ผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนและรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีต่อความเหนียวและการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

นายจตุพล เทพมังกร

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2543

ISBN 974-13-1052-8

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

EFFECTS OF AXIAL LOAD LEVELS AND TIE CONFIGURATIONS ON DUCTILITY AND ENERGY DISSIPATION OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Mr.Jatupon Thepmangkorn

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2000

ISBN 974-13-1052-8

หัวข้อวิทยานิพนธ์ ผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนและรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีต่อความเหนียวและการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

โดย นายจตุพล เทพมังกร

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

.... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.... ประธานกรรมการ

(รองศาสตราจารย์ ดร.สุธรรม สุริยะมงคล)

.... อาจารย์ที่ปรึกษา

(ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

.... กรรมการ

(อาจารย์ ดร.ชัชชาติ สิทธิพันธุ์)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จตุพล เทพมังกร : ผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนและรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีต่อความเหนียวและการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก. (EFFECTS OF AXIAL LOAD LEVELS AND TIE CONFIGURATIONS ON DUCTILITY AND ENERGY DISSIPATION OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS) อ.ที่ปรึกษา : ศ.ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 236 หน้า. ISBN 974-13-1052-8.

รายงานวิจัยนี้ เสนอผลการทดสอบตัวอย่างเสายื่นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระดับการโอบรัดปานกลางภายใต้เรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรและระดับแรงอัดตามแนวแกนขนาดปานกลาง จำนวน 6 ตัวอย่าง โดยมีขนาดหน้าตัด ł00x400 มม. ความสูง 1500 มม. ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว 3.14% ในแต่ละชั้นของเหล็กเสริมทางขวางใช้เหล็กปลอก ัดรอบร่วมกับเหล็กยึดทางขวางตามข้อกำหนด ACI แต่มีลักษณะรายละเอียดบริเวณของอที่แตกต่างกัน 3 รูปแบบ ได้แก่ หล็กปลอกรัดรอบของอ 90 องศา, เหล็กปลอกรัดรอบของอ 135 องศา และเหล็กปลอกของอ 90 องศาพร้อมคลิปยึดของอ ดยปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้มีค่าประมาณ 50% ของปริมาณเหล็กเสริมสำหรับการโอบรัดที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI สำหรับบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง ยกเว้นเพียง 1 ตัวอย่างทดสอบที่ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้มีค่าลดลงครึ่งหนึ่ง

ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนเทียบกับกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่าง ดอนกรีตรูปทรงกระบอกและพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสาเมื่อเพิ่มขึ้นจาก 0.30 เป็น 0.37 ส่งผลให้ค่าความเหนียวและค่าการ สลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติมีค่าลดลง โดยในกรณีที่ใช้เหล็กปลอกของอ 135 องศา ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ ละลดลงจาก 2.7 เหลือ 2.6 หรือลดลง 4% และค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนวิบัติจะลดลง 7% ส่วนในกรณีที่ใช้เหล็ก ปลอกของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ การลดลงของค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่และค่าการสลายพลังงานสะสม ก่อนการวิบัติ มีค่าเป็น 29% และ 46% ตามลำดับ นอกจากนี้ พบว่า ที่อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ 0.30 ตัวอย่างทดสอบที่ใช้คลิปยึดของอ 90 องศาในเหล็กปลอกรัดรอบ และเหล็กยึดทางขวาง ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ ท่ากับ 3.8 ซึ่งมีค่าเป็น 2.0 เท่า และ 1.4 เท่า เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ใช้เหล็กปลอกของอ 90 องศาไร้คลิปยึดของอ และ หล็กปลอกของอ 135 องศา ตามลำดับ และได้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ เป็น 6.3 เท่า และ 2.4 เท่า ตามลำดับด้วย

จากการวิเคราะห์ความถดถอยผลการทดสอบที่ได้จากการวิจัยครั้งนี้ร่วมกับผลการทดสอบของผู้วิจัยท่าน อื่นๆ โดยใช้ตัวแปรอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผลที่เสนอโดย ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ ชัชชาติ สิทธิพันธุ์ ซึ่งคำนึงถึงระดับแรงอัดตามแนวแกนและรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่ใช้ ทำให้ได้ความสัมพันธ์ของปริมาณเหล็ก สริมทางขวางกับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่ต้องการ ส่วนการศึกษาเรื่องดัชนีการสลายพลังงาน พบว่า ประวัติการ รับน้ำหนักมีผลต่อค่าดัชนีการสลายพลังงานอย่างชัดเจน สำหรับตัวอย่างหนึ่งๆ การเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการ ทดสอบจาก 1 เท่าของค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดครากเป็น 2 เท่า มีผลให้ค่าดัชนีการสลายพลังงานลดลงมากพอสมควร ในช่วง ค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผลสูงๆ

าควิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่อนิสิต...

าขาวิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา...

ปีการศึกษา 2543

4270241721 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORDS : REINFORCED CONCRETE COLUMNS / DUCTILITY / ENERGY DISSIPITION / AXIAL LOAD LEVELS / TIE CONFIGURATIONS

EFFECTS OF AXIAL LOAD LEVELS AND TIE CONFIGURATIONS ON DUCTILITY AND ENERGY DISSIPATION OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS . THESIS ADVISOR : PANITAN LUKKUNAPRASIT, Ph.D., 236 pp. ISBN 974-13-1052-8.

In this research, six reinforced concrete cantilever columns with moderate confinement were tested under cyclic lateral loads and moderate axial load levels. Each column specimen was 400 mm by 400 mm in cross section, 1500 mm in height, and reinforced with 3.14% of longitudinal steel ratio. The transverse reinforcement consisted of hoop ties and ACI crossties. Three different hook configurations were considered, viz. 90-deg hooks, 135-deg hooks and 90-deg hooks with hook-clips. The transverse reinforcement provided was about 50% of the confinement steel required by ACI Code in areas of high seismicity, except one specimen whose confinement steel was reduced by half.

The test results indicated that an increase in axial load level from 0.30 to 0.37 of the axial compressive strength based on the cylinder strength and gross cross-sectional area caused substantial reductions in the displacement ductility factor and the cumulative energy dissipation. In the case of 135-deg hook ties, the displacement ductility factor was reduced by about 4% from 2.7 to 2.6, and the cumulative energy dissipation was reduced by 7%. In the case of 90-deg hook ties with hook-clips, the corresponding reductions were 29% and 46%, respectively. For the same axial load ratio of 0.30, the specimen supplied with 90-deg hook ties and hook-clips sustained a displacement ductility factor of 3.8, which was 2.0 times and 1.4 times of the specimens with conventional 90-deg hook ties and 135-deg hook ties, respectively, while the cumulative energy dissipation was 6.3 times and 2.4 times for the latter specimens, respectively.

Based on the effective confinement steel ratio proposed by Lukkunaprasit and Sittipunt which accounts for the effects of axial load levels and tie configurations, the amount of lateral steel for an expected displacement ductility demand was obtained from regression analyses of the experimental results obtained from this research and others. Studies on energy dissipation indexes indicated that the loading history had a pronounced effect on those indexes. For a given specimen, increasing the imposed deformation in each loading step from one yield displacement to twice the value resulted in a significant decrease in the energy dissipation at large values of the effective confinement steel ratio.

Department Civil Engineering Student's signature...

Field of study Civil Engineering Advisor's signature...

Academic year 2000

กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ครั้งนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้ความรู้และคำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ ตลอดจนดูแลเอาใจใส่ในทุกๆขั้นตอนการทำวิจัยและการทำวิทยานิพนธ์ รวมทั้งกรุณาตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์ นอกจากนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุธรรม สุริยะมงคล ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และอาจารย์ ดร.ชัชชาติ สิทธิพันธุ์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาเสียสละเวลาตรวจทานและให้ข้อแนะนำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ หน่วยงานและบุคคลต่างๆที่ได้ให้ความช่วยเหลือในทุกๆขั้นตอนการทำวิจัยและการทำวิทยานิพนธ์จนสำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์ ดังมีรายนามต่อไปนี้

โครงการเมธีวิจัยอาวุโส กองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) สำหรับเงินสนับสนุนการวิจัยในครั้งนี้

บริษัท เต็มเลิศ จำกัด สำหรับแบบหล่อตัวอย่างทดสอบและชุดค้ำยัน

บริษัท วีเอสแอล (ประเทศไทย) จำกัด สำหรับท่อนเหล็กกำลังสูงที่ใช้ในงานวิจัยนี้

บริษัท อินเตอร์คอนซัลท์ จำกัด สำหรับเครื่องกดไฮโดรลิกซ์ แบบ Manual

คุณจารึก ถีระวงษ์, คุณอัศวิน วาณิชย์ก่อกุล, คุณสมบูรณ์ เซี่ยงฉิน, คุณภาสกร ชัยวิริยะวงศ์ และเพื่อนทุกคน สำหรับความช่วยเหลือในการติดตั้งเครื่องมือและดำเนินการทดสอบ รวมทั้งให้คำปรึกษาที่เป็นประโยชน์ในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

คุณอุทัยวรรณ มหาอุดมพันธ์ สำหรับความช่วยเหลือทุกอย่าง

คุณกฤษฎา ภูมี ที่ช่วยควบคุมเครื่องกดไฮโดรลิกซ์ แบบ servopulser ที่ใช้เป็นเครื่องมือให้แรงกระทำทางด้านข้าง

คุณมนัส พึ่งบางกรวย ที่ช่วยทดสอบคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยนี้

คุณชูเกียรติ ฉิมรุ่ง ที่ช่วยติดตั้งเครื่องมือและดูแลความเรียบร้อยของห้องปฏิบัติการทดสอบตลอดการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

คุณสมพงษ์ ขำแจ้ง ที่ช่วยควบคุมเครื่องกดไฮโดรลิกซ์ แบบ manual ที่ใช้เป็นเครื่องมือให้แรงอัดตามแนวแกน

ท้ายที่สุดนี้ บุคคลที่ข้าพเจ้าจะลืมเสียมิได้ก็คือ บิดา มารดา รวมถึงพี่ชายและพี่สาว ที่คอยให้กำลังใจ และอบรมสั่งสอนข้าพเจ้าตลอดมา รวมทั้งพระคุณของครูบาอาจารย์ทุกท่านที่ได้อบรมสั่งสอนและให้ความรู้แก่ข้าพเจ้าตั้งแต่เริ่มต้นศึกษาเล่าเรียนจนถึงปัจจุบัน สิ่งต่างๆเหล่านี้ข้าพเจ้าจะจดจำไว้ในจิตใจตลอดไป

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย .... ง
บทคัดย่อภาษาไทย .... จ
กิตติกรรมประกาศ .... ฉ
สารบัญ .... ช
สารบัญตาราง .... ฎ
สารบัญรูป .... ฐ
บทที่ 1 บทนำ 1
1.1 งานวิจัยในอดีต 2
1.1.1 งานวิจัยเกี่ยวกับกลไกของการโอบรัดคอนกรีตโดยเหล็กเสริมทางขวาง.... 2
1.1.2 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมแบบเหนียวและปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าความเหนียวในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.................................... 3
1.1.3 งานวิจัยเกี่ยวกับค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมที่รับแรงกระทำแบบวัฏจักร.. 8
1.1.4 งานวิจัยเกี่ยวกับข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI 318 ที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง......................9
1.1.5 งานวิจัยเกี่ยวกับค่าความสามารถในการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงกระทำแบบวัฏจักร..............................10
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย 11
1.3 ขอบเขตของการวิจัย 12
1.4 วิธีการดำเนินการวิจัย 12
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ 13
บทที่ 2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง 14
2.1 คุณสมบัติพื้นฐานของโครงสร้างสำหรับต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว 14
2.1.1 กำลังของโครงสร้าง 14
2.1.2 สติฟเนส 15
2.1.3 ความเหนียว 15
2.1.4 การสลายพลังงาน 16

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.2 เทคนิคการออกแบบโดยหลักการเสาแข็ง – คานอ่อน (Strong column – weak beam) 18
2.3 กลไกในการโอบรัดทางด้านข้าง 19
2.4 คอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวาง 21
2.4.1 ผลของการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวาง 21
2.4.2 หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างประสิทธิผล (f_{le}) และ ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) 22
2.4.3 ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) สำหรับหน้าตัดที่ได้รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม 23
2.5 ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง 24
2.5.1 American Concrete Institute (ACI 318-99) 25
2.5.2 Applied Technology Council (ATC-32) 25
2.6 ดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงาน 26
2.6.1 ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) 27
2.6.2 ดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (Normalized dissipated energy, E_N) 28
2.6.3 ดัชนีงาน (Work index, I_W) 28
2.6.4 ดัชนีความเหนียวสะสม (Cumulative ductility ratio, N_Δ) 29
2.6.5 ดัชนีความเสียหาย (Damage index, D_{EW}) 29
บทที่ 3 การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ 31
3.1 ตัวอย่างทดสอบ 31
3.2 วัสดุ 34
3.2.1 คอนกรีต 34
3.2.2 เหล็กเสริม 34
3.2.3 คลิปยึดของอ 36
3.2.4 แบบหล่อตัวอย่างทดสอบ 36
3.3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ 36

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.4 การเตรียมการทดสอบ 38

3.4.1 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ 38

3.4.2 การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า 40

3.4.3 หน่วยรวบรวมข้อมูล 41

3.5 ขั้นตอนการทดสอบ 42

3.6 การปรับแก้แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกน ที่ไม่อยู่ในแนวดิ่ง 44

3.7 ผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ($P-\Delta$ effect) 45

บทที่ 4 ผลการทดสอบ พร้อมการวิเคราะห์และการเปรียบเทียบผลการทดสอบ 47

4.1 พฤติกรรมทั่วไปที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบ 47

4.1.1 ตัวอย่าง CFL90/240/0.30 47

4.1.2 ตัวอย่าง CF90/120/0.30 48

4.1.3 ตัวอย่าง CF135/120/0.30 49

4.1.4 ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 50

4.1.5 ตัวอย่าง CF135/120/0.37 52

4.1.6 ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 52

4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง 54

4.3 ความสามารถในการสลายพลังงาน 56

4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริม 58

4.4.1 ความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมตามยาว 58

4.4.2 ความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทางขวาง 59

4.5 การเปรียบเทียบผลการทดสอบ 59

4.5.1 การเปรียบเทียบผลของระยะห่าง (Spacing) ระหว่างเหล็กเสริม ทางขวาง 60

4.5.2 การเปรียบเทียบผลของลักษณะการให้รายละเอียดของอ (Hook configurations) ที่แตกต่างกัน 60

4.5.3 การเปรียบเทียบผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน (Axial load levels) ... 61

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล
กับดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงาน 63
5.1 วิธีการที่ใช้เปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้จากการวิจัยหลายแห่ง 63
5.2 การปรับปรุงข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI 318-99 ในการหา
ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางให้เหมาะสมตามระดับที่ต้องการ 64
5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล
(Effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียวเชิง
การเคลื่อนที่ (Displacement ductility factor, μ_Δ) 68
5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล
(Effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีการสลายพลังงาน 74
5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่
(Displacement ductility factor, μ_Δ) กับดัชนีการสลายพลังงาน 77
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ 78
6.1 สรุปผลการวิจัย 78
6.2 ข้อเสนอแนะ 80
รายการอ้างอิง 81
ภาคผนวก 195
ภาคผนวก ก-1 ขนาดของคลิปยึดของงอที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ........................ 196
ภาคผนวก ก-2 ขนาดของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ.................... 198
ภาคผนวก ก-3 ขนาดของตัวอย่างทดสอบ.. 200
ภาคผนวก ข-1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้................ 201
ภาคผนวก ข-2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้.... 202
ภาคผนวก ค-1 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์
(hydraulic jack) แบบ servopulser 100 ตัน.......................... 207
ภาคผนวก ค-2 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์
(hydraulic jack) แบบ manual 500 ตัน................................ 208
ภาคผนวก ค-3 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) proving ring 25 ตัน............... 210
ภาคผนวก ค-4 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า. 211

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

ภาคผนวก ง แสดงค่ามุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่งของหัวเสา ระหว่างทำการทดสอบ..212
ภาคผนวก จ-1 แสดงที่มาของสมการที่ใช้ในการคำนวณปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง 215
ภาคผนวก จ-2 การออกแบบตัวอย่างทดสอบ...217
ภาคผนวก จ-3 การคำนวณหาค่าแรงกระทำทางด้านข้างที่จุดประลัย (H_u)..........223
ภาคผนวก จ-4 วิธีการคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริงของหน้าตัด โดยคำนึงถึงผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ($P-\Delta$ effect)................226
ภาคผนวก จ-5 แสดงแนวคิด และการเปรียบเทียบค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานที่ได้จากการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ กับค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานที่แสดงไว้โดยผู้วิจัยท่านอื่นที่ใช้วิธีการเดียวกัน โดยใช้ตัวอย่างทดสอบของ Bayrak และ Sheikh [20] ในปี ค.ศ.1997 227
ภาคผนวก จ-6 แสดงตัวอย่างการคำนวณหาค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A)........232
ภาคผนวก จ-7 การวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) แบบโพลิโนเมียลกำลังสอง และ การหาค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับ ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) 233
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ 236

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

3.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ.. 84
3.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้..................................85
3.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้........................85
3.4 สรุปชุดเหล็กเสริมที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว.. 86
4.1 แสดงค่า $V_{flex.}$, V_{shear} และค่า H_u รวมทั้งค่า Δ_y ของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว.........87
4.2 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/240/0.30............................ 88
4.3 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF90/120/0.30.............................. 89
4.4 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.30.............................91
4.5 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.30.............................94
4.6 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.37.............................96
4.7 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.37.............................99
4.8 แสดงการเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่ได้
จากการทดสอบกับค่าที่คำนวณได้ตามมาตรฐาน ACI 318-99....................... 102
4.9 สรุปค่าการสลายพลังงานในแต่ละรอบทดสอบของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว.........103
4.10 สรุปผลการทดสอบ..104
5.1 แสดงค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective
confinement steel ratio, ρ_A) รวมทั้งแสดงค่าดัชนีความเหนียว
และดัชนีการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวจากงานวิจัยหลายแห่ง....105
5.2 แสดงการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_y) โดยพิจารณาจาก 3 วิธี...107

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญรูป

รูปที่ หน้า

2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่ใช้ในการออกแบบกับค่าความเหนียวของโครงสร้าง........108
2.2 ลักษณะการตอบสนองของแบบจำลองที่มีดีกรีความอิสระเท่ากับ 1 108
2.3 ความสามารถในการสลายพลังงานของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบต่างๆ..............109
2.4 แสดงกลไกการโย้ (sway mechanism) ของโครงสร้าง....................................109
2.5 แบบจำลองการทดสอบชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ภายใต้แรงอัดกระทำ
ตามแนวแกนเดียวและภายใต้แรงอัดกระทำ 3 แนวแกน...................................110
2.6 การกระจายหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม....................111
2.7 ความหมายของปัจจัยต่างๆที่ใช้ในการคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัด
ประสิทธิผล (k_e) ตามวิธีของ Mander และคณะ ในปี ค.ศ.1984.......................... 111
2.8 เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับหน้าตัดเสาที่กำหนด
ตามมาตรฐาน ACI 318-99, ATC-32 และที่เสนอโดย Paulay และ Priestley [17]....112
2.9 แสดงความหมายของตัวแปรต่างๆในหัวข้อที่ 2.6 113
3.1 ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ...114
3.2 ลักษณะการให้รายละเอียดของของอของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว......................115
3.3 แสดงขนาดมาตรฐานและการใช้งานของคลิปในงานวิจัยนี้.............................. 118
3.4 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมต่างๆ................................. 119
3.5 ตัวอย่างทดสอบหลังจากติดเกจวัดความเครียด..121
3.6 โครงเหล็กค้ำยันตัวอย่างทดสอบทางด้านข้าง..121
3.7 แบบจำลองการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ...122
3.8 แสดงตำแหน่งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's) ในการทดสอบตัวอย่าง......123
3.9 ไดอะแกรม (diagram) แสดงการทำงานของหน่วยรวบรวมข้อมูล....................... 124
3.10 กราฟแสดงวิธีหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่จุดคราก
(yield displacement : Δ_y) ตามวิธีของ Watson และ Park [10]........................ 125
3.11 ประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด................. 126
3.12 ลักษณะของแรงอัดตามแนวแกนเนื่องจากมุมที่เบี่ยงเบนไปของหัวเสา................. 127
4.1 รอยแตกร้าวขนาดใหญ่ในแนวทแยงในตัวอย่าง CFL90/240/0.30..................... 128
4.2 สภาพหลังการวิบัติของตัวอย่าง CFL90/240/0.30 129

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

4.3 แสดงภาพการขาดของเหล็กปลอกรัดรอบในชั้นที่ 3 ของตัวอย่าง CFL90/240/0.30 130
4.4 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CFL90/240/0.30..131
4.5 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/240/0.30......... 132
4.6 แสดงรูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF90/120/0.30.................. 133
4.7 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CF90/120/0.30..134
4.8 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF90/120/0.30............135
4.9 แสดงรูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF135/120/0.30................ 135
4.10 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CF135/120/0.30......................................136
4.11 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF135/120/0.30.......... 137
4.12 แสดงรูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CFL90/120/0.30................ 138
4.13 แสดงประสิทธิภาพของคลิปยึดของอในการยึดรั้งของอ 90 องศาของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ที่ระดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเทียบกับความสูงของตัวอย่างทดสอบเท่ากับ 4%..138
4.14 สภาพหลังการวิบัติของตัวอย่าง CFL90/120/0.30.. 139
4.15 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CFL90/120/0.30......................................140
4.16 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/120/0.30.......... 141
4.17 แสดงภาพการอ้าออกของของอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง (crosstie) ชั้นที่ 2 ของตัวอย่าง CF135/120/0.37 142
4.18 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CF135/120/0.37......................................143
4.19 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF135/120/0.37.......... 145
4.20 เปรียบเทียบความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ระดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง เท่ากับ $3\Delta_y$ รอบที่ 2 ระหว่างตัวอย่าง CF135/120/0.37 กับตัวอย่าง CFL90/120/0.37.......146
4.21 แสดงภาพดุ้งและประสิทธิภาพของเหล็กยึดทางขวาง (crosstie) ที่มีการใช้คลิปยึดของอ 90 องศาในตัวอย่าง CFL90/120/0.37 147
4.22 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CFL90/120/0.37......................................148
4.23 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/120/0.37...........150

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

4.24 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CFL90/240/0.30........151
4.25 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CF90/120/0.30........151
4.26 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CF135/120/0.30........152
4.27 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CFL90/120/0.30........152
4.28 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CF135/120/0.37........153
4.29 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CFL90/120/0.37........153
4.30 วิธีคำนวณหาค่าการสลายพลังงาน........154
4.31 แสดงความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด........155
4.32 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นใน เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/240/0.30........156
4.33 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นใน เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF90/120/0.30........159
4.34 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นใน เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.30........162
4.35 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นใน เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.30........165
4.36 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นใน เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.37........167
4.37 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นใน เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.37........171

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

5.1 แผนภูมิ (flow chart) แสดงขั้นตอนการวิเคราะห์ตามวิธีที่เสนอในหัวข้อที่ 2.6......... 174
5.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับแรงอัดตามแนวแกน, P/P_0 กับ ค่าตัวคูณปรับปรุงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน, Y_P ที่เสนอโดย Sheikh และ Khoury [13] 175
5.3 แสดงรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ของตัวอย่างทดสอบที่นำ มาพิจารณาในตารางที่ 5.1.. 176
5.4 แสดงรูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ของตัวอย่างทดสอบที่นำ มาพิจารณาในตารางที่ 5.1.. 177
5.5 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัด ประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียว เชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ)................................... 179
5.6 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ต่อปริมาณ เหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหว รุนแรง ($A_{sh}/A_{sh,ACI}$) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ).. 180
5.7 แสดงแนวโน้มที่ได้จากวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) ของข้อมูลในรูปที่ 5.5.. 181
5.8 แสดงเส้นขอบล่าง (lower bound) ที่เสนอเพื่อใช้ในการหาค่าปริมาณเหล็กเสริม ทางขวางที่เหมาะสมกับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่ต้องการ........................ 182
5.9 เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับหน้าตัดเสาที่กำหนด ตามมาตรฐาน ACI 318-99 และที่เสนอในงานวิจัยนี้.. 183
5.10 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัด ประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีนอมอลไลซ์ ค่าการสลายพลังงาน (normalized dissipated energy, E_{N80}).......................... 184

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

5.11 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีงาน (work index, I_{W80}).. 185
5.12 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีความเหนียวสะสม (cumulative ductility ratio, $N_{\Delta 80}$)... 186
5.13 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีความเสียหาย (damage index, D_{EW80})...187
5.14 แสดงการเปรียบเทียบแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสลายพลังงานเป็นคู่ๆ......188
5.15 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (normalized dissipated energy, E_{N80})....191
5.16 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีงาน (work index, I_{W80})...192
5.17 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีความเหนียวสะสม (cumulative ductility ratio, $N_{\Delta 80}$).......................... 193
5.18 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีความเสียหาย (damage index, D_{EW80})..194

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

แผ่นดินไหว เป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติสำคัญที่อาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิต และทรัพย์สินของมวลมนุษยชาติ เหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งใหญ่ที่โกเบ ประเทศญี่ปุ่น เมื่อวันที่ 17 มกราคม ค.ศ.1995 หรือในประเทศตุรกีและไต้หวัน เมื่อปลายปี ค.ศ.1999 รวมทั้งในช่วงต้นปี ค.ศ.2001 ในประเทศอินเดีย เป็นโศกนาฏกรรมครั้งร้ายแรง มีผู้บาดเจ็บและเสียชีวิตนับหมื่นราย มูลค่าความเสียหายนับหมื่นล้านเหรียญสหรัฐ เหตุการณ์เหล่านี้ส่งผลให้ประเทศต่างๆ เกิดความวิตกกังวลถึงความปลอดภัยของบ้านเมืองตนเองจากแผ่นดินไหว ซึ่งรวมถึงประเทศไทยด้วย

สาเหตุสำคัญของการสูญเสียทั้งชีวิตและทรัพย์สินนั้น เนื่องมาจากการพังทลายของโครงสร้างที่ไม่สามารถรับแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ก่อให้เกิดแรงภายในที่มีค่าสูง และไม่สามารถทนทานการเสียรูปที่เกิดขึ้นมากได้ ด้วยเหตุนี้ ทำให้สิ่งก่อสร้างพังทลายลงมาทับผู้อยู่อาศัยบาดเจ็บและเสียชีวิต

เสา นับเป็นส่วนของโครงสร้างที่ได้รับความเสียหายอย่างมากระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว จากประสบการณ์การพังทลายของโครงสร้างที่โกเบ พบว่า เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกของงอ 90 องศา และมีปริมาณน้อย (ตามมาตรฐานการออกแบบฉบับเก่า) ได้พังทลายมากมาย เนื่องจาก การสูญเสียกำลังอย่างรวดเร็วจากการอ้าออกของขอขอ หลังจากคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมแตกออก ส่งผลให้เกิดการดุ้ง (buckle) ของเหล็กเสริมตามยาวเนื่องจากการสูญเสียการยึดรั้งทางด้านข้าง และประสิทธิภาพการโอบรัดก็ลดลงอย่างรวดเร็ว ทำให้กำลังต้านทานแรงกระทำตามแนวแกนและกำลังรับแรงเฉือนของเสาลดลงอย่างรวดเร็ว ผลก็คือ เสาจะเกิดการวิบัติแบบทันทีทันใด (abrupt failure) ไม่มีการเตือนภัยแก่ผู้อยู่อาศัยหรือผู้ใช้อาคารก่อนการวิบัติ นับเป็นอันตรายอย่างมาก

จากที่ได้กล่าวมา เมื่อเกิดแผ่นดินไหว ถ้าสามารถทำการป้องกันการพังทลายของเสา ซึ่งเป็นส่วนของโครงสร้างที่สำคัญก็จะสามารถลดการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินได้อย่างมากมาย สิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว ก็คือ โครงสร้างนั้นต้องสามารถสลายพลังงาน (energy dissipation) โดยอาศัยพฤติกรรมแบบเหนียว

(ductility) ในช่วงอินอีลาสติก การมีพฤติกรรมแบบเหนียวนี้จะช่วยให้โครงสร้างมีการแสดงการเตือนภัยก่อนที่จะเกิดการวิบัติขึ้นอีกด้วย

จะเห็นได้ว่า พฤติกรรมของเสาในขณะรับแรงกระทำที่เกิดจากแผ่นดินไหวเป็นเรื่องจำเป็นที่จะต้องศึกษา และหาวิธีป้องกันการวิบัติของโครงสร้างอย่างคาดไม่ถึง โดยในงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมของเสาที่ใช้โดยทั่วไปและมีการทดสอบปรับปรุงเพิ่มประสิทธิภาพเสา เพื่อให้ได้ผลเปรียบเทียบ และนำไปประยุกต์ใช้ในทางปฏิบัติต่อไป

1.1 งานวิจัยในอดีต

เนื่องจาก พฤติกรรมแบบเหนียวของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นสิ่งพึงประสงค์สำหรับการออกแบบโครงสร้างที่ได้รับผลจากแรงกระทำของแผ่นดินไหว ดังนั้น จึงมีผู้วิจัยหลายท่านที่ให้ความสนใจศึกษาในเรื่องพฤติกรรมแบบเหนียวของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก รวมไปถึงปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อพฤติกรรมแบบเหนียวของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วย ในขั้นต้นของงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต ซึ่งสามารถสรุปรายละเอียดได้ดังต่อไปนี้

1.1.1 งานวิจัยเกี่ยวกับกลไกของการโอบรัดคอนกรีตโดยเหล็กเสริมทางขวาง

การศึกษาในเรื่องกลไกของการโอบรัดคอนกรีตโดยเหล็กเสริมทางขวางได้เริ่มมีมาเป็นเวลานานแล้ว ซึ่งได้พบว่า ถ้าเหล็กเสริมทางขวางมีประสิทธิภาพในการโอบรัดที่ดี จะส่งผลทำให้กำลังรับแรงอัดสูงขึ้น ในขณะเดียวกันจะส่งผลให้ค่าความเหนียวเพิ่มสูงขึ้นด้วย การศึกษาช่วงแรก ในปี ค.ศ.1928 Richart และคณะ ได้ทำการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตรูปหน้าตัดวงกลมรับแรงอัดตามแนวแกน โดยมีการให้แรงดันทางด้านข้าง (lateral pressure) เพื่อช่วยโอบรัดคอนกรีตทดสอบไว้ นอกจากนี้ Richart และคณะ ยังได้เสนอสมการความสัมพันธ์ที่คำนึงถึงผลของการโอบรัดที่มีต่อค่ากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตขึ้น ซึ่งเป็นพื้นฐานของมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318 ในปัจจุบันนั่นเอง

สำหรับเสารูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมนั้น มีผู้วิจัยหลายท่านพบว่า ประสิทธิภาพในการโอบรัดของหน้าตัดสี่เหลี่ยมไม่สม่ำเสมอเหมือนหน้าตัดวงกลม โดยที่ในบริเวณมุมที่มีเหล็กเสริมทางขวางรองรับเหล็กเสริมตามยาว ประสิทธิภาพในการโอบรัดจะมีมาก ในขณะที่ช่วงกลางของเหล็กเสริมทางขวางที่อยู่ระหว่างเหล็กเสริมตามยาว ประสิทธิภาพในการโอบรัดจะลดลงตามลำดับ ดังนั้น จึงมีผู้วิจัยหลายท่านเสนอตัวคูณลดค่าประสิทธิภาพในการโอบรัดคอนกรีตของ

เหล็กเสริมทางขวางรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมลงจากรูปหน้าตัดวงกลม เพื่อให้ได้ค่าใกล้เคียงกับความเป็นจริงตามกลไกของการโอบรัด

ในปี ค.ศ.1982 Sheikh และ Uzumeri [1] ได้เสนอแนวทางที่ใช้หาประสิทธิภาพของการโอบรัดที่ได้จากลักษณะของการจัดเรียงเหล็กเสริมในรูปแบบที่แตกต่างกันของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม ซึ่งพิจารณาเป็นอัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดประสิทธิผลต่อพื้นที่ของคอนกรีตที่อยู่ภายในเส้นรอบรูปของเหล็กปลอกรัดรอบ โดยสมมติว่า คอนกรีตจะแตกออกระหว่างจุดยึดเหล็กยืนที่มีขอเหล็กปลอกยึดอยู่ และคอนกรีตส่วนที่แตกออกไม่มีผลจากการโอบรัด

ในปี ค.ศ.1988 Mander, Priestley และ Park [2] ได้ใช้แนวคิดเดียวกับ Sheikh และ Uzumeri [1] ในปี ค.ศ.1982 ในการเสนอสมการเพื่อประมาณประสิทธิภาพของการโอบรัดของเหล็กปลอกเดี่ยวที่ได้จากลักษณะของการจัดเรียงเหล็กเสริมในรูปแบบที่แตกต่างกัน โดยมีการสมมติว่า คอนกรีตจะแตกออกระหว่างจุดยึดเหล็กยืนที่มีขอเหล็กปลอกยึดอยู่เป็นโค้งพาราโบลา

ในปี ค.ศ.1996 Saatcioglu [3] ได้กล่าวถึงข้อกำหนดสำหรับการออกแบบ เพื่อให้ได้ประสิทธิภาพในการโอบรัดในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก และได้แสดงให้เห็นถึงกลไกของการโอบรัดคอนกรีตโดยเหล็กเสริมทางขวางซึ่งมาจากพื้นฐานงานวิจัยของ Richart และคณะ ในปี ค.ศ.1928 อันเป็นต้นแบบของข้อกำหนดการออกแบบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้กันในมาตรฐาน ACI 318 พร้อมทั้งได้ปรับปรุงสมการที่ใช้หาประสิทธิภาพของการโอบรัดที่ได้จากลักษณะของการจัดเรียงเหล็กเสริมในรูปแบบที่แตกต่างกัน ซึ่งได้มาจากการนำผลการทดสอบเสารูปร่างหน้าตัดต่างๆกันมาวิเคราะห์เปรียบเทียบ

1.1.2 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมแบบเหนียว และปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าความเหนียวในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

งานวิจัยในเรื่องพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงกระทำแบบวัฏจักร (reverse cyclic lateral loading) และแรงอัดตามแนวแกน ในเริ่มแรกได้สนใจถึงพฤติกรรมทั่วๆไปเท่านั้น ไม่ได้ศึกษาในเรื่องปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อพฤติกรรมแบบเหนียวของเสา หลังจากนั้น จึงได้มีผู้สนใจศึกษาในเรื่องปัจจัยต่างๆที่เกี่ยวข้องมากขึ้น โดยสามารถสรุปรายละเอียดไว้ได้ดังนี้

ในปี ค.ศ.1982 Park, Priestley และ Gill [4] ได้ทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงกระทำแบบวัฏจักรและแรงอัดตามแนวแกนคงที่ โดยมีการให้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางตามมาตรฐานการออกแบบของนิวซีแลนด์ (New Zealand Code) พบว่า เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

ที่ทดสอบ ให้ค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (curvature ductility factor, μ_θ) ประมาณ 20 และให้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) ประมาณ 10 ซึ่งความหมายของค่าความเหนียวของชิ้นส่วนได้อธิบายไว้ในบทถัดไป ในเรื่องความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้ง (moment - curvature relationship) พบว่า ค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่แท้จริง (actual flexural strength) จะมีค่ามากกว่าค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดตามทฤษฎี (theoretical flexural strength) โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ในกรณีที่ค่าแรงอัดตามแนวแกนมีค่าสูงและมีประสิทธิภาพในการโอบรัดที่ดีพอ

ในปี ค.ศ.1986 Soesianawati, Park และ Priestley [5] ได้ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 400x400 มม. จำนวน 4 ตัวอย่าง มีช่วงแรงเฉือนต่อความลึกของหน้าตัด (shear span-to-depth ratio) เท่ากับ 4.00 รับแรงกระทำแบบวัฏจักรและรับระดับแรงอัดตามแนวแกน 2 ค่า คือ $0.10 f_c^{'} A_g$ และ $0.30 f_c^{'} A_g$ ($f_c^{'}$ คือ กำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก และ A_g คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของตัวอย่างทดสอบ) ผลการทดสอบ พบว่า สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมทางขวางเป็น 43.1% และ 45.8% ของมาตรฐานการออกแบบของนิวซีแลนด์ (New Zealand Code) ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) เท่ากับ 8 และ 6 ตามลำดับ โดยตัวอย่างที่ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ เท่ากับ 8 ทำการทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.10 f_c^{'} A_g$ สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมทางขวางเป็น 30.4% และ 17.0% ของมาตรฐานการออกแบบของนิวซีแลนด์ ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ เท่ากับ 6 และ 4 ตามลำดับ นอกจากนี้ Soesianawati และคณะ ยังแนะนำว่า ในเสาที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนสูงๆ ผลของแรงอัดที่ไม่อยู่ในแนวแกนของเสา ($P-\Delta$ effect) จะมีค่ามาก ซึ่งทำให้มีการเพิ่มขึ้นของโมเมนต์ดัดรอง (secondary moment) ดังนั้น ค่าแรงกระทำทางด้านข้างจะต้องถูกลดค่าลง

ในปี ค.ศ.1987 Ozcebe และ Saatcioglu [6] ได้รายงานผลการทดสอบเสาตัวอย่างรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 350x350 มม. มีช่วงแรงเฉือนต่อความลึกของหน้าตัด เท่ากับ 2.86 โดยรับแรงอัดตามแนวแกนคงที่ เท่ากับ 20% ของกำลังต้านทานของเสา และรับแรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้าง รวมทั้งศึกษาถึงผลของรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ที่แตกต่างกัน 3 รูปแบบด้วย

ผลการทดสอบแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า เสาที่ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) เพียงอย่างเดียวจะมีพฤติกรรมที่ไม่ดี เมื่อเปรียบเทียบกับเสาที่มีการเสริมเหล็กปลอกรัดรอบร่วมกับการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) นอกจากนี้ ผลการทดสอบยังแสดงให้เห็นว่า การให้

รายละเอียดตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318 ไม่เพียงพอ สำหรับเสาที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวางรองรับเหล็กเสริมตามยาวทางด้านข้าง แม้ว่าจะมีการใส่ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในปริมาณที่เพียงพอตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318 ก็ตาม แสดงให้เห็นว่ารูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) เป็นสิ่งสำคัญและเป็นปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลต่อพฤติกรรมแบบเหนียวของเสาด้วย นอกจากนี้ พบว่าเหล็กยึดทางขวางของงอ 90 องศา มีประสิทธิภาพเหมือนกับเหล็กยึดทางขวางของงอ 135 องศา แต่น่าสังเกตว่า การทดสอบของ Ozcebe และ Saatcioglu กระทำในช่วงระดับแรงอัดตามแนวแกนค่อนข้างต่ำ ผลสรุปจึงอาจจะไม่สามารถใช้ได้ในกรณีทั่วไป

ในปี ค.ศ.1989 Sakai และ Sheikh [7] ทำการรวบรวมผลการทดสอบเกี่ยวกับพฤติกรรมแบบเหนียว และปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าความเหนียวในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กของผู้วิจัยหลายๆท่านไว้ โดยสรุปได้มีดังต่อไปนี้

ในปี ค.ศ.1985 Tanaka, Park และ McNamee ได้ศึกษาถึงผลของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยทำการทดสอบตัวอย่างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 400x400 มม. จำนวน 4 ตัวอย่าง มีช่วงแรงเฉือนต่อความลึกของหน้าตัด เท่ากับ 4.00 รับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ $0.20 f_c^{'} A_g$ โดยมีรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ในลักษณะเหล็กปลอกของงอ 135 องศา และมีการใส่เหล็กยึดทางขวางของงอ 90 องศา และ 180 องศา ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าประสิทธิภาพของเหล็กยึดทางขวางที่มีของงอ 90 องศา ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรเป็นที่น่าพอใจในการทดสอบครั้งนี้ สำหรับช่วงระดับแรงอัดตามแนวแกนมีค่าประมาณ $0.20 f_c^{'} A_g$

ในปี ค.ศ.1986 Zahn ได้ทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 400x400 มม. จำนวน 6 ตัวอย่าง มีช่วงแรงเฉือนต่อความลึกของหน้าตัด เท่ากับ 4.00 เพื่อสังเกตผลที่เกิดจากทิศทางของแรงกระทำ และผลของกำลังของเหล็กเสริมทางขวางที่มีต่อพฤติกรรมของเสารับแรงกระทำแบบวัฏจักร โดยให้ระดับแรงอัดตามแนวแกนอยู่ในช่วง $0.23 f_c^{'} A_g$ ถึง $0.42 f_c^{'} A_g$ จากการทดสอบพบว่า เป็นเรื่องยากที่จะประเมินผลที่เกิดจากทิศทางของแรงกระทำที่มีต่อค่าความเหนียวเพราะขาดข้อมูลการทดสอบที่คล้ายคลึงกันมาเปรียบเทียบ อย่างไรก็ตาม ผลการทดสอบชี้ชัดว่า สามารถใช้เหล็กเสริมทางขวางกำลังสูงในปริมาณน้อยแทนการใช้เหล็กเสริมทางขวางกำลังต่ำในปริมาณมาก โดยปราศจากผลกระทบต่อพฤติกรรมของเสา

Johal, Musser และ Corley ได้สรุปผลการทดสอบที่ใช้ตัวอย่างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 457x457 มม. รับแรงกระทำแบบวัฏจักรและแรงอัดตามแนว

แกนในช่วง 20% ถึง 40% ของกำลังต้านทานของเสา โดยมีการให้รายละเอียดเหล็กเสริมทางขวาง 5 รูปแบบ เพื่อเปรียบเทียบผลของรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ที่แตกต่างกัน ผลการทดสอบ พบว่า ความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดของเสามีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับแรงอัดตามแนวแกนที่เพิ่มขึ้น ในขณะที่ค่าความเหนียวกลับลดลง และในการใช้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางน้อยกว่ามาตรฐานการออกแบบของ ACI 318 เกือบ 50% ส่งผลให้ค่าความเหนียวของเสาลดลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และยังพบว่าการใช้รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวแบบเหล็กปลอกรัดรอบเพียงอย่างเดียว ให้ค่าความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดและค่าความเหนียวต่ำกว่ารูปแบบอื่นๆ

ในปี ค.ศ.1992 Azizinamini, Corley และ Johal [8] ได้ศึกษาถึงผลของปัจจัยต่างๆที่มีต่อค่าความเหนียวของเสา และผลของรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่แตกต่างกันที่มีต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากผลการศึกษาของ Azizinamini และคณะ ได้ผลสรุปเกี่ยวกับผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนที่มีต่อค่าความเหนียวและความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดไว้ว่า ถ้าปัจจัยอื่นๆคงที่ เมื่อระดับแรงอัดตามแนวแกนมีค่ามากขึ้น จะส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดมีค่าสูงขึ้น แต่ส่งผลให้ค่าความเหนียวของเสาลดลง

นอกจากนี้ Azizinamini และคณะ ยังสรุปผลของรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่แตกต่างกันที่มีต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กไว้ด้วย ในส่วนของรายละเอียดของของอ (hook) อันได้แก่ มุมของของอ (hook bends) และระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) Azizinamini และคณะ ได้สรุปไว้ว่า เหล็กปลอกวงใน (inner hoops) สามารถใช้มุมของของอ เท่ากับ 90 องศา ซึ่งให้พฤติกรรมที่น่าพอใจ และระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายเหล็กเสริมทางขวางให้ใช้เพียง 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวาง (1989 ACI Building Code) ก็ให้ค่าความเหนียวที่เพียงพอแล้วไม่จำเป็นต้องใช้ระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง เท่ากับ 10 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวาง (1983 ACI Building Code)

ในปี ค.ศ.1993 Sheikh และ Khoury [9] ได้ทำการศึกษาถึงปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับค่าความเหนียว (ductility) 3 ประการ ได้แก่ ปริมาณเหล็กเสริมทางขวาง (amount of lateral steel), รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) และระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels, $P / f_c^{'} A_g$) รวมทั้งได้แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของการจัดเรียงเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางที่ทำให้เกิดประสิทธิภาพในการโอบรัด และช่วยเพิ่มค่าความเหนียวให้

มากขึ้น โดยใช้รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ที่แตกต่างกัน 3 รูปแบบในการทดสอบ

Sheikh และ Khoury ได้ศึกษาถึงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนที่มีต่อค่าความเหนียวไว้ โดยอาศัยการเปรียบเทียบตัวอย่างที่มีปัจจัยอื่นๆเหมือนกันทุกประการ ยกเว้นค่าแรงอัดตามแนวแกน พบว่า การเพิ่มขึ้นของค่าแรงอัดตามแนวแกนส่งผลให้ค่าความเหนียวลดลงอย่างชัดเจน และเมื่อสังเกตจากวงรอบฮีซเทียรีซีซ (hysteresis loop) พบว่า เสาตัวอย่างที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำ จะมีความสามารถในการสลายพลังงาน (energy dissipation capacity) ที่ดีกว่าเสาตัวอย่างที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนสูง

สำหรับเรื่องผลของรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ที่มีต่อค่าความเหนียวนั้น Sheikh และ Khoury ได้ทดสอบเสาตัวอย่าง 3 ตัวอย่าง ที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและปริมาณเหล็กเสริมทางขวางเท่ากัน แต่รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวแตกต่างกัน และมีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางใกล้เคียงกัน รวมทั้งควบคุมระดับแรงอัดตามแนวแกนให้เท่ากัน จากการทดสอบ พบว่า การที่เหล็กเสริมตามยาวขาดเหล็กปลอกวงในที่จะช่วยทำหน้าที่เป็นที่รองรับเหล็กเสริมตามยาวส่งผลให้ประสิทธิภาพของหน้าตัดลดลง เนื่องจากการดุ้ง (buckle) ของเหล็กเสริมตามยาวตัวกลาง ภายหลังจากคอนกรีตเกิดการหลุดล่อน (spalling) เหล็กเสริมตามยาวตัวกลางที่เกิดการดุ้งจะดันเหล็กปลอกออก ทำให้เกิดการสูญเสียประสิทธิภาพในการโอบรัดอย่างรวดเร็ว แต่ในบางครั้ง ถึงแม้มีเหล็กปลอกที่ทำหน้าที่รองรับเหล็กเสริมตามยาว แต่ประสิทธิภาพในการเป็นที่รองรับเหล็กเสริมตามยาวอาจไม่ดีเพียงพอ เช่น การใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่มีขาข้างหนึ่งงอขอ 90 องศา ซึ่งจะให้ประสิทธิภาพในการเป็นที่รองรับเหล็กเสริมตามยาวเป็นอย่างดีในช่วงแรก แต่เมื่อระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าสูงจะส่งผลให้เกิดการอ้าออกของของอ ทำให้เสาตัวอย่างพังทลายอย่างรวดเร็ว

ในปี ค.ศ.1994 Watson และ Park [10] ได้ทำการศึกษาถึงปริมาณเหล็กเสริมทางขวางและระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels, $P / f_c^{'} A_g$) ในระดับต่างๆ โดยสังเกตว่าส่งผลต่อค่าความเหนียวอย่างไรและได้ใช้การวิเคราะห์ทางทฤษฎีทำนายพฤติกรรมเปรียบเทียบกับพฤติกรรมที่ได้จากการทดสอบ และท้ายสุดได้มีการเสนอสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (curvature ductility factor, μ_{ϕ}) ที่กำหนดโดยใช้ข้อมูลของผู้วิจัยท่านอื่นๆร่วมในการพิจารณาด้วย

ในปี ค.ศ.1999 Wehbe, Saiid และ Sanders [11] ได้ทำการศึกษาเพื่อนำข้อมูลไปเป็นแนวทางในการพัฒนาการให้รายละเอียดในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เหล็กปลอกเดี่ยวรูป

สี่เหลี่ยมที่อยู่ในบริเวณที่เสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวระดับปานกลาง (moderate seismicity) ผู้วิจัยได้ทดสอบเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 59% และ 75% ตามมาตรฐาน ACI 318 สำหรับบริเวณที่มีแผ่นดินไหวรุนแรง และใช้ระดับแรงอัดตามแนวแกนที่มีค่าต่ำ ซึ่งเป็นลักษณะของเสาตอม่อสะพานที่รับแรงอัดตามแนวแกนต่ำ คือ อยู่ระหว่าง 10% ถึง 25% ของกำลังต้านทานของเสา จากการทดสอบพบว่า เสาตัวอย่างให้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_{Δ}) อยู่ระหว่าง 5 ถึง 7 และในตอนท้าย ได้มีการเสนอสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่กำหนดไว้ด้วย

เป็นที่น่าสังเกตว่า Wehbe และคณะ ได้รายงานความไร้ประสิทธิภาพของเหล็กปลอกของงอ 90 องศา เนื่องจากการอ้าออกของของงอบริเวณข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge region) ตามด้วยการดุ้งออกด้านนอกของเหล็กเสริมตามยาวเนื่องจากสูญเสียประสิทธิภาพในการโอบรัด ซึ่งสอดคล้องกับผลงานวิจัยก่อนหน้านี้หลายท่าน เช่น Sheikh และ Yeh, Sheikh และ Khoury เป็นต้น ปัญหาการอ้าออกก่อนเวลาอันควรของของงอ 90 องศา จึงเป็นปัญหาสำคัญอย่างหนึ่ง เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการโอบรัดให้ดีขึ้น ในปี ค.ศ.2000 Lukkunaprasit [12] ได้เสนอสิ่งประดิษฐ์ที่เรียกว่า คลิปยึดของงอ (hook-clips) ที่ใช้ยึดของงอ 90 องศาในเหล็กปลอกรัดรอบและเหล็กยึดทางขวาง ผลการทดสอบภายใต้แรงอัดตามแนวแกนอย่างเดียว พบว่า คลิปยึดของงอสามารถป้องกันการอ้าออกก่อนเวลาอันควรของของงอ 90 องศา และสามารถยึดรั้งเหล็กเสริมตามยาวทำให้การดุ้งเกิดในระยะครึ่งหนึ่งของตัวอย่างที่ไร้คลิปยึดของงอ 90 องศาด้วย

1.1.3 งานวิจัยเกี่ยวกับค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมที่รับแรงกระทำแบบวัฏจักร

ในปี ค.ศ.1999 Wehbe, Saiidi และ Sanders [11] ได้ติดเกจวัดค่าความเครียด (strain gages) ในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวาง และจากการสังเกตลักษณะของค่าความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณวิกฤตด้านขนานกับแนวแรงกระทำทางด้านข้าง พบว่า ค่าความเครียดที่ได้ในเหล็กเสริมทางขวางนั้น เกือบจะไม่มีการคราก (yielding) เลยตลอดการทดสอบจนวิบัติ และถึงแม้จะมีการครากบ้างเล็กน้อย แต่ก็ไม่ได้แสดงพฤติกรรมช่วงหลังจากการครากมากมายนัก เมื่อนำข้อมูลต่างๆมาใช้ร่วมในการพิจารณาว่าทำไมผลที่ได้จึงเป็นเช่นนี้ พบว่า สาเหตุที่เหล็กเสริมทางขวางไม่ได้ใช้ประโยชน์อย่างเต็มที่ เพราะ เกิดการอ้าออกของของงอเนื่องจากระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) ตามมาตรฐานการออกแบบไม่เพียงพอ Wehbe และคณะ จึงสรุปไว้ว่า สำหรับการใช้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางให้ได้ประสิทธิภาพในการโอบรัดปานกลางนั้น อาจจะจำเป็นต้องเพิ่มระยะ

จากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) ให้มากกว่าค่าน้อยที่สุดที่ให้ไว้ในมาตรฐานการออกแบบ

1.1.4 งานวิจัยเกี่ยวกับข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI 318 ที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง

ในปี ค.ศ.1989 Sakai และ Sheikh [7] ได้ทำการประเมินค่าที่ได้จากมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318 โดยนำข้อมูลการทดสอบของผู้วิจัยท่านอื่นๆมารวบรวมและทำการศึกษาอย่างเป็นระบบ พบว่า มาตรฐานการออกแบบตาม ACI 318 ไม่ได้คำนึงถึงปัจจัยหลายๆอย่างที่มีผลต่อค่าความเหนียวของเสา เหตุที่เป็นเช่นนี้ เพราะว่า พื้นฐานของสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงคำนึงถึงแต่การพยายามรักษากำลังของเสาไว้ ภายหลังจากการเกิดการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม ไม่ได้คำนึงถึงค่าความสามารถด้านความเหนียวของเสาแต่อย่างใด ดังนั้น จึงมีความจำเป็นต้องมีการปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงของ ACI 318 ในหลายๆเรื่อง เพื่อให้ได้ผลของการโอบรัด (confinement) ที่เพียงพอ โดยเสนอให้แยกพิจารณาเป็น 5 ปัจจัย ดังนี้

1. ลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวาง
2. ปริมาณและระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวาง
3. ระดับแรงอัดตามแนวแกน
4. ลักษณะของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่มีของอ 90 องศา
5. บริเวณที่เกิดพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก (plastic hinge region)

นอกจากนี้ Sakai และ Sheikh ยังสรุปว่า เสาตัวอย่างที่ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ร่วมกับการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่มีของอ 90 องศา อาจจะให้ค่าความเหนียวไม่เพียงพอ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อระดับแรงอัดตามแนวแกนมีค่าสูง

ในปี ค.ศ.1996 Saatcioglu [3] ได้แสดงให้เห็นถึงข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI 318 ที่ไม่ได้คำนึงถึงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน เนื่องจากใช้สมมติฐานที่ว่า ถ้าเสามีความสามารถในการต้านทานการเสียรูปตามแนวแกน (axial deformability) เพียงพอ เสานั้นก็จะมีความสามารถในการต้านทานการเสียรูปทางด้านข้าง (lateral deformability) ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหวเพียงพอด้วย อีกทั้งยังไม่ได้คำนึงถึงประสิทธิภาพของการโอบรัดที่ได้จากลักษณะของการจัดเรียงเหล็กเสริมในรูปแบบที่แตกต่างกันลงในมาตรฐานอีกด้วย

ในปี ค.ศ.1997 Sheikh และ Khoury [13] ได้เสนอวิธีการออกแบบหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่เหมาะสมตามค่าความเหนียวเชิงความโค้งที่ต้องการบนพื้นฐานของข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ โดยวิธีการออกแบบหาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ Sheikh และ Khoury ได้เสนอนั้น จะทำการปรับปรุงปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง โดยกำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการเป็นฟังก์ชันขึ้นกับค่าความเหนียวเชิงความโค้งที่ต้องการ และขึ้นกับระดับแรงกระทำตามแนวแกน รวมทั้งขึ้นอยู่กับลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมที่แตกต่างกันด้วย

1.1.5 งานวิจัยเกี่ยวกับค่าความสามารถในการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงกระทำแบบวัฏจักร

ในปี ค.ศ.1977 Gosain, Brown และ Jirsa [14] ได้นิยามดัชนีงาน (work index) เพื่อใช้เป็นดัชนีวัดค่าความรุนแรงของแรงกระทำ และใช้ในการเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ต่างกัน

ในปี ค.ศ.1990 Ehsani และ Wight [15] มีการใช้ดัชนีความเสียหาย (damage index) ในการเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่มีลักษณะหน้าตัดและรูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) แตกต่างกัน

ในปี ค.ศ.1993 Sheikh และ Khoury [9] ได้ศึกษาเรื่องความสามารถในการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงกระทำแบบวัฏจักร โดยใช้ดัชนีไร้มิติที่สามารถนำมาใช้เปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้จากตัวอย่างทดสอบที่มีลักษณะแตกต่างกัน โดยใช้ดัชนีที่มีลักษณะเดียวกับที่เสนอไว้ โดย Gosain และคณะ กับ Ehsani และคณะ

ในปี ค.ศ.2000 Legeron และ Paultre [16] ได้ศึกษาเรื่องความสามารถในการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงรับแรงกระทำแบบวัฏจักร โดยใช้ดัชนีไร้มิติในลักษณะเดียวกันกับ Sheikh และ Khoury ในปี ค.ศ.1993 ทำให้สามารถนำผลการทดสอบที่ได้มาทำการเปรียบเทียบกันได้ แม้ว่าตัวอย่างทดสอบจะมีลักษณะที่แตกต่างกันก็ตาม

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้ได้ดำเนินการโดยมีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

1. ศึกษาพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีประสิทธิภาพการโอบรัดระดับปานกลาง รับแรงอัดตามแนวแกนขนาดปานกลาง (moderate axial load) และแรงทางด้านข้างที่ทำให้เกิดโมเมนต์ดัดรอบแกนเดียว โดยใช้เหล็กปลอกของอ 135 องศา, ของอ 90 องศา และของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ (hook-clips)

2. ศึกษาถึงผลของระยะห่าง (spacing) ของเหล็กเสริมทางขวาง ที่มีต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้เหล็กปลอกของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ (hook-clips)

3. ศึกษาถึงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels) ที่มีต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีประสิทธิภาพการโอบรัดระดับปานกลาง โดยใช้เหล็กปลอกของอ 135 องศา และเหล็กปลอกของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ (hook-clips) เป็นตัวอย่างในการเปรียบเทียบ

4. ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่กับค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามสภาพการจัดเรียงที่ใช้ โดยใช้ผลการทดสอบที่ได้ร่วมกับผลการวิจัยอื่นๆ โดยเปรียบเทียบกับมาตรฐาน ACI

5. เปรียบเทียบประสิทธิภาพของเหล็กปลอกของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ (hook-clips), เหล็กปลอกของอ 135 องศา และเหล็กปลอกของอ 90 องศา ที่ใช้ในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องการประสิทธิภาพการโอบรัดระดับปานกลาง

6. ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสลายพลังงาน (energy dissipation) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ รวมทั้งปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมทางขวางของเสาทดสอบ โดยใช้ผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยอื่นๆประกอบ

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้ได้ดำเนินการอยู่ภายในขอบเขตดังต่อไปนี้

1. กำหนดตัวแปรควบคุมที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของเสาดังต่อไปนี้

ก. กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน ประมาณ 300 ถึง 400 กก./ซม.^{2}

ข. ระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels) ในช่วง $0.27 f_c' A_g$ ถึง $0.37 f_c' A_g$ (moderate axial load levels)

ค. อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว (ρ_l) เท่ากับ 3.14% ของพื้นที่หน้าตัดเสาทั้งหมด

ง. ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง เท่ากับ 120 มม. สำหรับเสาทดสอบที่ใช้เปรียบเทียบประสิทธิภาพของของอประเภทต่างๆ

จ. ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 120 มม. และ 240 มม. สำหรับเสาทดสอบที่ใช้เปรียบเทียบผลของระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวาง

2. เป็นการศึกษาเสาเดี่ยวที่ไม่ได้อยู่ในโครงสร้างโครงข้อแข็ง (frame)

3. รายละเอียดเหล็กเสริมทางขวางเป็นไปตามข้อกำหนดทั่วไปของ ACI (ไม่ใช่ข้อกำหนดสำหรับแผ่นดินไหวรุนแรงมาก)

1.4 วิธีการดำเนินการวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้มีวิธีการดำเนินการวิจัยตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. ศึกษาทฤษฎีและสมมติฐานต่างๆที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยเพื่อเป็นพื้นฐานความรู้และความเข้าใจอย่างถูกต้อง

2. ค้นคว้าข้อมูลการวิจัยอื่นๆที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้ เพื่อนำมาใช้เปรียบเทียบและใช้เป็นข้อมูลส่วนเพิ่มเติมต่อไป

3. ทำการเตรียมตัวอย่างทดสอบพร้อมกับอุปกรณ์อื่นๆที่จำเป็นต้องใช้ โดยมีการควบคุมคุณภาพ (quality control) ให้เป็นไปตามมาตรฐานที่กำหนด เพื่อลดผลของตัวแปรอื่นๆที่อาจจะมีผลต่อการทดสอบ

4. ดำเนินการทดสอบตัวอย่างตามวิธีการที่กำหนด

5. วิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ พร้อมสรุปผลการทดสอบ

6. วิเคราะห์ผลการทดสอบที่ได้ร่วมกับผลการทดสอบของผู้วิจัยอื่นๆ โดยใช้ดัชนีที่นิยามขึ้นเพื่อเปรียบเทียบตัวอย่างที่มีลักษณะแตกต่างกัน

7. ทำบทสรุปและรายงานผลการทดสอบพร้อมข้อเสนอแนะ

8. ทำรายงานการวิจัย

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

การดำเนินการวิจัยครั้งนี้ ได้คาดหวังว่าจะได้รับประโยชน์ในด้านต่างๆดังต่อไปนี้

1. เข้าใจพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เหล็กเสริมทางขวางเป็นแบบเหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ร่วมกับเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่มีประสิทธิภาพการโอบรัดระดับปานกลาง ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร และแรงอัดตามแนวแกนขนาดปานกลาง

2. เข้าใจถึงผลของระยะห่าง (spacing) ของเหล็กเสริมทางขวาง ที่มีต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในการรับแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร ภายใต้แรงอัดตามแนวแกนขนาดปานกลาง

3. เข้าใจถึงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels) ที่มีต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีประสิทธิภาพการโอบรัดระดับปานกลาง ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร

4. สามารถหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสมตามสภาพการจัดเรียงที่ใช้ โดยใช้ผลการทดสอบที่ได้รับร่วมกับผลการวิจัยอื่นๆประกอบ เพื่อเป็นแนวทางในการออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวขนาดปานกลางในอนาคต

5. สามารถนำอุปกรณ์ที่มีผลการทดสอบสนับสนุนไปประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างจริงเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ และให้ได้รับพฤติกรรมแบบเหนียว ซึ่งช่วยเตือนภัยก่อนเกิดการวิบัติของโครงสร้าง

6. เข้าใจถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสลายพลังงาน (energy dissipation) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ รวมทั้งปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมทางขวาง ซึ่งอาจจะนำไปใช้ปรับปรุงพฤติกรรมของเสาให้ดียิ่งขึ้นต่อไป

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้ จะกล่าวถึงหลักการและทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยในครั้งนี้ โดยจะกล่าวถึงคุณสมบัติพื้นฐานของโครงสร้างสำหรับต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรหรือแรงแผ่นดินไหว และเทคนิคการออกแบบโดยหลักการเสาแข็ง-คานอ่อน รวมทั้งอธิบายถึงกลไกในการโอบรัดทางด้านข้างของเหล็กเสริมทางขวางที่มีต่อคอนกรีต และมาตรฐานในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง ส่วนในตอนท้ายของบทนี้ ได้แนะนำดัชนีที่ใช้เปรียบเทียบค่าความเหนียวและค่าความสามารถในการสลายพลังงานเพื่อให้สามารถเปรียบเทียบผลการทดสอบที่มีลักษณะแตกต่างกันได้

2.1 คุณสมบัติพื้นฐานของโครงสร้างสำหรับต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

Paulay และ Priestley [17] และ Park และ Paulay [18] ได้กล่าวถึงคุณสมบัติพื้นฐานของโครงสร้างที่จำเป็นในการออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ได้แก่

2.1.1 กำลังของโครงสร้าง (Strength)

การออกแบบโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไปหรือแรงลม โดยทั่วไปผู้ออกแบบต้องออกแบบโครงสร้างให้มีกำลังเพียงพอที่จะรับแรงสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นได้ตลอดช่วงชีวิตการใช้งาน แต่การออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาเป็น 2 กรณี ได้แก่ กรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดเล็กซึ่งอาจเกิดขึ้นได้หลายๆครั้งในช่วงอายุการใช้งาน หรือ กรณีที่โครงสร้างต้องไม่เกิดความเสียหายเลยระหว่างแผ่นดินไหว โครงสร้างนั้นต้องมีกำลังเพียงพอที่จะรับแรงที่เกิดระหว่างแผ่นดินไหวในช่วงอีลาสติก โดยไม่เกิดความเสียหายขึ้นกับโครงสร้าง แต่ในกรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดใหญ่ การออกแบบให้กำลังของโครงสร้างมากจนสามารถต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ซึ่งนานๆจะเกิดขึ้นโดยโครงสร้างไม่เกิดความเสียหายเลยนั้นย่อมไม่เป็นการประหยัด ดังนั้น เพื่อหลีกเลี่ยงการพังทลายของโครงสร้าง

เมื่อมีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ จำเป็นต้องอาศัยเทคนิคการออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวเพียงพอที่จะทนทานการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โดยไม่เกิดการพังทลาย

2.1.2 **สติฟเนส** (Stiffness)

สติฟเนส (stiffness) เป็นคุณสมบัติที่บอกถึงความสามารถในการต้านการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเมื่อมีแรงมากระทำ การออกแบบไม่ว่าจะเป็นโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไปหรือโครงสร้างที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบจะต้องสามารถคำนวณการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำได้อย่างถูกต้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ในโครงสร้างบางประเภทที่การใช้งานของโครงสร้างถูกกำหนดโดยการเคลื่อนที่หรือการโก่งตัวของโครงสร้างนั้น สำหรับโครงสร้างที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบต้องสามารถคำนวณการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ซึ่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนี้ต้องไม่มากจนทำให้เกิดความเสียหายต่อส่วนต่างๆของอาคารทั้งที่เป็นส่วนของโครงสร้างและที่ไม่ใช่ส่วนของโครงสร้าง

2.1.3 **ความเหนียว** (Ductility)

ความเหนียว (ductility) ของโครงสร้าง หมายถึง ความสามารถในการเสียรูป เช่น การยืด การหด หรือการดัด โดยที่ยังคงรักษากำลังต้านทานส่วนใหญ่ (เช่น 80% ของกำลังต้านทานสูงสุดของชิ้นส่วน) ไว้ได้ แม้ว่าจะมีการเสียรูปเลยช่วงอีลาสติกไปแล้ว

โครงสร้างจำเป็นต้องสามารถทนทานต่อการเคลื่อนที่ที่จะเกิดขึ้นอย่างมากระหว่างเกิดแผ่นดินไหวโดยที่กำลังรับแรงไม่ลดลงมากนัก เพื่อบรรเทาความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นและเพื่อเพิ่มความมั่นใจว่าโครงสร้างนั้นมีความสามารถที่จะรับแรงกระทำทางด้านข้างที่เกิดจากแผ่นดินไหวได้ จากเหตุผลดังกล่าว ทำให้ผู้ออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวจำเป็นต้องพิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านความเหนียวร่วมด้วยในการออกแบบ

ค่าความเหนียวของโครงสร้างสามารถคำนวณเปรียบเทียบกันโดยใช้ค่าอัตราส่วนความเหนียว (ductility factor, μ) ดังนี้

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \geq 1 \tag{1}$$

โดยที่ Δ = การเสียรูปของโครงสร้างที่จุดใดจุดหนึ่งภายหลังการคราก (yielding)

Δ_y = การเสียรูปของโครงสร้าง ณ จุดที่เริ่มเกิดการคราก (yielding)

โดยที่ การเสียรูป (Δ) อาจจะอยู่ในรูปของค่าการเคลื่อนที่ (displacement), ค่าความโค้ง (curvature) , ค่าการหมุน (rotation) หรือ ค่าความเครียด (strain) ก็ได้

โดยทั่วไปแล้วจะสนใจค่าอัตราส่วนความเหนียว ณ จุดที่เกิดการวิบัติ (failure) นั่นคือ

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{2}$$

พิจารณารูปที่ 2.1 พบว่า ในการออกแบบโครงสร้างให้สามารถทนการเคลื่อนที่ได้ Δ_u โดยไม่เกิดการวิบัติ ถ้าออกแบบให้โครงสร้างอยู่ในสภาวะอีลาสติกตลอดจะต้องออกแบบให้รับแรงกระทำได้เป็น μ เท่าของโครงสร้างที่มีค่าอัตราส่วนความเหนียว เท่ากับ μ จะเห็นได้ว่าการออกแบบโครงสร้างให้อยู่ในสภาพอีลาสติกตลอดโดยไม่อาศัยประโยชน์ของค่าความเหนียวของโครงสร้างเลยนั้น อาจเป็นการสิ้นเปลืองมากเกินไป เพราะ จุดมุ่งหมายในการออกแบบโครงสร้างบางประเภทนั้น ต้องการเพียงป้องกันไม่ให้เกิดการสูญเสียชีวิตในกรณีที่เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่เท่านั้น (survival limit state) ซึ่งยอมให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างหรือยอมให้โครงสร้างเข้าสู่ช่วงอินอีลาสติกได้ แต่สำหรับโครงสร้างบางประเภทที่มีความสำคัญสูง และมีความจำเป็นที่จะต้องใช้งานอยู่แม้ว่าจะเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ขึ้น เช่น โรงพยาบาล สถานีรถไฟ เขื่อน โครงสร้างเหล่านี้จำเป็นต้องออกแบบให้อยู่ในสภาพอีลาสติก เพื่อให้โครงสร้างไม่เกิดความเสียหาย ยังคงสภาพการใช้งานได้ทันทีภายหลังเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

2.1.4 **การสลายพลังงาน** (Energy dissipation)

การสั่นไหวของโครงสร้างในระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว จะทำให้เกิดพลังงานจำนวนมากบนโครงสร้าง ถ้าโครงสร้างไม่สามารถดูดซับหรือสลายพลังงานจำนวนมากนี้ออกไปได้ โครงสร้างอาจจะเกิดความเสียหายและเกิดการวิบัติขึ้น การสลายพลังงานในโครงสร้างที่สำคัญมากทางหนึ่งก็คือ การเกิดข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ขึ้นในโครงสร้าง

พิจารณารูปที่ 2.2 ซึ่งเป็นการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอีลาสติกและอินอีลาสติกโดยใช้แบบจำลองที่มีดีกรีความอิสระ (degree of freedom) เท่ากับ 1

ในรูปที่ 2.2 (ก) แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของแบบจำลองที่อยู่ในช่วงอีลาสติก จุด a เป็นตำแหน่งที่มีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงที่สุด และ ในตำแหน่งนี้จะมีพลังงานศักย์สะสมไว้เท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ oab เมื่อ

มวล m เคลื่อนที่กลับมาอยู่ในตำแหน่งเริ่มต้น พลังงานศักย์ที่สะสมไว้ทั้งหมดก็จะเปลี่ยนรูปเป็นพลังงานจลน์

ในรูปที่ 2.2 (ข) แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของแบบจำลองที่อยู่ในช่วงอินอีลาสติก โดยสมมติพฤติกรรมเป็นแบบอีลาสโตพลาสติก (elastoplastic) ช่วง oc เป็นช่วงที่แบบจำลองอยู่ในช่วงอีลาสติก ถ้าแบบจำลองไม่แข็งแรงพอที่จะรับแรงเฉื่อยอีลาสติกต่อไปได้ ก็จะเกิดข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ขึ้นดังรูป เมื่อข้อหมุนพลาสติกเกิดขึ้นแล้ว กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของแบบจำลอง ก็จะมีลักษณะดังช่วง cd โดยที่จุด d เป็นตำแหน่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุด และมีพลังงานศักย์สะสมเท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ ocde และเมื่อมวล m เคลื่อนที่กลับมาที่ตำแหน่งเริ่มต้น พลังงานศักย์ที่สะสมจะกลายเป็นพลังงานจลน์เท่ากับพื้นที่ def เท่านั้น เนื่องจากพลังงานที่อยู่ในพื้นที่ ocdf จะถูกสลายไปโดยข้อหมุนพลาสติกโดยการเปลี่ยนรูปเป็นพลังงานในรูปอื่นที่ไม่คืนกลับ เช่น พลังงานความร้อน

จะเห็นได้ว่า พลังงานศักย์ทั้งหมดที่สะสมในโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอีลาสติกแบบอุดมคติ ดังในรูปที่ 2.2 (ก) จะเปลี่ยนเป็นพลังงานจลน์ในแต่ละรอบของการสั่น โดยไม่มีการสูญเสียพลังงานเลย แต่ในโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเป็นแบบอีลาสโตพลาสติก (elastoplastic) ดังในรูปที่ 2.2 (ข) พลังงานศักย์ที่สะสมไว้บางส่วนเท่านั้นที่จะเปลี่ยนเป็นพลังงานจลน์ เนื่องจากมีพลังงานบางส่วนถูกสลายไปโดยข้อหมุนพลาสติก พลังงานที่ถูกสลายไปโดยข้อหมุนพลาสติกนี้มีค่าเท่ากับพื้นที่ภายในวงรอบของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของแบบจำลอง

ในกรณีที่โครงสร้างมีการรับแรงกระทำไปในทิศทางเดียว (monotonic loading) ค่าอัตราส่วนความเหนียว (ductility factor, μ) จะเป็นตัวบ่งชี้ถึงค่าการสลายพลังงาน (energy dissipation) ของโครงสร้างได้ โดยที่โครงสร้างที่มีค่าอัตราส่วนความเหนียวสูงจะมีความสามารถในการสลายพลังงานสูงไปด้วย ดังจะเห็นได้จากรูปที่ 2.3 (ก) แต่ในกรณีที่โครงสร้างมีการรับแรงกระทำเป็นแบบวัฏจักร (cyclic loading) ค่าอัตราส่วนความเหนียว อาจจะไม่สามารถระบุถึงความสามารถในการสลายพลังงานของโครงสร้างได้อย่างถูกต้อง ดังจะเห็นได้ชัดเจนจากรูปที่ 2.3 (ข) และ (ค) แม้ว่าโครงสร้างทั้งสองจะมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเท่ากัน คือ $\frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ แต่ค่าการสลายพลังงานของโครงสร้างในรูปที่ 2.3 (ค) มีค่ามากกว่าค่าการสลายพลังงานของโครงสร้างในรูปที่ 2.3 (ข) อย่างมาก โดยเปรียบเทียบได้จากพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ของทั้งสองกรณี

ดังที่กล่าวมาทั้งหมด จะเห็นได้ว่า นอกจากค่าความเหนียว (ductility) แล้ว ค่าความสามารถในการสลายพลังงาน (energy dissipation capacity) ยังมีความจำเป็นต่อการออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวเป็นอย่างยิ่ง

2.2 เทคนิคการออกแบบโดยหลักการเสาแข็ง - คานอ่อน (Strong column - weak beam)

สิ่งที่สำคัญในการที่จะทำให้โครงสร้างมีความเหนียวและมีเสถียรภาพ เมื่อรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว คือ หลีกเลี่ยงการเกิดข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ในเสา เหตุผลที่เป็นเช่นนี้ เพราะว่า ถ้าเกิดข้อหมุนพลาสติกในเสาเพียงชั้นเดียวก็อาจจะทำให้อาคารทั้งหลังล้มพังลงมาได้ดังในรูปที่ 2.4 (ข) และเมื่อมาพิจารณาการเกิดข้อหมุนพลาสติกในคาน จะเห็นว่าสามารถเกิดได้ในหลายๆชั้นหรือทุกๆชั้นพร้อมกัน โดยที่อาคารยังคงมีเสถียรภาพไม่ล้มพังลงมาดังแสดงในรูปที่ 2.4 (ก) จากเหตุผลนี้ จึงเกิดแนวคิด เสาแข็ง - คานอ่อน (strong column – weak beam) ในการออกแบบขึ้นมา

ถ้าสมมติให้โครงสร้างที่เกิดข้อหมุนพลาสติก ทั้ง 2 แบบในรูปที่ 2.4 (ก) และ (ข) มีค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ชั้นบนสุดของหลังคาเท่ากัน จะพบว่า ค่าความเหนียวที่ต้องการในเสาชั้นล่างของรูปที่ 2.4 (ข) มีค่าสูงมาก เสาชั้นล่างอาจจะทนรับแรงกระทำไม่ได้ ก่อให้เกิดการวิบัติขึ้น และอาคารทั้งหลังก็จะพังลงมา นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาในแง่ของความสามารถในการสลายพลังงานของคานและเสา 1 ตัว จะพบว่า ข้อหมุนพลาสติกในคานจะมีการสลายพลังงานได้ดีกว่าข้อหมุนพลาสติกในเสา และปริมาณข้อหมุนพลาสติกในรูปที่ 2.4 (ก) มีจำนวนได้มากกว่าในรูปที่ 2.4 (ข) มาก จึงทำให้ปริมาณพลังงานที่ถูกสลายไปเนื่องจากข้อหมุนพลาสติกในกรณีตามรูปที่ 2.4 (ก) มีค่ามากกว่าในกรณีตามรูปที่ 2.4 (ข) มาก จากที่ได้กล่าวมาทั้งหมดจะเห็นได้ว่า ควรหลีกเลี่ยงการเกิดข้อหมุนพลาสติกในเสา

การออกแบบโครงสร้างให้มีความเหนียวในขณะรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว จะใช้หลักการ เสาแข็ง – คานอ่อน (strong column – weak beam) หมายถึง ที่จุดต่อของคานและเสา เสาจะต้องถูกทำให้แข็งแรงกว่าคาน เพื่อป้องกันการเกิดข้อหมุนพลาสติกในเสา โดยให้เกิดข้อหมุนพลาสติกในคานเท่านั้น แต่อย่างไรก็ตาม เมื่ออาคารรับแรงกระทำมากๆ เนื่องจากแผ่นดินไหว การเกิดข้อหมุนพลาสติกที่บริเวณฐานของเสาชั้นล่างก็หลีกเลี่ยงไม่ได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 (ก) ดังนั้น ในการออกแบบเสาบริเวณนี้ จะไม่พยายามเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาในบริเวณนี้ เพราะถึงจะเพิ่มอย่างไร เมื่อมีแรงกระทำมากๆจากแผ่นดินไหว ข้อหมุนพลาสติก

ในเสาบริเวณนี้ก็เกิดขึ้นอยู่ดี วิธีการออกแบบที่ทำกันในเสาบริเวณนี้ จะมุ่งสนใจที่การให้รายละเอียด (detailing) ในจุดที่จะเกิดข้อหมุนพลาสติก เพื่อให้มีความเหนียวเพียงพอในการรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

เนื่องจากเสาทั่วไปจะรับแรงกระทำตามแนวแกนค่อนข้างสูง เมื่อเกิดโมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแรงกระทำจากแผ่นดินไหว พฤติกรรมการเสียรูปจะขึ้นกับความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับค่าความเครียดของคอนกรีตมากกว่าของเหล็กเสริม การพิจารณาในการออกแบบเสาจึงต้องให้ความสำคัญกับคอนกรีตมากยิ่งขึ้น แต่เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่เปราะ การเพิ่มความเหนียวให้กับคอนกรีตในเสา ทำได้โดยการใส่เหล็กปลอกรัดรอบให้เพียงพอเพื่อเพิ่มการโอบรัดทางด้านข้าง (confinement) แก่คอนกรีตที่รับแรงอัดในเสา

2.3 กลไกในการโอบรัดทางด้านข้าง (Mechanism of confinement)

เมื่อคอนกรีตล้วน (plain concrete) ได้รับแรงอัดกระทำสม่ำเสมอตลอดหน้าตัดในรูปแบบแรงอัดตามแนวแกนเดียว (uniaxial compression, f_{uy}) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 (ก) ส่งผลให้เกิดค่าความเครียดดึงทางด้านข้าง (transverse tensile strain, ε_{ux}) เนื่องจากผลของปัวส์ซองสำหรับวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นและมีเนื้อเหมือนกันทุกทิศทาง (linearly elastic and isotropic material) ค่าความเครียดดึงทางด้านข้างในกรณีนี้ มีค่าเท่ากับ

$$\varepsilon_{ux} = \frac{-\nu f_{uy}}{E} \qquad (3)$$

โดยที่ ν = อัตราส่วนปัวส์ซอง

E = โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ

และ กำหนดให้หน่วยแรงอัดและความเครียดอัดมีค่าเป็นลบ ส่วนหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงมีค่าเป็นบวก อย่างไรก็ตาม ถ้าค่าความเครียดทางด้านข้างถูกต้านทานโดยหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง (f_{tx}) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 (ข) จะส่งผลให้การวิบัติเกิดช้าลง เนื่องจากหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างทำให้เกิดความเครียดในทิศทางตรงข้ามกับความเครียดดึงที่เกิดจากผลของปัวส์ซองนั่นเอง สำหรับวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นและมีเนื้อเหมือนกันทุกทิศทาง (linearly elastic and isotropic material) ค่าความเครียดทางด้านข้างในกรณีนี้ มีค่าเท่ากับ

$$\varepsilon_{tx} = \frac{f_{tx} - \nu(f_{ty} + f_{tx})}{E} \qquad (4)$$

โดยที่ ε_{tx} = ความเครียดดึงทางด้านข้างในกรณีที่มีหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง

f_{ty} = หน่วยแรงอัดที่กระทำตลอดหน้าตัด

ภายใต้สมมติฐานที่ได้จากการทดสอบของ Richart และคณะ จึงมีการสมมติว่า การวิบัติทั้ง 2 กรณี เกิดขึ้นที่ค่าความเครียดทางด้านข้างค่าเดียวกัน นั่นคือ $\varepsilon_{ux} = \varepsilon_{tx}$ จาก สมการที่ (3) และ (4) สามารถหาความสัมพันธ์ได้ดังต่อไปนี้

$$f_{ty} = f_{uy} + k_1 f_{tx} \tag{5}$$

โดยที่

$$k_1 = \frac{1-\nu}{\nu} \tag{6}$$

เนื่องจาก การสมมติให้วัสดุเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นที่มีค่าความเค้นสัมพันธ์กับค่าความเครียดเชิงเส้นตรง สมการที่ (5) ที่ได้มา จึงแสดงแนวโน้มการเพิ่มขึ้นของค่า f_{ty} อย่างไม่มีที่สิ้นสุด เมื่อค่า f_{tx} เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาสมการที่ (6) จะเห็นได้ว่า ถ้า ν มีค่าเพิ่มขึ้น สัมประสิทธิ์ k_1 จะมีค่าลดลง และถ้า ν มีค่าเท่ากับ 0.2 จะทำให้ สัมประสิทธิ์ k_1 มีค่าเท่ากับ 4.0 ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่ Richart และคณะเสนอ คือ 4.1 และเป็นค่าที่อ้างถึงในตำราคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป (เช่น Park และ Paulay [18])

เมื่อนำสมการที่ (5) มาเขียนใหม่ในรูปแบบของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ได้รับหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง (confined compressive strength, f'_{cc}) กับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (unconfined compressive strength, f'_{co}) ได้ดังนี้

