandard beam-column connection; joint shear failure; seismic retrofit; planar joint expansion; plastic hinge

1. บทนำ

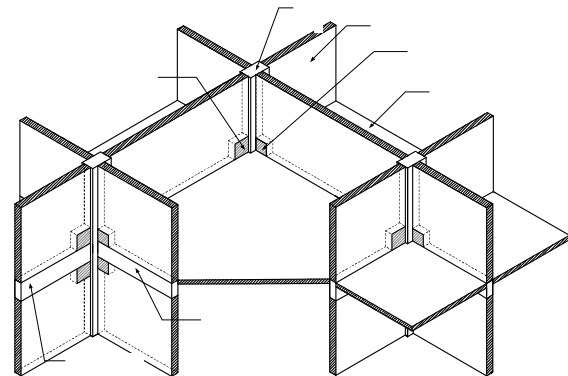
การเสริมกำลังให้กับ โครงสร้างอาคารที่มีอยู่เดิมเพื่อให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวถือเป็นทางเลือกที่ดีอีกทางหนึ่งสำหรับอาคารที่มีความสำคัญและมีความเสี่ยงต่อภัยพิบัติจากแผ่นดินไหว ซึ่งในประเทศไทยยังมีงานวิจัยเกี่ยวกับการซ่อมเสริมกำลังอาคารอยู่ไม่มากนัก จากการศึกษา [1, 2] อาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวที่มีความสูงปานกลาง ระบบโครงคาน-เสามีโอกาสเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสาสูงหากเกิดภัยพิบัติเนื่องจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ซึ่งเป็นรูปแบบที่ไม่พึงประสงค์เนื่องจากโครงสร้างจะสูญเสียกำลังได้รวดเร็วและอาจทำให้โครงสร้างพังทลายลงมาได้อย่างฉับพลัน

ดังนั้นงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะนำเสนอการเสริมกำลังเพื่อป้องกันการวิบัติดังกล่าว โดยใช้การขยายข้อต่อโดยใช้เหล็กบ่า โดยมีแนวคิดเริ่มมาจากการขยายข้อต่อโดยใช้คอนกรีตเทในที่ พบว่าการใช้คอนกรีตเทในที่ทั้งข้อดีและข้อเสีย ข้อดีคือมีความแข็งแกร่งที่ดี (rigidity) ประหยัดค่าใช้จ่ายและไม่ต้องบำรุงรักษามากนักเมื่อได้เสริมกำลังเสร็จแล้ว ส่วนข้อเสียคือใช้เวลานานในการตั้งไม้แบบ โครงสร้างค้ำยันและรอให้คอนกรีตแข็งตัวจึงใช้งานได้ หากใช้เหล็กบ่าจะสะดวกและติดตั้งได้ง่ายกว่า เนื่องจากสามารถเตรียมค้ำและเชื่อมมาจากโรงงานและเพียงนำมาประกอบติดตั้งที่หน้างานเท่านั้น อีกทั้งส่วนขยายก็สามารถซ่อนในกำแพงเช่นเดียวกับคอนกรีตเทในที่ (ภาพที่ 1) จึงไม่ส่งผลกระทบต่อสถาปัตยกรรมหรือพื้นที่ใช้สอยของตัวอาคารเช่นกัน

เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังอื่น ๆ [3] การขยายข้อต่อโดยใช้เหล็กบ่ามีข้อจำกัดอยู่เนื่องจากสามารถใช้ได้กับ โครงสร้างที่พฤติกรรมเสาแข็ง-คานอ่อนเท่านั้น หากโครงสร้างมีพฤติกรรมเสาอ่อน-คานแข็งแรงกว่าควรใช้การเสริมกำลังแบบอื่น เช่น การเสริมกำแพงรับแรงเฉือน นอกจากนั้นแล้วการขยายข้อต่อยังทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในองค์อาคารได้ จึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังได้เสริมกำลังแล้ว

2. การทดลอง

เพื่อตรวจสอบว่าการใช้เหล็กบ่าในการขยายข้อต่อแทนการใช้คอนกรีตเทในที่ ผู้วิจัยได้เปรียบเทียบขั้นตอนข้อต่อคาน-เสาขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริงจำนวน 3 ตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักรในแนวราบ ประกอบด้วยขั้นตอนทดสอบควบคุม (JO) 1 ขั้นตอน และขั้นตอนที่ทำให้การขยายข้อต่อโดยใช้คอนกรีตเทในที่ (PJE2) และขั้นตอนที่ใช้เหล็กบ่า (PJE3) อย่างละ 1 ขั้นตอน โดยขั้นตอนดังกล่าวสร้างให้สอดคล้องกับดัชนีโครงสร้างจากการรวบรวมข้อมูลอาคารระบบโครงคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก [2] ที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว

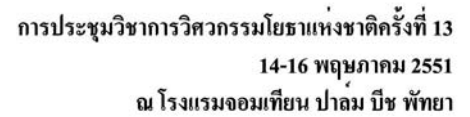


ภาพที่ 1 แสดงการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาโดยการขยายข้อต่อในระนาบ

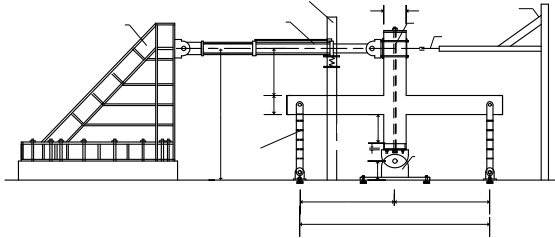
2.1 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ

มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบควบคุม (JO) ได้แสดงในภาพที่ 2 ส่วนขั้นตอนที่ได้เสริมกำลังมีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ (JO) ทุกประการ ยกเว้นส่วนเสริมกำลัง โดยขั้นตอน PJE2 เป็นขั้นตอนที่ทำให้การขยายขนาดข้อต่อด้วยคอนกรีตเทในที่ โดยใช้วิธีเจาะคอนกรีต ฟันเหล็กเคียว แล้วเทคอนกรีตในแบบหล่อเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 30x30 ซม.รอบข้อต่อทั้ง 4 ด้าน มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ PJE2 ได้แสดงในภาพที่ 3ก

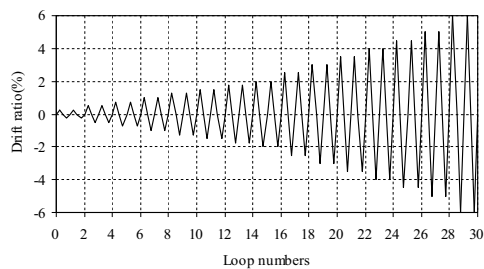
ส่วนขั้นตอน PJE3 เป็นขั้นตอนที่ทำให้การขยายข้อต่อด้วยเหล็กบ่าซึ่งประกอบขึ้นจากแผ่นเหล็กหนา 5 มม. รูป



(STR) page 243



ภาพที่ 5 สภาพขอบเขตดินทดสอบในห้องปฏิบัติการ



ภาพที่ 6 รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุกแก่ชิ้นทดสอบ

ตารางที่ 1 กำลังอัดของคอนกรีตในแต่ละส่วนของโครงสร้าง

กำลังอัดประลัย	ชิ้นทดสอบ	ชิ้นทดสอบ	ชิ้นทดสอบ
f'_c (MPa)	J0	PJE2	PJE3
เสาต้นบน	24.2	28.7	28.2
คาน/จุดต่อ	27.3	28.7	30.4
เสาต้นล่าง	23.7	30.7	28.3

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอก

ชนิดของเหล็กเสริม	กำลังดึงคราก (MPa)	กำลังดึงประลัย (MPa)
DB12 SD40	480	614
RB 3	299	373

3. ผลการทดสอบ

3.1 ชิ้นทดสอบควบคุม (J0)

จะเห็นว่าชิ้นทดสอบนี้เกิดการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อคาน-เสา (ภาพ 7ก) หากพิจารณากราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (ภาพที่ 8ก) นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เป็นต้นมา เส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะแคบแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัวน้อย ชิ้นทดสอบเริ่มครากเมื่อมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ และต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 71.97 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ โดยเส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะโค้งแบบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (pinching) แสดงถึงพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

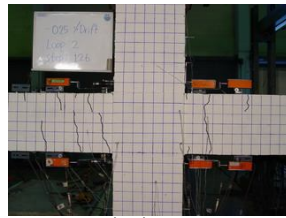
เมื่อผลักชิ้นทดสอบต่อไปจนถึงระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.50\%$ กำลังรับน้ำหนักจะลดลงอย่างมากและถือเป็นจุดวิบัติของชิ้นทดสอบนี้ โดยมีค่าดัชนีความเหนียวเท่ากับ 2

หากพิจารณากราฟแสดงความเครียดของเหล็กเส้นล่างในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ (ภาพที่ 9ก) ของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้นพบว่าค่าความเครียดถึง ณ ตำแหน่งศูนย์กลางเสามีค่าสูงสุดประมาณ 1,600 ไมครอน ส่วนที่หน้าเสามีค่าสูงสุดประมาณ 2400 ไมครอนซึ่งเป็นความเครียด ณ จุดครากเท่านั้น ไม่ได้พัฒนาถึงช่วงพลาสติก จะเห็นว่าเหล็กนอนไม่ได้สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทั้งหมดเสียทีเดียว สังเกตจากยังพอมีผลต่างของความเครียดของเหล็กนอนในคาน ณ 2 จุดดังกล่าวอยู่

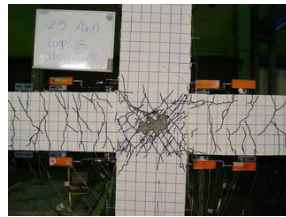
3.2 ชิ้นทดสอบ PJE2 และ ชิ้นทดสอบ PJE3

ชิ้นทดสอบทั้งสองสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติจากจุดต่อเป็นการวิบัติในคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังแทน (ภาพที่ 8ข และภาพที่ 8ค) กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (ภาพที่ 9ข และภาพที่ 9ค) แสดงให้เห็นพฤติกรรมที่ดีของชิ้นทดสอบทั้งสองโดยมีสลิปเนสที่สูงกว่าชิ้นทดสอบควบคุมประมาณ 10% ชิ้นทดสอบทั้งคู่เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เดียวกันคือ $\pm 1.0\%$ และสามารถต้านทานแรงสูงสุดที่ต้านทานได้มีค่าเท่ากับ 97.6 kN และ 100.8 kN สำหรับชิ้นทดสอบ PJE2 และ PJE3 ตามลำดับ เส้นโค้ง hysteretic มีความกว้างมากกว่าชิ้นทดสอบ J0 อย่างชัดเจนแสดงให้เห็นถึงการสลายพลังงานที่ดี และการวนรอบซ้ำไม่ทำให้แรงและความแข็งแรงลดลงมากนัก แสดงให้เห็นว่าชิ้นทดสอบมีเสถียรภาพดี โดยชิ้นทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำก่อนที่จะลดลง เนื่องจากการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ได้จนถึงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ในชิ้นทดสอบ PJE2 และได้ถึง $\pm 4.0\%$ ในชิ้นทดสอบ PJE3

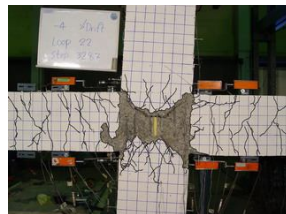
จากกราฟแสดงความเครียดของเหล็กเส้นล่างในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ (ภาพที่ 9ข และ ภาพที่ 9ค) ทำให้เห็นว่าการใช้เหล็กบ่ในการขยายจุดต่อแทนคอนกรีตสามารถลดแรงเฉือนที่ผ่านเข้าไปยังจุดต่อคาน-เสาได้ โดยความเครียดถึง ณ ตำแหน่งหน้าเสาลดลงเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีต ทำให้เหล็กนอนในคานบริเวณปลายส่วนเสริมกำลังพัฒนาความเครียดจนถึงช่วงพลาสติกได้ โดยที่แรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนภายในจุดต่อยังคงสภาพอยู่



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.25%

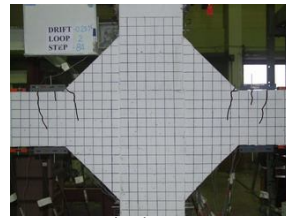


ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.5%



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.0%

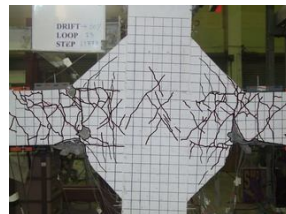
(ก) ชิ้นทดสอบ JO



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.25%

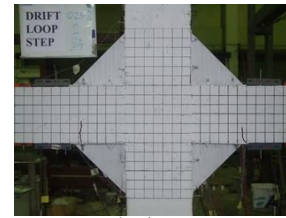


ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.5%

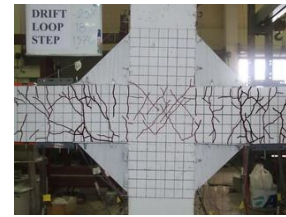


ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.0%

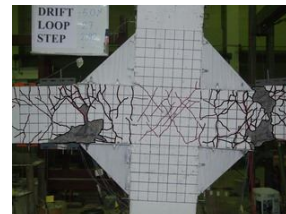
(ข) ชิ้นทดสอบ PJE2



ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.25%



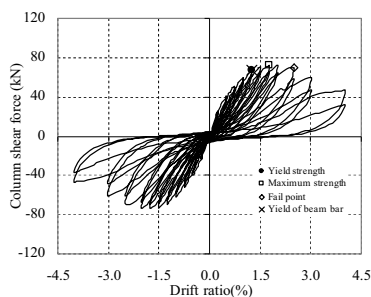
ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.5%



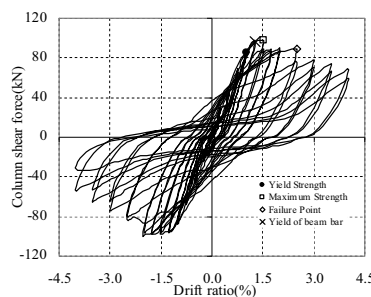
ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.0%

(ค) ชิ้นทดสอบ PJE3

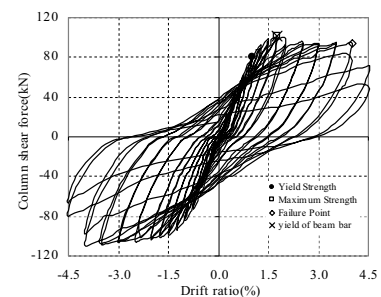
ภาพที่ 7 พฤติกรรมและการพัฒนารอยร้าวของชิ้นทดสอบ



(ก) ชิ้นทดสอบ JO



(ข) ชิ้นทดสอบ PJE2



(ค) ชิ้นทดสอบ PJE3

ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

4. วิเคราะห์ผลการทดสอบ

4.1 การสลายพลังงาน

พลังงานสะสมที่สลายไปสามารถคำนวณได้จากพื้นที่ภายในกราฟ hysteretic ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่ จากการทดลองพบว่าพลังสะสมตั้งแต่เริ่มทดสอบจนถึงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.0\%$ มีค่าเท่ากับ 17.9 kJ 46.6 kJ และ 57.46 kJ ในชิ้นทดสอบ JO PJE2 และ PJE3 ตามลำดับ (ภาพที่ 10) จะเห็นได้ว่าชิ้นทดสอบที่เสริมกำลังสามารถสลายพลังงานได้มากกว่าชิ้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมกำลังถึง 160% และ 221% ใน

ชิ้นทดสอบ PJE2 และ PJE3 ตามลำดับ โดยชิ้นทดสอบ PJE3 ที่เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐาน ACI (IMRF) [4] สามารถต้านแรงจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ถึง $\pm 4.0\%$ จึงทำให้สามารถสลายพลังงานได้มากกว่าชิ้นทดสอบ PJE2

4.2 เปรียบเทียบระหว่างชิ้นทดสอบ PJE2 และ PJE3

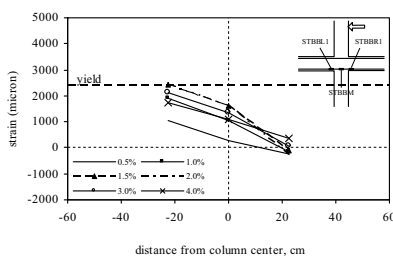
แม้ว่าเหล็กปลอกจะให้ความแข็งแรงไม่เท่ากับการใช้คอนกรีตเทในที่ก็ตาม เนื่องจากผิวที่ลื่นของเหล็กปลอกมีแรงเสียดทานและยึดเหนี่ยวกับคอนกรีตไม่เท่ากับการใช้คอนกรีตเทในที่ แต่จากการทดลองพบว่า การใช้เหล็กปลอกในการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบก็สามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุด สติฟเนส ดูดซับพลังงาน และมีรูปแบบการวิบัติที่ใกล้เคียงกับชิ้น



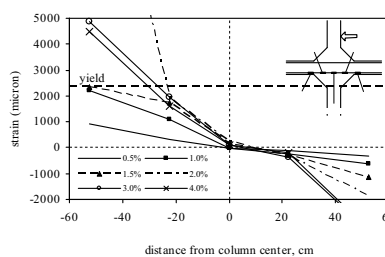
ทดสอบที่ใช้คอนกรีตเช่นกัน โดยจุดสำคัญคือการเลือกใช้สลักเกลียวเคมีที่มีขนาดที่เหมาะสม

ชั้นทดสอบ PJE2 ให้ระดับความเหนียวเท่ากับ 2.5 ในขณะที่ชั้นทดสอบ PJE 3 ให้ระดับที่ดีกว่า เนื่องจากการเสริมความการโอบรัดที่เพียงพอในบริเวณจุดหมุนพลาสติกในคานโดยใช้ปริมาณเหล็กปลอกตามมาตรฐาน ACI (IMRF) ช่วยเพิ่มการโอบรัดคอนกรีต ชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้ขึ้น

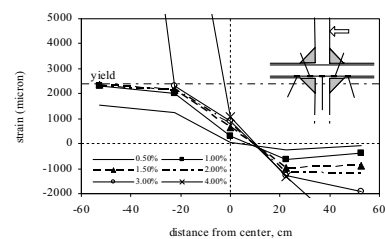
ทดสอบสามารถต้านทานได้จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ถึง $\pm 4.0\%$ และมีความเหนียวเท่ากับ 4 ก่อนที่เหล็กนอนในคานจะขาดเสียก่อน จึงสามารถกล่าวโดยนัยได้ว่า การเพิ่มการโอบรัดในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติกช่วยเพิ่มประสิทธิภาพของวิธีเสริมกำลังเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวของจุดต่อด้วยการขยายจุดต่อในระนาบไม่ว่าจะใช้คอนกรีตเทในที่หรือใช้เหล็กบ่าก็ตาม



(ก) ชั้นทดสอบ J0

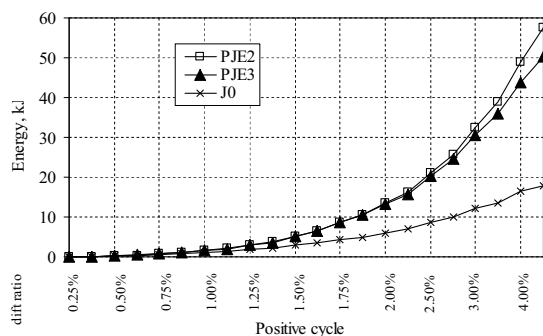


(ข) ชั้นทดสอบ PJE2



(ค) ชั้นทดสอบ PJE3

ภาพที่ 9 แสดงความเครียดของเหล็กนอนในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ในแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้น



ภาพที่ 10 แสดงพลังงานสะสมที่สลายไปของชั้นทดสอบ

6. สรุป

1. การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อโดยใช้เหล็กบ่่าสามารถป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่อให้เกิดการวิบัติที่คานแทน ทำให้สลิปเฟส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตเทในที่
2. การเพิ่มประสิทธิภาพให้กับวิธีการขยายจุดต่อที่นำเสนอในงานวิจัยนี้สามารถทำได้โดยการเสริมการโอบรัดให้กับเหล็กนอนในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติก นอกจากจะป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่คานแล้วยังช่วยชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้นอีกด้วย
3. เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังทั่วไปที่ยังมีข้อจำกัดอยู่ วิธีการนี้เหมาะสมสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนและ

การขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในองค์อาคารได้ จำเป็นต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังได้เสริมกำลังแล้ว

7. บรรณานุกรม

- [1] Hakuto S. et al, 2000. Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACI Structural Journal*, 97(1) : 11-25.
- [2] Chaimahawan P. and Pimanmas A., 2006. Seismic vulnerability of existing reinforced concrete building in Bangkok. *The 5th international symposium on new technology for urban safety of mega cities in Asia*, Phuket Thailand.
- [3] Engindeniz M. et al, 2005. Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: state of the art. *ACI Structural Journal*, 102(2): 187-197.
- [4] ACI Committee 318, 2005. *Building code requirements for structural reinforced concrete and commentary*. American Concrete Institute, Michigan, USA.