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l \tag{7}$$

โดยที่ f_l = หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง (lateral confinement pressure)

เนื่องจาก คุณสมบัติของคอนกรีตไม่ได้เป็นไปตามคุณสมบัติของวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นและมีเนื้อเหมือนกันทุกทิศทาง (linearly elastic and isotropic material) ตามที่สมมติไว้ ดังนั้น ควรใช้ผลการทดสอบมาวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์ k_1 โดยในปี ค.ศ.1928 Richart และคณะ พบว่าค่า k_1 นี้ มีแนวโน้มร่วมกับค่าหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง (f_l) หลังจากนั้น ในปี ค.ศ.1992 Saatcioglu และ Razvi ได้เสนอสมการที่ได้จากการนำผลการทดสอบมาวิเคราะห์ดังนี้

$$k_1 = 6.7(f_l)^{-0.17} \tag{8}$$

จากที่ได้แสดงมาทั้งหมด จะเห็นได้ว่า ค่าหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง (f_l) เป็นปัจจัยที่ช่วยเพิ่มค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตให้สูงขึ้นจาก $f_{co}^{'}$ เป็น $f_{cc}^{'}$ ตามสมการที่ (7) โดยที่ไม่ได้แสดงให้เห็นเลยว่า หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างนี้ มีส่วนช่วยเพิ่มค่าความเหนียว (ductility) ของวัสดุด้วย

2.4 **คอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวาง** (Confined concrete)

คอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวาง คือ คอนกรีตที่มีการเสริมเหล็กเสริมทางขวาง เพื่อต้านทานการขยายตัวออกทางด้านข้างของคอนกรีต ส่งผลให้เกิดหน่วยแรงอัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับทิศทางที่แรงอัดหรือความเค้นกระทำ ปัจจัยหลัก 2 ประการที่มีผลต่อการโอบรัดคอนกรีต คือ

1. ขนาดของหน่วยแรงโอบรัดด้านข้างเนื่องจากเหล็กเสริมทางขวาง ซึ่งขึ้นกับปริมาณและกำลังของเหล็กเสริมทางขวาง
2. ประสิทธิภาพในการโอบรัดพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต ซึ่งขึ้นกับลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมตามยาวและระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง

ปัจจัยทั้ง 2 ประการ เป็นปัจจัยสำคัญที่จะทำให้เกิดการโอบรัดที่มีประสิทธิภาพ จึงเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการออกแบบโครงสร้างที่ต้องการค่าความเหนียวสูง เช่น โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว นอกจากปัจจัยหลักทั้ง 2 ปัจจัยแล้วนั้น ยังมีปัจจัยอื่นๆที่ส่งผลต่อการโอบรัดคอนกรีต เช่น ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว และระดับแรงอัดตามแนวแกน เป็นต้น

2.4.1 **ผลของการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวาง**

การโอบรัดนั้นเกิดจาก การที่เสาที่มีการเสริมเหล็กเสริมทางขวางถูกแรงอัดกระทำทำให้คอนกรีตเกิดการหดตัวในทิศทางเดียวกับทิศทางของแรงอัดที่กระทำ และคอนกรีตจะขยายตัวออกทางด้านข้าง ในกรณีที่แรงอัดตามแนวแกนมีค่าต่ำ เหล็กเสริมทางขวางจะยังไม่ออกแรงต้านทานการขยายตัวของคอนกรีตเพราะการขยายตัวของคอนกรีตมีค่าน้อย แต่ถ้าแรงอัดตามแนวแกนมีค่าสูง ซึ่งจะทำให้คอนกรีตขยายตัวออกทางด้านข้างจนกระทั่งเหล็กเสริมทางขวางออกแรงต้านทานการขยายตัวของคอนกรีต ในกรณีนี้เสาคอนกรีตนั้นจะมีกำลังรับแรงอัดมากยิ่งขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ได้จากกรณีคอนกรีตล้วน (plain concrete) ที่มีการให้หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากเหล็กเสริมตามขวางที่ต้านทานการขยายตัวของคอนกรีตนี้ เรียกว่า หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง (lateral confining pressure, f_l)

นอกจากนี้การเสริมเหล็กเสริมทางขวางในปริมาณที่มากขึ้นจะส่งผลให้โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบเหนียวเพิ่มมากขึ้น และช่วยป้องกันการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวและเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนอีกด้วย

จะเห็นได้ว่า หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง (f_l) ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพให้แก่เสาใน 2 เรื่องหลัก ได้แก่

1. ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (strength) ให้สูงขึ้น
2. ช่วยเพิ่มค่าความเหนียว (ductility) ของชิ้นส่วนให้สูงขึ้น

การออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวในปัจจุบันได้ให้ความสำคัญในเรื่องความเหนียวของโครงสร้าง (ductility) มากกว่าในอดีตที่ผ่านมา เพราะ การมีพฤติกรรมแบบเหนียวจะช่วยให้โครงสร้างมีการแสดงการเตือนภัยก่อนที่จะเกิดการวิบัติขึ้น เป็นการบรรเทาความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้น

2.4.2 หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างประสิทธิผล (Effective lateral confining pressure, f_{le}) และ ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e)

สำหรับเหล็กเสริมทางขวางที่เป็นรูปวงกลมเกลียว (spiral) และรูปห่วงวงกลม (circular hoop) เมื่อมีการต้านทานการขยายตัวของคอนกรีตที่ได้รับแรงอัดกระทำ ค่าหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะเป็นลักษณะเกือบกระจายอย่างสม่ำเสมอ (near-uniform lateral pressure) จึงสามารถประยุกต์ใช้สมการที่ (7) ได้โดยตรง

ในขณะที่เป็นหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม (square or rectangular hoop) จะไม่กระจายอย่างสม่ำเสมอ ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 2.6 โดยประสิทธิภาพในการโอบรัดจะมีมากที่มุมของเหล็กปลอก และในตำแหน่งของงอ (hook) ของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ในขณะที่ประสิทธิภาพในการโอบรัดในช่วงกลางจะมีค่าต่ำ เนื่องจากความสามารถในการต้านทานการดัดของเหล็กปลอกในบริเวณดังกล่าวมีค่าต่ำนั่นเอง

จากเหตุผลดังกล่าวทำให้ไม่สามารถประยุกต์ใช้สมการที่ (7) ได้โดยตรง สำหรับเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม จึงมีการสมมติค่าหน่วยแรงโอบรัดประสิทธิผล, f_{le} ขึ้นแทน f_l โดยมีการใช้ตัวคูณลดค่าของ f_l ลง ซึ่งเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล, k_e

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le} \tag{9}$$

โดยที่

$$f_{le} = k_e f_l \tag{10}$$

2.4.3 ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) สำหรับหน้าตัดที่ได้รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม

ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) สำหรับหน้าตัดที่ได้รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมจะพิจารณาจากลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางที่แตกต่างกัน โดยแต่ละรูปแบบการจัดเรียงก็จะให้ประสิทธิภาพการโอบรัดที่แตกต่างกันไป

มีผู้วิจัยหลายท่านได้เสนอวิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) สำหรับหน้าตัดที่ได้รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม ตัวอย่างเช่น

ในปี ค.ศ.1984 Mander และคณะ [2] ได้แสดงการวิเคราะห์หาประสิทธิภาพการโอบรัดทางด้านข้างของเสาตัวอย่างที่มีรูปแบบการจัดเรียงเหล็กเสริมที่แตกต่างกัน โดยที่นิยามค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) เป็น อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดประสิทธิผลต่อพื้นที่ของคอนกรีตที่อยู่ภายในศูนย์กลางของเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมทางขวาง โดยพิจารณาจากลักษณะทางเรขาคณิต และ สมมติว่าส่วนโค้งที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการโอบรัดอยู่ในรูปของสมการพาราโบลากำลังสองที่มีเส้นสัมผัสทำมุม 45 องศา โดยส่วนโค้งนี้จะเกิดขึ้นทั้ง 2 แนว คือ เกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมทางขวางและเกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมตามยาวด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.7 จากวิธีการข้างต้น ทำให้ได้ความสัมพันธ์ ดังต่อไปนี้

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{\left(w_i^{'}\right)^2}{6 b_c d_c}\right)\left(1 - \frac{s^{'}}{2 b_c}\right)\left(1 - \frac{s^{'}}{2 d_c}\right)}{\left(1 - \rho_{cc}\right)} \tag{11}$$

โดยที่ $w_i^{'}$ = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาววัดจากขอบนอกของเหล็กเสริมตามยาวที่ติดกัน

b_c = ความยาวของหน้าตัดคอนกรีตส่วนที่ได้รับการโอบรัดโดยวัดจากศูนย์กลางของเหล็กเสริม

d_c = ความกว้างของหน้าตัดคอนกรีตส่วนที่ได้รับการโอบรัดโดยวัดจากศูนย์กลางของเหล็กเสริม

$s^{'}$ = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางวัดจากขอบนอกของเหล็กเสริมทางขวางที่ติดกัน

ρ_{cc} = อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของเหล็กเสริมทางขวางต่อพื้นที่คอนกรีตที่อยู่ภายในศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวาง

ในปี ค.ศ.1996 Saatcioglu [3] ได้นำผลการทดสอบเสาที่ใช้เหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมหลายๆตัวอย่าง มาทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) กับลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริม โดยเสนอสมการเอมพิริคอล (empirical equation) ดังนี้

$$k_e = 0.15\sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_l}\right)} \leq 1.0 \tag{12}$$

โดยที่ b_c = ความยาวของหน้าตัดคอนกรีตส่วนที่ได้รับการโอบรัดโดยวัดจากศูนย์กลางของเหล็กเสริม

s = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง

s_l = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาวที่มีเหล็กเสริมทางขวางรัดรอบโดยวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว

จากตัวอย่างของการวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) ทั้ง 2 กรณี สังเกตได้ว่า ไม่ได้มีการพิจารณาถึงลักษณะการให้รายละเอียดของของอ อันได้แก่ มุมของของอ (hook bends) และระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) ลงในสมการด้วย ซึ่งจากผลการทดสอบของผู้วิจัยหลายท่านในช่วงไม่นานมานี้ พบว่า ปัจจัยที่กล่าวมานี้ มีอิทธิพลต่อประสิทธิภาพการโอบรัดเหล็กเสริมตามยาวอย่างยิ่ง ถ้าเกิดการอ้าออกของของอ จะส่งผลให้เกิดการดุ้ง (buckle) ของเหล็กเสริมตามยาว และเกิดการสูญเสียกำลังรับแรงอัดอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างโดยรวมด้วย

2.5 ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง (Lateral steel requirements for rectangular columns)

ในปัจจุบันมีมาตรฐานมากมายสำหรับใช้ออกแบบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการในบริเวณที่เกิดข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ในเสาที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม ในที่นี้ขอกล่าวถึงเพียง 2 มาตรฐานที่จะนำมาใช้เปรียบเทียบ ได้แก่

2.5.1 American Concrete Institute (ACI 318-99) [19]

ปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่าระหว่าง

$$A_{sh} = 0.3sh_c \frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right)-1\right] \tag{13}$$

และ

$$A_{sh} = 0.09sh_c \frac{f_c^{'}}{f_{yh}} \tag{14}$$

โดยที่
- s = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง
- h_c = ความกว้างของหน้าตัดคอนกรีตส่วนที่ได้รับการโอบรัดโดยวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวาง
- A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา
- A_{ch} = พื้นที่หน้าตัดของเสาโดยวัดจากขอบนอกถึงขอบนอกของเหล็กเสริมทางขวาง
- $f_c^{'}$ = กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต
- f_{yh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง

นอกจากนี้ มาตรฐาน ACI 318-99 ยังกำหนดค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง (s) ในบริเวณข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ไว้ไม่เกินค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 100 มม. (4 นิ้ว) หรือ $1/4$ ของด้านที่สั้นที่สุดของหน้าตัด

ภาคผนวก จ-1 แสดงที่มาของสมการที่ (13) และ (14) ซึ่งเป็นมาตรฐาน ACI ในการคำนวณปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง

2.5.2 Applied Technology Council (ATC-32)

ปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ให้ใช้เท่ากับ

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\left(0.5 + 1.25\frac{P}{f_c^{'}A_g}\right) + 0.13sh_c(\rho_l - 0.01) \tag{15}$$

โดยที่ P = แรงอัดตามแนวแกน

ρ_l = อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวทั้งหมดต่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา (longitudinal steel ratio)

นอกจากนี้ ATC-32 ยังกำหนดค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง (s) ในบริเวณข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ไว้ไม่เกินค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 305 มม. (12 นิ้ว) หรือ เท่ากับด้านที่สั้นที่สุดของหน้าตัด สำหรับในกรณีที่เหล็กเสริมตามยาวมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า 32 มม. ค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง (s) ในบริเวณข้อหมุนพลาสติกให้ลดลงเหลือครึ่งหนึ่งของค่าเดิม

จะเห็นได้ว่า มาตรฐาน ACI 318-99 ไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงอัดตามแนวแกน (P) และปริมาณเหล็กเสริมตามยาว ในการคำนวณหาปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวาง (A_{sh}) ในบริเวณข้อหมุนพลาสติก แต่สำหรับมาตรฐาน ATC-32 ได้คำนึงถึงผลของแรงอัดตามแนวแกน (P) และปริมาณเหล็กเสริมตามยาว ในการคำนวณหาปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวาง (A_{sh}) โดยคิดว่าถ้าแรงอัดตามแนวแกนและปริมาณเหล็กเสริมตามยาวมากขึ้นจะทำให้เสามีค่าความเหนียวลดลง ดังนั้น จึงจำเป็นต้องมีการเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมทางขวางให้มากขึ้น เพื่อเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพในการโอบรัดทางด้านข้างให้เสามีค่าความเหนียวที่เพียงพอ

รูปที่ 2.8 แสดงการเปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับหน้าตัดเสาที่กำหนดตามมาตรฐานที่อ้างถึงทั้งสอง และได้แสดงปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่แนะนำไว้ โดย Paulay และ Priestley [17] ซึ่งพิจารณาให้เป็นฟังก์ชันของค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (curvature ductility factor, μ_ϕ) ด้วย

2.6 ดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงาน (Ductility factor and energy dissipation indexes)

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 2.1 ในการออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวนั้นสามารถออกแบบให้โครงสร้างเคลื่อนตัวเลยช่วงอีลาสติก ทำให้ต้องพิจารณาถึงคุณสมบัติที่สำคัญ 2 ประการ ได้แก่ ค่าความเหนียว (ductility) และ ค่าความสามารถในการสลายพลังงาน (energy dissipation capacity) จากสาเหตุนี้ จึงต้องมีการนิยามค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานขึ้นมา เพื่อประโยชน์ในการศึกษาพฤติกรรมโดยรวม

และเพื่อประโยชน์ในการเปรียบเทียบพฤติกรรมของเสาทดสอบแต่ละตัวอย่างที่มีปัจจัยประกอบแตกต่างกัน

สำหรับโครงสร้างที่มีคาบการสั่นยาว (long - period structures) ค่าความเหนียวของโครงสร้างจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับตัวคูณลดกำลังของโครงสร้างที่ใช้ในการหาค่าแรงเฉือนที่ฐานตามมาตรฐานการออกแบบทั่วไป ส่วนค่าความสามารถในการสลายพลังงาน (energy dissipation capacity) มีความสำคัญในการออกแบบโครงสร้างที่มีคาบการสั่นสั้น (short - period structures) และในโครงสร้างที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวเป็นระยะเวลานาน

เพื่อให้สามารถนำผลการทดสอบที่ได้ไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของผู้วิจัยต่างๆ ในงานวิจัยนี้จะใช้การนิยามค่าดัชนีไร้มิติของ Gosain, Brown และ Jirsa [14] ในปี ค.ศ.1977, Ehsani และ Wight [15] ในปี ค.ศ.1990, Sheikh และ Khoury [9] ในปี ค.ศ.1993 ร่วมกับ Legeron และ Paultre [16] ในปี ค.ศ.2000 ซึ่งมีการนิยามในลักษณะเดียวกัน โดยแสดงความหมายของตัวแปรต่างๆไว้ในรูปที่ 2.9 และสามารถสรุปสมการต่างๆได้ดังนี้

นิยามของดัชนีไร้มิติที่จะใช้ในการเปรียบเทียบในการวิจัยครั้งนี้ มีดังนี้

2.6.1 **ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่** (Displacement ductility factor, μ_Δ)

ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ เป็นความสามารถในการเสียรูปของโครงสร้างโดยที่ยังคงรักษากำลังต้านทานส่วนใหญ่ไว้ได้ ในกรณีนี้ การเสียรูปก็คือค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โดยทั่วไป นิยามของค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ คือ อัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดวิบัติต่อค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก โดยสามารถแสดงในรูปตัวแปรได้ดังต่อไปนี้

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \qquad (16)$$

โดยที่ Δ_{yI} เป็นค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (yield displacement) โดยหาได้จากการลากเส้นตรงจากจุดเริ่มต้นผ่านกราฟ ณ จุดที่ค่าแรงกระทำทางด้านข้างมีค่า 75 % ของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด ไปตัดกับเส้นตรงขนานกับแกนนอนที่ลากจากตำแหน่งของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 2.9

Δ_2 เป็นค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดวิบัติ หรือ ค่าการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งที่กำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างลดลงเหลือ 80 % ของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดของชิ้นส่วน ขึ้นกับว่าค่าใดจะเกิดขึ้นก่อน

จากที่ได้กล่าวไปแล้วว่า โครงสร้างที่รับแรงกระทำแบบวัฏจักร ค่าความเหนียวอาจจะไม่สามารถระบุถึงค่าความสามารถในการสลายพลังงานของโครงสร้างได้อย่างถูกต้อง ดังจะเห็นได้ชัดเจนจากรูปที่ 2.3 (ข) และ (ค) จากเหตุผลนี้ แสดงให้เห็นความจำเป็นที่ต้องนิยามดัชนีการสลายพลังงานเพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรมและเพื่อใช้ในการเปรียบเทียบต่อไป

2.6.2 ดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (Normalized dissipated energy, E_N)

ดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (normalized dissipated energy, E_N) เป็นดัชนีแสดงค่าการสลายพลังงาน โดยคำนวณพื้นที่สะสมภายในวงรอบทดสอบก่อนเกิดการวิบัติ เป็นค่าพลังงานที่ถูกสลายไปอย่างแท้จริง เนื่องจากใช้ข้อมูลแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้จากการทดสอบในการคำนวณ แต่เพื่อประโยชน์ในการเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่แตกต่างกัน จึงต้องทำการนอมอลไลซ์ให้เป็นดัชนีไร้มิติ ด้วยแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก จากที่กล่าวมาสามารถแสดงในรูปแบบตัวแปรได้ดังต่อไปนี้

$$E_N = \frac{1}{H'_{\max}\Delta_{yI}}\sum_{i=1}^{n} E_i \tag{17}$$

โดยที่

$E_i = \oint_{AB} H' d\Delta$ เป็นค่าการสลายพลังงานในแต่ละวงรอบทดสอบ โดยคำนวณจากพื้นที่ภายในวงรอบทดสอบ

$\sum_{i=1}^{n} E_i$ เป็นค่าการสลายพลังงานสะสม โดยจะใช้ผลการทดสอบที่ทดสอบได้ครบรอบก่อนเกิดการวิบัติ หรือ คำนวณค่าการสลายพลังงานสะสมจนครบรอบก่อนที่ค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างจะลดลงเหลือ 80 % ของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดของชิ้นส่วน

$H'_{\max}$ เป็นค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่เสาทดสอบสามารถต้านทานได้ โดยหาจากเส้นโค้งแสดงขอบเขต (envelope curve) เฉลี่ยทั้ง 2 ทิศทางที่ทำการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 2.9

2.6.3 ดัชนีงาน (Work index, I_W)

ดัชนีงาน (work index, I_W) นิยามขึ้นโดย Gosain, Brown และ Jirsa [14] ในปี ค.ศ.1977 โดยมีจุดมุ่งหมายในการใช้ประมาณค่าความรุนแรงของแรงกระทำ เป็นการแสดงค่างานที่ทำได้โดยชิ้นส่วนทดสอบ ซึ่งก็คือพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้าง

กับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (ขณะที่ยังมีแรงกระทำทางด้านข้างกระทำอยู่) โดยพิจารณาเป็นค่าสะสมของผลคูณระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเฉลี่ยกับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดเฉลี่ยในแต่ละรอบทดสอบ เป็นการนิยามเพื่อให้เกิดความง่ายที่จะนำไปใช้มากกว่าการคำนวณค่าการสลายพลังงานจากพื้นที่ภายในวงรอบทดสอบจริง (ต้องระลึกไว้เสมอว่า เป็นการแสดงงานที่ชิ้นส่วนทำได้ไม่ใช่ค่าการสลายพลังงานโดยชิ้นส่วน) และเพื่อประโยชน์ในการเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่แตกต่างกัน จึงต้องทำการนอมอลไลซ์ให้เป็นดัชนีไร้มิติ ด้วยแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก จากที่กล่าวมาสามารถแสดงในรูปแบบตัวแปรได้ดังต่อไปนี้

$$I_W = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_{i,\max}\Delta_i}{H'_{\max}\Delta_{yI}} \tag{18}$$

โดยที่ $H_{i,\max}$ เป็นค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเฉลี่ยในแต่ละวงรอบทดสอบ โดยคำนวณเป็นค่าเฉลี่ยระหว่างค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดในด้านบวก (H_{i+}) และในด้านลบ (H_{i-}) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.9

Δ_i เป็นค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดเฉลี่ยในแต่ละวงรอบทดสอบ โดยคำนวณเป็นค่าเฉลี่ยระหว่างค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดในด้านบวก (Δ_{i+}) และในด้านลบ (Δ_{i-})ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.9

2.6.4 **ดัชนีความเหนียวสะสม** (Cumulative ductility ratio, N_Δ)

โดยทั่วไป อัตราส่วน $H_{i,\max} / H'_{\max}$ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.80 ถึง 1.00 อันเป็นผลสืบเนื่องมาจากการนิยามจุดวิบัติไว้ที่ค่าแรงกระทำทางด้านข้างลดลงเหลือ 80% ของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด ดังนั้น ดัชนีงานจึงมีค่าใกล้เคียงกับค่า N_Δ ดังต่อไปนี้

$$N_\Delta = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta_i}{\Delta_{yI}} \tag{19}$$

ซึ่งก็คือ ผลรวมของค่าความเหนียวสะสม หรือเรียกว่า ดัชนีความเหนียวสะสม นั่นเอง

2.6.5 **ดัชนีความเสียหาย** (Damage index, D_{EW})

ดัชนีความเสียหาย (Damage Index, D_{EW}) นิยามขึ้นในปี ค.ศ.1990 โดย Ehsani และ Wight [15] เป็นการปรับปรุงค่าดัชนีพลังงาน (energy index) ที่เสนอไว้โดย Hwang และ Scribner ในปี ค.ศ.1984 ดัชนีความเสียหายเป็นดัชนีที่มีการรวมค่าการสลายพลังงานในช่วงอินอีลาสติกที่เกิดขึ้นจริง โดยคำนวณจากพื้นที่ภายในวงรอบทดสอบ และมีการคำนึงถึงค่าพลังงานอีลาสติก (elastic energy) ตามกรณีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักที่ใช้ โดยนำค่าการ

เคลื่อนที่ทางด้านข้างและค่าสติฟเนสที่ได้ในแต่ละวงรอบทดสอบมาพิจารณาด้วย และเพื่อประโยชน์ในการเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่แตกต่างกัน จึงต้องทำการนอมอลไลซ์ให้เป็นดัชนีไร้มิติ ด้วยแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก จากที่กล่าวมาสามารถแสดงในรูปแบบตัวแปรได้ดังต่อไปนี้

$$D_{EW} = \frac{1}{H'_{\max}\Delta_{yI}}\sum_{i=1}^{n} E_i\left(\frac{K_i}{K_{yI}}\right)\left(\frac{\Delta_i}{\Delta_{yI}}\right)^2 \tag{20}$$

โดยที่ $K_i = \frac{1}{2}\left(K_{i+} + K_{i-}\right)$

K_{i+} เป็นค่าสติฟเนสในด้านบวกของวงรอบทดสอบที่ i คำนวณเป็นอัตราส่วนระหว่างแรงกระทำทางด้านข้าง ณ จุดที่การเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดต่อค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดในด้านบวก ดังแสดงในรูปที่ 2.9

K_{i-} เป็นค่าสติฟเนสในด้านลบของวงรอบทดสอบที่ i คำนวณเป็นอัตราส่วนระหว่างแรงกระทำทางด้านข้าง ณ จุดที่การเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดต่อค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดในด้านลบ ดังแสดงในรูปที่ 2.9

K_{yI} เป็นอัตราส่วนระหว่าง $H'_{\max}$ ต่อ Δ_{yI} แสดงไว้ในรูปที่ 2.9

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

ในบทนี้จะกล่าวถึงลักษณะและขนาดของตัวอย่างทดสอบ รวมทั้งรายละเอียดการเสริมเหล็กในตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว และกล่าวถึงคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ อันได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม คลิปยึดของอและแบบหล่อที่ใช้ พร้อมทั้งอธิบายวิธีการเตรียมตัวอย่างทดสอบและการเตรียมการทดสอบ โดยจะอธิบายถึง วิธีการติดเกจวัดความเครียด (strain gages) วิธีการหล่อตัวอย่างทดสอบ วิธีการติดตั้งตัวอย่างทดสอบ การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (linear variable displacement transducers, LVDT's) และวิธีการเก็บข้อมูลที่ได้ระหว่างการทดสอบ และในตอนท้ายของบทนี้ จะอธิบายวิธีการให้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรกับตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยครั้งนี้ รวมทั้งวิธีการปรับแก้แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวดิ่ง และการคำนวณผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ($P-\Delta$ effect)

3.1 ตัวอย่างทดสอบ (Test specimen)

ตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยนี้ เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีขนาดและรูปร่างดังแสดงในรูปที่ 3.1 ลักษณะการให้รายละเอียดของของอของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวแสดงไว้ในรูปที่ 3.2 และรายละเอียดการเสริมเหล็ก รวมทั้งระดับแรงอัดตามแนวแกนที่ใช้ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.1 การออกแบบตัวอย่างทดสอบทั้งหมดทำตามข้อกำหนดของ ACI 318-99 [19] ดังแสดงไว้ในภาคผนวก จ-2 โดยใช้ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต (f_c') เท่ากับ 350 กก./ซม.^{2} ของแท่งตัวอย่างรูปทรงกระบอก และใช้กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 4000 กก./ซม.^{2} และกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง (f_{yh}) เท่ากับ 2400 กก./ซม.^{2}

ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดมีขนาดหน้าตัด 400x400 มม. ความสูงถึงจุดให้แรงกระทำทางด้านข้าง 1500 มม. ใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. (DB20) จำนวน 16 เส้น เป็นเหล็กเสริมตามยาว ส่วนเหล็กเสริมทางขวางใช้เหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. (RB9) ประกอบด้วยเหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) และเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ซึ่งมีการสลับปลายของอ 90 องศาและ 135 องศาไปมาในแต่ละชั้นของเหล็กเสริมทางขวางตลอด

แนวเสา ลักษณะการทำมุมของของอจะแตกต่างกันไปในแต่ละตัวอย่างทดสอบ แต่รัศมีภายในของของอทุกตำแหน่งมีค่าเท่ากันเท่ากับ 2 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ ส่วนระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายของอของเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) มีค่าเท่ากับ 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้แต่ต้องไม่น้อยกว่า 60 มม. ในส่วนรายละเอียดที่แตกต่างกันของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวมีดังนี้

ตัวอย่าง CFL90/240/0.30 ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ที่มีของอ 90 องศา ร่วมกับคลิปยึดของอ (hook-clips) และปลายของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ด้านที่ใช้ของอ 90 องศาก็มีการใช้คลิปยึดของอเช่นกัน ส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางใช้เท่ากับ 240 มม. และทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$

ตัวอย่าง CF90/120/0.30 ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ที่มีของอ 90 องศาไร้คลิปยึดของอ และเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ใช้ตามข้อกำหนดของ ACI ไม่มีการใช้คลิปยึดของอเช่นกัน ตัวอย่างทดสอบนี้เป็นรูปแบบที่ใช้กันทั่วไปในประเทศไทย ส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางใช้เท่ากับ 120 มม. และทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$

ตัวอย่าง CF135/120/0.30 ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ที่มีของอ 135 องศา และ เหล็กยึดทางขวาง (crossties) ใช้ตามข้อกำหนดของ ACI ส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางใช้เท่ากับ 120 มม. และทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$

ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ที่มีของอ 90 องศา ร่วมกับคลิปยึดของอ (hook-clips) และปลายของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ด้านที่ใช้ของอ 90 องศาก็มีการใช้คลิปยึดของอเช่นกัน ส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางใช้เท่ากับ 120 มม. และทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$

ตัวอย่าง CF135/120/0.37 ตัวอย่างทดสอบนี้มีองค์ประกอบเหมือนกับตัวอย่าง CF135/120/0.30 ทุกประการ แต่ทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.37 f_c^{'} A_g$

ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ตัวอย่างทดสอบนี้มีองค์ประกอบเหมือนกับตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ทุกประการ แต่ทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.37 f_c^{'} A_g$

ตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวมีชื่อที่ใช้บอกถึงลักษณะที่จะนำมาใช้เปรียบเทียบ โดยสามารถอธิบายได้ดังนี้

ตัวอย่าง (1) / (2) / (3)

(1) แสดงลักษณะการให้รายละเอียดบริเวณของงอของตัวอย่างทดสอบ โดยที่

CF90 หมายถึง ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ที่มีของอ 90 องศาไร้คลิปยึดของอ (hook-clips) และเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ใช้ตามข้อกำหนดของ ACI ไม่มีการใช้คลิปยึดของอเช่นกัน

CF135 หมายถึง ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ที่มีของอ 135 องศา และเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ใช้ตามข้อกำหนดของ ACI ไม่มีการใช้คลิปยึดของอ

CFL90 หมายถึง ใช้เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ที่มีของอ 90 องศา ร่วมกับคลิปยึดของอ (hook-clips) และปลายของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ด้านที่ใช้ของอ 90 องศาก็มีการใช้คลิปยึดของอเช่นกัน

(2) แสดงค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ในแต่ละตัวอย่างทดสอบโดยที่

120 หมายถึง ใช้ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 120 มม.

240 หมายถึง ใช้ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 240 มม.

(3) แสดงระดับแรงอัดตามแนวแกนที่ใช้ในแต่ละตัวอย่างทดสอบ โดยที่

0.30 หมายถึง ทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$

0.37 หมายถึง ทดสอบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ $0.37 f_c^{'} A_g$

งานวิจัยครั้งนี้ จะใช้ตัวอย่างทดสอบ 6 ตัวอย่าง ทำการเปรียบเทียบ 3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมของเสาตัวอย่างทดสอบ อันได้แก่

ผลของระยะห่าง (Spacing) ระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง

ใช้ผลทดสอบของตัวอย่าง CFL90/240/0.30 และ ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ในการเปรียบเทียบ

ผลของลักษณะการให้รายละเอียดของอ (Hook configurations)

ใช้ผลทดสอบของตัวอย่าง CF90/120/0.30, ตัวอย่าง CF135/120/0.30 และตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มาทำการเปรียบเทียบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$

ใช้ผลทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.37 และ ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 มาทำการเปรียบเทียบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.37 f_c^{'} A_g$

ผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน (Axial load levels)

ใช้ผลทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.30 และ ตัวอย่าง CF135/120/0.37 มาทำการเปรียบเทียบ

ใช้ผลทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 และ ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 มาทำการเปรียบเทียบ

3.2 **วัสดุ** (Material)

3.2.1 **คอนกรีต**

คอนกรีตที่ใช้สำหรับหล่อตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยนี้เป็นคอนกรีตผสมเสร็จหน่วยน้ำหนักปกติ ใช้มวลรวมขนาดใหญ่ที่สุดเท่ากับ 20 มม. มีค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ใช้ในการออกแบบ เท่ากับ 350 กก./ซม.^{2} ของแท่งตัวอย่างรูปทรงกระบอก โดยมีค่าการยุบตัว (slump) เท่ากับ 12.5$\pm$2.5 ซม. ในการหล่อตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวจะทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกอย่างน้อย 6 ตัวอย่าง ตารางที่ 3.2 แสดงค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ย ($f_c^{'}$) ของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว จากตารางจะเห็นได้ว่าคอนกรีตที่ใช้หล่อตัวอย่างทดสอบมีค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ย ($f_c^{'}$)ของแท่งตัวอย่างรูปทรงกระบอกอยู่ระหว่าง 300 ถึง 400 กก./ซม.^{2} ในส่วนของผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวอย่างละเอียดได้แสดงไว้ในภาคผนวก ข-1

3.2.2 **เหล็กเสริม**

เหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้มี 3 ขนาด ได้แก่ เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. (DB20) ใช้เป็นเหล็กเสริมตามยาว, เหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. (RB9) ใช้เป็นเหล็กเสริมทางขวาง และเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 มม. ใช้ทำคลิปยึด

ของงอ โดยที่ ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากเฉลี่ยของเหล็กเสริมตามยาว (f_y), ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากเฉลี่ยของเหล็กเสริมทางขวาง (f_{yh}) และค่ากำลังรับแรงดึงประลัยเฉลี่ยของเหล็กเสริม (f_{su}) รวมทั้งค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ยของเหล็กเสริม (E_s) ที่ได้จากการทดสอบ แสดงไว้ในตารางที่ 3.3

ก. เหล็กเสริมตามยาว

เหล็กเสริมตามยาวที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ เป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. (DB20) มีกำลังที่จุดคราก (yield strength) ไม่น้อยกว่า 4000 กก./ซม.^{2} โดยในงานวิจัยครั้งนี้มีการใช้เหล็กเสริมตามยาว 2 ชุด ได้แก่ DB20ก และ DB20ข ในแต่ละชุดของเหล็กเสริมตามยาวจะทำการสุ่มตัวอย่างมาทดสอบชุดละ 3 เส้น ผลการทดสอบแสดงไว้ในตารางที่ 3.3

ข. เหล็กเสริมทางขวาง

เหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ เป็นเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. (RB9) มีกำลังที่จุดคราก (yield strength) ไม่น้อยกว่า 2400 กก./ซม.^{2} โดยงานวิจัยในครั้งนี้มีการใช้เหล็กเสริมทางขวาง 4 ชุด ได้แก่ RB9ก, RB9ข, RB9ค และ RB9ง ในแต่ละชุดของเหล็กเสริมทางขวางจะทำการสุ่มตัวอย่างมาทดสอบชุดละ 3 เส้น ยกเว้น RB9ก ที่ทำการสุ่มตัวอย่างทดสอบ 5 เส้น ผลการทดสอบแสดงไว้ในตารางที่ 3.3

ค. เหล็กเสริมที่ใช้ทำคลิปยึดของงอ

เหล็กเสริมที่ใช้ทำคลิปยึดของงอในงานวิจัยครั้งนี้ เป็นเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 มม. โดยงานวิจัยในครั้งนี้มีการใช้เหล็กเสริมในการทำคลิปยึดของงอ 2 ชุด ได้แก่ Clipก และ Clipข ผลการทดสอบแสดงไว้ในตารางที่ 3.3

ผลของการทดสอบตัวอย่างเหล็กเสริมทุกเส้นในแต่ละชุด รวมทั้งกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดและค่าความเค้นของตัวอย่างเหล็กเสริมเฉลี่ยในแต่ละชุดแสดงไว้ในภาคผนวก ข-2

เนื่องจากงานวิจัยครั้งนี้ใช้ระยะเวลาทดสอบเป็นเวลานาน ดังนั้น จึงมีการใช้เหล็กเสริมแต่ละชนิดหลายชุดสำหรับตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว จึงได้สรุปชุดเหล็กเสริมที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวไว้ในตารางที่ 3.4

3.2.3 คลิปยึดของอ (Hook-Clips)

คลิปยึดของอ (hook-clips) ที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ ใช้เหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 มม. มาดัดให้ได้ขนาดตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 3.3 (ก) มีการควบคุมคุณภาพในเรื่องขนาดไม่ให้คลาดเคลื่อนเกิน ± 3 % ลักษณะการใช้คลิปช่วยยึดของอ 90 องศาในตัวอย่างทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 3.3 (ข)

3.2.4 แบบหล่อตัวอย่างทดสอบ

แบบหล่อตัวอย่างทดสอบจะถูกยึดอย่างมั่นคงแข็งแรง ทนต่อการจี้ด้วยเครื่องจี้คอนกรีตในระหว่างการเทโดยไม่เกิดการเคลื่อนที่ บิดงอ หรือปริด้านข้าง ก่อนที่จะประกอบแบบหล่อเข้าด้วยกันต้องทาน้ำมันที่ผิวแบบหล่อเพื่อป้องกันไม่ให้คอนกรีตติดกับแบบหล่อ ในการตั้งแบบหล่อของฐานเสาต้องมีแผ่นไม้อัดขนาด 4 มม. วางบนพื้นใต้แบบด้วย ส่วนแบบหล่อตัวเสาต้องทำการตรวจสอบว่าแบบอยู่ในแนวดิ่งหรือไม่ และมีการค้ำยันเพื่อป้องกันการเคลื่อนที่ระหว่างการเทคอนกรีต รวมทั้งต้องอุดรอยรั่วที่อาจเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อต่างๆของแบบหล่อด้วยดินน้ำมันด้วย

3.3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

การเตรียมตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยครั้งนี้ เริ่มจากการเตรียมเหล็กเสริมที่ใช้ในฐานเสาให้ได้ตามขนาดที่ต้องการ จากนั้นทำการดัดและประกอบตามรูปแบบลักษณะการเสริมเหล็กที่เตรียมไว้ และจัดเหล็กเสริมตามยาวให้ได้ดิ่งก่อนจะทำการตั้งแบบหล่อฐานเสาที่ทาน้ำมันแล้ว เมื่อติดตั้งแบบหล่อฐานเสาเรียบร้อยจึงทำการเทคอนกรีตบริเวณฐานเสา โดยทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกตัวอย่างทดสอบละ 3 ตัวอย่างเป็นอย่างน้อย แต่ละฐานจะใช้คอนกรีตประมาณ 1.2 ม^3 หลังจากนั้นทำการบ่มให้ได้กำลังตามต้องการ

เมื่อได้ฐานเสาของตัวอย่างทดสอบเรียบร้อยแล้วจึงทำการตัดเหล็กเสริมทางขวางออกเป็นท่อนๆตามความยาวที่ต้องการ จากนั้นทำการดัดและประกอบตามรูปแบบลักษณะการเสริมเหล็กที่ต้องการ หลังจากประกอบเหล็กเสริมทางขวางได้ตามตำแหน่งเรียบร้อยแล้วจึงทำการติดเกจวัดความเครียดแบบไฟฟ้า (electrical strain gages) ที่เหล็กเสริมตามตำแหน่งดังแสดงในรูปที่ 3.4 และรูปที่ 3.5 แสดงภาพหลังจากติดเกจวัดความเครียดเรียบร้อยแล้ว ขั้นตอนในการติดเกจวัดความเครียดแบบไฟฟ้า มีดังนี้

1. ถ้าจะติดเกจวัดความเครียดบนเหล็กข้ออ้อย ให้ใช้เครื่องเจียรเหล็กเจียรส่วนที่เป็นปล้องของเหล็กข้ออ้อยออกเฉพาะตำแหน่งที่จะติดเกจวัดความเครียดเท่านั้น

2. ใช้กระดาษทรายชนิดละเอียดขัดผิวของเหล็กเสริมบริเวณที่จะติดเกจวัดความเครียดให้เรียบปราศจากรอยขรุขระและสนิม

3. ทำความสะอาดบริเวณที่จะติดเกจวัดความเครียดให้ปราศจากคราบน้ำมันคราบสกปรก และประจุไฟฟ้า ด้วยน้ำยาคาร์บอนเตตระคลอไรด์ (CCl_4)

4. ใช้กาวอีพอกซี่ (epoxy) ชนิดแห้งเร็ว ทาลงบนตำแหน่งที่จะติดเกจวัดความเครียดและที่ตัวเกจวัดความเครียด จากนั้นติดเกจวัดความเครียดลงบนตำแหน่งที่ต้องการ

5. หุ้มเกจวัดความเครียดที่ติดเรียบร้อยแล้วด้วยสารป้องกันความชื้นเพื่อป้องกันความเสียหายในระหว่างการเทคอนกรีต

เกจวัดความเครียดที่ใช้เป็นชนิดไฟฟ้าที่มีความต้านทาน 119.6 ± 0.4 โอห์ม เกจแฟคเตอร์ (Gage Factor, G.F.) เท่ากับ 2.11 และมีความยาวเกจ (gage length) เท่ากับ 5 มม. หลังจากติดเกจวัดความเครียดเสร็จเรียบร้อยแล้ว จึงทำการโยงสายไฟออกมาให้ปลายสายไฟอยู่นอกบริเวณแบบหล่อตัวเสา

ก่อนที่จะประกอบแบบหล่อตัวเสาเข้าด้วยกัน ผิวของแบบหล่อจะต้องทาด้วยน้ำมันทาแบบเพื่อป้องกันไม่ให้คอนกรีตติดกับแบบหล่อเมื่อคอนกรีตแข็งตัว จากนั้นจึงประกอบแบบหล่อเข้าด้วยกันโดยต้องทำการตรวจสอบให้ได้ดิ่งและมีการติดตั้งค้ำยันเพื่อป้องกันแบบหล่อไม่ให้เคลื่อนตัวระหว่างการเทคอนกรีต และจะต้องนำสายไฟที่ต่อไว้กับเกจวัดความเครียดออกมานอกแบบหล่อด้วย ในการเทคอนกรีตลงแบบหล่อตัวเสาจะทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกตัวอย่างทดสอบละ 3 ตัวอย่างเป็นอย่างน้อย และสำหรับตัวอย่างทดสอบ 1 ตัวอย่างจะใช้คอนกรีตประมาณ 0.30 ม^3 ในการเทคอนกรีตลงในแบบหล่อตัวเสาต้องใช้ความระมัดระวังมากเป็นพิเศษ เนื่องจากได้ทำการติดเกจวัดความเครียดแบบไฟฟ้าไว้บนผิวของเหล็กเสริม และในระหว่างการเทคอนกรีตจะทำการจี้คอนกรีตในแบบหล่อเพื่อให้คอนกรีตมีเนื้อแน่นปราศจากรูโพรงและเมื่อเทคอนกรีตจนได้ระดับที่ต้องการแล้วจึงใช้เกรียงปาดหน้าให้เรียบ

ถึงแม้ว่าตัวอย่างทดสอบทั้งหมดมีการดูแลในระหว่างการเตรียมตัวอย่างอย่างดีแล้วก็ตาม แต่ก็ไม่สามารถหลีกเลี่ยงความคลาดเคลื่อนที่อาจเกิดขึ้นได้เช่นกัน จากการตรวจสอบพบว่าความคลาดเคลื่อนต่างๆมีค่าดังนี้

1. ความกว้าง และ ความยาวของหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ คลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 1 %

2. ความสูงจากฐานเสาถึงจุดให้แรงกระทำทางด้านข้าง คลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 1 %

3. ขนาดในส่วนต่างๆของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ในบริเวณข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) คลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 1.2 %

4. ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) คลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 3 %

5. ความกว้าง และ ความยาวของคลิปยึดของอที่ใช้ในของตัวอย่างทดสอบ คลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 3 %

ข้อมูลที่ได้จากการวัดของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด ได้แสดงไว้อย่างละเอียดในภาคผนวก ก โดยที่ ภาคผนวก ก-1 แสดงรายละเอียดขนาดของคลิปยึดของอ, ภาคผนวก ก-2 แสดงรายละเอียดขนาดของเหล็กเสริมทางขวาง และภาคผนวก ก-3 แสดงรายละเอียดขนาดของตัวอย่างทดสอบ

3.4 การเตรียมการทดสอบ

3.4.1 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

หลังจากหล่อตัวอย่างทดสอบเสร็จเรียบร้อยแล้ว ก่อนที่จะนำตัวอย่างทดสอบมาวางในตำแหน่งที่ต้องการจะต้องใช้ปูนซีเมนต์ขาวผสมน้ำเทลงบนตำแหน่งที่จะวางตัวอย่างทดสอบให้มีความหนาประมาณ 1 ซม. เพื่อเป็นการปรับพื้นทดสอบกับผิวล่างของฐานของตัวอย่างทดสอบให้เรียบและสัมผัสกันสนิท ในขณะเดียวกัน ปูนซีเมนต์ขาวที่เทนี้ยังช่วยป้องกันการแตกร้าวของฐานในช่วงที่ทำการยึดฐานของตัวอย่างทดสอบด้วยการอัดแรงด้วย ซึ่งวิธีการอัดแรงนี้จะอธิบายในส่วนถัดไป ในช่วงที่ปูนซีเมนต์ขาวยังไม่แข็งตัวต้องทำการตรวจสอบว่าเสาตัวอย่างทดสอบอยู่ในแนวดิ่งหรือไม่ โดยตรวจสอบให้ความคลาดเคลื่อนมีค่าไม่เกิน 2 มม. ต่อความสูง 1000 มม. และต้องทำการตรวจสอบว่าเสาตัวอย่างทดสอบอยู่ในแนวแรงกระทำทางด้านข้างหรือไม่ด้วยเช่นกัน นอกจากนี้ต้องตรวจสอบว่าตำแหน่งของแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรที่

ถูกส่งมาจากเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ (hydraulic jack) แบบ servopulser เมื่อเทียบกับตำแหน่งของรูใส่เพลาที่หัวเสาที่ทำหน้าที่เป็นตัวถ่ายแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรสู่เสาตัวอย่างทดสอบแล้วสามารถใส่เพลาได้หรือไม่

เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ในตำแหน่งที่ต้องการแล้วจึงทำการติดตั้งชุดครอบหัวเสา ซึ่งมีรูรูปวงกลมสำหรับใส่เพลา โดยต้องตรวจสอบให้ศูนย์กลางของเพลาตรงกับแนวแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรที่ถูกส่งมาจากเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์แบบ servopulser หลังจากนั้นทำการใส่เพลาและแขนเชื่อมต่อเพลากับหน้าแป้นที่ยึดติดกับเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ และต้องตรวจสอบให้ชุดครอบหัวเสาได้ระดับทั้งแนวดิ่งและแนวราบ เมื่อตรวจสอบเรียบร้อยแล้ว จึงทำการเทปูนซีเมนต์ขาวผสมน้ำลงอุดช่องว่างระหว่างหัวเสากับชุดครอบหัวเสาเป็นชั้นแรก รอประมาณ 30 นาที จนปูนซีเมนต์ขาวเริ่มแข็งตัว จึงทำการเทซีเมนต์เพลสที่มีการเติมสารผสมเพิ่มความสามารถในการเทลงอุดช่องว่างที่เหลือจนถึงระดับหัวเสา

ในการทดสอบจะใช้เครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ (hydraulic jack) แบบ manual เป็นเครื่องมือในการให้แรงอัดตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ โดยมีคานเหล็กและท่อนเหล็กกำลังสูงเป็นเครื่องมือช่วยในการถ่ายแรงจากเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ลงสู่ฐานเสาอีกทอดหนึ่ง ก่อนที่จะนำเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์แบบ manual วางลงบนหัวเสา ต้องใช้ปูนซีเมนต์กำลังสูงที่มีกำลังรับแรงอัดประลัยประมาณ 600 กก./ซม.^{2} ฉาบบนหัวเสาหนาประมาณ 1-2 ซม. และใช้แผ่นเหล็กหนาประมาณ 1 ซม. วางลงอีกชั้นหนึ่ง ทำการปรับระดับให้อยู่ในแนวราบ รอจนปูนซีเมนต์แข็งตัวจึงนำเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์แบบ manual วางลงบนแผ่นเหล็ก โดยต้องตรวจสอบให้จุดกึ่งกลางของหัวเสาอยู่ตรงกับจุดกึ่งกลางของเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ทุกด้าน หลังจากนั้นจึงนำคานเหล็กและท่อนเหล็กกำลังสูงมาติดตั้งตามตำแหน่ง โดยนำคานเหล็กมาวางลงบนเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์แบบ manual อีกทีหนึ่ง และต้องตรวจสอบให้จุดกึ่งกลางของคานเหล็กอยู่ตรงกับจุดกึ่งกลางของเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ เพื่อให้แรงอัดกระจายอย่างสม่ำเสมอ

ในขณะทดสอบ แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรที่มีค่าสูงจะถูกถ่ายจากเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ (hydraulic jack) แบบ servopulser สู่ตัวอย่างทดสอบ ดังนั้นเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการพลิกคว่ำหรือเคลื่อนที่ในขณะทำการทดสอบ จึงใช้ท่อนเหล็กกำลังสูงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 มม. จำนวน 6 เส้น ร้อยผ่านรูที่อยู่บนฐานเสาของตัวอย่างทดสอบลงไปยังพื้นของห้องปฏิบัติการทดสอบ ซึ่งการยึดจะกระทำโดยวิธีการอัดแรงเช่นเดียวกับวิธีการของคอนกรีตอัดแรง (prestressed concrete) โดยใช้แรงดึงในท่อนเหล็กประมาณ 50 ตันต่อท่อน

ในส่วนของการค้ำยันตัวอย่างทดสอบเพื่อป้องกันการเคลื่อนที่นั้น มีการค้ำยันบริเวณฐานเสาทางด้านหน้าของตัวอย่างทดสอบ เช่นเดียวกับทางด้านข้าง มีการติดตั้งโครงเหล็กเพื่อช่วยค้ำยันที่ส่วนบนของตัวอย่างทดสอบทั้งสองด้าน ดังแสดงในรูปที่ 3.6 เพื่อเป็นการป้องกันไม่ให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการบิดหรือเอียงออกทางด้านข้าง ซึ่งจะมีผลต่อกำลังรับแรงกระทำของตัวอย่างทดสอบ รูปที่ 3.7 แสดงแบบจำลองหลังจากทำการติดตั้งตัวอย่างทดสอบเสร็จเรียบร้อย

ก่อนเริ่มทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยครั้งนี้ได้มีการทำการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์แบบ servopulser ที่ใช้เป็นเครื่องมือให้แรงกระทำทางด้านข้าง และเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์แบบ manual ที่ใช้เป็นเครื่องมือในการให้แรงอัดตามแนวแกน โดยผลการทดสอบเทียบ ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ค-1 และภาคผนวก ค-2 ตามลำดับ ในการทดสอบเทียบเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์แบบ servopulser ได้ใช้ proving ring ที่สามารถทนทานแรงกระทำ 25 ตัน เป็นเครื่องมือช่วยในการทดสอบเทียบ ซึ่งผลการทดสอบเทียบของ proving ring ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ค-3

ผิวของตัวอย่างทดสอบในส่วนของตัวเสาจะทาด้วยสีขาว เพื่อช่วยให้สามารถสังเกตเห็นรอยแตกร้าวได้ชัดเจนในขณะทำการทดสอบ พร้อมทั้งทำการตีเส้นรอบตัวเสาที่ระดับสูงจากจากฐานเสา 10 ซม. 50 ซม. และ 90 ซม. ตามลำดับ เพื่อบอกตำแหน่งติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's)

3.4.2 การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (Linear variable displacement transducers, LVDT's)

เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's) ที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวจะแบ่งออกได้ 3 ลักษณะ ได้แก่

เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของตัวเสา เนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร จำนวน 3 ตัว โดยมีการติดตั้งไว้ที่ระดับความสูง 50 ซม., 90 ซม. และ 150 ซม. เหนือฐานเสาตามลำดับ โดยติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้ากับโครงเหล็กด้านหน้าของตัวอย่างทดสอบที่ยึดแน่นกับพื้นห้องทดสอบ

เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการเสียรูป เนื่องจากแรงเฉือน จำนวน 8 ตัว โดยใช้ชุดสำหรับติดตั้ง (bracket) ทำจากเหล็กที่สั่งทำมาเป็นตัวยึดเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้ากับตัวอย่างทดสอบด้วยวิธีการเชื่อมติดกับแผ่นเหล็ก ซึ่งแผ่นเหล็กนี้ฝังอยู่ในตัวอย่างทดสอบได้เนื่องจากใช้กาวอีพอกซี่ยึดติดแผ่นเหล็กกับแบบหล่อตัวเสาตั้งแต่ก่อนเทคอนกรีต

เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของฐานเสาตามตำแหน่งต่างๆ จำนวน 7 ตัว

ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's) ทั้งหมดแสดงไว้ในรูปที่ 3.8

เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้ในงานวิจัยนี้ สามารถอ่านได้ละเอียดถึง 0.01 มม. และใช้แรงดันไฟฟ้า (voltage) 10 โวลท์ (Vdc.) จากแหล่งจ่าย (supply voltage) ภายนอกแบบปรับค่าได้จ่ายให้กับเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า

เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้ในการทดสอบ ต้องทำการทดสอบเทียบหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัญญาณแรงดันไฟฟ้า (voltage) กับค่าการเคลื่อนที่ทุกครั้งก่อนจะนำมาติดตั้ง และมีการตรวจสอบอีกครั้งภายหลังจากทำการติดตั้งเสร็จเรียบร้อยแล้วเพื่อความมั่นใจในความถูกต้อง ค่าการทดสอบเทียบเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบทุกตัวอย่างได้แสดงไว้ในภาคผนวก ค-4

3.4.3 หน่วยรวบรวมข้อมูล

เมื่อทำการติดตั้งตัวอย่างทดสอบและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบต่างๆข้างต้นเรียบร้อยแล้ว หลังจากนั้น จึงทำการต่อสายไฟจากเกจวัดความเครียดแบบไฟฟ้า, ต่อสายไฟจากเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า และต่อสายไฟจาก load cell โดยใช้สายไฟชนิดที่มีความต้านทานต่ำและมีสายดินหุ้มอยู่ตลอดสาย เพื่อป้องกันผลกระทบจากการรบกวนของสัญญาณไฟฟ้า เข้ากับหน่วยรวบรวมข้อมูลที่ใช้ ซึ่งเป็นแบบ Data Acquisition Unit ที่ประกอบด้วย data logger และเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ PC (personal computer) โดยข้อมูลทั้งหมดที่ได้ระหว่างการทดสอบ อันได้แก่ สัญญาณความต้านทานจากเกจวัดความเครียด สัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า และสัญญาณแรงดันไฟฟ้าจาก load cell จะถูกส่งมาเก็บไว้ที่ data logger ซึ่งถูกควบคุมด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์จากเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์จะแปลงค่าสัญญาณความต้านทานจากเกจวัดความเครียดเป็นค่าความเครียด แปลงค่าสัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าเป็นค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง และ แปลงค่าสัญญาณแรงดันไฟฟ้าจาก load cell เป็นค่าแรงกระทำทางด้านข้าง โดยใช้ค่าคงที่ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทั้งคู่ที่ทำการทดสอบเทียบ (calibration) ไว้ตั้งแต่ก่อนเริ่มการทดสอบ และโปรแกรมคอมพิวเตอร์จะสั่งให้ data logger เก็บข้อมูลทุกๆ 2 วินาที และข้อมูลใน data logger จะถูกนำไปเก็บไว้ในบนแผ่นแม่เหล็ก (disk) ของเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์อีกทีหนึ่ง

ในระหว่างทำการทดสอบ มีการใช้โปรแกรม Excel ทำการดึงข้อมูล (trap data) ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างและค่าแรงกระทำทางด้านข้าง ไปแสดงผลที่จอภาพของเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ในรูปแบบของกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างกับค่าแรงกระทำทางด้านข้างที่ตำแหน่งต่างๆ เพื่อเป็นการป้องกันความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้นได้ระหว่างการทดสอบ และเพื่อเป็นการง่ายในการควบคุมค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ในช่วง displacement control

การทำงานของหน่วยรวบรวมข้อมูลที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นสามารถนำมาเขียนเป็นไดอะแกรม (diagram) ได้ ดังแสดงในรูปที่ 3.9

3.5 ขั้นตอนการทดสอบ

การทดสอบในงานวิจัยครั้งนี้มีการให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่กับตัวอย่างทดสอบและให้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรกับตัวอย่างทดสอบที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา

ในการทดสอบเบื้องต้นจะทำการให้แรงอัดตามแนวแกนกับตัวอย่างทดสอบประมาณ 50% ถึง 75 % ของแรงอัดตามแนวแกนสูงสุดที่จะให้ระหว่างทำการทดสอบ และทำการผลักและดึงเสาตัวอย่างทดสอบด้วยแรงกระทำทางด้านข้างประมาณ 3 ถึง 5 ตัน เพื่อตรวจสอบความคลาดเคลื่อนที่อาจเกิดขึ้นจากการติดตั้ง เนื่องจากแรงอัดตามแนวแกนไม่ตรงศูนย์กลางเสาทดสอบ (accidental eccentricities) และ เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของอุปกรณ์ทั้งหมด นอกจากนี้ต้องทำการตรวจสอบค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมตามยาว ตลอดจนค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้จากการทดสอบเบื้องต้น เทียบกับค่าที่ได้จากการคำนวณตามทฤษฎีอีลาสติก เพื่อความมั่นใจก่อนทำการทดสอบจริง

การทดสอบจริงจะทำตามวิธีการที่เสนอโดย Watson และ Park [10] ซึ่งได้เสนอวิธีการหาค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก (yield displacement, Δ_y) โดยประมาณไว้ หลังจากให้แรงอัดตามแนวแกนกับตัวอย่างทดสอบตามค่าที่กำหนดไว้แล้วจะทำการให้แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ ± 75 % ของค่าแรงกระทำทางด้านข้างประลัย (H_u) ที่คำนวณตามข้อกำหนด ACI 318-99 [19] โดยไม่คำนึงถึงการลดลงของกำลังต้านทานเนื่องจากค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่มากขึ้น ค่าแรงกระทำทางด้านข้างประลัย (H_u) เลือกใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่างกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่คำนวณจากกำลังรับแรงดัด ($V_{flex.}$) กับ กำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่คำนวณจากกำลังรับแรงเฉือน (V_{shear}) [เครื่องหมาย + หมายถึง แรงกระทำ

ทางด้านข้างที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์เกิดแรงดึง และ เครื่องหมาย - หมายถึง แรงกระทำทางด้านข้างที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์เกิดแรงอัด] ตัวอย่างการคำนวณค่าแรงกระทำทางด้านข้างประลัย (H_u) ตามข้อกำหนด ACI 318-99 [19] ได้แสดงไว้อย่างละเอียดในภาคผนวก จ-3 เมื่อได้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ $\pm 0.75H_u$ ($\pm \Delta_{0.75H_u}$) แล้ว จึงทำการประมาณค่านอกช่วงหาค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก (yield displacement, Δ_y) จากค่าเฉลี่ยของค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ $\pm 0.75H_u$ ต่อไป ในช่วงแรกนี้การทดสอบยังเป็นลักษณะ load control เนื่องจากอยู่ในช่วงอีลาสติกสามารถควบคุมแรงกระทำทางด้านข้างได้ รูปที่ 3.10 แสดงรูปกราฟวิธีหาค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก (yield displacement, Δ_y) โดยวิธีการของ Watson และ Park [10]

เมื่อได้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดครากแล้ว จึงทำการทดสอบโดยการให้แรงกระทำจะเปลี่ยนเป็นแบบ displacement control ซึ่งเป็นการควบคุมค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาแทนการควบคุมแรงกระทำทางด้านข้าง โดยเริ่มจากการทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $\pm \Delta_y$ และทำการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างขึ้นครั้งละ $\pm \Delta_y$ โดยที่ในแต่ละระดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างจะทำการทดสอบ 2 รอบ [การทดสอบ 1 รอบ หมายถึง เริ่มที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับศูนย์และให้แรงกระทำทางด้านข้างไปทางด้าน + จนได้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ต้องการ แล้วลดแรงกระทำทางด้านข้างจนเป็นศูนย์ จากนั้นให้แรงกระทำทางด้านข้างไปทางด้าน – จนได้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ต้องการแล้วลดแรงกระทำทางด้านข้างจนเป็นศูนย์] ทำการทดสอบตามวิธีการนี้จนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ (failure) ประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ของตัวอย่างทดสอบที่อธิบายข้างต้นได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.11

งานวิจัยครั้งนี้ จะดำเนินการทดสอบในอัตราที่ค่อนข้างช้าประมาณ 1 ถึง 1.5 ชั่วโมงต่อ 1 รอบทดสอบ เนื่องจากการทดสอบในอัตราที่ค่อนข้างช้าจะทำให้สามารถควบคุมค่าแรงอัดตามแนวแกนที่เกิดจากเครื่องอัดไฮโดรลิกซ์แบบ manual ให้คงที่ได้

ระหว่างทำการทดสอบ นอกจากจะทำการบันทึกข้อมูลค่าความเครียดจากเกจวัดความเครียด ข้อมูลการเคลื่อนที่ที่ตำแหน่งต่างๆจากเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's) และข้อมูลค่าแรงกระทำทางด้านข้างจาก load cell แล้ว ยังมีการบันทึกรายละเอียดที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบ ได้แก่ มีการสเก็ช (sketch) ลักษณะรอยแตกร้าว (crack pattern) และวัดความกว้างของรอยแตกร้าว (crack width) ที่เกิดขึ้นในแต่ละรอบทดสอบด้วย

3.6 การปรับแก้แรงกระทำทางด้านข้าง เนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวดิ่ง

เนื่องจากในระหว่างทำการทดสอบ แรงกระทำทางด้านข้างจะทำให้เกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง และเป็นผลให้แนวแกนของตัวอย่างทดสอบเปลี่ยนไป ซึ่งทำให้แรงอัดตามแนวแกนไม่ได้อยู่ในแนวดิ่ง ดังแสดงในรูปที่ 3.12 ด้วยเหตุนี้ ทำให้มีแรงในแนวราบซึ่งเป็นส่วนที่เกิดจากแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่ได้อยู่ในแนวดิ่งเกิดขึ้น จึงจำเป็นต้องมีการปรับแก้ค่าแรงกระทำทางด้านข้างที่ได้จากการทดสอบใหม่ ดังนี้

$$H_{actual} = H - P\sin\alpha \tag{21}$$

โดยที่ H_{actual} = แรงกระทำทางด้านข้างที่ปรับแก้ผลของแรงอัดตามแนวแกนแล้ว

H = แรงกระทำทางด้านข้างที่ได้จากการทดสอบ

P = แรงอัดตามแนวแกน

α = มุมที่เปลี่ยนไปจากแนวดิ่งของแรงอัดตามแนวแกน

การปรับแก้ค่าแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวดิ่งนั้น มีข้อควรระวัง ได้แก่ ในช่วงที่ถอนแรงกระทำทางด้านข้าง (unload) ออกจากตัวอย่างทดสอบในทิศทางหนึ่งหมดแล้วนั้น ตัวอย่างทดสอบอาจจะยังไม่ได้กลับมาอยู่ในแนวดิ่ง และเมื่อพยายามดันตัวอย่างทดสอบไปในอีกทิศทางหนึ่ง แรงอัดตามแนวแกนที่ไม่ได้อยู่ในแนวดิ่งจะเป็นตัวเพิ่มแรงกระทำทางด้านข้าง แทนที่จะเป็นส่วนหักล้างตามสมการที่ (21)

ระหว่างการทดสอบ มีการอ่านค่ามุมที่หัวเสาเบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (θ) โดยใช้เครื่องวัดมุม แต่ไม่มีการเก็บข้อมูลตลอดเวลา ดังนั้น ในช่วงที่ไม่มีการอ่านค่ามุมที่หัวเสาเบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง จึงใช้การปรับแก้ค่าแรงกระทำทางด้านข้างในลักษณะเชิงเส้น ค่ามุมที่หัวเสาเบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (θ) ที่อ่านได้ระหว่างทำการทดสอบ แสดงไว้ในภาคผนวก ง หลังจากที่ได้ค่ามุมที่หัวเสาเบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (θ) จะใช้ความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตของแบบจำลองการทดสอบ และถือว่าอุปกรณ์ทุกชิ้นที่อยู่เหนือหัวเสาทำมุมกับแนวดิ่งเท่ากับมุมที่หัวเสาเบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (θ) จากวิธีการนี้ทำให้สามารถหาค่ามุมที่เปลี่ยนไปจากแนวดิ่งของแรงอัดตามแนวแกน (α) ได้

3.7 ผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ($P-\Delta$ effect)

เมื่อพิจารณารูปที่ 3.12 พบว่า เมื่อหัวเสาเกิดการเคลื่อนที่ไปเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้าง จะมีแรงอัดตามแนวแกนส่วนหนึ่งที่ส่งผลให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ได้แก่ แรง $P\cos\alpha$ รวมทั้งมีโมเมนต์ที่หัวเสา (M) เนื่องจากการย้ายแรงด้วยเช่นกัน แรง $P\cos\alpha$ และ โมเมนต์ที่หัวเสา(M) ที่เกิดขึ้นนี้ ทำให้เกิดค่าโมเมนต์ดัดที่โคนเสา (จุดวิกฤต) แล้วค่าหนึ่ง เท่ากับ $P\Delta\cos\alpha+M$ โดย Δ คือ ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง จากเหตุนี้ จึงทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่แท้จริงที่ใช้ต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงกระทำทางด้านข้างลดลง จากที่อธิบาย สามารถเขียนในรูปแบบตัวแปรได้ดังนี้

$$M_{u,act}=M_u-(P\Delta\cos\alpha+M) \tag{22}$$

โดยที่
- $M_{u,act}$ = กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริง
- M_u = กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้ตามมาตรฐาน ACI 318-99 โดยไม่คำนึงถึงผลของการลดลงของกำลังต้านทานเนื่องจากค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่มากขึ้น = H_uL
- M = โมเมนต์ดัดที่หัวเสาซึ่งเกิดจากการย้ายแรงอัดตามแนวแกน
- P = แรงอัดตามแนวแกน
- α = มุมที่เปลี่ยนไปจากแนวดิ่งของแรงอัดตามแนวแกน
- Δ = ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ ตำแหน่งที่พิจารณา

หรือ อาจจะเขียนในอีกรูปแบบหนึ่งได้ดังนี้

$$H_{u,act}=\frac{M_u-(P\Delta\cos\alpha+M)}{L} \tag{23}$$

โดยที่
- $H_{u,act}$ = กำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริง
- M_u = กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้ตามมาตรฐาน ACI 318-99 โดยไม่คำนึงถึงผลของการลดลงของกำลังต้านทานเนื่องจากค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่มากขึ้น = H_uL
- M = โมเมนต์ดัดที่หัวเสาซึ่งเกิดจากการย้ายแรงอัดตามแนวแกน
- P = แรงอัดตามแนวแกน
- α = มุมที่เปลี่ยนไปจากแนวดิ่งของแรงอัดตามแนวแกน

Δ = ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ ตำแหน่งที่พิจารณา

L = ความสูงวัดจากฐานเสาถึงจุดที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง

วิธีการคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริงของหน้าตัด โดยคำนึงถึงผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ($P-\Delta$ effect) แสดงไว้ในภาคผนวก จ-4

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4

ผลการทดสอบ พร้อมการวิเคราะห์และการเปรียบเทียบผลการทดสอบ

ในบทนี้ จะทำการบรรยายและอธิบายพฤติกรรมต่างๆที่เกิดขึ้นระหว่างทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว และแสดงผลที่ได้จากการทดสอบในรูปของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการตอบสนองที่เกิดขึ้น ซึ่งได้แก่ การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง และความเครียดในเหล็กเสริมทั้งเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวาง และพิจารณาความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว ในตอนท้ายของบทนี้ ได้ทำการเปรียบเทียบถึงผลของระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวาง, ผลของลักษณะการใช้ของอที่แตกต่างกัน และผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนที่มีต่อพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบไว้ด้วย

4.1 พฤติกรรมทั่วไปที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบ

ตารางที่ 4.1 แสดงค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่คำนวณจากกำลังรับแรงดัด $(V_{flex.})$, ค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่คำนวณจากกำลังรับแรงเฉือน (V_{shear}) และค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างประลัย (H_u) รวมทั้งค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก (Δ_y) ของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว ตามวิธีการที่อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 3.5

4.1.1 ตัวอย่าง CFL90/240/0.30

ตัวอย่าง CFL90/240/0.30 มีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ เมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้าง จนค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเท่ากับ $1\Delta_y$ จบ 2 รอบ เมื่อพยายามทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเท่ากับ $2\Delta_y$ ในรอบแรก สังเกตเห็นรอยแตกร้าวในแนวทแยงทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบขยายออกอย่างมากเนื่องจากการเฉือน และในช่วงการทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเท่ากับ $2\Delta_y$ ในรอบที่ 2 มีการแตกร้าวของคอนกรีตบริเวณโคนเสาเนื่องจากรับแรงอัด และรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนมีขนาดใหญ่ขึ้นอย่างชัดเจน หลังจากนั้น เมื่อพยายามทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบแรก จึงมีการหลุดล่อน (spalling) ของก้อนคอนกรีต

ขนาดใหญ่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเนื่องจากรับแรงอัด ตามมาด้วยการขยายออกของรอยแตกร้าวในแนวทแยงทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบเนื่องจากการเฉือนจนสามารถมองเห็นเหล็กเสริมภายใน และในที่สุดตัวอย่างทดสอบก็เกิดการวิบัติตามมาเนื่องจากกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบลดลงอย่างรวดเร็ว

การวิบัติของตัวอย่าง CFL90/240/0.30 เป็นการวิบัติแบบการเฉือน (shear failure) ซึ่งสามารถสังเกตเห็นผลของการเฉือนที่มีต่อการวิบัติได้อย่างชัดเจนจากรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ของคอนกรีตในแนวทแยงทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.1 การวิบัติเกิดขึ้นค่อนข้างทันทีทันใด รูปที่ 4.2 แสดงลักษณะของเหล็กเสริมภายหลังจากการวิบัติ ส่วนรูปที่ 4.3 แสดงภาพเหล็กปลอกรัดรอบในชั้นที่ 3 ที่ขาดออกจากกันหลังเกิดการวิบัติ

เมื่อสังเกตสภาพหลังการวิบัติ เห็นได้ชัดว่า คลิปเลื่อนออกจากของอ 90 องศา เนื่องจากเหล็กปลอกรัดรอบมีการขยายตัวอย่างมากตามแรงดันของคอนกรีตภายใน แต่คลิปยึดของอยังไม่หลุดออกจากของอ 90 องศา ส่วนของอ 135 องศาในเหล็กยึดทางขวางมีการอ้าออกเล็กน้อยเท่านั้น และเมื่อสังเกตจากรูปที่ 4.3 พบว่า เหล็กปลอกรัดรอบในชั้นที่ 3 ที่อยู่ในตำแหน่งความสูงประมาณ 1 ใน 3 ของความสูงของตัวอย่างทดสอบวัดจากฐานเสาขาดออกจากกัน

ตารางที่ 4.2 เป็นการสรุปพฤติกรรมที่เกิดขึ้นทั้งหมดระหว่างการทดสอบ รูปที่ 4.4 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และรูปที่ 4.5 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/240/0.30

4.1.2 ตัวอย่าง CF90/120/0.30

ตัวอย่าง CF90/120/0.30 เริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวได้ตั้งแต่รอบทดสอบที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง $\pm 0.75 H_u$ ซึ่งเป็นรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการดัดโดยเริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบสูงจากฐานเสาประมาณ 15 ซม. เมื่อทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $1\Delta_y$ จบ 2 รอบ ตัวอย่างทดสอบมีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ และในบริเวณขอบล่างสุดของตัวอย่างทดสอบ สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเนื่องจากการรับแรงอัดเกิดขึ้นเล็กน้อยเท่านั้น และเมื่อพยายามทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ ในรอบแรก สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเนื่องจากการรับแรงอัดเกิดขึ้นอย่างมาก เนื่องมาจากการดันออกของของอ 90 องศาในเหล็กปลอกรัดรอบ และในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่ระดับชั้นที่ 2 เหนือจากฐานเสา (ประมาณ 17 ซม. จากฐานเสา) และเมื่อสิ้นสุดรอบที่ 2 ที่ค่าการเคลื่อนที่ทาง

ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ รอยแตกร้าวขยายออกและเพิ่มขึ้นมากมาย หลักจากนั้น เมื่อพยายามทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบแรก จึงมีการหลุดล่อน (spalling) ของก้อนคอนกรีตขนาดใหญ่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ เนื่องจากการอ้าออกของของอ 90 องศา ทำให้ตัวอย่างทดสอบสูญเสียกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ในช่วงนี้รูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวสังเกตได้ไม่ชัดเจน แต่หลังจากทดสอบต่อไปเล็กน้อยก็สามารถสังเกตเห็นว่า เหล็กเสริมตามยาวเกิดการดุ้งในช่วงประมาณ 2 เท่าของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางระหว่างชั้นที่ 1 ถึง ชั้นที่ 3 (ประมาณ 5 ถึง 29 ซม. เหนือฐานเสา) ซึ่งเป็นการแสดงให้เห็นได้ชัดเจนว่า การทำงานของของอ 90 องศาในเหล็กปลอกรัดรอบ และในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ไม่เพียงพอที่จะยึดรั้งเหล็กเสริมตามยาว สังเกตได้อย่างชัดเจนจากการที่เหล็กปลอกรัดรอบที่ใช้ของอ 90 องศาถูกเหล็กเสริมตามยาวที่ดุ้งดันออกได้ง่ายมากนั่นเอง ดังแสดงในเห็นในรูปที่ 4.6

เมื่อสังเกตจากรูปที่ 4.6 เห็นได้ชัดว่า ภายหลังจากการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตผิวนอก มีการอ้าออกของของอ 90 องศา ทั้งในเหล็กปลอกรัดรอบและในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) เนื่องจากการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาว แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนถึงความไม่เพียงพอของประสิทธิภาพในการโอบรัดของของอ 90 องศา

ตารางที่ 4.3 เป็นการสรุปพฤติกรรมที่เกิดขึ้นทั้งหมดระหว่างการทดสอบ รูปที่ 4.7 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และรูปที่ 4.8 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF90/120/0.30

4.1.3 ตัวอย่าง CF135/120/0.30

ตัวอย่าง CF135/120/0.30 เริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวที่ค่าแรงกระทำทางด้านข้าง ประมาณ 15 ตัน ในรอบทดสอบที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง $\pm 0.75H_u$ ซึ่งเป็นรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการดัดโดยเริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบสูงจากฐานเสาประมาณ 15 ซม. เมื่อทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเท่ากับ $1\Delta_y$ จบ 2 รอบ ตัวอย่างทดสอบมีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ และเมื่อทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ จบ 2 รอบ สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการอัดเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ซึ่งแตกต่างกับตัวอย่าง CF90/120/0.30 ที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ เท่ากันที่พบว่ามีรอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการอัดเกิดขึ้นมากมาย

เมื่อพยายามดันตัวอย่าง CF135/120/0.30 ไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบแรก รอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการอัดที่เกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยบริเวณใกล้โคนเสาในช่วงที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ ขยายกว้างและยาวขึ้นอย่างรวดเร็ว และสังเกตเห็นว่า เกิดการแตกร้าวและการบวมของคอนกรีตผิวนอกบริเวณเหล็กปลอกชั้นที่ 3 (ประมาณ 29 ซม. เหนือฐานเสา) อย่างเห็นได้ชัดเจน เนื่องมาจากการขยายตัวของเหล็กปลอกรัดรอบ และระหว่างการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบที่ 2 เกิดการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตอย่างมากบริเวณใกล้โค่นเสา และเกิดการบวมของคอนกรีตผิวนอกอย่างเห็นได้ชัดเจน บริเวณใกล้กับปลายด้านของงอ 90 องศาของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ในชั้นที่ 2 (ประมาณ 17 ซม. เหนือฐานเสา) และเมื่อพยายามทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $4\Delta_y$ สังเกตเห็นการเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วของรอยแตกร้าว และการบวมของคอนกรีตผิวนอก ในช่วงระหว่างเหล็กปลอกชั้นแรกถึงเหล็กปลอกชั้นที่ 3 (ประมาณ 5 ถึง 29 ซม. เหนือฐานเสา) เนื่องจากการอ้าออกของของงอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) และในที่สุดก็เกิดการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวตามมาดังแสดงในรูปที่ 4.9 เห็นได้ชัดว่าระยะการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF135/120/0.30 เกิดขึ้นที่ระดับเหล็กเสริมทางขวางชั้นที่ 2 ถึง ชั้นที่ 3 (ประมาณ 17 ถึง 29 ซม. เหนือฐานเสา) โดยมีระยะประมาณครึ่งหนึ่งของระยะการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF90/120/0.30 และสามารถสังเกตเห็นว่า ของอ 135 องศาในเหล็กปลอกรัดรอบในบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเกิดการอ้าออกเช่นกัน

ตารางที่ 4.4 เป็นการสรุปพฤติกรรมที่เกิดขึ้นทั้งหมดระหว่างการทดสอบ รูปที่ 4.10 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และรูปที่ 4.11 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF135/120/0.30

4.1.4 ตัวอย่าง CFL90/120/0.30

ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีพฤติกรรมคล้ายคลึงกับตัวอย่าง CF135/120/0.30 ในช่วงการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ จบทั้ง 2 รอบ สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการอัดเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 แสดงพฤติกรรมที่น่าสนใจมาก เมื่อทดสอบสิ้นสุดที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ทั้ง 2 รอบ สภาพโดยรวมของตัวอย่างทดสอบยังคงอยู่ในสภาพค่อนข้างดี มีการหลุดล่อน (spalling) เพียงเล็กน้อยของ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

คอนกรีตผิวนอกบริเวณฐานเสาเนื่องจากผลของแรงอัด โดยสังเกตเห็นรอยแตกร้าวในแนวดิ่งใกล้ๆขอบในบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ ซึ่งกว้างประมาณ 2 มม. และมีการบวมของคอนกรีตผิวนอกในด้านรับแรงอัดใกล้ตำแหน่งปลายด้านของงอ 90 องศาของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ชั้นที่ 2 (ประมาณ 17 ซม. เหนือฐานเสา) แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่ามีการขยายตัวของเหล็กปลอกรัดรอบและเหล็กยึดทางขวาง

ระหว่างทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเท่ากับ $4\Delta_y$ ในรอบที่ 1 รอยแตกร้าวเกิดมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดและรอยแตกร้าวของคอนกรีตผิวนอกเนื่องจากผลของการอัดบริเวณมุมด้านล่างของตัวอย่างทดสอบขยายกว้างขึ้น วัดความกว้างได้ประมาณ 5 มม. แต่ไม่สามารถเห็นเหล็กเสริมภายใน ส่วนในบริเวณอื่นๆไม่มีสภาพการแตกร้าวที่เป็นผลจากการอัดกว้างเท่ากับบริเวณฐานเสา จนกระทั่งทดสอบไปถึงช่วงครึ่งหลังของการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $4\Delta_y$ ในรอบที่ 1 เมื่อคอนกรีตผิวนอกเกิดการหลุดล่อนออกมา ทำให้สังเกตเห็นลักษณะรูปร่างการดัดของเหล็กเสริมตามยาวด้านในที่ไม่มีเหล็กยึดทางขวางยึดรั้งเกิดการดุ้งได้อย่างชัดเจน ดังแสดงในรูปที่ 4.12 โดยที่การดุ้งเกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมทางขวางชั้นที่ 1 ถึง ชั้นที่ 2 (ประมาณ 5 ถึง 17 ซม. เหนือฐานเสา) และในรูปที่ 4.13 แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของคลิปในการยึดขาเหล็กปลอกของงอ 90 องศา แม้ว่าค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเทียบกับความสูงของตัวอย่างทดสอบจะมีค่า เท่ากับ 4 % ก็ตาม เป็นที่น่าสังเกตว่า ภายหลังเกิดการดุ้ง เหล็กเสริมตามยาวยังคงรักษากำลังต้านทานได้พอสมควร และเหล็กปลอกรัดรอบกับคลิปยังคงทำหน้าที่โอบรัดคอนกรีตภายในไปได้อีก 1 รอบ ก่อนที่จะเกิดการวิบัติโดยการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวทั้งหมด รูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบคล้ายคลึงกับรูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF135/120/0.30 คือ เกิดขึ้นในระยะประมาณหนึ่งช่วงของเหล็กเสริมทางขวาง ดังแสดงในรูปที่ 4.14

การวิบัติของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 เป็นการวิบัติแบบการดัด (flexural failure) และมีลักษณะค่อนข้างเหนียว คอนกรีตผิวนอกที่หุ้มบริเวณฐานเสาโดยรอบหลุดออกจนสามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายในอย่างชัดเจน

ตารางที่ 4.5 เป็นการสรุปพฤติกรรมที่เกิดขึ้นทั้งหมดระหว่างการทดสอบ รูปที่ 4.15 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และรูปที่ 4.16 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

4.1.5 **ตัวอย่าง CF135/120/0.37**

ตัวอย่าง CF135/120/0.37 เริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวที่ค่าแรงกระทำทางด้านข้าง ประมาณ 13 ตัน ในรอบทดสอบที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง $\pm 0.75H_u$ ซึ่งเป็นรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการดัด รอยแตกร้าวเริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบสูงจากฐานเสาประมาณ 20 ซม. เมื่อทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $1\Delta_y$ จบ 2 รอบ ตัวอย่างทดสอบมีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ เมื่อทดสอบตัวอย่าง CF135/120/0.37 ไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ เกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการอัดอย่างมากใกล้ขอบในบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ และมีการบวมของคอนกรีตผิวนอกอย่างเห็นได้ชัดเจนตลอดแนวของเหล็กปลอกรัดรอบในชั้นที่ 2 และ ชั้นที่ 3 (ประมาณ 17 และ 29 ซม. เหนือฐานเสา) และระหว่างทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบแรก เกิดการหลุดล่อน (spalling) ของขอบคอนกรีตที่แตกร้าวเดิมบริเวณฐานเสา แต่ยังไม่สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมตามยาว และในช่วงก่อนสิ้นสุดการทดสอบในรอบที่ 2 ที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ มีการลดลงอย่างรวดเร็วของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง และตามด้วยการขยายกว้างออกอย่างรวดเร็วของรอยแตกร้าวเนื่องจากการเฉือน นำไปสู่การวิบัติในที่สุด

รูปที่ 4.17 แสดงภาพภายหลังการวิบัติ สามารถสังเกตเห็นได้ว่ามีการอ้าออกของของงอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ชั้นที่ 2 และชั้นที่ 4 อย่างชัดเจน เนื่องมาจากการพยายามดันออกของเหล็กเสริมตามยาวตัวกลาง แสดงถึงความไม่เพียงพอของประสิทธิภาพการยึดรั้งของของงอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ในช่วงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าสูง

ตารางที่ 4.6 เป็นการสรุปพฤติกรรมที่เกิดขึ้นทั้งหมดระหว่างการทดสอบ รูปที่ 4.18 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และรูปที่ 4.19 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF135/120/0.37

4.1.6 **ตัวอย่าง CFL90/120/0.37**

ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 เริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวที่ค่าแรงกระทำทางด้านข้างในช่วง 10 ตันถึง 15 ตัน ในรอบทดสอบที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง $\pm 0.75H_u$ ซึ่งเป็นรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการดัดโดยเริ่มเกิดขึ้นในบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบสูง

จากฐานเสาประมาณ 30 ซม. เมื่อทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $1\Delta_y$ จบ 2 รอบ ตัวอย่างทดสอบมีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ เมื่อสิ้นสุดการทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาเท่ากับ $2\Delta_y$ ทั้ง 2 รอบ มีรอยแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงอัดเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยเป็นบริเวณเล็กๆใกล้โคนเสาและในระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 3 เท่านั้น และเมื่อสิ้นสุดการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ทั้ง 2 รอบ มีรอยแตกร้าวเกิดขึ้นอย่างชัดเจนในระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 3 พร้อมด้วยการลดลงของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง จากเหตุผลนี้การทดสอบในรอบถัดไปซึ่งน่าจะเป็นรอบสุดท้ายของการทดสอบ จึงทำการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $0.5\Delta_y$ เท่านั้น และการทดสอบสิ้นสุดลงเมื่อทดสอบผ่าน $1\frac{1}{2}$ รอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3.5\Delta_y$ โดยการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวระหว่างเหล็กเสริมทางขวางชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 3 (ประมาณ 17 ถึง 29 ซม. เหนือฐานเสา) นำไปสู่การลดลงอย่างชัดเจนของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง

โดยภาพรวมแล้ว ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 แสดงพฤติกรรมดีกว่าตัวอย่าง CF135/120/0.37 โดยทั่วไปรูปแบบรอยแตกร้าวที่สังเกตเห็นจะคล้ายคลึงกัน แต่สภาพความเสียหายเนื่องจากการแตกร้าวจะแตกต่างกัน โดยเห็นได้ชัดเจนว่าตัวอย่าง CFL90/120/0.37 เกิดความเสียหายขึ้นน้อยกว่าตัวอย่าง CF135/120/0.37 ดังแสดงในรูปที่ 4.20 โดยเปรียบเทียบที่ระดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ รอบที่ 2 เท่ากัน

รูปที่ 4.21 แสดงภาพการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวระหว่างเหล็กปลอกรัดรอบในชั้นที่ 2 และชั้นที่ 3 ซึ่งมีสภาพเดียวกับการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF135/120/0.37 จะต่างกันก็ที่ตำแหน่งเหล็กยึดทางขวาง (crossties) เท่านั้น โดยที่เหล็กยึดทางขวางในชั้นที่ 2 ของตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ยังคงทำหน้าที่ยึดรั้งเหล็กเสริมตามยาวตัวกลางได้อย่างมีประสิทธิภาพเนื่องจากปลายของงอ 90 องศาของเหล็กยึดทางขวาง มีการใช้คลิปยึดของงอ จึงไม่มีการอ้าออกหรือเลื่อนออกของปลายของงอ 90 องศา ตรงข้ามกับของงอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวางชั้นที่ 2 ของตัวอย่าง CF135/120/0.37 ที่มีการอ้าออกอย่างชัดเจนดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 4.17

ตารางที่ 4.7 เป็นการสรุปพฤติกรรมที่เกิดขึ้นทั้งหมดระหว่างการทดสอบ รูปที่ 4.22 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และรูปที่ 4.23 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

จากผลการทดสอบ สามารถนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.24 ถึง 4.29 ซึ่งกราฟความสัมพันธ์ทั้งหมดแสดงพฤติกรรมการดัดอย่างเด่นชัด (flexural dominant) ยกเว้น กราฟความสัมพันธ์ของตัวอย่าง CFL90/240/0.30 ที่เกิดการวิบัติแบบการเฉือนที่มีลักษณะวงรอบฮีซเทียรีซีซค่อนข้างแคบกว่ากราฟความสัมพันธ์ของตัวอย่างอื่นๆ

แรงกระทำทางด้านข้างที่นำมาใช้เขียนกราฟความสัมพันธ์ได้ทำการปรับแก้ผลเนื่องจากแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่ได้อยู่ในแนวดิ่ง ตามที่อธิบายในหัวข้อที่ 3.6 เรียบร้อยแล้ว นอกจากนี้ ได้ทำการคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริง โดยคิดผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ($P-\Delta$ effect) ตามที่อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 3.7 และใช้เส้นประแสดงกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริงในกราฟความสัมพันธ์ของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว

เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง CF90/120/0.30 พบว่ามีการลดลงอย่างทันทีทันใดของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างระหว่างการทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบแรก การลดลงอย่างรวดเร็วของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง CF90/120/0.30 นี้ มีสาเหตุมาจากการอ้าออกของของอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่ระดับชั้นที่ 2 (ประมาณ 17 ซม. เหนือฐานเสา) ซึ่งเป็นผลสืบเนื่องมาจากการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในช่วง 2 เท่าของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง

เป็นที่น่าสังเกตว่า ตัวอย่าง CF135/120/0.30 และตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีลักษณะของวงรอบฮีซเทียรีซีซที่มีเสถียรภาพ (stable hysteresis loop) จนสิ้นสุดค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ทั้ง 2 รอบ ด้วยลักษณะทั่วไปที่คล้ายคลึงกัน แต่ความแตกต่างเริ่มเกิดขึ้นระหว่างการทดสอบไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $4\Delta_y$ โดยที่ตัวอย่าง CF135/120/0.30 ที่มีของอ 135 องศา และใช้เหล็กยึดทางขวาง ACI (ACI crossties) โดยไม่มีการใช้คลิปยึดของอ ,มีกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างลดลงอย่างรวดเร็วก่อนที่จะถึงค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ $4\Delta_y$ รอบแรก และที่ค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ $4\Delta_y$ กำลังลดลงกว่า 50% ทำให้สิ้นสุดสภาพการใช้งาน ในขณะที่ ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ที่มีการใช้คลิปยึดของอ 90 องศา แสดงลักษณะของวงรอบฮีซเทียรีซีซที่มีเสถียรภาพ โดยมีการลดลงของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างเพียงเล็กน้อยเท่านั้นที่ค่า

การเคลื่อนที่เท่ากับ $4\Delta_y$ และยังสามารถทนทานการทดสอบจนจบที่ค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ $4\Delta_y$ ทั้ง 2 รอบ แม้ว่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างจะลดลงอย่างชัดเจน (ประมาณ 30%) ในรอบที่ 2 ของค่าการเคลื่อนที่ เท่ากับ $4\Delta_y$ ก็ตาม

ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 แสดงลักษณะของวงรอบฮีซเทียรีซีซที่มีเสถียรภาพมากกว่าตัวอย่าง CF135/120/0.37 และมีการลดลงของกำลังต้านทานที่น้อยกว่าในระหว่างการทดสอบในช่วงค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $2\Delta_y$ จนสิ้นสุดการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ และที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบแรก ตัวอย่าง CF135/120/0.37 มีการลดลงของค่าความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างเทียบกับค่าความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดประมาณ 18 % ในขณะที่ ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 มีการลดลงของค่าความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดประมาณ 10 % เท่านั้น และก่อนสิ้นสุดการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ ในรอบที่ 2 ตัวอย่าง CF135/120/0.37 มีการลดลงของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างอย่างมากประมาณ 45 % เมื่อเทียบกับค่าความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด เนื่องจากการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $+2.54\Delta_y$ ในทางกลับกัน ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ที่มีการใช้คลิปยึดของอ 90 องศาสามารถทนทานการทดสอบถึงค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3.5\Delta_y$ ในรอบแรก โดยที่ยังคงมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างประมาณ 75 % ของความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด

ตารางที่ 4.8 แสดงค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่ตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวสามารถทนทานได้ ($H_{\exp}$) เทียบกับค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่คำนวณได้ตามมาตรฐาน ACI 318-99 โดยไม่คำนึงถึงการลดลงของกำลังต้านทานเมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงขึ้น (H_u) และเทียบกับค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่คำนวณได้ตามมาตรฐาน ACI 318-99 ที่คำนึงถึงผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานลดลง ($H_{u,P-\Delta}$) จากตารางที่ 4.8 พบว่า อัตราส่วน $H_{\exp}/H_u$ มีค่าระหว่าง 0.91 ถึง 1.14 แสดงให้เห็นว่า กำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่คำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 โดยไม่คำนึงถึงการลดลงของกำลังต้านทานเมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงขึ้น สามารถทำนายกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวในงานวิจัยนี้ได้ใกล้เคียงมาก และได้ค่าที่แตกต่างกับกรณีการเปรียบเทียบระหว่างอัตราส่วน $H_{\exp}/H_{u,P-\Delta}$ ที่ได้ค่าอัตราส่วนอยู่

ระหว่าง 0.93 ถึง 1.16 เพียงเล็กน้อยเท่านั้น เนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนในงานวิจัยนี้ไม่ได้ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างลดลงมากนัก

4.3 ความสามารถในการสลายพลังงาน

สำหรับโครงสร้างที่ต้องออกแบบให้ทนทานต่อแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร สิ่งสำคัญที่จะต้องพิจารณานอกจากความเหนียว (ductility) ของโครงสร้าง ก็คือ ความสามารถในการสลายพลังงาน (energy dissipation capacity) ดังนั้น ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงความสามารถในการสลายพลังงานของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เป็นตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยนี้

วิธีการที่สะดวกที่สุดในการคำนวณหาการสลายพลังงานในตัวอย่างทดสอบก็คือ การคำนวณหาพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา โดยพลังงานที่สลายไปในแต่ละรอบจะถูกแทนด้วยพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสาในรอบนั้นๆ โดยรอบทดสอบจะเริ่มจากจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเป็นศูนย์ แล้วให้แรงกระทำทางด้านข้างไปทางด้านบวก แล้วปล่อยแรงกระทำทางด้านข้างกลับมาที่ศูนย์ หลังจากนั้นก็ให้แรงกระทำทางด้านข้างไปทางด้านลบ แล้วจึงปล่อยแรงกระทำทางด้านข้างกลับมาที่ศูนย์ ถือเป็นอันครบ 1 รอบทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 4.30

จากการคำนวณหาการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดตามวิธีข้างต้น สามารถนำมาแสดงเป็นตารางสรุปค่าการสลายพลังงานในแต่ละรอบทดสอบและค่าการสลายพลังงานสะสมของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวได้ดังแสดงในตารางที่ 4.9 และ สามารถนำมาเขียนเป็นกราฟแสดงค่าการสลายพลังงานสะสม (cumulative energy dissipation) ของตัวอย่างทดสอบในแต่ละรอบได้ดังแสดงในรูปที่ 4.31

จากกราฟสามารถสังเกตเห็นได้ว่า ในช่วงรอบแรกๆของการทดสอบค่าการสลายพลังงานจะมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับรอบหลังๆ เนื่องมาจากในช่วงรอบแรกๆของการทดสอบเหล็กเสริมตามยาวยังไม่เกิดการครากนั่นเอง และถ้าสังเกตตามลักษณะการวิบัติจะพบว่าตัวอย่าง CFL90/240/0.30 ซึ่งเกิดการวิบัติแบบการเฉือน (shear failure) นั้นมีค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติต่ำที่สุด เป็นการแสดงให้เห็นว่าการวิบัติแบบการเฉือนซึ่งเป็นการวิบัติแบบทันทีทันใดไม่มีการเตือนภัยก่อนนั้นจะให้ค่าการสลายพลังงานที่ต่ำ ควรหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดขึ้นในโครงสร้างที่รับแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร

นอกจากนี้ พบว่า ระดับแรงอัดตามแนวแกนมีผลต่อค่าการสลายพลังงานด้วย โดยพิจารณาจากตารางที่ 4.9 และทำการเปรียบเทียบตัวอย่าง CF135/120/0.30 กับ ตัวอย่าง CF135/120/0.37 ซึ่งมีระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$ และ $0.37 f_c^{'} A_g$ ตามลำดับ พบว่า ที่จุดวิบัติของตัวอย่างทดสอบ หรือที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ เท่ากัน ค่าการสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง CF135/120/0.30 มีค่ามากกว่าค่าการสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง CF135/120/0.37 โดยที่ตัวอย่าง CF135/120/0.30 มีค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติเป็น 1.1 เท่าของตัวอย่าง CF135/120/0.37 และเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบตัวอย่าง CFL90/120/0.30 กับ ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ซึ่งมีระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$ และ $0.37 f_c^{'} A_g$ ตามลำดับ พบว่า ที่จุดวิบัติของตัวอย่างทดสอบ หรือที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา เท่ากับ $3\Delta_y$ เท่ากัน ค่าการสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีค่ามากกว่าค่าการสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง CFL90/120/0.37 โดยที่ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติเป็น 1.8 เท่าของตัวอย่าง CFL90/120/0.37 จากผลที่ได้นี้ สามารถสรุปได้ว่า ถ้าระดับแรงอัดตามแนวแกนมีค่าสูงขึ้น จะส่งผลให้ค่าการสลายพลังงานสะสมมีค่าลดลง

ลักษณะของงอที่ใช้แตกต่างกันในงานวิจัยนี้ ก็มีผลต่อค่าการสลายพลังงานสะสมเช่นกัน โดยที่เมื่อพิจารณาตัวอย่าง CF90/120/0.30, ตัวอย่าง CF135/120/0.30 และตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ซึ่งใช้ลักษณะของงอ 90 องศาโดยไร้คลิปยึดของงอ, ใช้ลักษณะของงอ 135 องศาตามสภาพปกติ และใช้ลักษณะของงอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของงอ ตามลำดับ พบว่า ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ที่ได้ค่าความเหนียวสูงที่สุด ก็จะได้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติสูงที่สุดด้วย ส่วนในตัวอย่าง CF135/120/0.30 ที่ให้ค่าความเหนียวรองลงมาก็จะได้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติสูงรองลงมาด้วย และตัวอย่างที่ได้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติต่ำที่สุด ก็คือ ตัวอย่าง CF90/120/0.30 ซึ่งให้ค่าความเหนียวต่ำที่สุดนั่นเอง โดยที่ ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีค่าเป็น 6.3 เท่า และ 2.4 เท่า เมื่อเทียบกับค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CF90/120/0.30 และ ตัวอย่าง CF135/120/0.30 ตามลำดับ

ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CF135/120/0.37 และตัวอย่าง CFL90/120/0.37 แสดงให้เห็นชัดเจนยิ่งขึ้นว่าลักษณะของงอที่ใช้มีผลต่อค่าความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ โดยที่จากผลการวิเคราะห์ พบว่า ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 มีค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ เป็น 1.4 เท่าของค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CF135/120/0.37

4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริม

รูปที่ 4.32 ถึง 4.37 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด โดยที่ตำแหน่งที่ติดเกจวัดความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.4

ตัวอย่างทดสอบบางตัวค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในช่วงท้ายของการทดสอบขาดหายไป เนื่องมาจากเกจวัดความเครียดหลุดออกจากเหล็กเสริมก่อนที่ตัวอย่างทดสอบจะเกิดการวิบัติ สาเหตุที่เป็นเช่นนี้ เพราะว่าตัวอย่างทดสอบต้องรับแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรซ้ำไปซ้ำมาหลายรอบจนทำให้แรงยึดเหนี่ยว (bond) ระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมลดลง เป็นผลทำให้เกิดการเลื่อน (slip) ระหว่างผิววัสดุทั้งสองนั่นเอง

4.4.1 ความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมตามยาว

เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบทุกตัว พบว่า ภายหลังจากที่ตัวอย่างทดสอบได้รับแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรจนกระทั่งเหล็กเสริมตามยาวที่รับแรงดัดเริ่มเกิดการครากและเมื่อตัวอย่างทดสอบกลับมาอยู่ในช่วงที่ไม่มีแรงกระทำทางด้านข้างหรือแรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเป็นศูนย์ (unload) จะสังเกตเห็นว่า เหล็กเสริมตามยาวจะมีหน่วยการยืดตัว (tensile strain) เหลือค้างอยู่ ซึ่งหมายความว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นหลังจากเหล็กเสริมตามยาวในบริเวณด้านล่างของตัวอย่างทดสอบเริ่มครากไปแล้วยังปิดไม่สนิทในช่วงที่ไม่มีแรงกระทำทางด้านข้าง

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมตามยาวนั้นมีลักษณะคล้ายกับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง เมื่อเหล็กเสริมตามยาวเกิดการครากไปแล้วที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างค่าหนึ่ง ถ้าทำการทดสอบให้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมากกว่าค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก จะพบว่า ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในช่วงนี้จะมีการเพิ่มขึ้นในขณะที่แรงกระทำทางด้านข้างเกือบคงที่ ซึ่งคล้ายคลึงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในช่วงเดียวกัน โดยเป็นไปตามคุณสมบัติของเหล็กเสริมในช่วงหลังจากเกิดการครากไปแล้วนั่นเอง

4.4.2 ความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทางขวาง

เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทางขวางที่เป็นเหล็กปลอกรัดรอบของตัวอย่างทดสอบทุกตัว พบว่า ค่าความเครียดในเหล็กปลอกรัดรอบจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามรอบการทดสอบที่มากขึ้น และพบว่าเมื่อตัวอย่างทดสอบกลับมาอยู่ในช่วงที่ไม่มีแรงกระทำทางด้านข้างหรือแรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเป็นศูนย์ (unload) เหล็กปลอกรัดรอบก็ยังมีหน่วยการยืดตัว (tensile strain) เหลือค้างอยู่เสมอ และจะเพิ่มมากขึ้นตามรอบการทดสอบที่มากขึ้นด้วย

เกจวัดความเครียดตัวที่ติดบนเหล็กปลอกรัดรอบในแนวตั้งฉากกับแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งรับแรงดันจากคอนกรีตภายในจะให้ค่าความเครียดมากในช่วงที่มีการดันตัวอย่างทดสอบมาทางด้านนั้น แต่เมื่อดันตัวอย่างทดสอบไปทางด้านตรงกันข้าม ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นก็จะมีค่าน้อยลงอย่างชัดเจน ส่วนเกจวัดความเครียดตัวที่ติดบนเหล็กปลอกรัดรอบในแนวที่ขนานกับแรงกระทำทางด้านข้าง จะให้ค่าความเครียดที่ค่อนข้างจะสมมาตร สังเกตได้จากรูปว่าเมื่อทดสอบในช่วงค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากันแต่กลับทิศทางกัน ก็จะได้ค่าความเครียดใกล้เคียงกันนั่นเอง

เมื่อพิจารณาค่าความเครียดที่ได้จากเกจวัดความเครียดในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) พบว่า ในตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ค่าความเครียดในเหล็กยึดทางขวางในชั้นที่ 3 และชั้นที่ 4 มีค่ามากกว่าค่าความเครียดในเหล็กยึดทางขวางในชั้นที่ 3 และชั้นที่ 4 ของตัวอย่าง CF135/120/0.37 ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะของของอของเหล็กยึดทางขวาง หลังจากเกิดการวิบัติของตัวอย่างทดสอบทั้งสองตามรูปที่ 4.17 และรูปที่ 4.21 คือ เหล็กยึดทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ยังคงมีประสิทธิภาพการยึดรั้งเหล็กเสริมตามยาวภายหลังจากการวิบัติ ตรงกันข้ามกับเหล็กยึดทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.37 ที่มีการอ้าออกก่อนเกิดการวิบัติ ด้วยเหตุผลนี้จึงส่งผลให้ค่าความเครียดในเหล็กยึดทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.37 มีค่าสูงกว่าค่าความเครียดในเหล็กยึดทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.37 นั่นเอง

4.5 การเปรียบเทียบผลการทดสอบ

ตารางที่ 4.10 เป็นการสรุปผลที่ได้จากการทดสอบที่จะนำมาใช้ในการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของตัวอย่างทดสอบทุกตัว ประกอบด้วย ระดับความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ และลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบทุกตัว

4.5.1 การเปรียบเทียบผลของระยะห่าง (Spacing) ระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง

ตัวอย่าง CFL90/240/0.30 เกิดการวิบัติโดยการเฉือน (shear failure) มีรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ตามแนวทแยงทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ และการวิบัติเกิดขึ้นค่อนข้างกระทันหันไม่มีการเตือนภัย และทนทานการทดสอบได้เพียงค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $2\Delta_y$ เท่านั้น ส่วนตัวอย่าง CFL90/120/0.30 เกิดการวิบัติโดยการดัด (flexural failure) โดยเกิดการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ และเหล็กเสริมตามยาวเกิดการดุ้ง สามารถทนทานการทดสอบได้ถึงค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $4\Delta_y$ นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาในเรื่องความสามารถในการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ พบว่าตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ เป็น 9.7 เท่าเมื่อเทียบกับตัวอย่าง CFL90/240/0.30 ทีเดียว

ดังนั้น สามารถสรุปได้ว่าระยะห่าง (spacing) ระหว่างเหล็กเสริมทางขวางมีผลต่อพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบอย่างมาก ในกรณีที่ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางมีค่าน้อย ตัวอย่างทดสอบจะมีความเหนียวมากกว่าในกรณีที่ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางมีค่ามาก ซึ่งจะส่งผลให้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางน้อย มีค่าสูงกว่าของตัวอย่างทดสอบที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางมากด้วย ในทางปฏิบัติจึงมีการจำกัดค่าสูงสุดของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางที่ยอมให้ใช้ได้เพื่อหลีกเลี่ยงการวิบัติแบบกระทันหัน และให้ได้ค่าความเหนียว รวมทั้งค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติที่เพียงพอ

4.5.2 การเปรียบเทียบผลของลักษณะการให้รายละเอียดของงอ (Hook configurations) ที่แตกต่างกัน

จากตารางที่ 4.10 แสดงให้เห็นว่า ค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติที่ได้จากการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ที่ใช้ของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอมีค่าสูงกว่าค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CF135/120/0.30 และตัวอย่าง CF90/120/0.30 ที่ไร้คลิปยึดของอ 90 องศา โดยที่ตัวอย่าง CF90/120/0.30, CF135/120/0.30 และ CFL90/120/0.30 สามารถทนทานการทดสอบได้ที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $2\Delta_y$, $3\Delta_y$ และ $4\Delta_y$ ตามลำดับ เป็นที่น่าสังเกตว่าตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีประสิทธิภาพดีกว่าตัวอย่าง CF135/120/0.30 เสียอีก ทั้งนี้เนื่องจากในตัวอย่างหลังไม่มีคลิปยึดของอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง จากการทดสอบ พบว่า คลิปยึดของอในตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีประสิทธิภาพในการยึดรั้งของอ 90 องศาของเหล็กยึด

ทางขวางชะลอให้อ้าออกช้าลง ซึ่งตรงกันข้ามกับกรณีของตัวอย่าง CF135/120/0.30 ที่ของอ 90 องศาของเหล็กยึดทางขวางอ้าออกได้ง่ายเมื่อค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงขึ้น ซึ่งนำไปสู่การวิบัติที่รวดเร็วกว่า

ประสิทธิภาพของคลิปยึดของอสามารถยืนยันได้จากตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ที่สามารถทนทานการทดสอบได้จนถึงค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $3\Delta_y$ เท่ากับตัวอย่าง CF135/120/0.30 แม้ว่าตัวอย่าง CFL90/120/0.37 จะมีระดับแรงอัดตามแนวแกนที่สูงกว่าก็ตาม และในความเป็นจริง ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 แสดงลักษณะของวงรอบฮีซเทียรีซีซที่มีเสถียรภาพ (stable hysteresis loop) มากกว่าตัวอย่าง CF135/120/0.37 ที่รับค่าระดับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากันอีกด้วย

เมื่อพิจารณาในเรื่องความสามารถในการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติพบว่า ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ เป็น 6.3 เท่า และ 2.4 เท่า เมื่อเทียบกับค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CF90/120/0.30 และ ตัวอย่าง CF135/120/0.30 ตามลำดับ เช่นเดียวกัน เมื่อเปรียบเทียบค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CF135/120/0.37 และ ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 แสดงให้เห็นชัดเจนยิ่งขึ้นว่า การใช้คลิปช่วยยึดของอ 90 องศา ช่วยเพิ่มค่าความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ โดยที่จากผลการวิเคราะห์ พบว่า ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 มีค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ เป็น 1.4 เท่าของค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CF135/120/0.37 เป็นการแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า คลิปยึดของอมีส่วนช่วยในการปรับปรุงพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ ทั้งทางด้านความเหนียวและความสามารถในการสลายพลังงาน

4.5.3 **การเปรียบเทียบผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน** (Axial load levels)

จากตารางที่ 4.10 เมื่อเปรียบเทียบค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนวิบัติของตัวอย่าง CF135/120/0.30 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$ กับตัวอย่าง CF135/120/0.37 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ $0.37 f_c^{'} A_g$ พบว่า ตัวอย่างทดสอบทั้งสองสามารถทนทานการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $3\Delta_y$ เท่ากัน แต่ตัวอย่าง CF135/120/0.30 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำกว่าจะให้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติสูงเป็น 1.1 เท่าของตัวอย่าง CF135/120/0.37 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนสูงกว่า ในความเป็นจริง เมื่อพิจารณาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบทั้งสอง พบว่า ในช่วงท้ายในรอบการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $3\Delta_y$ รอบที่ 2 ตัวอย่าง CF135/120/0.37 ที่มีระดับแรงอัดตาม

แนวแกนสูงกว่า มีการลดลงของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างอย่างมาก ในขณะที่ตัวอย่าง CF135/120/0.30 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำกว่า ไม่มีลักษณะเช่นนี้ จึงอาจกล่าวได้ว่า ตัวอย่างทดสอบที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำกว่าจะมีพฤติกรรมแบบเหนียวมากกว่าตัวอย่างทดสอบที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนสูงกว่า

ผลที่ได้จากตัวอย่าง CFL90/120/0.30 กับตัวอย่าง CFL90/120/0.37 สามารถยืนยันได้อย่างชัดเจนว่า ระดับแรงอัดตามแนวแกนที่สูงขึ้นเป็นผลให้ความเหนียวและค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติมีค่าลดลง โดยที่ ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$ สามารถทนทานการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $4\Delta_y$ ทั้ง 2 รอบ ซึ่งมากกว่า ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ $0.37 f_c^{'} A_g$ ที่สามารถทนทานการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $3.5\Delta_y$ ได้เพียง 1 รอบเท่านั้น และค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำกว่าก็มีค่าสูงเป็น 1.8 เท่าของค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนสูงกว่าเช่นกัน

สรุปได้ว่า ระดับแรงอัดตามแนวแกนที่สูงขึ้น ส่งผลให้ความเหนียวและค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่างทดสอบมีค่าลดลง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 5

ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล กับดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงาน

ในบทนี้เป็นการนำข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในงานวิจัยหลายๆแห่งมาทำการประยุกต์ใช้ โดยมีการวิเคราะห์ข้อมูลในรูปแบบเดียวกัน เพื่อให้สามารถนำข้อมูลที่มีลักษณะแตกต่างกันมาใช้ร่วมกันได้ เมื่อได้ข้อมูลที่มีการวิเคราะห์ในรูปแบบเดียวกันแล้ว จึงได้ทำการหาความสัมพันธ์ระหว่างข้อมูลต่างๆ โดยใช้การวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) ทำให้ได้แนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าต่างๆ อันได้แก่ ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) และ ค่าดัชนีการสลายพลังงานแบบต่างๆ รวมทั้งได้แนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) กับ ค่าดัชนีการสลายพลังงานแบบต่างๆด้วย นอกจากนี้ได้มีการเสนอวิธีการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) ที่ระบุไว้ด้วย ซึ่งสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในทางปฏิบัติได้

5.1 วิธีการที่ใช้เปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้จากการวิจัยหลายแห่ง

จากที่ได้กล่าวไปแล้วในหัวข้อที่ 2.1 ว่าในการออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรหรือแรงแผ่นดินไหวนั้น สามารถออกแบบให้โครงสร้างเคลื่อนที่เลยช่วงอีลาสติก ซึ่งจากสาเหตุนี้ จึงต้องให้ความสนใจกับคุณสมบัติที่สำคัญ 2 ประการ นอกเหนือจากกำลังของโครงสร้าง (strength) อันได้แก่ ค่าความเหนียว (ductility) และ ค่าความสามารถในการสลายพลังงาน (energy dissipation capacity) นั่นเอง

เนื่องจากงานวิจัยในแต่ละแห่งนั้นมีตัวอย่างทดสอบที่มีลักษณะที่แตกต่างกัน ทั้งขนาด รูปร่าง และรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ที่ใช้ ดังนั้น เพื่อให้สามารถนำผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยในแต่ละแห่งมาเปรียบเทียบกันได้ จึงขอนิยามค่าดัชนีไร้มิติที่ได้อธิบายไว้แล้วในหัวข้อที่ 2.6 เป็นดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยนี้

ในการหาค่าดัชนีไร้มิติตามวิธีการที่เสนอไว้ในหัวข้อที่ 2.6 นั้น จำเป็นต้องมีข้อมูลคู่ลำดับระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้จากการทดสอบ ซึ่งหน่วยงาน Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ได้ทำการรวบรวมข้อมูลผลการทดสอบเสาของผู้วิจัยหลายๆท่านไว้ โดยที่ผู้สนใจสามารถนำข้อมูลต่างๆที่ได้รวบรวมไว้มาใช้ประโยชน์ผ่านทางเว็บไซต์ www.ce.washington.edu/~peera1

เมื่อได้ข้อมูลผลการทดสอบเสาจากงานวิจัยต่างๆแล้ว จึงทำการวิเคราะห์หาค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละแบบตามวิธีที่เสนอในหัวข้อที่ 2.6 โดยสามารถนำมาเขียนเป็นแผนภูมิ (flow chart) ได้ดังแสดงในรูปที่ 5.1

เพื่อให้เกิดความมั่นใจในเรื่องความถูกต้องของการวิเคราะห์ จึงได้แสดงแนวคิด และ การเปรียบเทียบค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานที่ได้จากการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้กับค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานที่แสดงไว้โดยผู้วิจัยท่านอื่น ที่ใช้วิธีการเดียวกัน โดยใช้ตัวอย่างทดสอบของ Bayrak และ Sheikh [20] ในปี ค.ศ.1997 ดังแสดงการเปรียบเทียบไว้ในภาคผนวก จ-5 ซึ่งพบว่า ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่คำนวณได้มีความแตกต่างกันมากที่สุด 10% ดัชนีความเหนียวสะสมมีความแตกต่างกันมากที่สุด 9% ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ในส่วนของดัชนีความเสียหายมีความแตกต่างกันมากที่สุด 22% เป็นค่าที่ค่อนข้างสูง แต่เนื่องจากในงานวิจัยนี้ใช้วิธีการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบในรูปแบบเดียวกัน ความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นจึงเป็นไปในแนวโน้มเดียวกัน ทำให้สามารถนำผลการวิเคราะห์มาใช้เปรียบเทียบกันได้

5.2 การปรับปรุงข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI 318-99 ในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางให้เหมาะสมตามระดับที่ต้องการ

มีคณะผู้วิจัยหลายแห่งได้สรุปไว้ว่า มาตรฐานของ ACI ที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงนั้น มีความปลอดภัยสำหรับกรณีที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำ แต่ไม่เพียงพอที่จะใช้ในกรณีที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนสูง เนื่องจากสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงของมาตรฐาน ACI ไม่ได้คำนึงถึงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนที่ในความเป็นจริงแล้ว ระดับแรงอัดตามแนวแกนมีผลต่อพฤติกรรมของเสาอย่างมาก ดังแสดงให้เห็นแล้วจากการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบในงานวิจัยนี้

ตามหัวข้อที่ 4.5.3 ว่า ระดับแรงอัดตามแนวแกนที่สูงขึ้นส่งผลให้ความเหนียวและความสามารถในการสลายพลังงานของเสามีค่าลดลง

อีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อพฤติกรรมของเสาอย่างมาก และมาตรฐาน ACI ที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงไม่ได้คำนึงถึงเช่นกัน ได้แก่ รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ซึ่งมีคณะผู้วิจัยหลายแห่งได้ทดสอบและแสดงให้เห็นแล้วว่า การใช้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เท่ากัน แต่ถ้ารูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่ใช้มีความแตกต่างกัน ก็จะส่งผลให้ได้พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบแตกต่างกันไปอย่างชัดเจน

นอกเหนือจากการไม่ได้ให้ความสำคัญกับปัจจัยบางอย่างที่มีผลต่อพฤติกรรมของเสาแล้ว มาตรฐาน ACI ถูกกำหนดไว้ให้ใช้สำหรับบริเวณที่มีแผ่นดินไหวรุนแรงเท่านั้น ไม่มีการพัฒนาให้เหมาะสมกับบริเวณที่แผ่นดินไหวรุนแรงปานกลางที่ต้องการปริมาณเหล็กเสริมทางขวางน้อยกว่าเลย

จากเหตุผลนี้จึงมีความพยายามในการปรับปรุงมาตรฐาน ACI ที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงให้เหมาะสมยิ่งขึ้น โดยเริ่มจาก Watson, Zahn และ Park [21] ที่เสนอสมการในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสม ตามระดับที่ต้องการ โดยปัจจัยที่นำมาพิจารณาประกอบด้วย ค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (curvature ductility factor, μ_ϕ) ที่ต้องการ, ระดับแรงอัดตามแนวแกน, คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ และลักษณะรูปร่างหน้าตัด โดยมีสมมติฐานว่า ต้องมีลักษณะแสดงพฤติกรรมการดัดอย่างเด่นชัด (flexural dominant) และปราศจากการดุ้งก่อนเวลาอันควรของเหล็กเสริมตามยาว หรือการวิบัติแบบการเฉือน (shear failure)

นอกจากนี้ Sheikh และ Khoury [13] ได้ใช้ผลการทดสอบ 29 ตัวอย่างมาใช้ช่วยในการปรับปรุงและเสนอวิธีการในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสม โดยพิจารณาถึงปัจจัยในเรื่องระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels), รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) และค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (curvature ductility factor, μ_ϕ) ที่ต้องการ

ในปี ค.ศ.1999 Wehbe และคณะ [11] ได้เสนอสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางสำหรับกรณีที่ต้องการค่าความเหนียวระดับปานกลาง โดยดัดแปลงสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางของมาตรฐาน ATC-32 ให้เป็นสัดส่วนขึ้นกับค่าความเหนียว

เมื่อเร็วๆนี้ Lukkunaprasit และ Sittipunt [22] ได้เสนอวิธีการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสมกับระดับค่าความเหนียวที่ต้องการโดยใช้การวิเคราะห์

ความถดถอยเพื่อหาแนวโน้มความสัมพันธ์ จากจุดนี้เองที่เป็นจุดเริ่มต้นการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้กับค่าความเหนียวที่ได้ในงานวิจัยครั้งนี้

เพื่อให้ได้ผลที่น่าเชื่อถือและให้ได้ข้อมูลที่ครอบคลุมในช่วงกว้าง ในงานวิจัยนี้จึงใช้ผลการทดสอบที่ได้จากคณะผู้วิจัยอื่นๆที่ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมมาร่วมในการศึกษาด้วย

ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ได้จากข้อกำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง ต้องปรับด้วยฟังก์ชันของระดับแรงอัดตามแนวแกน (P/P_0) ซึ่งแทนด้วย Y_P รวมทั้งต้องปรับด้วยฟังก์ชันของระดับความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ที่ต้องการซึ่งได้จากการวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) เนื่องจาก รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวที่ใช้ในแต่ละตัวอย่างให้ประสิทธิภาพในการโอบรัดไม่เท่ากัน จึงต้องปรับค่าปริมาณเหล็กเสริมทางขวางด้วยสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล ซึ่งแทนด้วย $k_e^{'}$ อีกครั้ง ทั้งหมดนี้สามารถเขียนในเชิงตัวแปรได้ดังนี้

$$k_e^{'} A_{sh} = A_{sh,ACI} Y_P f(\mu_\Delta) \tag{24}$$

โดยที่ $A_{sh,ACI}$ = ปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด ซึ่งรวมทั้งเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ตามมาตรฐาน ACI สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงซึ่งแสดงไว้ในหัวข้อที่ 2.5.1

Y_P = ตัวคูณปรับปรุงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels)

$k_e^{'}$ = ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) ที่ถูกหารด้วย 0.75 เป็นค่าที่ใช้ปรับปรุงผลของรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ส่วนตัวเลข 0.75 นั้น เป็นตัวเลขสมมติสูงสุดตามมาตรฐาน ACI ที่เปรียบเทียบประสิทธิภาพของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม (rectilinear ties) กับเหล็กปลอกแบบวงกลมเกลียว (closely-spaced spirals)

$f(\mu_\Delta)$ = ฟังก์ชันที่ใช้ปรับแก้ค่าปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามระดับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ที่ระบุ

ตัวคูณปรับปรุงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน, Y_P นั้น จะใช้ตามสมการที่เสนอโดย Sheikh และ Khoury [13] ดังนี้

$$Y_P = 1 + 13\left(\frac{P}{P_0}\right)^5 \tag{25}$$

โดยที่ P_0 = กำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างทดสอบ

จากสมการที่ (25) จะสังเกตได้ว่า เมื่อระดับแรงอัดตามแนวแกน, $\frac{P}{P_0}$ มีค่าเพิ่มขึ้น จะทำให้ค่า Y_P มีค่าสูงขึ้นอย่างมาก โดยสามารถแสดงให้เห็นได้อย่างชัดเจนดังแสดงในรูปที่ 5.2 ในส่วนของค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) นั้น มีผู้วิจัยหลายท่านเสนอสมการที่ใช้ประเมินประสิทธิภาพการโอบรัดไว้หลายสมการ ในที่นี้จะใช้ตามสมการที่เสนอโดย Saatcioglu [3] ดังต่อไปนี้

$$k_e = 0.15\sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_l}\right)} \le 1.0 \tag{26}$$

โดยที่ b_c = ความยาวของหน้าตัดคอนกรีตส่วนที่ได้รับการโอบรัดโดยวัดจากศูนย์กลางของเหล็กเสริม

s = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง

s_l = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาวที่มีเหล็กเสริมทางขวางรัดรอบโดยวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว

สมการที่ (24) สามารถเขียนอีกรูปแบบหนึ่งได้ดังนี้

$$\mu_\Delta = g_\Delta(\rho_A) \tag{27}$$

โดยที่ $g_\Delta(\rho_A)$ = ฟังก์ชันของอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) ที่ได้จากการวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis)

อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) ได้นิยามขึ้นโดย Lukkunaprasit และ Sittipunt [22] สามารถเขียนในรูปตัวแปรได้ดังต่อไปนี้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$\rho_A = \frac{A_{sh}k_e^{'}}{A_{sh,ACI}Y_P} \tag{28}$$

ตัวอย่างการคำนวณหาค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) แสดงไว้ในภาคผนวก จ-6

ในหัวข้อถัดไปจะทำการวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) เพื่อให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) ต่อไป

5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (Effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (Displacement ductility factor, μ_Δ)

ตารางที่ 5.1 แสดงค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) รวมทั้งแสดงค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละแบบจากงานวิจัยหลายแห่ง และรูปที่ 5.3 แสดงรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว ส่วนรูปที่ 5.4 แสดงรูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ของตัวอย่างทดสอบที่นำมาพิจารณาในตารางที่ 5.1

เนื่องจากการหาค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_y) เป็นปัจจัยสำคัญที่มีผลการคำนวณดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงาน ดังนั้น จึงทำการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_y) ที่คำนวณได้ตามวิธีในหัวข้อที่ 2.6 กับค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_y) ที่หาได้จากการพิจารณาค่าการยืดหดตัวของเหล็กเสริมตามยาวระหว่างการทดสอบ รวมทั้งเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดครากที่หาตามวิธีการที่เสนอโดย Watson และ Park [10] ซึ่งอธิบายไว้ในหัวข้อที่ 3.5 ดังแสดงไว้ในตารางที่ 5.2

เมื่อพิจารณาตารางที่ 5.2 พบว่า ความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_y) ของทั้ง 3 วิธี มีค่าต่ำกว่า 17 % ยกเว้นในตัวอย่าง CFL90/240/0.30 เท่านั้น ที่ความแตกต่างมีค่าสูงถึง 28 % แต่ก็ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

ตัวอย่างทดสอบที่แสดงในตารางที่ 5.1 ยกเว้นที่ทำการทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] ใช้คอนกรีตและเหล็กเสริมกำลังปกติ รวมทั้งตัวอย่างทดสอบทั้งหมด

แสดงพฤติกรรมการดัดอย่างเด่นชัด (flexural dominant) ยกเว้นตัวอย่าง CFL90/240/0.30 และเมื่อพิจารณาค่าตัวแปรต่างๆที่มีผลต่อพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ พบว่า

ก. อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวทั้งหน้าตัดต่อพื้นที่หน้าตัดเสาทั้งหมด (longitudinal steel ratio, ρ_l) อยู่ในช่วง 1.51% ถึง 3.55%

ข. อัตราส่วนระหว่างปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ต่อปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงตามมาตรฐาน ACI 318-99 ($A_{sh} / A_{sh,ACI}$) อยู่ในช่วง 20% ถึง 241%

ค. ระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels, $\frac{P}{f_c^{'} A_g}$) อยู่ในช่วง 8% ถึง 77%

รูปที่ 5.5 (ก) แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) โดยใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 25 ตัวอย่าง ที่มีประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ตามรูปที่ 3.11 ซึ่งเหมือนกับตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ และเนื่องจากไม่มีข้อมูลการทดสอบเสาที่มีประวัติการรับน้ำหนักที่เหมือนกับงานวิจัยนี้ที่ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่สูง ดังนั้น เพื่อให้ได้แนวโน้มในช่วงค่าความเหนียวสูง จึงใช้ผลการทดสอบที่ทำการวิจัยโดย Zahn ในปี ค.ศ.1986 จำนวน 2 ตัวอย่าง ที่มีประวัติการรับน้ำหนักแตกต่างจากที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ แต่ให้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่สูงมาเป็นค่าแสดงขอบเขตบน (upper bound) โดยมีค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล เท่ากับ 0.85 และ 0.78 ตามลำดับ และวิเคราะห์หาค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ได้ เท่ากับ 7.2 และ 7.2 ตามลำดับ ส่วนในรูปที่ 5.5 (ข) แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับ ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) โดยใช้ตัวอย่างทดสอบทุกตัวอย่างที่แสดงในตารางที่ 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.6 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ต่อปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง ($A_{sh} / A_{sh,ACI}$) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) โดยใช้ข้อมูลของตัวอย่างทดสอบทุกตัวอย่างที่แสดงในตารางที่ 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า ถึงแม้มีการใช้เหล็กเสริมทางขวางในปริมาณที่สูง แต่

ค่าความเหนียวที่ได้มีค่าน้อยมาก เช่น ตัวอย่าง ES-13 ที่มีค่าอัตราส่วน $A_{sh} / A_{sh,ACI}$ เท่ากับ 1.34 แต่ได้ค่าความเหนียวเพียง 2.0 เท่านั้น และเมื่อเปรียบเทียบรูปที่ 5.6 กับรูปที่ 5.5 (ข) จะสังเกตเห็นความแตกต่างอย่างชัดเจน โดยพบว่ารูปที่ 5.5 (ข) มีแนวโน้มของเส้นขอบล่าง (lower bound) อย่างชัดเจน ตรงกันข้ามกับรูปที่ 5.6 ที่ไม่สามารถสังเกตแนวโน้มของเส้นขอบล่าง (lower bound) ได้ชัดเจนเท่าที่ควร

เมื่อนำข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) ในรูปที่ 5.5 (ก) มาทำการวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) แบบโพลิโนเมียลกำลังสอง จะได้แนวโน้มความสัมพันธ์ ดังแสดงในรูปที่ 5.7 (ก) ซึ่งสามารถแสดงเป็นสมการได้ดังนี้

$$\mu_\Delta = 0.262{\rho_A}^2 + 6.65\rho_A + 1.42 \quad (29)$$

เส้นประ ในรูปที่ 5.7 (ก) แสดงค่าแนวโน้มที่บวกและลบด้วยส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานตามลำดับ ในส่วนของตัวอย่างการวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) แบบโพลิโนเมียลกำลังสอง และการหาค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานแสดงไว้ในภาคผนวก จ-7

การวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) แบบโพลิโนเมียลกำลังสองของข้อมูลในรูปที่ 5.5 (ข) จะได้แนวโน้มความสัมพันธ์ ดังแสดงในรูปที่ 5.7 (ข) ซึ่งสามารถแสดงเป็นสมการได้ดังนี้

$$\mu_\Delta = -3.16{\rho_A}^2 + 9.87\rho_A + 1.20 \quad (30)$$

เส้นประ ในรูปที่ 5.7 (ข) แสดงค่าแนวโน้มที่บวกและลบด้วยส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานตามลำดับ

เพื่อให้เกิดความปลอดภัยในการหาค่าปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสมกับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่ต้องการ จึงขอเสนอเส้นขอบล่าง (lower bound) ในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ ดังแสดงในรูปที่ 5.8 และสามารถอธิบายในรูปแบบตัวแปร ได้ดังนี้

$$\rho_{A,\min} = 0.14 \quad (31)$$

$$\mu_\Delta = 1 + 7.0\rho_A \quad ; \quad \rho_A > \rho_{A,\min} \quad (32)$$

และ

$$\mu_{\Delta,\max} = 8 \quad (33)$$

ค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผลต่ำที่สุดที่ยอมให้ใช้ ($\rho_{A,\min}$) นั้น ได้มาจากการกำหนดค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_{Δ}) อย่างต่ำที่สุดของเสา เท่ากับ 2.0 นั่นเอง ในส่วนของค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่สูงที่สุดที่ยอมให้ใช้ ($\mu_{\Delta,\max}$) นั้น ได้มาจากการสังเกตผลการทดสอบของที่ได้ในหลายๆแห่ง และแนวโน้มความเป็นไปได้ เพื่อให้เกิดความปลอดภัยในการนำไปใช้

เส้นขอบเขตล่างที่เสนอไว้โดย Lukkunaprasit และ Sittipunt [22] ที่ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างในการวิเคราะห์ สามารถอธิบายในรูปแบบตัวแปร ได้ดังนี้

$$\rho_{A,\min} = 0.13 \tag{34}$$

$$\mu_{\Delta} = 1 + 7.7\rho_A \quad ; \quad \rho_A > \rho_{A,\min} \tag{35}$$

และ

$$\mu_{\Delta,\max} = 8 \tag{36}$$

เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับเส้นขอบเขตล่างที่ใช้ตัวอย่างทดสอบ 43 ตัวอย่างในงานวิจัยครั้งนี้ พบว่ามีค่าใกล้เคียงกันมาก

เมื่อพิจารณารูปที่ 5.8 สามารถสังเกตเห็นว่า ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_{Δ}) ของตัวอย่างทดสอบบางตัวอย่างมีค่าต่ำกว่าเส้นขอบล่าง (lower bound) ในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่เสนอไว้ ซึ่งได้แก่ ตัวอย่าง CFL90/240/0.30, ES-13, CF90/120/0.30, CF135/120/0.37, FS-9, AS-19, Tanaka u1, Tanaka u3, Ang u3 และตัวอย่างทดสอบของ Wehbe และคณะ จำนวน 3 ตัวอย่าง

เมื่อพิจารณาในแต่ละตัวอย่างทดสอบ ทำให้สามารถอธิบายถึงสาเหตุที่ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_{Δ}) ของตัวอย่างทดสอบข้างต้นต่ำกว่าเส้นขอบล่าง (lower bound) ที่เสนอ ดังต่อไปนี้

ตัวอย่าง CFL90/240/0.30 เกิดการวิบัติแบบการเฉือนที่เกิดขึ้นทันทีทันใด ไม่แสดงพฤติกรรมแบบเหนียว และพบว่ามีการใช้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางต่ำมาก สังเกตจากค่า ρ_A ที่มีค่าเพียง 0.09 เท่านั้น ซึ่งต่ำว่า $\rho_{A,\min}$ ที่ได้เสนอไว้

ตัวอย่าง ES-13 มีรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) เป็นแบบเหล็กปลอกรัดรอบเพียงอย่างเดียว ไม่มีการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) ช่วยยึดรั้งเหล็กเสริมตามยาว จึงทำให้ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_{Δ}) ต่ำ

ตัวอย่าง CF90/120/0.30 มีลักษณะของขอ (hook configurations) ของเหล็กปลอกรัดรอบแบบทำมุม 90 องศา ซึ่งเกิดการอ้าออกได้ง่ายเมื่อค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่ามากตามที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 4.1.2 จึงทำให้ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ต่ำ

ตัวอย่าง CF135/120/0.37 มีการใช้ระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) ในเหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) และในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) สั้นกว่าค่าที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI สำหรับบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง จึงทำให้เกิดการอ้าออกของของอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ได้ง่าย ส่งผลให้ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ต่ำ

ตัวอย่าง FS-9 มีการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่ปลายด้านหนึ่งมีของอ 90 องศา และรับระดับแรงอัดตามแนวแกนสูง ($0.76 f_c^{'} A_g$) ทำให้ของอ 90 องศานั้นเกิดการอ้าออกได้ง่ายกว่าที่ระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำจึงทำให้ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ต่ำ

ตัวอย่าง Ang u3 มีการใช้คอนกรีตผิวนอก (clear covering) หนาถึง 34.5 มม. เมื่อคอนกรีตผิวนอกหลุดล่อนออกไปในช่วงที่มีค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูง จะส่งผลให้ค่าอัตราส่วนระหว่างพื้นที่คอนกรีตที่ถูกโอบรัดโดยเหล็กเสริมทางขวางกับพื้นที่คอนกรีตทั้งหน้าตัด มีค่าเพียง 0.68 เท่านั้น ส่งผลให้เสาตัวอย่างไม่สามารถต้านทานแรงอัดตามแนวแกนที่มีค่าสูงถึง $0.42 f_c^{'} A_g$ ได้ จึงทำให้ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ต่ำ

ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Wehbe และคณะ [11] เมื่อวิเคราะห์ตามวิธีในห้วข้อที่ 2.6 จะได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ต่ำมาก เมื่อเทียบกับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ที่ Wehbe และคณะ เสนอไว้เอง สาเหตุที่เป็นเช่นนี้ เนื่องจากการวิเคราะห์ตามวิธีในหัวข้อที่ 2.6 นั้น ค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่ตัวอย่างทดสอบสามารถทนทานได้ มีผลอย่างมากต่อการคำนวณหาค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_{yI}) ที่ต้องใช้เป็นตัวหารเพื่อหาค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) และเมื่อสังเกตกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่างที่ทดสอบโดย Wehbe และคณะ พบว่า มีลักษณะที่แตกต่างจากกราฟความสัมพันธ์ที่ได้จากคณะวิจัยอื่นๆตรงที่มีการเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างในทุกรอบการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเพิ่มมากขึ้น แม้ว่าค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวจะแสดงอย่างชัดเจนแล้วว่าเกิดการครากขึ้นแล้วก็ตาม จากสาเหตุนี้ส่งผลให้วิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_{yI}) ได้สูง จึงทำให้คำนวณหาค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ได้ต่ำ ดังนั้น ลักษณะเช่นนี้ อาจเป็นการแสดงให้เห็น

ถึงข้อด้อยของการวิเคราะห์ตามวิธีในหัวข้อที่ 2.6 แต่อย่างไรก็ตาม ก็สามารถนำมาใช้ได้ดีกับตัวอย่างทดสอบส่วนใหญ่

ด้วยเหตุผลทั้งหมดที่กล่าวข้างต้น จึงสามารถสรุปได้ว่า นอกจากตัวอย่างที่ทดสอบโดย Wehbe และคณะ แล้ว มีเพียงตัวอย่าง AS-19, Tanaka u1 และ Tanaka u3 เท่านั้นที่มีค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ต่ำกว่าเส้นขอบล่าง (lower bound) ที่เสนอ แต่สามารถสังเกตเห็นว่า ตัวอย่าง AS-19, Tanaka u1 และ Tanaka u3 มีค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ต่ำกว่าเส้นขอบล่าง (lower bound) ที่เสนอเพียงเล็กน้อย ประมาณ 6% เท่านั้น จึงน่าจะสามารถนำเส้นขอบล่าง (lower bound) ที่เสนอ ไปใช้ในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางตามค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ที่ต้องการ โดยที่ระดับแรงอัดตามแนวแกนควรจะอยู่ในระดับที่ไม่สูงเกินไปนัก

รูปที่ 5.9 แสดงการเปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับหน้าตัดเสาที่ใช้ในงานวิจัยนี้ตามมาตรฐาน ACI 318-99 และตามเส้นขอบล่างที่เสนอในงานวิจัยนี้ที่พิจารณาให้เป็นฟังก์ชันของค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ) เมื่อพิจารณาจากกราฟ พบว่า ถ้าเสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีการเสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมตามปริมาณที่แนะนำในมาตรฐาน ACI 318-99 สำหรับบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง และมีประสิทธิภาพการโอบรัดเต็มที่ ($k_e^{'}=1$) รวมทั้งมีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำ (ต่ำกว่า $0.30 f_c^{'} A_g$) เสาดังกล่าวจะมีค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ ประมาณ 8 อย่างไรก็ตาม หน้าตัดที่ใช้โดยทั่วไปมีประสิทธิภาพการโอบรัดของเหล็กเสริมทางขวางไม่เต็มที่ จึงจำเป็นต้องเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมทางขวางให้มากขึ้นเพื่อให้ได้ระดับค่าความเหนียวที่เพียงพอ นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาที่ระดับแรงอัดตามแนวแกนสูงๆ (ประมาณ $0.60 f_c^{'} A_g$ ขึ้นไป) พบว่า การเสริมเหล็กเสริมทางขวางตามปริมาณที่แนะนำในมาตรฐาน ACI 318-99 สำหรับบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงให้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ต่ำมากเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนต่ำ ซึ่งสอดคล้องกับผลสรุปในงานวิจัยต่างๆ ที่กล่าวว่า มาตรฐาน ACI 318-99 ในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวาง สำหรับบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรงให้ค่าที่ไม่ปลอดภัย ในกรณีที่มีระดับแรงอัดตามแนวแกนสูงๆ

5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (Effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีการสลายพลังงาน

ในหัวข้อนี้ใช้วิธีการเดียวกับหัวข้อที่ 5.3 โดยใช้ค่าในตารางที่ 5.1 ที่ได้จากการวิเคราะห์ตามวิธีในหัวข้อที่ 2.6 มาทำการพิจารณาหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับ ดัชนีการสลายพลังงานแบบต่างๆ ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังต่อไปนี้

$$E_{N80} = g_E(\rho_A) \tag{37}$$

$$I_{W80} = g_I(\rho_A) \tag{38}$$

$$N_{\Delta 80} = g_N(\rho_A) \tag{39}$$

$$D_{EW80} = g_D(\rho_A) \tag{40}$$

โดยที่ E_{N80} = ดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (normalized dissipated energy)

I_{W80} = ดัชนีงาน (work index)

$N_{\Delta 80}$ = ดัชนีความเหนียวสะสม (cumulative ductility ratio)

D_{EW80} = ดัชนีความเสียหาย (damage index)

$g_E(\rho_A)$, $g_I(\rho_A)$, $g_N(\rho_A)$ และ $g_D(\rho_A)$ เป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) ที่ได้จากการวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) ตัวเลข 80 ซึ่งปรากฏในสูตรข้างต้นนั้น หมายถึง การคำนวณค่าสะสมถึงรอบทดสอบที่กำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างลดลงเหลือไม่น้อยกว่า 80 % ของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ

รูปที่ 5.10 ถึง 5.13 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีการสลายพลังงานแต่ละแบบ พร้อมกับแสดงแนวโน้มความสัมพันธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ความถดถอยแบบโพลิโนเมียลกำลังสอง โดยในรูปที่ 5.10 (ก) ถึง 5.13 (ก) ใช้ข้อมูลจากตารางที่ 5.1 ที่มีประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ตามรูปแบบที่ 1 ในรูปที่ 5.4 ซึ่งเหมือนกับตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ รวมกับตัวอย่างที่ทำการทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง ที่ใช้คอนกรีตกำลังสูง และมีประวัติการรับน้ำหนักตามรูปแบบที่ 4 ในรูปที่ 5.4 สาเหตุที่นำเอาผลการทดสอบของ Xiao และ Martirossyan [23] มาใช้ด้วย เนื่องจากข้อมูลที่กล่าวข้างต้นไม่มีผลการทดสอบที่ให้ค่าดัชนีการสลายพลังงานสูงๆที่จะกำหนดแนวโน้มของ

ขอบเขตบน (upper bound) การใช้ข้อมูลจากชิ้นส่วนคอนกรีตกำลังสูง และมีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักที่แตกต่างไปทั้ง 4 ตัวอย่าง ได้พิจารณาแล้วว่า สามารถใช้เป็นแนวโน้มกำหนดขอบเขตบนได้ โดยสังเกตจากแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีการสลายพลังงานเป็นคู่ๆ ในรูปที่ 5.14 ที่แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า ทั้ง 4 ตัวอย่าง มีแนวโน้มที่สอดคล้องกับตัวอย่างทดสอบที่มีประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 1

รูปที่ 5.10 (ข) ถึง 5.13 (ข) ใช้ตัวอย่างทดสอบทุกตัวอย่างที่แสดงในตารางที่ 5.1 โดยแยกข้อมูลตามประวัติการรับน้ำหนักเป็น 4 รูปแบบตามรูปที่ 5.4 หลังจากนั้น จึงวิเคราะห์ความถดถอยโดยแบ่งข้อมูลเป็น 2 กลุ่ม เพื่อเปรียบเทียบผลของประวัติการรับน้ำหนักที่แตกต่างกัน ได้แก่

กลุ่มที่ 1 ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 1 รวมกับรูปแบบที่ 4 รวมทั้งสิ้น 27 ตัวอย่าง ดังเหตุผลที่อธิบายข้างต้น

กลุ่มที่ 2 ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 2 รวมทั้งสิ้น 11 ตัวอย่าง โดยไม่พิจารณาตัวอย่างทดสอบของ Soesianawati No.1 ซึ่งให้ผลแตกต่างจากตัวอย่างอื่นๆมากเกินไปอย่างชัดเจน

เมื่อพิจารณารูปที่ 5.10 (ก) ถึง 5.13 (ก) สังเกตเห็นว่า ข้อมูลมีแนวโน้มที่ดี สัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (coefficient of determination, r^2) มีค่าเข้าใกล้ 1 และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานมีค่าน้อย สามารถเขียนเส้นกราฟแสดงแนวโน้มความสัมพันธ์ (fitted curve) ด้วยโค้งพาราโบลากำลังสอง สำหรับข้อมูลซึ่งรวมทุกตัวอย่างโดยไม่แยกแยะรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปที่ 5.10 (ข) ถึง 5.13 (ข) มีการกระจัดกระจายค่อนข้างมาก แต่เมื่อแยกพิจารณากลุ่มข้อมูลตามประวัติการรับน้ำหนัก พบว่า ข้อมูลกลุ่มที่ 2 แสดงแนวโน้มความสัมพันธ์ได้ด้วยโค้งพาราโบลากำลังสองเช่นกัน แต่สัมประสิทธิ์การตัดสินใจไม่ดีเท่ากับข้อมูลกลุ่มที่ 1 และพบว่า ข้อมูลกลุ่มที่ 1 กับกลุ่มที่ 2 มีเส้นกราฟแสดงแนวโน้มความสัมพันธ์ที่แตกต่างกันอย่างชัดเจน แสดงให้เห็นว่า ช่วงการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบ เป็นปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อค่าดัชนีการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ พิจารณาจากประวัติการรับน้ำหนักของข้อมูลกลุ่มที่ 1 เทียบกับกลุ่มที่ 2 ที่ทำการทดสอบในแต่ละระดับการเคลื่อนที่เท่ากับ 2 รอบเท่ากัน พบว่า ในช่วงอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (ρ_A) ที่มีค่าสูงๆ เช่น 0.5 ถึง 0.8 แนวโน้มของค่าดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน และดัชนีงาน สำหรับการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบเป็น $1\Delta_y$ ของข้อมูลกลุ่มที่ 1 มีค่าสูงกว่าแนวโน้มของค่าดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน และดัชนีงาน ของข้อมูลกลุ่มที่ 2 ที่มีการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบเป็น $2\Delta_y$ ในช่วงประมาณ 2 ถึง 3 เท่าทีเดียว

ดังที่ได้กล่าวมา สอดคล้องกับข้อสรุปของ Gosain, Brown และ Jirsa [14] ในปี ค.ศ.1977 ที่ได้นิยามดัชนีงาน เพื่อจุดมุ่งหมายในการใช้ประมาณค่าความรุนแรงของแรงกระทำที่แตกต่างกัน แต่เมื่อนำไปใช้เปรียบเทียบผลการทดสอบ พบว่า ดัชนีงานไม่สามารถแสดงแนวโน้มที่ดีในการเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบมีประวัติการรับน้ำหนักที่แตกต่างกัน ตัวอย่างที่อธิบายได้ชัดเจน คือ เมื่อทดสอบผลักและดึงตัวอย่างไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเป็น 4 เท่าของค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก รวมทั้งสิ้น 5 รอบ จะได้ค่าดัชนีงานใกล้เคียงกับการผลักและดึงตัวอย่างไปที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเป็น 10 เท่าของค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดคราก รวมทั้งสิ้น 2 รอบ แต่ในความเป็นจริงแล้ว พบว่า ในกรณีหลังจะเกิดความเสียหายขึ้นมากกว่าในกรณีแรกอย่างมาก

เส้นกราฟแสดงแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผลกับดัชนีการสลายพลังงานที่ได้จากการวิเคราะห์ความถดถอยในงานวิจัยนี้สามารถใช้แสดงความสัมพันธ์ในช่วงข้อมูลที่นำมาพิจารณเท่านั้น เนื่องจาก แนวโน้มค่าดัชนีการสลายพลังงานมีลักษณะเพิ่มขึ้นไม่มีที่สิ้นสุด เมื่อเพิ่มค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผลให้มากขึ้น ซึ่งในความเป็นจริง แม้ว่าจะมีการเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมทางขวางให้มากขึ้น แต่เมื่อถึงจุดหนึ่งแล้ว ค่าดัชนีการสลายพลังงานก็จะไม่สามารถเพิ่มมากขึ้นไปได้อีก สาเหตุที่เป็นเช่นนี้ อาจเป็นเพราะขาดข้อมูลในช่วงที่มีอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผลสูงๆ ที่จะแสดงขอบเขตสูงสุดของดัชนีการสลายพลังงาน

ด้วยเหตุนี้ Gosain, Brown และ Jirsa [14] จึงเสนอให้ใช้กราฟที่มีสเกลแบบล็อก (log scale) ในแกนของค่าดัชนีการสลายพลังงาน ซึ่งสามารถเห็นแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของค่าดัชนีการสลายพลังงานที่ค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผลสูงๆได้ดีกว่า

รูปที่ 5.14 แสดงการเปรียบเทียบแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีการสลายพลังงานเป็นคู่ๆ โดยแยกพิจารณาข้อมูลในแต่ละรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักแยกกัน พบว่า ความสัมพันธ์ที่ได้แสดงแนวโน้มที่ดีตามรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักของข้อมูลชุดนั้นๆ โดยเส้นทึบแสดงความสัมพันธ์ของข้อมูลที่มีประวัติการรับน้ำหนักตามรูปแบบที่ 1 รวมกับ รูปแบบที่ 4 ในรูปที่ 5.4 จำนวน 27 ตัวอย่าง ส่วนเส้นประแสดงความสัมพันธ์ของข้อมูลที่มีประวัติการรับน้ำหนักตามรูปแบบที่ 2 ในรูปที่ 5.4 จำนวน 12 ตัวอย่าง และเมื่อพิจารณาในแต่ละคู่ของดัชนีการสลายพลังงาน พบว่า ดัชนีงานกับดัชนีความเหนียวสะสมมีความสัมพันธ์กันเชิงเส้นตรงอย่างชัดเจน ทำให้สามารถนำดัชนีทั้งสองมาใช้ทดแทนกันได้ ซึ่งสอดคล้องกับแนวคิดของ Gosain, Brown และ Jirsa [14] ในปี ค.ศ.1977 ที่ได้ลดรูปดัชนีงานลงเป็นดัชนีความเหนียวสะสม

เพื่อความง่ายในการคำนวณ ในส่วนของดัชนีความเสียหายนั้นมีแนวโน้มแสดงความสัมพันธ์กับดัชนีการสลายพลังงานแบบอื่นๆในรูปแบบโค้งพาราโบลากำลังสองอย่างชัดเจน

5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (Displacement ductility factor, μ_Δ) กับดัชนีการสลายพลังงาน

รูปที่ 5.15 ถึง 5.18 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่กับดัชนีการสลายพลังงานแต่ละแบบ ในรูปที่ 5.15 (ก) ถึง 5.18 (ก) ใช้ข้อมูลจากตารางที่ 5.1 ที่มีประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ตามรูปแบบที่ 1 รวมกับ รูปแบบที่ 4 ในรูปที่ 5.4 จำนวน 27 ตัวอย่าง ส่วนในรูปที่ 5.15 (ข) ถึง 5.18 (ข) นั้น ใช้ตัวอย่างทดสอบทุกตัวอย่างที่แสดงในตารางที่ 5.1 โดยแยกพิจารณาข้อมูลตามประวัติการรับน้ำหนักเป็น 2 กลุ่ม ดังได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 5.4

เมื่อพิจารณารูปที่ 5.15 (ข) ถึง 5.18 (ข) สังเกตเห็นว่า ที่ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่เท่ากัน ดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน และดัชนีงาน ของข้อมูลกลุ่มที่ 1 ที่มีการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบเป็น $1\Delta_y$ จะมีค่าสูงกว่า ดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน และดัชนีงาน ของข้อมูลกลุ่มที่ 2 ที่มีการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบเป็น $2\Delta_y$ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งได้ว่า ที่ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่เท่ากัน ตัวอย่างทดสอบที่มีการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบที่มากกว่าจะเกิดความเสียหายขึ้นมากกว่านั่นเอง ซึ่งสอดคล้องกับข้อสรุปของ Gosain, Brown และ Jirsa [14] ที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อที่ 5.4

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการวิจัย

จากผลการทดสอบ และการวิเคราะห์ข้อมูลทั้งหมดในงานวิจัยนี้ สามารถสรุปผลที่ได้จากการวิจัยดังต่อไปนี้

1. สำหรับกรณีการโอบรัดระดับปานกลาง การใช้คลิปยึดของอ 90 องศาในเหล็กปลอกรัดรอบ และ เหล็กยึดทางขวาง (crossties) ช่วยปรับปรุงพฤติกรรมโดยรวม อันได้แก่ ค่าความเหนียว และค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่างทดสอบให้ดีขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ใช้เหล็กปลอกของอ 90 องศาไร้คลิปยึดของอและยังแสดงพฤติกรรมที่ดีกว่าเล็กน้อย เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ใช้เหล็กปลอกของอ 135 องศาด้วย

2. ที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน $0.30 f_c^{'} A_g$ การใช้เหล็กปลอกของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) เท่ากับ 3.8 ซึ่งเป็น 2.0 เท่า และ 1.4 เท่า ของกรณีที่ใช้เหล็กปลอกของอ 90 องศาไร้คลิปยึดของอ และกรณีที่ใช้เหล็กปลอกของอ 135 องศา ตามลำดับ และได้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติเป็น 6.3 เท่า และ 2.4 เท่าตามลำดับด้วย สำหรับกรณีที่ระดับแรงอัดตามแนวแกนมีค่า $0.37 f_c^{'} A_g$ การใช้เหล็กปลอกของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ ได้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) เท่ากับ 2.7 ซึ่งเป็น 1.1 เท่า ของกรณีที่ใช้เหล็กปลอกของอ 135 องศา และได้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติเป็น 1.4 เท่าด้วย

3. ในกรณีที่ตัวอย่างทดสอบมีประสิทธิภาพในการโอบรัดของเหล็กเสริมทางขวางในระดับปานกลาง ระดับแรงอัดตามแนวแกนที่เพิ่มสูงขึ้น ส่งผลให้ค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติของตัวอย่างทดสอบมีค่าต่ำลง โดยที่ ระดับแรงอัดตามแนวแกนเพิ่มขึ้นจาก $0.30 f_c^{'} A_g$ เป็น $0.37 f_c^{'} A_g$ และใช้เหล็กปลอกของอ 135 องศา จะทำให้ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ลดลงจาก 2.7 เหลือ 2.6 หรือลดลง 4% และทำให้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนวิบัติลดลง 7% ส่วนกรณีการใช้เหล็กปลอกของอ 90 องศาร่วมกับคลิปยึดของอ ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) จะลดลงจาก 3.8 เหลือ 2.7 หรือลดลง 29% และทำให้ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนวิบัติลดลง 46% ตามลำดับ

4. ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสมตามระดับค่าความเหนียวที่ต้องการที่เสนอไว้โดย Lukkunaprasit และ Sittipunt [22] ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลจำนวนจำกัดและมีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักเหมือนกัน การปรับปรุงสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางของมาตรฐาน ACI 318-99 โดยคำนึงถึงรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ที่ใช้, ระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels) ที่กระทำ และค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) ที่ต้องการ สามารถทำได้โดยใช้ค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) ที่เสนอโดย Lukkunaprasit และ Sittipunt [22] และจากการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบ 43 ตัวอย่าง ที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักแตกต่างกันไป โดยใช้วิธีการดังกล่าว พบว่า ยังให้แนวโน้มที่ดี สามารถหาเส้นขอบล่าง (lower bound) ที่ใช้เป็นแนวทางในการหาปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสมกับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่ต้องการ

5. ดัชนีการสลายพลังงานที่ใช้ในงานวิจัยนี้ขึ้นกับประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) อย่างชัดเจน สำหรับประวัติการรับน้ำหนักแบบเดียวกัน พบว่า ดัชนีการสลายพลังงานมีความสัมพันธ์กับอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) ในลักษณะของฟังก์ชันไม่เชิงเส้น (non-linear function)

6. ดัชนีงาน (work index) กับดัชนีความเหนียวสะสม (cumulative ductility ratio) มีความสัมพันธ์กันเชิงเส้นตรงอย่างชัดเจน สามารถนำดัชนีทั้งสองมาใช้ทดแทนกันได้ ส่วนดัชนีความเสียหาย (damage index) มีแนวโน้มแสดงความสัมพันธ์กับดัชนีการสลายพลังงานอื่นๆในรูปแบบโค้งพาราโบลากำลังสองอย่างชัดเจน

7. ถ้าจำนวนรอบการทดสอบในแต่ละระดับการเคลื่อนที่เท่ากัน ประวัติการรับน้ำหนักที่มีการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่น้อยกว่าในแต่ละขั้นการทดสอบ จะให้ค่าดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (normalized dissipated energy) และดัชนีงาน (work index) สูงกว่า โดยเฉพาะในช่วงอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (ρ_A) ที่มีค่าสูงๆ เช่น 0.5 ถึง 0.8 ค่าดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน และดัชนีงาน สำหรับการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบเป็น $1\Delta_y$ ของข้อมูลกลุ่มที่ 1 มีค่าสูงกว่าแนวโน้มของค่าดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน และดัชนีงาน ของข้อมูลกลุ่มที่ 2 ที่มีการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นการทดสอบเป็น $2\Delta_y$ ในช่วงประมาณ 2 ถึง 3 เท่าทีเดียว

6.2 ข้อเสนอแนะ

จากการวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้ทั้งหมดในงานวิจัยนี้ สามารถสรุปข้อเสนอแนะเพื่อเป็นแนวทางปฏิบัติในอนาคตได้ดังต่อไปนี้

1. สำหรับกรณีการโอบรัดระดับปานกลาง ผลการทดสอบชี้ชัดว่า คลิปช่วยเพิ่มประสิทธิภาพทั้งด้านความเหนียวและค่าการสลายพลังงานให้สูงขึ้น อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่หน้าตัดมีประสิทธิภาพการโอบรัดสูง ควรทำการทดสอบเพิ่มเติม เพื่อยืนยันว่าคลิปยังคงช่วยเพิ่มประสิทธิภาพให้กับตัวอย่างทดสอบเช่นกัน

2. ในงานวิจัยครั้งนี้ ได้ทำการเปรียบเทียบผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels) ที่มีต่อพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ โดยเปรียบเทียบที่ระดับแรงอัดตามแนวแกน เท่ากับ $0.30 f_c^{'} A_g$ และ $0.37 f_c^{'} A_g$ ซึ่งทั้งสองระดับมีค่าไม่แตกต่างกันนัก และอาจทำให้เปรียบเทียบผลการทดสอบได้ไม่ชัดเจน ดังนั้น จึงควรทำการทดสอบในระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels) ที่มีค่าแตกต่างกันอย่างชัดเจน เพื่อประโยชน์ในการเปรียบเทียบผลการทดสอบได้ชัดเจนยิ่งขึ้น

3. เนื่องจากขาดข้อมูลในช่วงค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) สูงๆ ที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักเหมือนกับตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1 ทำให้ไม่มีข้อมูลที่จะใช้แสดงแนวโน้มของขอบเขตบน จึงควรทำการทดสอบเพิ่มเติมโดยใช้รูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังกล่าว เพื่อให้ได้ข้อมูลในช่วงค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) สูงๆ ตามที่ต้องการ

4. ผลการวิเคราะห์ข้อมูลการทดสอบชี้ชัดว่า รูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ที่แตกต่างกัน มีผลต่อค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานในรูปแบบที่แตกต่างกัน แม้ว่าตัวอย่างทดสอบจะมีลักษณะองค์ประกอบเหมือนกันทุกประการก็ตาม ดังนั้นจึงควรทำการทดสอบตัวอย่างที่มีลักษณะองค์ประกอบต่างๆเหมือนกัน แต่มีการใช้รูปแบบประวัติการรับน้ำหนักที่แตกต่างกัน เพื่อทำการเปรียบเทียบผลของรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักที่มีต่อค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ และเพื่อหาแนวโน้มความสัมพันธ์ที่จะนำไปใช้เปรียบเทียบผลการทดสอบที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักที่แตกต่างกัน

5. ในงานวิจัยนี้ ไม่ได้พิจารณาถึงผลของลักษณะของงอ (hook configurations) ที่ใช้ ซึ่งแท้จริงแล้ว มีผลต่อพฤติกรรมโดยรวมของเสาอย่างมาก ดังนั้น ในอนาคตควรมีการพิจารณาถึงผลของลักษณะของงอ (hook configurations) ที่มีต่อพฤติกรรมโดยรวมด้วย

รายการอ้างอิง

1. Sheikh, S. A.; and Uzumeri, S. M. Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. Journal of Structural Division, ASCE. Vol.108 No.ST12 (December 1982): 2703-2722.
2. Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering. Vol.114 No.8 (August 1988): 1805-1826.
3. Saatcoioglu, M. Design of Seismic Resistant Concrete Columns for Confinement. Structural Concrete and Masonry. (1996): 233-244.
4. Park, R.; Priestley, M. J. N.; and Gill, W. D. Ductility of Square-Confined Concrete Columns. Journal of Structural Division, ASCE. Vol.108 No.ST4 (1982): 929-950.
5. Soesianawati, M. T.; Park, R.; and Priestley, M. J. N. Limited Ductility Design of Columns. Report 86-10 Department of Civil Engineering, University of Canterbury Christchurch, New Zealand, 1986.
6. Ozcebe, G., and Saatcioglu, M. Confinement of Concrete Columns for Seismic Loading. ACI Structural Journal. Vol.84 No.4 (July-August 1987): 308-315.
7. Sakai, K.; and Sheikh, S. A. What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions. ACI Structural Journal. Vol.86 No.2 (March-April 1989): 192-207.
8. Azizinamini, A.; Corley, W. G.; and Johal, L. S. P. Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns. ACI Structural Journal. Vol.89 No.4 (July-August 1992): 442-450.
9. Sheikh, S. A.; and Khoury, S. S. Confined Concrete Columns with Stubs. ACI Structural Journal. Vol.90 No.4 (July-August 1993): 414-431.
10. Watson, S.; and Park, R. Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Coluimns. ASCE Journal of Structural Engineering. Vol.120 No.6 (June 1994): 1825-1849.
11. Wehbe, N. I.; Saiid, M. S.; and Sanders, D. H. Seismic Performance of Rectangular Bridge Columns with Moderate Confinement. ACI Structural Journal. Vol.96 No.2 (March-April 1999): 248-258.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

12. Lukkunaprasit, P. An Innovative Hook-Clip for Performance Improvement of Tied Columns in Developing Countries. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand, 2000.

13. Sheikh, S. A.; and Khoury, S. S. A Performance-Based Approach for the Design of Confining Steel in Tied Columns. ACI Structural Journal. Vol.94 No.4 (July-August 1997): 421-431.

14. Gosain, N. K.; Brown, R. H.; and Jirsa, J. O. Shear Requirement for Load Reversals on RC Members. Journal of Structural Division, ASCE. 103 ST7 (1977): 1461-1476.

15. Ehsani, M. R.; and Wight, J. K. Confinement Steel Requirements for Connections in Ductile Frames. ASCE Journal of Structural Engineering. Vol.116 No.3 (March 1990) : 751-767.

16. Legeron, F.; and Paultre, P. Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load. ACI Structural Journal. Vol.97 No.4 (July-August 2000): 591-601.

17. Paulay, T.; and Priestley, M. J. N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Inc. 1992.

18. Park, R.; and Paulay, T. Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, Inc. 1975.

19. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99). American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1999.

20. Bayrak, O.; and Sheikh, S. A. High-Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading. ACI Structural Journal. Vol.94 No.6 (Nov.-Dec. 1997): 708-722.

21. Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R. Confining Reinforcement for Concrete Columns. ASCE Journal of Structural Division. Vol.120 No.6 (June 1994): 1798-1823.

22. Lukkunaprasit, P.; and Sittipunt, C. Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips. submitted for publication in ACI Structural Journal. 2000.