การวิเคราะห์พฤติกรรมจุดต่อคานเสาที่มีได้ออกแบบรับแรงวัฏจักรแนวราบ ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ไม่เชิงเส้น

NONLINEAR FEM ANALYSIS OF NON-SEISMICALLY DETAILED INTERIOR RC BEAM-COLUMN CONNECTION UNDER HORIZONTAL CYCLIC LOAD

อมร พิมานมาศ(Amorn Pimanmas)¹

ธีระพจน์ สุภวิริยะกิจ (Teeraphot Supaviriyakit)²

¹ รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ amorn@siit.tu.ac.th

² มหาวิทยาลัยนเรศวร พะเยา teeraphot@hotmail.com

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนอผลการวิเคราะห์จุดต่อคาน-เสาเมื่อรับแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ไม่เชิงเส้น โดยเปรียบเทียบกับผลทดสอบจุดต่อคาน-เสาขนาด 1/2 เท่าขององค์อาคารจริงซึ่งไม่มีรายละเอียดของเหล็กเสริมให้มีความเหนียว และตัวอย่างที่นำมาทดสอบถือเป็นตัวแทนของอาคารจริง 10 อาคารซึ่งถูกเลือกมาด้วยอาศัยอาณาเขตพื้นที่ของเสาเป็นหลัก โดยผลทดสอบชี้ให้เห็นว่า ตัวอย่างทดสอบที่มีอาณาเขตของเสาน้อย และ ปานกลาง จะเกิดการวิบัติเพราะที่จุดต่อเนื่องด้วยแรงเฉือน ขณะที่ ตัวอย่างทดสอบที่มีอาณาเขตของเสามาก การวิบัติจะปรากฏขึ้นที่คานแทนจุดต่อแม้ว่าที่จุดต่อจะไม่มีเหล็กเสริมพิเศษ การวิเคราะห์แบบไฟไนต์อีลิเมนต์ไม่เชิงเส้นทำนายพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบจุดต่อคาน-เสา โดยอีลิเมนต์คอนกรีตแบบ Plate 2 มิติถูกนำมาใช้เป็นคาน เสา และจุดต่อ ขณะที่อีลิเมนต์คอนกรีตแบบ 1 มิติถูกนำมาใช้ที่รอยต่อคาน-เสา ผลการวิเคราะห์แบบไฟไนต์อีลิเมนต์ได้แสดงผลค่อนข้างดีเมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ไม่ว่าจะเป็นความสัมพันธ์แรงกระทำกับการเคลื่อนที่ วงรอบการเคลื่อนที่ การพัฒนารอยร้าว รูปแบบการวิบัติ โดยสามารถชี้ให้เห็นถึงกลไกการวิบัติที่จุดต่อของตัวอย่างทดสอบที่มีอาณาเขตของเสาน้อย และปานกลางมีสาเหตุมาจากแรงอัดคอนกรีตในแนวทแยง

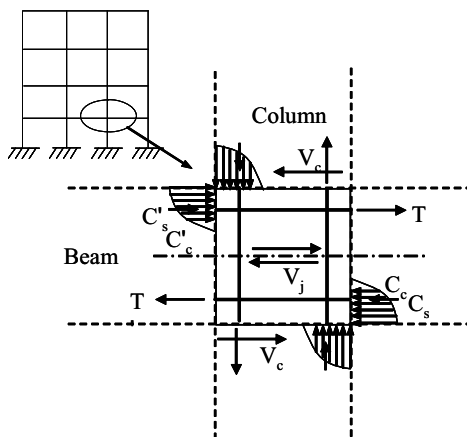
ABSTRACT : This paper presents a nonlinear finite element analysis of non-seismically detailed RC beam-column connections under horizontal cyclic load. The test of half-scale nonductile reinforced concrete beam-column joints was conducted. The tested specimens represented those of the actual 10 mid-rise reinforced concrete frame buildings whose column tributary area was chosen as a parameter for classifying specimens. The test results showed that specimens representing small and medium column tributary area failed in brittle joint shear while specimen representing large column tributary area failed by ductile flexure though no ductile reinforcement details were provided. The nonlinear finite element analysis was applied to simulate the behavior of the specimens. The two-dimensional reinforced concrete plate element was used to model beam, column and joint whereas the one-dimensional discrete joint element was used to model the interface between beam and joint face corresponding to natural pull out crack. FEM analysis showed good comparison with test results in terms of load-displacement relations, hysteretic loops, cracking process and the failure mode of the tested specimens. The finite element analysis revealed that the joint shear failure of specimens representing small to medium column tributary area was resulted from the collapse of principal diagonal concrete strut.

KEYWORDS : Beam-column connection, Nonlinear analysis, Reversed cyclic load, Joint shear failure, Diagonal compressive strut

1. คำนำ

แม้ว่าหลายประเทศในเอเชียตะวันออกเฉียงใต้จะจัดว่าตั้งอยู่ในบริเวณที่มีความเสี่ยงเนื่องจากภัยแผ่นดินไหวต่ำและปานกลาง เนื่องจากอยู่ห่างไกลจากรอยเลื่อนที่มีกำลัง แต่ประเทศเหล่านี้ก็อาจจะยังไม่ปลอดภัยจากแผ่นดินไหวเสียทีเดียว โดยเฉพาะเมืองที่ตั้งบนชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งลักษณะของดินจะสามารถขยายความแรงของคลื่นได้ 3-4 เท่าตัว [1] เช่นกรุงเทพมหานคร และเมืองเม็กซิโก ซึ่งเมื่อปี 1985 เมืองเม็กซิโกได้ถูกทำลายผู้คนล้มตายนับหมื่นคน ในปีพ.ศ.2004 เกิดแผ่นดินไหวครั้งใหญ่ขนาด 9.3 ริกเตอร์บนเกาะสุมาตราได้สร้างแรงสั่นสะเทือนอย่างมากแก่อาคารในกรุงเทพมหานคร แม้ว่าจะมีจุดศูนย์กลางห่างออกไป 800 กิโลเมตร ทำให้ผู้คนรู้สึกถึงภัยในความปลอดภัยของอาคาร

โดยเฉพาะอย่างยิ่ง อาคารโครงสร้างคาน-เสาในประเทศไทยส่วนใหญ่ถูกออกแบบโดยไม่ได้พิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหว เพียงแต่รับแรงโน้มถ่วงตามมาตรฐาน ACI เท่านั้น ซึ่งในระบบโครงสร้างนี้ จุดต่อคาน-เสาจะเป็นจุดวิกฤตเนื่องจากเป็นองค์อาคารที่ใช้ถ่ายแรงระหว่างเสากับคาน(รูปที่ 1) ดังนั้นในระบบโครงสร้างนี้จำเป็นต้องได้รับการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว



รูปที่ 1 การถ่ายแรงภายในจุดต่อคาน-เสา

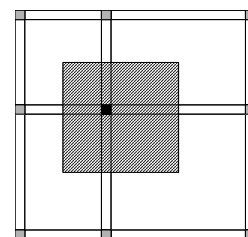
2. ความสำคัญของงานวิจัย

เมื่อผู้คนเกิดความรู้สึกไม่ปลอดภัยจากภัยแผ่นดินไหว อาคารสาธารณะต่างๆที่มีความสำคัญสูง จึงควรได้รับการประเมินอาคารเพื่อจะได้ปรับปรุงและเสริมกำลังในแต่ละบริเวณขององค์อาคาร วิธีการประเมินอาคารอาจมีหลายวิธีเช่นการทดสอบกับตัวอย่างของอาคารจริง แต่เนื่องจากต้องใช้ทุนสูงและใช้เวลานานในการทดสอบ ดังนั้นการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์จึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่ง โดยผู้วิจัยได้ใช้โปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์

คอนกรีตเสริมเหล็กแบบไม่เชิงเส้น WCOMD[2] ในการประเมินรูปแบบการวิบัติ ตำแหน่งการวิบัติ และใช้ทำนายกำลังต้านทานแรงแนวราบด้วย

3. การทดสอบจุดต่อคาน-เสา

ในงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยได้ทำการสำรวจอาคารโครงสร้างคาน-เสาไม่มีกำแพงรับแรงเฉือน ที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานครที่มีความสูงตั้งแต่ 5-15 ชั้น และได้แบ่งกลุ่มอาคารโดยอาศัยพื้นที่อาณาเขตพื้นที่ของเสา(Column tributary area)เป็นเกณฑ์ ออกเป็น 3 กลุ่ม ได้แก่พื้นที่อาณาเขตเสามาก(มีขนาดพื้นที่ตั้งแต่ 40 – 48 ตร.ม.) พื้นที่อาณาเขตเสาปานกลาง(มีขนาดพื้นที่ตั้งแต่ 20 – 30 ตร.ม.) พื้นที่อาณาเขตเสาน้อย(มีขนาดพื้นที่ตั้งแต่ 9-18 ตร.ม.) ดังแสดงในรูปที่ 2 จากนั้นผู้วิจัยได้ออกแบบขึ้นทดสอบคานเสา ขนาดครึ่งหนึ่งของอาคารจริงจำนวน 3 ชิ้นคือ JL JM JS ซึ่งถือเป็นตัวแทนของอาคารที่มีอาณาเขตของเสาปานกลาง และน้อยตามลำดับ และให้มีดัชนีโครงสร้างใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยของอาคารจริง ดังแสดงในตารางที่ 1 และทำการก่อสร้างให้เหมือนอาคารจริงมากที่สุดโดยมีขนาดและรายละเอียดเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ 3-4 กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ใช้โดยเฉลี่ยเท่ากับ 24.1 เมกะปาสกาล และคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดลอง แสดงในตารางที่ 2



Area (m ²)	Category
9-18	Small tributary area
20-30	Medium tributary area
40-48	Large tributary area

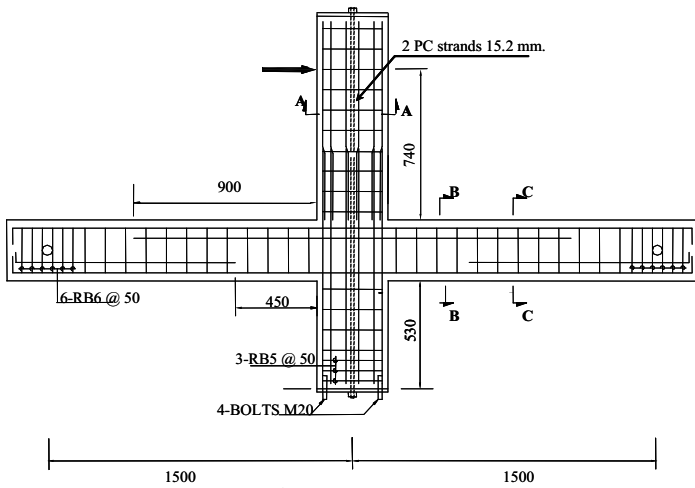
รูปที่ 2 คำจำกัดความของพื้นที่อาณาเขตเสา

ตารางที่ 1 ดัชนีทางโครงสร้างของจุดต่อคาน-เสาแต่ละชิ้นทดสอบ

Specimen	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{\rho_{sv}f_y}{f'_c}$
JL	4.45	33	0.667	0.750	3.049	0.903	0.0
JM	5.09	29	0.875	0.857	1.682	1.382	0.0
JS	5.94	25	0.875	1.000	1.187	2.282	0.0

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม และเหล็กปลอก(เมกะปาสกาล)

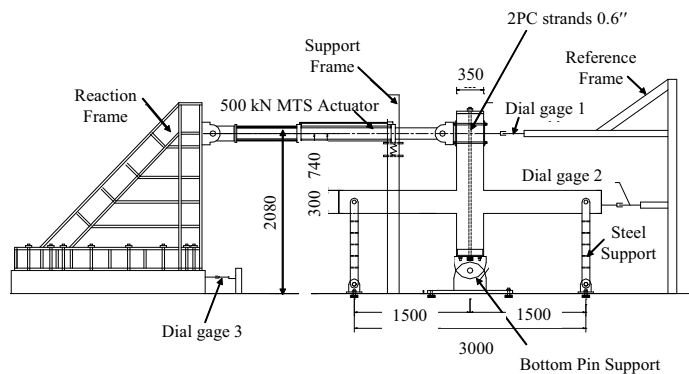
Type of reinforcing bar	Yield strength fy	Ultimate strength (fu)
DB12 SD40	480	614
RB 6 SD24	372	467
wire ϕ -3mm	298.5	373



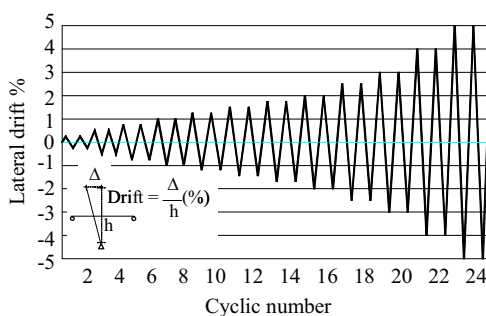
รูปที่ 3 ขนาดองค์อาคารของชิ้นทดสอบ

	JL-specimen	JM-specimen	JS-specimen
Column	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

รูปที่ 4 รายละเอียดของเหล็กเสริมในองค์อาคารของแต่ละชิ้นทดสอบ



รูปที่ 5 สภาพขอบเขตของชิ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 6 รูปแบบการให้น้ำหนักจะมีลักษณะเป็นวงรอบทุกระยะเคลื่อนตัวสัมพันธ์

การติดตั้งการทดสอบ และสภาพขอบเขต(รูปที่5) เพื่อจำลองการเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดต่อคาน-เสา โดยปลายเสาด้านบนจะ

ถูกแรงกระทำด้วยตัวผลักดันไฮดรอลิกส์ (hydraulic actuator) ผลักปลายบนของเสาและดึงย้อนกลับครอบรอบ ซึ่งปลายบนของเสาสามารถเคลื่อนตัวและหมุนตัวได้อย่างอิสระ ส่วนปลายเสาด้านล่างมีสถานะยึดรั้งแบบหมุดอิสระ(pin-supported)ไม่ให้มีการเคลื่อนตัวในทิศทางใดๆ ขณะที่ปลายคานมีสถานะยึดรั้งแบบหมุดอิสระ(roller-supported)เคลื่อนที่ได้อย่างอิสระในแนวราบ นอกจากนี้ยังได้ให้แรงอัดแก่เสาประมาณ 12.5% ของกำลังรับแรงอัดของหน้าตัดเพื่อแทนน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง รูปแบบการให้น้ำหนักจะมีลักษณะเป็นวงรอบทุกระยะเคลื่อนตัวสัมพันธ์ (drift ratio) เท่ากับ $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1\%$...ดังแสดงในรูปที่ 6 และวนรอบซ้ำเพื่อตรวจสอบเสถียรภาพของ hysteretic loop และเพื่อให้ทราบพฤติกรรมกลการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัว สำหรับผลการทดสอบจะถูกนำไปวิเคราะห์ร่วมกับผลการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์

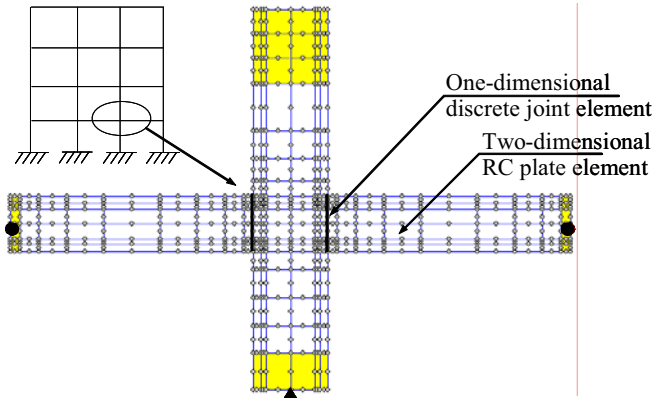
4. แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของชิ้นทดสอบคาน-เสา

แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์เมฆของชิ้นทดสอบคาน-เสาได้แสดงในรูปที่ 7 ในแต่ละชิ้นทดสอบคาน-เสาจะประกอบด้วยอีลิเมนต์จำนวน 216 อีลิเมนต์ และจุดต่อจำนวน 733 จุด ประเภทของอีลิเมนต์ที่ใช้คือ 8-node 2-D isoparametric RC plate element โดยที่อีลิเมนต์ของคอนกรีตเสริมเหล็กจะพิจารณาถึงผลของคอนกรีตที่แตกร้าวและเหล็กเสริมให้กระจายทั่วทั้งอีลิเมนต์ ซึ่งสมมติฐานไว้ว่าทั้งคอนกรีตที่ร้าวและเหล็กเสริมนั้นมีการเปลี่ยนรูปเท่าๆกัน โดยที่คอนกรีตราวนั้นจะใช้แบบจำลอง four-way fixed crack ที่พัฒนาขึ้นมาจาก Maekawa, Okamura [3] และ Fukuura, Maekawa [4, 5] โดยที่แบบจำลองนี้สามารถรองรับรอยร้าวที่จะเกิดขึ้นในอีลิเมนต์ได้ถึง 4 รอยร้าวในทิศทางใดๆ แต่ค่าความเค้นในอีลิเมนต์นั้นๆ จะคำนวณจากรอยร้าวที่มีขนาดใหญ่ที่สุด(ความเครียดมากที่สุด)ในอีลิเมนต์ ในการคำนวณในแต่ละรอบ และเวกเตอร์ของความเค้นของอีลิเมนต์แบบ 2 มิติจะเท่ากับเวกเตอร์ความเค้นของคอนกรีตรวมกับเวกเตอร์ความเค้นของเหล็กเสริม ดังแสดงในสมการที่ 1

$$\{\sigma\}_{rc} = \{\sigma\}_c + \{\sigma\}_r \quad (1)$$

โดยที่ $\{\sigma\}_{rc}$, $\{\sigma\}_c$, และ $\{\sigma\}_r$ คือความเค้นในคอนกรีตเสริมเหล็ก, คอนกรีต และเหล็กเสริมตามลำดับ สำหรับรอยต่อที่หน้าเสากับคานได้ใช้ของอีลิเมนต์ 6-node 1-D isoparametric RC joint

element เพื่อจำลองการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในคอนกรีตที่บริเวณรอยต่อ



รูปที่ 7 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์เมซของชั้นทดสอบคาน-เสา

4.1 แบบจำลองคอนกรีตร้าว

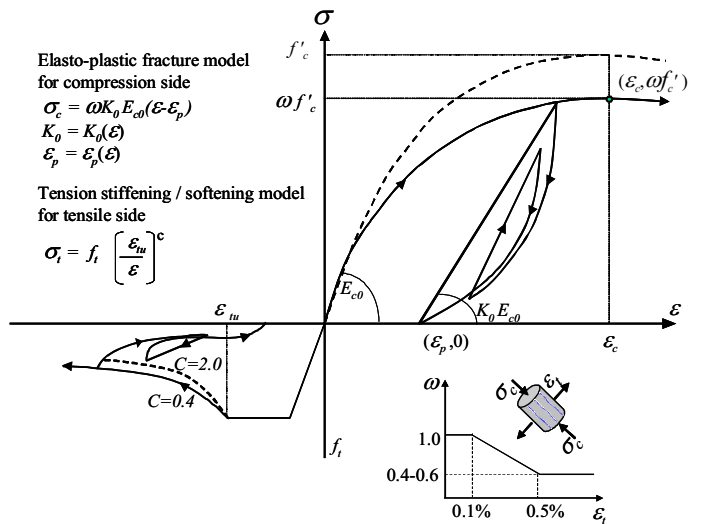
อีลิเมนต์ของคอนกรีตเสริมเหล็กจะพิจารณาถึงผลของคอนกรีตที่แตกร้าว เวกเตอร์ความเครียดของคอนกรีตร้าวที่มีพิกัดเทียบกับแกนของรอยร้าว ประกอบไปด้วย ความเครียดตั้งฉากรอยร้าว (ϵ_n), ความเครียดขนานรอยร้าว (ϵ_p) และความเครียดเฉือนตามแนวรอยร้าว (γ_{cr}) พฤติกรรมของวัสดุ (Constitutive laws) หรือความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดซึ่งประกอบไปด้วยแบบจำลองหน่วยแรงดึงตั้งฉากกับรอยร้าว (tension stiffening และ tension softening), แบบจำลองหน่วยแรงอัดขนานรอยร้าว และแบบจำลองการถ่ายแรงเฉือนตามแนวรอยร้าว

4.1.1 แบบจำลองการรับอัด-แรงดึงสำหรับความเค้นตั้งฉากที่ขนานและตั้งฉากกับรอยร้าว

Constitutive laws สำหรับคำนวณความเค้นตั้งฉาก ทั้งความเค้นดึงและความเค้นอัด แสดงไว้ในรูปที่ 8 สำหรับคอนกรีตที่รับแรงดึงนั้น แบบจำลองได้ครอบคลุมถึงทั้งในกรณีที่คอนกรีต softening เนื่องจาก aggregate bridging ที่ระยะนาบของรอยร้าว และ stiffening จากผลของความเค้นยึดเหนี่ยว ที่ถ่ายเทระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยพฤติกรรมแบบจำลองได้แสดงดังสมการที่ 2

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

โดยที่ σ คือความเค้นดึงที่ถ่ายเทตั้งฉากกับรอยร้าว, ϵ_{tu} คือความเครียดของรอยร้าว และ c คือค่าพารามิเตอร์ ที่คอนกรีต softening หรือ stiffening



รูปที่ 8 แบบจำลองการรับอัด-แรงดึงสำหรับความเค้นตั้งฉากที่ขนานและตั้งฉากกับรอยร้าว

สำหรับคอนกรีตที่รับแรงอัดขนานกับรอยร้าว สามารถคำนวณได้จาก continuum deformation โดยมีขอบเขตของแบบจำลอง elasto-plastic fracture แสดงดังสมการที่ 3

$$\sigma_c = K_0 E_{c0} (\epsilon_c - \epsilon_p) \quad (3)$$

โดยที่ K_0 คือค่าพารามิเตอร์การแตก, E_{c0} คือความแข็งแรงเกร็งเบื้องต้น และ ϵ_p คือความเครียดอัดพลาสติก ซึ่งแบบจำลองนี้จะรวมผลของความไม่เชิงเส้นของคุณสมบัติแบบพลาสติก และความเสียหายจากการแตก เพื่อที่จะพิจารณาถึงระยะเคลื่อนตัวถาวรและการสูญเสียไปของพลังงานความเครียดอีลาสติก และความสามารถในการถ่ายเทความเค้นอัดที่ลดลงที่เนื่องมาจากความเครียดดึงทางขวางนั้นสามารถนำมาพิจารณาให้เป็นความเสียหายที่เกิดขึ้นได้จากการใช้ตัวคูณ ω ดังแสดงในสมการที่ 4

$$\sigma_c = \omega K_0 E_{c0} (\epsilon_c - \epsilon_p) \quad (4)$$

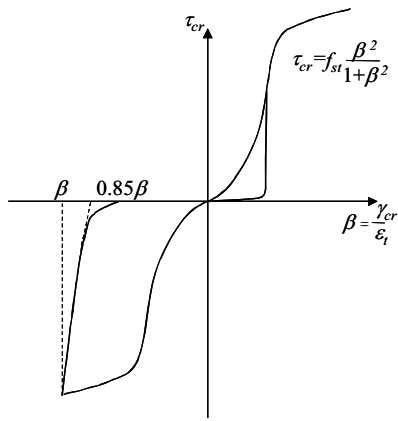
4.1.2 แบบจำลองการถ่ายเทความเค้นเฉือน

แบบจำลองหน่วยแรงเฉือนตามแนวรอยร้าวแสดงในรูปที่ 9 ความแข็งแรงเกร็งการเฉือนของรอยร้าว นั้น ได้มาจากแบบจำลอง contact density model[3] ดังแสดงในสมการที่ 5 และ 6

$$\tau = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (5)$$

$$G_{cr} = \frac{\tau(\beta)}{\gamma_{cr}} \quad (6)$$

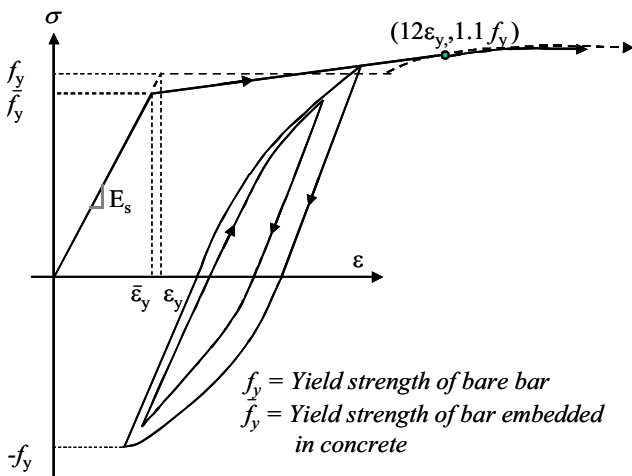
โดยที่ f_{st} คือ ความสามารถในการต้านทานการเฉือนตามแนวรอยร้าว และ β คือ อัตราส่วนระหว่างความเครียดเฉือนตามแนวรอยร้าวกับความเครียดเฉือนตั้งฉากกับรอยร้าว



รูปที่ 9 แบบจำลองการถ่ายเทความเค้นเฉือน

4.2 แบบจำลองเหล็กเสริม

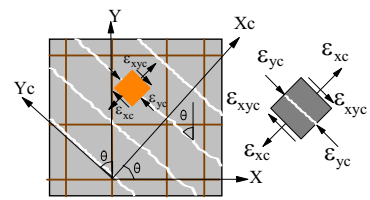
แบบจำลองของเหล็กเสริม(รูปที่10)เมื่อรับแรงดึงต่างกับแบบจำลองของเหล็กเสริมเมื่อรับแรงอัด สำหรับการรับแรงอัดนั้น แบบจำลอง bilinear ของเหล็กเส้นเปลี่ยนได้ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์ และสำหรับแบบจำลองของเหล็กเสริมเมื่อรับแรงดึงนั้น จะใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าเฉลี่ยความเค้นและความเครียด ที่พิจารณาถึงผลของความเป็นพลาสติกเฉพาะจุด เพื่อพิจารณาถึงความเครียดพลาสติกที่มีค่ามาก



รูปที่ 10 แบบจำลองของเหล็กเสริม

4.3 เกณฑ์กำหนดการวิบัติ

เกณฑ์ที่จะกำหนดการวิบัติของโครงสร้างนั้น ก็คือค่าความเครียดในรูปแบบต่างๆ ลักษณะการวิบัติหลัก(รูปที่ 11) จึงมีอยู่ 3 ลักษณะคือ การวิบัติดึง, การวิบัติอัด และการวิบัติเฉือน แต่การวิบัติของโครงสร้างก็อาจจะเกิดจากการรวมกันของการวิบัติหลักได้ ขึ้นอยู่กับว่าส่วนประกอบความเครียดส่วนใดที่มีค่าเกินกว่าค่าใดค่าหนึ่งที่กำหนดไว้ดังนี้ ก) การวิบัติดึง จะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดดึงประลัยตั้งฉากรอยร้าวมีค่าเท่ากับ 0.03 ข) การวิบัติอัด จะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดอัดประลัยขนานรอยร้าว มีค่าเท่ากับ -0.01 ค) การวิบัติเฉือน จะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดเฉือนประลัยตามแนวรอยร้าว มีค่าเท่ากับ ± 0.02



รูปที่ 11 ความเครียดที่ใช้ในการกำหนดลักษณะการวิบัติ

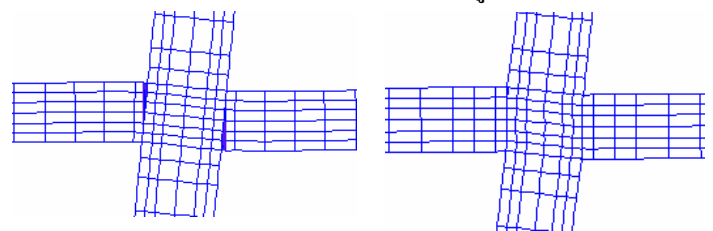
5. ผลการวิเคราะห์

ผลการวิเคราะห์ทางไฟไนต์อีลิเมนต์จะถูกนำมาเปรียบเทียบ และวิเคราะห์พร้อมกับผลของการทดสอบ

5.1 ชั้นทดสอบจุดต่อคาน-เสา JL

5.1.1 การเสียรูปและการพัฒนารอยร้าว

ผลการวิเคราะห์ได้แสดงให้เห็นว่าบริเวณปลายคานหน้าเสาเกิดการเสียรูปอย่างมาก(รูปที่ 12) และปรากฏรอยร้าวดังจำนวนมากในบริเวณดังกล่าว(รูปที่ 13) ซึ่งเป็นผลมาจากโมเมนต์ดัด ในทางตรงข้ามในบริเวณจุดต่อคาน-เสา รูปทรงของอีลิเมนต์ไม่เสียรูปมาก และ จำนวนรอยร้าวไม่ได้ปรากฏให้เห็นมากนัก ด้วยเหตุนี้การวิบัติของชั้นทดสอบจึงไม่ได้มาจากจุดต่อ แต่มาจากแรงดัดในคานเป็นหลัก ซึ่งถือว่าเป็นการวิบัติแบบเหนียว และสอดคล้องกับการวิบัติจากผลทดสอบ ดังจะเห็นได้จากรูปที่ 13

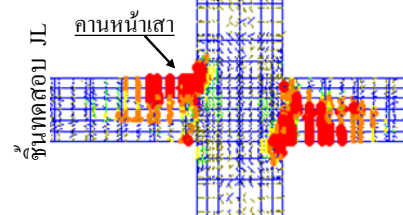


ชั้นทดสอบ JL

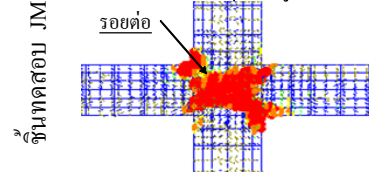
ชั้นทดสอบ JM, JS

รูปที่ 12 การเปรียบเทียบรูปร่างของอีลิเมนต์แต่ละชั้นทดสอบ

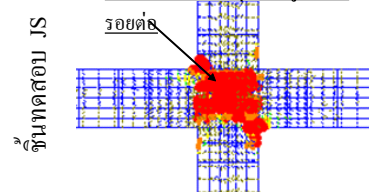
รอยร้าวตัดปรากฏอย่างมากที่ปลาย



รอยร้าวเฉือนกระจัดกระจายภายใน



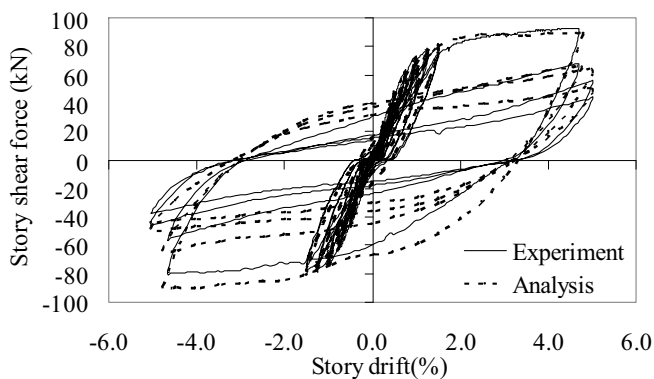
รอยร้าวเฉือนกระจัดกระจายภายใน



รูปที่ 13 การเปรียบเทียบรอยร้าวจากการวิเคราะห์กับ การทดสอบ

5.1.2 ความสัมพันธ์แรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

จากรูปที่ 14 เส้นกราฟวนรอบ(hysteretic loops) เมื่อนำผลการวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ พบว่ากราฟทั้งสองมีความใกล้เคียงกันดีทั้งเส้นกราฟวนรอบ และเส้นกราฟขอบเขต โดยเฉพาะอย่างยิ่งช่วงต้นๆของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ผลการวิเคราะห์สามารถทำนายพฤติกรรมที่เหนียวได้ถึงระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ 4.6% ซึ่งให้ค่าตรงกับผลการทดสอบ อย่างไรก็ตาม ในช่วงหลังของการเคลื่อนตัวเส้นกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นให้ผลที่กว้างกว่าผลการทดสอบเล็กน้อย เป็นเพราะแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์(Constitutive models) ไม่ได้รวมผลของการหลุดเกาะ และผลของการโก่งเดาะของเหล็กเสริมเอาไว้ การที่เส้นกราฟวนรอบมีลักษณะกว้างแสดงให้เห็นการสลายพลังงานที่ดี ซึ่งมักจะพบในกรณีของอาคารเกิดการครากอันเนื่องจากการคด และจากการทดสอบพบว่าหน้าคานถูกกดอัดจนคอนกรีตเกาะทะหลุดออกมา จนสามารถเห็นเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกภายในคาน และการโก่งเดาะของเหล็กเสริมรับแรงอัด



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์แรงกระทำแนวราบกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของ ชิ้นทดสอบ JL

เป็นที่น่าสังเกตว่ารอยต่อคาน-เสาในอาคารที่มีอาณาเขตพื้นที่เสามากมีพฤติกรรมที่ค่อนข้างเหนียวแม้ว่าจะถูกออกแบบตามมาตรฐาน ACI[1] โดยที่ไม่ได้ออกแบบเพื่อป้องกันแรงแผ่นดินไหวก็ตาม และอาจจะอธิบายได้ว่าเสาของอาคารประเภทนี้ปกติจะมีขนาดใหญ่มีกำลังรับแรงคดสูง กำลังรับแรงเฉือนสูง ขณะที่ช่วงคานที่ยาวจะรับแรงคดมากขึ้น

5.2 ชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสา JM และ JS

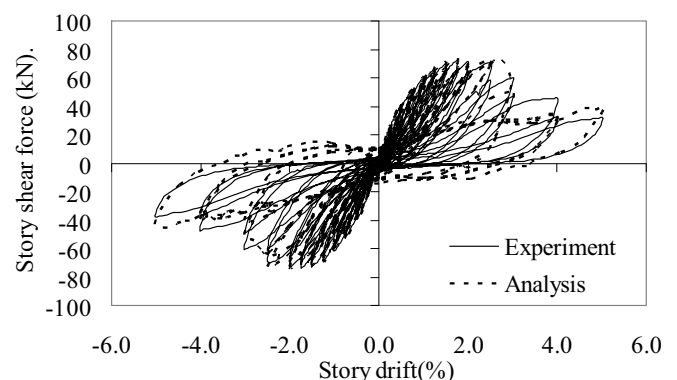
5.2.1 การเสียรูปและการพัฒนารอยร้าว

ผลการวิเคราะห์ของชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสา JM และ JS จะถูกพิจารณาไปด้วยกันเนื่องจากลักษณะการเสียรูป และการ

พัฒนารอยร้าวมีลักษณะใกล้เคียงกัน ซึ่งผลการวิเคราะห์จะตรงกันข้ามกับผลของชิ้นทดสอบ JL กล่าวคือการเสียรูปร่างอีลิเมนต์ภายในจุดต่อจะบิดเสียรูปทรงมาก ในขณะที่รูปร่างอีลิเมนต์ของคานจะเสียรูปทรงน้อยกว่ามาก สำหรับการพัฒนารอยร้าวของชิ้นทดสอบ รอยร้าวดังกล่าวสามารถพบได้ทั้งบริเวณคานและเสา แต่รอยร้าวส่วนใหญ่ซึ่งเป็นรอยร้าวเฉียงสลับทิศจะกระจุกตัวอยู่แต่รอยต่อตามทิศทางทำให้แรงซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบ การวิบัติของชิ้นทดสอบนี้จึงว่าเป็นการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงเฉือน

5.2.2 ความสัมพันธ์แรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

เมื่อนำผลการวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ(รูปที่ 15) พบว่าชิ้นทดสอบให้กำลังและตำแหน่งระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใกล้เคียงกัน ดังแสดงในตารางที่ 4 เส้นกราฟวนรอบมีลักษณะแคบ และแนบเข้าสู่ศูนย์กลาง แสดงให้เห็นถึงการสลายพลังงานที่น้อย ลักษณะเช่นนี้น่าจะมีส่วนสัมพันธ์กับการไหลตัวของรอยร้าวเฉียงภายในรอยต่อจากการทดสอบ อย่างไรก็ตาม เส้นโค้งวนรอบของไฟไนต์อีลิเมนต์ยังกว้างกว่าของการทดสอบ เนื่องจากแบบจำลองการหลุดเกาะของคอนกรีตภายในรอยต่อไม่ได้รวมแบบจำลองคาน-เสา เป็นที่น่าสังเกตว่าระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ประสิทธิผลมีแนวโน้มลดลงตามขนาดเสาที่มีอาณาเขตพื้นที่น้อยลง การวิบัติของชิ้นทดสอบ JM, JS ถูกจัดให้เป็นการวิบัติแบบแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือนกระทำมากกว่ากำลังต้านแรงเฉือนของรอยต่อ ซึ่งไม่เป็นที่ต้องการเพราะเป็นการวิบัติแบบเปราะ และเป็นอันตรายมาก แนวโน้มการวิบัติแบบเปราะถูกพบได้มากขึ้นเมื่อเสาที่มีพื้นที่อาณาเขตลดลง



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำแนวราบกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของชิ้นทดสอบ JM

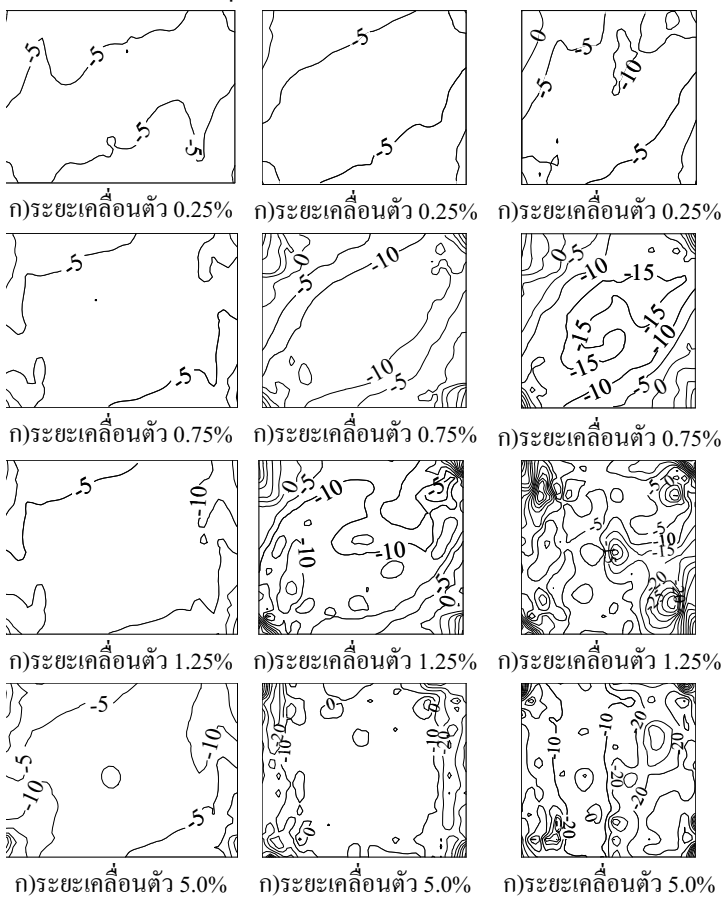
ตารางที่ 4. เปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์และ การทดสอบของ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำแนวราบสูงสุด กับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

Specimen	Force (kN) / Drift ratio (%)	FEM	Experiment

JL	Maximum force/(Drift ratio)	90/ (4.6%)	92/ (4.6%)
JM	Maximum force/(Drift ratio)	73/ (2.0%)	72/ (1.75%)
JS	Maximum force/(Drift ratio)	70(1.50%)	68(1.50%)

6. กลไกการวิบัติภายในจุดต่อ

การวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลิเมนต์สามารถชี้ให้เห็นถึงกลไกการวิบัติภายในจุดต่อได้ ซึ่งเกิดจากการพัฒนาความเค้นอัดหลัก (principal compressive stresses) ภายในจุดต่อที่ได้มาจากความเค้นอัดในเสา และในคานดังแสดงในรูปที่ 16 ตั้งแต่เริ่มต้นการเคลื่อนที่สัมผัสจนถึงแรงต้านทานสูงสุด การก่อตัวของความเค้นอัดทะแยงถูกพบได้อย่างชัดเจนในทุกชั้นทดสอบ เมื่อเพิ่มการเคลื่อนที่สัมผัส ความเค้นอัดด้านทานภายในชั้นทดสอบ JS จะลดลงอย่างรวดเร็ว การแตกกระจายของความเค้นอัดด้านทานแนวทะแยงจะมาพร้อมกับจุดวิบัติของชั้นทดสอบ ในขณะที่ชั้นทดสอบ JL ความเค้นอัดที่เกิดขึ้นสามารถถูกด้านทานได้ตลอดการให้น้ำหนักแม้ว่าการวิบัติจะเกิดขึ้นที่ระยะการเคลื่อนที่สัมผัสที่ 4.6% สิ่งนี้ได้แสดงให้เห็นชัดว่าชั้นทดสอบ JL จุดต่อคานเสาไม่ได้สาเหตุแห่งการวิบัติซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบ



รูปที่ 16 ความเค้นอัดหลักของแต่ละชั้นทดสอบ (หน่วย: เมกะปาสกาล)

7. สรุปผลการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลิเมนต์ได้แสดงให้เห็นว่าสามารถประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กคาน-เสา โดยสามารถทำนายการพัฒนารอยร้าว และรูปแบบการวิบัติของกลุ่มอาคารที่สามี่พื้นที่อาณานิคมมาจะวิบัติภายในแรงดัดในคานสำหรับอาคารที่สามี่พื้นที่อาณานิคมปานกลางและน้อยถูกทำนายว่าจะวิบัติภายในแรงเฉือนทะแยงที่จุดต่อได้และการพัฒนารอยร้าวได้อย่างถูกต้อง นอกจากนี้ยังสามารถทำนายเส้นโค้งแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่สัมผัสได้สอดคล้องกับผลการทดสอบ เพียงแต่เส้นโค้งวนรอบอาจมีลักษณะกว้างกว่าเนื่องจากแบบจำลองคอนกรีตทางไฟไนต์อีลิเมนต์ไม่ได้รวมผลของการหลุดกะเทาะ และการโก่งงอของเหล็กเสริม

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่ได้สนับสนุนทุนวิจัยสำหรับงานวิจัยนี้ (RMU4880022)

เอกสารอ้างอิง

- [1] Warnitchai P., 2004. Development of seismic design requirements for buildings in Bangkok against the effects of distant large earthquakes. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver
- [2] Maekawa, K., 1998. User guide for WCOMD-SJ, University of Tokyo.
- [3] Okamura, H., Maekawa, K., 1991. Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete: Gihodo-Shuppan Co. Tokyo
- [4] Fukuura, N., Maekawa, K., 1999. Re-formulation of spatially averaged RC constitutive model with quasi-orthogonal bi-directional cracking. Proc. of JSCE. Vol. 45 : 157-176.
- [5] Fukuura, N., Maekawa, K., 1999. Spatially averaged constitutive law for RC in-plane elements with non-orthogonal cracking as far as 4-way directions, Proc. of JSCE. Vol. 45: 177-195.
- [6] Bing L, Tso-Chien P., 2004. Seismic performance of reinforced concrete frames under low intensity earthquake effects. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver
- [7] Maekawa K, Pimanmas A, Okamura H. 2003. Nonlinear mechanics of reinforced concrete: Son Press.