23. Xiao, Y.; and Martirossyan, A. Seismic Performance of High-Strength Concrete Columns. ASCE Journal of Structural Engineering. Vol.124 No.3 (March 1998): 241-251.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	เหล็กเสริมตามยาว			เหล็กเสริมทางขวาง			ลักษณะของงอที่ใช้	ระดับแรงอัดตามแนวแกน
	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (มม)	จำนวน (เส้น)	ρ^l (%)	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (มม)	ระยะห่าง, s (มม)	$A_{sh}/(sh_c)$ (%)		$P/(f_c'A_g)$
CFL90/240/0.30	20	16	3.14	9	240	0.227	90^{o} + ACI crossties; with clips	0.30
CF90/120/0.30	20	16	3.14	9	120	0.453	90^{o} + ACI crossties; no clips	0.30
CF135/120/0.30	20	16	3.14	9	120	0.453	135^{o} + ACI crossties; no clips	0.30
CFL90/120/0.30	20	16	3.14	9	120	0.453	90^{o} + ACI crossties; with clips	0.30
CF135/120/0.37	20	16	3.14	9	120	0.453	135^{o} + ACI crossties; no clips	0.37
CFL90/120/0.37	20	16	3.14	9	120	0.453	90^{o} + ACI crossties; with clips	0.37

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ตัวอย่างทดสอบ	อายุ (วัน)	หน่วยน้ำหนัก (กก./ม.^{3})	f_c' (กก./ซม.^{2})
CFL90/240/0.30	135	2310	300
CF90/120/0.30	45	2395	397
CF135/120/0.30	35	2435	364
CFL90/120/0.30	211	-	323
CF135/120/0.37	21	2335	311
CFL90/120/0.37	93	2325	330

ตารางที่ 3.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ตัวอย่างเหล็กเสริม	f_y, f_{yh} (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
DB20ก	4786	6388	2170000
DB20ข	4837	6039	1960000
RB9ก	3120	4584	2060000
RB9ข	3098	4517	2160000
RB9ค	3112	4799	2170000
RB9ง	3240	4798	2160000
Clipก	N.A.	4895	2050000
Clipข	N.A.	6913	2130000

ตารางที่ 3.4 สรุปชุดเหล็กเสริมที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว

ตัวอย่างทดสอบ	เหล็กเสริมตามยาว	เหล็กเสริมทางขวาง	คลิป
CFL90/240/0.30	DB20ก	RB9ก	Clipก
CF90/120/0.30	DB20ก	RB9ค	Clipข
CF135/120/0.30	DB20ก	RB9ค	Clipข
CFL90/120/0.30	DB20ก	RB9ก	Clipก
CF135/120/0.37	DB20ข	RB9ค, RB9ง *	Clipข
CFL90/120/0.37	DB20ก	RB9ข	Clipข

* บริเวณข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ในช่วง 90 ซม. เหนือฐานเสา ใช้ RB9ง ถัดขึ้นไปใช้ RB9ค

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.1 แสดงค่า $V_{flex.}$, V_{shear} และค่า H_u รวมทั้งค่า Δ_y ของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว

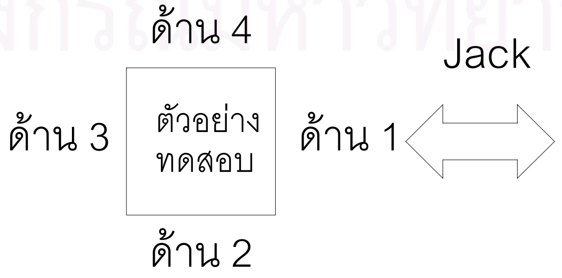
ตัวอย่างทดสอบ	$V_{flex.}$ **(ตัน)**	V_{shear} **(ตัน)**	$V_{flex.}/V_{shear}$	H_u **(ตัน)**	Δ_y **(มม.)**
CFL90/240/0.30	31.1	30.7	1.01	30.7	12.4
CF90/120/0.30	34.9	46.0	0.76	34.9	14.1
CF135/120/0.30	33.6	43.8	0.77	33.6	14.1
CFL90/120/0.30	32.0	41.1	0.78	32.0	15.2
CF135/120/0.37	31.2	43.1	0.72	31.2	14.2
CFL90/120/0.37	32.7	43.7	0.75	32.7	13.1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.2 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/240/0.30

รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
E $0.75H_u$	-22.7, +23.5	-9.2, +9.4	ในช่วงทดสอบนี้สามารถสังเกตเห็นรอยแตกร้าวรอยแรกในแนวราบบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบได้
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-27.1, +27.1	-12.4, +12.3	ระหว่างทำการทดสอบในช่วงนี้ เริ่มเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กตามแนวนอนและตามแนวทแยง ซึ่งเป็นผลเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามลำดับ
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-26.5, +27.0	-12.3, +12.3	รอยร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และการแตกร้าวเนื่องจากการรับแรงอัดแทบจะไม่เกิดขึ้น
E $2\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-34.2, +35.8	-24.0, +24.7	สังเกตเห็นรอยแตกร้าวในแนวทแยงเนื่องจากผลของการเฉือนมีขนาดขยายกว้างขึ้นอย่างชัดเจน
E $2\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-31.8, +32.9	-23.8, +24.5	สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการดัดและการเฉือนมีขนาดใหญ่ขึ้นอย่างชัดเจน นอกจากนี้เริ่มมีการแตกร้าวของคอนกรีตในบริเวณใกล้ฐานเสาเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงอีกด้วย
E $3\Delta_y$ **รอบที่ 1**			ในช่วงทดสอบนี้คอนกรีตในบริเวณใกล้ฐานเสาเกิดการหลุดล่อน (spalling) และตามมาด้วยการขยายออกอย่างรวดเร็วของรอยแตกร้าวในแนวทแยงทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบเนื่องจากผลของการเฉือนจนสามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายในและตามมาด้วยการวิบัติของตัวอย่างทดสอบเนื่องจากการลดลงอย่างรวดเร็วของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง

* **หมายเหตุ**



เครื่องหมาย + หมายถึง ดึงตัวอย่างทดสอบเข้าหา Jack

เครื่องหมาย - หมายถึง ดันตัวอย่างทดสอบออกจาก Jack

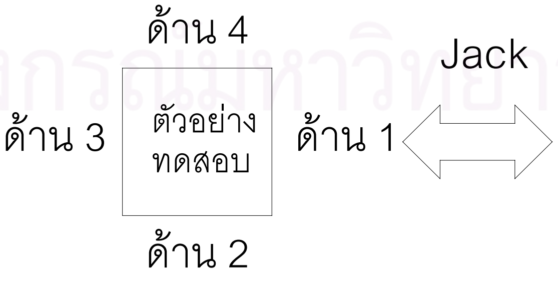
ตารางที่ 4.3 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF90/120/0.30

รอบทดสอบ	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
E $0.75H_u$	-15.6	-4.6	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 1* บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 10 ซม.
	+11.3	+2.6	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 3 บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 17 ซม.
E $1\Delta_y$ รอบที่ 1	-27.1	-13.2	เกิดรอยร้าวในแนวดิ่งบริเวณมุมด้าน 3, 4 เหนือฐานเสาประมาณ 25 ซม. เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูง
	+24.0	+11.3	เกิดรอยร้าวในแนวดิ่งบริเวณมุมด้าน 1, 2 และมุมด้าน 1, 4 เหนือฐานเสาประมาณ 10 ซม. เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูง
	-27.9, +26.5	-14.3, +14.1	มีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ สามารถวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.06 มม. และยังไม่สามารถวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้
E $1\Delta_y$ รอบที่ 2	-27.2, +26.1	-14.3, +14.3	รอยร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และสามารถวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.06 มม. และยังไม่สามารถวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้
E $2\Delta_y$ รอบที่ 1	-31.4	-20.0	สังเกตเห็นรอยร้าวเนื่องจากการเฉือนกว้างมากขึ้นอย่างชัดเจน
	-32.3	-23.0	สังเกตเห็นการยู่และการบวมของคอนกรีตผิวนอกในด้าน 3 บริเวณกึ่งกลางเหนือฐานเสาประมาณ 20 ซม. เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูง
	-32.5	-26.0	สังเกตเห็นการยู่ของคอนกรีตผิวนอกเพิ่มมากขึ้นในด้าน 3 เหนือฐานเสาประมาณ 40 ซม. เนื่องจากผลของการอัด
	-31.4	-28.3	รอยยู่ของคอนกรีตผิวนอกบริเวณมุมด้าน 2, 3 ต่อเป็นแนวยาวจากฐานเสาไปถึงระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 4
	+30.4	+21.3	สังเกตเห็นการยู่ของคอนกรีตผิวนอกบริเวณมุมด้าน 1, 2 และบริเวณมุมด้าน 1, 4 เหนือฐานเสาประมาณ 20 ซม. เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูง
	+30.9	+23.5	รอยร้าวในแนวดิ่งบริเวณมุมด้าน 1, 2 ที่รับหน่วยแรงอัดสูงต่อเป็นแนวยาวจากฐานเสาจนถึงระดับประมาณ 60 ซม. เหนือฐานเสา
	+30.5	+27.5	การยู่ของคอนกรีตผิวนอกในแนวราบบริเวณกึ่งกลางด้าน 1 ที่ระดับสูงจากฐานเสาประมาณ 5 ซม. และ 20 ซม. เกิดขึ้นอย่างมาก

ตารางที่ 4.3 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF90/120/0.30

รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
$2\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-29.0, +28.8	-28.3, +28.3	รอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนขยายกว้างขึ้น มีเศษคอนกรีตผิวนอกหลุดร่วงมาบ้างแต่ไม่สามารถมองเห็นเหล็กเสริมภายใน บริเวณกึ่งกลางด้าน 4 ที่เกิดรอยร้าวเนื่องจากการเฉือนตัดกันเกิดการยู่อย่างมาก และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้เท่ากับ 1 มม.
$3\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-27.4	-28.1	ความกว้างของรอยร้าวเนื่องจากการเฉือนในด้าน 4 ขยายกว้างขึ้นวัดได้ประมาณ 2 มม.
	-27.1	-40.0	คอนกรีตผิวนอกบริเวณมุมด้าน 2, 3 หลุดลงมาทั้งแนวตั้งแต่ระดับสูงจากฐานเสาประมาณ 50 ซม.จนถึงฐานเสา สามารถมองเห็นเหล็กปลอกในชั้นที่ 2 กับชั้นที่ 3 และมีการบวมของคอนกรีตผิวนอกในแนวราบในด้าน 3 สูงจากฐานเสาประมาณ 20 ซม. อย่างมาก
	-17.7	-45.0	ค่าแรงอัดตามแนวแกนลดลงอย่างมากภายหลังจากคอนกรีตผิวนอกบริเวณมุมด้าน 2, 3 หลุดลงมา รวมทั้งรอยแตกร้าวเนื่องจากการเฉือนขยายกว้างออกเป็นแนวยาวจากด้านบนทางด้าน 1 มาทางด้านล่างของด้าน 3
	+22.4	+34.4	ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติเนื่องจากกำลังต้านทานลดลงอย่างรวดเร็ว

* **หมายเหตุ**



เครื่องหมาย + หมายถึง ดึงตัวอย่างทดสอบเข้าหา Jack

เครื่องหมาย - หมายถึง ดันตัวอย่างทดสอบออกจาก Jack

สถาบันวิทยบริการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.4 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.30

รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
E 0.75H_u	-14.2	-5.2	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 1* บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 15 ซม.
	+14.0	+3.5	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 3 บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 15 ซม.
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-26.0, +27.6	-14.2, +14.2	มีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ แทบจะไม่มีความเสียหายที่เกิดจากหน่วยแรงอัดที่มีค่าสูง
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-25.3, +26.8	-14.2, +14.2	รอยร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมเพียงเล็กน้อยเท่านั้น สามารถวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.08 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.04 มม.
E $2\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-31.2	-20.5	มีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณมุมด้าน 2, 3 และมุมด้าน 3, 4 สูงจากฐานเสา 20 ซม. และ 40 ซม. และมีรอยร้าวในแนวดิ่งในด้าน 1 ที่รับหน่วยแรงดึงเนื่องจากแรงทางด้านข้าง
	-31.7	-25.5	รอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการรับหน่วยแรงอัดสูงในด้าน 3 เกิดเพิ่มมากขึ้นทั้งรอยยู่ในแนวราบ และรอยร้าวในแนวดิ่ง
	+31.0	+19.4	เกิดการยู่ของคอนกรีตผิวนอกในระดับเดียวกับแนวของเหล็กปลอกและมีรอยร้าวในแนวดิ่งเป็นแนวยาวบริเวณมุมด้าน 1, 2 เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดที่มีค่าสูง
	+31.8	+22.5	และมีรอยร้าวในแนวดิ่งในด้าน 3 ที่รับหน่วยแรงดึงเนื่องจากแรงทางด้านข้าง
	-32.1, +31.7	-28.3, +28.1	รอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการรับหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่าง CF90/120/0.30 มีจำนวนน้อยกว่ามาก วัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.23 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.12 มม.

ตารางที่ 4.4 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.30

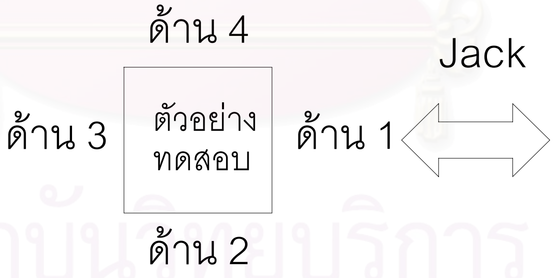
รอบทดสอบ	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
E $2\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-30.4, +30.3	-28.3, +28.3	รอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนขยายกว้างขึ้น มีเศษคอนกรีตผิวนอกหลุดร่วงมาบ้างแต่ไม่สามารถมองเห็นเหล็กเสริมภายใน และมีรอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการรับหน่วยแรงอัดเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ความกว้างของรอยร้าวจากการดัดเท่ากับ 0.40 มม. และความกว้างของรอยร้าวจากการเฉือนเท่ากับ 0.23 มม.
E $3\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-30.2	-31.0	สังเกตเห็นการยู่ของคอนกรีตผิวนอกในแนวราบในตำแหน่งเหล็กปลอกชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 3 ในด้าน 3
	-30.5	-35.7	มีการบวมออกของคอนกรีตผิวนอกในตำแหน่งใกล้เคียงกับของอที่ทำมุม 90 องศาของเหล็กยึดทางขวางในเหล็กปลอกชั้นที่ 2 และมีรอยร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณมุมด้าน 2, 3 และมุมด้าน 3, 4 เป็นแนวจากฐานเสาถึงระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 4
	+30.0	+32.0	มีการยู่ของคอนกรีตผิวนอกในแนวราบที่ตำแหน่งเหล็กปลอกชั้นที่ 2 และมีเสียงดังเปรี๊ยะๆตลอดเวลา
	+30.1	+38.6	มีเสียงดังเปรี๊ยะๆ และมีเศษปูนร่วงลงมา หลังจากนั้นคอนกรีตบริเวณมุมด้าน 1, 2 ที่ติดกับฐานเสาก็หลุดลงมาแต่ยังไม่สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายใน
	-30.9, +29.7	-42.5, +42.5	สภาพโดยรวมยังอยู่ในสภาพดีสามารถทดสอบต่อไปได้ ความกว้างของรอยร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนไม่ผิดปกติ
E $3\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-28.0, +27.4	-42.5, +42.6	รอยร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณมุมด้าน 2, 3 และมุมด้าน 3, 4 ต่อเป็นแนวยาวและขยายกว้างขึ้นอย่างมาก การบวมออกของคอนกรีตผิวนอกในตำแหน่งใกล้เคียงกับของอที่ทำมุม 90 องศาของเหล็กยึดทางขวางในเหล็กปลอกชั้นที่ 2 เพิ่มมากขึ้น คล้ายกับของอที่ทำมุม 90 องศาจะดีดออกมา

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.4 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.30

รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
$4\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-22.2	-33.1	คอนกรีตผิวนอกบริเวณมุมด้าน 2, 3 หลุดลงมาตั้งแต่ระดับประมาณ 50 ซม. เหนือฐานเสาจนถึงฐานเสา สามารถมองเห็นเหล็กเสริมภายใน สังเกตเห็นว่าเหล็กยืนตัวริมยังไม่เกิดการดุ้งแต่ของงอที่ทำมุม 135 องศาในเหล็กปลอกรัดรอบชั้นที่ 2 เริ่มอ้าออก
	-22.0	-47.1	รอยร้าวเนื่องจากการเฉือนในด้าน 4 กว้างมากขึ้น และมีการร่วงของเศษปูนด้วย
	-20.0	-50.0	ค่าแรงอัดตามแนวแกนลดลงจึงพยายามรักษาระดับให้คงเดิม ในช่วงนี้สังเกตเห็นได้ว่าเหล็กยืนเริ่มเกิดการดุ้งระหว่างเหล็กปลอกชั้นที่ 2 และชั้นที่ 3 และตามมาด้วยการอ้าออกของของงอที่ทำมุม 90 องศาในเหล็กยึดทางขวางและจากจุดนี้ก็ไม่สามารถรักษาระดับแรงอัดตามแนวแกนได้อีกแล้ว

* **หมายเหตุ**



เครื่องหมาย + หมายถึง ดึงตัวอย่างทดสอบเข้าหา Jack

เครื่องหมาย - หมายถึง ดันตัวอย่างทดสอบออกจาก Jack

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.5 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

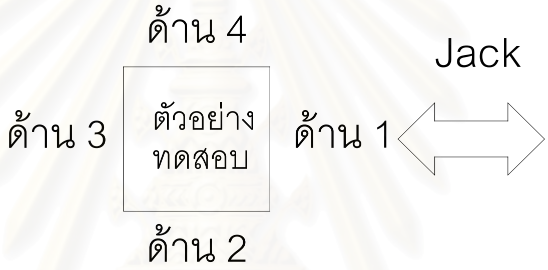
รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
E 0.75H_u	-21.9, +22.2	-13.4, +9.7	ในช่วงทดสอบนี้สามารถสังเกตเห็นรอยแตกร้าวรอยแรกในแนวราบบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบได้
E 1Δ_y **รอบที่ 1**	-21.6, +24.3	-15.0, +15.8	ระหว่างทำการทดสอบในช่วงนี้ เริ่มเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กตามแนวนอนและตามแนวทแยง ซึ่งเป็นผลเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามลำดับ
E 1Δ_y **รอบที่ 2**	-21.5, +23.3	-15.3, +15.2	รอยร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และยังไม่มีการแตกร้าวเนื่องจากผลของการรับหน่วยแรงอัดที่มีค่าสูง
E 2Δ_y **รอบที่ 1**	-25.2, +26.2	-30.1, +29.9	รอยแตกร้าวในแนวนอนและแนวทแยงมีขนาดขยายใหญ่ขึ้น วัดความกว้างของรอยร้าวในแนวนอนที่กว้างที่สุดได้ 0.9 มม. และสังเกตเห็นรอยแตกร้าวเนื่องจากการรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณใกล้ฐานเสาเพียงเล็กน้อยเท่านั้น
E 2Δ_y **รอบที่ 2**	-23.7, +24.9	-30.0, +30.0	สภาพการแตกร้าวต่างๆ ไม่เปลี่ยนแปลงไปจากเดิม จะเพิ่มขึ้นก็เพียงขนาดความกว้างและความยาวเพียงเล็กน้อยเท่านั้น
E 3Δ_y **รอบที่ 1**	-24.4, +24.7	-45.6, +44.9	รอยแตกร้าวเนื่องจากการรับหน่วยแรงอัดเพิ่มมากขึ้นอย่างมาก แต่ยังไม่สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายในได้ สามารถวัดความกว้างของรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดได้เท่ากับ 4.0 มม. และวัดรอยแตกร้าวเนื่องจากการเฉือนได้เท่ากับ 1.2 มม.
E 3Δ_y **รอบที่ 2**	-22.7, +24.6	-44.8, +44.9	มีการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตบริเวณใกล้ฐานเสาเพียงเล็กน้อย และสังเกตเห็นรอยแตกร้าวในแนวดิ่งใกล้ๆขอบในบริเวณส่วนล่างใกล้ฐานเสา นอกจากนี้มีการบวมของคอนกรีตผิวนอกใกล้ตำแหน่งปลายด้านของงอที่ทำมุม 90 องศาของเหล็กยึดทางขวางในชั้นที่ 2
E 4Δ_y **รอบที่ 1**	-20.5, +21.5	-59.8, +66.6	มีการหลุดล่อน (spalling) ของก้อนคอนกรีตที่มุมด้าน 2, 3 ทำให้สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายในได้อย่างชัดเจน และพบว่าเกิดการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวตัวในที่ไม่มีเหล็กยึดทางขวางยึดรั้งเล็กน้อย แต่ตัวอย่างทดสอบก็ยังสามารถรักษากำลังต้านทานแรงกระทำเอาไว้ได้ โดยยังไม่เกิดการวิบัติ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.5 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
$4\Delta_y$ **รอบที่** 2	-15.8, +16.5	-57.4, +58.1	มีการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตบริเวณใกล้ฐานเสาอย่างมาก และสามารถสังเกตเห็นสภาพการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวได้อย่างชัดเจน และเมื่อเกิดการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวทั้งหมดในด้าน 3 กำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างก็ลดลงอย่างรวดเร็วและในที่สุดก็เกิดการวิบัติของตัวอย่างทดสอบตามมา

* **หมายเหตุ**



เครื่องหมาย + หมายถึง ดึงตัวอย่างทดสอบเข้าหา Jack

เครื่องหมาย - หมายถึง ดันตัวอย่างทดสอบออกจาก Jack

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.6 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.37

รอบ ทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้าง ที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้าง ที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
E $0.75H_u$	+12.7	+4.6	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 3* บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 20 ซม.
	-12.0	-2.7	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 1 บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 15 ซม.
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 1**	+24.0, -23.9	+15.0, -14.2	มีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ แทบจะไม่มีความเสียหายที่เกิดจากหน่วยแรงอัดที่มีค่าสูง
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 2**	+22.3, -23.7	+14.1, -14.1	รอยร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมเพียงเล็กน้อยเท่านั้น สามารถวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.05 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.03 มม.
E $2\Delta_y$ **รอบที่ 1**	+29.2	+22.6	มีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณมุมด้าน 1, 2 และมุมด้าน 1, 4 ที่ระดับของอของเหล็กปลอกชั้นที่ 2 และมีการยู่ของคอนกรีตผิวนอกในแนวราบเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงในแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 2 ในด้าน 1
	+28.3	+28.4	รอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการรับหน่วยแรงอัดสูงในด้าน 1 เกิดเพิ่มมากขึ้นทั้งรอยยู่ในแนวราบ และรอยร้าวในแนวดิ่ง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 3 ที่เกิดการยู่อย่างมาก วัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.15 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.12 มม.
	-29.8	-23.0	มีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณมุมด้าน 2, 3 ที่ระดับของอของเหล็กปลอกชั้นที่ 2 อย่างมาก โดยเริ่มที่ตำแหน่งของอแล้วขยายลงมาทางด้านล่าง และมีการยู่ของคอนกรีตผิวนอกในแนวราบเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงในแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 2 ในด้าน 1
	-30.1	-28.2	รอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการรับหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้น แต่เมื่อเทียบกับด้าน 1 แล้ว ความเสียหายในด้าน 3 น้อยกว่ามาก

ตารางที่ 4.6 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.37

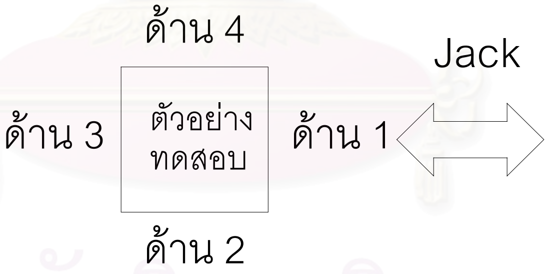
รอบทดสอบ	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
E $2\Delta_y$ รอบที่ 2	+25.6, -28.4	+28.0, -28.4	รอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการรับหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นในด้าน 3 กลับกลายเป็นเพิ่มขึ้นมากกว่าในด้าน 1 โดยเฉพาะการยู่ที่ระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 3 ที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และยังมีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งบริเวณมุมด้าน 1, 4 ที่รับหน่วยแรงอัดสูงที่ขยายกว้างออก วัดความกว้างได้ 3 มม.
E $3\Delta_y$ รอบที่ 1	+26.0	+38.1	ความเสียหายในด้านที่ 1 เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดเพิ่มมากขึ้นอย่างมาก มีการปริของคอนกรีตผิวนอกให้เห็นอย่างชัดเจน และรอยรอยแตกร้าวในแนวดิ่งบริเวณมุมด้าน 1, 4ขยายออกกว้างมาก
	+25.5	+41.6	มีการหลุดล่อนของคอนกรีตผิวนอกบริเวณมุมด้าน 1, 4 ที่ระดับ 15 ซม. เหนือฐานเสา ถึงระดับ 50 ซม. เหนือฐานเสา แต่ยังไม่เห็นเหล็กเสริมภายใน
	+25.2	+42.6	สภาพโดยรวมยังอยู่ในสภาพดีสามารถทดสอบต่อไปได้ ความกว้างของรอยร้าวเนื่องจากการดัดวัดได้ 1.5 มม.และความกว้างของรอยร้าวจากการเฉือนไม่ผิดปกติ
	-26.5	-42.7	ความเสียหายในด้านที่ 3 เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดเพิ่มมากขึ้นอย่างชัดเจน มีการบวมในตำแหน่งของงอของเหล็กยึดทางขวางในชั้นที่ 3 คล้ายกับของงอพยายามจะดันคอนกรีตผิวนอกให้แตกออกมา
E $3\Delta_y$ รอบที่ 2	+22.1	+42.6	สภาพความเสียหายเพิ่มมากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งสภาพการยู่ตามแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 3 ในด้าน 1 และรอยแตกร้าวในแนวดิ่งบริเวณมุมด้าน 1, 4 ขยายกว้างเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้รอยแตกร้าวเนื่องจากการเฉือนก็ขยายกว้างขึ้นมากด้วย
	-23.4	-35.5	มีการหลุดล่อนของคอนกรีตผิวนอกบริเวณมุมด้าน 2, 3 และบริเวณกึ่งกลางด้าน 3 เล็กน้อยแต่ไม่สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายใน
	-19.8	-40.0	ค่าแรงอัดตามแนวแกนลดลงจึงพยายามรักษาระดับให้คงเดิมและทดสอบต่อไป ในระหว่างนี้มีเศษปูนร่วงตลอดเวลา และมีการลดลงอย่างรวดเร็วของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.6 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CF135/120/0.37

รอบ ทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้าง ที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้าง ที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
E $3\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-16.2	-42.5	สังเกตเห็นรอยแตกร้าวขนาดใหญ่เนื่องจากการเฉือนในด้าน 4 สภาพความเสียหายโดยรวมเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเจน
E $3.5\Delta_y$ **รอบที่ 1**	+17.8	+23.0	รอยร้าวต่างๆขยายกว้างออกอย่างมาก โดยเฉพาะรอยร้าวเนื่องจากการเฉือนในด้าน 4
	+18.5	+29.5	มีเศษปูนร่วงลงมาตลอดเวลาจากหลายๆจุดของตัวอย่างทดสอบ
	+17.6	+40.0	มีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งขนาดใหญ่มากยาวตั้งแต่หัวเสามาจนถึงฐานเสา หลังจากนั้นไม่นานก็เกิดการวิบัติของตัวอย่างทดสอบเนื่องจากการขยายกว้างออกอย่างรวดเร็วของรอยแตกร้าวเนื่องจากการเฉือน

* **หมายเหตุ**



เครื่องหมาย + หมายถึง ดึงตัวอย่างทดสอบเข้าหา Jack

เครื่องหมาย - หมายถึง ดันตัวอย่างทดสอบออกจาก Jack

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.7 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
E $0.75H_u$	-14.0	-4.7	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 1* บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 30 ซม.
	+10.0	+1.8	เริ่มสังเกตเห็นรอยร้าวแนวนอนในด้าน 3 บริเวณกึ่งกลางด้านล่างของตัวอย่างทดสอบเหนือฐานเสาประมาณ 40 ซม.
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-24.1, +25.1	-13.2, +13.1	มีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนตามปกติ วัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.08 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.04 มม.
E $1\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-23.4, +24.4	-13.2, +13.2	รอยร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมเพียงเล็กน้อยเท่านั้น สามารถวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.13 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.08 มม.
E $2\Delta_y$ **รอบที่ 1**	-28.9	-20.0	มีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณมุมด้าน 1, 2 ที่ระดับ 50 ซม. เหนือฐานเสา
	-30.7	-24.7	มีรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน แต่รอยแตกร้าวเนื่องจากผลของการอัดแทบจะไม่เกิดขึ้น วัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.30 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.23 มม.
	+30.2	+26.4	มีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงเกิดขึ้นทั่วไปบริเวณระดับ 20 ถึง 40 ซม. เหนือฐานเสา แต่ไม่มีอาการผิดปกติ รวมทั้งรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดและการเฉือนเพิ่มขึ้นชัดเจน วัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.55 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.30 มม.
E $2\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-28.1, +28.6	-26.4, +26.4	สภาพการแตกร้าวต่างๆ ไม่เปลี่ยนแปลงไปจากเดิม จะเพิ่มขึ้นก็เพียงขนาดความกว้างและความยาวเพียงเล็กน้อยเท่านั้น วัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการดัดได้เท่ากับ 0.69 มม. และวัดความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากการเฉือนได้ 0.33 มม. วัดความกว้างได้ 3 มม.

ตารางที่ 4.7 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

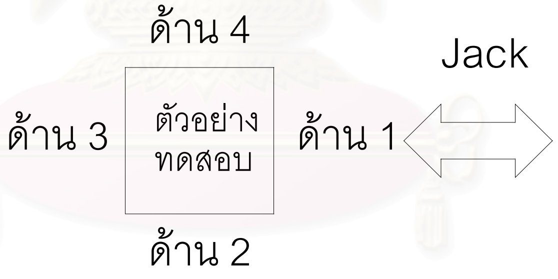
รอบทดสอบ	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
E $3\Delta_y$ รอบที่ 1	-28.5	-32.6	ความเสียหายในด้านที่ 3 เนื่องจากรับหน่วยแรงอัดเพิ่มมากขึ้นอย่างมาก มีการปริของคอนกรีตผิวนอกให้เห็นอย่างชัดเจน โดยเฉพาะในแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 3 ที่มีการยู่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน
	-27.7	-39.5	มีการหลุดล่อนของคอนกรีตผิวนอกตามแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 3 เล็กน้อย สภาพการแตกร้าวในด้านที่ 3 ที่รับหน่วยแรงอัดสูงเพิ่มมากขึ้นโดยเฉพาะที่มุมด้าน 2, 3 ในระดับ 20 ซม. เหนือฐานเสา
	+28.8	+32.5	มีการแตกร้าวเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงบริเวณมุมด้าน 1, 4 ในระดับ 20 ซม. เหนือฐานเสา ขยายเป็นร่องกว้าง แต่ไม่สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายใน
	+28.6	+39.6	มีการยู่ของคอนกรีตผิวนอกในด้าน 1 กระจายทั่วไป แต่ที่ชัดเจนและมีการแตกร้าวเนื่องจากการอัดขยายเป็นร่องกว้าง คือ บริเวณมุมด้าน 1, 4 ในระดับ 20 ซม. เหนือฐานเสา
E $3\Delta_y$ รอบที่ 2	-25.7, +26.9	-39.6, +39.6	สภาพความเสียหายเพิ่มมากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งสภาพการยู่ตามแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 3 ในด้าน 3 แต่ยังไม่มีการหลุดล่อนของก้อนคอนกรีตในบริเวณวิกฤต จึงไม่สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายใน
E $3.5\Delta_y$ รอบที่ 1	-15.8	-12.0	มีการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตที่มุมด้าน 1, 2 จากฐานเสาถึงระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 3
	-23.5	-32.5	มีการหลุดล่อน (spalling) ของคอนกรีตที่มุมด้าน 2, 3 จากฐานเสาถึงระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 3 สามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมตามยาวตัวริม ซึ่งยังอยู่ในสภาพดีไม่เกิดการดุ้ง
	-23.3	-45.8	มีเสียงดังเกิดขึ้นบริเวณของงอของเหล็กปลอกรัดรอบในชั้นที่ 3 และมีการหลุดล่อนของคอนกรีตผิวนอกร่วงลงมาบ้างเล็กน้อย
	+23.8	+45.9	มีรอยร้าวในแนวดิ่งเนื่องจากรับหน่วยแรงอัดสูงเป็นแนวยาวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วบริเวณใกล้มุมด้าน 1, 2 ตั้งแต่ระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 3 ถึงระดับ 75 ซม. เหนือฐานเสา และไปต่อกับแนวยู่ของคอนกรีตในแนวเหล็กปลอกชั้นที่ 6

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.7 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

รอบทดสอบ	**แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (ตัน)**	**การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา (มม.)**	**พฤติกรรมที่เกิดขึ้น**
$3.5\Delta_y$ **รอบที่ 2**	-16.2	-13.3	เหล็กเสริมตามยาวตัวริมที่มุมด้าน 2, 3 ยังไม่เกิดการดุ้ง
	-17.6	-18.0	สังเกตเห็นการยู่ของรอยแตกร้าวเนื่องจากการเฉือนบริเวณที่รอยแตกร้าวตัดกัน ทั้งในด้าน 2 และด้าน 4 และมีเศษปูนร่วงลงมาเล็กน้อย
	-17.9	-22.0	สังเกตเห็นเหล็กเสริมตามยาวตัวริมที่มุมด้าน 2, 3 ที่ระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 2 ถึงเหล็กปลอกชั้นที่ 3 เริ่มโค้งเล็กน้อย
	-17.9	-25.4	สังเกตเห็นเหล็กเสริมตามยาวตัวริมที่มุมด้าน 2, 3 ที่ระดับเหล็กปลอกชั้นที่ 2 ถึงเหล็กปลอกชั้นที่ 3 เกิดการดุ้งอย่างชัดเจน หลังจากนั้นไม่นาน ก็เกิดการวิบัติของตัวอย่างทดสอบตามมา

* **หมายเหตุ**



เครื่องหมาย + หมายถึง ดึงตัวอย่างทดสอบเข้าหา Jack

เครื่องหมาย - หมายถึง ดันตัวอย่างทดสอบออกจาก Jack

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.8 แสดงการเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด ที่ได้จากการทดสอบกับค่าที่คำนวณได้ตามมาตรฐาน ACI 318-99

ตัวอย่างทดสอบ	H_{exp}	H_u	$H_{u,P-\Delta}$	H_{exp}/H_u	$H_{exp}/H_{u,P-\Delta}$
CFL90/240/0.30	34.9	30.7	30.1	1.14	1.16
CF90/120/0.30	32.3	34.9	34.2	0.93	0.94
CF135/120/0.30	32.2	33.6	32.9	0.96	0.98
CFL90/120/0.30	29.2	32	31.3	0.91	0.93
CF135/120/0.37	30.6	31.2	30.5	0.98	1.00
CFL90/120/0.37	31.1	32.7	32.0	0.95	0.97

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.9 สรุปค่าการสลายพลังงานในแต่ละรอบทดสอบของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว

รอบที่	รอบทดสอบ	ตัวอย่าง CFL90/240/0.30 ค่าการสลายพลังงาน (ตัน-มม.)		ตัวอย่าง CF90/120/0.30 ค่าการสลายพลังงาน (ตัน-มม.)		ตัวอย่าง CF135/120/0.30 ค่าการสลายพลังงาน (ตัน-มม.)		ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ค่าการสลายพลังงาน (ตัน-มม.)		ตัวอย่าง CF135/120/0.37 ค่าการสลายพลังงาน (ตัน-มม.)		ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ค่าการสลายพลังงาน (ตัน-มม.)	
		แต่ละรอบ	สะสม	แต่ละรอบ	สะสม	แต่ละรอบ	สะสม	แต่ละรอบ	สะสม	แต่ละรอบ	สะสม	แต่ละรอบ	สะสม
1	$0.75H_u$	63	63	112	112	103	103	158	158	123	123	102	102
2	$1\Delta_y$ รอบที่ 1	87	150	141	253	129	232	197	355	142	265	122	224
3	$1\Delta_y$ รอบที่ 2	53	203	97	350	83	315	154	509	86	351	86	310
4	$2\Delta_y$ รอบที่ 1	518	722	776	1127	752	1067	898	1406	652	1003	675	985
5	$2\Delta_y$ รอบที่ 2	392	1114	597	1724	568	1635	798	2204	482	1484	540	1525
6	$3\Delta_y$ รอบที่ 1					1523	3158	1764	3968	1352	2836	1390	2914
7	$3\Delta_y$ รอบที่ 2					1410	4568	1660	5628	1396	4232	1311	4225
8	$4\Delta_y$ รอบที่ 1							2836	8464			1716.1*	5941
9	$4\Delta_y$ รอบที่ 2							2449	10914				

* รอบที่ 8 ของตัวอย่างทดสอบ CF135/120/0.37 ตรงกับรอบทดสอบ $3.5\Delta_y$ รอบที่ 1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.10 สรุปผลการทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	**ระดับความเหนียวที่ทดสอบได้**	**ค่าการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติ (ตัน-มม.)**	**ลักษณะการวิบัติ**
CFL90/240/0.30	$2\Delta_y$ (2 รอบ)	1114	การเฉือน
CF90/120/0.30	$2\Delta_y$ (2 รอบ)	1724	การดัด
CF135/120/0.30	$3\Delta_y$ (2 รอบ)	4568	การดัด
CFL90/120/0.30	$4\Delta_y$ (2 รอบ)	10914	การดัด
CF135/120/0.37	$3\Delta_y$ (2 รอบ)	4232	การดัด
CFL90/120/0.37	$3.5\Delta_y$ (1 รอบ)	5941	การดัด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 5.1 แสดงค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (Effective confinement steel ratio, ρ^{A}) รวมทั้งแสดงค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวจากงานวิจัยหลายแห่ง

Referances	Specimen	A_g (m^2)	Concrete Strength (Mpa)	Longitudinal Steel		Lateral Steel			Axial Load Level $P/(f_c'A_g)$	Shear span to depth ratio	Tie Config.[1]	Loading History[2]	k_e	ρ^A	μ_Δ	Normalized Dissipated Energy		Work Index		Cumulative Ductility Ratio		Damage Index	
				f_y (Mpa)	p_l (%)	f_{yh} (Mpa)	$A_{sh}/(s*h_c)$	$A_{sh}/A_{sh,ACI}$								E_{N80}	E_{NT}	I_{W80}	I_{WT}	$N_{\Delta 80}$	$N_{\Delta T}$	D_{EW80}	D_{EWT}
Ang et al.	No.3	0.160	23.6	427	1.51	320	0.01418	1.39	0.38	4.00	A	-	0.49	0.85	4.4	16.3	35.2	15.6	27.5	17.7	32.9	44.7	119.9
	No.4	0.160	25.0	427	1.51	280	0.01087	0.88	0.21	4.00	A	-	0.51	0.60	5.4	27.4	27.4	20.2	20.2	22.2	22.2	106.6	106.6
Soesianawati et al.	No.1	0.160	46.5	446	1.51	364	0.00421	0.37	0.10	4.00	B	Pattern 2	0.56	0.27	8.6	50.4	78.3	33.6	46.1	35.8	53.5	249.7	396.1
	No.2	0.160	44.0	446	1.51	360	0.00601	0.55	0.30	4.00	B	Pattern 2	0.58	0.41	5.4	11.1	62.3	11.0	36.2	11.8	47.1	29.7	196.3
	No.3	0.160	44.0	446	1.51	364	0.00393	0.36	0.30	4.00	B	Pattern 2	0.54	0.25	5.0	10.1	24.6	10.2	18.6	11.0	21.4	25.5	75.5
	No.4	0.160	40.0	446	1.51	255	0.00279	0.20	0.30	4.00	B	Pattern 1	0.53	0.14	3.5	13.0	16.9	13.5	16.3	14.7	18.2	28.1	38.6
Zahn et al.	No.7	0.160	28.3	440	1.51	466	0.00738	1.35	0.22	4.00	A	Pattern 2	0.48	0.85	7.2	30.9	41.4	22.7	28.4	24.5	32.5	153.0	209.9
	No.8	0.160	40.1	440	1.51	466	0.00938	1.21	0.39	4.00	A	Pattern 2	0.54	0.78	7.2	25.5	25.5	19.7	19.7	20.7	20.7	133.8	133.8
Saatcioglu and Ozcebe	U3	0.123	34.8	430	3.21	470	0.00762	0.67	0.14	3.00	C	Pattern 3	0.31	0.28	3.1	9.0	27.7	7.5	16.7	8.3	25.0	18.7	47.2
	U4	0.123	32.0	438	3.21	470	0.01142	1.10	0.15	3.00	C	Pattern 3	0.38	0.55	6.4	40.9	91.1	28.6	53.4	33.2	74.1	129.3	313.7
	U6	0.123	37.3	437	3.21	425	0.01066	0.80	0.13	3.00	D*	Pattern 3	0.47	0.50	6.4	70.5	82.0	43.1	48.5	47.0	53.3	275.5	331.1
	U7	0.123	39.0	437	3.21	425	0.01066	0.76	0.13	3.00	D	Pattern 3	0.47	0.47	6.2	64.2	90.3	39.8	51.7	47.1	63.5	155.7	240.8
Azizinamini et al.	NC-2	0.209	39.3	439	1.94	454	0.01237	0.73	0.21	3.00	E	Pattern 1	0.41	0.40	5.5	35.8	61.8	34.2	47.9	37.6	55.5	130.0	233.1
	NC-4	0.209	39.8	439	1.94	616	0.00686	0.54	0.31	3.00	E	Pattern 1	0.41	0.29	3.5	10.6	19.7	14.2	20.5	15.5	23.7	26.8	54.8
Watson et al.	UNIT 5	0.160	41.0	474	1.51	372	0.00579	0.58	0.50	4.00	B	Pattern 1	0.57	0.32	3.6	11.6	31.7	11.9	23.9	12.7	27.3	21.8	67.4
	UNIT 6	0.160	40.0	474	1.51	388	0.00273	0.29	0.50	4.00	B	Pattern 1	0.52	0.15	2.7	8.7	11.6	9.2	11.5	9.9	12.6	15.0	20.6
	UNIT 7	0.160	42.0	474	1.51	308	0.01111	0.91	0.70	4.00	B	Pattern 1	0.53	0.20	2.5	11.3	11.3	8.2	8.2	8.8	8.8	18.8	18.8
	UNIT 8	0.160	39.0	474	1.51	372	0.00609	0.65	0.70	4.00	B	Pattern 1	0.59	0.17	3.0	8.8	14.1	7.5	10.4	8.0	11.2	14.0	24.9
	UNIT 9	0.160	40.0	474	1.51	308	0.02051	1.76	0.70	4.00	B	Pattern 2	0.71	0.55	6.3	23.3	55.0	16.1	32.3	17.1	35.0	62.8	193.4
Tanaka and Park	No.1	0.160	25.6	474	1.57	333	0.01377	1.06	0.20	3.00	D	-	0.44	0.62	5.1	11.2	47.3	10.0	28.5	10.7	34.7	27.7	183.1
	No.2	0.160	25.6	474	1.57	333	0.01377	1.06	0.20	3.00	D	-	0.44	0.62	5.6	12.0	51.3	10.7	30.8	11.6	37.4	32.2	214.6
	No.3	0.160	25.6	474	1.57	333	0.01377	1.06	0.20	3.00	D	-	0.44	0.62	5.2	10.0	36.2	8.6	21.8	9.2	26.7	26.8	120.6
	No.4	0.160	25.6	474	1.57	333	0.01377	1.06	0.20	3.00	D	-	0.44	0.62	6.8	11.2	48.7	10.2	30.1	11.0	35.4	28.3	202.1
Sheikh and Khoury	FS-9	0.093	32.5	509	2.45	509	0.00839	1.46	0.76	4.83	F	Pattern 1	0.37	0.32	3.1	-	-	-	-	15.0	21.0	32.0	44.0
	ES-13	0.093	32.6	509	2.45	465	0.00846	1.34	0.76	4.83	C	Pattern 1	0.24	0.17	2.0	-	-	-	-	7.0	10.0	9.0	14.0
	AS-3	0.093	33.2	509	2.45	509	0.00841	1.43	0.60	4.83	G	Pattern 1	0.35	0.47	4.7	-	-	-	-	23.0	32.0	84.0	127.0
	AS-17	0.093	31.4	509	2.45	509	0.00844	1.52	0.77	4.83	G	Pattern 1	0.35	0.31	3.8	-	-	-	-	24.0	30.0	58.0	76.0
	AS-18	0.093	32.8	509	2.45	465	0.01531	2.41	0.77	4.83	G	Pattern 1	0.35	0.44	6.7	-	-	-	-	44.0	53.0	263.0	290.0
	AS-19	0.093	32.3	509	2.45	486	0.00671	1.12	0.47	4.83	G**	Pattern 1	0.35	0.46	4.0	-	-	-	-	18.0	44.0	83.0	130.0

ตารางที่ 5.1 (ต่อ) แสดงค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (Effective confinement steel ratio, ρ_A) รวมทั้งแสดงค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวจากงานวิจัยหลายแห่ง

Referances	Specimen	A_g (m^2)	Concrete Strength (Mpa)	Longitudinal Steel		Lateral Steel			Axial Load Level $P/(f_c'A_g)$	Shear span to depth ratio	Tie Config.[1]	Loading History[2]	k_e	ρ^A	μ_Δ	Normalized Dissipated Energy		Work Index		Cumulative Ductility Ratio		Damage Index	
				f_y (Mpa)	p_l (%)	f_{yh} (Mpa)	$A_{sh}/(s*h_c)$	$A_{sh}/A_{sh,ACI}$								E_{N80}	E_{NT}	I_{W80}	I_{WT}	$N_{\Delta 80}$	$N_{\Delta T}$	D_{EW80}	D_{EWT}
Yan Xiao et al.	HC4-8L16-T10-0.1P	0.065	86.0	510	2.46	510	0.01827	1.20	0.10	2.00	F	Pattern 4	0.47	0.75	8.3	74.3	86.6	64.1	69.8	71.5	79.8	369.3	438.0
	HC4-8L16-T10-0.2P	0.065	86.0	510	2.46	510	0.01827	1.20	0.20	2.00	F	Pattern 4	0.47	0.75	7.1	43.3	62.0	46.8	56.8	51.7	65.7	168.9	257.7
	HC4-8L19-T10-0.1P	0.065	76.0	510	3.55	510	0.01827	1.36	0.10	2.00	F	Pattern 4	0.47	0.86	8.5	76.2	87.6	62.8	67.5	68.2	76.7	342.4	415.0
	HC4-8L19-T10-0.2P	0.065	76.0	510	3.55	510	0.01827	1.36	0.20	2.00	F	Pattern 4	0.47	0.85	8.7	66.0	80.7	61.5	68.3	68.7	78.1	324.3	411.3
Wehbe et al.	A1	0.232	31.7	448	2.20	455	0.00323	0.52	0.08	3.83	H	Pattern 1	0.46	0.32	3.3	13.6	17.2	13.1	15.9	14.6	17.9	34.3	43.7
	A2	0.232	27.2	448	2.20	455	0.00323	0.60	0.24	3.83	H	Pattern 1	0.46	0.37	3.5	15.1	22.8	17.0	22.5	18.3	25.3	37.1	56.5
	B1	0.232	29.7	448	2.20	455	0.00428	0.73	0.09	3.83	H	Pattern 1	0.53	0.52	4.0	20.8	29.0	17.5	23.2	19.1	27.0	57.8	79.7
	B2	0.232	28.1	448	2.20	455	0.00428	0.77	0.23	3.83	H	Pattern 1	0.53	0.54	3.7	24.9	29.2	24.6	27.6	26.4	30.0	65.6	76.8
Present study	CFL90/240/0.30	0.160	29.4	471	3.14	305	0.00227	0.26	0.30	3.75	I***	Pattern 1	0.27	0.09	1.5	2.1	2.1	4.6	4.6	5.2	5.2	2.7	2.7
	CF90/120/0.30	0.160	38.9	471	3.14	305	0.00453	0.39	0.30	3.75	I	Pattern 1	0.38	0.20	1.9	3.7	3.7	6.0	6.0	6.6	6.6	6.0	6.0
	CF135/120/0.30	0.160	35.7	471	3.14	305	0.00453	0.43	0.30	3.75	D	Pattern 1	0.38	0.21	2.7	9.1	9.1	10.5	10.5	11.6	11.6	19.6	19.6
	CFL90/120/0.30	0.160	31.7	471	3.14	306	0.00453	0.49	0.30	3.75	I***	Pattern 1	0.38	0.24	3.8	18.5	23.9	15.0	17.5	16.2	19.8	48.4	60.7
	CF135/120/0.37	0.160	30.5	471	3.14	318	0.00453	0.52	0.37	3.75	D	Pattern 1	0.38	0.26	2.6	5.7	8.5	7.5	9.5	8.4	10.9	10.3	14.9
	CFL90/120/0.37	0.160	32.4	475	3.14	297	0.00453	0.46	0.37	3.75	I***	Pattern 1	0.38	0.23	2.7	9.1	12.7	10.0	12.4	11.1	14.2	18.3	26.7

หมายเหตุ
[1] แสดงรูปแบบไว้ในรูปที่ 5.3
[2] แสดงรูปแบบไว้ในรูปที่ 5.4
* ใช้รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) แบบ D แต่ของอในเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ใช้ของอที่ทำมุม 135 องศาทั้งหมด
** เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ใช้เหล็กกลมขนาด 3/8 นิ้ว และเหล็กปลอกรัดรอบภายใน (inner ties) ใช้เหล็กกลมขนาด 6 มม.
*** ใช้รูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) แบบ I ร่วมกับมีการใช้คลิปช่วยยึดของอที่ทำมุม 90 องศา

ตารางที่ 5.2 แสดงการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (Δ_y) โดยพิจารณาจาก 3 วิธี

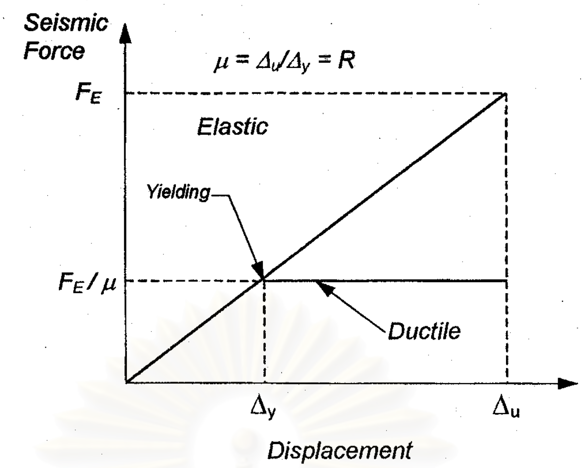
ตัวอย่างทดสอบ	Strain gage Number	รอบทดสอบที่เหล็กเสริมตามยาวเริ่มครากเส้นแรก	ลักษณะที่เกิดการคราก	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	{1} การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	{2} Δ_y ที่หาได้ตามวิธีของ Watson และ Park [10] (มม.)	{3} Δ_y ที่หาได้ตามวิธีในหัวข้อที่ 2.6 (มม.)	ความแตกต่างระหว่าง {1} กับ {2} (%)	ความแตกต่างระหว่าง {1} กับ {3} (%)	ความแตกต่างระหว่าง {2} กับ {3} (%)
CFL90/240/0.30	85	-1Δ_y รอบที่ 1	แรงอัด	26.1	12.5	12.4	15.9	0.8	27.2	28.2
CF90/120/0.30	87	-1Δ_y รอบที่ 2	แรงอัด	27.7	13.4	14.1	14.6	5.2	9.0	3.5
CF135/120/0.30	111	+1Δ_y รอบที่ 2	แรงอัด	26.3	13.4	14.1	15.6	5.2	16.4	10.6
CFL90/120/0.30	87	-1Δ_y รอบที่ 1	แรงอัด	22.6	14.7	15.2	15.8	3.4	7.5	3.9
CF135/120/0.37	111	+2Δ_y รอบที่ 1	แรงอัด	26.6	17.7	14.2	16.6	19.8	6.2	16.9
CFL90/120/0.37	85	-1Δ_y รอบที่ 1	แรงอัด	25.0	13.0	13.1	15.1	0.8	16.2	15.3

หมายเหตุ {1} เป็นค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดครากที่หาได้จากการพิจารณาค่าการยืดหดตัวของเหล็กเสริมตามยาวระหว่างการทดสอบ

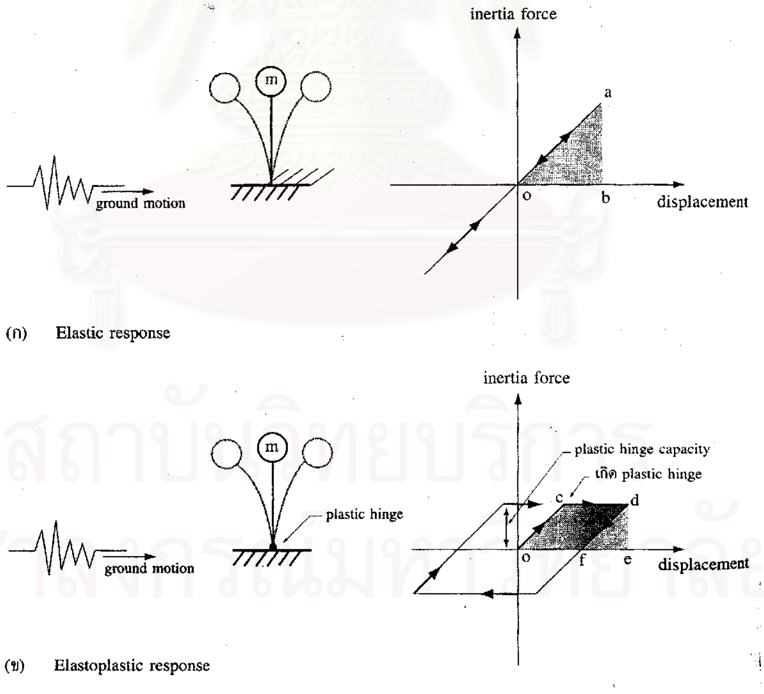
{2} เป็นค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดครากที่หาตามวิธีการที่เสนอโดย Watson และ Park [10] ซึ่งอธิบายไว้ในหัวข้อที่ 3.5 และในรูปที่ 3.10

{3} เป็นค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดครากที่หาตามวิธีการที่เสนอในหัวข้อที่ 2.6 และในรูปที่ 2.7

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

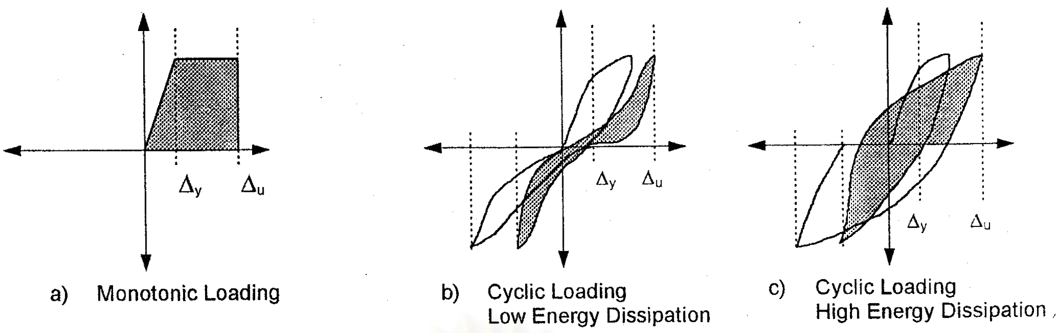


รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่ใช้ในการออกแบบกับค่าความเหนียวของโครงสร้าง

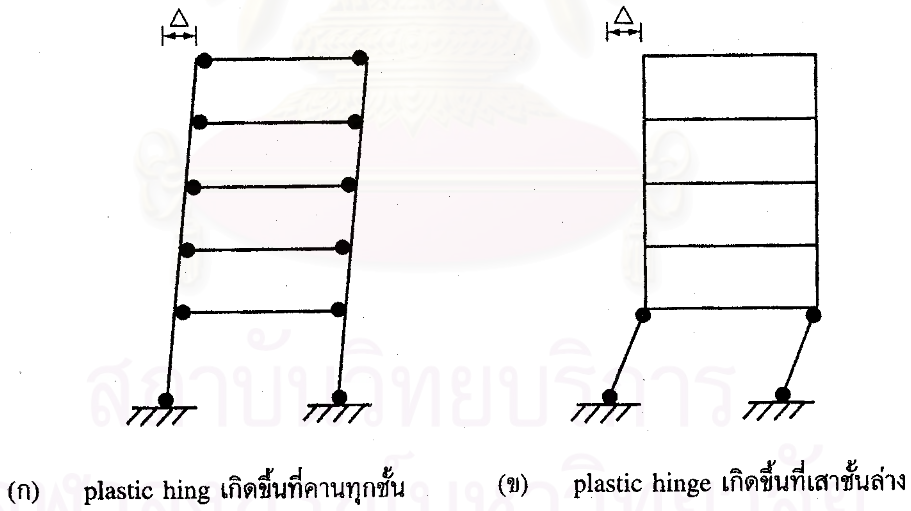


รูปที่ 2.2 ลักษณะการตอบสนองของแบบจำลองที่มีดีกรีความอิสระเท่ากับ 1

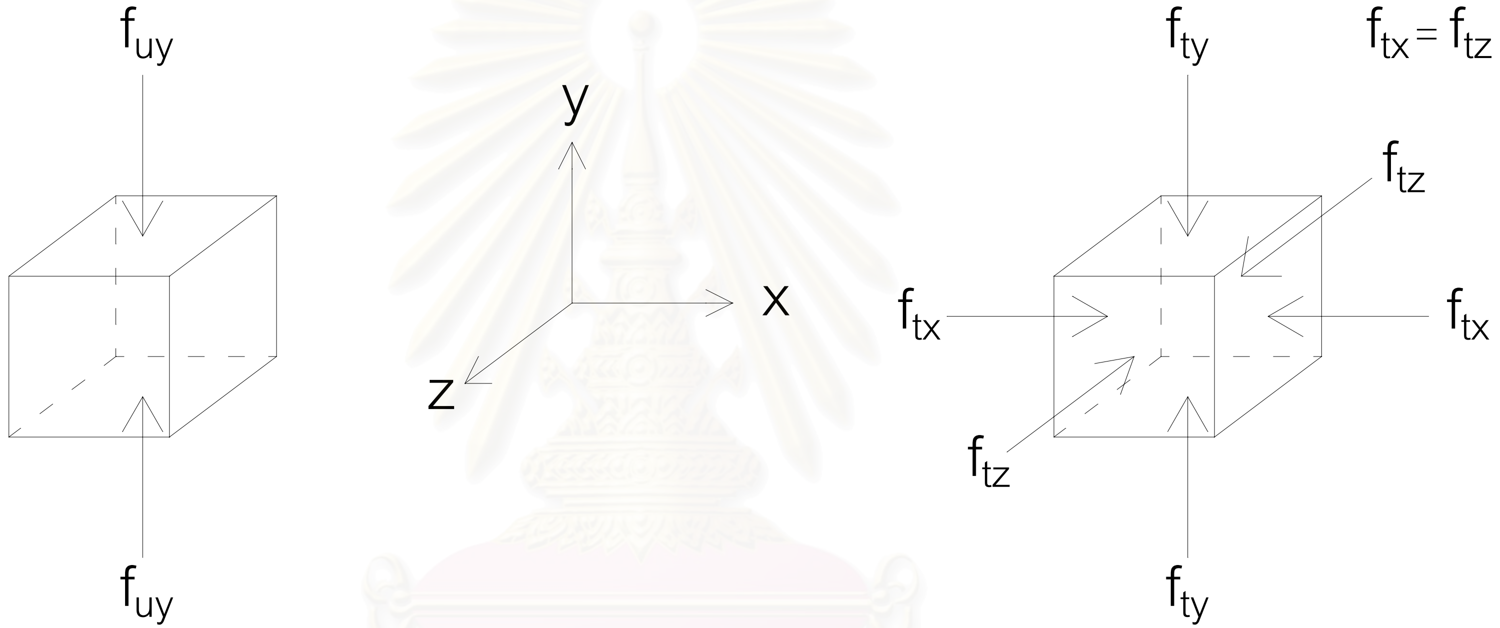
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.3 ความสามารถในการสลายพลังงาน (energy dissipation capacity) ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบต่างๆ



รูปที่ 2.4 แสดงกลไกการโย้ (sway mechanism) ของโครงสร้าง



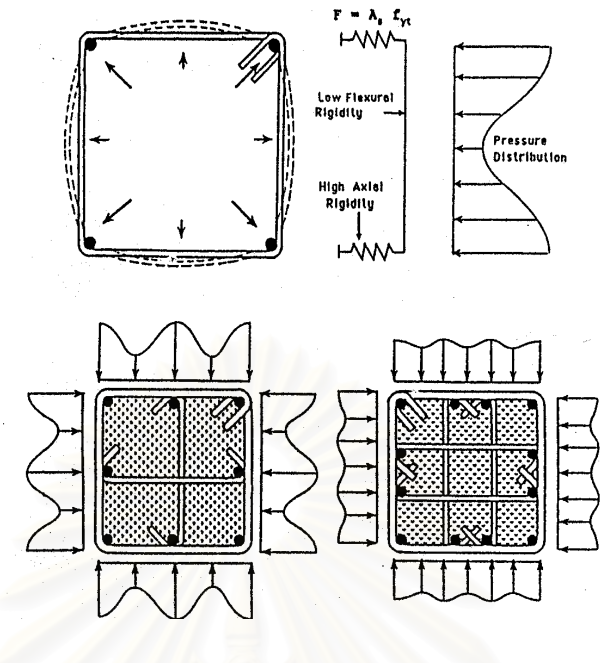
f_{uy}, f_{tx}, f_{ty} และ f_{tz} เป็นหน่วยแรงอัดกระทำสม่ำเสมอตลอดหน้าตัด

ก. กรณีแรงอัดกระทำตามแนวแกนเดียว (uniaxial compression)

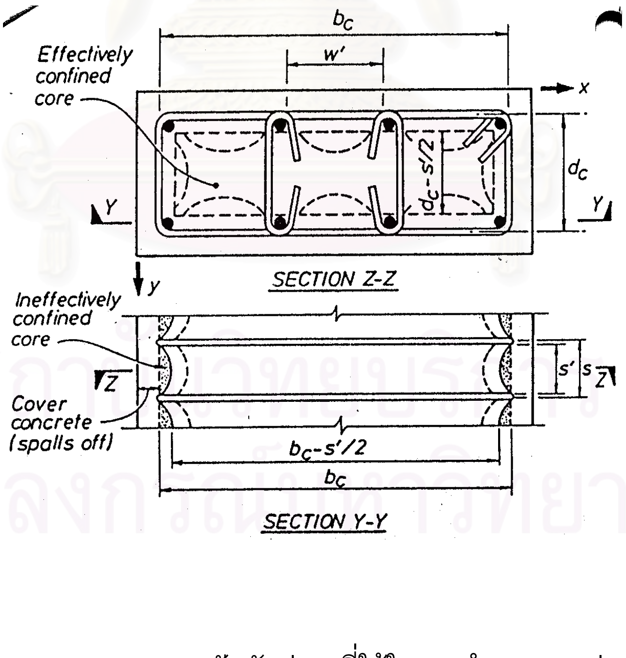
ข. กรณีแรงอัดกระทำ 3 แนวแกน (triaxial compression)

รูปที่ 2.5 แบบจำลองการทดสอบชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ภายใต้แรงอัดกระทำตามแนวแกนเดียวและภายใต้แรงอัดกระทำ 3 แนวแกน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

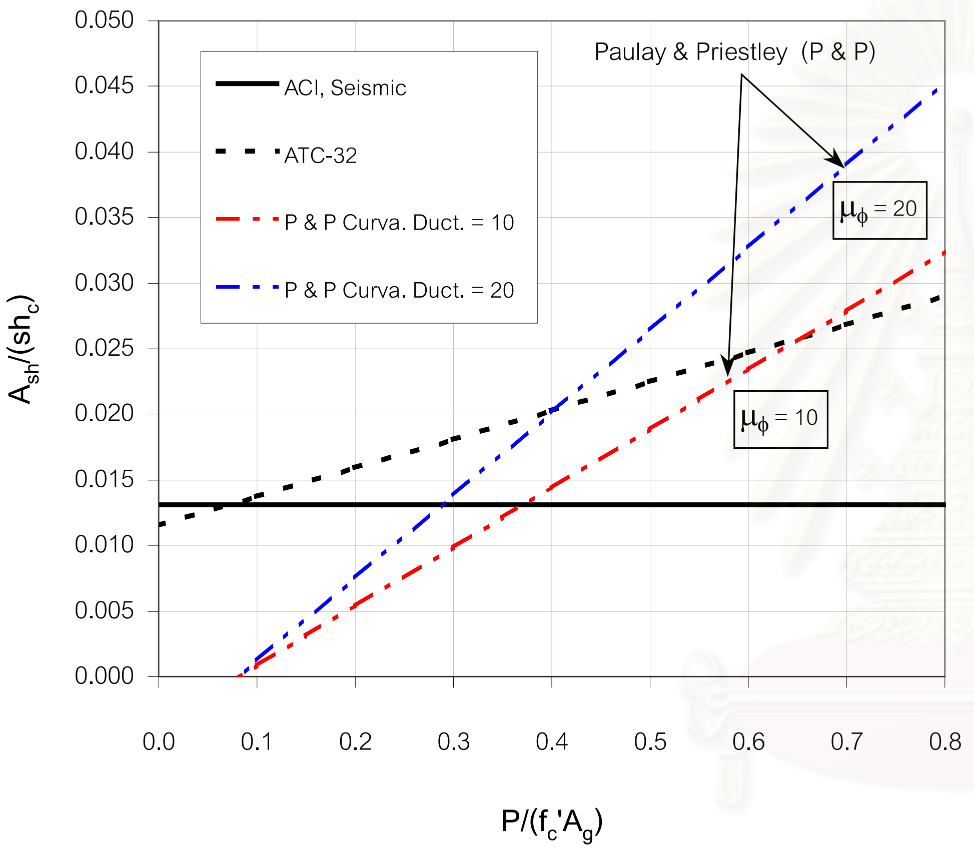


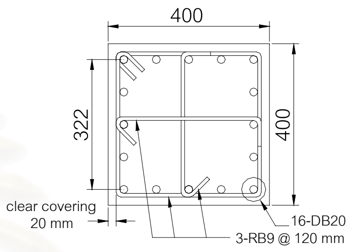
รูปที่ 2.6 การกระจายหน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม



รูปที่ 2.7 ความหมายของปัจจัยต่างๆที่ใช้ในการคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) ตามวิธีของ Mander และคณะ ในปี ค.ศ.1984 [2]

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





$f_c' = 350$ กก./ซม.^{2}

$f_{yh} = 2400$ กก./ซม.^{2}

$f_y = 4000$ กก./ซม.^{2}

ปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ที่เสนอโดย Paulay และ Priestley มีค่าเท่ากับ

$$A_{sh} = Ksh_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \frac{A_g}{A_{ch}} \left(\frac{P}{f_c' A_g} - 0.08 \right)$$

โดยที่

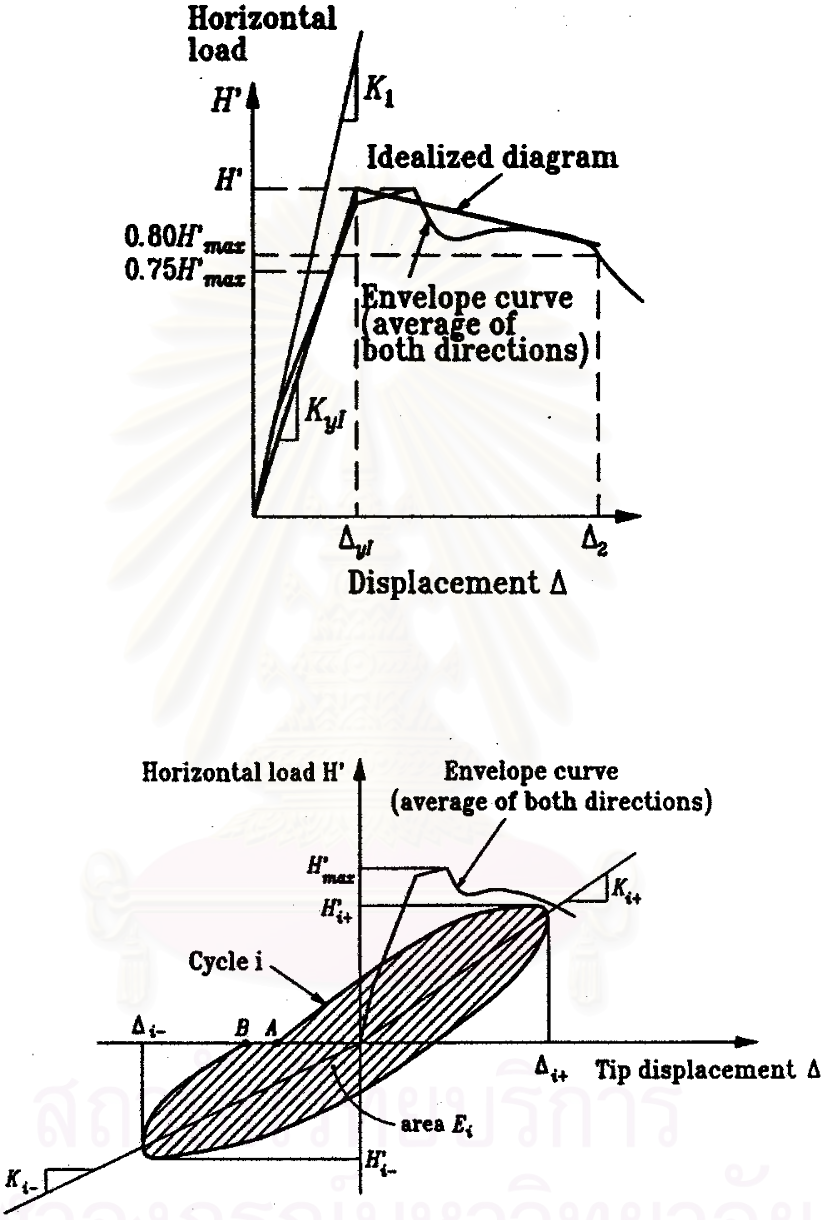
$K = 0.25$ สำหรับ ค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (μ_ϕ) ที่ต้องการเท่ากับ 10

$K = 0.35$ สำหรับ ค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (μ_ϕ) ที่ต้องการเท่ากับ 20

$P =$ แรงอัดตามแนวแกน

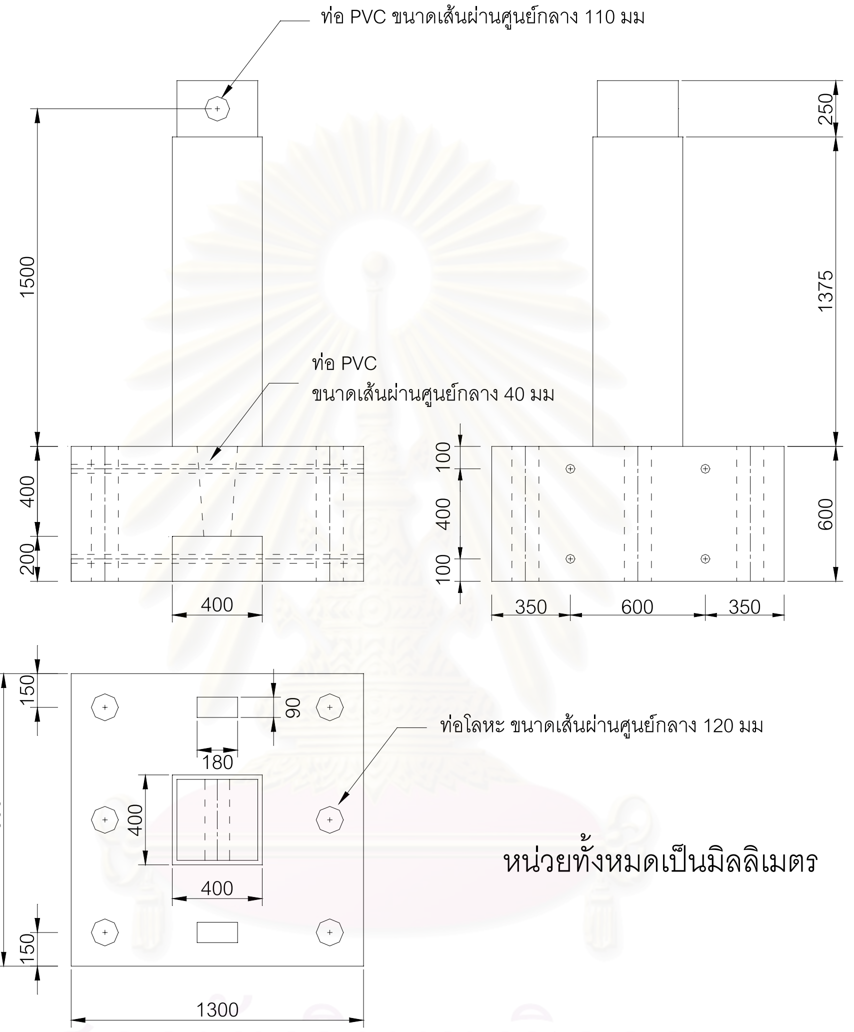
รูปที่ 2.8 เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับหน้าตัดเสาที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-99, ATC-32 และที่เสนอโดย Paulay และ Priestley [17]

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

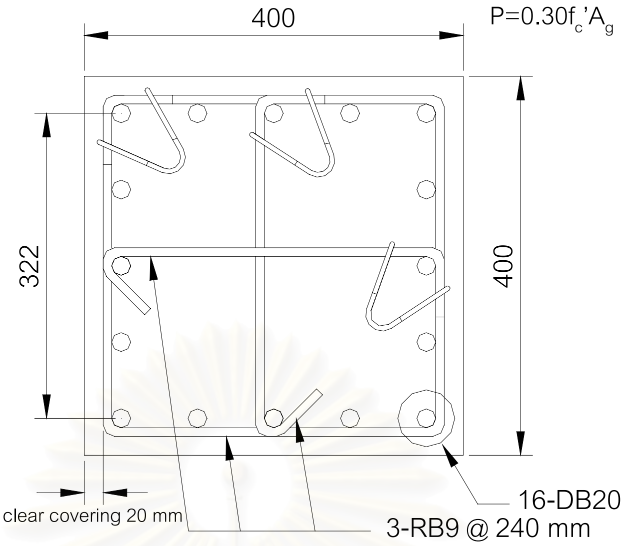


รูปที่ 2.9 แสดงความหมายของตัวแปรต่างๆในหัวข้อที่ 2.6

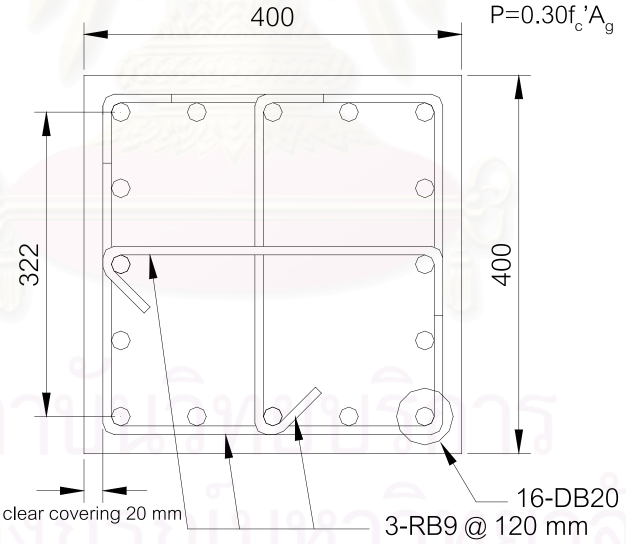
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.1 ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ

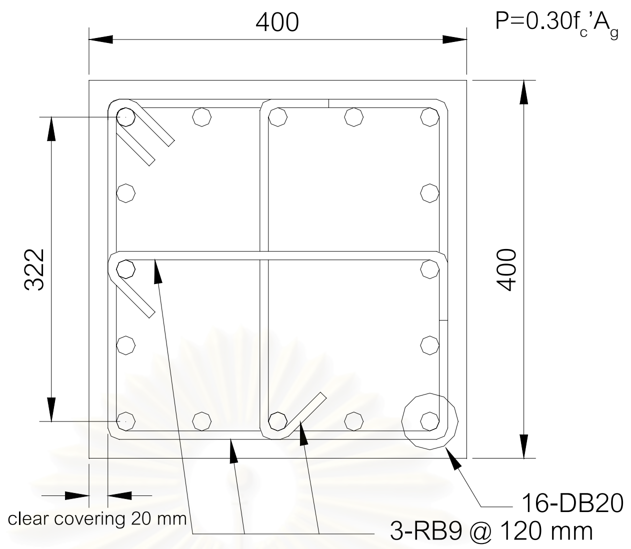


(ก) ตัวอย่าง CFL90/240/0.30

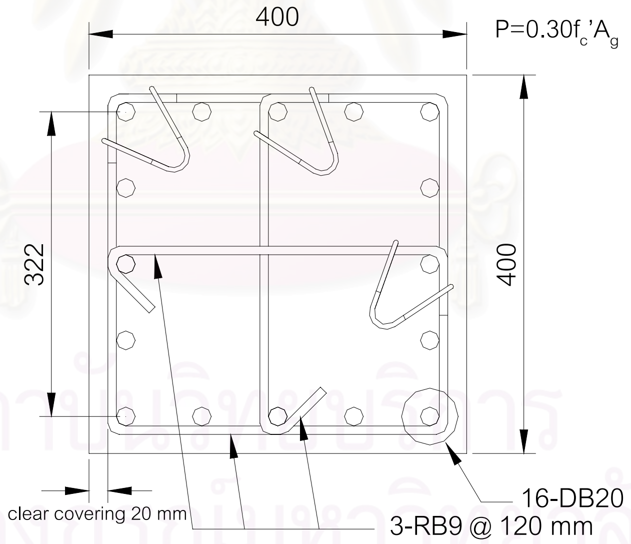


(ข) ตัวอย่าง CF90/120/0.30

รูปที่ 3.2 ลักษณะการให้รายละเอียดของของงอของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว

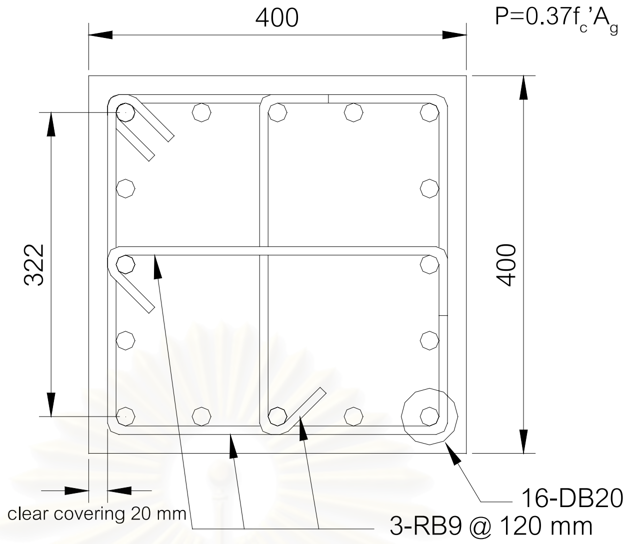


(ค) ตัวอย่าง CF135/120/0.30

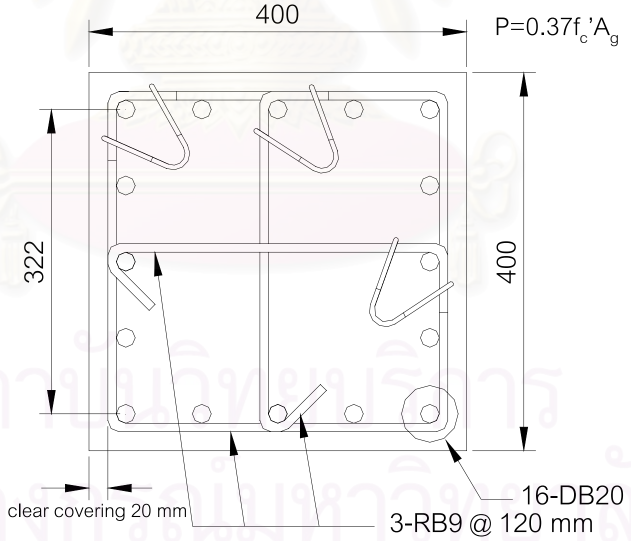


(ง) ตัวอย่าง CFL90/120/0.30

รูปที่ 3.2 (ต่อ) ลักษณะการให้รายละเอียดของของอของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว

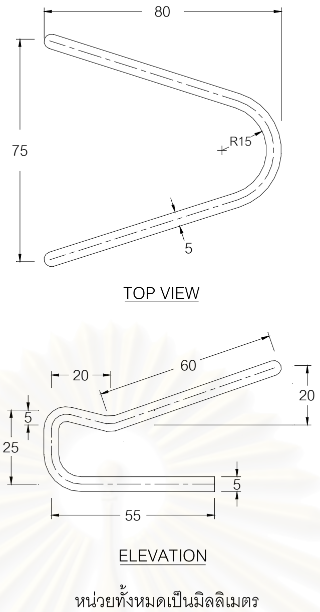


(จ) ตัวอย่าง CF135/120/0.37



(ฉ) ตัวอย่าง CFL90/120/0.37

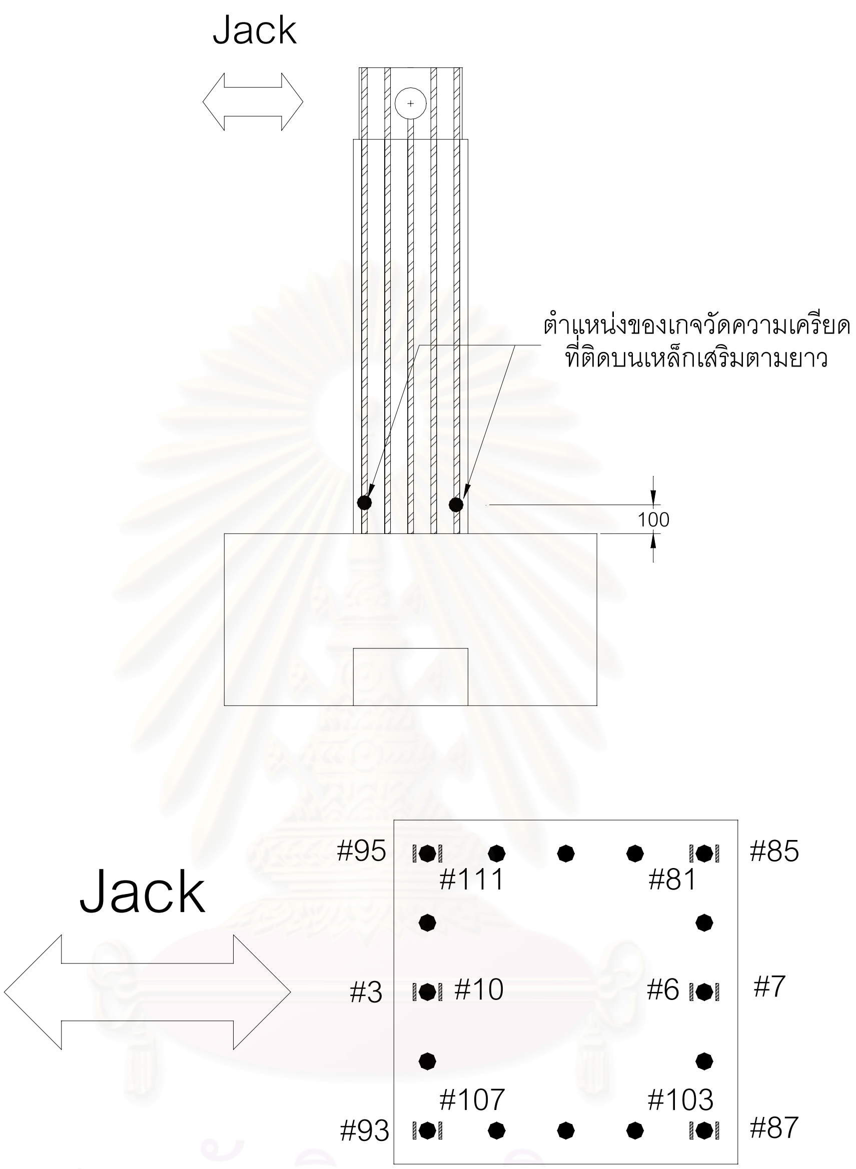
รูปที่ 3.2 (ต่อ) ลักษณะการให้รายละเอียดของของอของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัว



(ก) แสดงขนาดมาตรฐานของคลิปที่ใช้ในงานวิจัยนี้

(ก) แสดงการใช้คลิปช่วยยึดของอที่ทำมุม 90 องศาในตัวอย่างทดสอบ

รูปที่ 3.3 แสดงขนาดมาตรฐานและการใช้งานของคลิปในงานวิจัยนี้

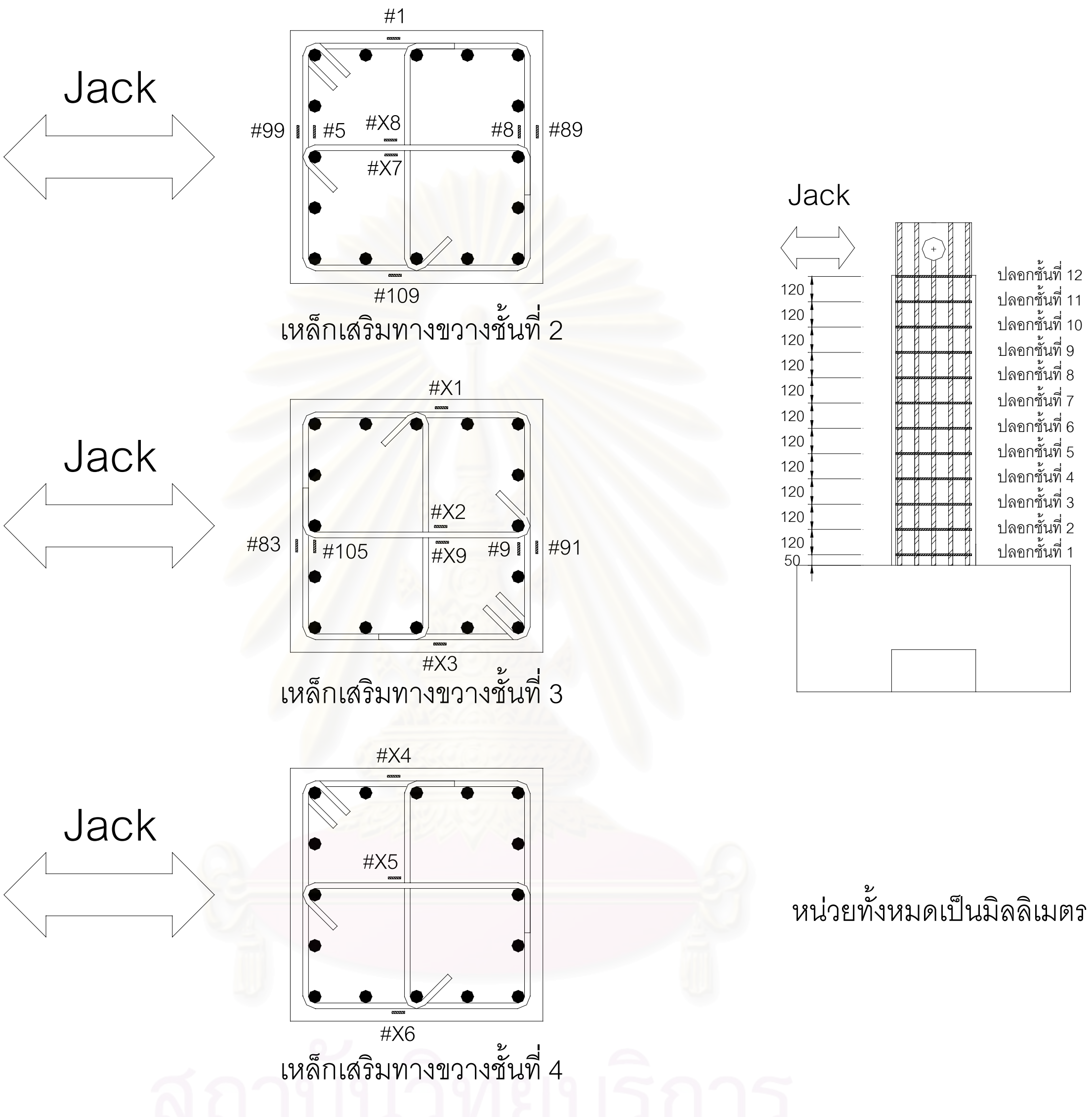


หน่วยทั้งหมดเป็นมิลลิเมตร

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

(ก) ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมตามยาว

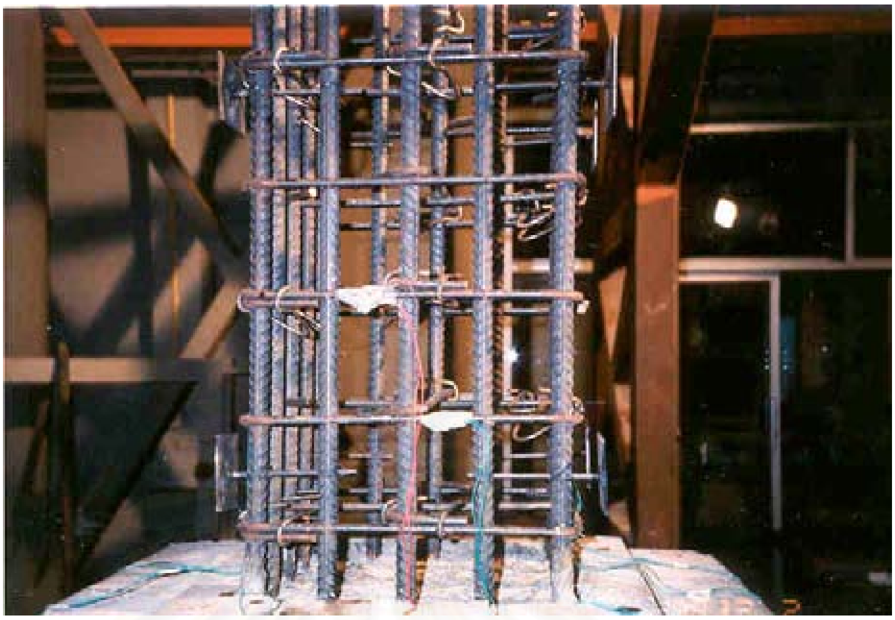
รูปที่ 3.4 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมต่างๆ



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

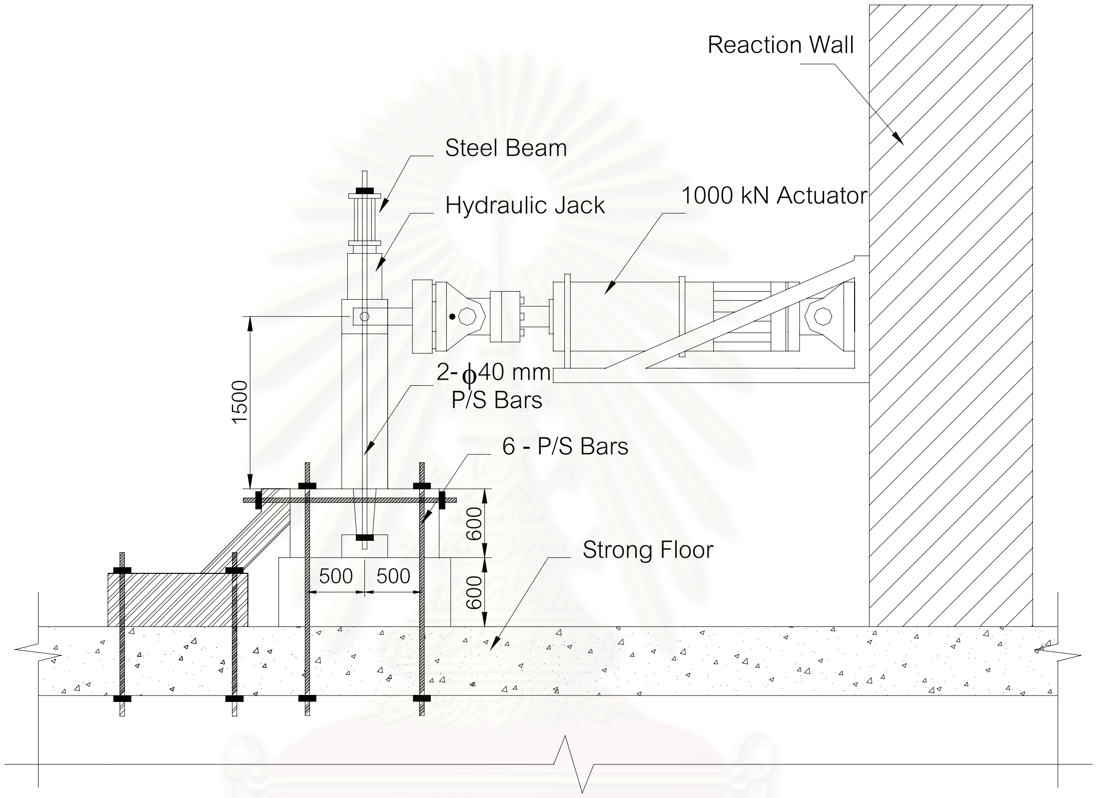
(ข) ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมทางขวาง

รูปที่ 3.4 (ต่อ) ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมต่างๆ



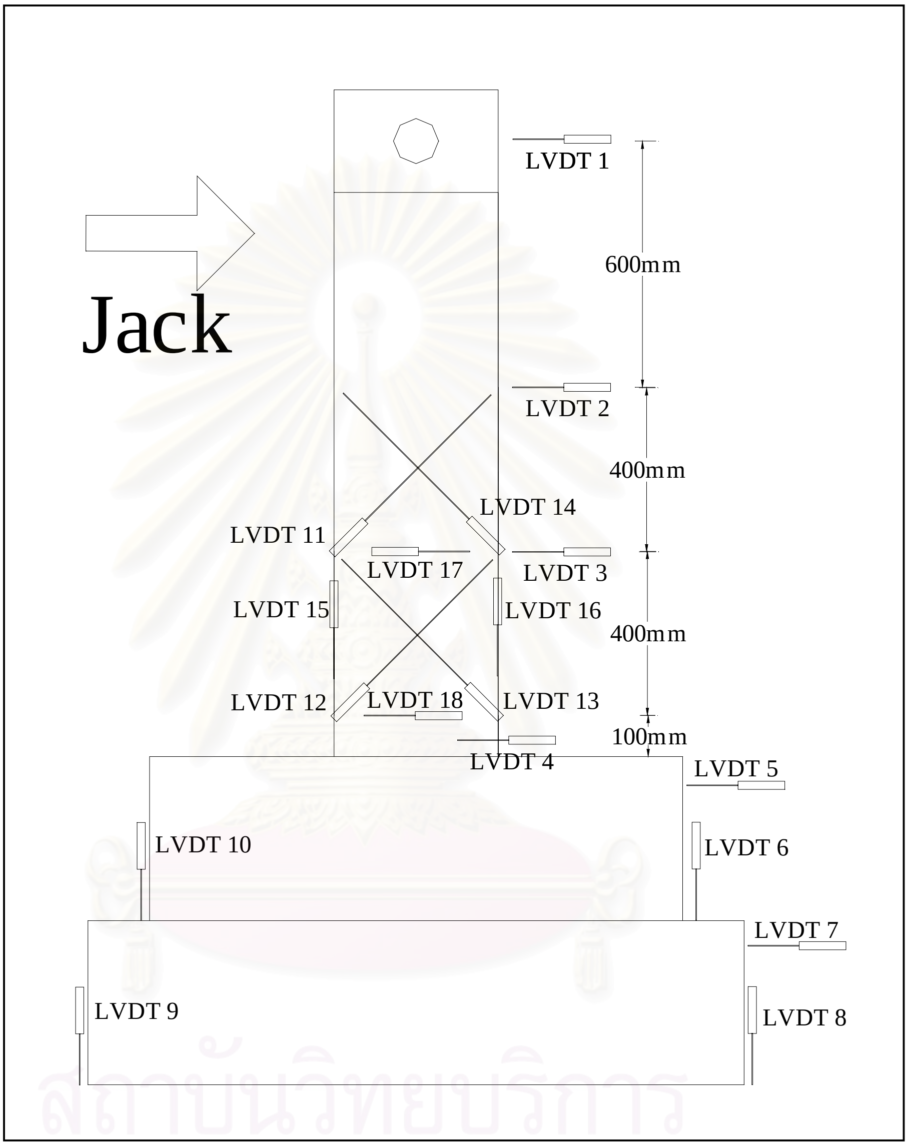
รูปที่ 3.5 ตัวอย่างทดสอบหลังจากติดเกจวัดความเครียด

รูปที่ 3.6 โครงเหล็กค้ำยันตัวอย่างทดสอบทางด้านข้าง

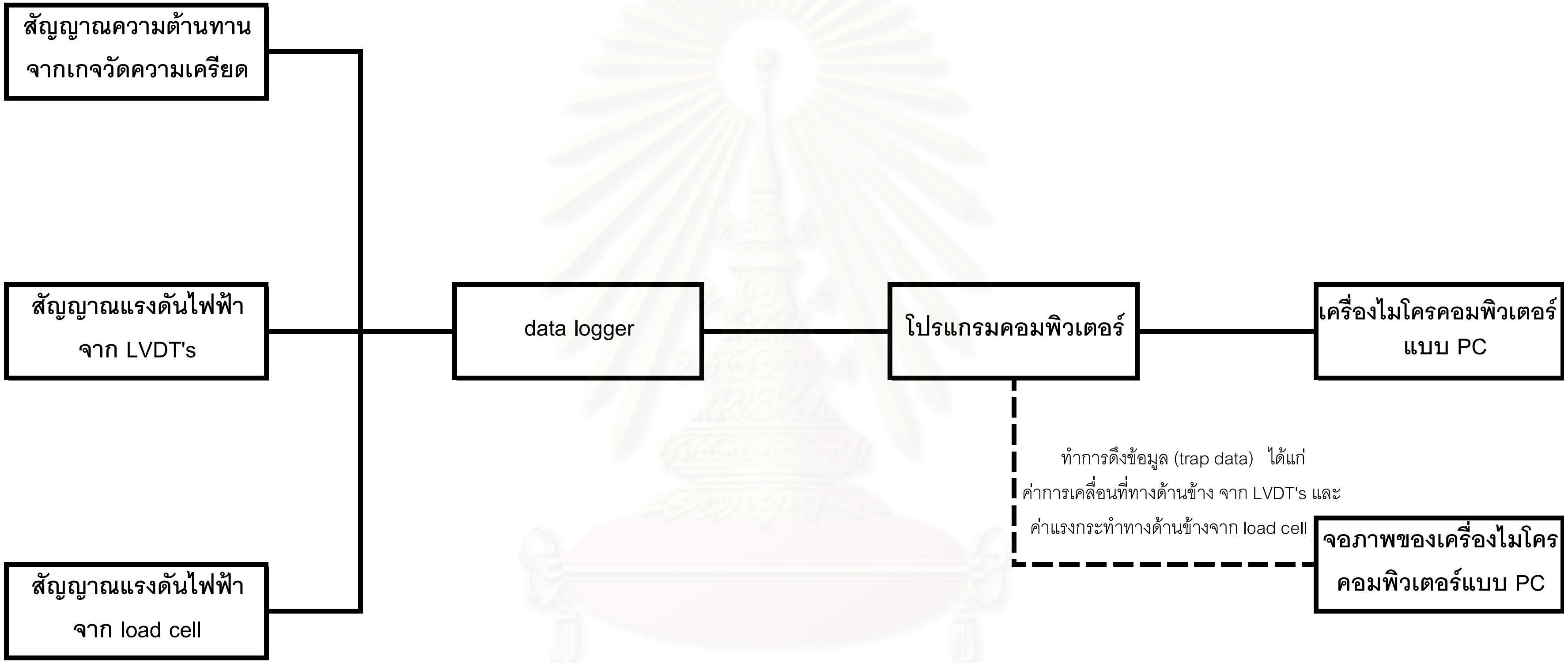


รูปที่ 3.7 แบบจำลองการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

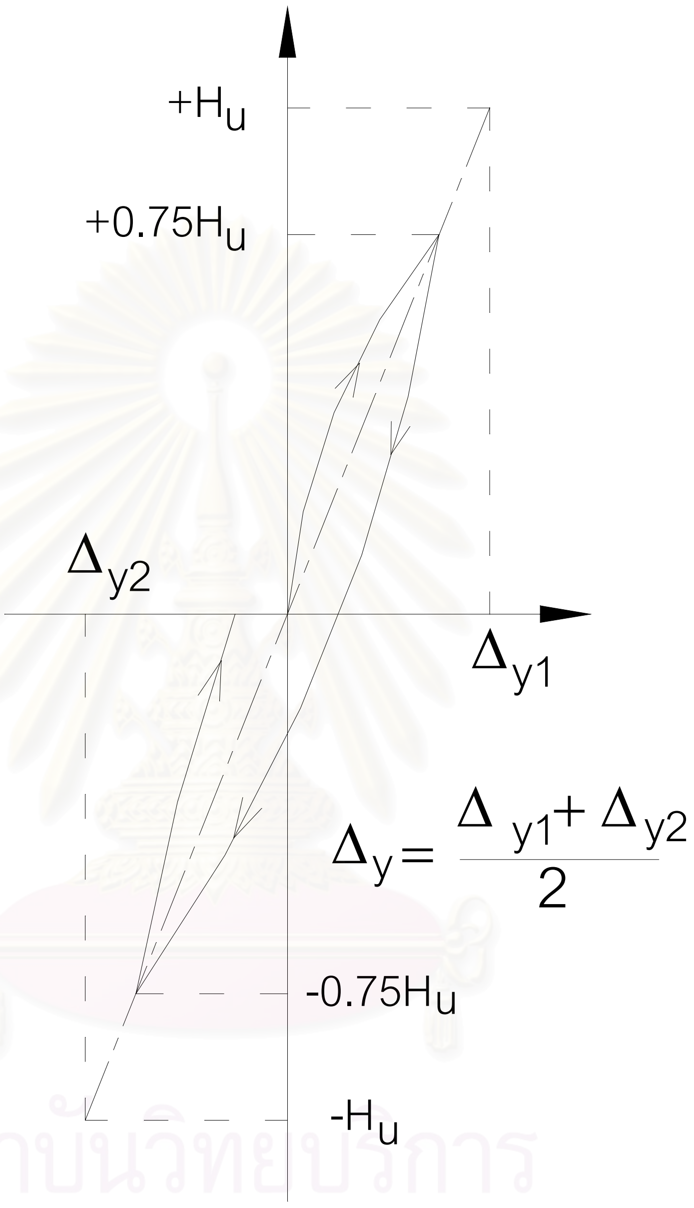


รูปที่ 3.8 แสดงตำแหน่ง LVDT's ในการทดสอบตัวอย่าง

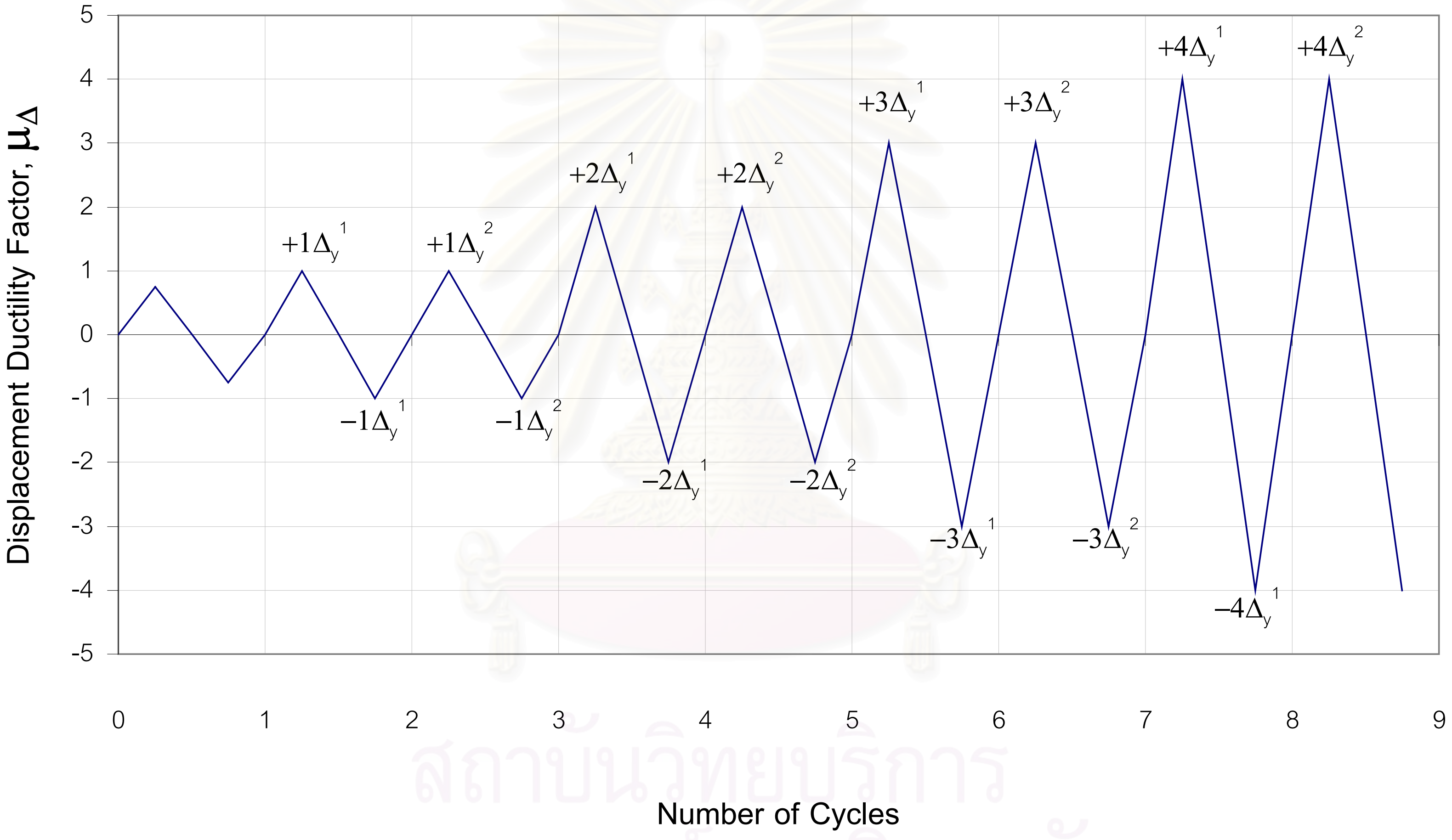


รูปที่ 3.9 ไดอะแกรม (diagram) แสดงการทำงานของหน่วยรวบรวมข้อมูล

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

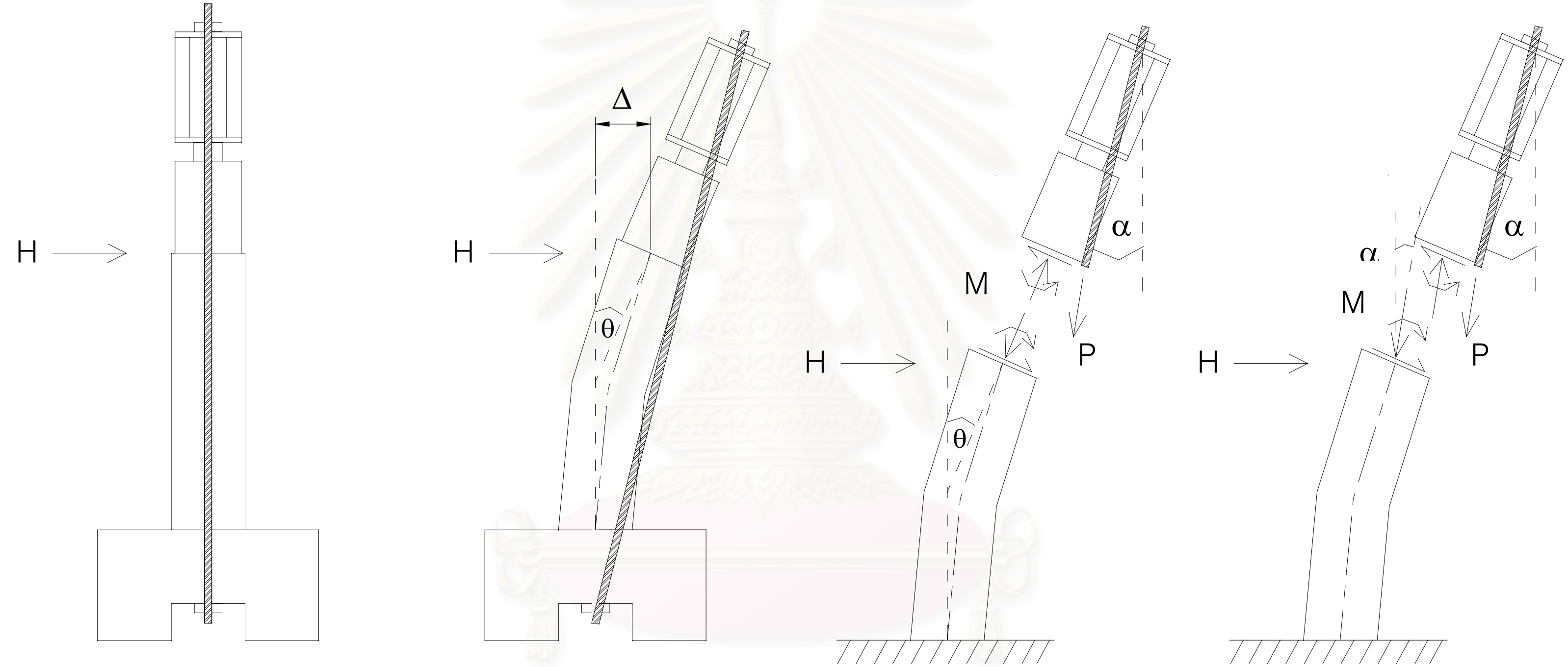


รูปที่ 3.10 กราฟแสดงวิธีหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่จุดคราก (yield displacement: Δ_y)
ตามวิธีของ Watson และ Park [10]



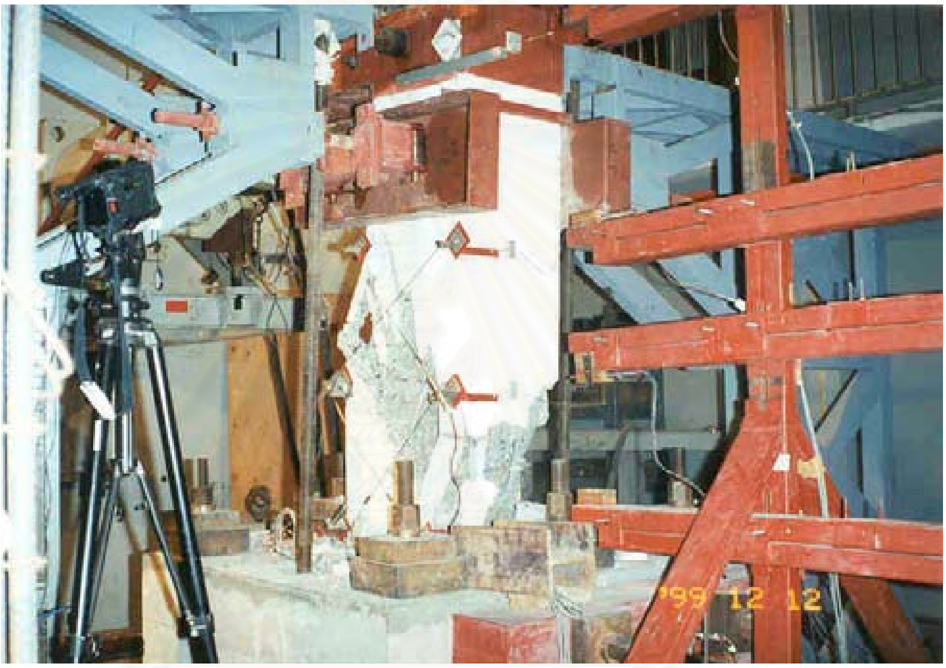
รูปที่ 3.11 ประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



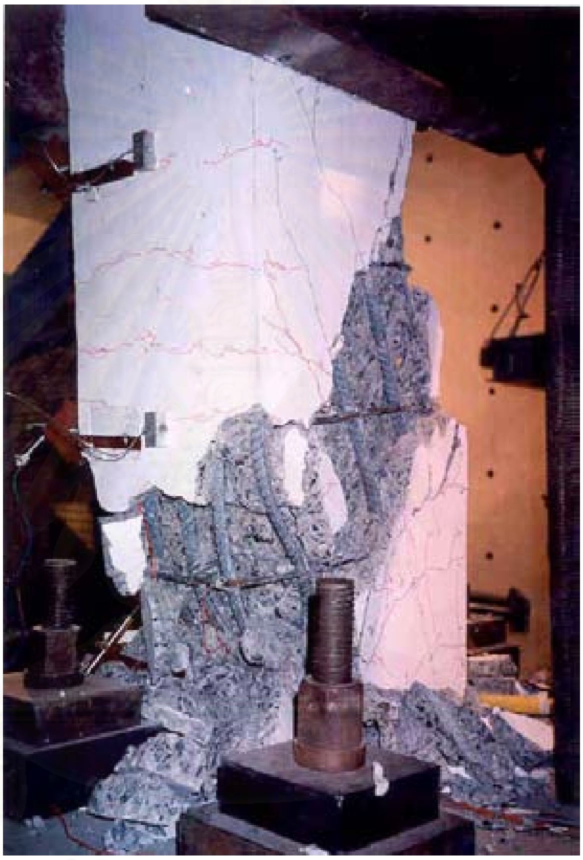
รูปที่ 3.12 ลักษณะของแรงอัดตามแนวแกนเนื่องจากมุมที่เบี่ยงเบนไปของหัวเสา

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.1 รอยแตกร้าวขนาดใหญ่ในแนวทแยงในตัวอย่าง CFL90/240/0.30

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

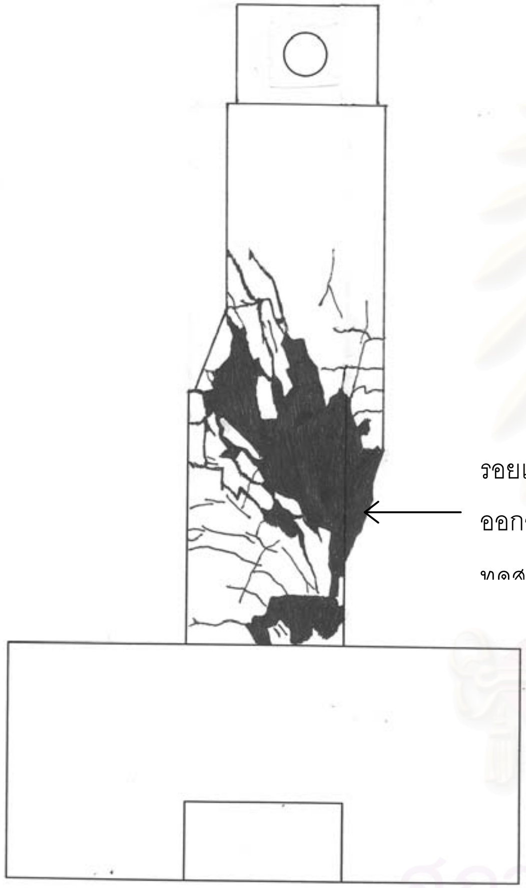


รูปที่ 4.2 สภาพหลังการวิบัติของตัวอย่าง CFL90/240/0.30

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

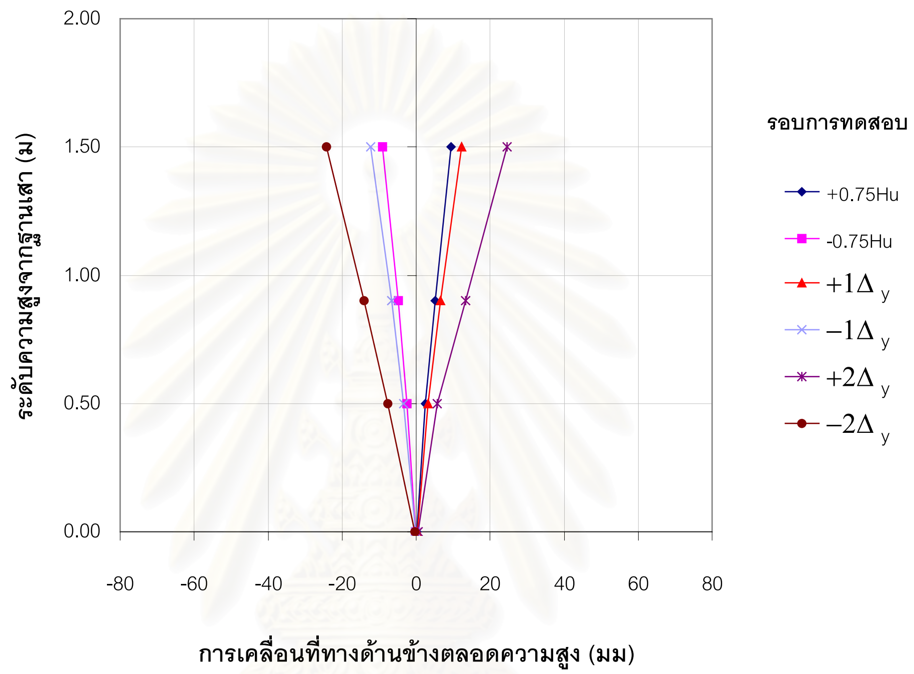
รูปที่ 4.3 แสดงภาพการขาดของเหล็กปลอกรัดรอบในชั้นที่ 3 ของตัวอย่าง CFL90/240/0.30

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



แสดงการแตกร้าวในด้านที่มีหน่วยแรงเฉือนสูง

รูปที่ 4.4 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CFL90/240/0.30



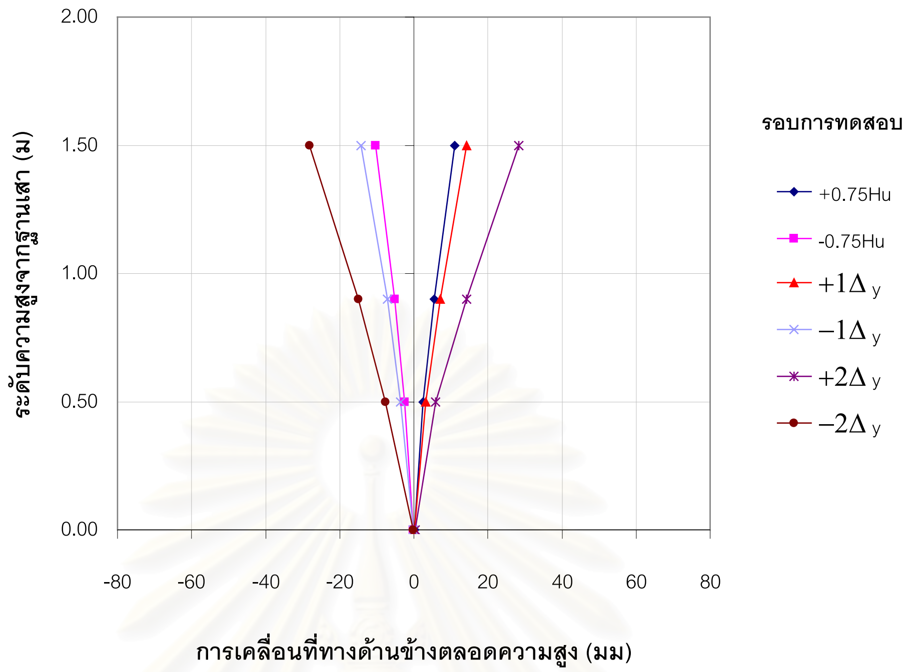
รูปที่ 4.5 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/240/0.30

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.6 แสดงรูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF90/120/0.30

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.7 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CF90/120/0.30

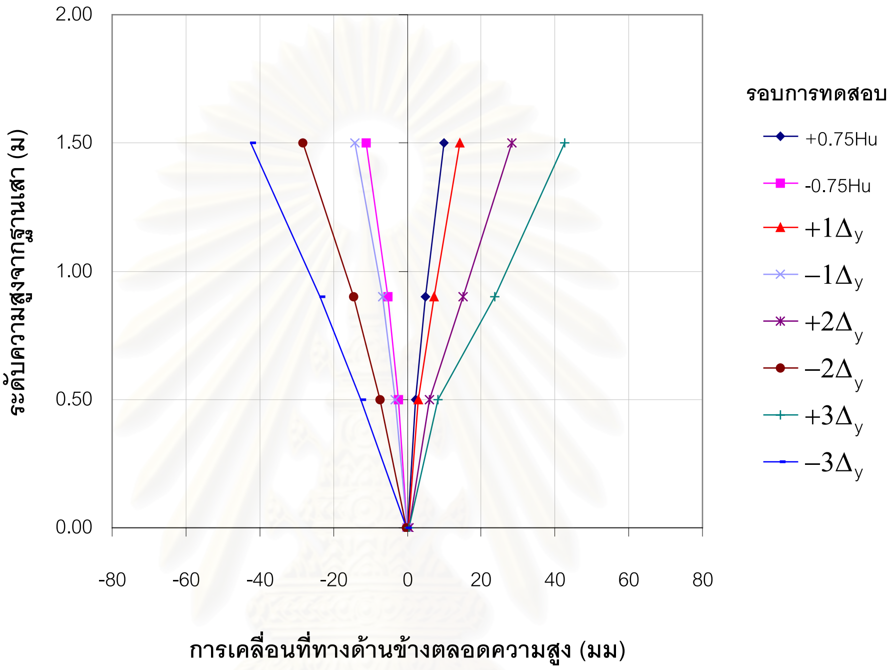


รูปที่ 4.8 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF90/120/0.30

รูปที่ 4.9 แสดงรูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CF135/120/0.30

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.10 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CF135/120/0.30



รูปที่ 4.11 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF135/120/0.30

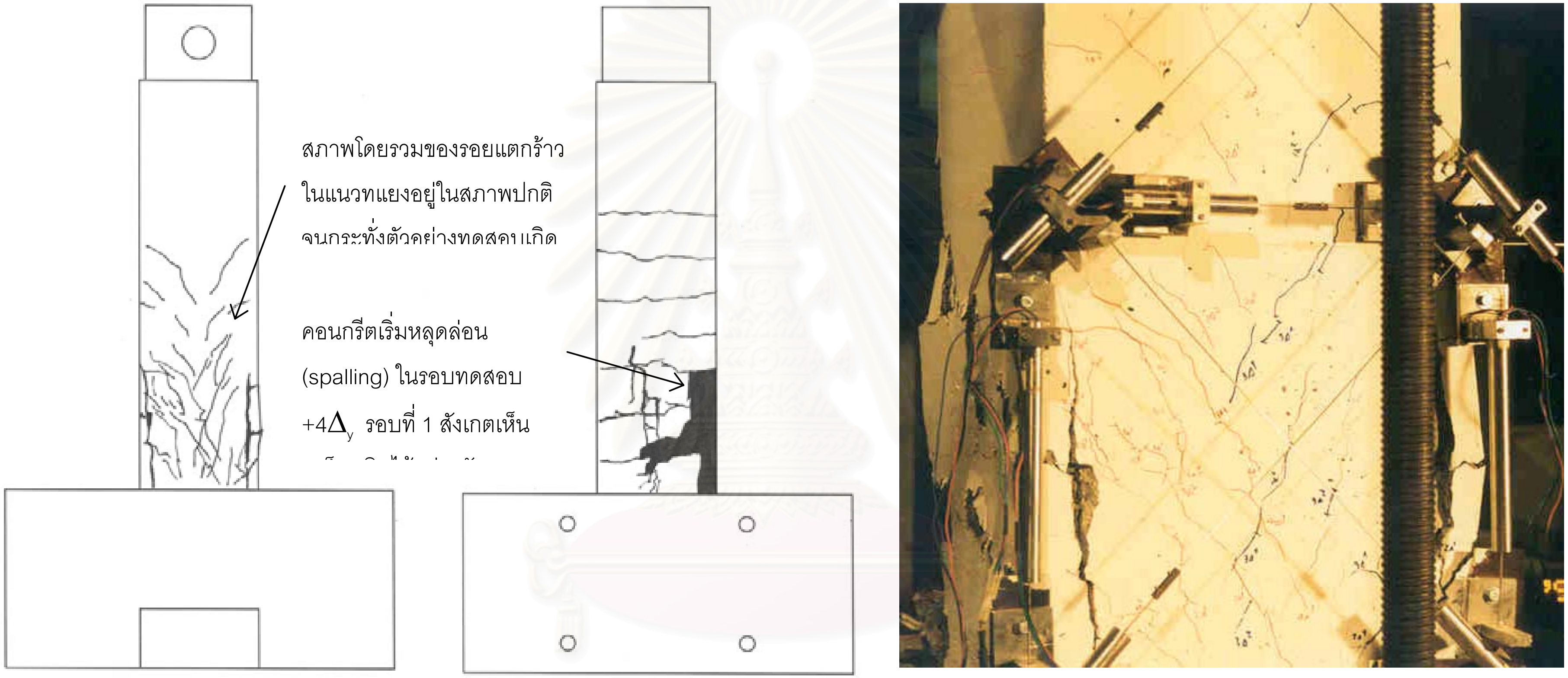
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.12 แสดงรูปร่างการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่าง CFL90/120/0.30

รูปที่ 4.13 แสดงประสิทธิภาพของคลิปยึดของอในการยึดรั้งของอ 90 องศาของตัวอย่าง CFL90/120/0.30 ที่ระดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเทียบกับความสูงของตัวอย่างทดสอบเท่ากับ 4 %

รูปที่ 4.14 สภาพหลังการวิบัติของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

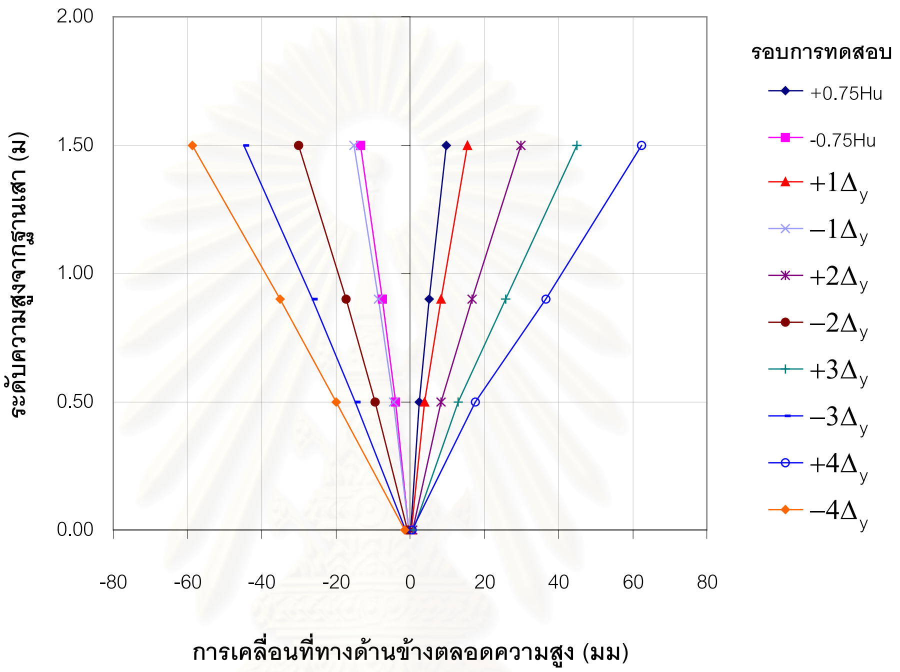
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



สถาบันวิทยบริการ

รูปที่ 4.15 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

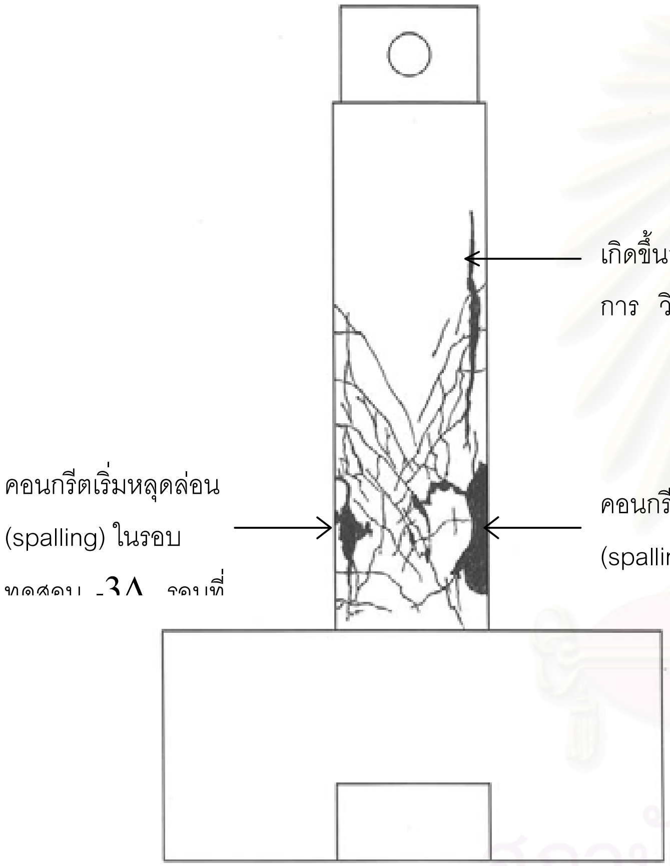
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.16 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

รูปที่ 4.17 แสดงภาพการอ้าออกของของอ 90 องศาในเหล็กยึดทางขวาง (crosstie) ชั้นที่ 2 ของตัวอย่าง CF135/120/0.37

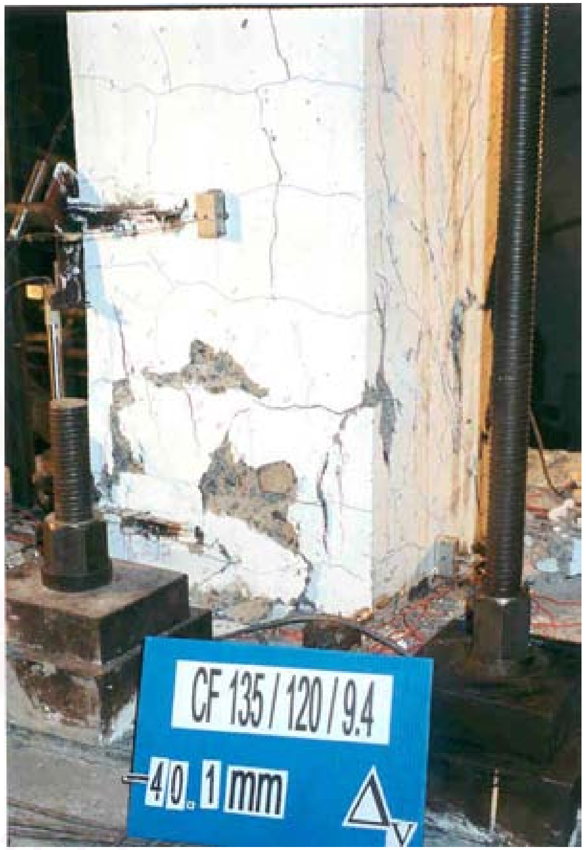
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ก. แสดงการแตกร้าวในด้านที่มีหน่วยแรงเฉือนสูง

รูปที่ 4.18 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CF135/120/0.37

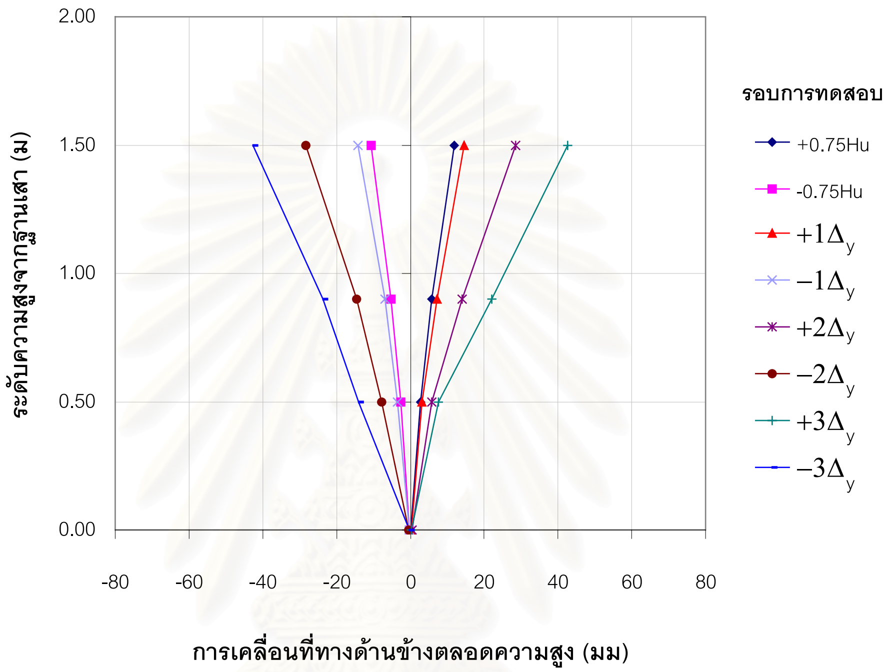
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ข. แสดงการแตกร้าวในด้านที่มีหน่วยแรงอัดเนื่องจากโมเมนต์ดัดสูง

รูปที่ 4.18 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CF135/120/0.37

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.19 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CF135/120/0.37

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ก. แสดงความเสียหายของตัวอย่าง CF135/120/0.37

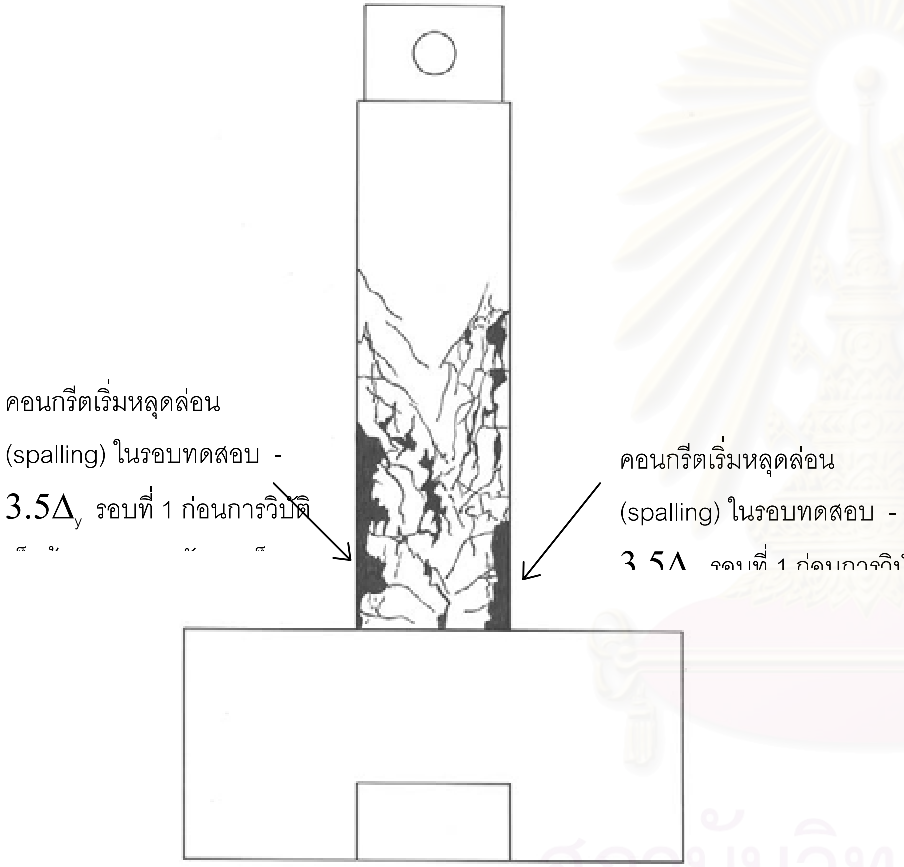
ข. แสดงความเสียหายของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

รูปที่ 4.20 เปรียบเทียบความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ระดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง เท่ากับ $3\Delta_y$ รอบที่ 2 ระหว่างตัวอย่าง CF135/120/0.37 กับตัวอย่าง CFL90/120/0.37

รูปที่ 4.21 แสดงภาพการดุ้งและประสิทธิภาพของเหล็กยึดทางขวาง (crosstie) ที่มีการใช้คลิปยึดของอ 90 องศาในตัวอย่าง CFL90/120/0.37

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

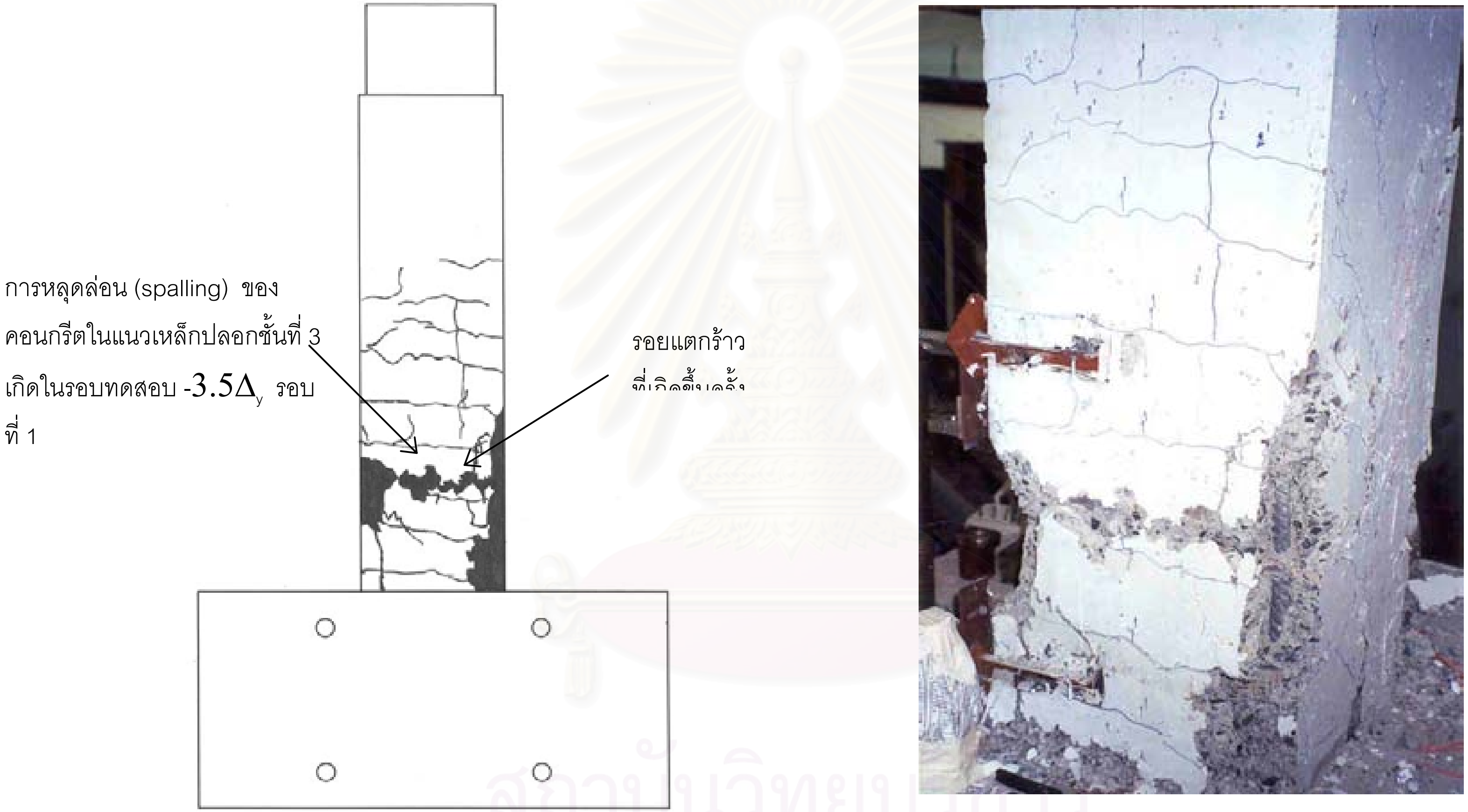
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ก. แสดงการแตกร้าวในด้านที่มีหน่วยแรงเฉือนสูง

รูปที่ 4.22 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

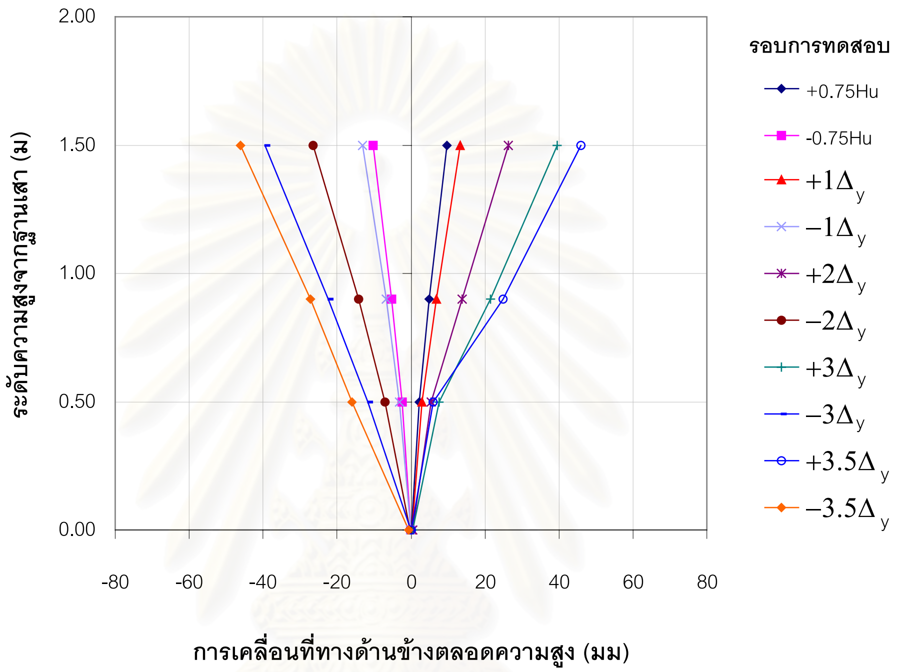
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ข. แสดงการแตกร้าวในด้านที่มีหน่วยแรงอัดเนื่องจากโมเมนต์ดัดสูง

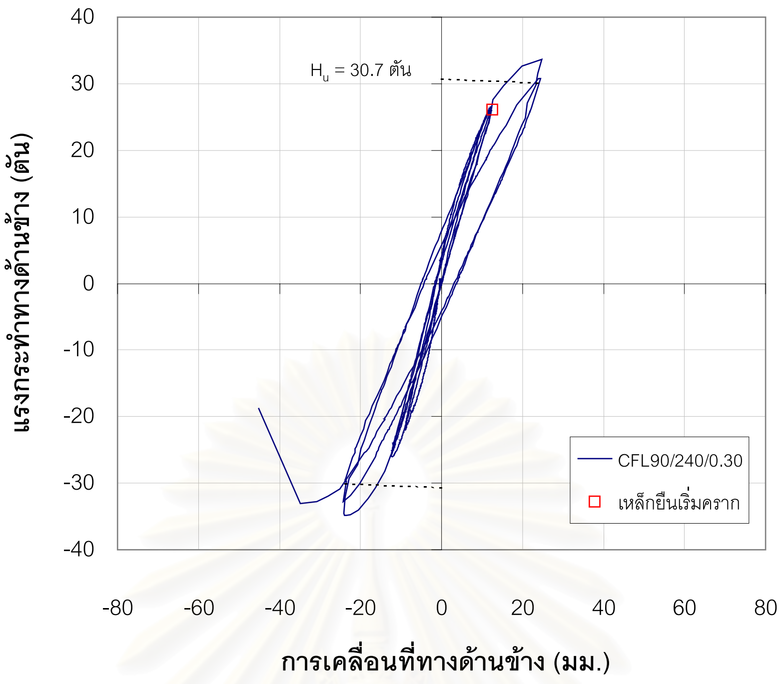
รูปที่ 4.22 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

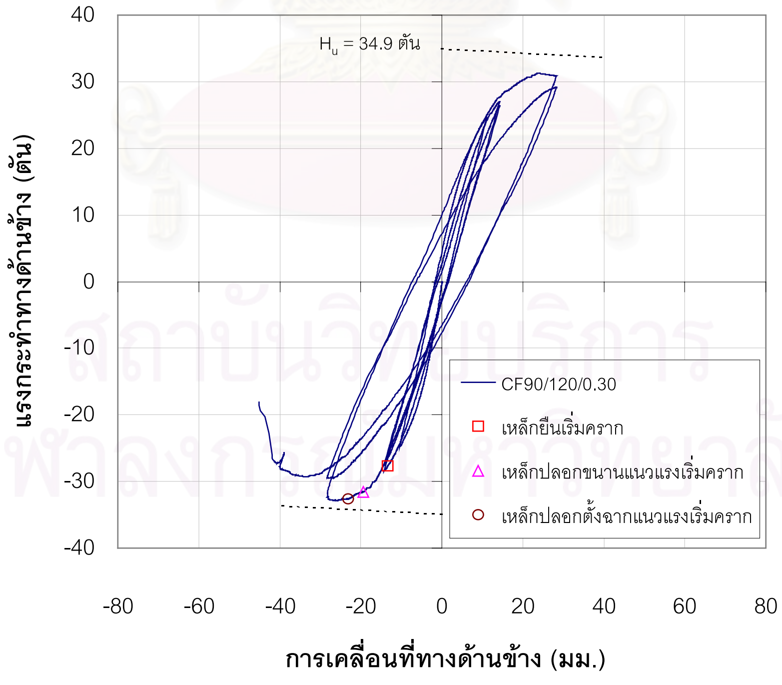


รูปที่ 4.23 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

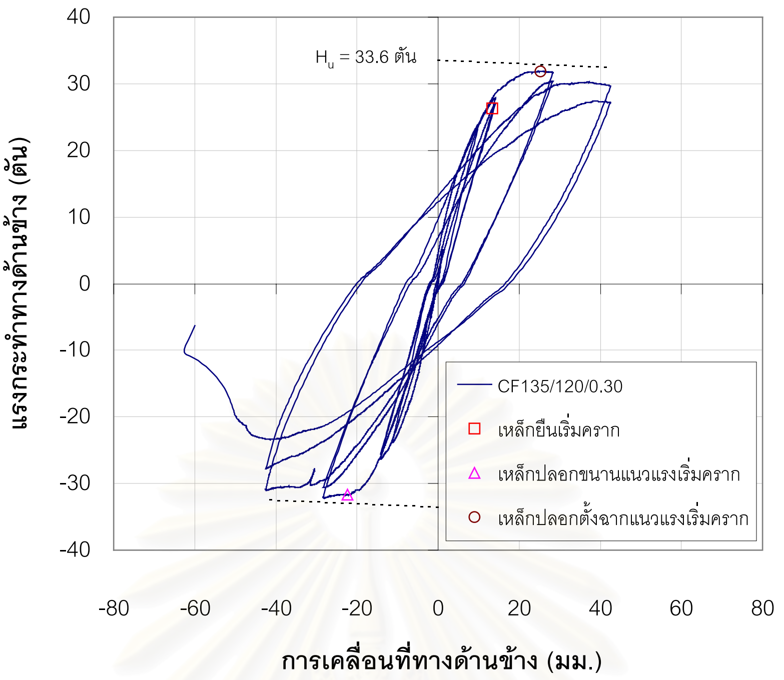
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



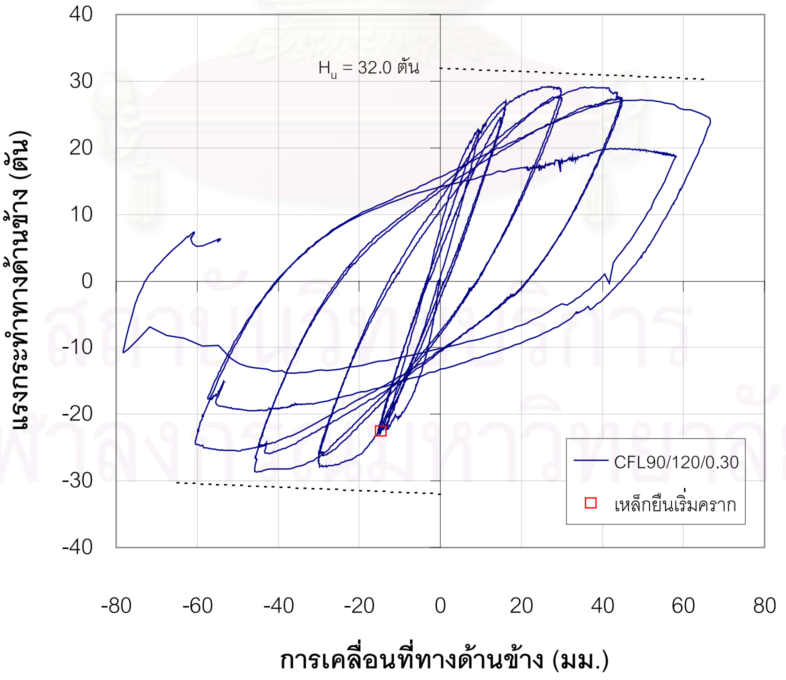
รูปที่ 4.24 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CFL90/240/0.30



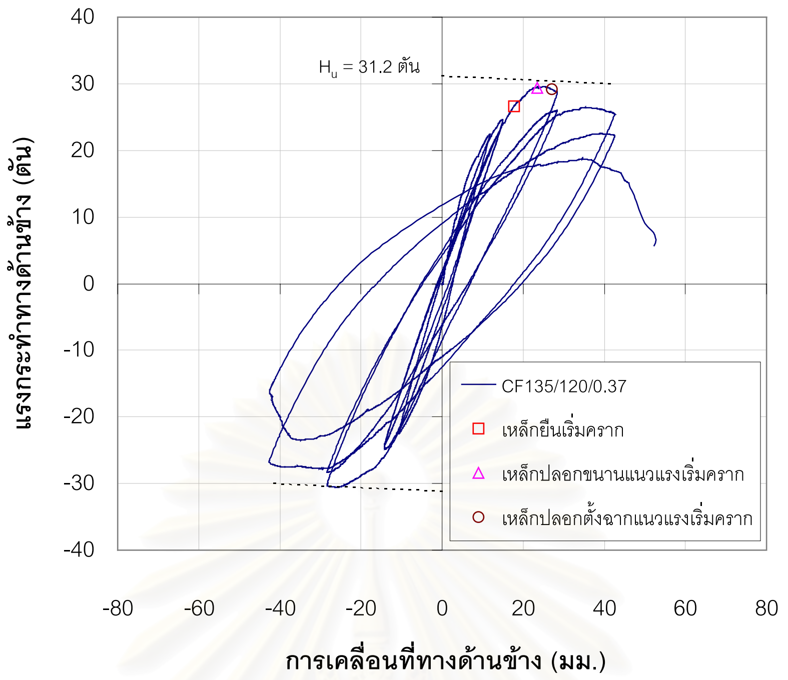
รูปที่ 4.25 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CF90/120/0.30



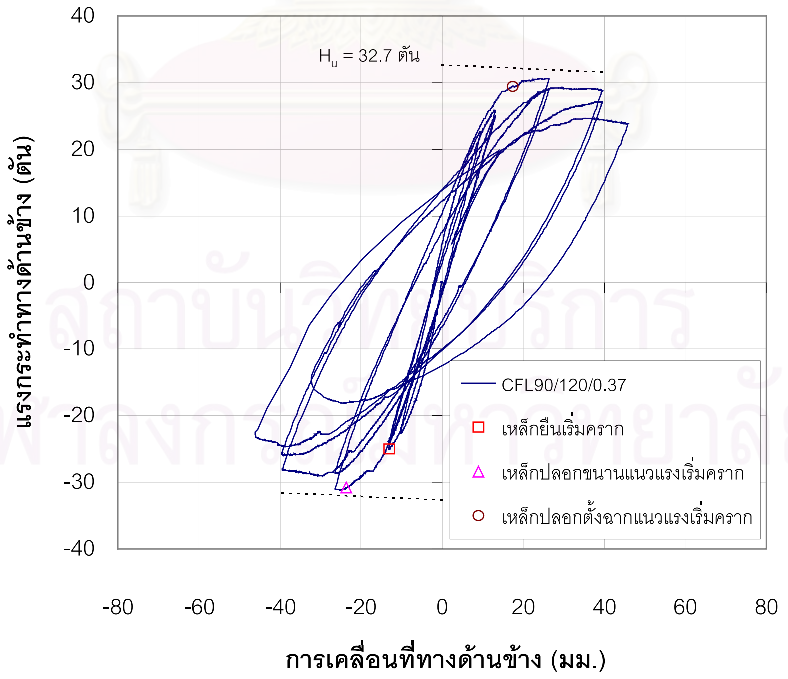
รูปที่ 4.26 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CF135/120/0.30



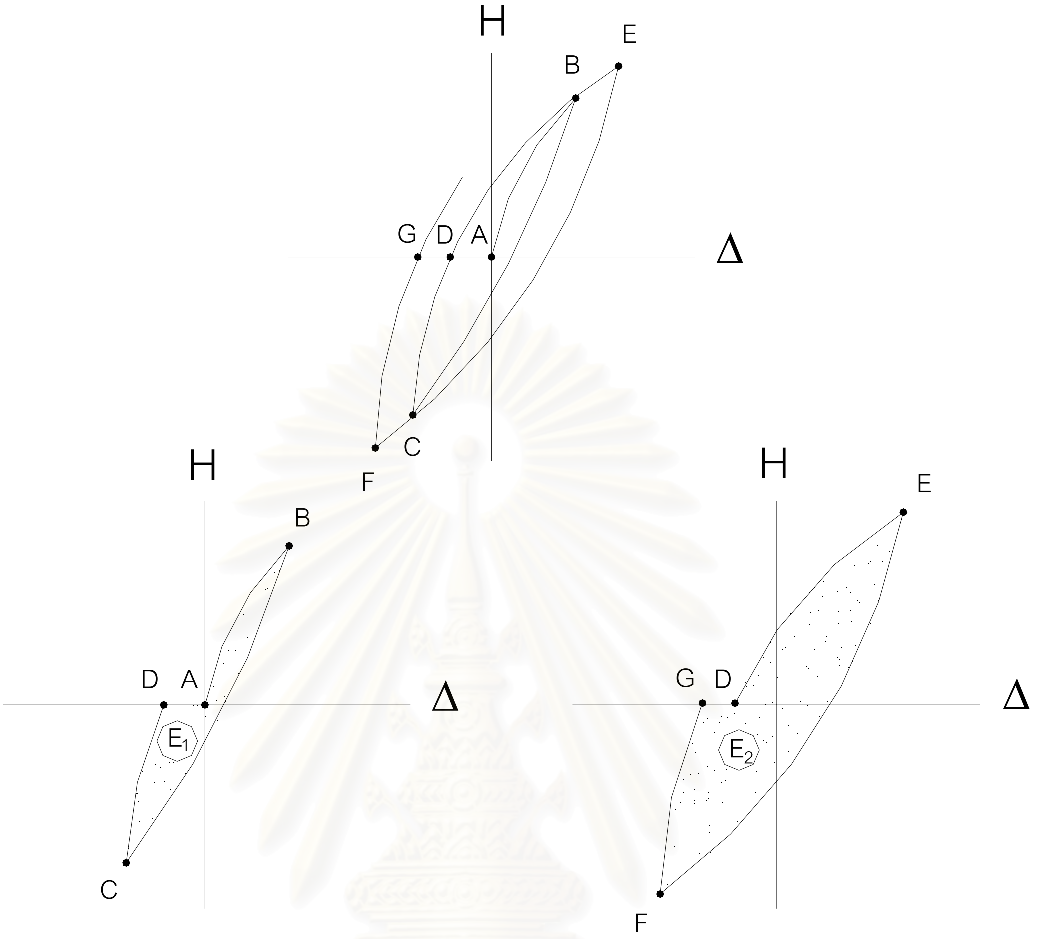
รูปที่ 4.27 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ของตัวอย่าง CFL90/120/0.30



รูปที่ 4.28 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง CF135/120/0.37



รูปที่ 4.29 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง CFL90/120/0.37



ก. รอบที่ 1 ข. รอบที่ 2

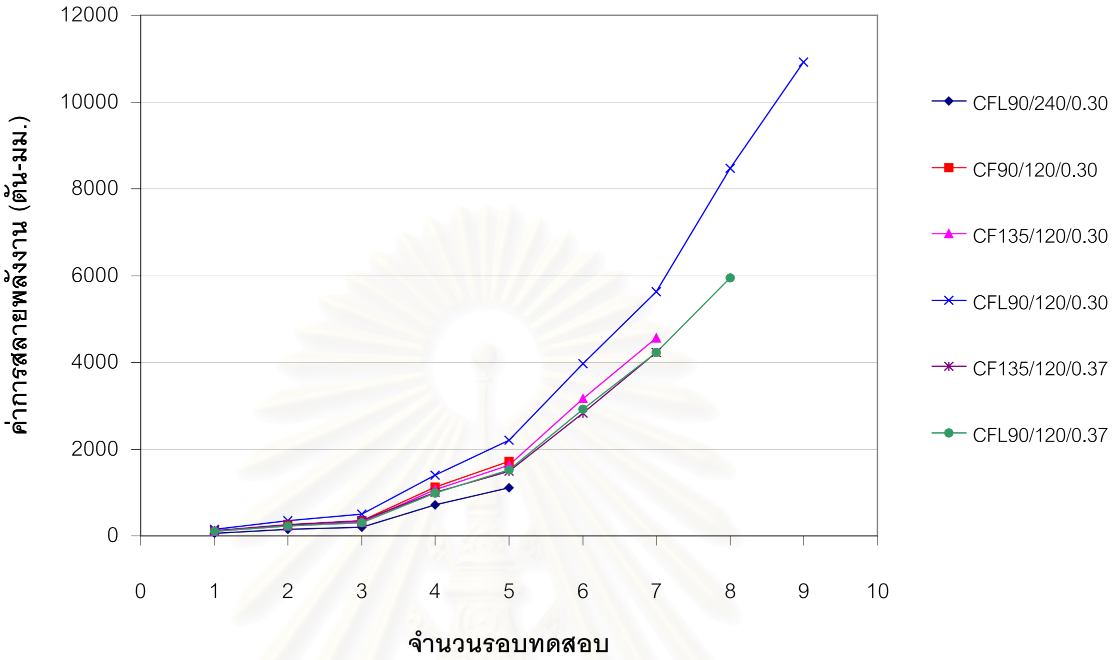
โดยที่ H หมายถึง แรงกระทำทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา

Δ หมายถึง การเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ระดับ 1.50 ม. เหนือฐานเสา

E_i หมายถึง ความสามารถในการสลายพลังงานในแต่ละรอบทดสอบของแรงกระทำทางด้านข้าง

รูปที่ 4.30 วิธีการคำนวณหาค่าการสลายพลังงาน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



โดยที่ รอบที่ 1 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 0.75H_u$

รอบที่ 2 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 1\Delta_y$ รอบที่ 1

รอบที่ 3 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 1\Delta_y$ รอบที่ 2

รอบที่ 4 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 2\Delta_y$ รอบที่ 1

รอบที่ 5 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 2\Delta_y$ รอบที่ 2

รอบที่ 6 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 3\Delta_y$ รอบที่ 1

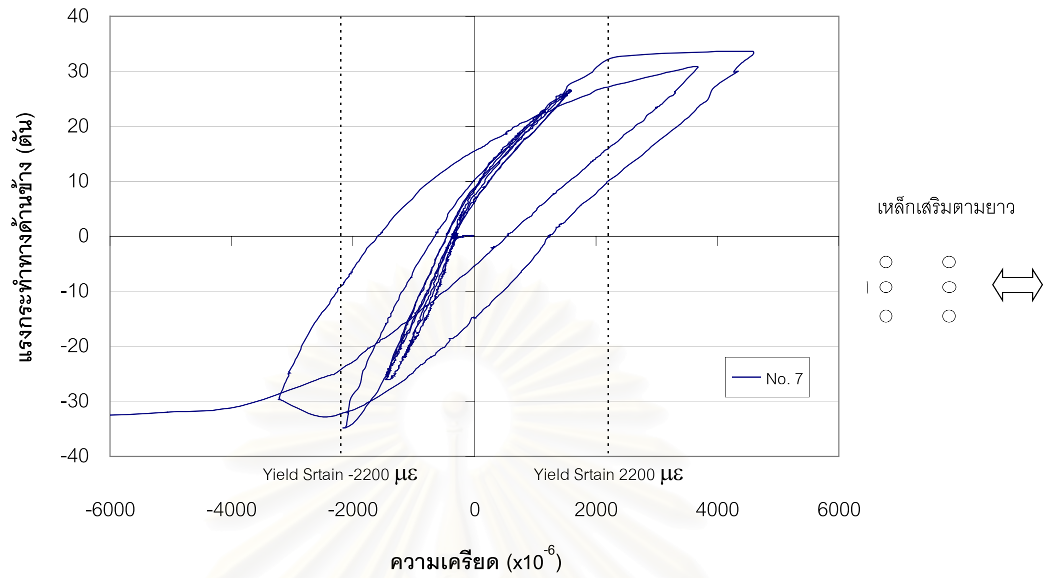
รอบที่ 7 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 3\Delta_y$ รอบที่ 2

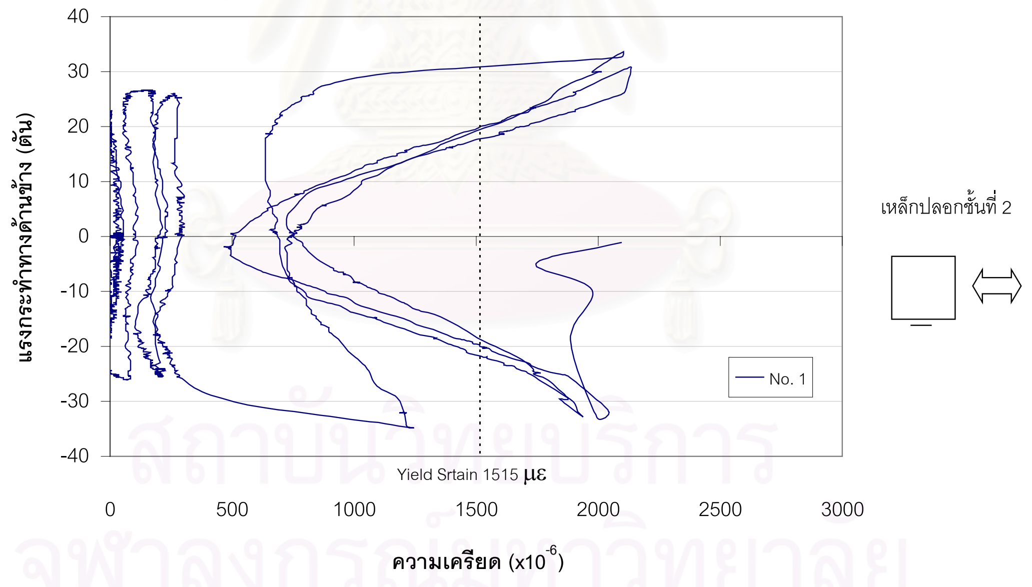
รอบที่ 8 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 4\Delta_y$ รอบที่ 1

รอบที่ 9 หมายถึง รอบทดสอบ $\pm 4\Delta_y$ รอบที่ 2

ยกเว้น รอบที่ 8 ของตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ที่ตรงกับรอบทดสอบ $\pm 3.5\Delta_y$ รอบที่ 1

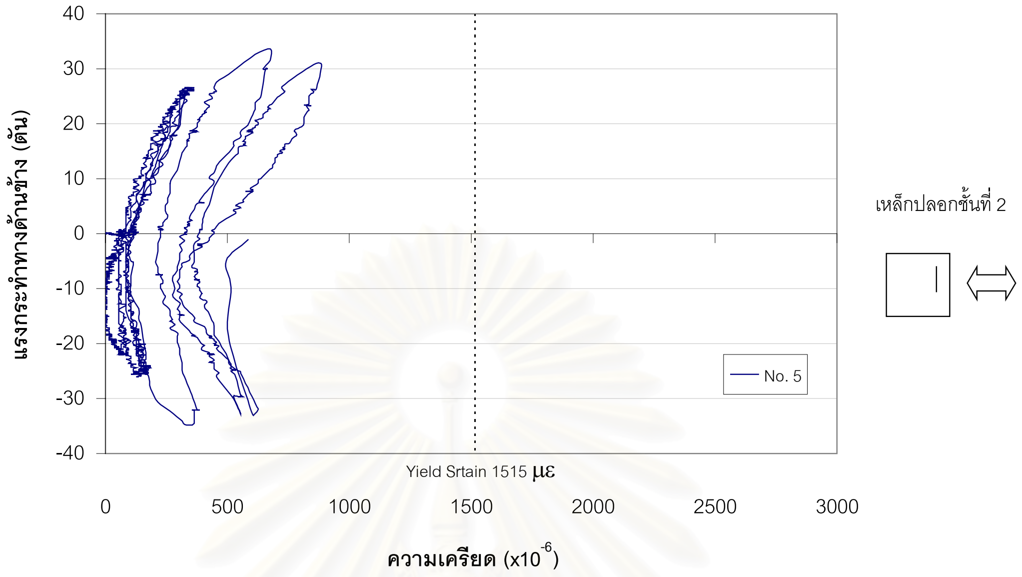
รูปที่ 4.31 แสดงความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด

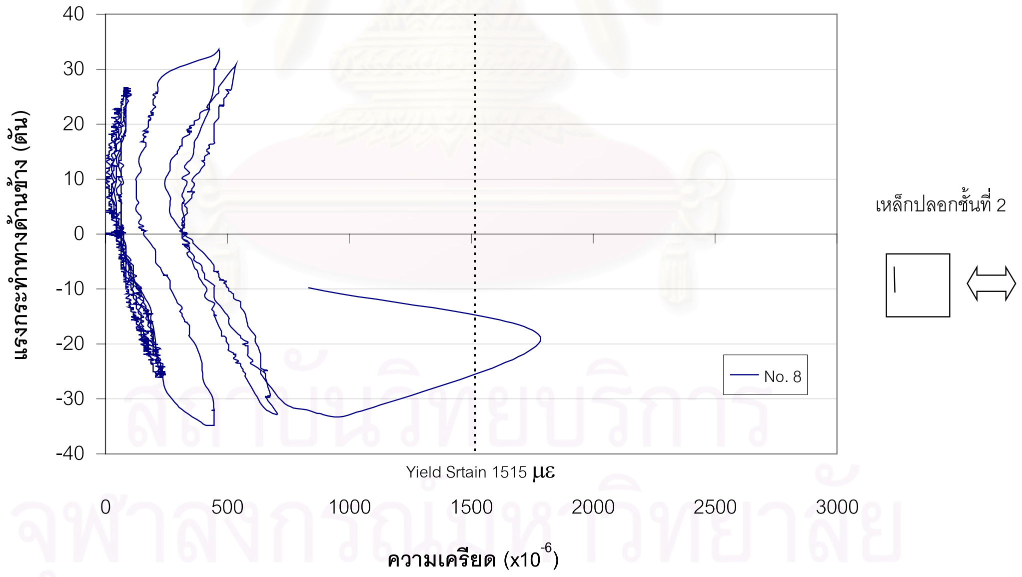




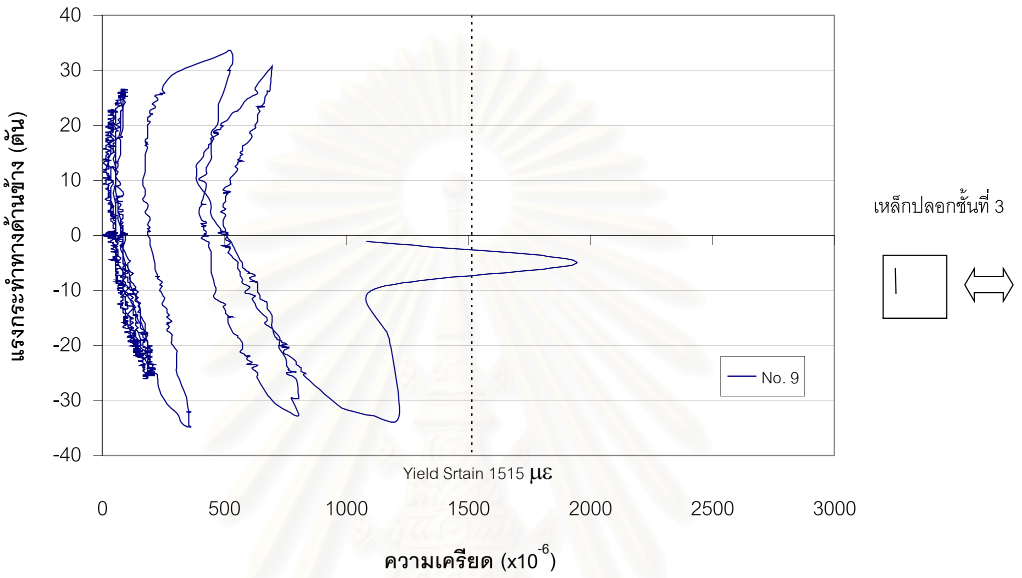
รูปที่ 4.32 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/240/0.30