เกี่ยวกับผู้เขียน



รศ.ดร.อมร พิมานมาส อาจารย์ประจำที่สถาบันเทคโนโลยีนาซาติสรินทร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ มีความเชี่ยวชาญทางด้านพฤติกรรมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว



นาย ชีระพงษ์ สุทธิวิริยะกิจ อาจารย์ประจำสาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยนครสวรรค์ พะเยา

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่ายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบ สำหรับต้านทานเฉพาะแรงแนวตั้ง

SIMPLE SEISMIC EVALUATION METHODOLOGY FOR GRAVITY-DESIGNED REINFORCED BUILDING

ปรีดา ไชยมหาวัน (Preeda Chaimahawan)¹

อมร พิมานมาส (Amorn Pimanmas)²

¹มหาวิทยาลัยนเรศวร พะเยา preeda_sj@hotmail.com

²รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ amorn@siit.tu.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาและนำเสนอวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่ายของอาคารที่ก่อสร้างด้วยระบบคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก แนวทางที่ได้นำเสนอเหมาะสำหรับวิศวกรนำไปประยุกต์ใช้ในการตรวจสอบประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้ก่อสร้างไปแล้ว วิธีการดังกล่าวประกอบด้วยการตรวจสอบในด้านความสามารถต้านทานของแรงเฉือนและโมเมนต์ในรูปของอัตราส่วนแรงต่อกำลัง (DCR) การเปรียบเทียบในเรื่องของรายละเอียดการเสริมเหล็ก และการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ โดยใช้แผนผังการตรวจสอบซึ่งประกอบด้วย load flowchart และ yielding flowchart โดย load flowchart เป็นการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของอาคารภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ส่วน yielding flowchart เป็นการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของอาคารหลังจากที่มีองค์อาคารบางส่วนได้เกิดการครากไปแล้ว ข้อมูลที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ได้แก่ DCR และ ดัชนีโครงสร้าง พร้อมกันนี้ได้นำเสนอตัวอย่างการประเมินอาคาร 1 หลังในท้ายบทความ วิธีที่เสนอนี้พบว่าทำนายรูปแบบการวิบัติของจุดต่อคานเสาได้อย่างถูกต้องตรงกับผลการทดลอง

ABSTRACT : This paper presents a simple seismic evaluation method for reinforced concrete building constructed as beam-column rigid frame. The proposed method is intended for practicing engineers as guidance for seismic evaluation of existing buildings. The proposed seismic evaluation methodology consists of force check in terms of demand to capacity (DCR), reinforcement detailing check and failure mode investigation. The failure mode flowchart consists of load flowchart and yielding flowchart. The use of flowchart requires structural indices and DCR. The load flowchart is intended to check the failure mode of existing buildings under the code-specified earthquake load. The yielding flowchart is intended to check the failure mode when some members of the building yield. A case study is presented to demonstrate the applicability of the method. The applicability of the method is partly verified by experiment of beam-column joint conducted in the past.

KEYWORDS : Seismic vulnerability, Evaluation, Performance, Earthquakes, Reinforced concrete

1. บทนำ

จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายครั้งที่เกิดขึ้นภายนอกประเทศได้ส่งผลกระทบต่อประเทศไทยและกรุงเทพฯ ทำให้แผ่นดินไหวไม่ใช่เรื่องที่ไกลตัวอีกต่อไป ปัจจุบันยังไม่มีเทคโนโลยีใดที่สามารถทำนายการเกิดแผ่นดินไหวได้อย่างแม่นยำ และแผ่นดินไหวก็เกิดขึ้นเร็วเกินกว่าระบบเตือนภัยใดๆ จะแจ้งเตือนได้ทันทั่วทั้งที่ การป้องกันภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่เป็นไปได้ทางหนึ่งคือการเตรียมความพร้อมให้กับอาคาร เพื่อให้สามารถต้านแผ่นดินไหวได้ เนื่องจากอาคารที่ก่อสร้างไปแล้วในประเทศไทย ส่วนใหญ่ไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว ดังนั้นการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวจึงมีประโยชน์อย่างยิ่งในการหาแนวทางเพื่อเตรียมความพร้อมให้กับอาคาร ซึ่งเป็นแนวทางในการแก้ปัญหาที่ดีแนวทางหนึ่ง

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อนำเสนอวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารอย่างง่ายเพื่อเป็นแนวทางแก่วิศวกรและผู้ออกแบบนำไปประยุกต์ใช้ในการตรวจสอบความสามารถของอาคารต่อการต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้หลักพื้นฐานของการวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic analysis)

FEMA-273 [1] ได้นำเสนอวิธีการประเมิน และเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบ inelastic quasi-static response ซึ่งวิธีการดังกล่าวเรียกว่า capacity spectrum วิธีนี้สามารถให้ผลวิเคราะห์โครงสร้างได้ใกล้เคียงความเป็นจริงกว่าการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น แต่มีความซับซ้อนในการวิเคราะห์ และไม่สะดวกในการปฏิบัติ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำเสนอวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วโดยใช้วิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้น ซึ่งง่ายต่อการปฏิบัติและนำเสนอแผนผังการตรวจสอบเพื่อวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของอาคาร และใช้ดัชนีโครงสร้างมาเป็นส่วนประกอบสำคัญในการวิเคราะห์

2. ดัชนีโครงสร้าง (Structural indices)

ดัชนีโครงสร้างถูกนิยามไว้เป็นตัวเลขที่ใช้แสดงพฤติกรรมของ คาน เสา และจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงเนื่องจาก

แผ่นดินไหว ดัชนีโครงสร้างของอาคารสามารถคำนวณได้จากรูปร่างลักษณะ พื้นที่หน้าตัด พื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาวและตามขวาง กำลังของคอนกรีต และอื่น ๆ ดัชนีโครงสร้างที่เด่นบางตัวสามารถทำนายรูปแบบการวิบัติมีดังนี้

2.1 อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระดับ, $M_n/(aV_n)$

โดยที่ค่า a คือช่วงการเฉือน เป็นระยะที่วัดจากหน้าเสาหรือคานถึงจุดดัดกลับ คือกึ่งกลางเสาหรือคาน M_n และ V_n คือกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับ และกำลังต้านทานแรงเฉือนระดับขององค์อาคารตามลำดับ ดัชนีดังกล่าวใช้บอกถึงความเป็นไปได้ที่องค์อาคารจะวิบัติโดยแรงเฉือนหรือแรงดัด หากค่าอัตราส่วนนี้มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารมีโอกาสเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนมากกว่าการวิบัติเนื่องจากแรงดัด

2.2 อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ, V_j/V_{jn}

โดยที่ V_j คือแรงเฉือนในแนวนอนที่กระทำต่อจุดต่อ และ V_{jn} เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ โดยค่า V_j สามารถคำนวณได้จากสมการของ Paulay and Priestley [2] และ V_{jn} คำนวณจากสมการของ ACI [3] ดัชนีดังกล่าวแสดงถึงความเป็นไปได้ที่จะเกิดการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อ

2.3 อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับของเสาคู่คาน, M_{nc}/M_{nb}

โดยที่ M_{nc} และ M_{nb} เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับของเสาและคานตามลำดับ อัตราส่วนนี้บ่งบอกถึงความแข็งแรงของเสาและคานหากอัตราส่วนมีค่ามากกว่า 1 แสดงให้เห็นว่าเสาแข็งแรงกว่าคาน plastic hinge จะเกิดในคานก่อนเสา

3. ขั้นตอนการประเมินโครงสร้าง

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในการศึกษานี้ใช้การตรวจสอบ 1) ดัชนีความสามารถต้านทานของแรงเฉือนและโมเมนต์ (force criteria) และ 2) การเปรียบเทียบในเรื่องของรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing criteria)

สำหรับ force criteria เป็นดัชนีที่บ่งบอกระดับของการเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่าสัดส่วนของ demand capacity ratio (DCR) โดยหลักการวิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (seismic capacity) ของอาคารสามารถหาได้จากการวิเคราะห์ความต้านทานของแต่ละองค์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลางของ ACI318 (Intermediate Moment Resisting Frame) [3] ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ได้รับความนิยมใช้ในประเทศไทย ส่วนค่า (seismic demand) เป็นการหาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี สามารถหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างจากแบบจำลองด้วยแรงกระทำซึ่งเป็นแรงสถิติเทียบเท่าตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 [4]

สำหรับ detailing criteria ใช้การประเมินจากรายละเอียดการเสริมเหล็กที่เสริมจริงกับรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI (IMRF) [3]

ขั้นตอนสำหรับการประเมินอาคารสามารถทำได้ดังนี้

1. ประมาณน้ำหนักบรรทุกของอาคารในแต่ละชั้น โดยใช้ น้ำหนักบรรทุกตายตัวรวมกับ 40% ของน้ำหนักบรรทุกจรที่ระบุ
2. คำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐาน โดยใช้แรงสถิติเทียบเท่าแทนแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 [4]
3. กระจายแรงเฉือนที่ฐานสู่โครงข้อแข็งในแต่ละเฟรมตาม stiffness ของแต่ละเฟรม และกระจายสู่แต่ละชั้นของอาคาร
4. วิเคราะห์หาค่ากำลังที่ต้องการ (แรงเฉือนและโมเมนต์คด) จากการรวมแรงและน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ (load combination) โดยแบ่งเป็น 2 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 $U=0.75(1.4DL+1.7LL+1.87E)$ กระทำเพื่อหาค่า seismic demand นำไปตรวจสอบ force criteria

กรณีที่ 2 $U=DL+0.4LL+1.87E$ กระทำเพื่อหาค่า seismic demand เช่นกัน แต่ผลที่ได้จะนำไปวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

5. คำนวณ seismic capacity จากมิติขององค์อาคารและเหล็กเสริมตามการเสริมเหล็กจริงของแต่ละองค์อาคาร
6. เปรียบเทียบ seismic demand กับ seismic capacity โดยคำนวณอยู่ในรูปของอัตราส่วน demand capacity ratio (DCR) ซึ่งค่า DCR ที่คำนวณได้ประกอบไปด้วย DCR สำหรับโมเมนต์ในเสา (M_{uc}/M_{nc}) และคาน (M_{ub}/M_{nb}) DCR สำหรับแรงเฉือนในเสา (V_{uc}/V_{nc}) คาน (V_{ub}/V_{nb}) และจุดต่อ (V_{ju}/V_{jn}) ตามลำดับ

7. เปรียบเทียบ seismic demand เกณฑ์ต่ำสุดสำหรับเหล็กปลอกในเสา คานและจุดต่อ กับเหล็กปลอกที่ใส่จริงของแต่ละองค์อาคารเพื่อตรวจสอบ detailing criteria

4. เกณฑ์การตัดสิน

อาคารที่ถูกประเมินจะถือว่าปลอดภัยจากแผ่นดินไหวก็ต่อเมื่อผ่านเกณฑ์ตัดสินทั้ง 2 เกณฑ์

องค์อาคารทุกองค์อาคาร จะต้องมียค่า DCR ที่ไม่เกิน 1 และทุกตำแหน่งที่ตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กจะต้องผ่านค่าต่ำสุดที่ต้องการ หากเกณฑ์ของรายละเอียดการเสริมเหล็กจุดหนึ่งจุดใดไม่ผ่านแสดงว่าขาดคุณสมบัติความเหนียว

5. การวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติ

แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นแรงที่ระบุตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 [4] เท่านั้น ซึ่งหากเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ขึ้น แรงที่กระทำจะมากกว่าที่กฎกระทรวงระบุอย่างแน่นอน ดังนั้นวิเคราะห์อาคารโดยเพิ่มแรงแผ่นดินไหวให้กระทำมากขึ้นจนกระทั่งองค์อาคารบางส่วนวิบัติและหารูปแบบการวิบัติในตอนสุดท้ายจะเป็นประโยชน์ในการซ่อมเสริมกำลังอาคารได้อย่างถูกต้อง ซึ่งการซ่อมเสริมกำลังที่ถูกต้องคือการปล่อยให้ห้องค้ำอาคารนั้นเกิดการครากได้โดยไม่ต้องเสริมกำลัง จะทำให้ห้องค้ำอาคารนั้นเกิดความเหนียว แต่ควรเสริมกำลังองค์อาคารที่มีรูปแบบการวิบัติในตอนสุดท้ายจากแรงเฉือนที่เสา คานหรือจุดต่อภายหลังจากองค์อาคารเกิดการครากแล้ว จะทำให้อาคารสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ ดังนั้นในงานวิจัยนี้ได้เสนอ 2 แผนผัง เพื่อทำนายรูปแบบการวิบัติจนถึงในขั้นตอนสุดท้าย อันได้แก่

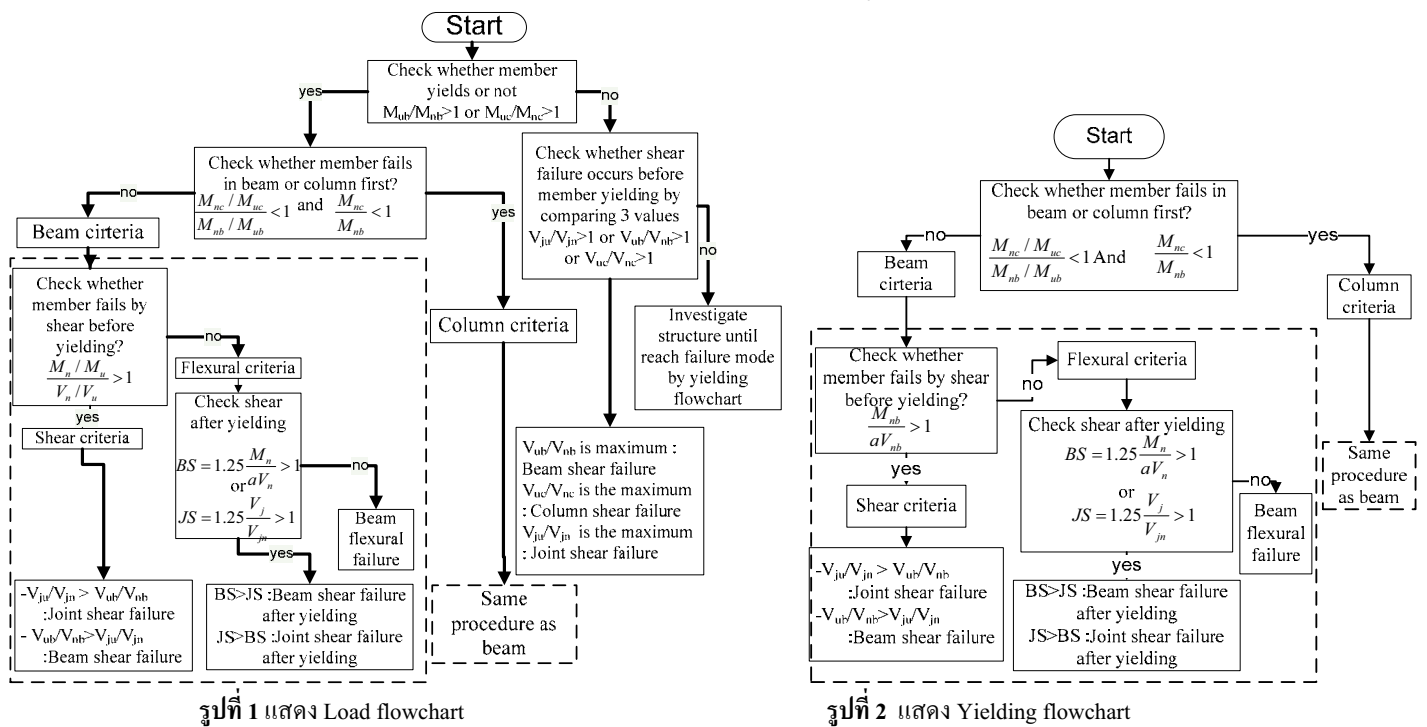
5.1 Load flowchart

เป็นการตรวจสอบเพื่อหารูปแบบการวิบัติที่เป็นไปได้ภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 ซึ่งใช้ load combination กรณีที่ 2 ในการวิเคราะห์โครงสร้าง $U=DL+0.4LL+1.87E$ ซึ่งขั้นตอนต่าง ๆ นี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 1

5.2 Yielding flowchart

เป็นการตรวจสอบภายหลังจาก แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่มากกว่ากฎกระทรวงฉบับที่ 49 กระทำ ซึ่งใช้ในการหารูปแบบ

การวิบัติสุดท้าย ขั้นตอนการตรวจสอบ yielding checklist ได้ แสดงไว้ในรูปที่ 2



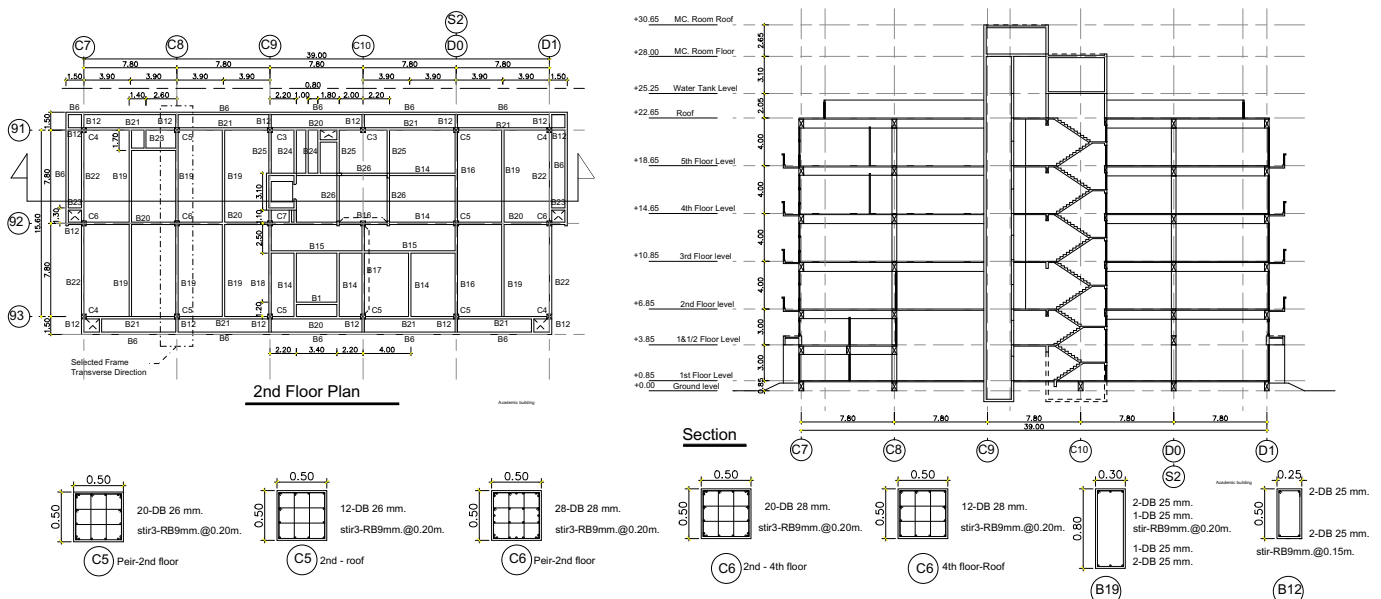
6. ตัวอย่างการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