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

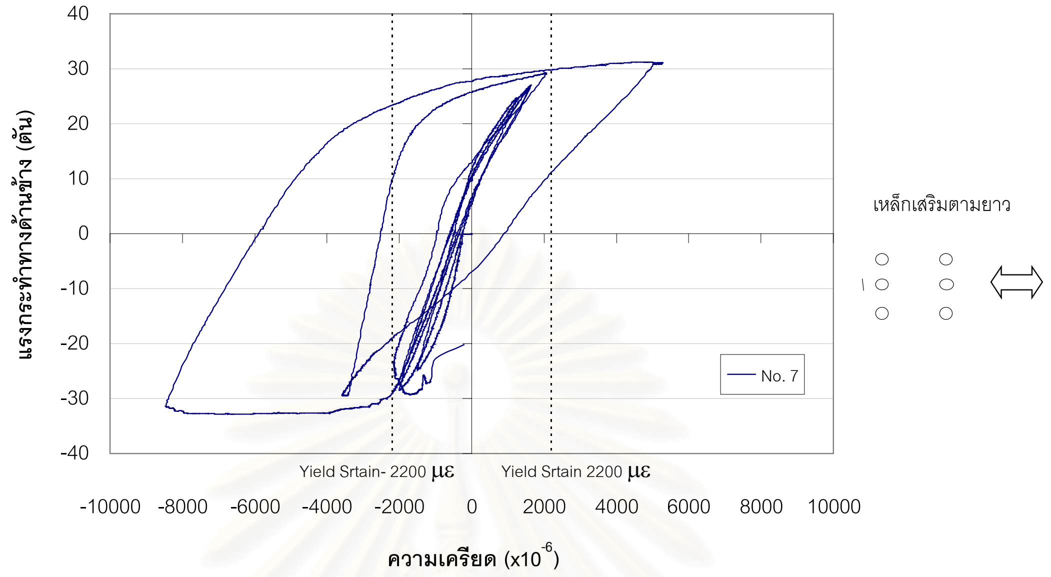


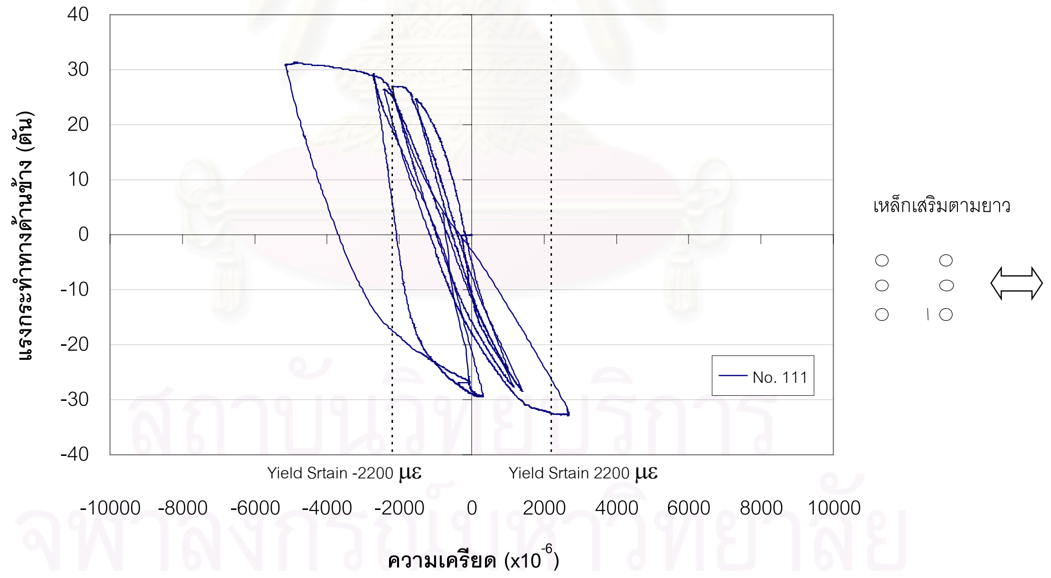


รูปที่ 4.32 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/240/0.30



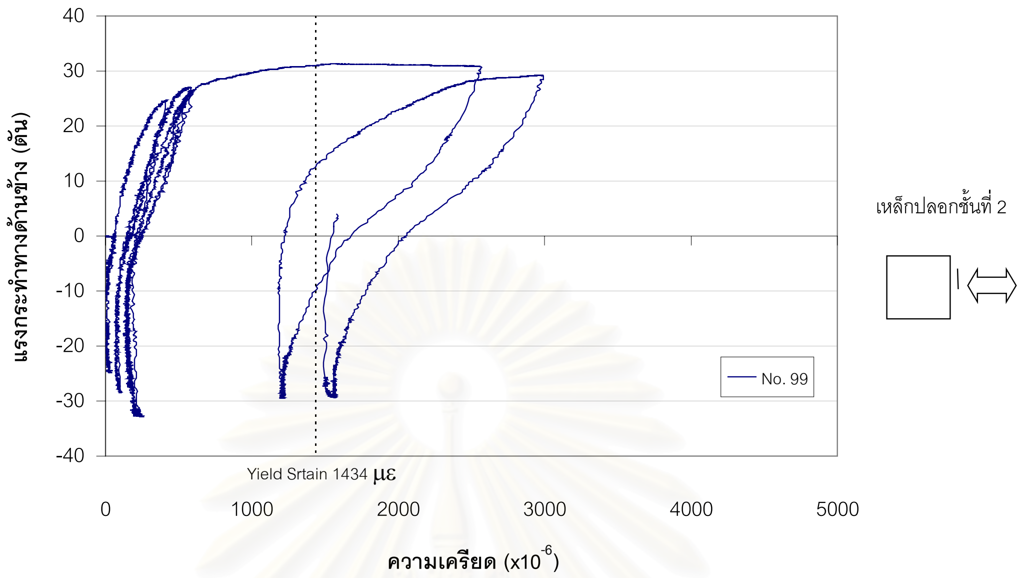
รูปที่ 4.32 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/240/0.30

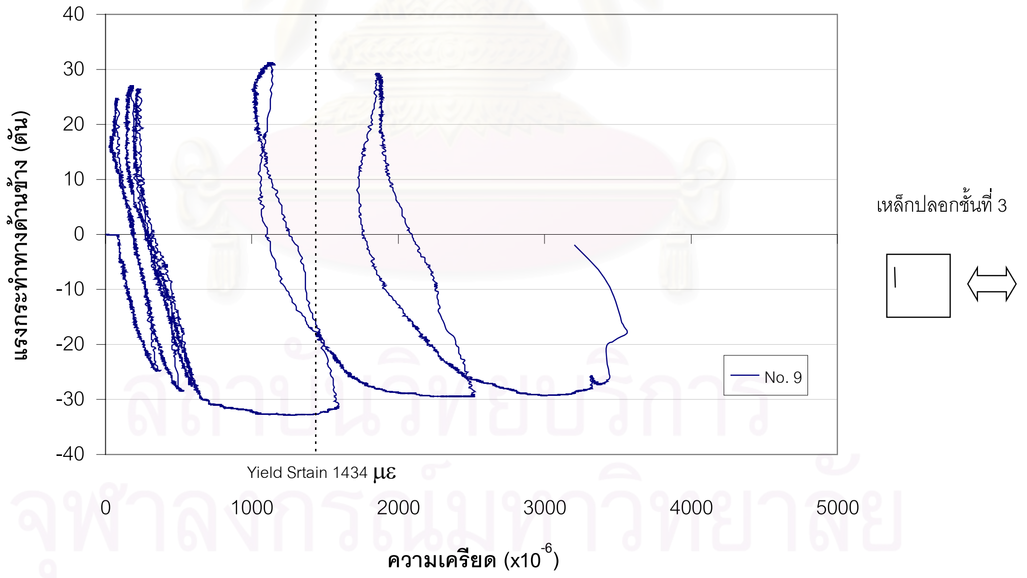




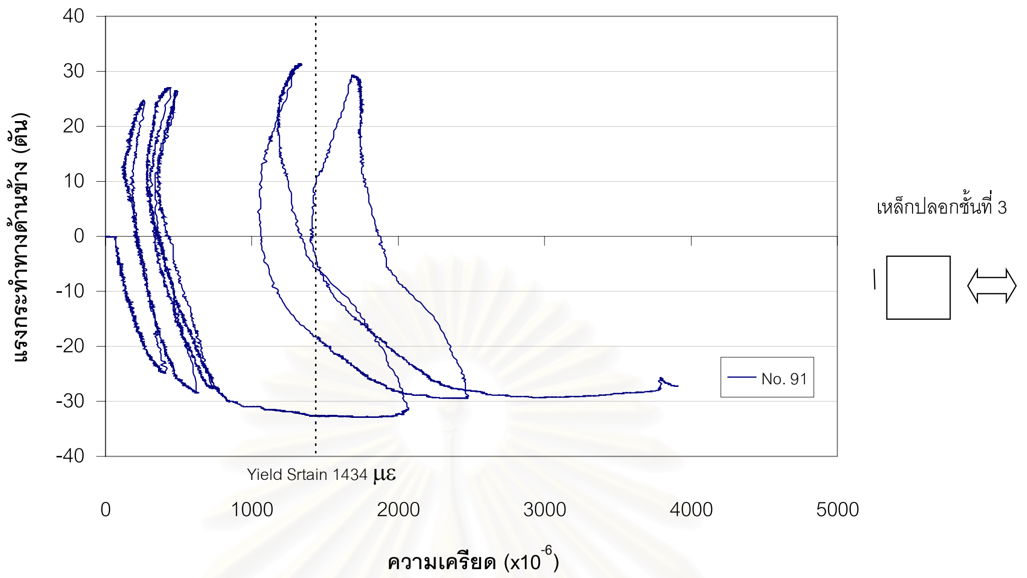
รูปที่ 4.33 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF90/120/0.30

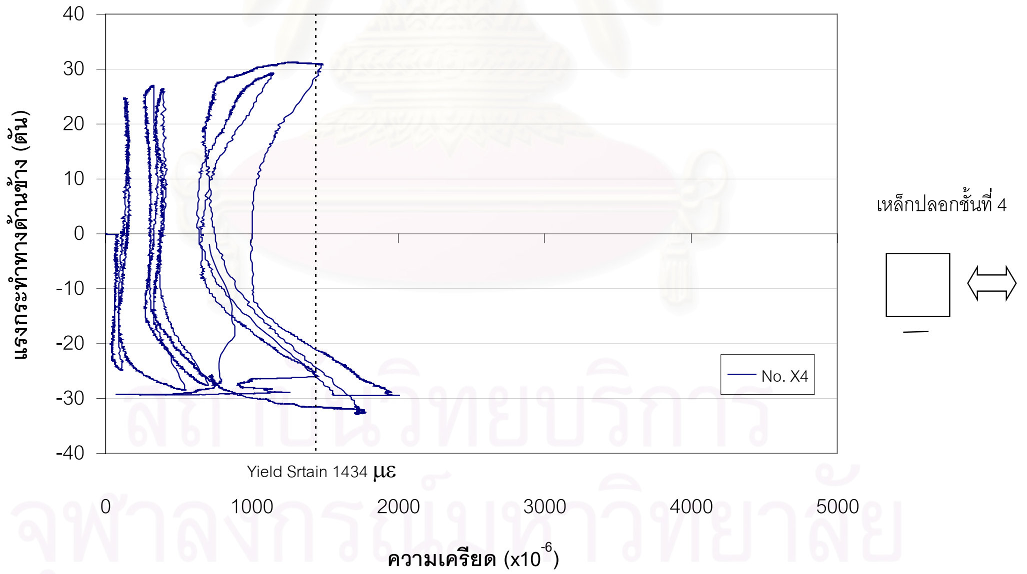
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



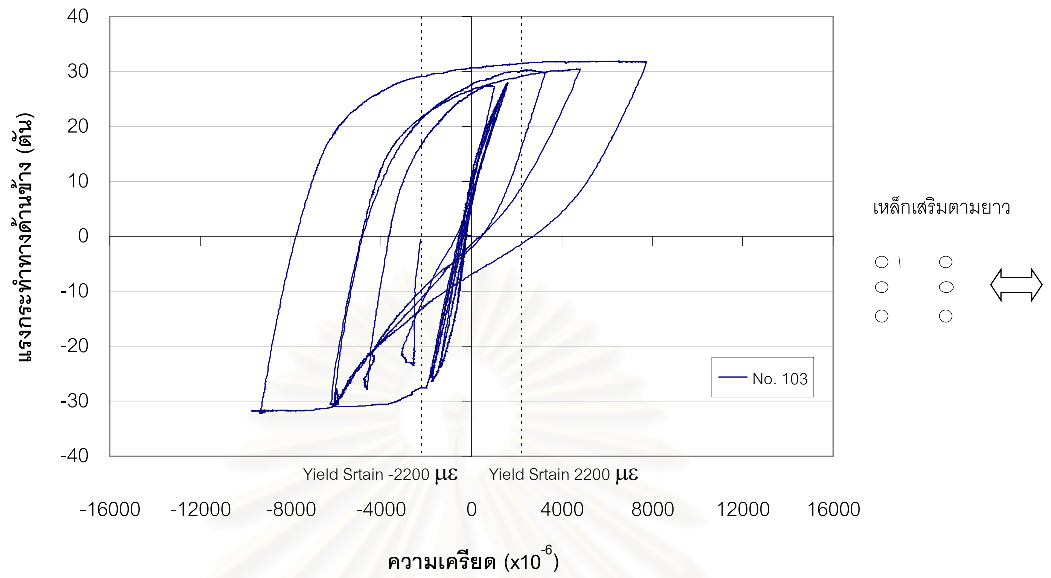


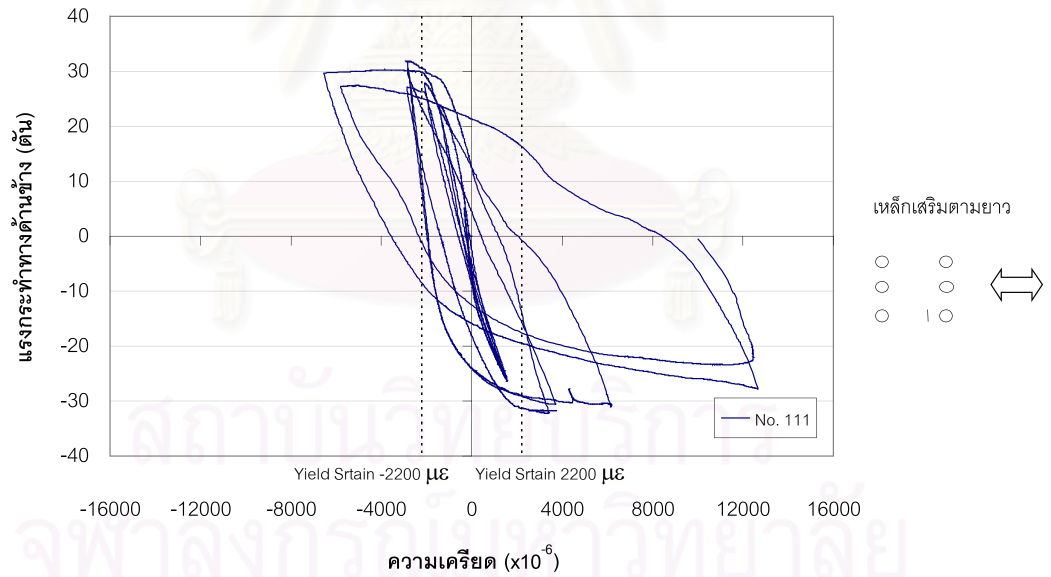
รูปที่ 4.33 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF90/120/0.30



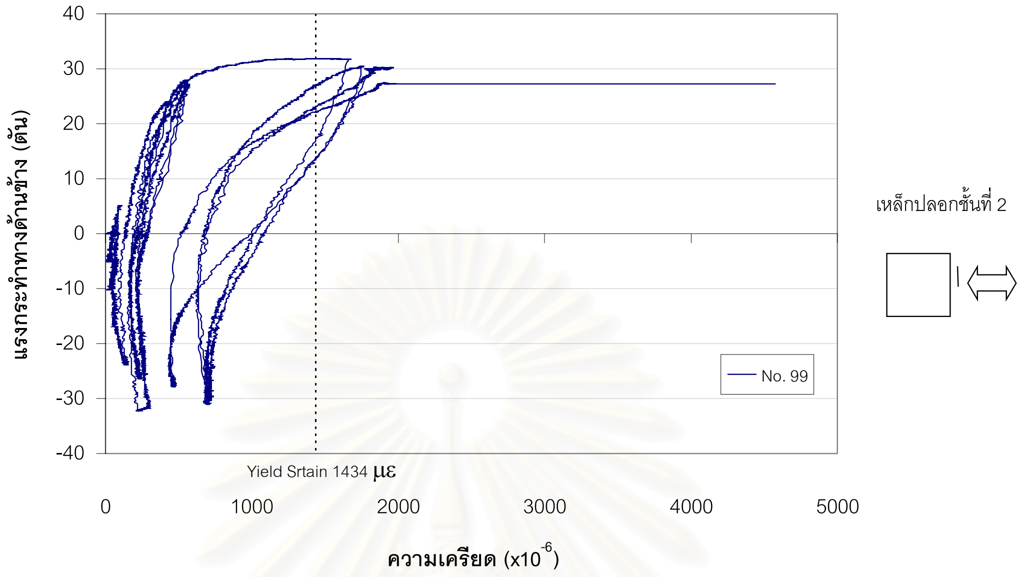


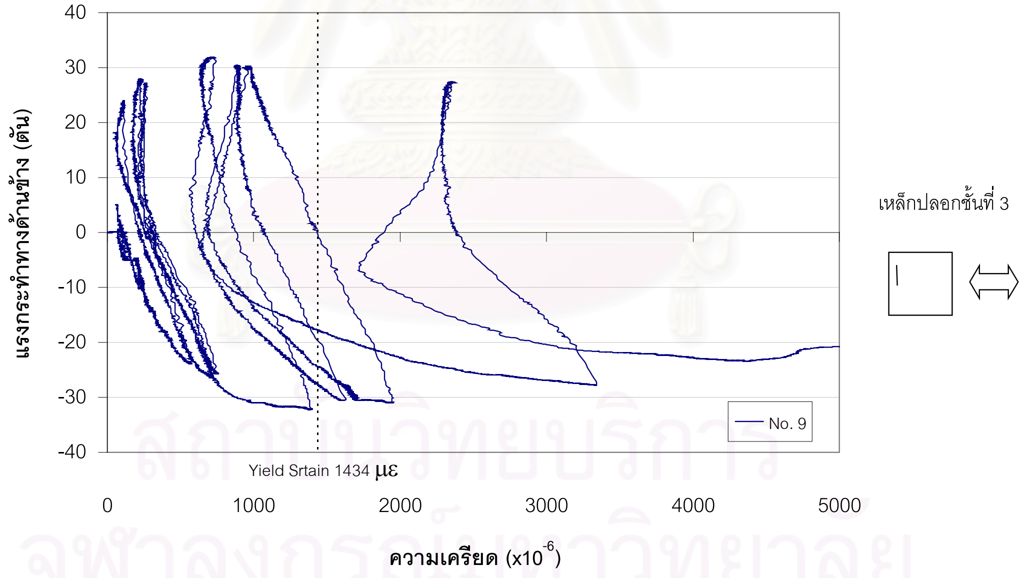
รูปที่ 4.33 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF90/120/0.30



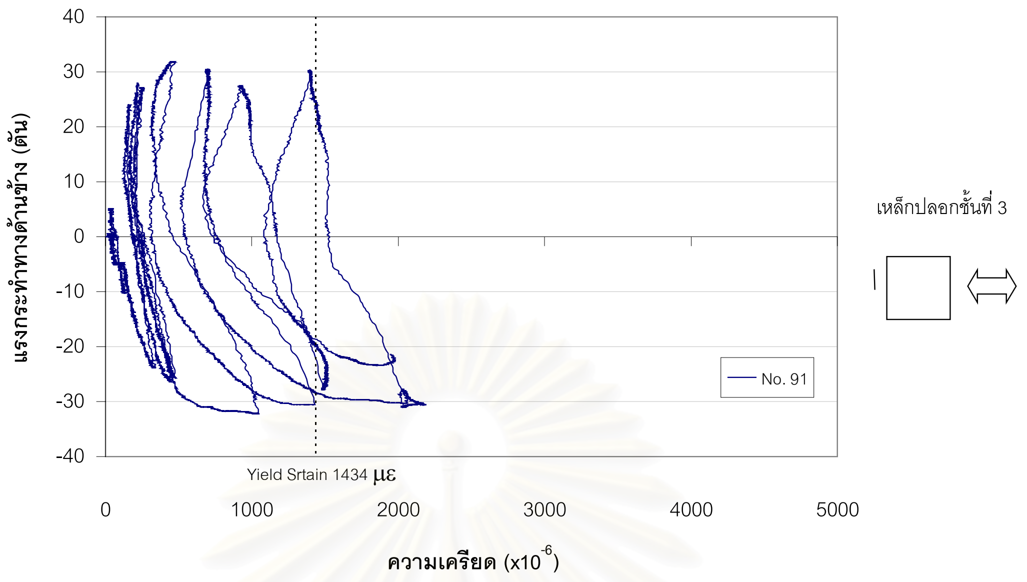


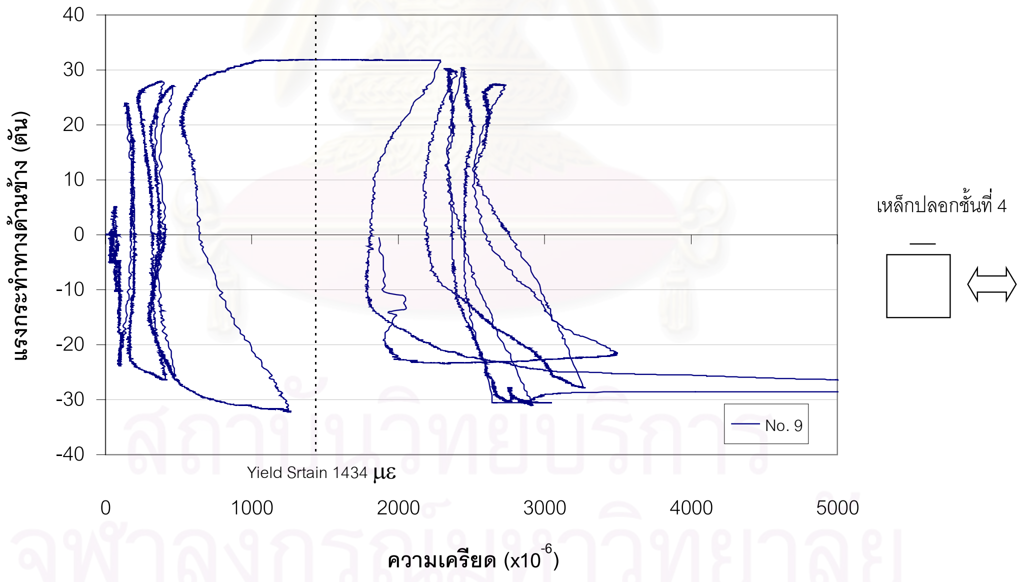
รูปที่ 4.34 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.30



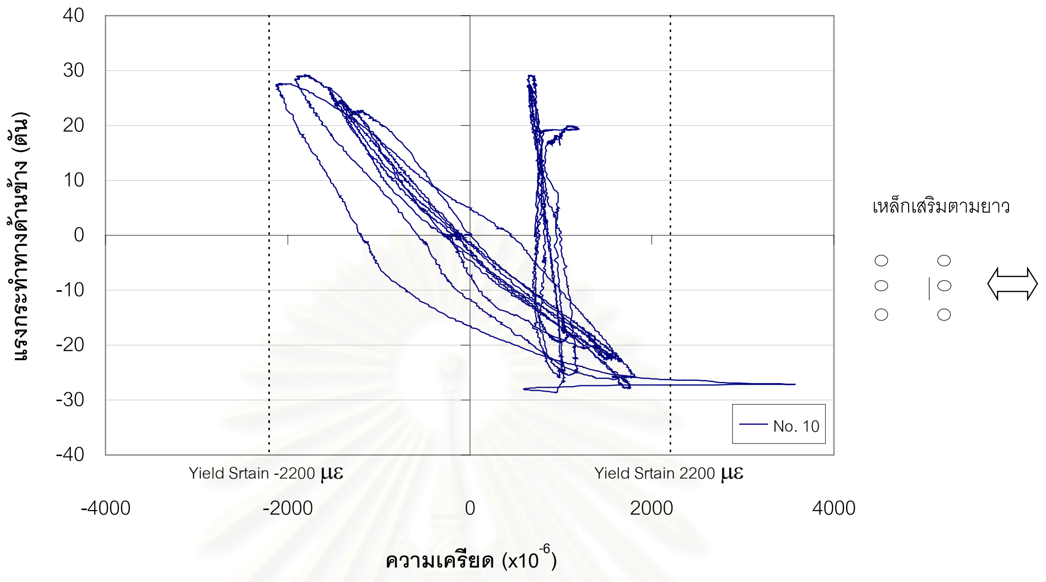


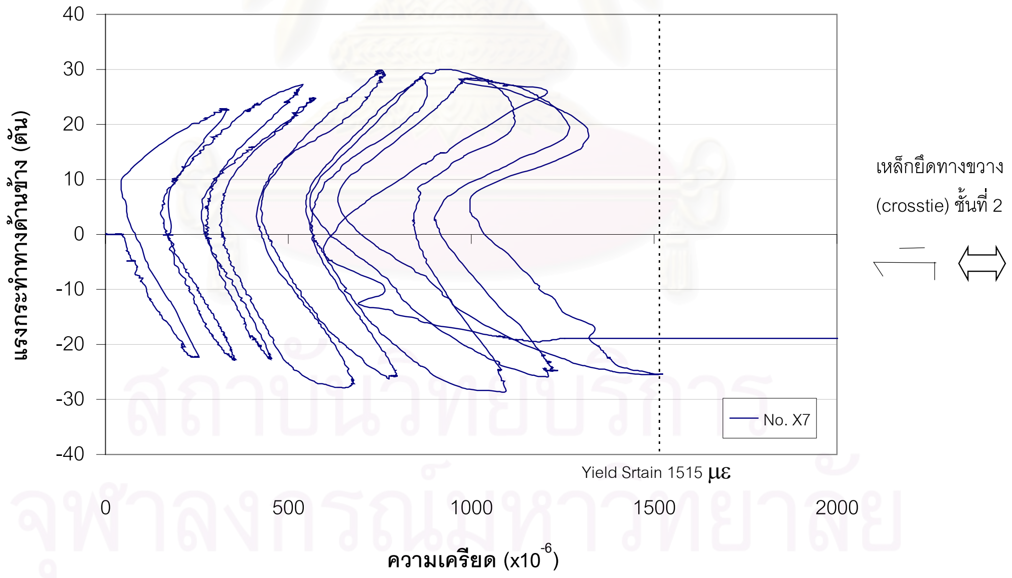
รูปที่ 4.34 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.30





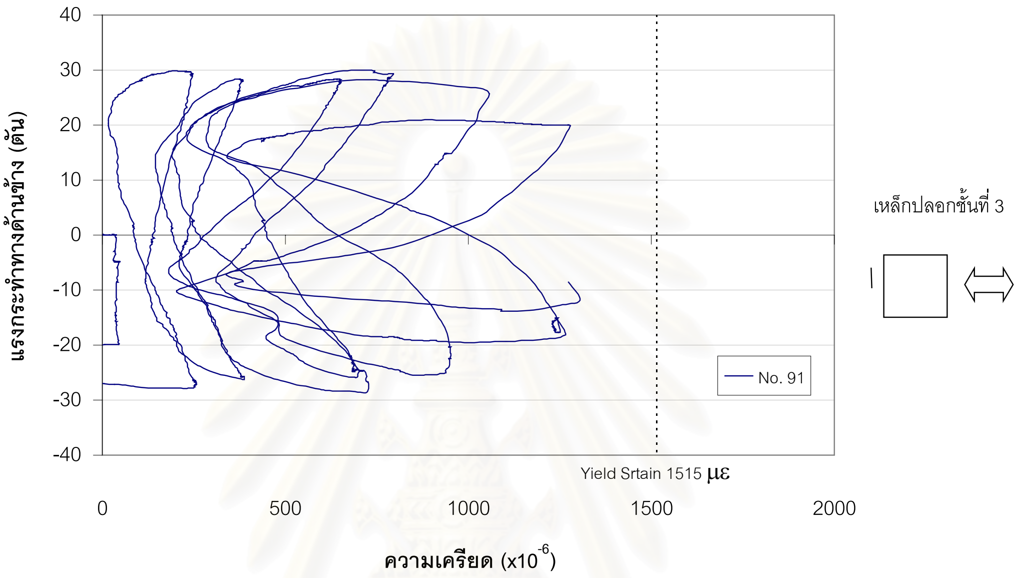
รูปที่ 4.34 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.30





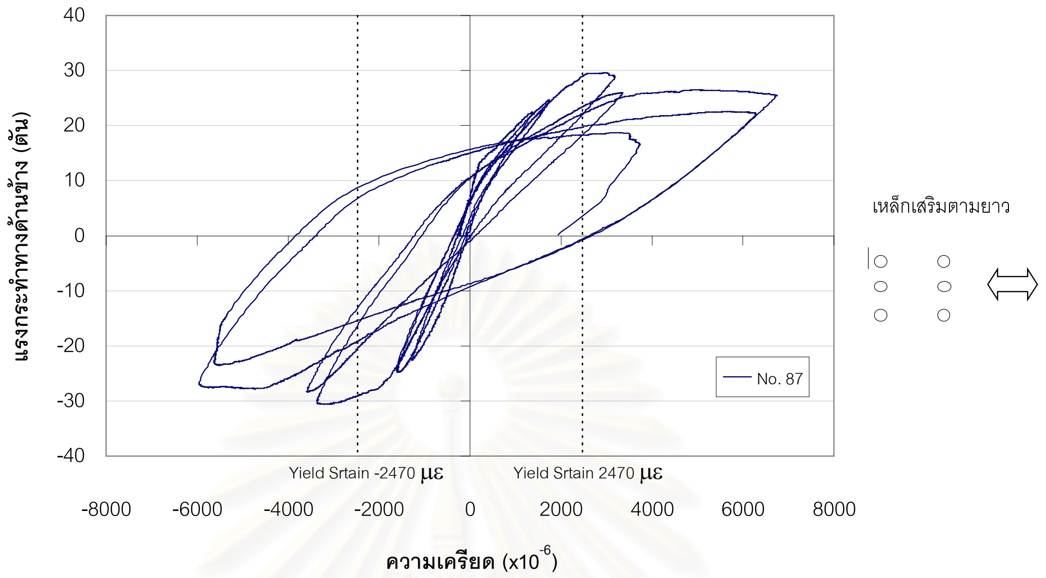
รูปที่ 4.35 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

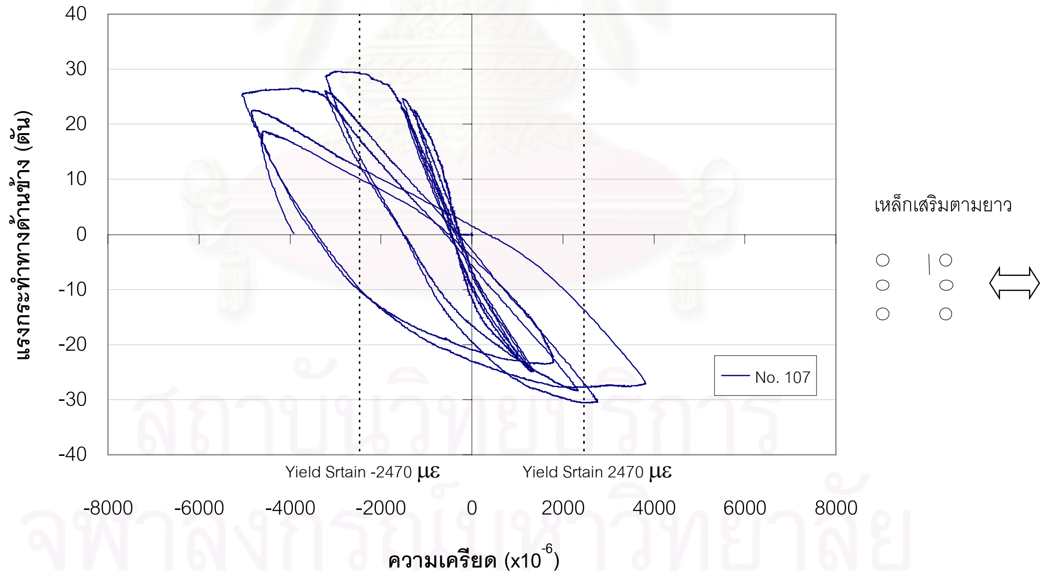
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



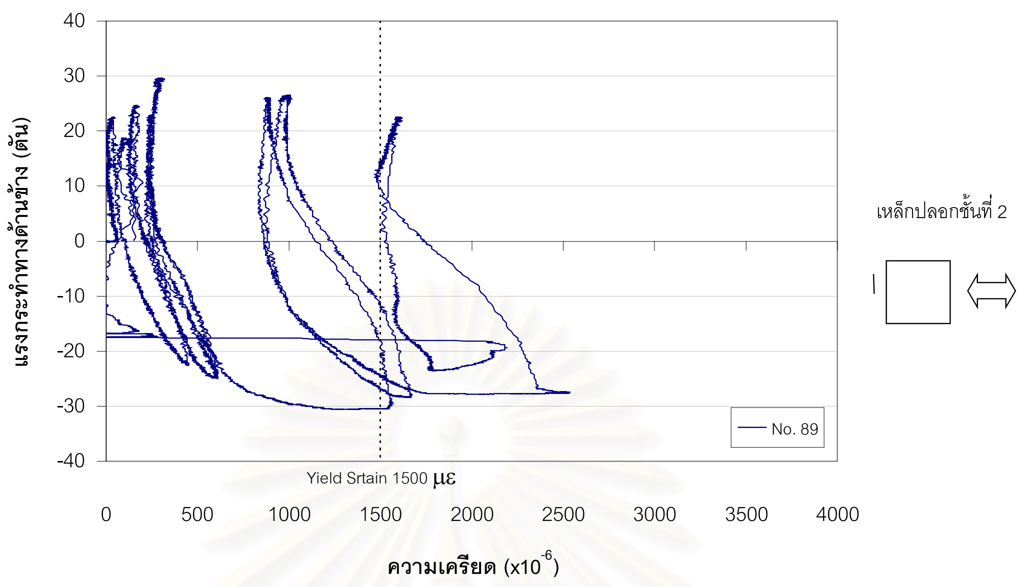
รูปที่ 4.35 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.30

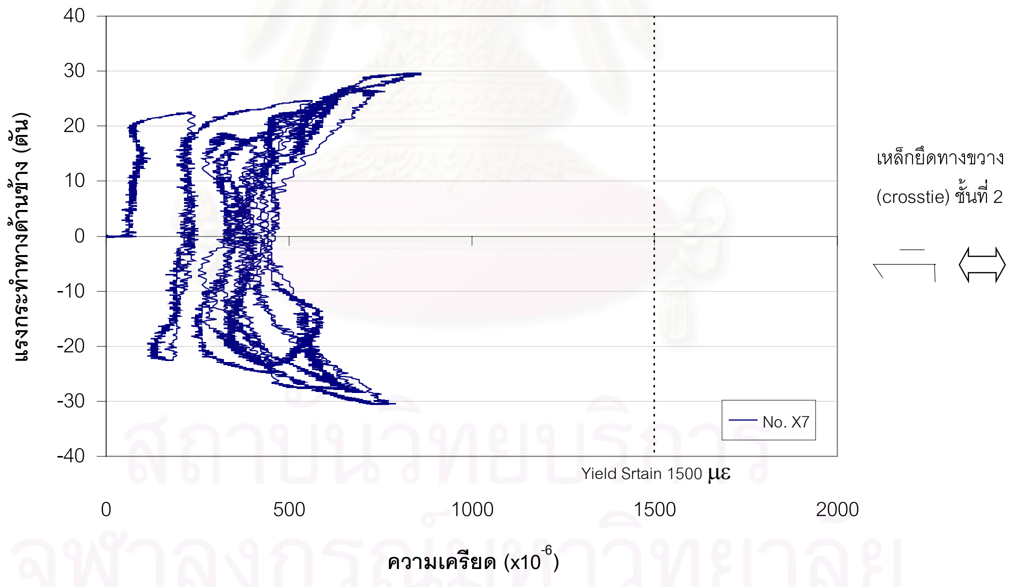
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



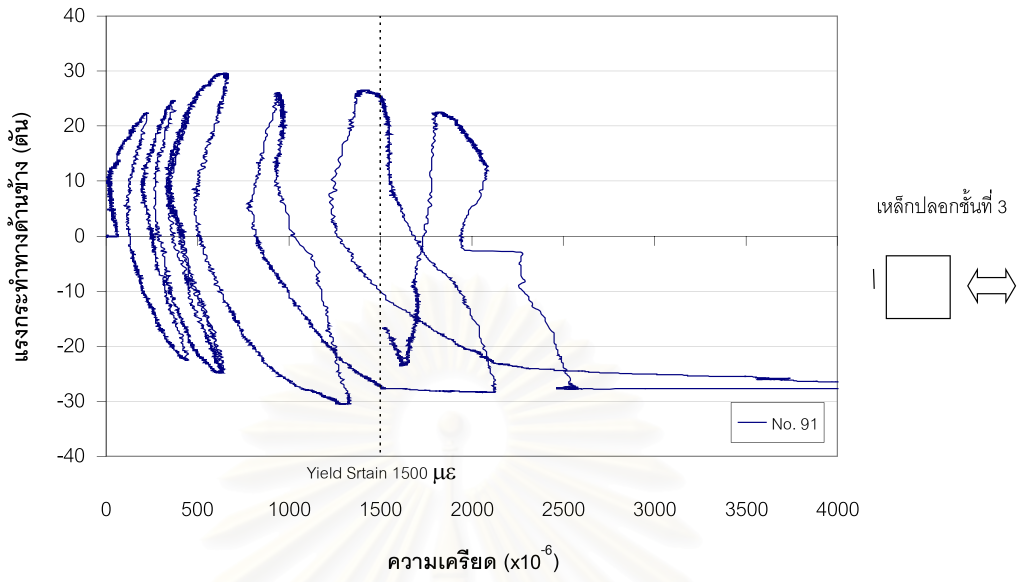


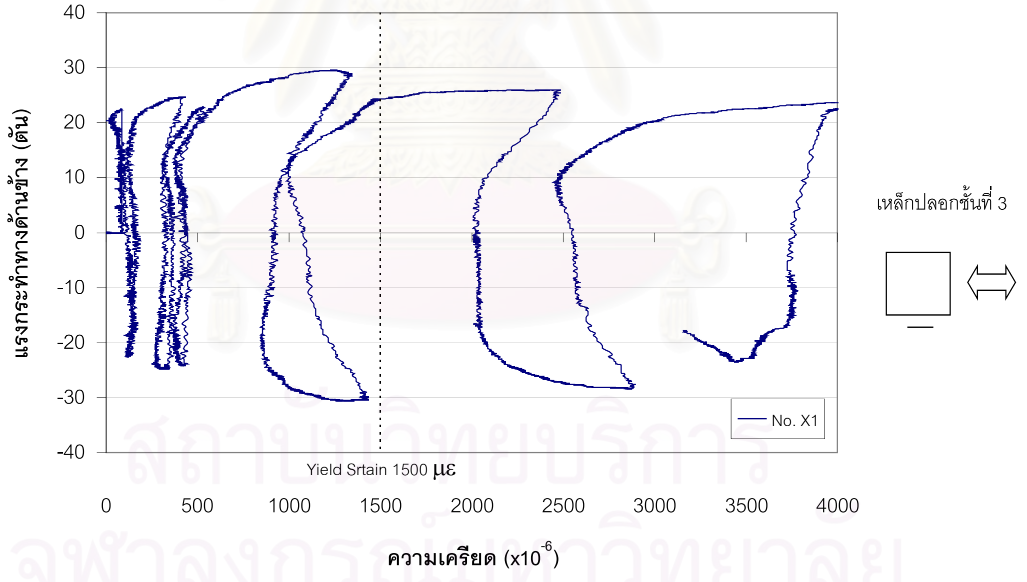
รูปที่ 4.36 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.37





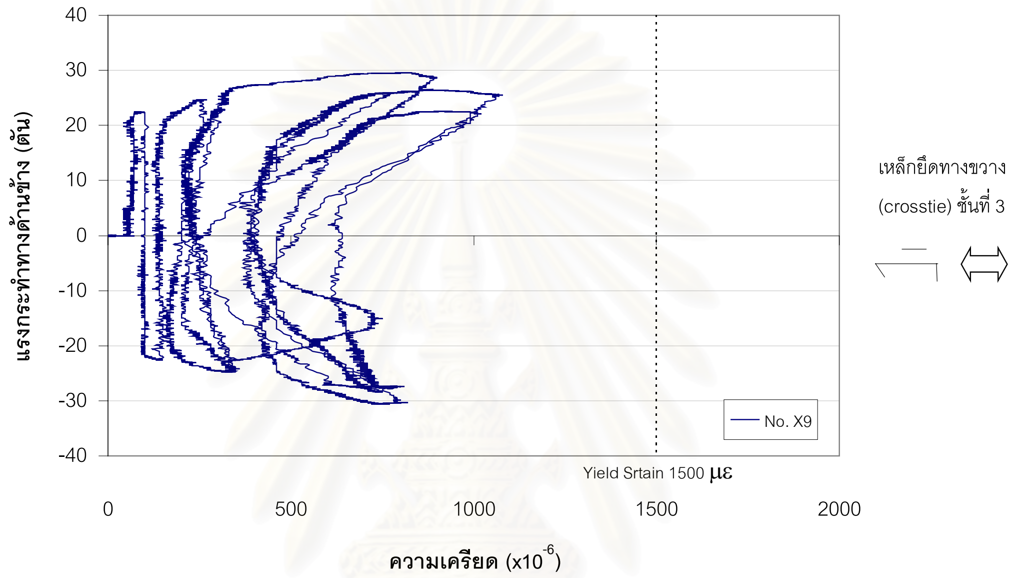
รูปที่ 4.36 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.37





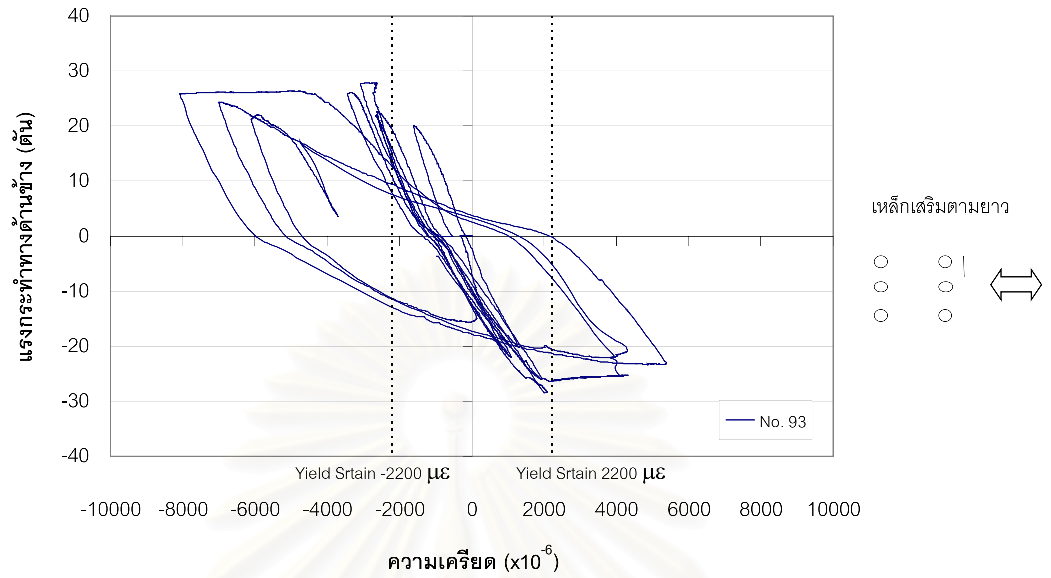
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

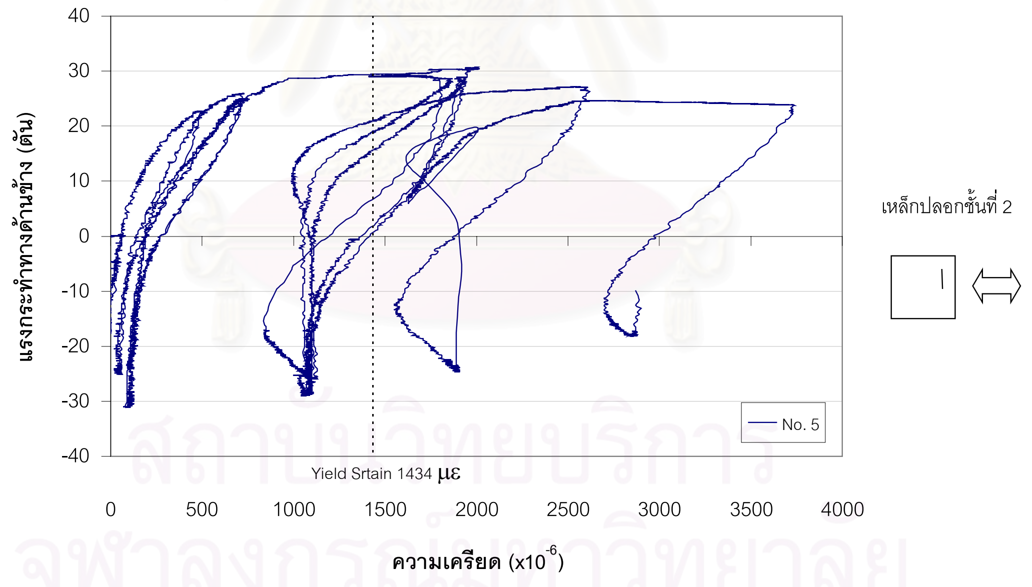
รูปที่ 4.36 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.37



รูปที่ 4.36 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CF135/120/0.37

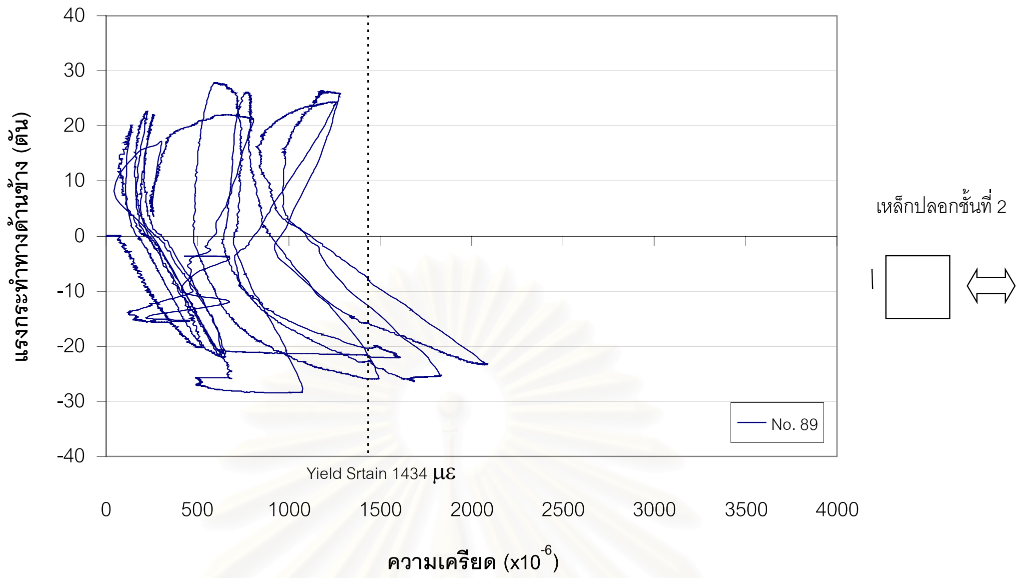
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

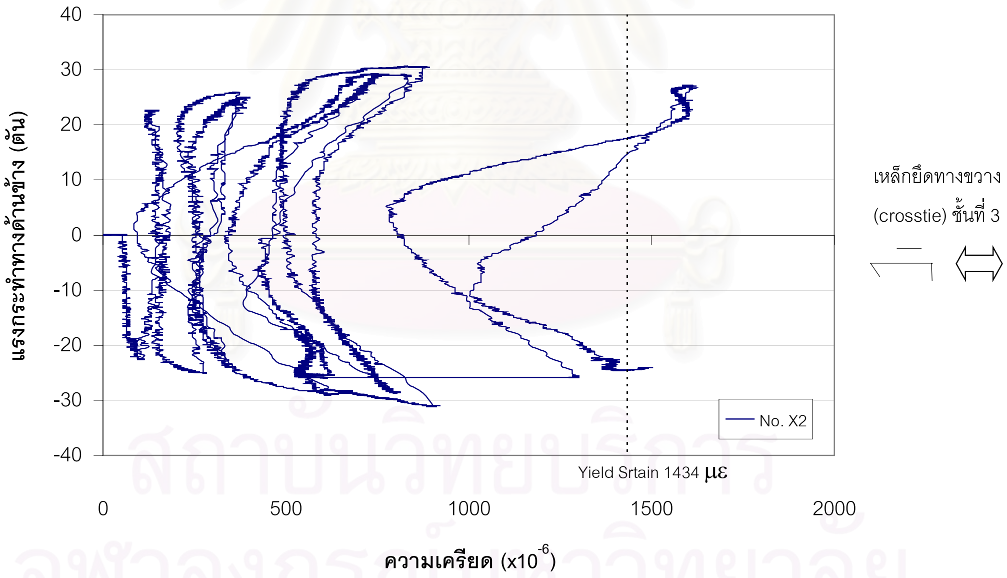




รูปที่ 4.37 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

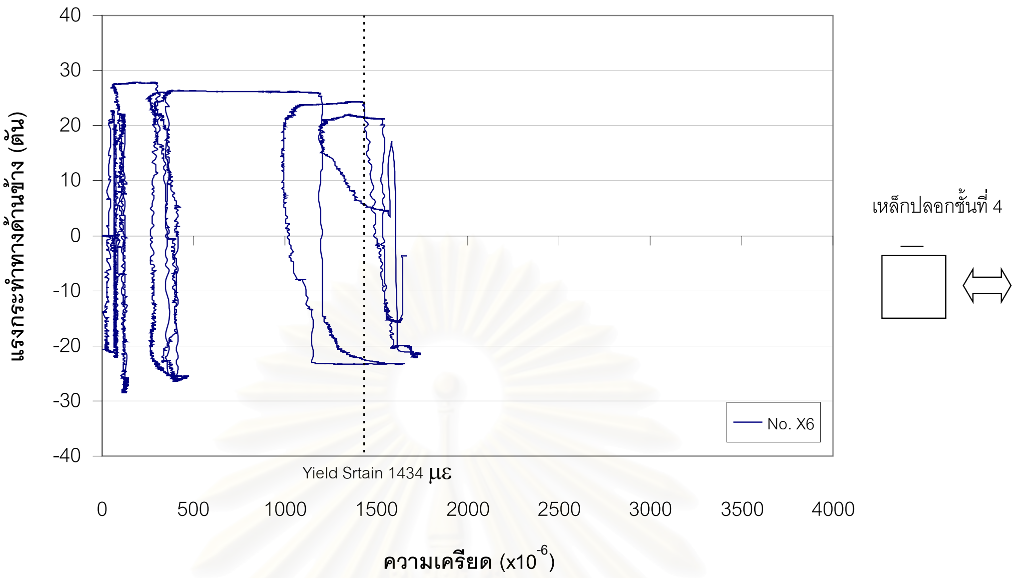
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

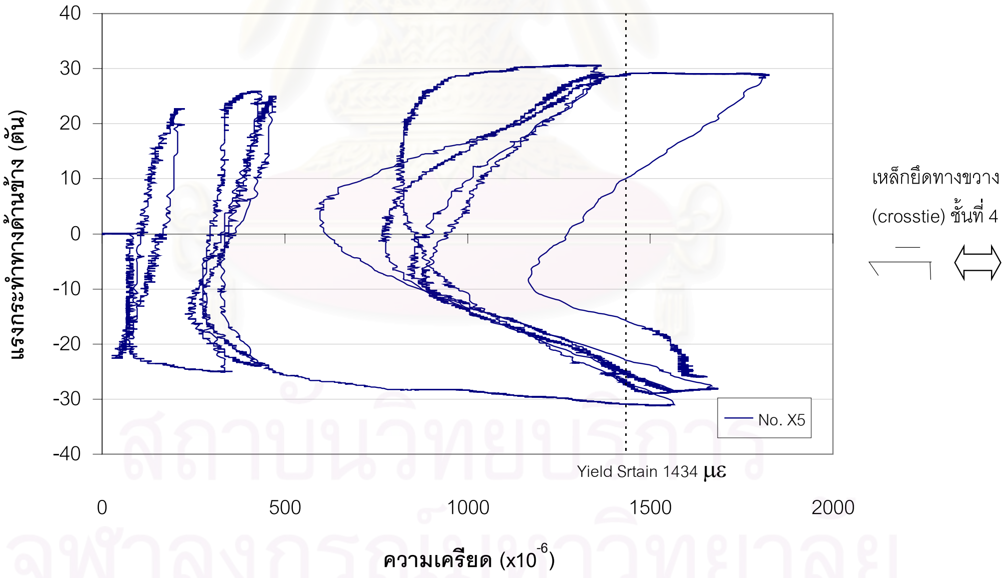




สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.37 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.37





รูปที่ 4.37 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง CFL90/120/0.37

รับข้อมูลการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Δ)
และ แรงกระทำทางด้านข้าง (H) ที่อยู่ในรูปคู่ลำดับ

หาตำแหน่งเริ่มต้นและสิ้นสุดในแต่ละรอบทดสอบ (Loop)
ซึ่งก็คือ จุดที่แรงกระทำทางด้านข้าง (H) เปลี่ยนจากทิศทางลบเป็นบวก

คำนวณค่าการสลายพลังงานในแต่ละรอบทดสอบ
โดยหาจากพื้นที่ภายในของกราฟความสัมพันธ์ในแต่ละรอบทดสอบ

หาค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดแต่ละทิศทาง (Δ_{i+} และ Δ_{i-})
ในทุกรอบการทดสอบ

หาค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดแต่ละทิศทาง (H_{i+} และ H_{i-})
ในทุกรอบการทดสอบ

หาค่าสติฟเนสเฉลี่ยแต่ละทิศทาง (K_{i+} และ K_{i-}) ในทุกรอบการทดสอบ
ซึ่งมีค่าเท่ากับ H_{i+}/Δ_{i+} และ H_{i+}/Δ_{i+} ตามลำดับ

หาเส้นโค้งแสดงขอบเขต (envelope) ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Δ) กับ แรงกระทำทางด้านข้าง (H) ทั้งสองทิศทางที่ทดสอบไป

สร้างเส้นโค้งแสดงขอบเขต (envelope) เฉลี่ย
จากเส้นโค้งแสดงขอบเขต (envelope) ทั้งสองข้าง

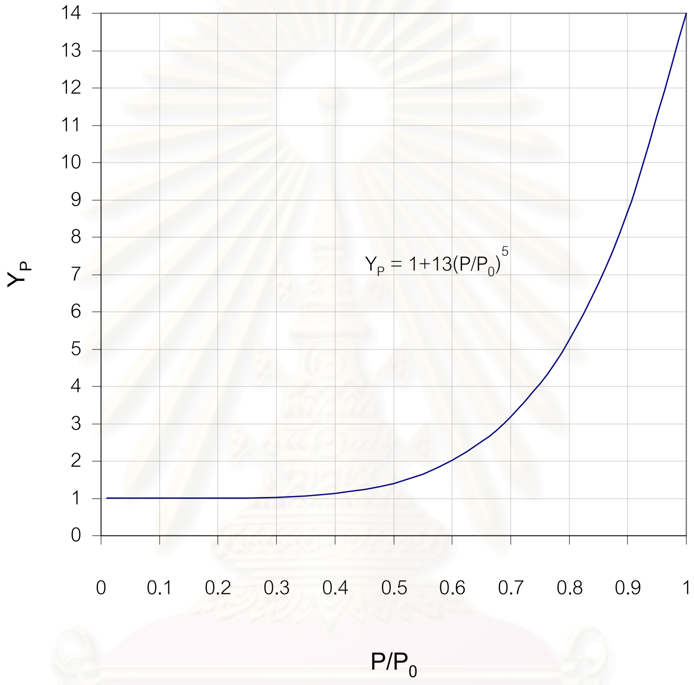
หาค่าตัวแปรที่จำเป็นต้องใช้ในการคำนวณค่าดัชนีต่างๆ
ได้แก่ Δ_{yl}, Δ_u และ K_{yl}

คำนวณหาดัชนีความเหนียว และ
ดัชนีการสลายพลังงานตามสมการในหัวข้อ 2.6

หมายเหตุ ความหมายของตัวแปรต่างๆ อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 2.6 และในรูปที่ 2.9

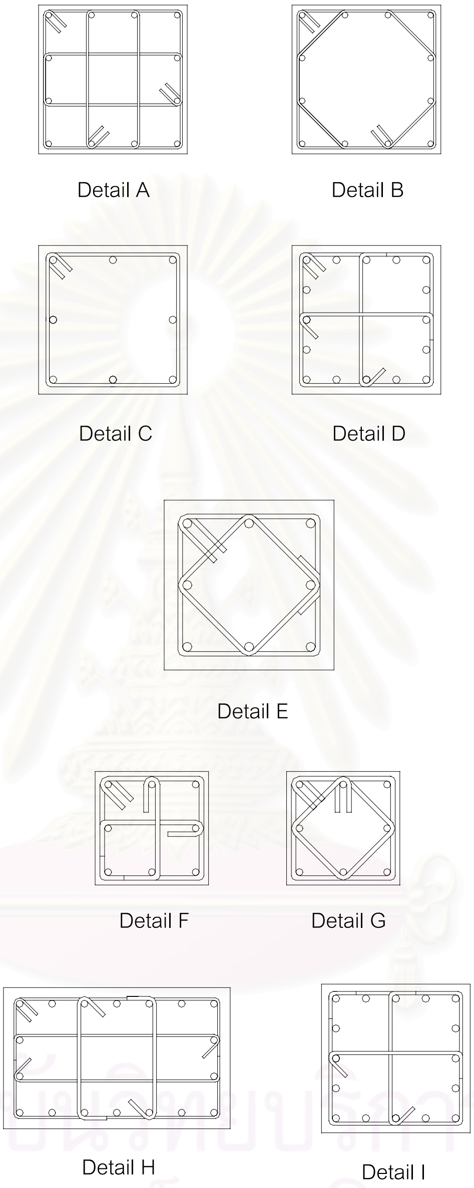
รูปที่ 5.1 แผนภูมิ (flow chart) แสดงขั้นตอนการวิธีตามวิธีที่เสนอในหัวข้อที่ 2.6

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



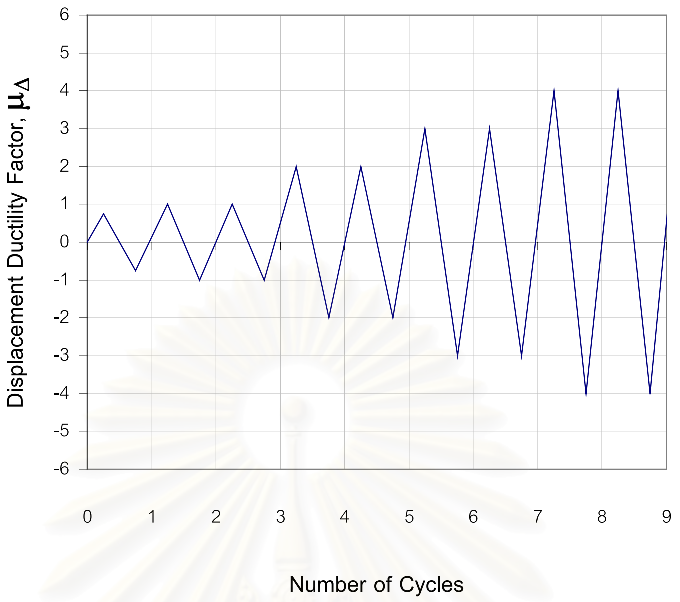
รูปที่ 5.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับแรงอัดตามแนวแกน, P/P_0 กับ ค่าตัวคูณปรับปรุงผลของระดับแรงอัดตามแนวแกน, Y_P ที่เสนอโดย Sheikh และ Khoury [13]

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

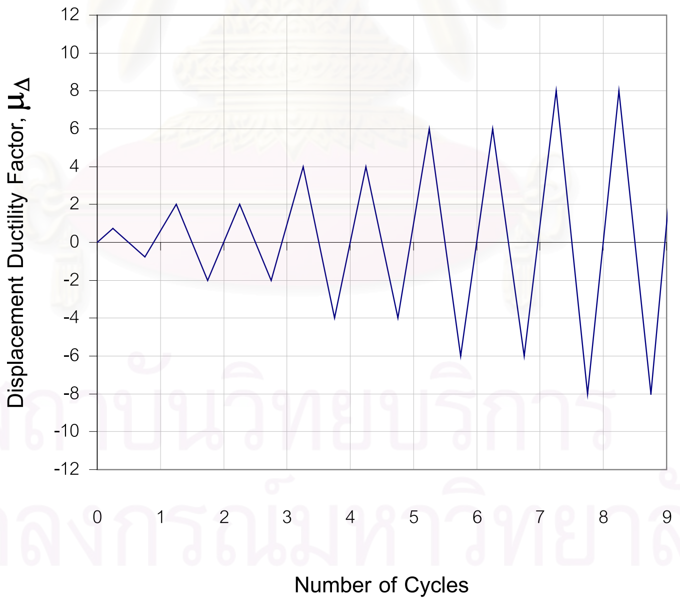


รูปที่ 5.3 แสดงรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configurations) ของตัวอย่างทดสอบ
ที่นำมาพิจารณาในตารางที่ 5.1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

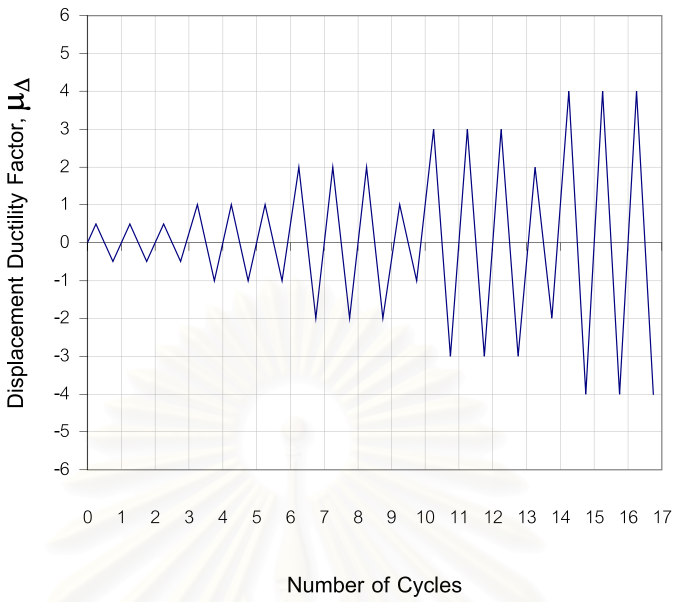


ก.   รูปแบบที่ 1 (pattern 1)

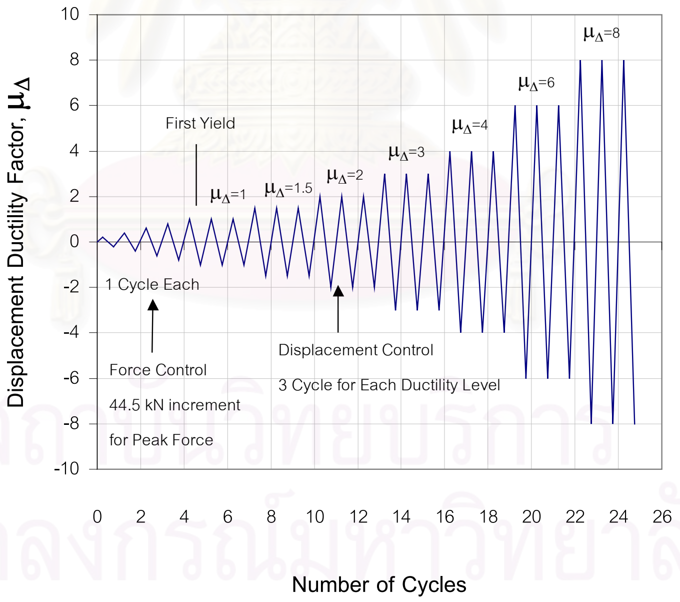


ข.   รูปแบบที่ 2 (pattern 2)

รูปที่ 5.4   แสดงรูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history)
ของตัวอย่างทดสอบที่นำมาพิจารณาในตารางที่ 5.1

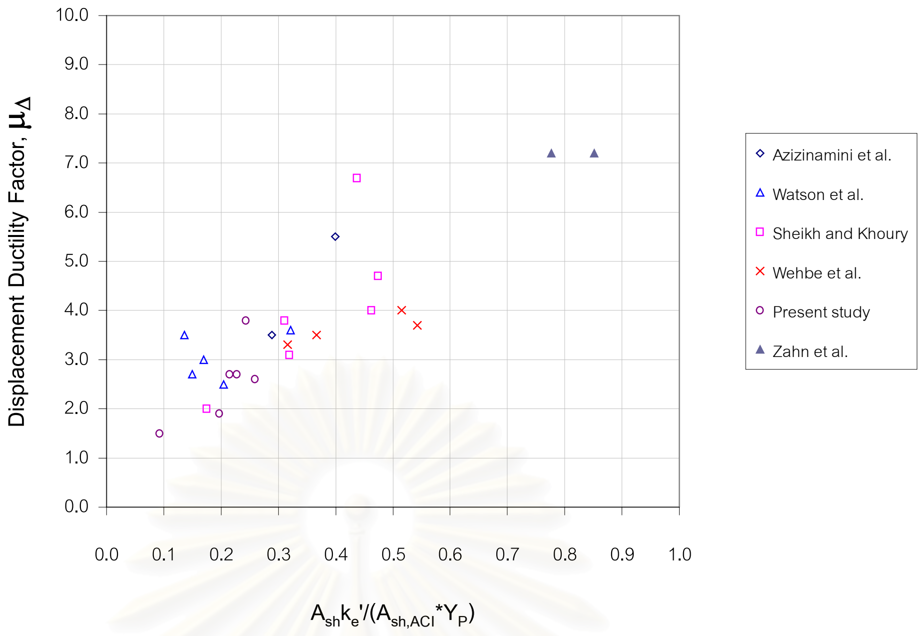


ค. รูปแบบที่ 3 (pattern 3)

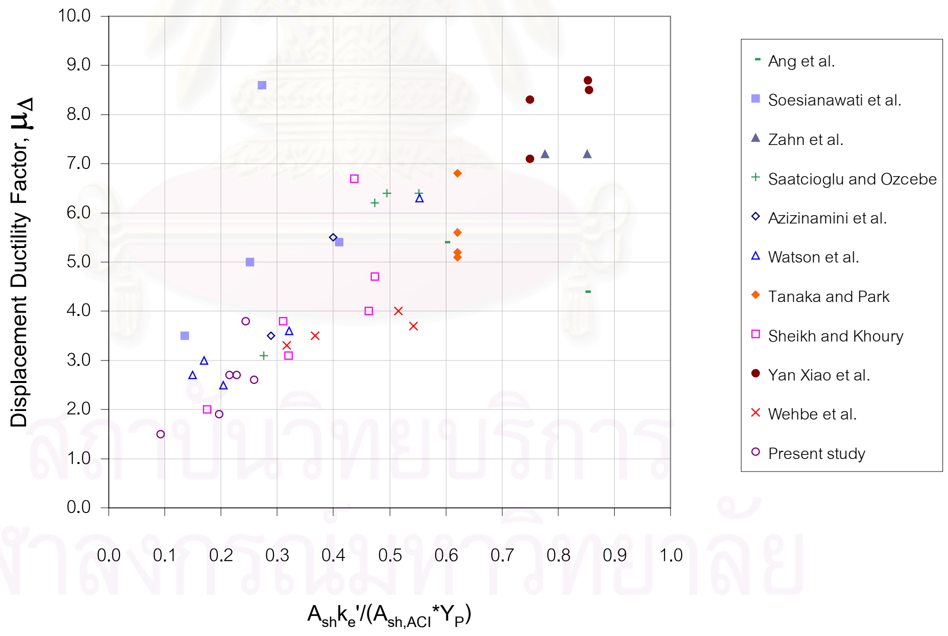


ง. รูปแบบที่ 4 (pattern 4)

รูปที่ 5.4 (ต่อ) แสดงรูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ของตัวอย่างทดสอบที่นำมาพิจารณาในตารางที่ 5.1

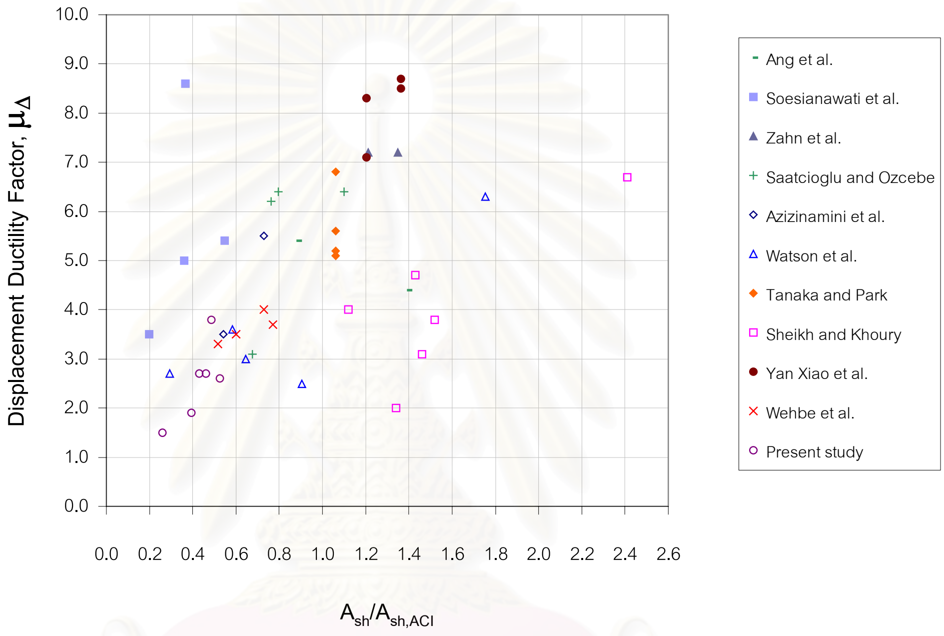


ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 25 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้นตัวอย่างที่ทดสอบโดย Zahn จำนวน 2 ตัวอย่าง

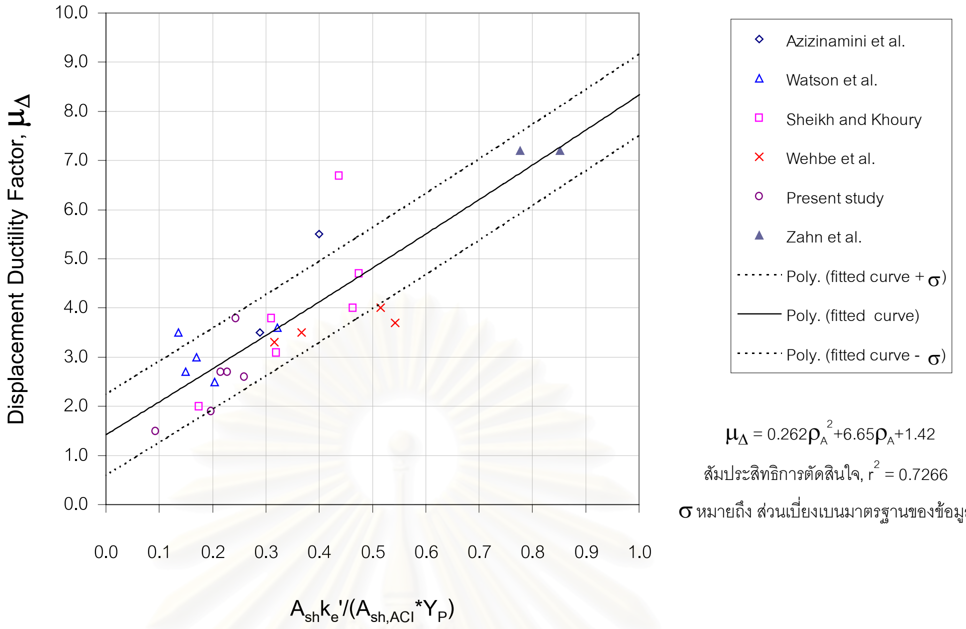


ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.5 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ)



รูปที่ 5.6 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ต่อปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง ($A_{sh} / A_{sh,ACI}$) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_{Δ})

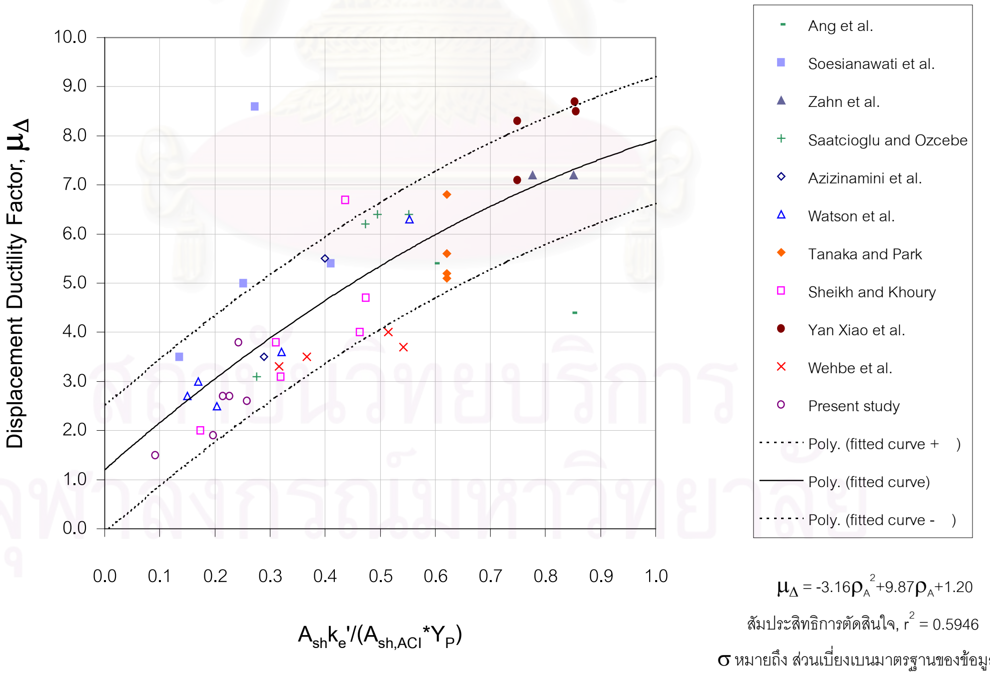


$\mu_\Delta = 0.262\rho_A^2 + 6.65\rho_A + 1.42$

สัมประสิทธิการตัดสินใจ, $r^2 = 0.7266$

σ หมายถึง ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูล

ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 25 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้นตัวอย่างที่ทดสอบโดย Zahn จำนวน 2 ตัวอย่าง



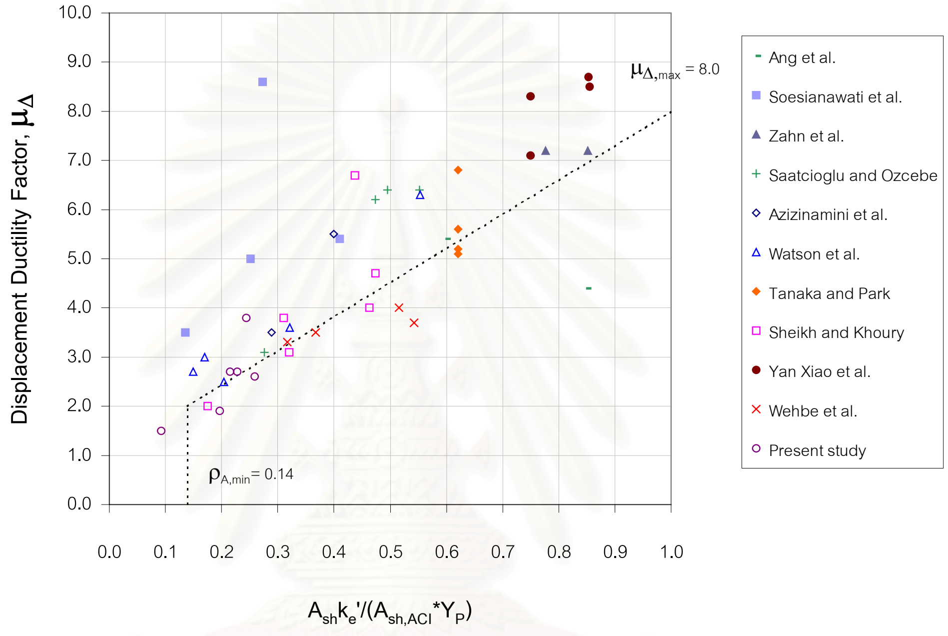
$\mu_\Delta = -3.16\rho_A^2 + 9.87\rho_A + 1.20$

สัมประสิทธิการตัดสินใจ, $r^2 = 0.5946$

σ หมายถึง ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูล

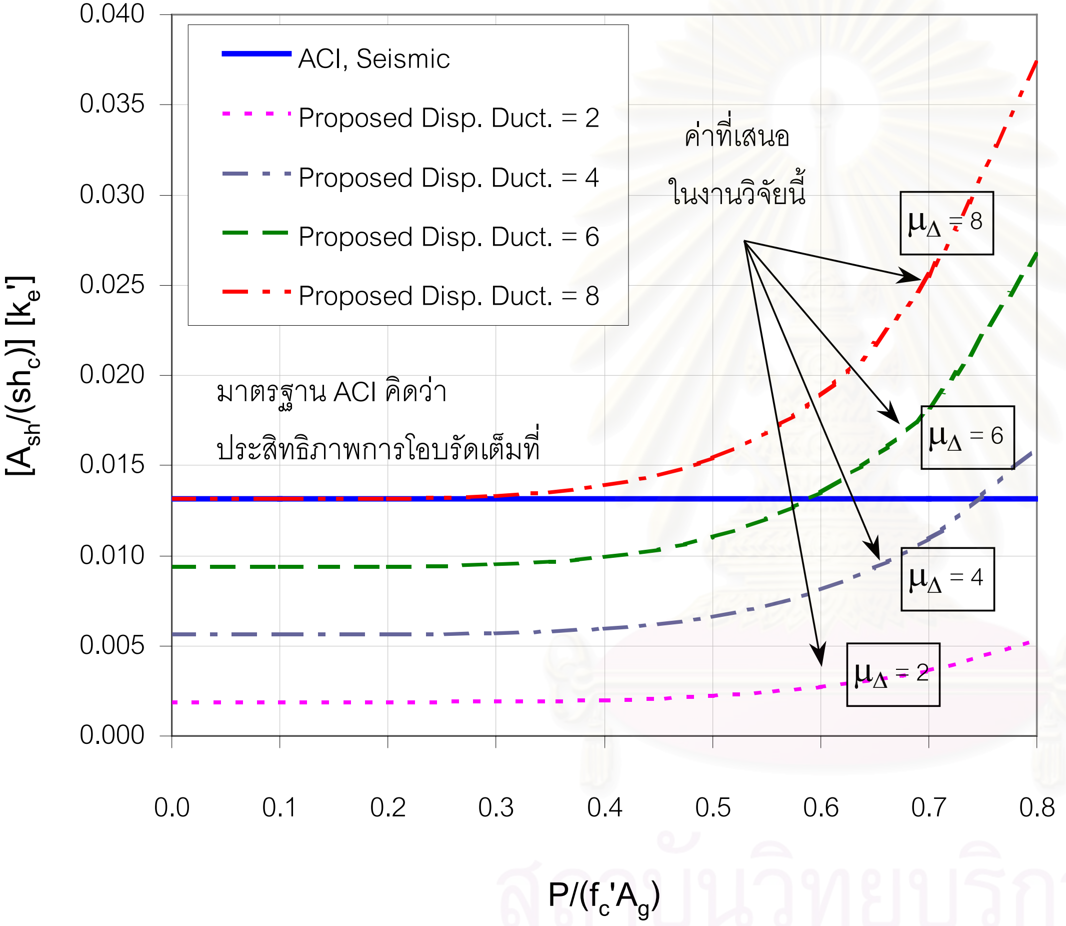
ค. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

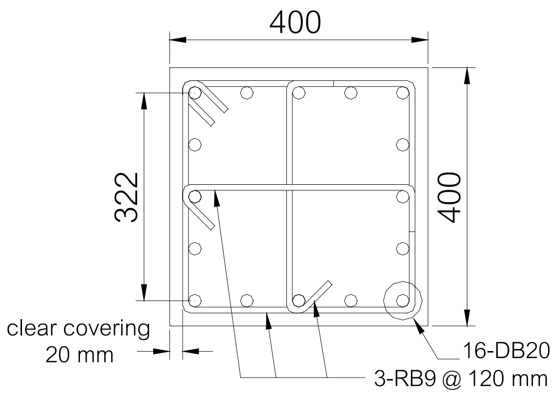
รูปที่ 5.7 แสดงแนวโน้มที่ได้จากวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) ของข้อมูลในรูปที่ 5.5



รูปที่ 5.8 แสดงเส้นขอบล่าง (lower bound) ที่เสนอเพื่อใช้ในการหาค่าปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เหมาะสมกับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่ต้องการ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





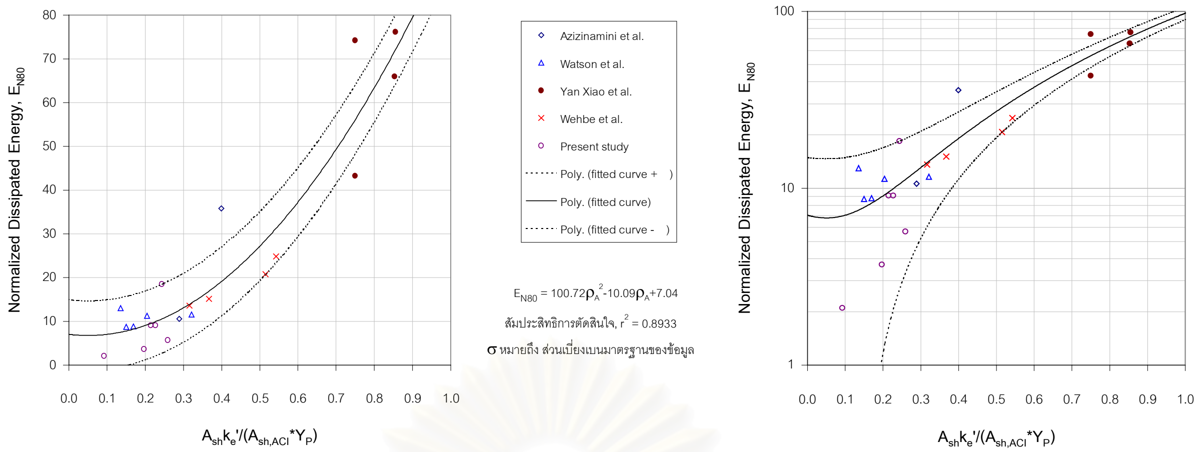
$f_c' = 350$ กก./ซม.^{2}

$f_{yh} = 2400$ กก./ซม.^{2}

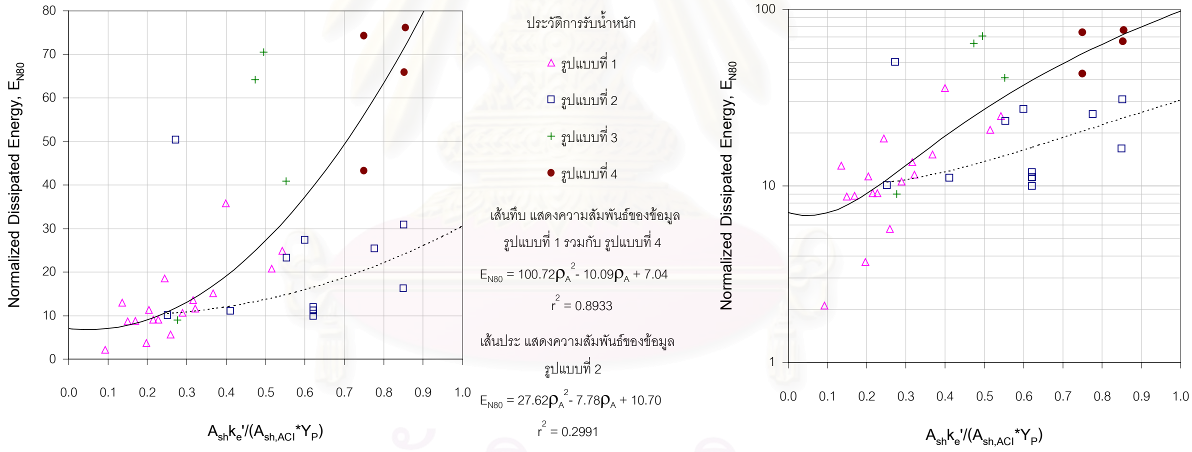
$f_y = 4000$ กก./ซม.^{2}

รูปที่ 5.9 เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับหน้าตัดเสาที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-99 และที่เสนอในงานวิจัยนี้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



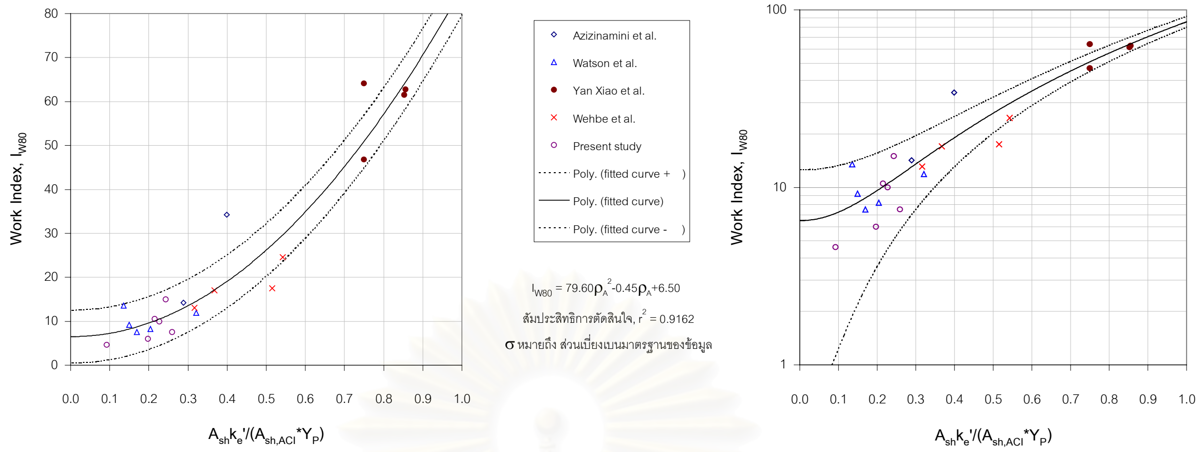
ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง



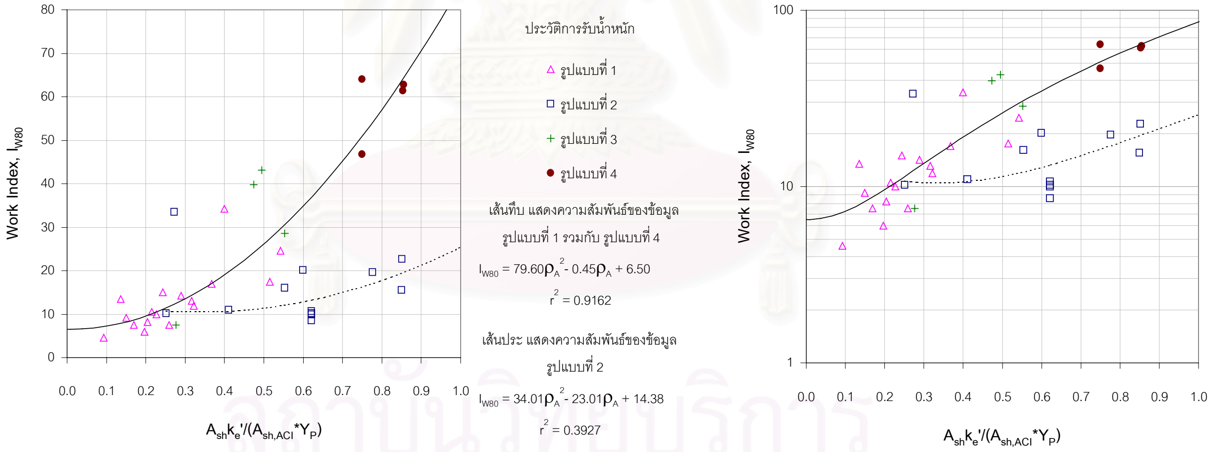
ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.10 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A)

กับดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (normalized dissipated energy, E_{N80})



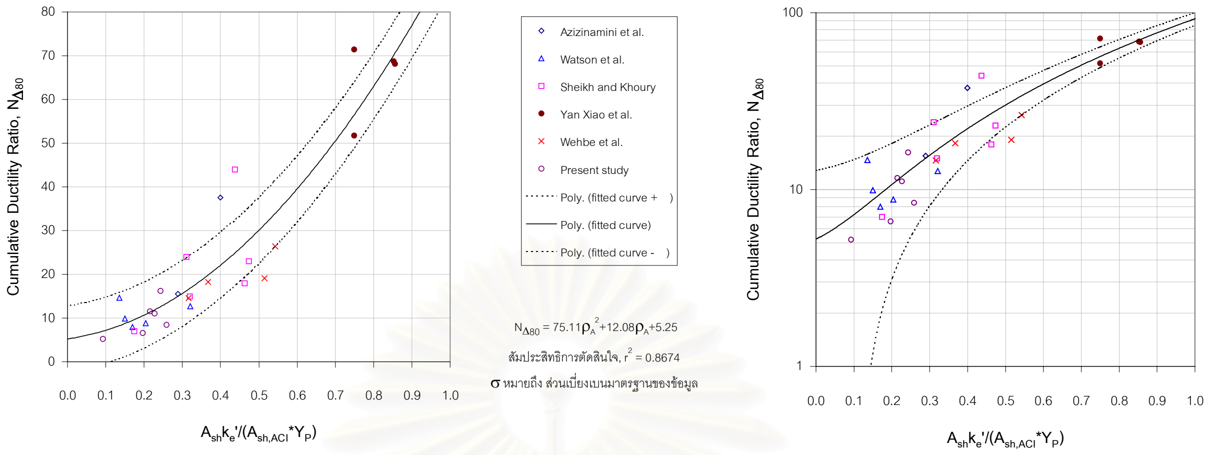
ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง



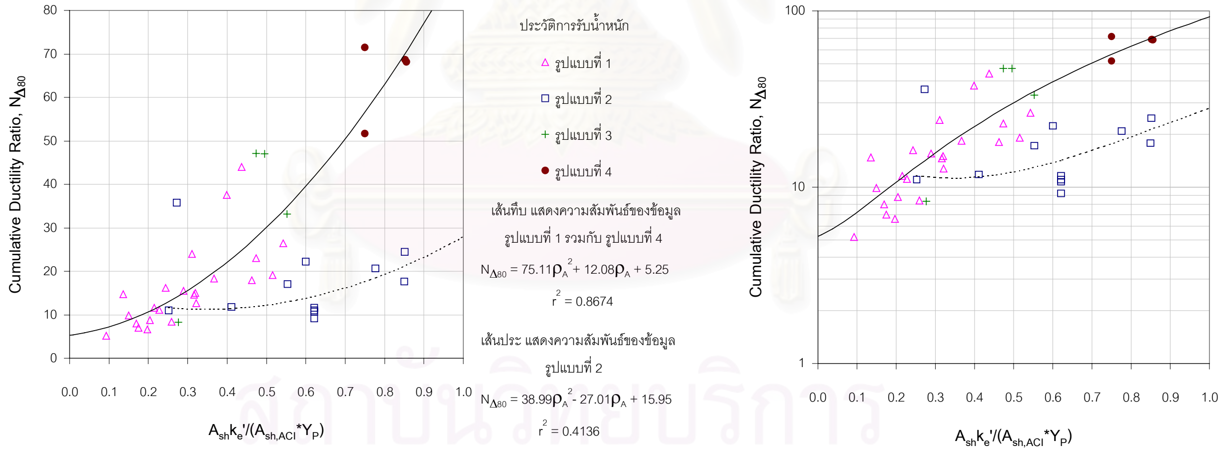
ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.11 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีงาน (work index, I_{W80})

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



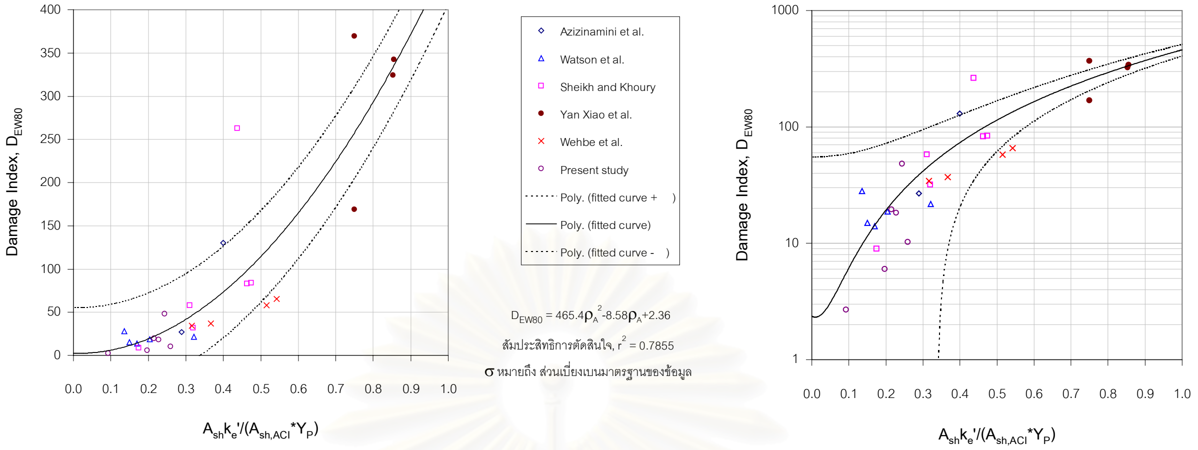
ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง



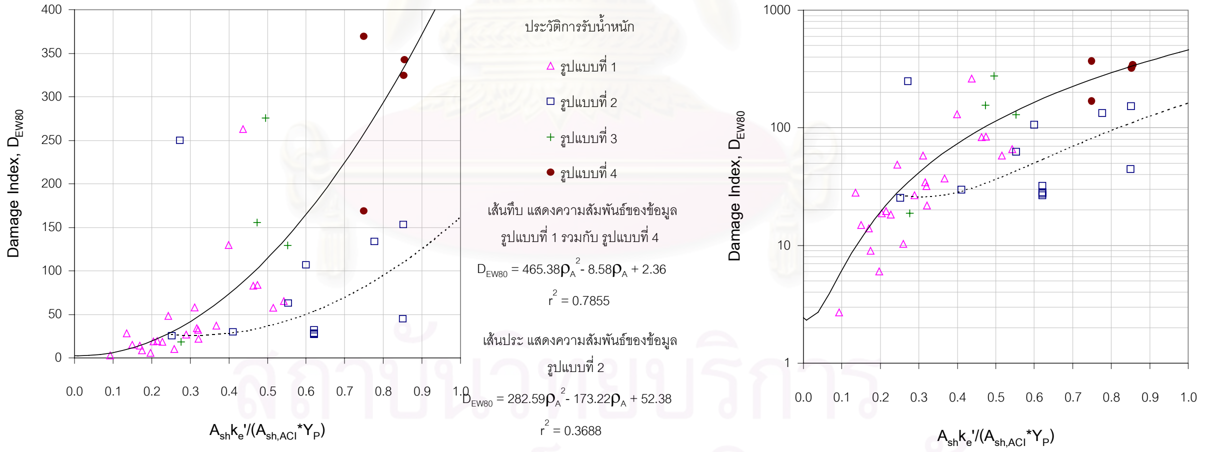
ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.12 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีความเหนียวสะสม (cumulative ductility ratio, $N_{\Delta 80}$)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



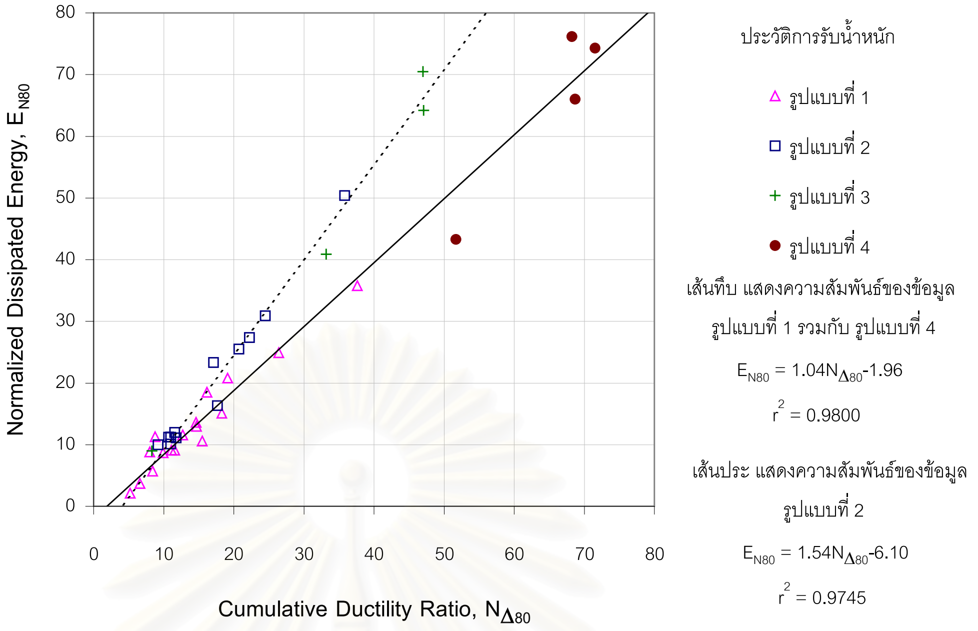
ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง

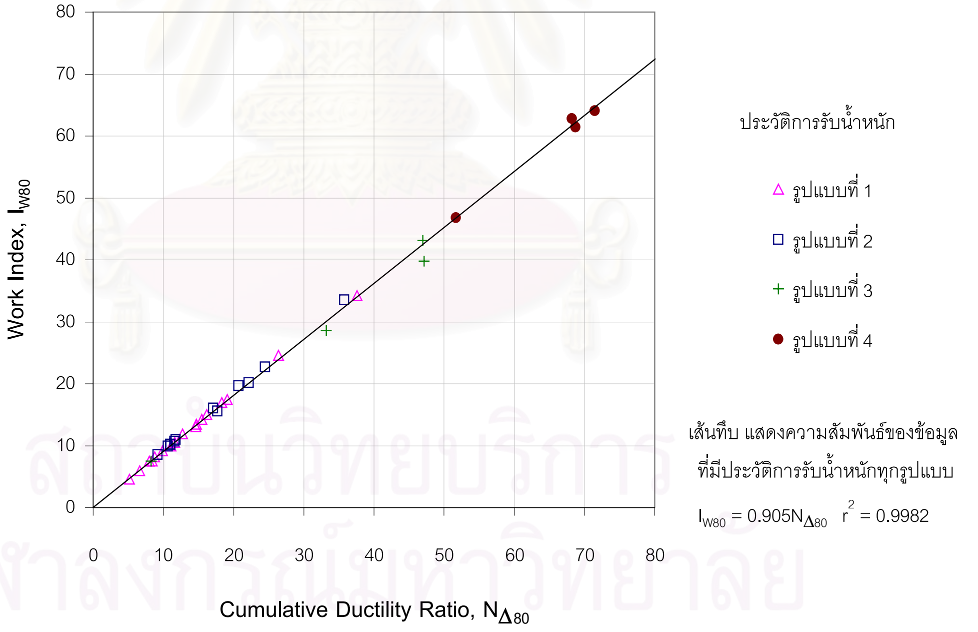


ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.13 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับดัชนีความเสียหาย (damage index, D_{EW80})

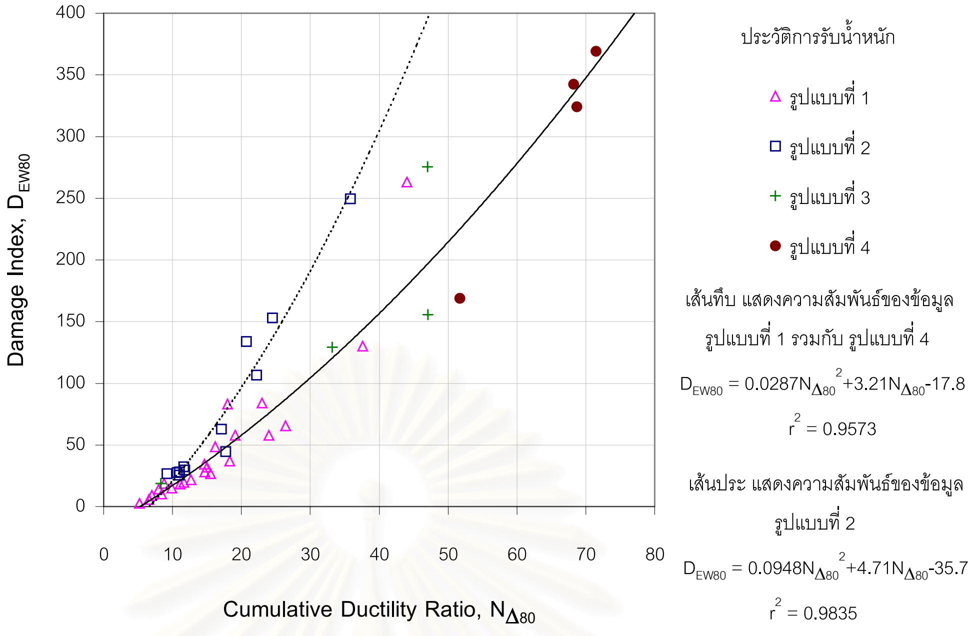
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

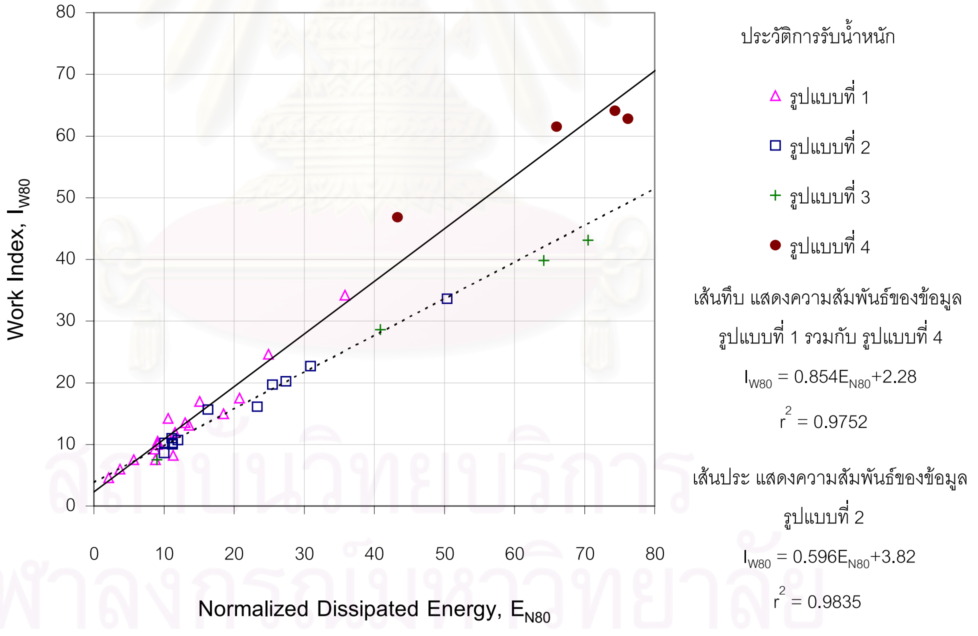




รูปที่ 5.14 แสดงการเปรียบเทียบแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่าง
ค่าดัชนีการสลายพลังงานเป็นคู่ๆ

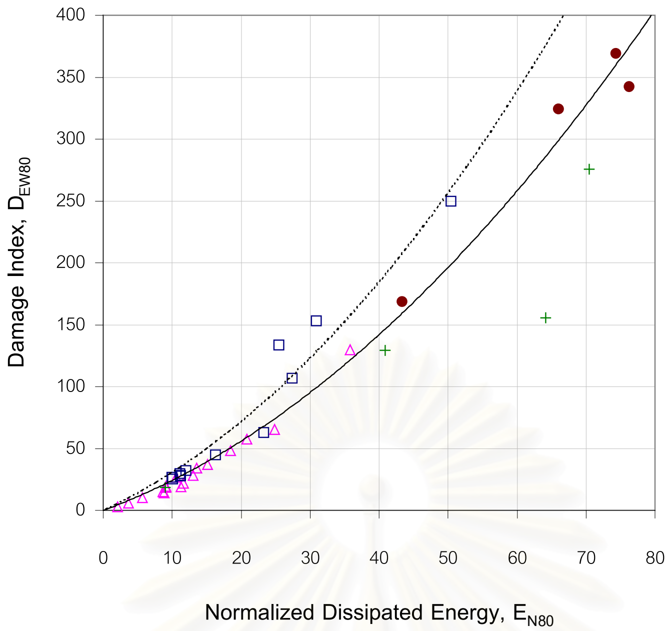
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 5.14 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีการสลายพลังงานเป็นคู่ๆ



ประวัติการรับน้ำหนัก

△ รูปแบบที่ 1

□ รูปแบบที่ 2

+ รูปแบบที่ 3

● รูปแบบที่ 4

เส้นทึบ แสดงความสัมพันธ์ของข้อมูล รูปแบบที่ 1 รวมกับ รูปแบบที่ 4

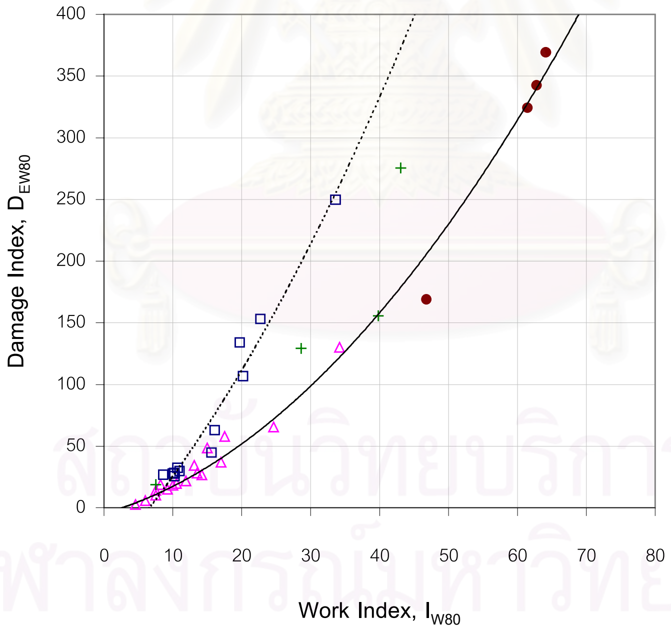
$D_{EW80} = 0.0376E_{N80}^{2} + 2.05E_{N80}$

$r^2 = 0.9916$

เส้นประ แสดงความสัมพันธ์ของข้อมูล รูปแบบที่ 2

$D_{EW80} = 0.0516E_{N80}^{2} + 2.55E_{N80}$

$r^2 = 0.9477$



ประวัติการรับน้ำหนัก

△ รูปแบบที่ 1

□ รูปแบบที่ 2

+ รูปแบบที่ 3

● รูปแบบที่ 4

เส้นทึบ แสดงความสัมพันธ์ของข้อมูล รูปแบบที่ 1 รวมกับ รูปแบบที่ 4

$D_{EW80} = 0.0624I_{W80}^{2} + 1.57I_{W80} - 4.56$

$r^2 = 0.9913$

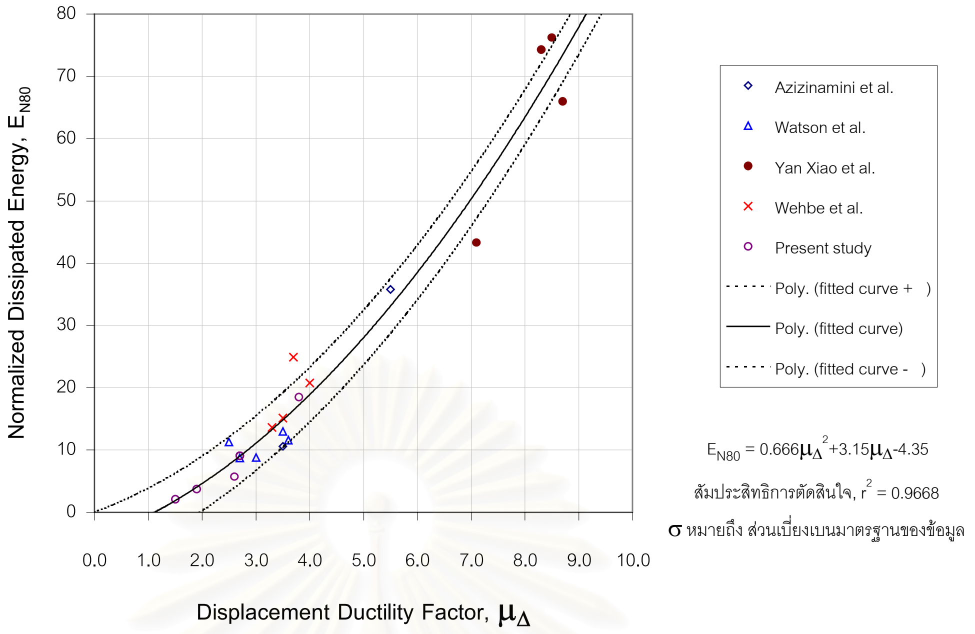
เส้นประ แสดงความสัมพันธ์ของข้อมูล รูปแบบที่ 2

$D_{EW80} = 0.0823I_{W80}^{2} + 6.13I_{W80} - 44.0$

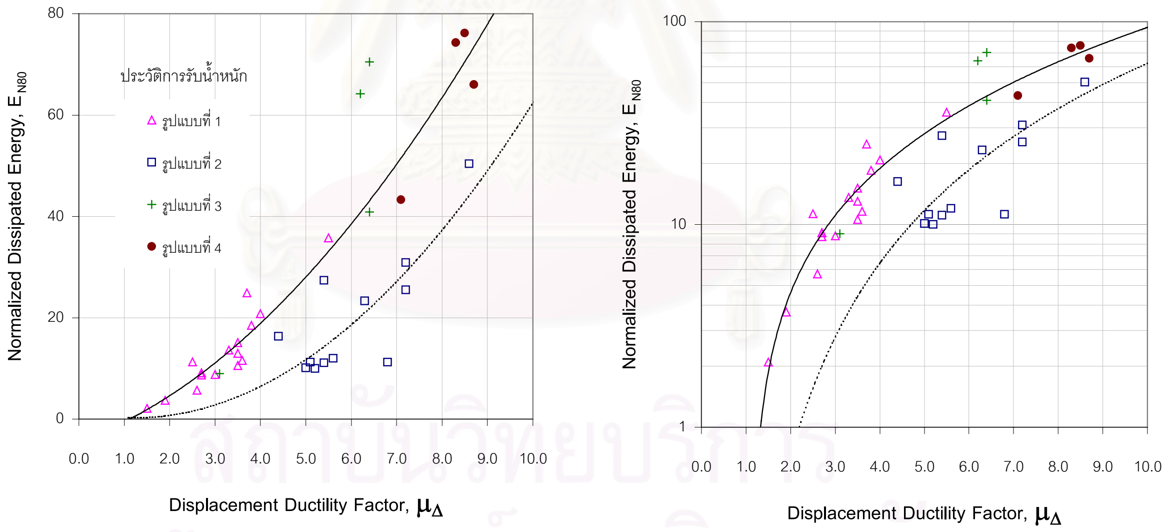
$r^2 = 0.9636$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 5.14 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีการสลายพลังงานเป็นคู่ๆ



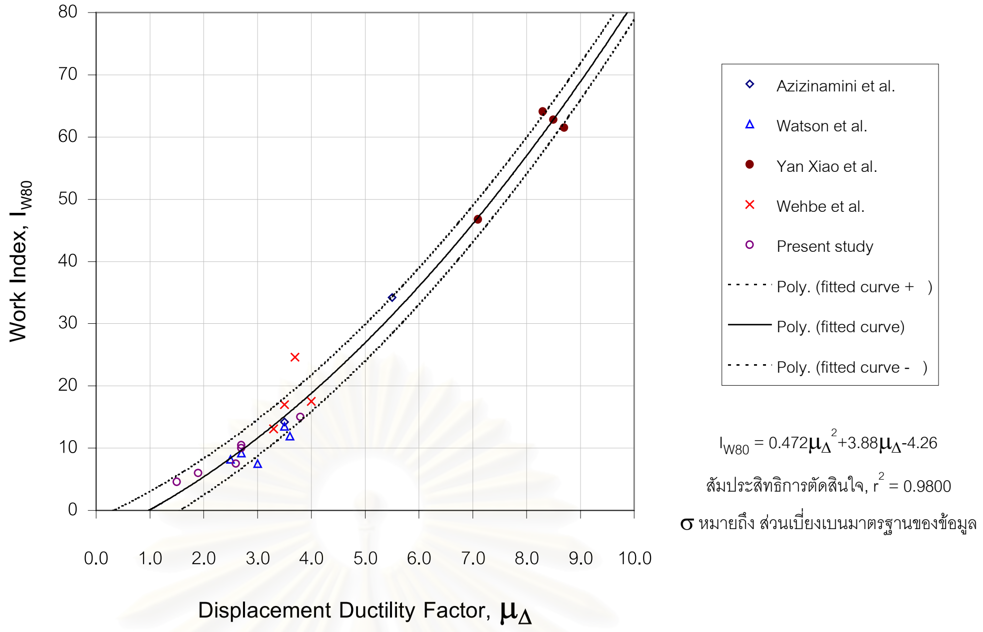
ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง



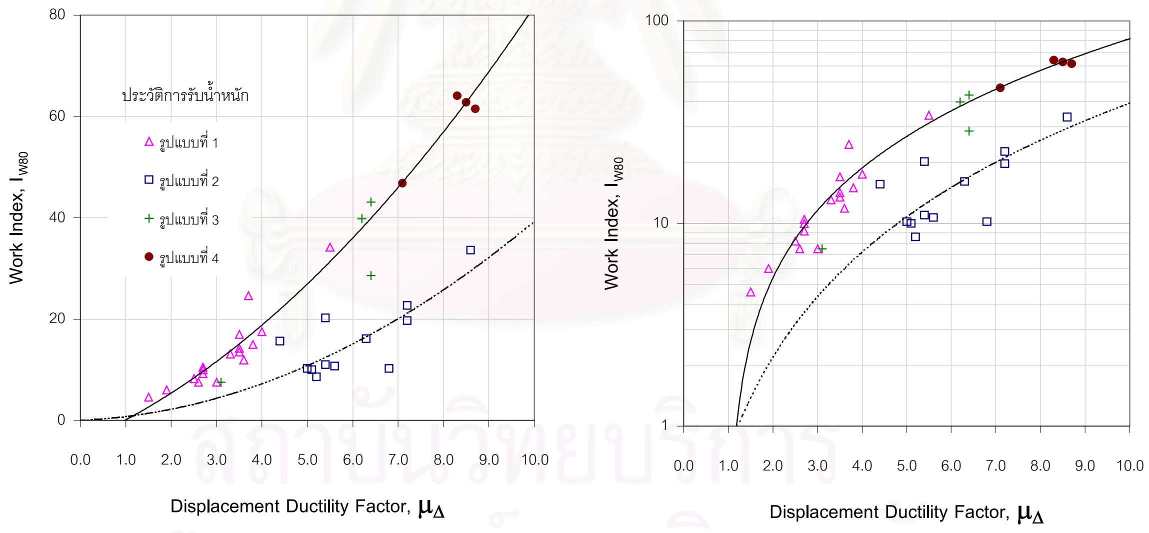
เส้นทึบ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 1 และ 4 จำนวน 27 ตัวอย่าง ในการพิจารณา
เส้นประ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 2 จำนวน 12 ตัวอย่าง ในการพิจารณา

ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.15 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีนอมอลไลซ์ค่าการสลายพลังงาน (normalized dissipated energy, E_{N80})



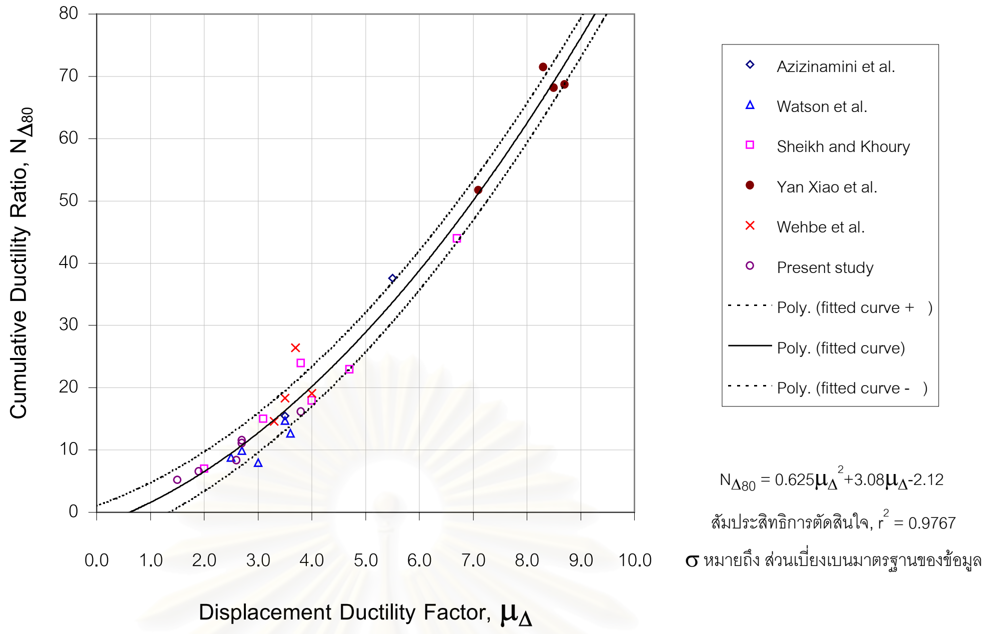
ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง



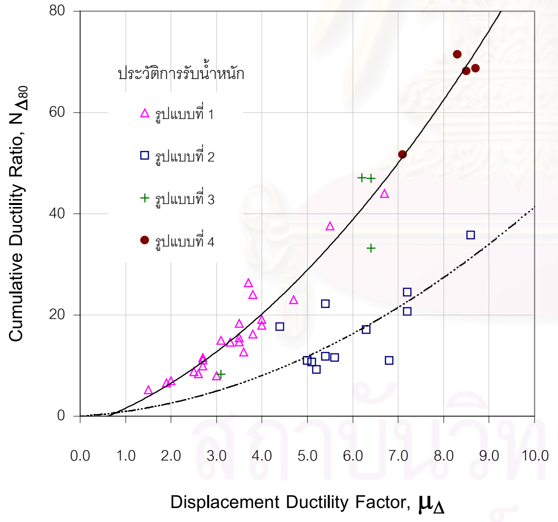
เส้นทึบ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 1 และ 4 จำนวน 27 ตัวอย่าง ในการพิจารณา
เส้นประ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 2 จำนวน 12 ตัวอย่าง ในการพิจารณา

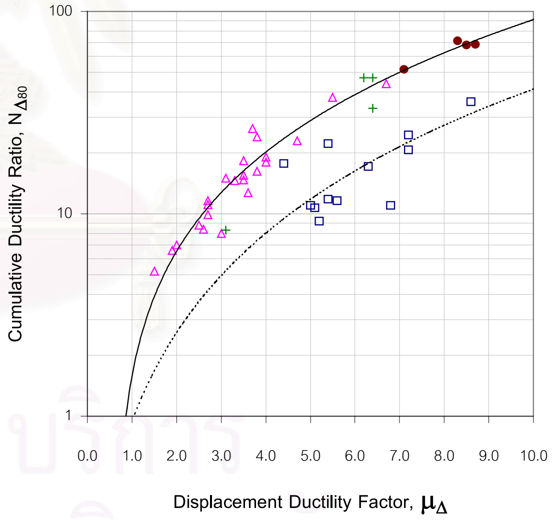
ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.16 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีงาน (work index, I_{W80})



ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง

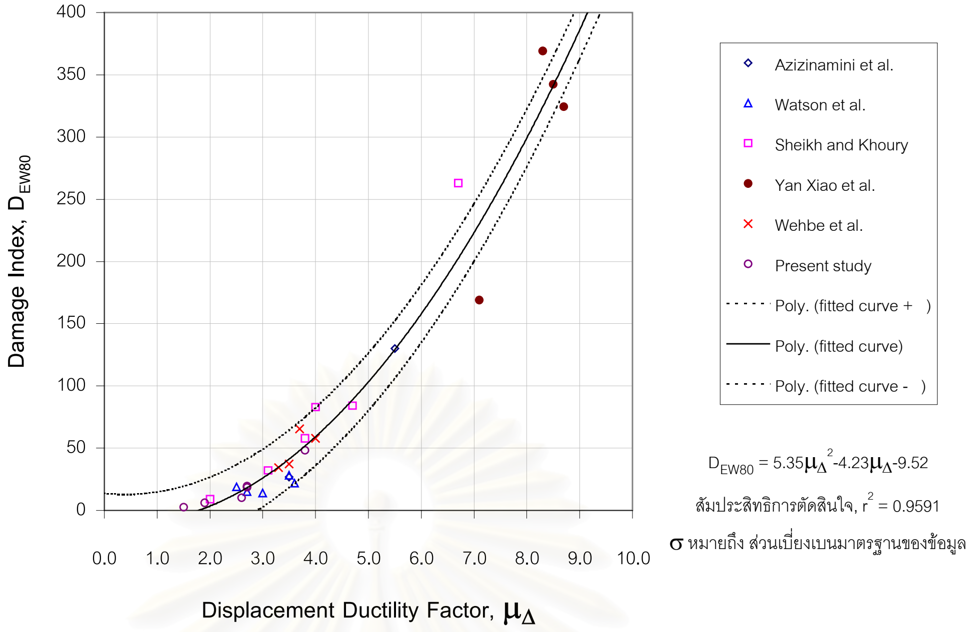




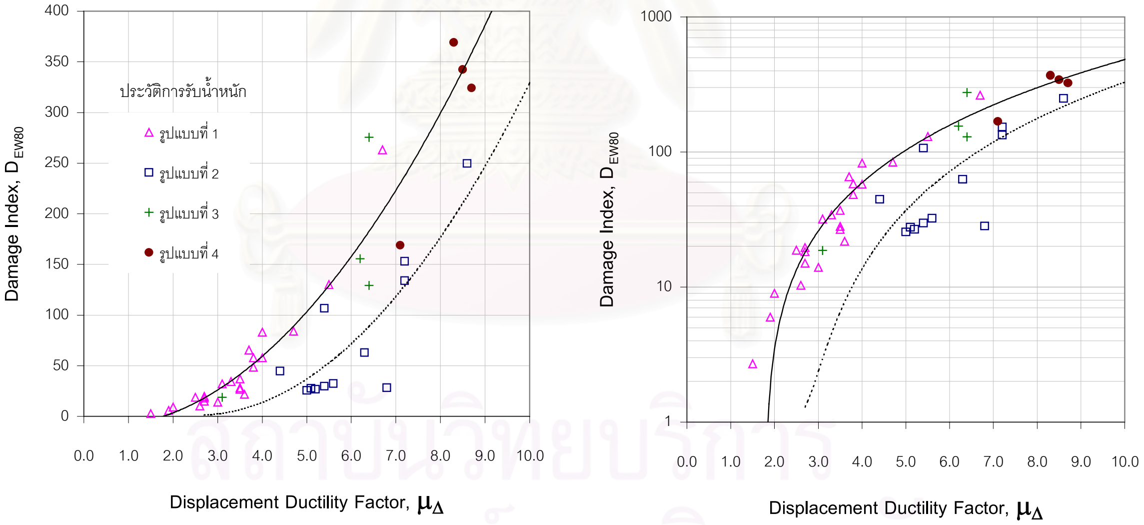
เส้นทึบ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 1 และ 4 จำนวน 27 ตัวอย่าง ในการพิจารณา
เส้นประ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 2 จำนวน 12 ตัวอย่าง ในการพิจารณา

ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.17 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีความเหนียวสะสม (cumulative ductility ratio, $N_{\Delta 80}$)



ก. ใช้ตัวอย่างทดสอบ 27 ตัวอย่างที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.11 ยกเว้น ตัวอย่างที่ทดสอบโดย Xiao และ Martirossyan [23] จำนวน 4 ตัวอย่าง



เส้นทึบ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 1 และ 4 จำนวน 27 ตัวอย่าง ในการพิจารณา
เส้นประ ใช้ข้อมูลที่มีรูปแบบประวัติการรับน้ำหนักในรูปแบบที่ 2 จำนวน 12 ตัวอย่าง ในการพิจารณา

ข. ใช้ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่แสดงในตาราง 5.1 รวมทั้งสิ้น 43 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.18 แสดงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (μ_Δ) กับดัชนีความเสียหาย (damage index, D_{EW80})

ภาคผนวก

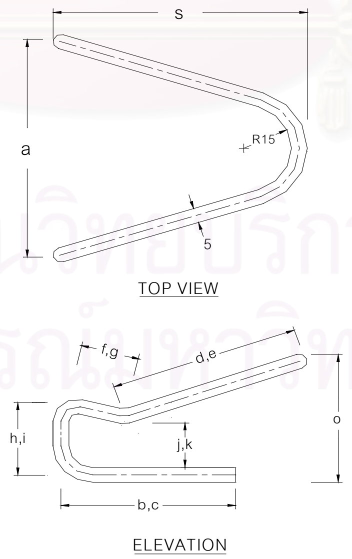
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก-1 ขนาดของคลิปยึดของอที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่าง CFL90/240/0.30

คลิป	ความกว้าง (มม.)		ความยาวส่วนต่างๆ (มม.)						ความสูง (มม.)				
เบอร์	(a)	(s)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(I)	(j)	(k)	(o)
1	81.3	-	60.3	60.7	60.0	60.5	21.6	21.4	29.7	28.6	16.8	16.1	47.8
1A	81.4	-	59.7	60.2	60.0	59.8	24.8	25.9	30.6	29.7	17.9	17.8	44.8
1B	81.1	-	60.5	60.0	60.0	60.4	26.5	25.7	29.4	29.6	16.4	16.9	48.1
2	82.0	-	60.3	59.9	58.8	59.6	24.5	23.6	29.3	28.6	18.1	15.5	46.2
2A	80.5	-	60.7	57.7	60.0	59.4	24.1	25.3	29.5	30.8	17.6	17.6	47.7
2B	80.6	-	60.6	60.6	60.0	59.7	24.8	25.3	28.3	30.4	15.0	15.5	44.0
3	81.7	-	59.5	60.0	61.1	61.1	24.5	23.4	28.6	28.8	16.6	16.1	48.1
3A	81.9	-	60.0	59.4	59.5	60.3	25.5	24.5	31.8	30.6	17.8	18.5	44.7
3B	81.0	-	60.0	57.2	58.8	60.1	24.7	24.7	30.5	28.8	16.7	15.6	44.6
4	81.8	-	60.0	60.6	59.8	59.5	24.4	23.6	28.8	28.8	16.2	17.5	45.5
4A	80.2	-	60.4	59.7	59.3	58.5	24.2	25.5	29.8	30.9	17.1	17.2	44.9
4B	81.8	-	59.4	59.7	60.2	59.8	25.5	24.3	29.5	29.8	17.3	16.2	46.9
5	81.2	-	59.8	59.6	59.1	61.1	24.4	23.2	29.0	28.6	16.1	16.1	47.2
5A	81.2	-	59.7	59.7	57.6	56.3	21.3	21.5	27.3	30.4	15.0	17.4	42.4
5B	80.8	-	59.9	60.1	59.9	58.9	21.3	22.4	29.8	29.4	17.1	16.5	43.3
6	81.1	-	59.8	60.4	58.3	58.4	24.0	24.8	29.5	29.9	17.1	16.4	44.3
6A	81.9	-	60.3	60.2	59.4	59.0	25.9	23.3	30.7	29.3	17.0	17.2	45.4
6B	81.1	-	60.1	59.7	59.9	57.1	21.4	22.7	29.7	29.5	17.2	16.2	45.1
ค่าเฉลี่ย	**81.3**	-	**60.1**	**59.7**	**59.5**	**59.4**	**24.1**	**24.0**	**29.5**	**29.6**	**16.8**	**16.7**	**45.6**
S.D.	**0.52**	-	**0.37**	**0.92**	**0.80**	**1.26**	**1.61**	**1.39**	**1.00**	**0.79**	**0.87**	**0.87**	**1.70**

หมายเหตุ



หน่วยทั้งหมดเป็นมิลลิเมตร

ตัวอย่าง CFL90/120/0.30

คลิป	ความกว้าง (มม.)		ความยาวส่วนต่างๆ (มม.)						ความสูง (มม.)				
No.	(a)	(s)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(l)	(j)	(k)	(o)
1	81.0	-	59.3	59.9	58.4	60.7	25.8	24.8	29.5	29.6	15.4	15.4	44.2
1A	81.9	-	59.7	59.4	59.5	59.5	25.0	24.5	29.4	28.7	16.0	16.5	47.1
1B	80.8	-	59.8	59.6	60.2	60.5	24.4	23.0	29.6	29.9	17.3	18.4	48.2
2	81.3	-	59.8	59.9	61.5	58.7	24.4	25.0	29.0	30.0	15.7	15.0	47.8
2A	81.4	-	59.8	60.4	57.7	57.8	19.8	22.0	27.5	28.8	15.8	17.5	46.5
2B	81.3	-	60.0	60.4	59.3	58.0	25.1	25.4	30.4	30.9	17.1	17.2	46.2
3	80.6	-	59.9	59.1	59.0	59.4	24.6	25.2	30.6	29.6	17.4	15.7	44.2
3A	81.1	-	59.7	59.8	59.7	59.1	25.1	25.5	30.4	29.5	16.6	16.6	42.9
3B	81.1	-	59.8	60.4	58.1	58.5	24.1	23.3	30.0	29.8	15.0	16.4	46.0
4	82.0	-	60.1	60.4	59.8	59.8	24.1	23.5	29.2	28.8	16.2	17.5	45.9
4A	80.5	-	59.1	59.4	61.6	60.0	21.6	21.7	30.0	30.2	16.4	16.8	47.1
4B	81.7	-	60.3	60.0	60.3	59.3	23.7	23.8	30.9	29.6	17.8	17.2	45.1
5	80.4	-	59.9	59.6	59.1	61.5	24.4	22.5	27.7	28.6	16.2	17.0	47.8
5A	80.6	-	60.0	60.7	61.7	58.0	24.2	25.4	29.2	28.6	16.1	15.3	48.0
5B	81.6	-	59.6	59.4	59.7	60.0	23.1	23.5	29.4	30.3	15.4	16.2	43.4
6	80.8	-	59.6	60.6	58.4	59.2	22.7	23.0	28.8	28.5	15.6	16.0	45.8
6A	81.4	-	60.1	60.4	59.4	59.6	25.7	25.3	29.9	29.7	16.0	16.6	42.5
6B	81.7	-	60.2	60.2	59.4	58.6	22.1	22.9	29.1	29.2	16.1	17.4	46.9
7	81.7	-	59.7	59.4	59.1	59.3	24.3	21.0	28.6	29.2	16.5	17.2	47.5
7A	80.7	-	59.6	60.0	60.7	61.2	24.2	25.6	29.9	28.8	15.2	15.0	48.0
7B	81.0	-	60.4	59.5	60.0	59.6	24.3	27.6	29.7	30.4	18.2	17.9	45.9
ค่าเฉลีย	**81.2**	**-**	**59.8**	**59.9**	**59.6**	**59.4**	**23.9**	**24.0**	**29.5**	**29.5**	**16.3**	**16.6**	**46.0**
S.D.	**0.48**	**-**	**0.31**	**0.47**	**1.10**	**1.00**	**1.42**	**1.60**	**0.86**	**0.68**	**0.86**	**0.95**	**1.75**

ตัวอย่าง CFL90/120/0.37

คลิป	ความกว้าง (มม.)		ความยาวส่วนต่างๆ (มม.)						ความสูง (มม.)				
เบอร์	(a)	(s)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(l)	(j)	(k)	(o)
1	80.0	77.6	59.8	60.0	60.5	60.5	21.3	23.9	28.5	29.4	15.2	15.0	43.5
1A	80.0	81.0	60.2	60.5	58.9	58.0	24.1	23.5	29.2	28.4	15.5	14.0	44.7
1B	80.3	78.0	59.7	61.2	58.3	56.5	23.8	23.1	28.8	29.0	15.0	14.9	45.8
2	80.5	78.2	60.2	59.6	61.2	60.5	22.0	23.2	29.4	28.8	14.7	12.5	42.7
2A	80.3	77.9	60.6	60.1	61.0	60.3	25.4	24.7	29.5	28.9	15.0	15.0	48.2
2B	79.5	79.8	59.6	60.5	60.0	58.4	23.4	23.1	29.0	28.4	14.6	14.3	42.4
3	79.2	78.9	60.2	60.1	61.0	61.1	25.5	27.7	28.5	28.7	16.3	13.5	47.2
3A	80.4	76.1	59.9	60.2	60.4	61.2	23.1	24.3	27.5	29.9	13.9	15.2	49.4
3B	80.8	79.0	61.1	60.6	61.1	60.7	24.6	26.1	29.6	28.7	15.0	15.8	45.3
4	79.3	76.1	61.0	60.8	62.9	59.2	24.9	26.1	28.8	29.2	16.0	14.2	43.1
4A	80.2	77.2	60.6	59.8	61.5	59.0	26.2	25.2	28.7	28.1	15.4	13.3	43.5
4B	79.3	76.6	60.3	61.7	61.4	61.6	25.6	25.7	28.7	29.4	16.3	17.6	45.1
5	79.9	80.3	60.1	60.5	58.4	59.8	25.0	25.0	28.6	28.5	14.3	12.9	41.5
5A	79.5	76.6	60.5	61.0	61.6	61.2	25.6	25.8	28.9	28.5	14.6	13.8	46.4
5B	79.8	77.2	59.8	59.6	60.6	59.7	24.5	25.4	27.5	29.6	14.3	13.9	43.6
6	79.4	76.7	59.5	60.3	59.2	57.0	27.1	26.6	27.3	29.0	14.5	14.5	44.2
6A	79.7	76.4	60.1	59.9	60.6	61.3	27.1	25.3	29.1	28.9	14.5	14.3	45.1
6B	80.1	78.1	59.8	60.6	59.0	60.4	25.8	26.4	28.4	28.7	14.9	14.6	44.1
7	80.2	78.2	59.8	60.4	59.4	60.6	25.7	24.4	28.9	28.9	15.0	14.9	48.3
7A	79.8	78.1	59.3	60.2	59.5	59.3	27.1	24.1	29.6	28.1	13.9	12.5	38.8
7B	80.5	80.1	60.3	59.7	58.3	61.4	26.2	24.7	28.5	28.5	14.3	12.9	41.5
ค่าเฉลีย	**79.9**	**78.0**	**60.1**	**60.4**	**60.2**	**59.9**	**25.0**	**25.0**	**28.7**	**28.8**	**14.9**	**14.3**	**44.5**
S.D.	**0.45**	**1.43**	**0.47**	**0.53**	**1.25**	**1.45**	**1.57**	**1.24**	**0.65**	**0.47**	**0.69**	**1.19**	**2.55**

ภาคผนวก ก-2 ขนาดของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่าง CFL90/240/0.30

เหล็กเสริมทางขวาง		1	2	3	4	5	6	7	8
เหล็กปลอก ใช้ของอ 90 องศา	ความกว้าง (มม.)	360	361	359	360	360	359	N.A.	N.A.
		360	360	360	360	358	359	N.A.	N.A.
	ความยาวของอ (มม.)	87.4	87.8	87.5	86.8	87.5	86.9	N.A.	N.A.
		87.7	86.7	86.4	87.4	87.2	87.6	N.A.	N.A.
เหล็กยึด ทางขวาง 1 (crosstie 1)	มุมที่งอขอ (องศา)	44.5	43	42	44	42	44	44	42
	ความโค้งของของอ (มม.)	15.0	15.0	15.0	16.0	15.0	15.0	16.0	15.0
	ความยาว (มม.)	364	365	365	364	363	364	365	364
	ความยาวของอ 135° (มม.)	88.5	87.1	87.1	87.4	88.6	87.4	88.1	88.0
	ความยาวของอ 90° (มม.)	90.0	88.8	88.8	89.3	88.0	89.3	89.5	87.1
เหล็กยึด ทางขวาง 2 (crosstie 2)	มุมที่งอขอ (องศา)	42	43	44.5	43	45	41	40	40
	ความโค้งของของอ (มม.)	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	16.0	15.0	15.0
	ความยาว (มม.)	365	363	363	365	366	365	365	364
	ความยาวของอ 135° (มม.)	88.6	89.4	89.0	89.2	87.3	87.7	89.2	88.8
	ความยาวของอ 90° (มม.)	87.4	87.6	90.3	88.2	89.4	87.7	87.1	87.3

ตัวอย่าง CF90/120/0.30

เหล็กเสริมทางขวาง		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
เหล็กปลอก ใช้ของอ 90 องศา	ความกว้าง (มม.)	365	364	360	364	360	362	363	363	361	360	361
		364	365	360	363	360	362	362	363	360	361	360
	ความยาวของอ (มม.)	87.2	86.8	87.0	87.0	87.4	87.4	87.5	87.0	88.7	87.9	88.5
		87.0	86.8	86.9	87.1	87.4	87.4	87.2	87.7	88.4	89.2	86.4
เหล็กยึด ทางขวาง 1 (crosstie 1)	มุมที่งอขอ (องศา)	47	46	47	46	47	47	47	47	47	47	47
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาว (มม.)	366	367	367	360	357	357	354	360	353	358	354
	ความยาวของอ 135° (มม.)	86.8	86.8	87.2	87.4	87.3	88.0	87.4	88.1	87.4	88.2	88.3
	ความยาวของอ 90° (มม.)	86.7	87.4	87.6	87.2	87.3	87.4	88.0	88.6	88.6	87.4	86.8
เหล็กยึด ทางขวาง 2 (crosstie 2)	มุมที่งอขอ (องศา)	46	46	46	47	47	47	47	47	47	47	47
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาว (มม.)	367	367	368	363	361	357	354	362	360	361	356
	ความยาวของอ 135° (มม.)	87.0	87.2	86.6	87.4	87.6	87.7	87.9	86.3	86.2	86.5	87.1
	ความยาวของอ 90° (มม.)	87.0	87.5	86.5	86.9	87.5	87.3	87.0	86.5	86.9	86.5	85.6

ตัวอย่าง CF135/120/0.30

เหล็กเสริมทางขวาง		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
เหล็กปลอก ใช้ของอ 135 องศา	ความกว้าง (มม.)	365	363	363	360	360	360	360	358	358	360	361
		363	363	363	360	360	360	361	362	360	360	362
	มุมที่งอขอ (องศา)	47	47	47	46	47	47	47	47	46	47	47
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาวของอ 135° (มม.)	87.0	87.4	87.1	87.0	86.8	88.0	86.9	87.1	87.4	87.7	87.2
	มุมที่งอขอ (องศา)	47	45	47	46	47	46	46	47	46	47	46
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาวของอ 135° (มม.)	87.0	87.0	87.1	87.3	86.9	87.6	86.9	87.0	87.0	85.5	87.2
เหล็กยึด ทางขวาง 1 (crosstie 1)	มุมที่งอขอ (องศา)	47	47	47	47	47	47	46	47	46	46	47
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาว (มม.)	367	367	367	360	357	360	358	358	356	356	357
	ความยาวของอ 135° (มม.)	86.8	86.7	87.3	86.9	87.3	86.8	87.3	88.2	88.4	88.7	86.9
	ความยาวของอ 90° (มม.)	87.1	86.7	87.1	87.2	87	86.9	88.1	87.4	87.2	87.8	88.5
เหล็กยึด ทางขวาง 2 (crosstie 2)	มุมที่งอขอ (องศา)	47	47	47	46	47	45	47	47	47	47	47
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาว (มม.)	367	367	367	360	355	361	352	356	358	353	358
	ความยาวของอ 135° (มม.)	86.6	86.5	86.5	87.5	86.8	86.9	87.8	88.3	88.1	88.5	88.4
	ความยาวของอ 90° (มม.)	87.5	87.1	87	87.4	86.5	87	87.1	88.6	87.5	87.4	88.0

ตัวอย่าง CFL90/120/0.30

เหล็กเสริมทางขวาง		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
เหล็กปลอก ใช้ของอ 90 องศา	ความกว้าง (มม.)	360	359	359	361	360	360	360	359	359	360	360
		359	358	359	360	361	359	361	361	362	362	360
	ความยาวของงอ (มม.)	86.9	87.1	87.8	87.1	86.3	87.3	85.9	86.4	86.5	85.2	85.2
		87.1	86.6	87.2	87.2	87.4	86.6	87.4	85.7	86.0	85.1	87.2
เหล็กยึด ทางขวาง 1 (crosstie 1)	มุมที่งอขอ (องศา)	45	42	46	41	45	47	42	37	34	40	40
	ความโค้งของของอ (มม.)	16.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	ความยาว (มม.)	359	361	359	358	358	358	361	361	361	361	362
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	86.9	87.1	86.6	87.3	87.1	87.0	87.3	87.6	87.1	87.6	88.7
	ความยาวของงอ 90° (มม.)	87.5	87.5	87.8	87.7	87.8	86.8	87.1	86.7	87.9	88.1	88.0
เหล็กยึด ทางขวาง 2 (crosstie 2)	มุมที่งอขอ (องศา)	46	46	42	45	41	45	35	37	38	36	36
	ความโค้งของของอ (มม.)	16.0	17.0	17.0	17.0	16.0	16.5	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	ความยาว (มม.)	358	361	359	358	359	358	361	361	361	361	360
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	87.4	86.8	87.2	86.7	86.4	86.7	85.5	87.5	87.6	86.5	88.6
	ความยาวของงอ 90° (มม.)	86.6	87.2	87.8	86.9	87.2	86.9	88.2	87.6	88.3	86.8	88.2

ตัวอย่าง CF135/120/0.37

เหล็กเสริมทางขวาง		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
เหล็กปลอก ใช้ของอ 135 องศา	ความกว้าง (มม.)	360	360	360	360	360	360	359	360	360	358	359
		360	360	360	360	360	360	359	360	359	358	359
	มุมที่งอขอ (องศา)	45	46	46	45	45	46	46	46	45	46	46
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	87.0	87.1	86.7	86.9	86.7	86.9	87.3	87.0	86.8	87.4	87.5
	มุมที่งอขอ (องศา)	46	45	45	46	47	45	45	46	46	45	45
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	86.1	86.9	87.0	87.0	86.9	86.4	87.1	86.8	85.7	86.7	87.5
เหล็กยึด ทางขวาง 1 (crosstie 1)	มุมที่งอขอ (องศา)	46	47	46	45	45	46	46	46	46	45	46
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาว (มม.)	360	357	357	357	360	357	360	358	360	358	358
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	86.9	87.1	86.8	87.0	86.8	86.7	87.1	87.1	87.3	86.7	86.8
	ความยาวของงอ 90° (มม.)	87.4	87.1	87.0	87.1	86.9	87.1	87.3	87.4	87.5	87.1	86.7
เหล็กยึด ทางขวาง 2 (crosstie 2)	มุมที่งอขอ (องศา)	45	46	45	47	46	46	47	45	46	47	46
	ความโค้งของของอ (มม.)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
	ความยาว (มม.)	360	357	357	357	357	360	358	360	361	358	361
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	87.2	87.0	87.0	86.9	87.2	87.4	86.5	87.5	87.1	87.0	87.1
	ความยาวของงอ 90° (มม.)	87.1	87.4	87.4	87.4	87.4	87.0	87.1	86.7	86.4	87.4	86.1

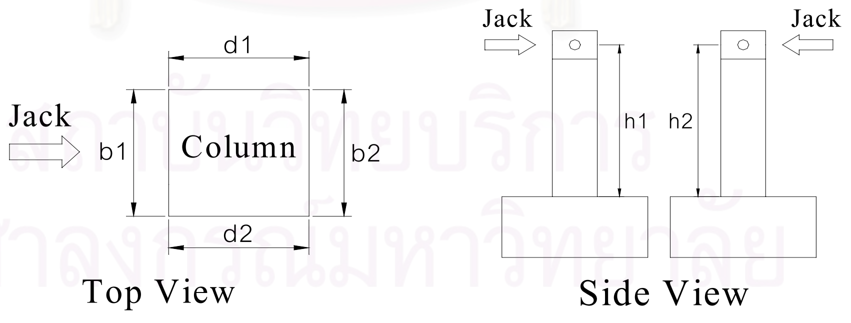
ตัวอย่าง CFL90/120/0.37

เหล็กเสริมทางขวาง		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
เหล็กปลอก ใช้ของอ 90 องศา	ความกว้าง (มม.)	363	362	362	360	361	359	360	360	360	N.A.	N.A.
		362	360	361	360	359	360	359	361	360	N.A.	N.A.
	ความยาวของงอ (มม.)	87.6	86.9	87.4	86.8	86.2	86.4	86.9	87.2	87.0	87.1	87.7
		87.3	88.0	86.9	89.0	86.9	86.4	86.5	87.3	88.0	87.0	86.7
เหล็กยึด ทางขวาง 1 (crosstie 1)	มุมที่งอขอ (องศา)	44	46	54	45	47	46	45	45	43	46	N.A.
	ความโค้งของของอ (มม.)	18	15	17	16	16	15	16	16	15	16	N.A.
	ความยาว (มม.)	363	362	362	362	360	362	361	361	360	360	N.A.
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	87.4	86.6	87.0	87.1	86.3	89.0	87.0	87.6	88.0	91.5	N.A.
	ความยาวของงอ 90° (มม.)	88.0	87.9	86.8	87.3	86.3	87.7	86.1	86.7	87.0	89.6	N.A.
เหล็กยึด ทางขวาง 2 (crosstie 2)	มุมที่งอขอ (องศา)	45	47	45	47	45	46	45	45	46	N.A.	N.A.
	ความโค้งของของอ (มม.)	18	16	16	16	16	16	15	16	16	N.A.	N.A.
	ความยาว (มม.)	363	363	362	361	360	363	362	362	361	362	N.A.
	ความยาวของงอ 135° (มม.)	86.1	87.0	87.7	86.6	86.1	87.4	88.0	87.5	87.6	88.2	N.A.
	ความยาวของงอ 90° (มม.)	86.4	86.4	86.4	86.4	88.8	88.5	86.1	87.1	86.7	87.8	N.A.

ภาคผนวก ก-3 ขนาดของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ตำแหน่ง	b_1 (mm)	b_2 (mm)	d_1 (mm)	d_2 (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)
CFL90/240/0.30	ส่วนบน	398	398	398	398	-	-
	ส่วนกลาง	399	398	399	398	-	-
	ส่วนล่าง	399	398	399	398	-	-
	ค่าเฉลี่ย	**399**	**398**	**399**	**398**	**1490**	**1490**
CF90/120/0.30	ส่วนบน	398	398	397	397	-	-
	ส่วนกลาง	398	398	397	397	-	-
	ส่วนล่าง	398	398	398	397	-	-
	ค่าเฉลี่ย	**398**	**398**	**397**	**397**	**1497**	**1498**
CF135/120/0.30	ส่วนบน	399	400	396	396	-	-
	ส่วนกลาง	398	398	397	395	-	-
	ส่วนล่าง	399	398	397	395	-	-
	ค่าเฉลี่ย	**399**	**399**	**397**	**395**	**1485**	**1487**
CFL90/120/0.30	ส่วนบน	397	400	398	399	-	-
	ส่วนกลาง	399	401	398	400	-	-
	ส่วนล่าง	398	400	396	398	-	-
	ค่าเฉลี่ย	**398**	**400**	**397**	**399**	**1496**	**1493**
CF135/120/0.37	ส่วนบน	397	400	398	397	-	-
	ส่วนกลาง	398	399	397	397	-	-
	ส่วนล่าง	398	400	396	396	-	-
	ค่าเฉลี่ย	**398**	**400**	**397**	**397**	**1502**	**1502**
CFL90/120/0.37	ส่วนบน	397	400	397	398	-	-
	ส่วนกลาง	397	399	397	397	-	-
	ส่วนล่าง	398	401	397	398	-	-
	ค่าเฉลี่ย	**397**	**400**	**397**	**398**	**1496**	**1498**

หมายเหตุ :



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ข-1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ตัวอย่างทดสอบ	ตัวอย่างรูปทรงกระบอก	ขนาดของตัวอย่าง		แรงอัด (กก.)	f_c' (กก./ซม.^{2})	น้ำหนัก (กก.)	หน่วยน้ำหนัก (กก./ม.^{3})	อายุ (วัน)
		เส้นผ่าน ศ.ก. (ซม.)	ความสูง (ซม.)					
CFL90/240/0.30	1	15.2	30.3	56500	313	12.7	2310	135
	2	15.2	30.3	35000	194	-	-	135
	3	15.2	30.2	45000	248	-	-	136
CF90/120/0.30	1	15.0	30.0	70000	396	12.6	2377	44
	2	15.0	30.1	68000	385	12.8	2406	45
	3	15.0	30.1	73000	413	12.8	2406	45
CF135/120/0.30	1	14.9	30.3	63000	361	12.8	2423	35
	2	14.9	30.3	64000	367	12.8	2423	35
	3	14.9	30.4	63000	364	13.0	2452	36
CFL90/120/0.30	ค่าเฉลี่ย	15.0	30.0	57100	323	-	-	221
CF135/120/0.37	1	15.0	30.1	55000	311	12.6	2369	21
	2	15.1	30.0	56000	313	12.5	2327	21
	3	15.1	30.1	55000	307	12.5	2319	21
CFL90/120/0.37	1	15.1	30.1	53000	296	12.6	2338	93
	2	15.1	30.0	61000	341	12.4	2308	93
	3	15.1	30.1	63000	352	12.6	2338	94

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ข-2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้

DB20ก

ตัวอย่าง	f_y (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	4780	6373	2210000
2	4797	6385	2130000
3	4781	6407	2160000
ค่าเฉลี่ย	**4786**	**6388**	**2166667**

DB20ข

ตัวอย่าง	f_y (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	4923	6073	1960000
2	4718	5958	1940000
3	4870	6086	1980000
ค่าเฉลี่ย	**4837**	**6039**	**1960000**

RB9ก

ตัวอย่าง	f_{yh} (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	3225	4703	2100000
2	3073	4549	2090000
3	3040	4500	2070000
4	3123	4584	1990000
5	3138	4584	2050000
ค่าเฉลี่ย	**3120**	**4584**	**2060000**

RB9ข

ตัวอย่าง	f_{yh} (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	3159	4511	2210000
2	3110	4543	2230000
3	3025	4496	2040000
ค่าเฉลี่ย	**3098**	**4517**	**2160000**

RB9ค

ตัวอย่าง	f_{yh} (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	3113	4914	2200000
2	3202	4986	2270000
3	3022	4496	2040000
ค่าเฉลี่ย	**3112**	**4799**	**2170000**

RB9ง

ตัวอย่าง	f_{yh} (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	3250	4829	2100000
2	3235	4739	2160000
3	3235	4826	2210000
ค่าเฉลี่ย	**3240**	**4798**	**2156667**

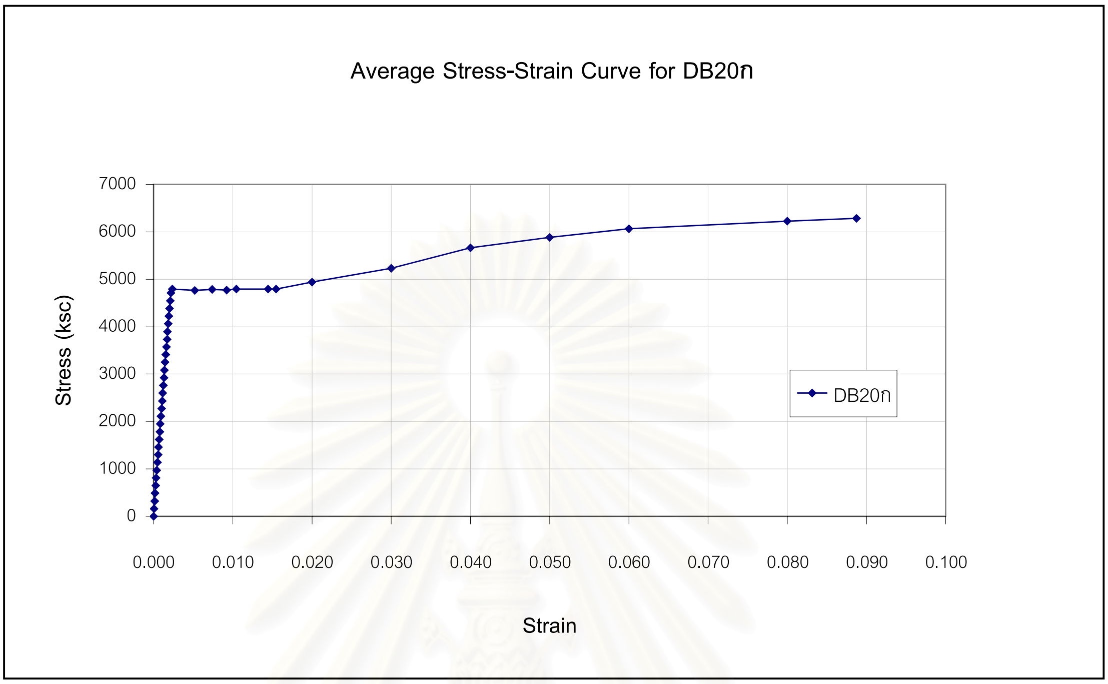
Clipก

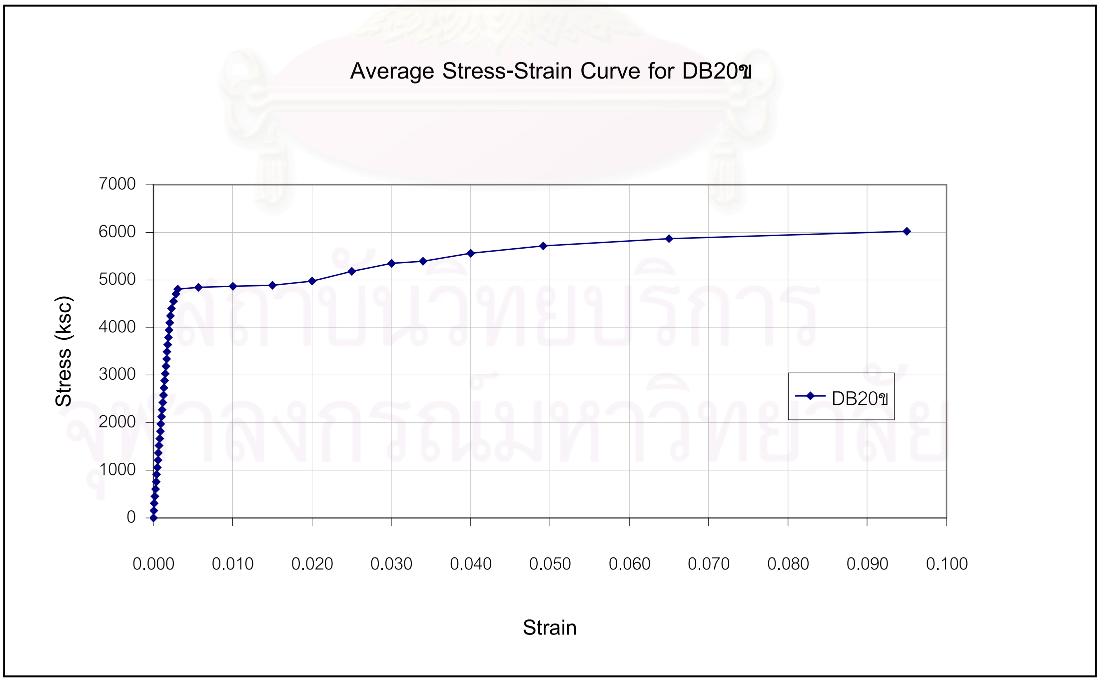
ตัวอย่าง	f_y (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	N.A.	4978	2010000
2	N.A.	4812	2090000
ค่าเฉลี่ย	**N.A.**	**4895**	**2050000**

Clipข

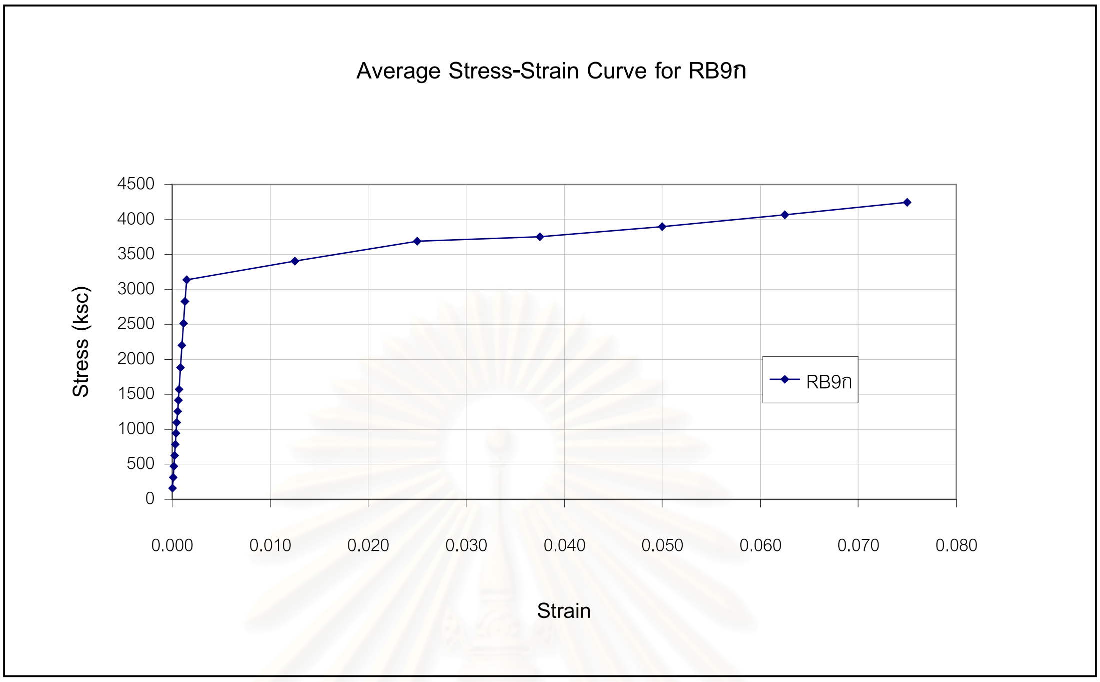
ตัวอย่าง	f_y (กก./ซม.^{2})	f_{su} (กก./ซม.^{2})	E_s (กก./ซม.^{2})
1	N.A.	6996	2040000
2	N.A.	6933	2150000
3	N.A.	6866	2160000
4	N.A.	6959	2090000
ค่าเฉลี่ย	**N.A.**	**6913**	**2125000**

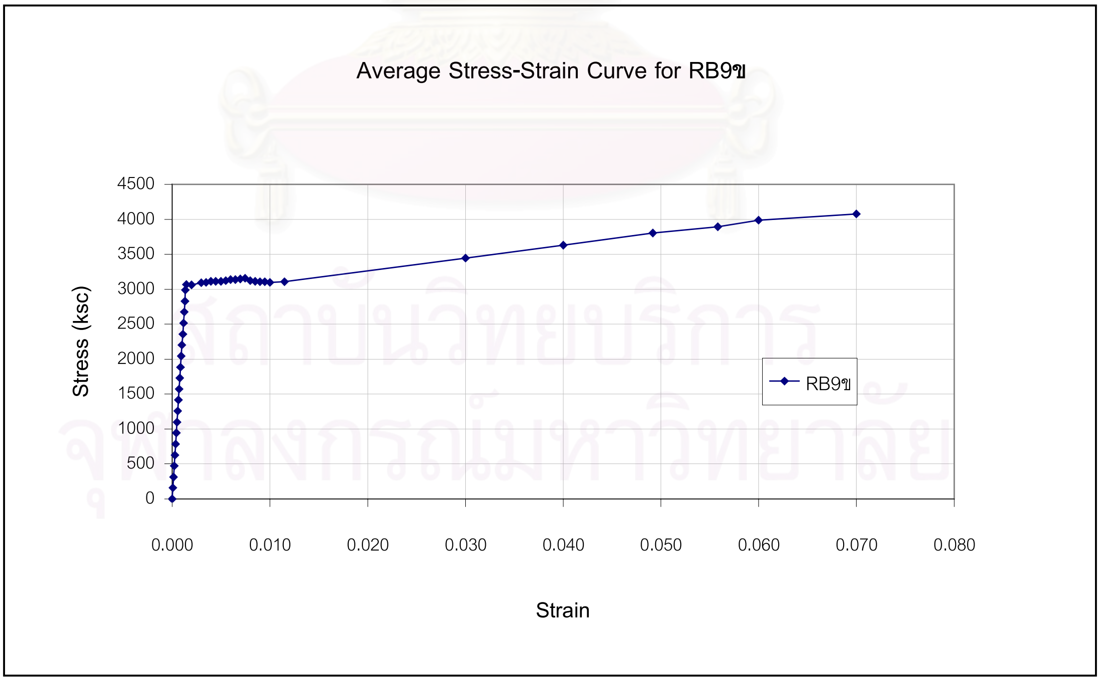
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