ตัวอย่างอาคารที่จะทำการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้แสดงไว้ในรูปที่ 3 ซึ่งเป็นอาคารเรียน

แรงเฉือนที่ฐาน (V) คำนวณจากสมการของกฎกระทรวงฉบับที่ 49 $V = ZIKCSW$ เมื่อ $Z = 3/16$ (กรุงเทพฯ เขตที่ 1 ความเสียหายเล็กน้อย) $I = 1.25$ (อาคารเรียน เป็นที่ชุมนุมคนครั้งหนึ่งมากกว่า 300 คน) $K = 1$ (ระบบโครงสร้างคาน-เสา-พื้น) $S = 2.5$ (ดินเหนียวอ่อนในกรุงเทพฯ) ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคาร คำนวณจากสมการ $T = 0.09h_n\sqrt{D} = 0.62$ วินาที เมื่อ h_n คือความ

สูงของอาคารเท่ากับ 29.8 ม. และ D คือความกว้างของอาคาร 18.6 ม. ค่า C คำนวณจากสมการ $C = 1/15(\sqrt{T}) = 0.085$ และน้ำหนักทั้งหมดของอาคาร (W) = 2,965.86 ตัน สามารถคำนวณแรงเฉือนที่ฐาน (V) เท่ากับ 146.91 ตัน

เลือกพิจารณาโครงข้อแข็งในแนว C8 ในทิศตามขวางของตัวอาคาร และกระจายแรงเฉือนที่ฐานเข้าสู่โครงข้อแข็ง C8 ตาม stiffness และกระจายเป็นแรงกระทำด้านข้างเข้าสู่แต่ละชั้นของโครงข้อแข็ง จากนั้นวิเคราะห์ seismic demand และเปรียบเทียบกับ seismic capacity จากมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของอาคาร โดยพิจารณาโครงข้อแข็งในชั้นที่ 2



รูปที่ 3 ตัวอย่างแบบอาคารรูปแปลน รูปตัด และรายละเอียดการเสริมเหล็ก

ค่า DCR ของโครงข้อแข็ง C8 ในชั้นที่ 2 ที่คำนวณได้แสดงในตารางที่ 1 และการตรวจสอบรายละเอียดเหล็กเสริมแสดงในตารางที่ 2

จากข้อมูล DCR ในตารางที่ 1 พบว่าอัตราส่วน DCR ของอาคารตัวอย่างนี้มีค่าน้อยกว่า 1 ทุกค่าแสดงให้เห็นว่าอาคารนี้มีความสามารถต้านทานแรงจากกฎกระทรวงฉบับที่ 49 ได้ อย่างไรก็ตามหากพิจารณาการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กในตารางที่ 2 พบว่าอาคารนี้มีการเสริมเหล็กปลอกไม่เพียงพอที่คานและจุดต่อ จึงสามารถสรุปได้ว่าอาคารตัวอย่างนี้ไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

เมื่อพิจารณาเพิ่มเติมโดยใช้การวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติจากข้อมูลในตารางที่ 3 ซึ่งใช้ค่า DCR ที่คำนวณจาก load combination กรณีที่ 2 และดัชนีทางโครงสร้างประกอบด้วย load flowchart และ yielding flowchart พบว่าอัตราส่วน $M_{ub}/M_{nb} = 0.85$ และ $M_{uc}/M_{nc} = 0.56$ แสดงว่าคานและเสายังไม่เกิดการครากภายใต้แรงกระทำจากกฎกระทรวงฉบับที่ 49 จากนั้นพิจารณาอัตราส่วน V_{ju}/V_{jn} , V_{ub}/V_{nb} และ V_{uc}/V_{nc} พบว่ามีค่าน้อยกว่า 1 แสดงให้เห็นว่า คาน เสาและจุดต่อไม่ได้เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนที่จะครากเช่นกัน ดังนั้นให้พิจารณาตาม yielding flowchart พบว่าอัตราส่วน $\frac{M_{nc}/M_{uc}}{M_{nb}/M_{ub}}$ และ M_{nc}/M_{nb} มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าการวิบัติจะเกิดในคานก่อนเกิดในเสา และอัตราส่วน M_{nb}/aV_n น้อยกว่า 1 ทำให้ทราบว่า การวิบัติจะเกิดจากโมเมนต์ดัดในคานก่อนการวิบัติจากแรงเฉือนในคาน เมื่อพิจารณาจากอัตราส่วน $1.25V_j/V_{jn}$ ซึ่งมีค่ามากกว่า 1 ทำให้ทราบว่าภายหลังจากที่คานเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัดแล้วท้ายที่สุดจะเกิดการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่อ ตัวเลข 1.25 ที่คูณกับดัชนีแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนที่จุดต่อเพื่อแทนพฤติกรรม strain hardening ของเหล็กภายหลังจากที่เหล็กในคานเกิดการครากไปแล้ว ดังนั้นสามารถสรุปรูปแบบการวิบัติได้ว่าเป็นการวิบัติที่จุดต่อเนื่องจากแรงเฉือนภายหลังจากที่คานเกิดการคราก (Joint shear failure following beam flexural yielding)

7. เปรียบเทียบผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

เพื่อเป็นตรวจสอบผลของความแม่นยำของวิธีการประเมินที่นำเสนอ จึงได้นำผลการทดสอบขั้นตอนจุดต่อคาน-เสาภายใต้แรงกระทำสลับทิศในห้องปฏิบัติการของ Thinh [5] ซึ่ง

มีค่าดัชนีโครงสร้างใกล้เคียงกับอาคารตัวอย่างที่ได้นำเสนอมาเปรียบเทียบกัน (ตารางที่ 4) ซึ่งขั้นตอนทดสอบดังกล่าวสร้างขึ้นจากการเก็บข้อมูลกลุ่มอาคารที่มีความสูงปานกลาง ระบบโครงสร้าง คาน-เสา-พื้น ที่ก่อสร้างในประเทศไทย มิติของเสาคาน และรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบแสดงดังรูปที่ 4

ขั้นตอนทดสอบได้ถูกติดตั้งกับหัวปลักไฮดรอลิกซึ่งส่งผ่านแรงกระทำแบบวัฏจักรในแนวราบสู่เสาต้นบนและกำแพงยัน (รูปที่ 4) ส่วนเสาด้านล่างยึดกับที่รองรับชนิดหมุน ปลายคานทั้งสองข้างวางบนที่รองรับแบบลื่นเลื่อน และดึงลวดอัดแรงตามแนวแกนของเสาเพื่อจำลองน้ำหนักกดทับจากชั้นบน

ผลการทดลองพบว่าเหล็กเสริมในคานเริ่มครากในการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ 1.5% และรับน้ำหนักสูงสุด 72 kN ที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.75% ภายหลังจากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.25% คอนกรีตบริเวณจุดต่อเริ่มหลุดกระเทาะออกและเกิดความเสียหายหนักเนื่องจากแรงเฉือนและกระดูกตัว ณ บริเวณจุดต่อดังกล่าว โดยรูปแบบการวิบัติสามารถจำแนกได้ว่าเป็นการวิบัติที่จุดต่อเนื่องจากแรงเฉือนภายหลังจากที่คานเกิดการครากเรียบร้อยแล้ว (Post yield joint shear failure) ซึ่งสอดคล้องกับตัวอย่างอาคารที่ได้นำเสนอเป็นกรณีศึกษาในงานวิจัยฉบับนี้ แสดงให้เห็นว่าแผนผังที่นำเสนอนี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ทำนายรูปแบบการวิบัติได้แม่นยำและให้ผลที่สอดคล้องกับการทดลองในห้องปฏิบัติการ

ตารางที่ 1 อัตราส่วน DCR สำหรับจุดต่อภายในอาคารชั้นที่ 2 เฟรม C8

จุดต่อ	คาน		เสา		ผลประเมิน
	V_{ju}/V_{jn}	V_{ub}/V_{nb}	M_{ub}/M_{nb}	V_{uc}/V_{nc}	M_{uc}/M_{nc}
	0.56	0.82	0.86	0.23	0.47
					ผ่าน

ตารางที่ 2 การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก

ตำแหน่ง	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	ผลประเมิน
คาน	Zone1	RB9@0.20	RB9@0.15	ไม่ผ่าน
	Zone2	RB9@0.20	RB9@0.16	ไม่ผ่าน
เสา	Zone1	3-RB9@0.20	3-RB9@0.20	ผ่าน
	Zone2	3-RB9@0.20	3-RB9@0.40	ผ่าน
จุดต่อ	Zone3	None	3-RB9@0.40	ไม่ผ่าน

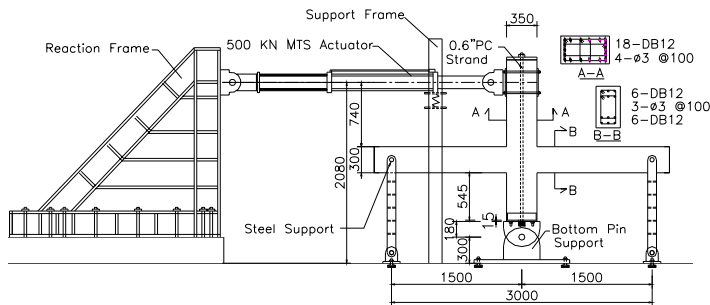
หมายเหตุ: Zone1 ในช่วง plastic hinge , Zone2 นอกช่วง plastic hinge

ตารางที่ 3 ข้อมูลสำหรับวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

คาน		เสา		จุดต่อ	
M_{nc}/M_{nb}	1.21	M_{nb}/aV_n	0.44	M_{nc}/aV_n	0.11
$\frac{M_{nc}/M_{uc}}{M_{nb}/M_{ub}}$	1.50	V_{ub}/V_{nb}	0.62	V_{uc}/V_{nc}	0.22
V_f/V_{jn}	1.21	M_{ub}/M_{nb}	0.85	M_{uc}/M_{nc}	0.56
V_{ju}/V_{jn}	0.56	$\frac{M_{nb}/M_{ub}}{V_{nb}/V_{ub}}$	0.73	$\frac{M_{nc}/M_{uc}}{V_{nc}/V_{uc}}$	0.40

ตารางที่4 เปรียบเทียบดัชนีโครงสร้างขึ้นทดสอบกับอาคารตัวอย่าง

จุดต่อ	BI	h_c/d_b	b_b/b_c	h_b/h_c	M_{nc}/M_{nb}	V_f/V_n	$\rho_{sv}f_y/f'_c$
อาคารตัวอย่าง	7.23	17.9	0.60	1.60	1.21	1.21	0.00
ขึ้นทดสอบ	5.24	29.0	1.00	0.86	1.55	1.25	0.00



รูปที่ 4 ขึ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาในห้องปฏิบัติการ [5]

8. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการนำเสนอวิธีการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่ายสำหรับอาคารที่ก่อสร้างด้วยระบบคาน-เสา-พื้น ซึ่งเหมาะสำหรับวิศวกรนำไปประยุกต์ใช้ โดยวิธีการประเมินนี้ประกอบด้วยตรวจสอบอัตราส่วนของแรงต่งกำลัง (DCR) การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก และการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ วัตถุประสงค์ของการตรวจสอบ DCR เพื่อประเมินอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามที่มาตรฐานการออกแบบระบุไว้ ซึ่งงานวิจัยนี้ใช้วิธีแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในการวิเคราะห์โครงสร้าง ส่วนการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อตรวจสอบความเหนียวของอาคารตามมาตรฐานของ ACI ส่วนการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติเพื่อสามารถซ่อมเสริมกำลังของอาคารได้ถูกต้อง ซึ่งข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์คือ DCR และ ดัชนีโครงสร้าง การวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัตินี้ทำได้โดยการตรวจสอบตามแผนภาพ ประกอบด้วย load flowchart เพื่อวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นภายใต้แรงตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 ระบุ

ส่วน yielding flowchart เป็นการตรวจสอบรูปแบบการวิบัติภายหลังจากองค์อาคารบางส่วนเกิดการครากเรียบร้อยแล้ว ซึ่งจะทำให้ทราบถึงลำดับขั้นตอนการเกิดการวิบัติ เมื่อนำวิธีดังกล่าวไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจุดต่อคาน-เสาในห้องปฏิบัติการ พบว่าสามารถทำนายรูปแบบการวิบัติของจุดต่อคานเสาได้อย่างถูกต้องตรงกับผลการทดลอง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว) ที่ได้สนับสนุนทุนวิจัยสำหรับงานวิจัยนี้ (RMU4880022)

เอกสารอ้างอิง

- [1] FEMA, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA-273; and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA-274. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C..
- [2] Paulay T., and Priesley M.J.N., 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building. John Wiley and Sons Inc. New York.
- [3] ACI 318, 1999. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute. Detroit, Michigan.
- [4] กฎกระทรวงฉบับที่ 49, 2540. ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522. กระทรวงมหาดไทย.
- [5] Thinh D. T., 2003. Seismic performance of reinforcement concrete beam-column subassemblages without seismic detailing. Thesis No. ST-03-30. Asian Institute of Technology.

เกี่ยวกับผู้เขียน



นายปริดา ไชยมาวัน สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี และโท สาขาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ปัจจุบัน กำลังศึกษาระดับปริญญาเอก ที่สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัย - ธรรมศาสตร์



รศ.ดร .อมร พิมานมาศ สำเร็จการศึกษาระดับโทและเอก จากมหาวิทยาลัยโคเกีย ประเทศญี่ปุ่น ปัจจุบัน เป็นอาจารย์ประจำที่สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ มีความเชี่ยวชาญทางด้านพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

ความเสี่ยงของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ ต่อแรงแผ่นดินไหว

VULNERABILITY OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDING IN BANGKOK AGAINST SEISMIC HAZARD

ปรีดา ไชยมหาวัน (Preeda Chaimahawan)¹

อมร พิมานมาส (Amorn Pimanmas)²

¹ มหาวิทยาลัยนเรศวร พะเยา preeda_sj@hotmail.com

² รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีนาชาดิสริท, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ amorn@siit.tu.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนอผลการตรวจสอบความบกพร่องในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ โดยทำการรวบรวมและศึกษาข้อมูลจากแบบก่อสร้างอาคารซึ่งมีความสูงปานกลาง 5-15 ชั้นจำนวน 8 อาคาร โดยเน้นอาคารที่มีการใช้สอยเป็นอาคารสาธารณะ อาคารของทางราชการ เช่น โรงเรียน และอาคารพักอาศัย ซึ่งอาคารเหล่านี้เป็นอาคารที่ก่อสร้างโดยระบบโครงคานเสา และไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านแรงแผ่นดินไหว การวิเคราะห์อาคารใช้แรงแผ่นดินไหวตามที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลางของ ACI งานวิจัยนี้ให้ความสนใจจุดต่อคาน-เสาต้นริมและต้นใน ซึ่งรองรับพื้นชั้นที่ 2 และเสาในชั้นที่ 1 ซึ่งเป็นตำแหน่งที่ต้องต้านทานแรงเฉือนมากที่สุด โดยพิจารณาจุดต่อคาน-เสาทั้งในแนวตามขวางและตามยาวของอาคาร ผลการประเมินพบว่าอาคารทั้ง 8 ไม่ผ่านการประเมินในเรื่องรายละเอียดการเสริมเหล็ก อีกทั้งพบว่า 5 ใน 8 อาคารไม่ผ่านการประเมินในเรื่องของกำลังต้านทานแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด เมื่อพิจารณาถึงรูปแบบการวิบัติของอาคารพบว่าเป็นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนถึง 66% ของรูปแบบการวิบัติทั้งหมด การวิบัติส่วนใหญ่เกิดขึ้นในคาน จากการตรวจสอบพบว่า หลายอาคารสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่กำหนดในกฎกระทรวงได้ แม้ว่าจะไม่ได้ออกแบบต้านทานไว้ก็ตาม ทั้งนี้ เนื่องจากการออกแบบอาคารดังกล่าวใช้วิธีหน่วยแรงใช้งาน ซึ่งทำให้ได้ขนาดขององค์อาคาร และ ปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าวิธีกำลังที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน และอีกเหตุผลหนึ่งน่าจะมาจากกำแพงช่องลิฟท์ในอาคาร ซึ่งสามารถต้านทานแรงเฉือนได้ส่วนหนึ่งทำให้แรงที่ถ่ายไปยังโครงคานเสามีค่าลดลง

ABSTRACT : This paper presents a result of investigation of seismic deficiency of buildings in Bangkok. The target buildings are mid-rise reinforced concrete beam-column frames having 5-15 stories. The occupancy type is essential and assembly facilities including schools, university, governmental offices and apartments. Eight buildings are examined. The seismic deficiency is checked against earthquake loading specified in No.49 Ministerial Law and the ACI requirements for Intermediate Moment Resisting Frame. The region of interest is the first floor sub-frame where the shear is supposed to be highest. The moment frames in both transverse and longitudinal directions are considered. The result shows that all eight buildings do not satisfy detailing criteria. Five out of eight buildings do not satisfy force criteria. Based on the failure mode investigation, the result shows that shear failure covers 66% of the total. The majority of failure is found in beams. The reason why the force criteria is less critical is due to traditional working stress

design approach for RC structures which resulted in larger member section and reinforcements compared to more modern ultimate strength design codes. Another reason is the presence of lift core that reduces the forces transmitted to beam-column frame.

KEYWORDS : Seismic vulnerability, Evaluation, Performance, Earthquakes, Reinforced concrete

1. บทนำ

แม้ว่ากรุงเทพฯ ไม่ได้ตั้งอยู่บนรอยเลื่อนแต่ก็ไม่ได้หมายความว่าจะไม่ประสบภัยจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในระยะเวลาใกล้เคียงเช่นเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 9.3 ตามมาตราริกเตอร์ที่หมู่เกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย วันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 ได้ส่งผลให้เกิดคลื่นสึนามิทำความเสียหายแก่ชายฝั่งประเทศไทย ส่งผลให้มีผู้เสียชีวิตประมาณ 5,000 คน เหตุการณ์นั้นส่งผลกระทบต่ออาคารหลายหลังในกรุงเทพฯ ซึ่งห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวประมาณ 1,000 กม. เกิดรอยร้าวและก่อให้เกิดความวิตกกังวลต่อความปลอดภัยของอาคารต่าง ๆ ในกรุงเทพฯ

ด้วยสภาพทางภูมิศาสตร์ของกรุงเทพฯ ที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งสามารถขยายคลื่นจากแผ่นดินไหวได้ 3 ถึง 4 เท่า ยิ่งไปกว่านั้นอาคารส่วนใหญ่ในกรุงเทพฯ ไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว ดังนั้นกรุงเทพฯ จึงมีความเสี่ยงต่อเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้โดยไม่ได้ออกแบบเพื่อการป้องกันและเตรียมความพร้อมให้กับอาคารเหล่านี้ จึงควรมีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารและหาแนวทางป้องกันต่อไป

งานวิจัยนี้จึงได้ประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอาคารที่ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ ซึ่งก่อสร้างด้วยระบบคอนกรีตเสริมเหล็กโครงคานเสาที่ถูกออกแบบให้รับเฉพาะน้ำหนักในแนวดิ่งเพียงอย่างเดียว โดยอาคารกลุ่มเป้าหมายเป็นอาคารที่มีความสูงปานกลาง เนื่องจากอาคารเหล่านี้เสี่ยงต่อการเกิดการสั่นพ้อง หากคาบการสั่นไหวที่สำคัญของพื้นดินใกล้เคียงกับคาบการสั่นไหวธรรมชาติของอาคาร และเสาในชั้นที่ 1 จึงเป็นตำแหน่งวิกฤตภายใต้แรงเฉือนจากแผ่นดินไหว ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงให้ความสนใจจุดต่อคาน-เสาด้านริมและคานใน ซึ่งรองรับพื้นชั้นที่ 2 และเสาในชั้นที่ 1 ทั้งในแนวตามขวางและตามยาวของตัวอาคาร โดยเลือกโครงคานเสา และจุดต่อคานริมและคานใน 1 ตำแหน่งเพื่อใช้เป็นตัวแทนข้อมูลของอาคาร 1 หลัง

งานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่าย วัตถุประสงค์เพื่อจะเป็นแนวทางสำหรับวิศวกรสามารถนำไปประยุกต์ใช้ โดยวิธีการนี้ต้องการข้อมูล

เพียงมิติของเสา-คาน รายละเอียดการเสริมเหล็ก และคุณสมบัติของวัสดุ สร้างแบบจำลองของอาคารเพื่อหาแรงเฉือนและโมเมนต์ตามทฤษฎีเชิงเส้นที่โครงสร้างต้องการภายใต้แรงจากแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 [1] จากนั้นทำการประเมินกำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์คัดตามมาตรฐาน ACI [2] และจัดทำข้อมูลในรูปแบบอัตราส่วนของแรงต่อกำลัง (Demand capacity ratio, DCR) และเปรียบเทียบรายละเอียดการเสริมเหล็กกับมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลางของ ACI [2] (Intermediate moment resisting frame) และวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติที่อาจเกิดขึ้น

2. ข้อมูลสำหรับการประเมินอาคาร

ในงานวิจัยนี้ได้รวบรวมแบบก่อสร้างของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ จำนวนทั้งสิ้น 8 อาคาร (ดังตารางที่ 1) โดยอาคารเหล่านี้ใช้เป็นตัวแทนของอาคารที่มีระบบการก่อสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโครงคานเสา ที่มีความสูงปานกลางประมาณ 5-15 ชั้น ซึ่งล้วนแต่เป็นอาคารที่มีความสำคัญและเป็นอาคารสาธารณะโดยครอบคลุมถึง อาคารส่วนราชการ โรงเรียน มหาวิทยาลัย และอาคารพักอาศัย อาคารส่วนใหญ่มีระบบพื้นแบบแผ่นพื้นสำเร็จ ซึ่งต้องเทพื้นหน้าด้วยคอนกรีตอีกครั้ง และอาคารเกือบทั้งหมดมีกำแพงช่องลิฟต์โดยสารเป็นกำแพงรับแรงเฉือน โดยข้อมูลที่ใช้สำหรับการประเมินอาคารอีกอย่างคือค่าดัชนีโครงสร้าง ซึ่งเป็นตัวเลขที่แสดงพฤติกรรมขององค์อาคาร ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว และยังสามารถทำนายรูปแบบการวิบัติได้ ข้อมูลดัชนีโครงสร้างของอาคารทั้ง 8 หลัง แสดงในตารางที่ 2-4

3. ขั้นตอนและผลการประเมินอาคาร

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในงานวิจัยนี้ประกอบด้วยสามขั้นตอนคือ การหาอัตราส่วนแรงต่อกำลังของโครงสร้าง (DCR) การเปรียบเทียบรายละเอียดการเสริมเหล็ก และการหารูปแบบการวิบัติ

ตารางที่ 1 ข้อมูลทั่วไปสำหรับอาคารทั้ง 8 อาคาร

ลำดับที่	ลักษณะการใช้งาน ของอาคาร	จำนวนชั้น	ความสูงทั้งหมด (ม.)	มิติของอาคาร กว้างxยาว (ตร.ม.)	ชนิดของพื้น	ขนาดของช่อง ลิฟต์
1	อาคารพักอาศัย, AP1	6	17.2	11.00x17.85	พื้นสำเร็จต้นท้องเรียบ	ไม่มี
2	อาคารพักอาศัย, AP2	9	22.9	13.20x29.20	พื้นสำเร็จต้นท้องเรียบ	2.0x2.0 ม.
3	อาคารพักอาศัย, AP3	15	40.0	21.00x30.80	พื้นสำเร็จต้นท้องเรียบ	4.2x2.15 ม.
4	อาคารเรียน, AC1	5	29.8	18.60x40.50	พื้นเทในที่	2.55x2.9 ม.
5	อาคารเรียน, AC2	6	26.0	18.80x58.50	พื้นสำเร็จกลวง	2.4 x 4.0 ม.
6	อาคารเรียน, AC3	6	27.5	16.50x77.00	พื้นสำเร็จกลวง	2.5x4.3 ม.
7	ศาลากลาง, CH1	5	25.3	24.00x77.00	พื้นสำเร็จกลวง	2.8x5.0 ม.
8	ศาลากลาง, CH2	5	24.4	23.00x77.00	พื้นสำเร็จกลวง	2.8x5.0 ม.

ตารางที่ 2 ค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างของเสา

ทิศทาง-จุดต่อ ของโครงแกนเสาที่ พิจารณา	a_c/h_c	$\frac{M_n}{aV_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	รูปแบบการวิบัติที่คาดว่าจะเกิด
ทิศทางตามขวาง-จุดต่อเสาต้นใน	3.60	0.44	0.335	0.050	0.0065	3.72	วิบัติเนื่องจากแรงคัต
ทิศทางตามขวาง-จุดต่อเสาต้นริม	3.49	0.60	0.306	0.053	0.0067	4.69	วิบัติเนื่องจากแรงคัต
ทิศทางตามยาว-จุดต่อเสาต้นใน	5.11	0.29	0.267	0.043	0.0082	2.18	วิบัติเนื่องจากแรงคัต
ทิศทางตามยาว-จุดต่อเสาต้นริม	5.11	0.27	0.208	0.037	0.0074	1.84	วิบัติเนื่องจากแรงคัต

ตารางที่ 3 ค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างของคาน

ทิศทาง-จุดต่อ ของโครงเฟรมที่พิจารณา	a_b/h_b	$\frac{M_n}{aV_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{\frac{b''}{S}}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	รูปแบบการวิบัติที่คาดว่าจะเกิด
ทิศทางตามขวาง-จุดต่อภายใน	4.34	0.76	0.010	0.012	0.0039	2.06	วิบัติเนื่องจากแรงคัต
ทิศทางตามขวาง-จุดต่อภายนอก	3.61	0.72	0.010	0.012	0.0038	2.00	วิบัติเนื่องจากแรงคัต
ทิศทางตามยาว-จุดต่อภายใน	4.34	0.47	0.009	0.011	0.0038	1.45	วิบัติเนื่องจากแรงคัต
ทิศทางตามยาว-จุดต่อภายนอก	4.58	0.53	0.012	0.012	0.0042	1.80	วิบัติเนื่องจากแรงคัต

ตารางที่ 4 ค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างของจุดต่อคาน-เสา

ทิศทาง-จุดต่อ ของโครงเฟรมที่พิจารณา	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$	รูปแบบการวิบัติที่คาดว่าจะเกิด
ทิศทางตามขวาง-จุดต่อภายใน	5.15	22.48	0.73	1.27	1.94	1.11	0.00	วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน
ทิศทางตามขวาง-จุดต่อภายนอก	5.24	23.92	0.74	1.24	7.15	0.65	0.00	วิบัติเนื่องจากแรงคัต
ทิศทางตามยาว-จุดต่อภายใน	5.37	21.69	0.47	1.50	3.47	1.31	0.00	วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน
ทิศทางตามยาว-จุดต่อภายนอก	6.06	19.13	0.46	1.55	4.50	0.74	0.00	วิบัติเนื่องจากแรงคัต

3.1 การหาอัตราส่วนแรงต่อกำลัง (DCR)

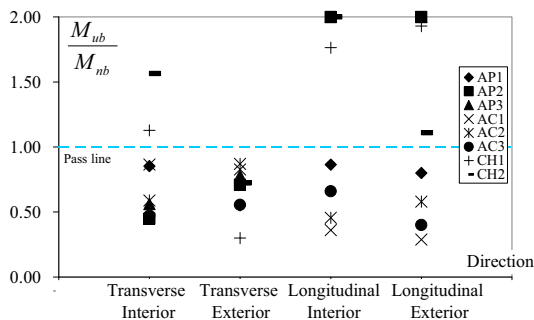
การหาค่าแรงที่ต้องการหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีอิลาสติกเชิงเส้นภายใต้แรงตามกฎกระทรวงฯ [1] เป็นแรงในแนวราบที่กระทำกับอาคาร การรวมแรง (U) ใช้ค่าเช่นเดียวกับการออกแบบ คือ $U=0.75(1.4DL+1.7LL\pm 1.87E)$ เมื่อ DL คือ

น้ำหนักบรรทุกตายตัว LL คือน้ำหนักจร และ E คือค่าแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ค่าแรงเฉือน โมเมนต์คัต ในแต่ละหน้าตัดวิกฤตขององค์อาคารที่หาได้คือค่าแรงที่ต้องการ (seismic demand) ส่วนค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนและโมเมนต์ของหน้าตัดวิกฤตหาได้จากมาตรฐานการออกแบบอาคารของ ACI [2]

จากนั้นหาอัตราส่วนของแรงที่ต้องการต่อกำลังของหน้าตัด (demand capacity ratio, DCR) ในแต่ละองค์อาคาร ซึ่งอัตราส่วน DCR นี้จะเป็นตัวบอกลถึงความเสี่ยงของแต่ละองค์อาคารเมื่อตัวเลขน้อยกว่า 1 แต่หากอัตราส่วน DCR มากกว่า 1 นั้นก็องค์อาคารนั้นเกิดการวิบัติ และถือว่าไม่ผ่านเกณฑ์การประเมิน

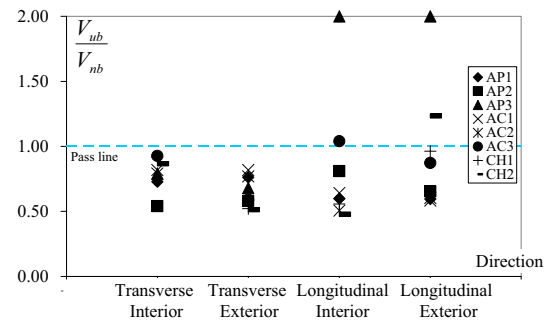
ในงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะเสาในชั้นที่ 1 และองค์อาคารในชั้นที่ 2 เนื่องจากสมมุติให้อาคารเกิดการโยกตัวในโหมดการแกว่งตามธรรมชาติที่หนึ่ง ซึ่งทำให้เสาในชั้นที่ 1 ต้องรับแรงมากที่สุด นอกจากนี้ระบบพื้นของอาคารส่วนใหญ่ก่อสร้างด้วยพื้นสำเร็จมีการถ่ายแรงในทิศทางเดียว ทำให้คานในทิศตามยาวของอาคารอ่อนแอกว่าคานในทิศตามขวาง จึงทำให้ต้องพิจารณาโครงสร้างในทิศทางตามยาวของตัวอาคารด้วย เนื่องจากแผ่นดินไหวสามารถเกิดได้ในทุกทิศทาง อัตราส่วน DCR ในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วย DCR สำหรับโมเมนต์ในเสา (M_{uc}/M_{nc}) และคาน (M_{ub}/M_{nb}) DCR สำหรับแรงเฉือนในเสา (V_{uc}/V_{nc}) คาน (V_{ub}/V_{nb}) และจุดต่อ (V_{ju}/V_{jn}) ตามลำดับ

ผลของการหาอัตราส่วน DCR ของอาคารทั้ง 8 หลังได้แสดงในรูปที่ 1-5



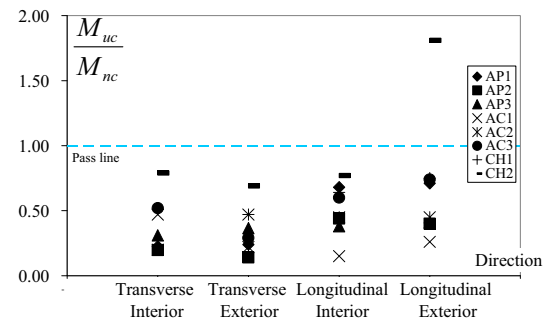
รูปที่ 1 DCR สำหรับโมเมนต์ในคาน

จากรูปที่ 1 ค่า DCR สำหรับโมเมนต์ในคานของอาคารส่วนใหญ่ผ่านเกณฑ์นี้ ยกเว้นอาคาร CH1, CH2 และ AP3 มีค่า DCR มากกว่า 1 เมื่อตรวจสอบดัชนีโครงสร้างของอาคารทั้ง 3 พบว่าอาคาร CH1 และ CH2 มีอัตราส่วน a/h ที่สูงและ $M_n/(aV_n)$ ที่ต่ำในทิศตามขวางของตัวอาคาร จึงมีโอกาสสูงที่จะวิบัติด้วยโมเมนต์ สอดคล้องกับผลการประเมินของ DCR ส่วนในทิศทางตามยาวของอาคารพบว่าทั้ง 3 อาคารก่อสร้างด้วยระบบพื้นสำเร็จและออกแบบให้คานในทิศตามขวางรับน้ำหนักจากพื้น ส่วนในทิศตามยาวคานออกแบบให้รับน้ำหนักกำแพงเท่านั้น จึงทำให้คานในทิศตามยาวมีกำลังต้านทานน้อยกว่าและไม่สามารถรับโมเมนต์ที่ต้องการได้

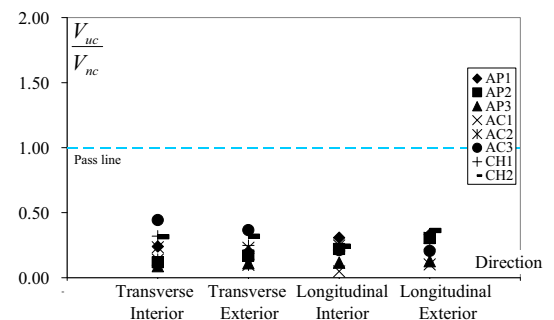


รูปที่ 2 DCR สำหรับแรงเฉือนในคาน

เมื่อพิจารณา DCR สำหรับแรงเฉือนในคานในรูปที่ 2 พบว่าอาคารทุกหลังในทิศตามขวางปลอดภัยจากแรงเฉือน แต่ในทิศตามยาวพบว่าไม่ผ่านเกณฑ์ 3 หลัง นั่นคือ CH1, CH2 และ AP3 เนื่องจากระบบพื้นสำเร็จที่มีการถ่ายแรงในทิศทางเดียวทำให้คานในทิศตามยาวมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ



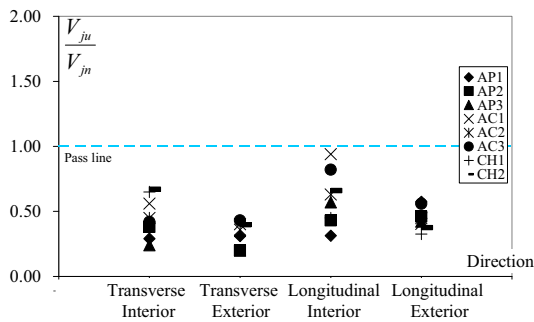
รูปที่ 3 DCR สำหรับโมเมนต์ในเสา



รูปที่ 4 DCR สำหรับแรงเฉือนในเสา

อัตราส่วน DCR สำหรับโมเมนต์ในเสาในรูปที่ 3 พบว่าอาคารเกือบทุกหลังผ่านเกณฑ์นี้ ยกเว้นอาคาร CH2 จุดต่อเสาด้านริมซึ่งพบว่าหน้าตัดของเสาสามารถรับโมเมนต์ได้น้อยมาก

เมื่อพิจารณา DCR ของแรงเฉือนในเสาพบว่าอาคารทุกหลังไม่มีปัญหาเนื่องจากแรงเฉือนในเสาเลย แม้จะพบว่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมในเสา (ρ) มีค่าสูงในทุกอาคารก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากกำแพงช่องลิฟต์สามารถลดแรงเฉือนที่ส่งถ่ายไปยังเสาได้ส่วนหนึ่ง และมาตรฐานการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานในอดีตทำให้ได้หน้าตัดของเสาที่ใหญ่



รูปที่ 5 DCR สำหรับแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา

สำหรับอัตราส่วน DCR ของแรงเฉือนที่จุดต่อคานเสา พบว่าอาคารทุกหลังผ่านเกณฑ์ทั้งหมด เนื่องจากอาคารส่วนใหญ่มีจุดต่อคาน-เสาในชั้น 2 ที่มีอัตราส่วน M_{nc}/M_{nb} ที่มากกว่า 1 จึงแสดงพฤติกรรมเสาแข็ง-คานอ่อน และผนังลิฟต์สามารถลดแรงเฉือนที่ส่งถ่ายไปยังจุดต่อได้ส่วนหนึ่ง ผลสรุปการประเมินค่า DCR ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 สรุปผลการประเมินค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลัง DCR

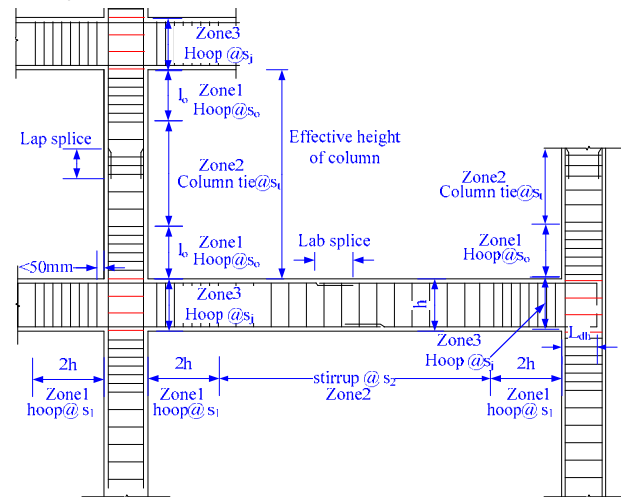
อาคาร	ทิศทางตามขวาง		ทิศทางตามยาว	
	จุดต่อภายใน	จุดต่อภายนอก	จุดต่อภายใน	จุดต่อภายนอก
AP1	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
AP2	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
AP3	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
AC1	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
AC2	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
AC3	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ผ่าน
CH1	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
CH2	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน

จะเห็นว่าหน้าตัดวิกฤตขององค์อาคารเกือบทุกอาคารที่ทำการตรวจสอบมีกำลังต้านทานแรงเฉือนและโมเมนต์มากกว่าที่ต้องการ อย่างไรก็ตาม เราไม่สามารถสรุปได้ว่าอาคารเหล่านี้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากการกระจายแรงเข้าสู่องค์อาคารจะมีมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับสถิติขององค์อาคาร ดังนั้นจึงควรตรวจสอบภายใต้สภาวะที่องค์อาคารเกิดการครากไปแล้ว และยิ่งไปกว่านั้นควรตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กด้วย

3.2 การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก

ปกติแล้วแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงอาจจะมีมากกว่าในมาตรฐานการออกแบบ และในองค์อาคารจะถูกสมมุติให้มีพฤติกรรมของกำลังสำรองร่วมด้วย และด้วยเหตุนี้มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวสมัยใหม่จึง

ระบุรายละเอียดการเสริมเหล็กและปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยที่สุดที่โครงสร้างต้องมีเพื่อให้เกิดความเหนียวขึ้นภายในองค์อาคาร ส่วนประเทศไทยได้ถูกจัดให้อยู่ในโซนที่มีความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวน้อยถึงปานกลางตามมาตรฐาน ACI [2] และการออกแบบให้ใช้มาตรฐานการออกแบบต้านแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง ซึ่งต้องการรายละเอียดการเสริมเหล็ก ณ ตำแหน่งต่างๆ ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน เสา และจุดต่อคาน-เสา ตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI

จากการตรวจสอบพบว่า อาคารทุกหลังไม่ผ่านเกณฑ์ความต้องการรายละเอียดการเสริมเหล็ก โดยอาคารดังกล่าวมีปริมาณของเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอในบริเวณ plastic hinge และโดยเฉพาะอย่างยิ่งในจุดต่อคาน-เสาไม่มีเหล็กเสริมตามขวางในแนวอนดันทนแรงเฉือนอยู่เลย ยิ่งไปกว่านั้นเหล็กปลอกทุกเส้นมิได้มีรายละเอียดการหักกลับ 135 องศา (seismic hook) ที่ถูกต้องเลย ซึ่งหมายความว่าอาคารทุกหลังขาดคุณสมบัติของความเหนียว ตัวอย่างการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กได้แสดงในตารางที่ 6

3.3. การวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติ

ในการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติในงานวิจัยนี้ใช้ข้อมูล DCR ดัชนีโครงสร้าง load flowchart และ yielding flowchart วัตถุประสงค์ของ load flowchart เพื่อหารูปแบบการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ [1] ส่วน yielding flowchart เป็นการหารูปแบบการวิบัติภายหลังจากองค์อาคารบางส่วนเกิดการครากไปแล้วเสมือนเพิ่มแรงแผ่นดินไหวเข้าไปอีก ซึ่งจะทำให้ทราบรูปแบบการวิบัติสุดท้ายที่เกิดตามมาและสามารถซ่อมเสริมกำลังได้ถูกต้อง โดยค่า DCR ที่ใช้นี้ได้จากการใช้ load

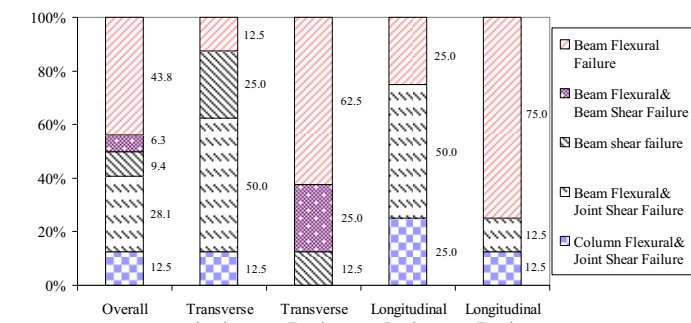
combination ($U=DL+0.4LL\pm1.87E$) ซึ่ง 40% ของน้ำหนักจรัที่ใช้นี้เป็นน้ำหนักที่คาดว่าจะเกิดขึ้นภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว

ตารางที่ 6 ตัวอย่างการประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับจุดต่อเสาต้นใน ในทิศทางตามขวางของตัวอาคารAPI

ตำแหน่ง	เหล็กเสริมปัจจุบัน	เหล็กเสริมที่ต้องการ	ผลการประเมิน
คาน, Zone1	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.15	ไม่ผ่าน
คาน, Zone2	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.16	ไม่ผ่าน
เสา, zone1	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.20	ผ่าน
เสา, zone2	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.40	ผ่าน
จุดต่อ	ไม่มี	RB9 @ 0.40	ไม่ผ่าน

ผลการวิเคราะห์อาคารทั้ง 8 หลังพบว่า รูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงดัดที่คานมี 44% (รูปที่7) เป็นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อถึง 41% และเป็นการวิบัติจากแรงเฉือนในคาน 15% จะเห็นว่าเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนถึง 66% แต่ถ้าหากพิจารณาเฉพาะจุดต่อเสาด้านใน เกิดรูปแบบการวิบัติที่อันตรายจากแรงเฉือนถึง 75% ทั้งในทิศตามขวางและตามยาวอาคารเท่ากัน

จากผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติพบว่าส่วนใหญ่จะเกิดในคานซึ่งไม่ใช่ปัญหาใหญ่หากคานมีคุณสมบัติความเหนียวที่เพียงพอ และการวิบัติที่คานสามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่าตำแหน่งอื่น ผลการวิเคราะห์พบว่าองค์อาคารเกิดการครากใน load flowchart น้อยกว่าเมื่อเทียบกับ yielding flowchart ทั้งนี้เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบนั้นใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำ จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และปริมาณเหล็กเสริมที่มาก ดังนั้นองค์อาคารจึงไม่เกิดการครากและผนังกำแพงลิฟต์ช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง



รูปที่ 7 ผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติ

5. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการนำเสนอผลการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ

ที่ก่อสร้างไปแล้วด้วยระบบคาน-เสา-พื้น โดยเน้นอาคารที่มีลักษณะการใช้งานเป็นอาคารสาธารณะ เช่น อาคารส่วนราชการ โรงเรียน ที่พักอาศัย วิธีการประเมินใช้การหาอัตราส่วนแรงที่ต้องการต่อกำลัง (DCR) การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก และการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ ผลการประเมินพบว่าอาคารทั้ง 8 หลังไม่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากมีการเสริมเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอในคาน เสา และจุดต่อ อีกทั้งเหล็กปลอกไม่มีการหักกลับ 135 องศา (seismic hook anchorage) จากการตรวจสอบอัตราส่วน DCR พบว่ามีอาคาร 5 หลังจากทั้งหมด 8 หลังไม่ผ่านการประเมินภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และจากการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติพบว่าเกิดการวิบัติที่คานจากโมเมนต์ดัด 44 % จากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา 41% จากแรงเฉือนในคาน 15% จำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ load flowchart ให้ค่าที่น้อยกว่าจำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ yielding flowchart เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบจะใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำ จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และมีปริมาณเหล็กเสริมที่มาก และผนังกำแพงลิฟต์ช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว) ที่ได้สนับสนุนทุนวิจัยสำหรับงานวิจัยนี้ (RMU4880022)

เอกสารอ้างอิง

- [1] กฎกระทรวงฉบับที่ 49, 2540. ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522. กระทรวงมหาดไทย.
- [2] ACI 318, 1999. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute. Detroit, Michigan.

เกี่ยวกับผู้เขียน



นายปริดา ไชยมหาวัน กำลังศึกษาระดับปริญญาเอก ที่สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัย - ธรรมศาสตร์



รศ.ดร .อมร พิมานมาส เป็นอาจารย์ประจำที่สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ มีความเชี่ยวชาญทางด้านพฤติกรรมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว

พฤติกรรมการรับน้ำหนักแบบเป็นวัฏจักรของจุดต่อคาน-เสาที่ออกแบบตามมาตรฐานของ ACI

REVERSED CYCLIC BEHAVIOR OF RC BEAM-COLUMN JOINT DESIGNED
ACCORDING TO ACI BUILDING CODEธีระพจน์ สุภวิริยะกิจ (Teeraphot Supaviriyakit)¹อมร พิमानมาศ (Amorn Pimanmas)²¹มหาวิทยาลัยนเรศวร พะเยา teeraphot@hotmail.com² รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีนาชาติสิรินธร, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ amorn@siit.tu.ac.th

บทคัดย่อ: บทความนี้นำเสนอผลการทดลองการรับน้ำหนักแบบเป็นวัฏจักรของจุดต่อคาน-เสาที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวและที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวในระดับรุนแรงตามมาตรฐานของ ACI ขึ้นทดสอบที่ใช้เป็นตัวแทนของจุดต่อคาน-เสาของอาคารในประเทศไทยที่มีความสูงปานกลาง โดยมีขนาด $\frac{1}{2}$ เท่าขององค์อาคารจริงจำนวน 2 ตัวอย่าง รายละเอียดที่แตกต่างอย่างชัดเจนของจุดต่อทั้งสองก็คือปริมาณเหล็กปลอกโอบรัดที่จุดต่อ โดยจุดต่อที่ไม่ได้ออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหวไม่ได้ทำการใส่เหล็กปลอกที่จุดต่อ ในขณะที่จุดต่อที่ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวรุนแรงจะมีการใส่เหล็กปลอกที่จุดต่ออย่างหนาแน่น ผลการทดลองชี้ให้เห็นว่าจุดต่อคาน-เสาที่มีได้ออกแบบและออกแบบเสริมด้านทานแรงแผ่นดินไหวระดับรุนแรง ได้แสดงพฤติกรรมยืดหยุ่นในช่วงต้นเท่านั้น (ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 0.5%) การสลายพลังงานของจุดต่อก่อนข้างน้อยเนื่องจากเส้นโค้งวนรอบ (Hysteresis loop) มีพฤติกรรมแบบเข้าสู่จุดศูนย์กลาง (pinching) ความเสียหายปรากฏขึ้นที่จุดต่อเป็นส่วนใหญ่เหมือนกันทั้ง 2 ขึ้นทดสอบ ซึ่งมีสาเหตุมาจากแรงเฉือนแนวตั้งและแนวนอนทำให้คอนกรีตถูกบดอัดจนแตกละเอียด จากการทดลองพบว่าถึงแม้จะใส่เหล็กปลอกตามปริมาณที่กำหนดไว้ใน ACI สำหรับแผ่นดินไหวระดับรุนแรง ยังไม่สามารถทำให้ขึ้นทดสอบแสดงพฤติกรรมที่เหนียวได้ การวิบัติยังคงเกิดที่จุดต่อ และ เป็นการวิบัติที่เปราะ ดังนั้นวิศวกรจะต้องพึงตระหนักถึงเกณฑ์ข้อนี้ของ ACI

ABSTRACT: This paper presents the experiment of beam-column joint designed according to ACI code. Two specimens were tested, one representing the beam-column joint not designed against earthquake and the other representing beam-column joint designed for high seismic level. These two specimens were $\frac{1}{2}$ scale of actual beam-column joint in the typical mid-rise reinforced concrete building in Thailand. The significant difference between these two specimens was the amount of joint confinement reinforcement. The specimen not designed for earthquake contained no joint reinforcement, while specimen designed for high seismic level contained a considerable amount of joint confinement reinforcement. Both specimens showed elastic behavior up to only 0.5% drift level. The energy dissipation was comparatively low in both specimens due to pinching in hysteretic loops. Both specimens showed brittle failure at the joint. The failure was caused by both horizontal and vertical shear force leading to diagonal crushing within the joint panel. The experiment showed that even though significant amount of joint confinement reinforcement was provided according to ACI code, the beam-column joint could not demonstrate ductile behavior. The brittle failure still occurred at the joint. Engineers should recognize this ACI code provision.

KEYWORDS: Beam-column joint, Special moment resisting frame, Reversed cyclic loading, Joint shear failure, Diagonal strut mechanism

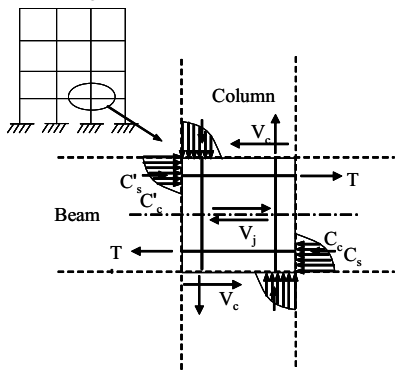
1. บทนำ

เมื่อโครงข้อแข็งต้องรับแรงในแนวราบ เช่น แรงแผ่นดินไหว แรงลม กำลังต้านทานของโครงสร้างนั้นต้องอาศัยกำลังต้านทานของคาน ของเสา และของจุดต่อ แต่เนื่องจากจุดต่อคาน-เสาเป็นจุดต่อทางโครงสร้างที่ต้องรับโมเมนต์ไม่สมดุลซึ่งถ่ายเทระหว่างคานกับเสา ทำให้เกิดแรงเฉือนในแนวนอน และแนวตั้งถ่ายเข้าไปยังจุดต่อ แรงลัพธ์ของแรงเฉือนจะเกิดขึ้นในแนวทแยงตามทฤษฎี strut and truss mechanism ด้วยเหตุนี้จุดต่อคาน-เสาจึงเป็นจุดวิกฤตจุดหนึ่งในเส้นทางการถ่ายแรงของโครงสร้างเมื่อรับแรงด้านข้าง แรงเฉือนในจุดต่อคาน-เสา (joint shear force, V_j) ซึ่งแสดงในรูปที่ 1 สามารถคำนวณได้จากสมการ 1 หรือ 2

$$V_j = T + C'_c + C'_s - V_c \quad (1)$$

$$V_j = T + T' - V_c \quad (2)$$

โดยที่ C'_s หมายถึงแรงอัดในเหล็กเสริมนอน, C'_c หมายถึงแรงอัดในคอนกรีต, T และ T' หมายถึง แรงดึงในเหล็กบน และเหล็กล่างตามลำดับ, V_c หมายถึง แรงเฉือนในเสา



รูปที่ 1 แรงเฉือนลัพธ์ภายในจุดต่อคาน-เสา เมื่อต้องรับแรงในแนวราบ

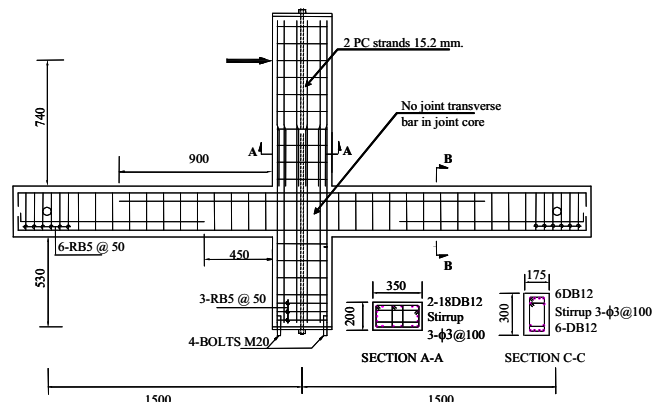
2. ความสำคัญของงานวิจัย

ในงานวิจัยขั้นนี้คณะผู้วิจัยต้องการศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมและการวิบัติของจุดต่อโครงข้อแข็งซึ่งไม่ได้พิจารณาแรงแผ่นดินไหวรุนแรงตามมาตรฐาน ACI ผู้วิจัยได้ตั้งสมมติฐานเบื้องต้นว่า 1.ปริมาณเหล็กปลอกภายในจุดต่อระดับสูง จะสามารถยับยั้งการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อได้ 2.ปริมาณเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในคานที่ออกแบบโดยวิธี Moment capacity approach สามารถลดการเสื่อมสลายแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในคานซึ่งทำให้เกิดรอยร้าวปริ (splitting crack) เป็นสาเหตุให้คานสูญเสียสติฟเนสในการต้านทานโมเมนต์ เมื่อทราบถึง

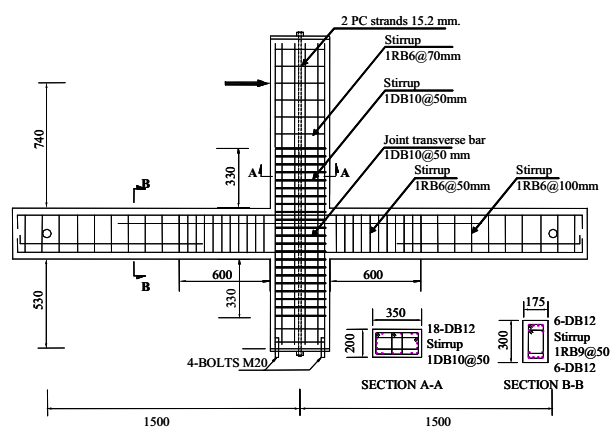
พฤติกรรมจะช่วยให้เกิดแนวทางในการออกแบบจุดต่อคาน-เสาเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว

3. การทดลอง

ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสา 2 ชิ้น โดยชิ้นทดสอบแรกเป็นจุดต่อคาน-เสาควบคุม[4] ขนาด 1/2 เท่าของขนาดอาคารในประเทศไทยมีความสูงปานกลาง ซึ่งมีพื้นที่อาณาเขตเสาปานกลาง (Column tributary area) ตั้งแต่ 20 – 30 ตร.ม. โดยออกแบบชิ้นทดสอบให้มีคานนี้โครงสร้างใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยของอาคารจริงมากที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 2 ส่วนชิ้นทดสอบที่สองมีขนาดมิติของคาน เสา และจุดต่อ เช่นเดียวกับชิ้นทดสอบแรก แต่รายละเอียดของเหล็กปลอก เป็นไปตามมาตรฐาน ACI เขตรับแรงแผ่นดินไหวรุนแรง ดังแสดงในรูปที่ 3 ความแตกต่างของรายละเอียดเหล็กเสริมในบริเวณต่างๆ ได้แสดงในตารางที่ 1



รูปที่ 2 รายละเอียดเหล็กเสริมของชิ้นทดสอบ Control



รูปที่ 3 รายละเอียดเหล็กเสริมของชิ้นทดสอบ SMRF

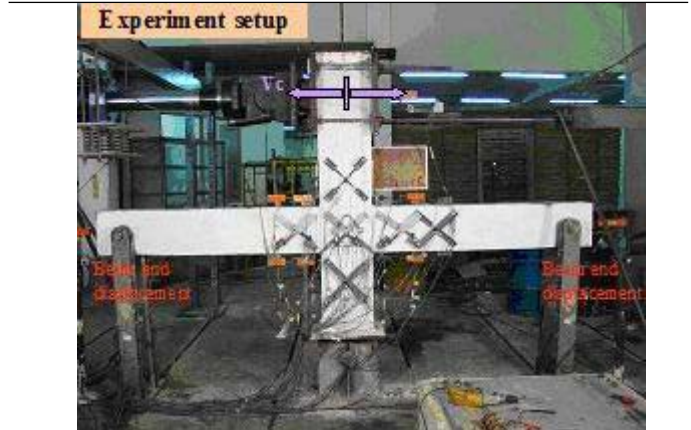
3.1 สภาพขอบเขต (Boundary condition)

แบบจำลองการเคลื่อนตัว (รูปที่ 4) ในแนวราบของจุดต่อคาน-เสา กำหนดให้ปลายคานมีสภาวะยึดตรึงแบบหมุนอิสระ (roller-supported) และให้ปลายเสาด้านล่างมีสภาวะยึดตรึงแบบหมุน

อิสระ(pin-supported) และไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวในทิศทางใดๆ ขณะที่ปลายเสาด้านบน มีการเคลื่อนตัวและการหมุนตัวได้อย่างอิสระ นอกจากนี้ยังได้จำลองน้ำหนักบรรทุกจรและตายตัวด้วย แรงอัด 30 ตันตามแนวแกนที่เสา

ตารางที่1 รายละเอียดเหล็กเสริมของชิ้นทดสอบ

รายละเอียดเหล็ก ปลอกเสริมพิเศษ	ชิ้นทดสอบ Control	ชิ้นทดสอบ SMRF
นอกเหนือ L ₀ ของเสา	3-RB3@100	1-RB6@70
ภายใน L ₀ ของเสา	3-RB3@100	1-DB10@50
ภายในจุดต่อ	ไม่มี	1-DB10@50
ภายใน S ₀ ของคาน	3-RB3@100	1-RB6 @50
นอกเหนือ S ₀ ของคาน	3-RB3@100	1-RB6@120



รูปที่ 4 สภาพขอบเขตชิ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

กำลังของวัสดุที่ใช้ทำชิ้นทดสอบ ได้แสดงในตารางที่ 2 และ 3 ตารางที่ 2 คุณสมบัติคอนกรีตในแต่ละส่วนของโครงสร้าง(กก./ซม.³)

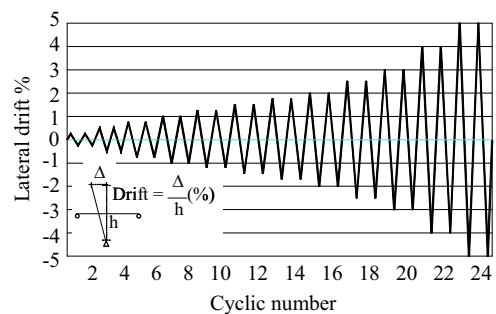
กำลังอัดประลัย (fc')	ชิ้นทดสอบ	ชิ้นทดสอบ
(กก./ซม. ²)	Control	SMRF
ชิ้นส่วนเสาด้านบน	237	241
ชิ้นส่วนคาน /จุดต่อ	268	242
ชิ้นส่วนเสาด้านล่าง	232	266

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของเหล็กเสริม และเหล็กปลอก(กก./ซม.²)

เหล็กเสริม และเหล็กปลอก	กำลังดึงคลาก	กำลังดึงประลัย
(กก./ซม. ²)	(F _y)	(F _u)
Plain Mild Steel ϕ 3 mm	3120	3950
RB6 SD24	3793	4759
DB10 SD40	4571	6045
DB12 SD40	4886	6178

3.3 การให้น้ำหนักบรรทุก

การจำลองการเคลื่อนตัวของจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว ใช้แรงกระทำแนวราบกึ่งสถิตแบบสลับทิศกระทำที่ปลายเสาด้านของชิ้นทดสอบ โดยผลักปลายเสาและดึงย้อนกลับครบรอบ ที่ทุกๆระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์(drift ratio) เท่ากับ ±0.25%, ±0.5%, ±0.75%,... ±6% ดังแสดงในรูปที่ 5 และวนรอบซ้ำอีก1รอบเพื่อตรวจสอบเสถียรภาพของ hysteretic loop และเพื่อให้ทราบพฤติกรรมการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัว



รูปที่5 รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุก ชิ้นทดสอบทั้งสอง

4. ผลการทดลอง

ผู้วิจัยศึกษาพฤติกรรมที่สำคัญ 3 ประการได้แก่ 1.พฤติกรรมโดยรวมและการพัฒนาของรอยร้าว และการวิบัติ 2. ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัว และ การเปลี่ยนรูปที่บริเวณต่างๆของชิ้นทดสอบ และ 3. การศึกษาพฤติกรรมหน่วยแรง ความเครียด และความเสียหายเฉพาะที่บริเวณคาน เสา และจุดต่อ

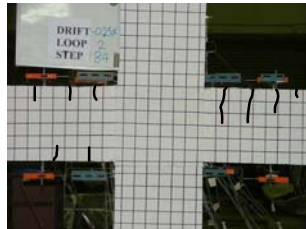
4.1 พฤติกรรมโดยรวมและการพัฒนาของรอยร้าว และการวิบัติ ก. ชิ้นทดสอบควบคุม

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในชิ้นทดสอบควบคุมดังแสดงในรูปที่ 6(ก) เมื่อชิ้นทดสอบเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์±0.25% สังเกตเห็นรอยร้าวตัด(flexural crack)ในแนวตั้งที่บริเวณด้านบนของคานเป็นรอยร้าวแรก เมื่อผลัดมาที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ±0.5% พบรอยร้าวทแยงแรก(diagonal crack) เกิดขึ้นที่บริเวณจุดต่อ ต่อจากนั้นเริ่มปรากฏรอยร้าวปริในแนวนานกับเหล็กนอนในคานที่บริเวณจุดต่อที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์±0.75% จำนวนรอยร้าวเหล่านี้ขยายตัวและมากขึ้นจนถึงระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ±1.75% (เป็นจุดที่ชิ้นทดสอบรับน้ำหนักได้สูงสุด) จากนั้นรอยร้าวที่เกิดขึ้นจะกระจุกตัวในบริเวณจุดต่อเป็นส่วนใหญ่มีลักษณะตัดกันเป็นรูปกากบาท ปิดและเปิดสลับกันตามทิศทางน้ำหนักบรรทุก และรอยร้าวปริขนานกับเหล็กนอน ที่ระยะเคลื่อนตัว

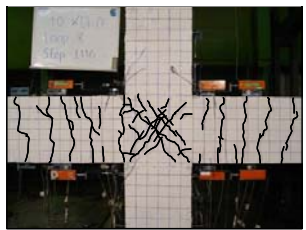
สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ คอนกรีตที่บริเวณจุดต่อเริ่มกะเทาะหลุดออกมาจนสามารถเห็นเหล็กยื่นในเสาและเหล็กนอนในคาน เมื่อระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากขึ้นรอยร้าวทแยงที่จุดต่อขยายตัวและเปิดกว้างมากขึ้นตามการเคลื่อนตัว แต่ไม่ปรากฏความเสียหายในคานและเสาเพิ่มเติม การทดสอบเสร็จสิ้นที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 5.0\%$



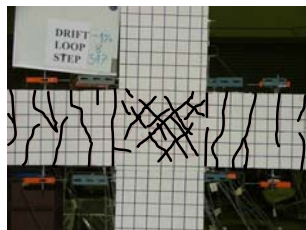
ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$



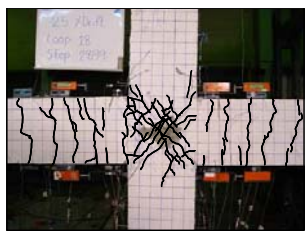
ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$



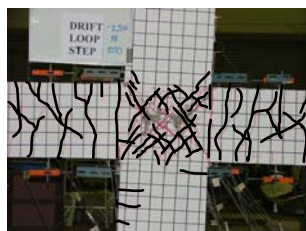
ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$



ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$



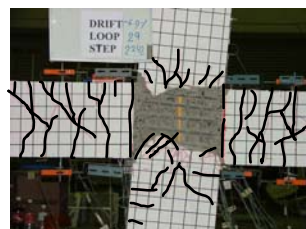
ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$



ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$



ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 5.0\%$



ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 5.0\%$

ก) ชิ้นทดสอบ Control

ข) ชิ้นทดสอบ SMRF

รูปที่ 6 พัฒนาการของการเกิดรอยร้าวในชิ้นทดสอบ

ข. ชิ้นทดสอบ SMRF

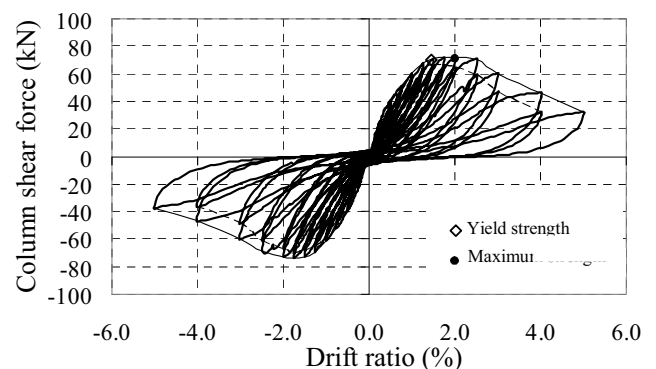
การพัฒนาการของรอยร้าวในชิ้นทดสอบ SMRF แสดงในรูปที่ 6(ข) ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ สังเกตพบรอยร้าวแรกเป็นรอยร้าวคดในแนวตั้งที่ด้านบนของคาน เมื่อให้แรงสลับทิศรอยร้าวจะปรากฏด้านล่างคาน และเมื่อเพิ่มระยะการเคลื่อนตัวพบรอยร้าวคดใหม่ และรอยร้าวคดเดิมขยายตัวเชื่อมต่อตลอดหน้าตัดคาน แต่ไม่พบรอยร้าวคดแยกหน้าเสา จนระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่บริเวณจุดต่อและได้ขยายตัวทั้งจำนวน และความยาวใหม่เพิ่มเรื่อยๆ และเริ่มปรากฏรอยร้าวปริ

(splitting crack) แนวนอนขนานกับเหล็กคานที่บริเวณมุมรอยต่อที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ เป็นผลมาจากการเสื่อมสลายแรงยึดเหนี่ยวภายในจุดต่อ นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ รอยร้าวคดในคานขยายตัวเกิดขึ้นไม่มาก แต่กลับพบว่ารอยร้าวทแยงในจุดต่อเป็นรอยร้าวที่เห็นชัดว่าขยายตัวต่อเนื่องอย่างมากทั้งเกิดขึ้นใหม่และยาวขึ้น ตามระยะการเคลื่อนตัวที่เพิ่มมากขึ้น จนถึงระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ (เป็นจุดที่ขึ้นทดสอบรับน้ำหนักได้สูงสุด) พบว่าเกิดรอยร้าวคดเกิดขึ้นในเสาและคอนกรีตบริเวณจุดต่อได้หลุดกะเทาะออกมาเรื่อยๆ จนกระทั่งเสร็จสิ้นการทดสอบที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 6.0\%$

4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

ก. ชิ้นทดสอบควบคุม

จากกราฟรูปที่ 7 จะเห็นว่าชิ้นทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$ ชิ้นทดสอบเริ่มครากเมื่อมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ และต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 72 kN. ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 1.75% และเมื่อผลัดขึ้นทดสอบต่อไป จนถึงระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ กำลังรับน้ำหนักจะลดลงอย่างรวดเร็ว



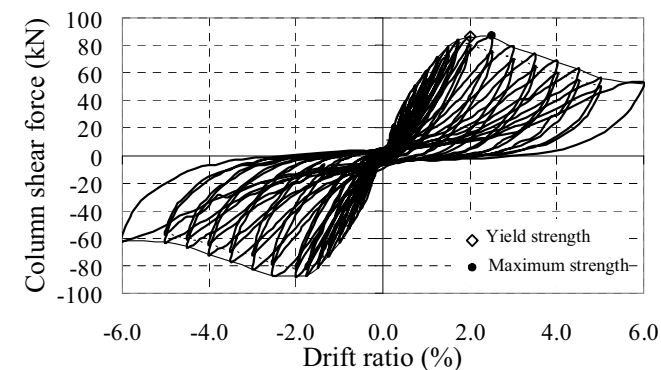
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ของชิ้นทดสอบควบคุม

เส้นโค้ง hysteresic มีลักษณะแคบตั้งแต่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เป็นต้นมา ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัวน้อย และนับตั้งแต่การวนรอบซ้ำที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ ความแข็งแรงลดลงอย่างมาก และเส้นโค้ง hysteresic มีลักษณะโค้งแนบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (pinching) แสดงถึงค่าสติเฟ้นส์ที่ต่ำ ซึ่งเกิดจากไถลตัวและการเปิดของรอยร้าวทแยงในบริเวณจุดต่อ โดยมีสาเหตุมาจากการบดอัดของคอนกรีตภายในจุดต่อที่ไม่มีเหล็กปลอกรัดรอบ ชิ้นทดสอบเริ่มวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 3.0% โดยกำลัง

ลดลงเหลือ 80% และกำลังจะลดลงเหลือเพียง 44% เมื่อสิ้นการทดสอบ(ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 5.0%)

ข. ขั้นตอนทดสอบ SMRF

จากกราฟรูปที่ 8 จะเห็นว่าขั้นตอนการมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเพียงแต่ในช่วงต้นเท่านั้น (ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$) ตั้งแต่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ ในรอบการวนซ้ำ ขั้นตอนทดสอบได้แสดงถึงความไม่มีเสถียรในการรับน้ำหนักโดยความแข็งแรงของขั้นตอนทดสอบลดลงเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบควบคุม ขั้นตอนทดสอบเริ่มครากเมื่อมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ และต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 86 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 2.5% เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไป ความสามารถในการรับน้ำหนักไม่ได้ลดลงอย่างค่อยเป็นค่อยไป การวิบัติเป็นแบบเปราะแม้ว่ามีปริมาณเหล็กปลอกมากตามมาตรฐานการออกแบบ ACI[1]ในเขตแผ่นดินไหวรุนแรงแล้วก็ตาม สำหรับลักษณะเส้นโค้ง hysteric ของขั้นตอนทดสอบ SMRF ยังคงมีลักษณะแคบนับตั้งแต่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างได้อาศัยจุดต่อในการสลายพลังงานเป็นหลัก และจุดต่อในการควบคุมพฤติกรรม Hysteretic มากกว่าคานมากกว่าเสา สอดคล้องกับความเสียหายที่เกิดขึ้นอย่างมากที่จุดต่อ



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของขั้นตอนทดสอบ SMRF

ในที่สุดขั้นตอนทดสอบเริ่มวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 4.0% และกำลังจะลดลงเหลือ 65% ที่ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 5.0%

5. การวิเคราะห์ผลการทดสอบ

5.1 กลไกการวิบัติของขั้นตอนทดสอบ

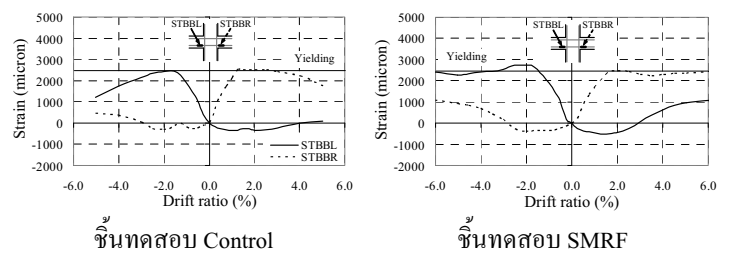
ก. ขั้นตอนทดสอบควบคุม

ความเสียหายและการวิบัติที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อนั้นอันเนื่องจากการพัฒนาแรงเฉือน สอดคล้องกับอัตราส่วนแรงเฉือนกับกำลังรับแรงเฉือน(V_j/V_{jn}) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.38 ตามสมการแรงเฉือน(2)

ในสภาพที่มีแรงยึดเหนี่ยวเต็มที่(V_j) และกำลังรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI (V_{jn})

$$V_{jn} = 3.977\sqrt{f'_c} A_j \quad \text{หน่วย: กก./ชม.}^2 \quad (3)$$

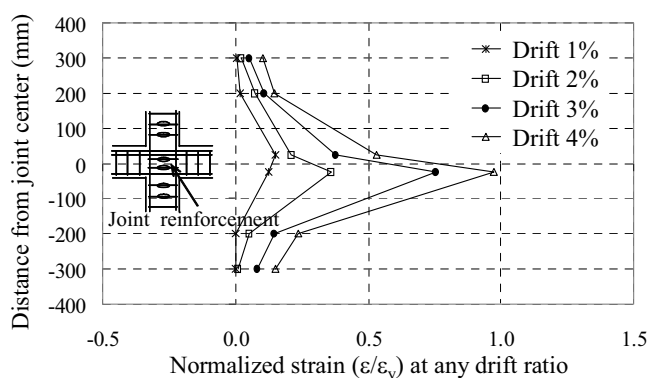
โดยที่ทั้งคานและเสาปรากฏรอยแตกร้าวเล็กน้อยเมื่อเทียบกับจุดต่อ แม้ว่าเหล็กคานจะเริ่มครากเมื่อระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ และความเครียดของเหล็กคานจะลดลงเมื่อความสามารถในการรับน้ำหนักลดลงด้วย(รูปที่ 9) แสดงให้เห็นว่าคานไม่ได้เป็นจุดวิกฤตของโครงสร้างเพราะ กำลังยังไม่ถึงระดับกำลังสูงสุดที่เป็นไปได้ของคาน(Probable moment capacity, M_{pr})และเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับชิ้นส่วนเสา อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ของเสามากกว่าคาน 1.63 เท่า ดังนั้นทั้งชิ้นส่วนเสา และคานจึงไม่ใช่จุดอ่อนของโครงสร้าง



รูปที่ 9 ค่าความเครียดของเหล็กคานในคานของแต่ละขั้นตอนทดสอบ

ข. ขั้นตอนทดสอบ SMRF

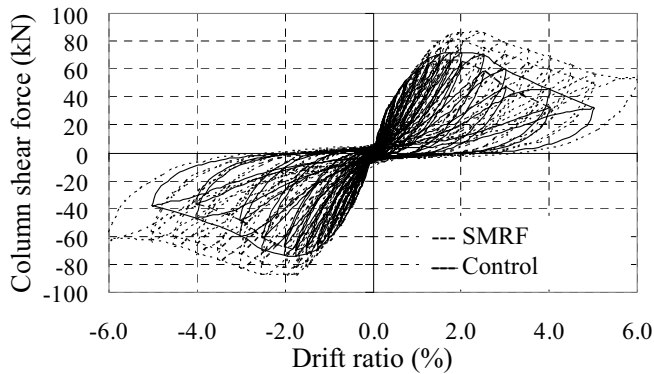
การวิบัติยังคงปรากฏที่จุดต่ออันเนื่องจากแรงเฉือน นั้นแสดงให้เห็นว่า ปริมาณเหล็กปลอกในจุดต่อที่สูงยังไม่สามารถยับยั้งการวิบัติที่จุดต่อ(รูปที่ 12) เนื่องจากประการแรกขนาดของแรงเฉือน (V_j) ที่เข้ามาที่จุดต่อไม่ได้น้อยไปกว่าขั้นตอนควบคุม (รูปที่ 9 สัมพันธ์กับสมการที่ 2 และ 2)คอนกรีตร้าวภายในจุดต่อไม่สามารถถ่ายแรงอัดแบงให้กับเหล็กปลอกกรอบรับแรงดึงในการสร้างสมดุลตามทฤษฎี Strut -Truss mechanism[2] ทำให้เห็นได้ว่าเพิ่มปริมาณเหล็กปลอกกรอบ(A_{sh})ตามมาตรฐาน ACI ยังไม่เพียงพอ จำเป็นต้องอาศัยหน้าตัดรับแรงเฉือน(V_{jn})ของ ACI ด้วย



รูปที่ 12 ค่าความเครียดของเหล็กปลอกภายในจุดต่อของขั้นตอนทดสอบ SMRF

5.2 พฤติกรรม Hysteretic behavior

จากรูปที่ 10 และตารางที่ 4 ได้สรุปพฤติกรรม Hysteretic behavior ของชั้นทดสอบทั้งสองพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในช่วงต้นมีค่าใกล้เคียงกันนั้น แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมยืดหยุ่นนั้นมีได้ขึ้นกับรายละเอียด เหล็กเสริม หรือเหล็กปลอก แต่ขึ้นอยู่กับขนาดหน้าตัดคาน เสา



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของ ชั้นทดสอบควบคุม และ SMRF

ตารางที่ 4 สรุปพฤติกรรม Hysteresis ของชั้นทดสอบทั้งสอง ที่ระยะ เคลื่อนตัวสัมพัทธ์ต่างๆ (%)

พฤติกรรม Hysteresis	Specimen control	Specimen SMRF
พฤติกรรมยืดหยุ่น	0 - 0.5%	0 - 0.5%
เหล็กคานเริ่มร้าว	1.50%	1.50%
กำลังครากของโครงสร้าง	71 kN / (1.50%)	84 kN / (1.75%)
กำลังสูงสุดของโครงสร้าง	72 kN / (1.75%)	86 kN / (2.5%)
ตำแหน่งการวิบัติ	จุดต่อ / (3.0%)	จุดต่อ / (4.0%)
กำลังคงเหลือของโครงสร้าง	44% / (5.0%)	65% / (5.0%)
ความเหนียวสัมพัทธ์	2.0	2.67

5.3 ปริมาณเหล็กปลอกในคาน ในเสา

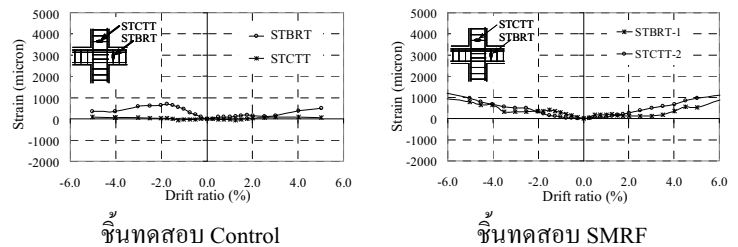
ปริมาณเหล็กปลอกในเสาที่มากตามการออกแบบของ ACI อาจจะเกินความจำเป็น เนื่องจาก 1) ผลการทดสอบไม่ว่าจะเป็น ชั้นทดสอบ SMRF หรือ Control ไม่พบรอยร้าวมากนัก 2) กำลัง รับแรงเฉือนของคานไม่ได้เป็นตัวควบคุมกำลังของโครงสร้าง และไม่ได้เป็นตัวกำหนดรูปแบบการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 11 เพียงแต่ปริมาณเหล็กปลอกที่มากเพื่อทำหน้าที่ให้คานเกิดความ เหนียวได้อย่างเต็มที่หากคานเป็นตัวกำลังของโครงสร้าง

6. สรุปผลการวิจัย

1. ชั้นทดสอบที่ไม่มีรายละเอียดเหล็กเสริมด้านทาน แผ่นดินไหวที่จุดต่อ มีพฤติกรรมรับแรงแผ่นดินไหวไม่ดี ไม่ว่า ตำแหน่งการวิบัติ หรือ พฤติกรรมสลายพลังงานของโครงสร้าง

2. ชั้นทดสอบ SMRF ให้กำลังด้านทานแรงแนวราบมากกว่า ชั้นทดสอบควบคุม ส่วนหนึ่งมาจากปริมาณเหล็กปลอกโอบรัด ที่สูงมากในจุดต่อซึ่งช่วยทำให้กำลังอัดของคอนกรีตเพิ่มขึ้น เนื่องจากจุดต่อเป็นตัวกำหนดกำลังของโครงสร้าง

3. แม้ว่าปริมาณเหล็กปลอกภายในจุดต่อชั้นทดสอบ SMRF จะสูงมากก็ตาม แต่มีอาจเปลี่ยนรูปแบบของการวิบัติ เนื่องจาก ขนาดแรงเฉือน (V_j) ไม่ได้ลดลง และคอนกรีตร้าวภายในจุดต่อ ไม่สามารถสร้างสมดุลระหว่างแรงดึงเหล็กปลอกกับแรงอัดทแยง ในคอนกรีต ดังนั้นจึงจำเป็นต้องอาศัยหน้าตัดคอนกรีตรับแรง เฉือน (V_{jn}) ตามสมการมาตรฐานของ ACI ด้วย



รูปที่ 11 ค่าความเครียดของเหล็กปลอกเสา และคานของแต่ละชั้นทดสอบ กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว) ที่ได้ สนับสนุนทุนวิจัยสำหรับงานวิจัยนี้ (RMU4880022)

เอกสารอ้างอิง

- [1] ACI 318-99, Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- [2] NZS 3101, New Zealand Building Codes: Part 1,2:1995
- [3] Paulay T., and Priesley M.J.N., 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley and Sons Inc.
- [4] Chayut T., 2004. Effect of bond deterioration on seismic behavior of RC interior beam-column joint seismic detailing. Thesis No. ST-04-05, Asian Institute of Technology.
- [5] 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: 97-123.

เกี่ยวกับผู้เขียน



นาย ชีระพงษ์ สุขวิริยะกิจ อาจารย์ประจำสาขา วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยนครสวรรค์ พะเยา



รศ.ดร.อมร พิมานมาศ อาจารย์ประจำที่สถาบัน เทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ มีความเชี่ยวชาญทางด้านพฤติกรรมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ แรงแผ่นดินไหว