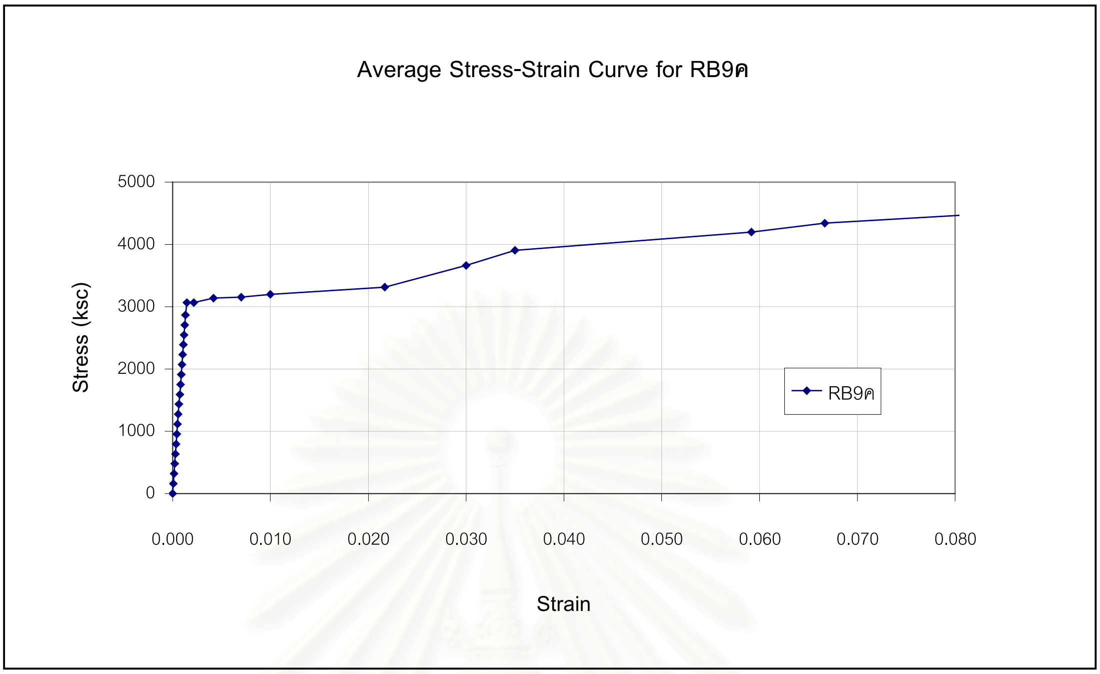


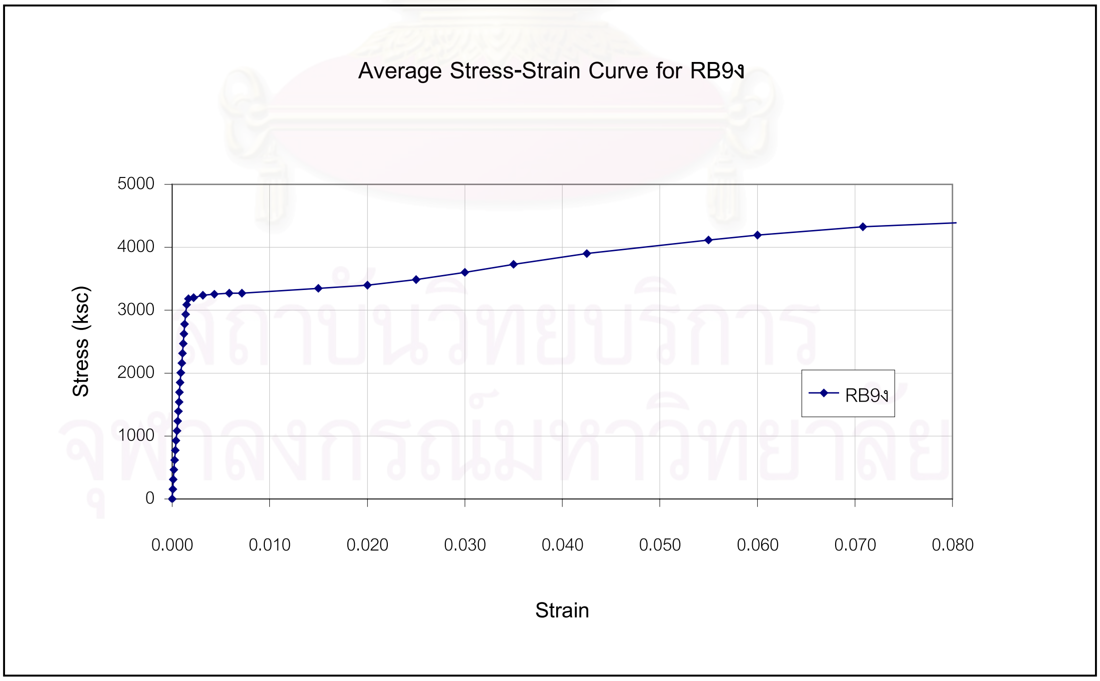


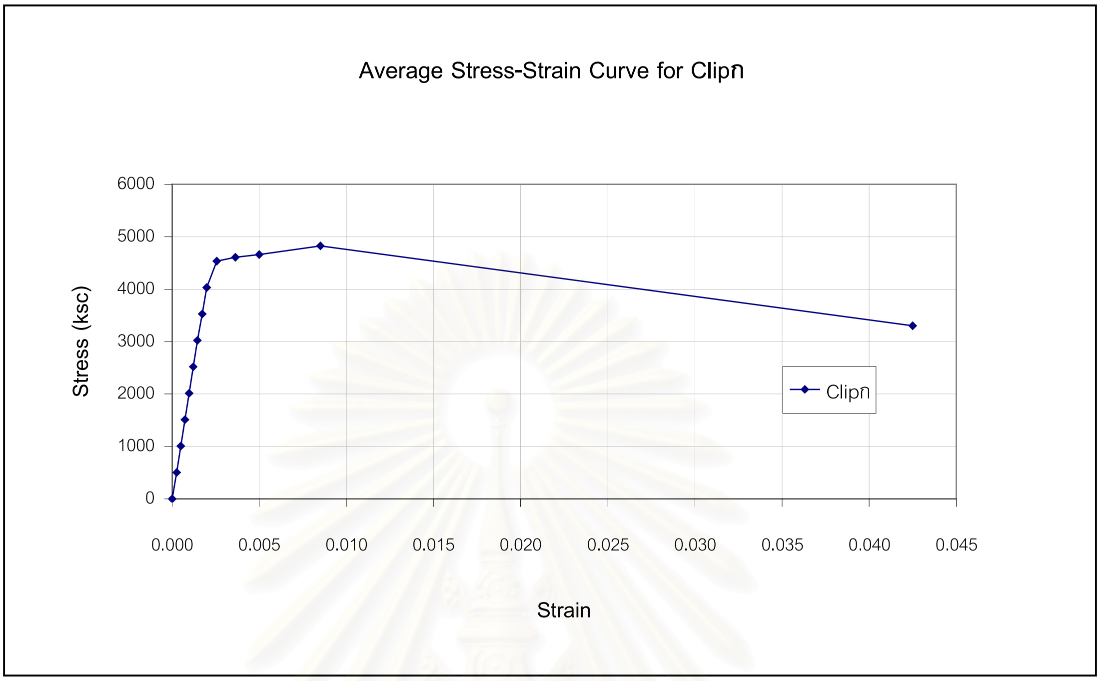
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

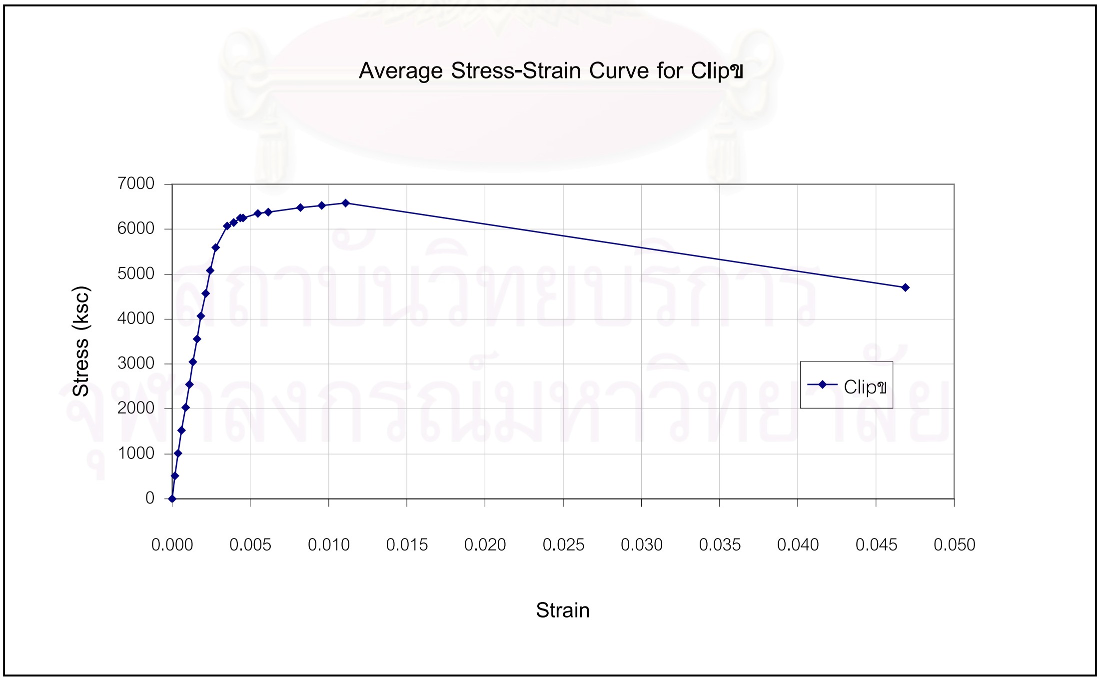

Average Stress-Strain Curve for RB9ก
Stress (ksc)
4500
4000
3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040
0.050
0.060
0.070
0.080
Strain
RB9ก


Average Stress-Strain Curve for RB9ข
Stress (ksc)
4500
4000
3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040
0.050
0.060
0.070
0.080
Strain
RB9ข


Average Stress-Strain Curve for RB9ค
Stress (ksc)
5000
4000
3000
2000
1000
0
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040
0.050
0.060
0.070
0.080
Strain
RB9ค


Average Stress-Strain Curve for RB9ง
Stress (ksc)
5000
4000
3000
2000
1000
0
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040
0.050
0.060
0.070
0.080
Strain
RB9ง

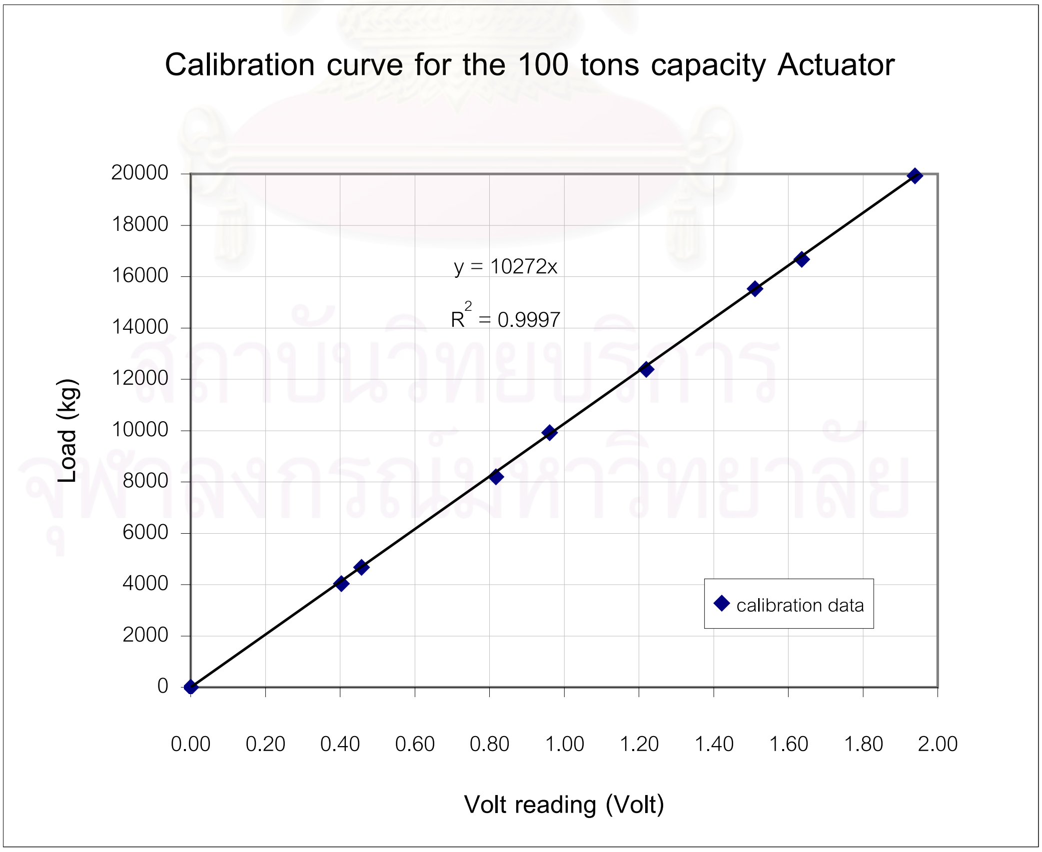

Average Stress-Strain Curve for Clipก
Stress (ksc)
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
0.000
0.005
0.010
0.015
0.020
0.025
0.030
0.035
0.040
0.045
Strain
Clipก


Average Stress-Strain Curve for Clipข
Stress (ksc)
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
0.000
0.005
0.010
0.015
0.020
0.025
0.030
0.035
0.040
0.045
0.050
Strain
Clipข

ภาคผนวก ค-1 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ (hydraulic jack) แบบ servopulser 100 ตัน

Proving Ring		Volt
division	load (kg)	(V)
0	0	0.000
113	4034	0.403
230	8193	0.817
347	12388	1.220
467	16672	1.636
558	19921	1.939
618	22063	2.123
435	15530	1.511
278	9925	0.961
131	4677	0.457

Calibration date : 3/11/00

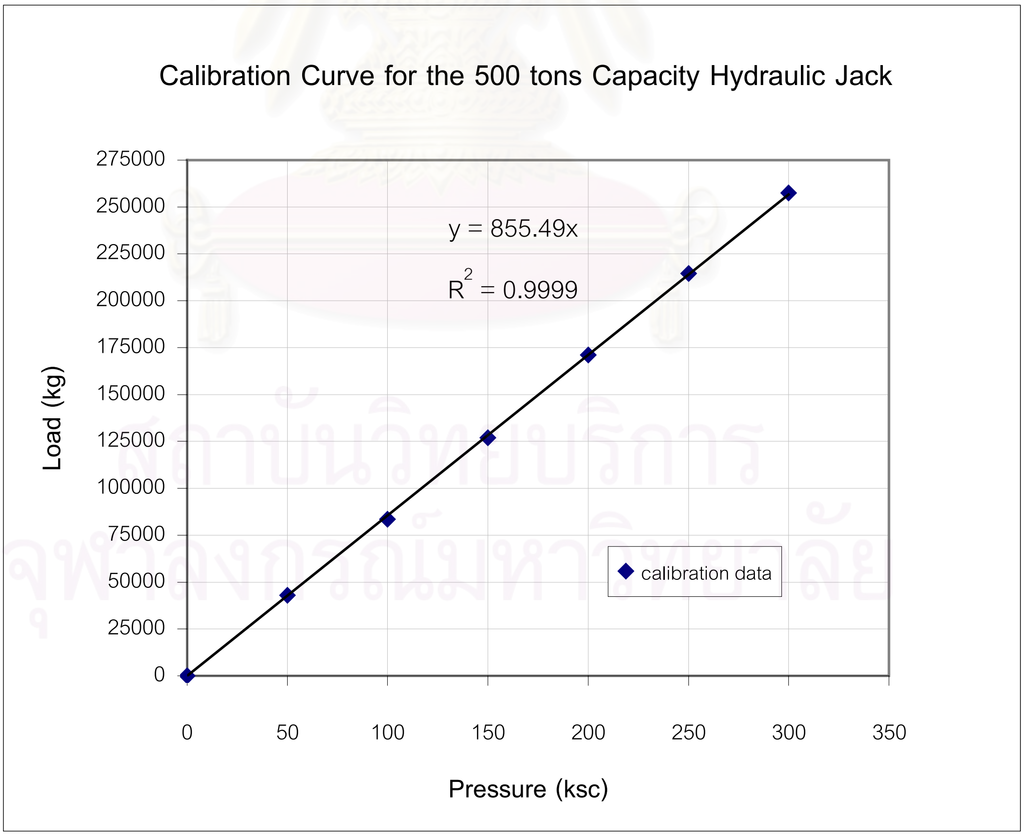


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ค-2 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ (hydraulic jack) แบบ manual 500 ตัน ครั้งที่ 1

Pressure (ksc)	Load (from testing machine) (kg)				
	1st		2nd		average
	ascending	descending	ascending	descending	(ascending)
0	0	0	0	0	**0**
50	43000	36000	43000	36000	**43000**
100	83000	76000	84000	75000	**83500**
150	127000	120000	127000	119000	**127000**
200	171000	165000	171000	163000	**171000**
250	215000	208000	214000	208000	**214500**
300	257000		258000		**257500**

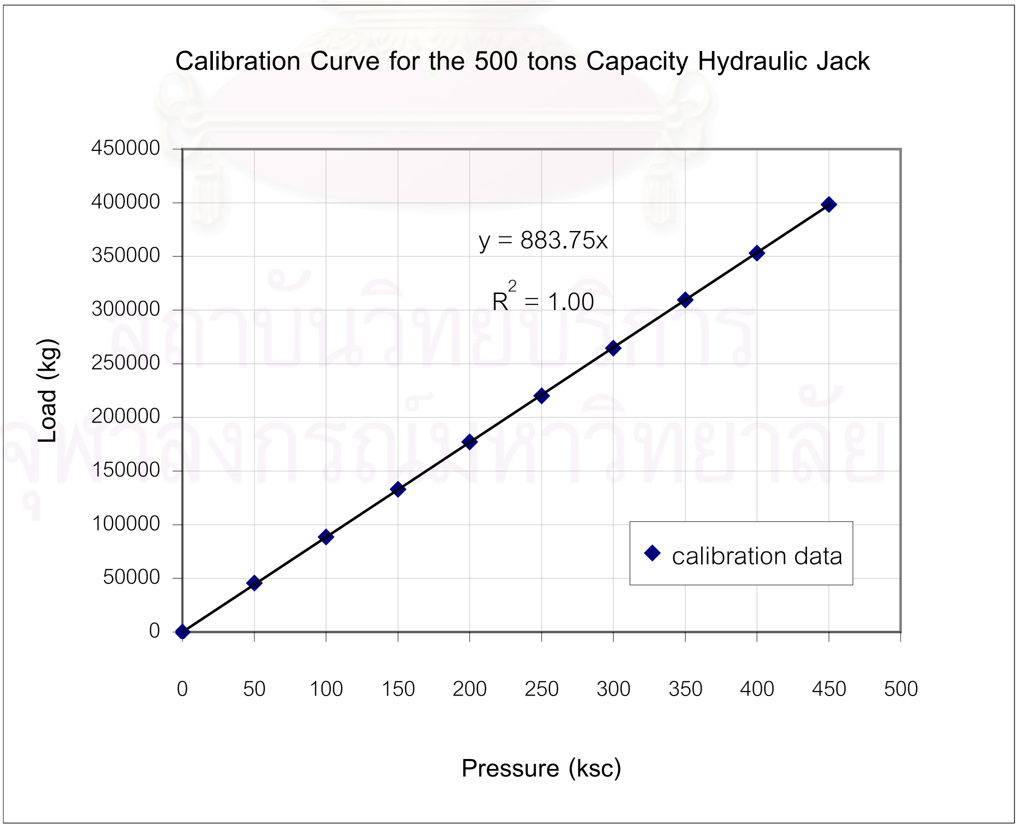
Calibration date : 12/12/99



ภาคผนวก ค-2 (ต่อ) ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องกดน้ำหนักไฮโดรลิกซ์ (hydraulic jack) แบบ manual 500 ตัน ครั้งที่ 2

Pressure (ksc)	Load (from testing machine) (kg)				
	1st		2nd		average
	ascending	descending	ascending	descending	(ascending)
0	0	0	0	0	**0**
50	46000	37000	45000	37000	**45500**
100	88000	76000	89000	77000	**88500**
150	132000	119000	134000	119000	**133000**
200	177000	162000	177000	162000	**177000**
250	220000	203000	220000	205000	**220000**
300	264000	246000	265000	245000	**264500**
350	309000	289000	310000	288000	**309500**
400	352000	334000	354000	333000	**353000**
450	398000		399000		**398500**

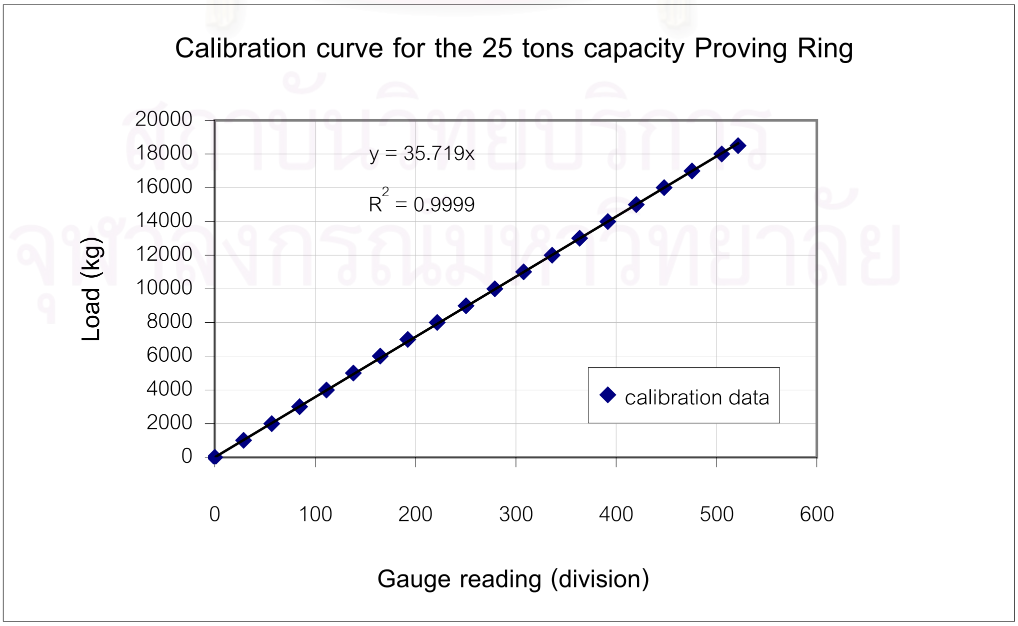
Calibration date : 22/12/2000 Time : 10.30 am.



ภาคผนวก ค-3 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) proving ring 25 ตัน

Load (kg) (from testing machine)	Division		
	ascending	descending	average
0	0.0	0.0	0.0
1000	28.5	29.0	28.8
2000	56.5	57.0	56.8
3000	84.0	85.0	84.5
4000	111.5	111.0	111.3
5000	138.0	138.5	138.3
6000	165.0	165.0	165.0
7000	192.0	193.0	192.5
8000	221.5	222.0	221.8
9000	250.0	250.5	250.3
10000	279.0	279.5	279.3
11000	308.0	307.5	307.8
12000	336.5	336.0	336.3
13000	364.0	363.5	363.8
14000	392.0	391.5	391.8
15000	420.5	420.0	420.3
16000	448.5	447.5	448.0
17000	476.5	475.0	475.8
18000	505.5	505.0	505.3
18500	521.5		521.5

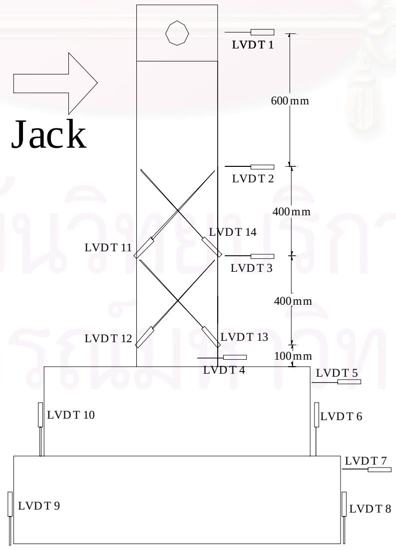
Calibration date : 29/9/00　　　　Time : 2.00 p.m.



ภาคผนวก ค-4 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's)

LVDT		K (มม./โวลต์)				
No.	Label	CF90/120/0.30	CF135/120/0.30	CFL90/120/0.30	CF135/120/0.37	CFL90/120/0.37
1	N6	13.511	13.478	13.251	14.456	13.393
2	N5	14.532	14.566	14.462	14.508	14.593
3	N1	8.3484	8.3263	8.3130	8.3869	8.3827
4	18	3.3213	3.2908	3.2347	3.3138	3.2696
5	10	3.2495	3.2012	3.1352	3.1356	3.1868
6	P4/16	3.2500	3.2581	3.1442	3.1326	3.2144
7	P9/19	3.4836	-	3.4314	3.4057	3.4504
8	P14/4	3.1852	3.0955	3.1058	3.1387	3.1735
9	P15/1	-	3.3035	3.2699	-	3.2923
10	P2/17	3.3725	3.2761	3.2624	3.3533	3.3176
11	P3	3.2413	3.2201	3.6317	3.2359	3.2206
12	P12/5	3.3044	3.2472	3.2215	3.2641	3.2494
13	P6	3.3168	3.2687	3.2585	3.2896	3.2752
14	P10/7	3.3111	3.2784	3.2562	3.2971	3.2903
15	N2	8.4231	8.4084	8.3763	8.3952	8.4814
16	N4	8.7066	8.7077	8.6804	8.6711	8.7040
17	P2 6	3.6839	3.7100	3.2694	3.7190	3.6786
18	N3	8.2258	8.2079	8.2119	8.2030	8.2620
Calibration Date :		19/7/00	7/7/00	3/3/00	18/8/00	18/5/00

หมายเหตุ :



ภาคผนวก ง แสดงค่ามุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่งของหัวเสาระหว่างทำการทดสอบ

รอบทดสอบ	ตัวอย่างทดสอบ											
	CFL90/240/0.30		CF90/120/0.30		CF135/120/0.30		CFL90/120/0.30		CF135/120/0.37		CFL90/120/0.37	
	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)
$0.75H_u$	-	-	-10.3	-0.6	-5.6	-0.3	-10	-0.5	11.8	0.5	-10.1	-0.4
	-	-	0	0	-11	-0.6	12.5	0.5	-10	-0.6	9.6	0.4
	-	-	11	0.5	0	0	-	-	0	0	0	0
	-	-	0.1	0	10	0.4	-	-	-	-	-	-
$1\Delta_y$ รอบที่ 1	-12.3	-0.5	-9.2	-0.5	-13.2	-0.6	-15	-1	7.5	0.4	-6.3	-0.5
	12.2	0.5	-11	-0.6	-14.1	-0.7	9.9	0.5	11.4	0.5	-9.1	-0.6
	-	-	-14.3	-0.7	-5.7	-0.4	15.9	1	15	0.6	-13.1	-0.8
	-	-	-8.7	-0.5	0	0	-8	-0.5	0	0	-4.2	-0.4
	-	-	0.4	0	7.2	0.2	-13	-1	-7.5	-0.5	-0.7	0
	-	-	7.2	0.3	9.9	0.4	-	-	-11.8	-0.6	6.6	0.3
	-	-	11.3	0.5	14.4	0.5	-	-	-14.2	-0.7	9.1	0.5
	-	-	14.1	0.6	5.9	0.2	-	-	-7	-0.5	13.1	0.6
	-	-	7.2	0.3	0	0	-	-	-0.5	0	7.4	0.4
	-	-	-0.3	-0.1	-	-	-	-	-	-	0.8	0
$1\Delta_y$ รอบที่ 2	-11.9	-0.5	-7.3	-0.4	-7.9	-0.5	-15.1	-1	7.1	0.3	-5.9	-0.4
	12.1	0.5	-11.4	-0.6	-10.5	-0.6	5.8	0	11.4	0.5	-9	-0.5
	-	-	-11.3	-0.6	-14.1	-0.7	12.3	0.5	14	0.6	-13	-0.6
	-	-	-6.3	-0.3	-7.8	-0.5	14.9	0.5	6.6	0.2	-6.8	-0.3
	-	-	-0.6	0	0	0	-14.7	-1	0	0	-0.3	0
	-	-	7.1	0.3	7	0.2	-25.2	-2	-6.8	-0.5	5.4	0.4
	-	-	11	0.4	9.9	0.3	-	-	-11.1	-0.6	9.4	0.5
	-	-	14.1	0.5	14.1	0.4	-	-	-14.1	-0.7	13	0.6
	-	-	6.4	0.2	1	0	-	-	-8	-0.5	6	0.3
	-	-	0.3	0	-	-	-	-	-0.8	0	0.3	0
$2\Delta_y$ รอบที่ 1	-24.8	-1	-14.1	-0.7	-14.2	-0.6	-30	-2	13.8	0.5	-12.9	-0.6
	24.3	1	-20.9	-1	-20.9	-0.8	14.8	1	20.9	0.6	-20	-0.7
	-	-	-20	-0.8	-28	-1	22	1.5	28.4	0.8	-26.1	-0.9
	-	-	-12.8	-0.5	-20.3	-0.6	29.6	2	21.3	0.5	-19.5	-0.6
	-	-	-0.3	0	-14.5	-0.5	-14.9	-1	14.1	0.4	-13.6	-0.3
	-	-	13.9	0.5	0	0	-24.9	-1.5	7	0.1	-0.3	0
	-	-	21	0.7	14	0.4	-	-	-14.6	-0.7	12.3	0.5
	-	-	28	1	21.7	0.5	-	-	-20.6	-1	20.2	0.9
	-	-	20.1	0.5	28.1	0.9	-	-	-28.2	-1.1	26	1

ภาคผนวก ง (ต่อ) แสดงค่ามุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่งของหัวเสาระหว่างทำการทดสอบ

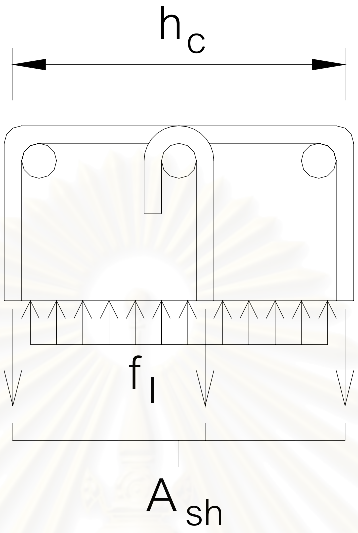
รอบทดสอบ	ตัวอย่างทดสอบ											
	CFL90/240/0.30		CF90/120/0.30		CF135/120/0.30		CFL90/120/0.30		CF135/120/0.37		CFL90/120/0.37	
	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)
$2\Delta_y$ รอบที่ 1	-	-	13.4	0.4	21	0.5	-	-	-20	-0.8	20.6	0.8
	-	-	-0.8	-0.1	14.5	0.3	-	-	-13.4	-0.6	13.4	0.5
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-0.1	0
$2\Delta_y$ รอบที่ 2	-23.7	-1	-14.2	-0.7	-13.9	-0.6	-29.7	-2	14.8	0.5	-12.9	-0.5
	24.5	1	-21	-1	-21	-0.9	15	1	20.8	0.6	-19.9	-0.7
	-	-	-28	-1.1	-28.1	-1	24.8	2	28	0.8	-26.1	-1
	-	-	-19.7	-0.7	-18.1	-0.6	29.9	2.5	18.8	0.5	-18.5	-0.6
	-	-	-11.7	-0.5	-10.5	-0.3	-24.6	-1.5	0.3	0	-12	-0.5
	-	-	0.3	0	-0.2	0	-40	-2.5	-13.7	-0.6	-0.2	0
	-	-	14.7	0.5	14.3	0.4	-	-	-21	-1	13.6	0.5
	-	-	20.6	0.6	21.4	0.5	-	-	-28.1	-1.1	20.2	0.7
	-	-	28.2	1	28.1	0.9	-	-	-18.1	-0.7	26.1	1
	-	-	20.3	0.6	13.6	0.3	-	-	-14.3	-0.6	19.1	0.7
	-	-	13.5	0.3	8	0.1	-	-	0.3	0	12.3	0.5
	-	-	-1.3	-0.1	-	-	-	-	-	-	-	-
$3\Delta_y$ รอบที่ 1	-	-	-14.6	-0.6	-20	-0.7	-45.7	-2.5	21.7	0.5	-18.5	-0.6
	-	-	-20.1	-0.9	-31	-1	25.6	2	31	1	-27.8	-1
	-	-	-28.1	-1.1	-42	-1.5	37.7	2.5	42.2	1.3	-39	-1.3
	-	-	-31.2	-1.3	-22.5	-0.7	44.9	2.5	21	0.6	-26.9	-1
	-	-	-35.3	-1.4	-12	-0.5	-25.1	-1.5	0	0	-15.5	-0.5
	-	-	-39.6	-1.5	1	0	-37.6	-2.5	-21.3	-0.9	2.3	0
	-	-	-	-	19.6	0.5	-	-	-30.9	-1.1	19	0.6
	-	-	-	-	31.9	0.9	-	-	-42.3	-1.5	27.9	1
	-	-	-	-	42.3	1	-	-	-28.5	-1	38	1.2
	-	-	-	-	29.6	0.8	-	-	-19.4	-0.7	23.9	0.7
	-	-	-	-	7	0.3	-	-	4	0.1	14	0.4
$3\Delta_y$ รอบที่ 2	-	-	-	-	-19.9	-0.7	-44.8	-2.5	21.2	0.8	-13.9	-0.5
	-	-	-	-	-31.3	-1	28	2	31	0.9	-19.2	-0.6
	-	-	-	-	-42	-1.5	35.5	2.5	42.2	1.2	-29.1	-1
	-	-	-	-	-23.2	-0.7	44.9	2.5	19.8	0.5	-38.1	-1.3
	-	-	-	-	-18.1	-0.6	-38	-2	1.4	0	-28.9	-0.9
	-	-	-	-	-1.2	-0.1	-45.3	-2.5	-21.4	-0.7	-18.9	-0.5
	-	-	-	-	20.4	0.5	-	-	-32	-1.1	-0.9	0

ภาคผนวก ง (ต่อ) แสดงค่ามุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่งของหัวเสาระหว่างทำการทดสอบ

รอบทดสอบ	ตัวอย่างทดสอบ											
	CFL90/240/0.30		CF90/120/0.30		CF135/120/0.30		CFL90/120/0.30		CF135/120/0.37		CFL90/120/0.37	
	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	มุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่ง (องศา)
$3\Delta_y$ รอบที่ 2	-	-	-	-	30.6	0.8	-	-	25.8	0.8	18.9	0.5
	-	-	-	-	41.2	1	-	-	-	-	28	1
	-	-	-	-	42.6	1.1	-	-	-	-	38.1	1.2
	-	-	-	-	30	0.5	-	-	-	-	24	0.6
	-	-	-	-	17.8	0.3	-	-	-	-	17.4	0.4
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-1.2	0
$4\Delta_y$ รอบที่ 1	-	-	-	-	-	-	-60.6	-2.5	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	30.4	2	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	46.8	3	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	66	3	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-34	-2	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-46	-2.5	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$4\Delta_y$ รอบที่ 1	-	-	-	-	-	-	-57.3	-2.5	-	-	-	-

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก จ-1 แสดงที่มาของสมการที่ใช้ในการคำนวณปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง



จากรูปด้านบน พิจารณาสมดุลของแรง ได้ว่า

$$f_l s h_c = A_{sh} f_{yh} \quad \text{หรือ} \quad f_l = \frac{A_{sh} f_{yh}}{s h_c} \tag{1}$$

จากสมการที่ (9) และ สมการที่ (10) สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กเสริมทางขวางรูปห่วงสี่เหลี่ยม ในบทที่ 2 จะได้ว่า

$$f_{cc}^{'} = 0.85 f_c^{'} + k_1 k_e f_l \tag{2}$$

โดยที่ ค่า $0.85 f_c^{'}$ มาจากการสมมติว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จริงมีค่าเป็น 85% ของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ทดสอบได้จากห้องทดลอง

ค่า k_1 ที่หาได้จากกการทดสอบโดย Richart และคณะ ในปี ค.ศ.1928 มีค่าเท่ากับ 4.1 แต่ค่าที่ใช้จริงเพื่อให้เกิดความสะดวกในการออกแบบ เท่ากับ 3.8

ค่า k_e สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กเสริมทางขวางรูปห่วงสี่เหลี่ยมนั้น มาตรฐาน ACI ได้กำหนดให้มีค่าเป็น 75% ของค่า k_e สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กเสริมทางขวางรูปวงกลมเกลียว

ดังนั้น ค่า $k_1 k_e$ จะมีค่าเป็น 2.8 ทำให้สมการที่ (2) เขียนใหม่ได้เป็น

$$f_{cc}^{'} = 0.85 f_c^{'} + 2.8 f_l \tag{3}$$

แทนค่า $f_l = \frac{A_{sh} f_{yh}}{s h_c}$ จากสมการที่ (1) ลงในสมการที่ (3)

$$f_{cc}^{'} = 0.85 f_c^{'} + 2.8 \left(\frac{A_{sh} f_{yh}}{s h_c} \right) \tag{4}$$

มาตรฐาน ACI คำนึงถึงความสามารถในการรับแรงกระทำภายหลังจากเกิดการหลุดล่อนของคอนกรีตผิวนอกแล้ว โดยมีการสมมติว่า กำลังต้านทานแรงกระทำของคอนกรีตภายในที่ได้รับการโอบรัด (core strength) ภายหลังจากเกิดการหลุดล่อนของคอนกรีตผิวนอก ต้องมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานแรงกระทำของคอนกรีตทั้งหน้าตัด (strength of gross section) หรือแสดงในรูปตัวแปรได้เป็น

$$f_{cc}^{'}A_{core} = 0.85 f_c^{'} A_g \tag{5}$$

แทนค่า $f_{cc}^{'} = 0.85 f_c^{'} + 2.8\left(\frac{A_{sh} f_{yh}}{sh_c}\right)$ จากสมการที่ (4) ลงในสมการที่ (5) แล้วจัดรูปสมการ ได้

$$\left(0.85 f_c^{'} + 2.8\left(\frac{A_{sh} f_{yh}}{sh_c}\right)\right) A_{core} = 0.85 f_c^{'} A_g$$

$$A_{sh} = 0.30 sh_c \frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\left(\frac{A_g}{A_{core}} - 1\right) \tag{6}$$

นอกจากนี้ มาตรฐาน ACI ยังได้ควบคุมค่า A_{core} / A_g ไม่ให้ต่ำกว่า 0.77 ด้วย เพื่อไม่ให้พื้นที่หน้าตัดของเสาหลังจากเกิดการหลุดล่อนมีขนาดเล็กเกินไปเมื่อเทียบกับหน้าตัดของเสาก่อนการหลุดล่อนของคอนกรีตผิวนอก เมื่อแทนค่า A_{core} / A_g ลงในสมการที่ (6) จะได้สมการที่เป็นค่าควบคุมของมาตรฐาน ACI อีกสมการหนึ่งดังนี้

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \frac{f_c^{'}}{f_{yh}} \tag{7}$$

ภาคผนวก จ-2 การออกแบบตัวอย่างทดสอบ

การออกแบบขนาดหน้าตัด และความสูงของเสาตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบในครั้งนี้ ได้คำนึงถึงความเหมาะสมในเรื่องความสามารถของเครื่องกดน้ำหนัดไฮโดรลิกซ์ (hydraulic jack) แบบ servopulser ที่เป็นอุปกรณ์ให้แรงกระทำทางด้านข้าง และได้คำนึงถึงกำลังของแท่งเหล็กแรงดึงสูงที่ใช้อัดแรงกระทำตามแนวแกนในแนวดิ่ง รวมถึงพิจารณาความชะลูดของเสาโดยควบคุมให้เป็นเสาสั้น

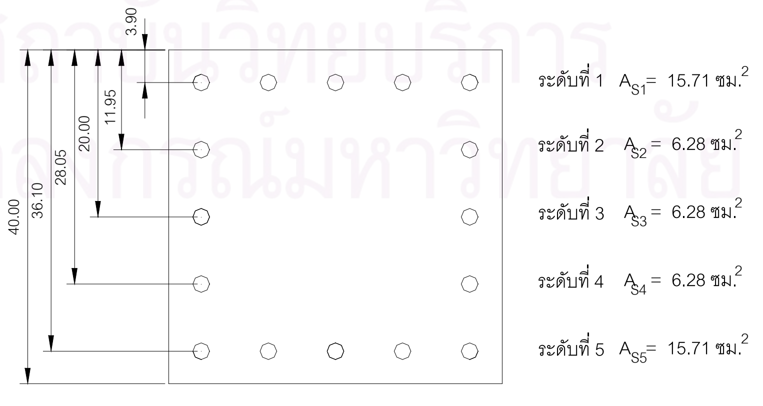
จากปัจจัยต่างๆข้างต้น จึงใช้ขนาดหน้าตัด 400 x 400 มม. ความสูงจากฐานเสาจนถึงระดับให้แรงกระทำทางด้านข้าง เท่ากับ 1500 มม. โดยที่ทุกๆตัวอย่างอย่างทดสอบจะได้รับแรงอัดกระทำตามแนวแกนขนาดกลาง (ประมาณ $0.30 f_c^{'} A_g$ ถึง $0.37 f_c^{'} A_g$)

จากการศึกษางานวิจัยในอดีต พบว่า อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวทั้งหมดต่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของตัวอย่างทดสอบ (longitudinal reinforcement ratio, ρ_l) ที่ใช้กันทั่วไป มีค่าไม่เกิน 3.00 % ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงใช้ ρ_l ประมาณ 3.00 % อีกเหตุผลหนึ่ง ที่ใช้เหล็กเสริมตามยาวในปริมาณที่มาก เพราะ ต้องการให้สังเกตลักษณะรูปแบบการดุ้งของเหล็กเสริมตามยาวภายหลังการวิบัติได้ง่าย เพราะเมื่อคอนกรีตเกิดการแตกร้าวมากขึ้นเหล็กเสริมจะทำหน้าที่รับแรงอัดตามแนวแกนส่วนใหญ่แทน ด้วยเหตุนี้ จะได้

$$A_{st} = 0.03A_g = 0.03*40*40 = 48 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 16-DB20 $A_{st} = 50.3$ ซม.^{2} ซึ่งคิดเป็น $\rho_l = 3.14\%$

ตำแหน่งของเหล็กเสริมตามยาวแสดงได้ดังในรูปด้านล่าง



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

กำหนด $f_c^{'}$ = 350 กก./ซม.^{2}

f_y = 4000 กก./ซม.^{2}

f_{yh} = 2400 กก./ซม.^{2} (ใช้เหล็ก RB9 เป็นเหล็กเสริมทางขวาง)

E_s = 2040000 กก./ซม.^{2}

ตัวอย่าง CFL90/240/0.30 รับแรงอัดตามแนวแกน 168 ตัน ($0.30 f_c^{'} A_g$)

ในตัวอย่างทดสอบนี้จะออกแบบเพื่อนำไปเปรียบเทียบผลของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง โดยใช้ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง เท่ากับ 240 มม. ซึ่งทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางมีค่าประมาณ 25% เมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง และทำให้มีกำลังรับแรงเฉือนใกล้เคียงกับกำลังรับแรงดัด โดยออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 สำหรับบริเวณที่ไม่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว และใช้ตัวคูณลดทอนกำลังรับแรงเฉือนและแรงดัด ($\phi_{flex.}, \phi_{shear}$) เท่ากับ 1.0

กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด

สมมติ ค่า C_b = 18.57 ซม.

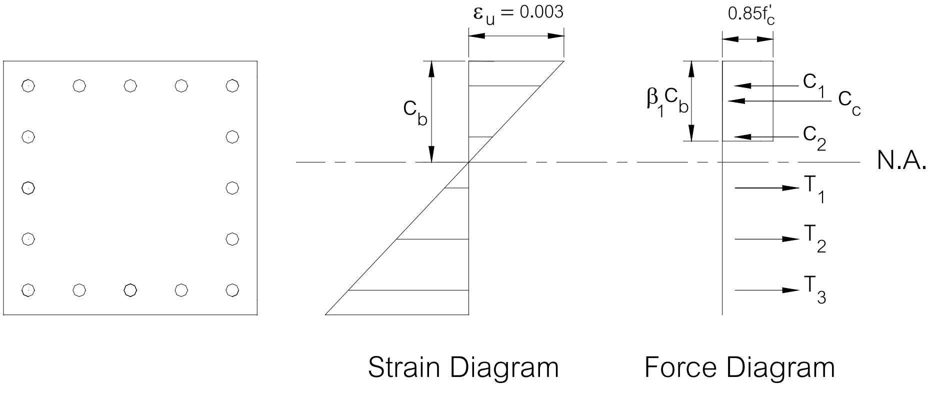
$$\beta_1 = 0.85 - \frac{(f_c^{'} - 280)}{70} 0.05 = 0.85 - \frac{(350-280)}{70} 0.05 = 0.80$$

แรงอัดที่รับโดยคอนกรีต, $C_c = 0.85 f_c^{'} (\beta_1 C_b) b / 1000$

$$= 0.85 * 350 * (0.80 * 18.57) * 40 / 1000$$
$$= 176.8 \text{ ตัน}$$

โมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงเนื่องจากแรงอัดที่รับโดยคอนกรีต = $176.8 * (\frac{40}{2} - \frac{0.80*18.57}{2}) * \frac{1}{100}$

= 22.2 ตัน-ม.



Strain Diagram Force Diagram

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

แรงในเหล็กเสริมและโมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงที่เกิดจากแรงในเหล็กเสริมแสดงในตารางด้านล่าง

เหล็กเสริมในระดับที่	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทั้งหมด (ซม.^{2})	ระยะจากผิวบน (ซม.)	ความเครียดที่เกิดขึ้น	ความเค้นที่เกิดขึ้น (กก./ซม.^{2})	แรงในเหล็กเสริม (ตัน)	โมเมนต์รอบศูนย์ถ่วง (ตัน-ม.)
1	15.71	3.90	-0.002370	-4000	-62.8	10.1
2	6.28	11.95	-0.001069	-2182	-13.7	1.1
3	6.28	20.00	0.000231	471	3.0	0.0
4	6.28	28.05	0.001532	3124	19.6	1.6
5	15.71	36.10	0.002832	4000	62.8	10.1
รวม					8.9	22.9

ตรวจสอบความสมดุล

แรงภายนอก – แรงภายใน = 0

168 – (176.8-8.9) ≅ 0

โมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงเนื่องจากแรงทั้งหมด = 22.2+22.9

= 45.1 ตัน-ม.

ดังนั้น ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด, $V_{flex} = 45.1/1.49$

$= 30.3$ ตัน-ม.

กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือน, V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต, $V_c = 0.53\sqrt{f_c^{'}}bd\left[1+\frac{0.0071P_u}{A_g}\right]$

$$= 0.53*\sqrt{350}*\frac{40*36.1}{1000}\left[1+\frac{0.0071*168000}{40*40}\right]$$

$= 25.0$ ตัน

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง (V_s) โดยใช้เหล็กปลอกรัดรอบ 1 วง ร่วมกับเหล็กยึดทางขวาง (รวมเป็น 3 ขา) จะได้ $V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} = \frac{(3*\pi/4*0.9^2)*2400*36.1}{24*1000} = 6.9$ ตัน

กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด, $V_n = V_c + V_s$

$$= 25.0 + 6.9$$
$$= 31.9 \text{ ตัน}$$

พบว่า $V_n > V_{flex}$ โดยมีอัตราส่วน $V_{flex} / V_n = 0.95$

ตัวอย่าง CF90/120/0.30, ตัวอย่าง CF135/120/0.30 และ ตัวอย่าง CFL90/120/0.30
รับแรงอัดตามแนวแกน 168 ตัน ($0.30 f_c^{'} A_g$)

ในตัวอย่างทดสอบนี้จะออกแบบโดยใช้ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง เท่ากับ 120 มม. ซึ่งทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางมีค่าประมาณ 50% เมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง เพื่อให้ได้ประสิทธิภาพหารโอบรัดระดับปานกลาง และได้กำลังรับแรงเฉือนสูงกว่ากับกำลังรับแรงดัด เป็นการออกแบบให้เกิดการวิบัติโดยการดัด ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่ต้องการ และสามารถนำไปเปรียบเทียบผลของลักษณะของอที่ใช้ได้ โดยออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 สำหรับบริเวณที่ไม่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว และใช้ตัวคูณลดทอนกำลังรับแรงเฉือนและแรงดัด ($\phi_{flex.}, \phi_{shear}$) เท่ากับ 1.0

กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด

ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด, V_{flex} ได้แสดงไว้ในตัวอย่างทดสอบที่ 1 แล้ว ซึ่งพบว่า $V_{flex} = 45.1/1.49 = 30.3$ ตัน-ม.

กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือน, V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต, $V_c = 0.53\sqrt{f_c^{'}}bd\left[1 + \frac{0.0071P_u}{A_g}\right]$

$$= 0.53 * \sqrt{350} * \frac{40 * 36.1}{1000}\left[1 + \frac{0.0071 * 168000}{40 * 40}\right]$$
$$= 25.0 \text{ ตัน}$$

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง, $V_s = \dfrac{A_v f_{yh} d}{s}$

$$= \frac{(3*\pi/4*0.9^2)*2400*36.1}{12*1000}$$

$$= 13.8 \text{ ตัน}$$

กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด, $V_n = V_c + V_s$

$$= 25.0 + 13.8$$

$$= 38.8 \text{ ตัน}$$

พบว่า $V_n > V_{flex}$ โดยมีอัตราส่วน $V_{flex}/V_n = 0.78$

ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางที่เลือกใช้ เท่ากับ 120 มม. นั้น พิจารณาจากข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI 318-99 ดังนี้

- มาตรฐาน ACI 318-99 เกี่ยวกับค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง (s) ในบริเวณที่ไม่เกิดแผ่นดินไหว ให้พิจารณาเลือกใช้ค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง
    1. ด้านที่แคบที่สุดของเสาตัวอย่าง
    2. 16 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว
    3. 48 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวาง
- มาตรฐาน ACI 318-99 เกี่ยวกับค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง (s) ในบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหวรุนแรง ให้พิจารณาเลือกใช้ค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง
    1. $1/4$ ของด้านที่แคบที่สุดของเสาตัวอย่าง
    2. 100 มม. (4 นิ้ว)

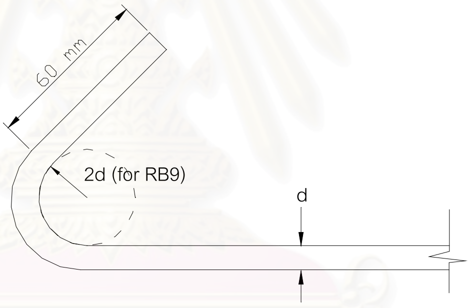
การทดสอบในงานวิจัยครั้งนี้ต้องการประสิทธิภาพการโอบรัดระดับปานกลางจึงไม่จำเป็นต้องเลือกใช้ค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง (s) ที่แนะนำ ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง แต่ก็ควรใช้ค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง (s) ให้แคบกว่าที่แนะนำในบริเวณที่ไม่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว ดังนั้น จึงเลือกใช้ เท่ากับ 120 มม. ซึ่งทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางมีค่าประมาณ 50% เมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-99 ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง นั่นเอง

สำหรับตัวอย่าง CF135/120/0.37 และ ตัวอย่าง CFL90/120/0.37 ก็ใช้วิธีการพิจารณาในลักษณะเดียวกับตัวอย่าง CF90/120/0.30, ตัวอย่าง CF135/120/0.30 และตัวอย่าง CFL90/120/0.30

ในส่วนของค่าระยะจากผิวสัมผัสเหล็กยืนถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) ที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบทั้งหมดนั้น ใช้การพิจารณาให้เหมาะสมกับบริเวณที่มีระดับการเกิดแผ่นดินไหวปานกลาง โดยลดค่าลงจากค่าระยะจากผิวสัมผัสเหล็กยืนถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) ที่ให้ไว้โดยมาตรฐาน ACI 315-99

- มาตรฐาน ACI 315-99 เกี่ยวกับค่าระยะจากผิวสัมผัสเหล็กยืนถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) ในบริเวณแผ่นดินไหวรุนแรง ให้พิจารณาเลือกใช้ค่าที่มากที่สุดระหว่าง
  1. 75 มม. (3 นิ้ว)
  2. 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวาง

จากข้อกำหนดข้างต้น จึงใช้ค่าระยะจากผิวสัมผัสเหล็กยืนถึงปลายเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) เท่ากับ 60 มม. โดยแสดงตัวอย่างสำหรับของอทำมุม 135 องศา ไว้ในรูปด้านล่าง ดังนี้



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

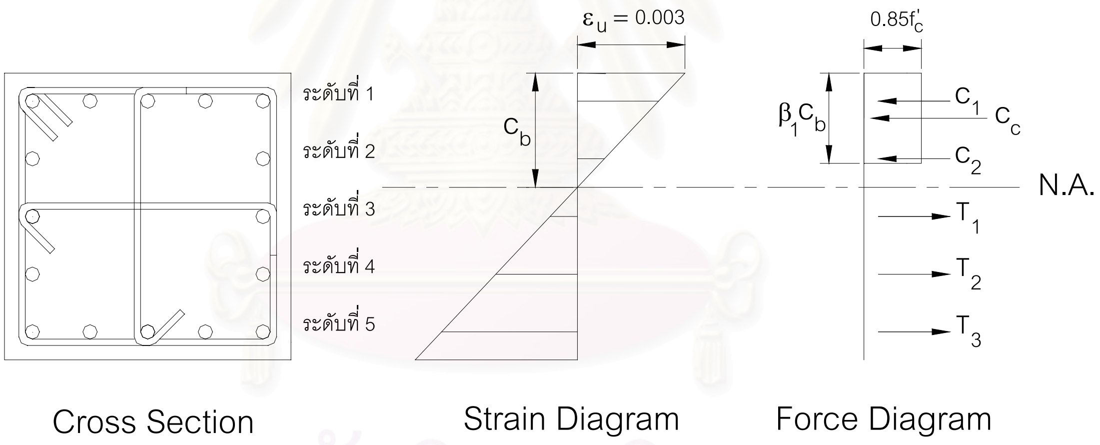
ภาคผนวก จ-3 การคำนวณหาค่าแรงกระทำทางด้านข้างที่จุดประลัย (H_u)

การคำนวณหาหาค่าแรงกระทำทางด้านข้างที่จุดประลัย (H_u) ในงานวิจัยครั้งนี้มีสมมติฐานดังนี้

1. ระนาบของหน้าตัดก่อนและหลังรับโมเมนต์ดัดยังคงเป็นระนาบ ซึ่งส่งผลให้ความเครียดกระจายตัวแบบเชิงเส้น (linear distribution of strain)
2. ไม่คำนึงถึงผลของการโอบรัดคอนกรีตโดยเหล็กเสริมทางขวาง
3. ไม่คำนึงถึงแรงดึงในคอนกรีต
4. ไม่คำนึงถึงการลดลงของกำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่มากขึ้น

ตัวอย่าง CF135/120/0.30 รับแรงอัดตามแนวแกน 175 ตัน

จากสมมติฐานข้างต้น สามารถแสดงลักษณะของความเครียดและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้ดังนี้



คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในตัวอย่าง CF135/120/0.30 มีดังนี้

f_c' = 364 กก./ซม.^{2}

f_y = 4786 กก./ซม.^{2} ซึ่งมี E_s = 2170000 กก./ซม.^{2}

f_{yh} = 3112 กก./ซม.^{2}

กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด

สมมติ ค่า C_b = 18.71 ซม.

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{(f_c^{'} - 280)}{70}0.05 = 0.85 - \frac{(364-280)}{70}0.05 = 0.79$$

แรงอัดที่รับโดยคอนกรีต, $C_c = 0.85 f_c^{'}(\beta_1 C_b) b/1000$

$= 0.85 * 364 * (0.79 * 18.71) * 40/1000$

$= 183.3$ ตัน

โมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงเนื่องจากแรงอัดที่รับโดยคอนกรีต = $183.3 * (\frac{40}{2} - \frac{0.79*18.71}{2}) * \frac{1}{100}$

= 23.1 ตัน-ม.

แรงในเหล็กเสริมและโมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงที่เกิดจากแรงในเหล็กเสริมแสดงในตารางด้านล่าง

เหล็กเสริม ในระดับที่	พื้นที่หน้าตัดของ เหล็กเสริมทั้งหมด (ซม.^{2})	ระยะจากผิวบน (ซม.)	ความเครียด ที่เกิดขึ้น	ความเค้นที่ เกิดขึ้น (กก./ซม.^{2})	แรงใน เหล็กเสริม (ตัน)	โมเมนต์รอบ ศูนย์ถ่วง (ตัน-ม.)
1	15.71	3.90	-0.002375	-4786	-75.2	12.1
2	6.28	11.95	-0.001084	-2352	-14.8	1.2
3	6.28	20.00	0.000207	449	2.8	0.0
4	6.28	28.05	0.001498	3250	20.4	1.6
5	15.71	36.10	0.002788	4786	75.2	12.1
รวม					8.5	27.0

ตรวจสอบความสมดุล

แรงภายนอก – แรงภายใน = 0

175 – (183.3-8.5) ≅ 0

โมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงเนื่องจากแรงทั้งหมด = 23.1+27.0

= 50.1 ตัน-ม.

ดังนั้น ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด, $V_{flex.} = 50.1/1.49$

$= 33.6$ ตัน-ม.

กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต, $V_c = 0.53\sqrt{f_c^{'}}bd\left[1+\frac{0.0071P_u}{A_g}\right]$

$= 0.53*\sqrt{364}*\frac{40*36.1}{1000}\left[1+\frac{0.0071*175000}{40*40}\right]$

$= 25.9$ ตัน

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง, $V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s}$

$= \frac{(3*\pi/4*0.9^2)*3112*36.1}{12*1000}$

$= 17.9$ ตัน

กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด, $V_{shear} = V_c + V_s$

$= 25.9 + 17.9$

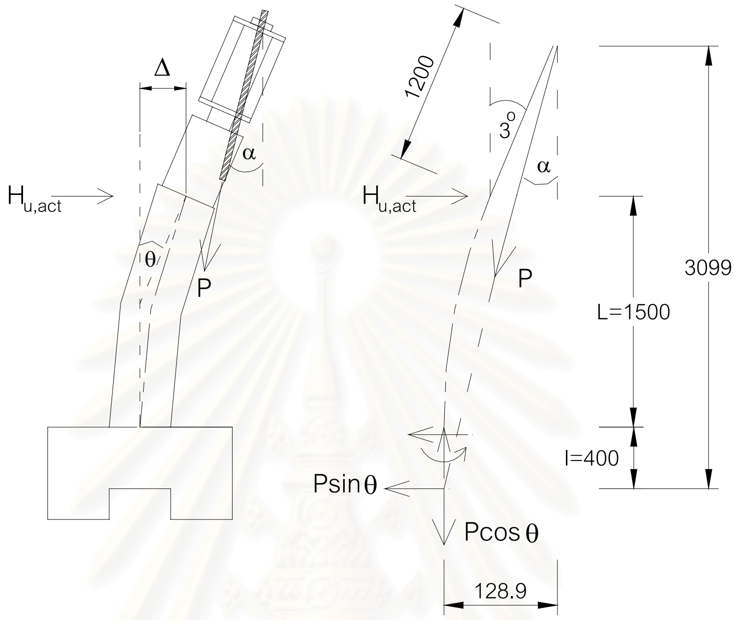
$= 43.8$ ตัน

พบว่า $V_{shear} > V_{flex.}$ ดังนั้น $H_u = V_{flex.} = 33.6$ ตัน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก จ-4 วิธีการคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริงของหน้าตัดโดยคำนึงถึงผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง ($P-\Delta$ effect)

ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 มีค่า $H_u = 32.0$ ตัน และแรงอัดตามแนวแกน, $P = 155$ ตัน



สมมติว่า ตัวอย่าง CFL90/120/0.30 จะเกิดการวิบัติที่ค่าแรงกระทำทางด้านข้าง เท่ากับ H_u หรือ ที่ค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด เท่ากับ $H_u L$ นั่นเอง

พิจารณาแรงกระทำภายนอกกับกำลังต้านทานของตัวอย่าง จะได้

$$H_u L = H_{u,act} L + P \sin \alpha l$$

หรือ

$$H_{u,act} = \frac{H_u L - P \sin \alpha l}{L}$$

จากผลที่ได้การทดสอบที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Δ) เท่ากับ 66.05 มม. สามารถอ่านค่ามุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่งของหัวเสา (θ) ได้เท่ากับ 3 องศา และสามารถหาค่ามุมที่เบี่ยงเบนไปจากแนวดิ่งของแรงอัดตามแนวแกน (α) ได้จากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิต คือ

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{128.9}{3099} = 2.38^o$$

ดังนั้น ที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Δ) เท่ากับ 66.05 มม. จะได้ค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริงของหน้าตัด ($H_{u,act}$) เป็น

$$H_{u,act} = \frac{(32.0*1500) - (155 \sin 2.38^o * 400)}{1500} = 30.3 \text{ ตัน}$$

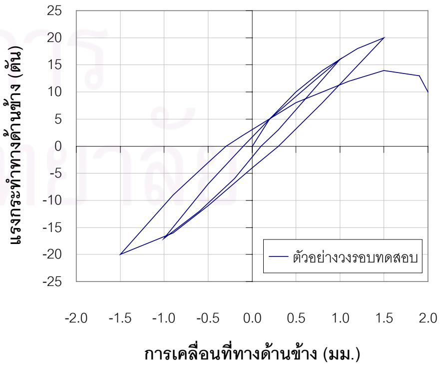
ภาคผนวก จ-5 แสดงแนวคิด และการเปรียบเทียบค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานที่ได้จากการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ กับค่าดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานที่แสดงไว้โดยผู้วิจัยท่านอื่นที่ใช้วิธีการเดียวกัน โดยใช้ตัวอย่างทดสอบของ Bayrak และ Sheikh [20] ในปี ค.ศ.1997

ตัวอย่างทดสอบ	ค่าจากการวิเคราะห์	displacement ductility factor μ_Δ	cumulative ductility ratio		damage index	
			$N_{\Delta 80}$	$N_{\Delta T}$	D_{EW80}	D_{EWT}
ES-1HT	ในงานวิจัยนี้	4.2	16	22	40	69
	โดย Bayrak และคณะ	4.6	15	20	33	57
	ความแตกต่าง (%)	9.5	6.3	9.1	17.5	17.4
AS-2HT	ในงานวิจัยนี้	6.9	19	64	53	372
	โดย Bayrak และคณะ	6.2	18	61	41	313
	ความแตกต่าง (%)	10.1	5.3	4.7	22.6	15.9
AS-3HT	ในงานวิจัยนี้	4.8	14	26	39	97
	โดย Bayrak และคณะ	5.0	15	28	36	102
	ความแตกต่าง (%)	4.2	7.1	7.7	7.7	5.2

ตัวอย่างการหาค่าดัชนีต่าง ๆ

ข้อมูลลำดับที่	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	ค่าการสลายพลังงาน (กฎสี่เหลี่ยมคางหมู) (ตัน-มม.)	ค่าการสลายพลังงานสะสม วงรอบที่ 1 (ตัน-มม.)	ค่าการสลายพลังงานสะสม วงรอบที่ 2 (ตัน-มม.)
1	0.0	0		0.00	
2	0.2	5	0.50	0.50	
3	0.5	10	2.25	2.75	
4	0.8	14	3.60	6.35	
5	1.0	16	3.00	9.35	
6	0.3	3	-6.65	2.70	
7	0.1	0	-0.30	2.40	
8	-0.2	-6	0.90	3.30	
9	-0.6	-12	3.60	6.90	
10	-1.0	-17	5.80	12.70	
11	-0.5	-7	-6.00	6.70	
12	-0.1	0	-1.40	5.30	
13	0.2	5	0.75		0.75
14	0.7	12	4.25		5.00
15	1.0	16	4.20		9.20
16	1.2	18	3.40		12.60
17	1.5	20	5.70		18.30
18	0.8	8	-9.80		8.50
19	0.3	0	-2.00		6.50
20	0.0	-4	0.60		7.10
21	-0.5	-11	3.75		10.85
22	-0.9	-16	5.40		16.25
23	-1.2	-18	5.10		21.35
24	-1.5	-20	5.70		27.05
25	-0.9	-9	-8.70		18.35
26	-0.5	-3	-2.40		15.95
27	-0.3	0	-0.30		15.65
28	-0.1	2	0.20		
29	0.5	8	3.00		
30	1.1	12	6.00		
31	1.5	14	5.20		
32	1.9	13	5.40		
33	2.0	10	1.15		

ตารางทางด้านซ้ายเป็นตัวอย่างข้อมูลคู่ลำดับระหว่างค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างกับแรงกระทำทางด้านข้าง ซึ่งจะใช้เป็นตัวอย่างในการหาค่าดัชนีต่างๆตามหัวข้อที่ 2.6



วิธีการหาค่าดัชนีต่างๆตามหัวข้อที่ 2.6 จะทำตามขั้นตอนที่อธิบายไว้ในแผนภูมิ รูปที่ 5.1 ดังนี้

หลังจากได้ข้อมูลคู่ลำดับระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างแล้ว หลังจากนั้น ทำตามขั้นตอนต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1

หาตำแหน่งเริ่มต้นในแต่ละรอบทดสอบ ซึ่งก็คือตำแหน่งที่แรงกระทำทางด้านข้างเปลี่ยนจากลบเป็นบวก ในตัวอย่างคือ ข้อมูลลำดับที่ 1, 12 และ 27

ขั้นตอนที่ 2

คำนวณค่าการสลายพลังงานในแต่ละวงรอบทดสอบ จากตัวอย่าง พบว่า มี 2 วงรอบทดสอบ โดยที่

วงรอบที่ 1 คือ ช่วงข้อมูลลำดับที่ 1 ถึง 12

วงรอบที่ 2 คือ ช่วงข้อมูลลำดับที่ 12 ถึง 27

การคำนวณพื้นที่ใต้กราฟ ใช้กฎสี่เหลี่ยมคางหมู เนื่องจากข้อมูลการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้ระหว่างการทดสอบมีการเพิ่มขึ้นและลดลงไม่คงที่ และในช่วงที่แรงกระทำทางด้านข้างเปลี่ยนจากบวกเป็นลบ หรือจากลบเป็นบวก จะคำนวณพื้นที่ใต้กราฟจากพื้นที่สามเหลี่ยม จากตัวอย่าง ได้ว่า

วงรอบที่ 1 ได้ค่าการสลายพลังงาน 5.30 ตัน-มม.

วงรอบที่ 2 ได้ค่าการสลายพลังงาน 15.65 ตัน-มม.

ขั้นตอนที่ 3

หาค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดแต่ละทิศทางในแต่ละวงรอบทดสอบ จากตัวอย่าง พบว่า

วงรอบที่ 1 Δ_{1+} = 1.0 มม. และ Δ_{1-} = -1.0 มม. ได้ $\Delta_1 = (\Delta_{1+} + \Delta_{1-})/2 = 1.0$ มม.

วงรอบที่ 2 Δ_{2+} = 1.5 มม. และ Δ_{2-} = -1.5 มม. ได้ $\Delta_2 = (\Delta_{2+} + \Delta_{2-})/2 = 1.5$ มม.

ขั้นตอนที่ 4

หาค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดแต่ละทิศทางในแต่ละวงรอบทดสอบ จากตัวอย่าง พบว่า

วงรอบที่ 1 H_{1+} = 16 ตัน และ H_{1-} = -17 ตัน ได้ $\mathrm{H}_1 = (\mathrm{H}_{1+} + \mathrm{H}_{1-})/2 = 16.5$ ตัน

วงรอบที่ 2 H_{2+} = 20 ตัน และ H_{2-} = -20 ตัน ได้ $\mathrm{H}_2 = (\mathrm{H}_{2+} + \mathrm{H}_{2-})/2 = 20.0$ ตัน

ขั้นตอนที่ 5

หาค่าสติฟเนสเฉลี่ยแต่ละทิศทางในแต่ละวงรอบทดสอบ จากตัวอย่าง พบว่า

วงรอบที่ 1 $\mathrm{K}_{1+} = \mathrm{H}_{\Delta_{1+}} / \Delta_{1+} = 16.0/1.0 = 16.0$ ตัน/มม.

$\mathrm{K}_{1-} = \mathrm{H}_{\Delta_{1-}} / \Delta_{1-} = 17.0/1.0 = 17.0$ ตัน/มม.

ดังนั้น ได้ $K_1 = (K_{1+} + K_{1-})/2 = 16.5$ ตัน/มม.

วงรอบที่ 2 $\mathrm{K}_{2+} = \mathrm{H}_{\Delta_{2+}} / \Delta_{2+} = 20.0/1.5 = 13.3$ ตัน/มม.

$\mathrm{K}_{2-} = \mathrm{H}_{\Delta_{2-}} / \Delta_{2-} = 20.0/1.5 = 13.3$ ตัน/มม.

ดังนั้น ได้ $K_2 = (K_{2+} + K_{2-})/2 = 13.3$ ตัน/มม.

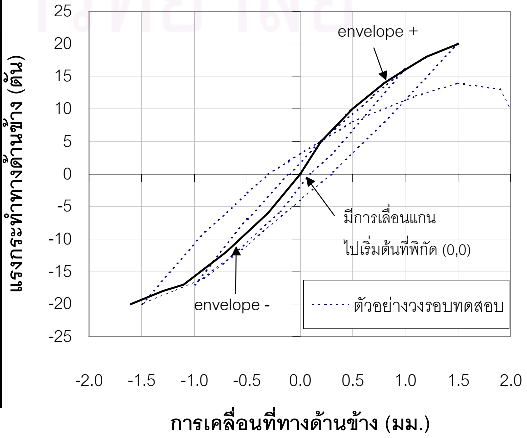
หมายเหตุ $\mathrm{K}_{i+}, \mathrm{K}_{i-}$ มีค่าเท่ากับอัตราส่วนระหว่างแรงกระทำทางด้านข้าง ณ จุดที่ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดต่อค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดในทิศทางที่ทำการทดสอบ

ขั้นตอนที่ 6

หาเส้นโค้งแสดงขอบเขต (envelope) ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ทางด้านข้างกับแรงกระทำทางด้านข้างทั้งสองทิศทางที่ทำการทดสอบ โดยสมมติว่า ช่วงก่อนที่แรงกระทำทางด้านข้างจะถึงค่าสูงสุด จะไม่มีการลดลงของแรงกระทำทางด้านข้าง และถ้าจุดเริ่มต้นของเส้นโค้งแสดงขอบเขตไม่ตรงกับพิกัด (0,0) ให้ทำการเลื่อนแกนให้เริ่มต้นที่พิกัด (0,0) จากตัวอย่าง ได้ข้อมูลเส้นโค้งแสดงขอบเขต ดังนี้

ทิศทางบวก		ทิศทางลบ		
การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)
0.0	0	0.1	0.0	0
0.2	5	-0.2	-0.3	-6
0.5	10	-0.6	-0.7	-12
0.8	14	-1.0	-1.1	-17
1.0	16	-1.2	-1.3	-18
1.2	18	-1.5	-1.6	-20
1.5	20			

เลื่อนแกน

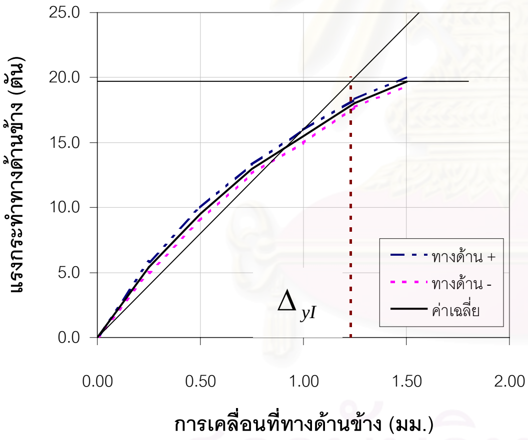


สถาบันวิทยบริการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ขั้นตอนที่ 7

สร้างเส้นโค้งแสดงขอบเขต (envelope) เฉลี่ยจากเส้นโค้งแสดงขอบเขตทั้งสองทิศทาง โดยต้องทำการแบ่งช่วงการเพิ่มขึ้นและลดลงของค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างให้เท่ากัน เพื่อสามารถหาค่าเฉลี่ยได้ โดยใช้การประมาณค่าในช่วงแบบเส้นตรง จากตัวอย่าง ถ้ากำหนดช่วงการเพิ่มขึ้นและลดลงของค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเป็น 0.25 มม. จะได้เส้นโค้งแสดงขอบเขตเฉลี่ย ดังนี้

ทิศทางบวก				ทิศทางลบ				ค่าเฉลี่ยของแรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)
ข้อมูลเดิม		แบ่งช่วงเท่าๆกัน		ข้อมูลเดิม		แบ่งช่วงเท่าๆกัน		
การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	
0.0	0	0.00	0.0	0.0	0	0.00	0.0	0.0
0.2	5	0.25	5.8	-0.3	-6	-0.25	-5.0	5.4
0.5	10	0.50	10.0	-0.7	-12	-0.50	-9.0	9.5
0.8	14	0.75	13.3	-1.1	-17	-0.75	-12.6	13.0
1.0	16	1.00	16.0	-1.3	-18	-1.00	-15.0	15.5
1.2	18	1.25	18.3	-1.6	-20	-1.25	-17.8	18.0
1.5	20	1.50	20.0			-1.50	-19.3	19.7



การหาค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดวิบัติ พิจารณาค่าที่น้อยกว่าใน 2 ทิศทางที่ทำการทดสอบของวงรอบที่เกิดการวิบัติ ดังในตัวอย่าง ทิศทางลบ เคลื่อนที่ไปถึง –1.6 มม. แต่ทิศทางบวก เคลื่อนที่ไปได้ 1.5 มม. ซึ่งรอบทดสอบนี้เป็นรอบสุดท้ายก่อนการวิบัติ ดังนั้น ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดวิบัติจะมีค่าเท่ากับ 1.5 มม.

ขั้นตอนที่ 8

หาค่าของตัวแปรต่างๆที่จำเป็นต้องใช้ในการคำนวณ ดังต่อไปนี้

Δ_{yI} แรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่ได้จากเส้นโค้งแสดงขอบเขตเฉลี่ย ($H'_{\max}$) มีค่า 19.7 ตัน ดังนั้น $0.75H'_{\max}$ มีค่าเป็น 14.8 ตัน และเมื่อทำตามวิธีในหัวข้อที่ 2.6 ดังแสดงในกราฟด้านบน จะได้ค่า Δ_{yI} เท่ากับ 1.23 มม.

Δ_u การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดวิบัติ มีค่า 1.5 มม. ตามที่ได้อธิบายข้างต้น

K_{yI} ค่าสติฟเนสสมมติ ณ จุดคราก มีค่าเท่ากับ $H'_{\max} / \Delta_{yI}$ = 16.0 ตัน/มม.

ขั้นตอนที่ 9

คำนวณหาดัชนีความเหนียวและดัชนีการสลายพลังงานแบบต่างๆ ในที่นี้ขอแสดงตัวอย่างการคำนวณค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัว (μ_{Δ}) และดัชนีความเสียหาย (damage index, D_{EW}) เท่านั้น

ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัว (μ_{Δ}) = Δ_u / Δ_{yI} = 1.5/1.23 = 1.2

ดัชนีความเสียหาย (damage index, D_{EW}) = $\dfrac{1}{H'_{\max}\Delta_{yI}}\sum_{i=1}^{n} E_i\left(\dfrac{K_i}{K_{yI}}\right)\left(\dfrac{\Delta_i}{\Delta_{yI}}\right)^2$

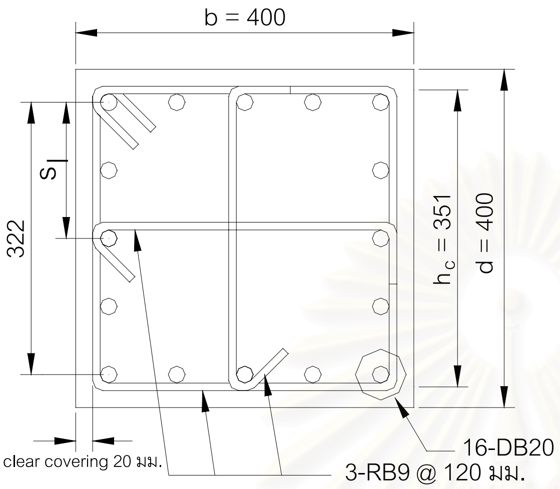
$$D_{EW} = \frac{1}{19.7*1.23}\left[\left(5.30*\left(\frac{16.5}{16.0}\right)\left(\frac{1.0}{1.23}\right)^2\right)+\left(15.65*\left(\frac{13.33}{16.0}\right)\left(\frac{1.5}{1.23}\right)^2\right)\right] = 0.95$$

วงรอบทดสอบที่ 1 (ชี้ไปที่พจน์แรก) — วงรอบทดสอบที่ 2 (ชี้ไปที่พจน์ที่สอง)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก จ-6 แสดงตัวอย่างการคำนวณหาค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A)

ตัวอย่างทดสอบ CF135/120/0.30



หน่วยทั้งหมดเป็นมิลลิเมตร

f_c' = 364 กก./ซม.^{2}

f_{yh} = 3112 กก./ซม.^{2}

f_y = 4786 กก./ซม.^{2}

b = d =400 มม.

$h_c = b_c$ = 400-(20*2)-9 =351 มม.

s = 120 มม.

s_l = (400-(20*2)-(9*2)-20)/2 = 161 มม.

ระดับแรงอัดตามแนวแกน, $P/f_c'A_g$ = 0.30

คิดเป็นระดับแรงอัดตามแนวแกน, P/P_0 = 0.24

โดยที่ $P_0 = 0.85f_c'(A_g-A_{st})+A_{st}f_y$

จากสมการที่ (28) $$\rho_A = \frac{A_{sh}k_e'}{A_{sh,ACI}Y_P}$$

โดยที่ A_{sh} = 3*π/4*9^2 = 190.9 มม.^{2}

$A_{sh,ACI}$ ใช้ค่าที่มากกว่าระหว่างสมการที่ (13) และ (14) คือ

$$0.3sh_c\frac{f_c'}{f_{yh}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right)-1\right] = 0.3*120*351*\frac{364}{3112}*\left[\left(\frac{400*400}{360*360}\right)-1\right] = 346.7 \text{ มม.}^2$$

และ

$$0.09sh_c\frac{f_c'}{f_{yh}} = 0.09*120*351*\frac{364}{3112} = 443.4 \text{ มม.}^2$$

ดังนั้น $A_{sh,ACI}$ = 443.4 มม.^{2}

จากสมการที่ (25) ได้ $$Y_P = 1+13\left(\frac{P}{P_0}\right)^5 = 1+13(0.24)^5 = 1.010$$

จากสมการที่ (26) ได้ $$k_e = 0.15\sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_l}\right)} = 0.15\sqrt{\left(\frac{351}{120}\right)\left(\frac{351}{161}\right)} = 0.3788$$

แทนค่าต่าง ๆในสมการที่ (28) จะได้ $$\rho_A = \frac{A_{sh}k_e'}{A_{sh,ACI}Y_P} = \frac{190.9*(0.3788/0.75)}{443.4*1.010} = 0.215$$

ภาคผนวก จ-7 การวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) แบบโพลิโนเมียลกำลังสอง และ การหาค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมโอบรัดประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A) กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor, μ_Δ)

วิธีที่นิยมใช้กันทั่วไป ได้แก่ วิธีกำลังสองน้อยที่สุด (least squares method) ซึ่งหมายถึง เส้นที่ให้ผลรวมกำลังสองของระยะทางแนวดิ่งระหว่างจุดกับเส้นตรงของทุกๆจุด มีค่าน้อยที่สุด (เป็นวิธีการเดียวกับที่ Excel ใช้)

เมื่อนำข้อมูลที่มีอยู่พล็อตลงในกราฟแสดงความสัมพันธ์ และลากเส้นโค้งที่มีสมการ เป็น $Y = a + bX + cX^2$ ผ่านระหว่างกลางของจุดเหล่านั้น จะพบว่า ทุกๆค่า X ที่มีข้อมูล จะมีค่า Y อยู่ 2 ค่า ได้แก่ ค่า Y ที่เป็นข้อมูลจริงจากการทดสอบ และ ค่า Y ที่ได้จากสมการเส้นโค้งข้างต้น ซึ่งจะมีความแตกต่างระหว่างค่า Y ทั้ง 2 ค่านี้อยู่ ถ้าทำการรวมผลต่างกำลังสองของทุกๆคู่ลำดับ แล้วพยายามทำให้เป็นค่าที่น้อยที่สุด ก็จะได้เส้นกำลังสองน้อยที่สุด ที่แสดงแนวโน้มที่ดีที่สุดของกลุ่มข้อมูลชุดนั้นๆ โดยที่สามารถแสดงในรูปตัวแปรได้ดังนี้

ผลต่างกำลังสองของทุกๆคู่ลำดับ , Q $= \sum_{i=1}^{n} \left(Y_i - \left(a + bX_i + cX_i^{\,2}\right)\right)^2$

Q จะมีค่าน้อยที่สุดโดยมีค่า a, b และ c ที่เหมาะสม ค่า a, b และ c ที่จะทำให้ค่า Q มีค่าน้อยที่สุด คำนวณได้โดยวิธีการหาอนุพันธ์ย่อยของ Q เทียบกับ a, b และ c ตามลำดับ ดังนี้

$$\frac{\partial Q}{\partial a} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial}{\partial a}\left(Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2}\right)^2 = -2\sum (Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial b} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial}{\partial b}\left(Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2}\right)^2 = -2\sum X_i(Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial c} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial}{\partial c}\left(Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2}\right)^2 = -2\sum X_i^{\,2}(Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2})$$

เมื่อเทียบสมการทั้งคู่กับศูนย์ จะได้

$-2\sum (Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2}) = 0$ หรือ $\sum Y_i = na + b\sum X_i + c\sum X_i^{\,2}$

$-2\sum X_i(Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2}) = 0$ หรือ $\sum X_i Y_i = a\sum X_i + b\sum X_i^{\,2} + c\sum X_i^{\,3}$

$-2\sum X_i^{\,2}(Y_i - a - bX_i - cX_i^{\,2}) = 0$ หรือ $\sum X_i^{\,2} Y_i = a\sum X_i^{\,2} + b\sum X_i^{\,3} + c\sum X_i^{\,4}$

เพื่อให้ง่ายในการคำนวณ สามารถแสดงในรูปแบบเมตริกซ์ ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} n & \sum X_i & \sum X_i^{2} \\ \sum X_i & \sum X_i^{2} & \sum X_i^{3} \\ \sum X_i^{2} & \sum X_i^{3} & \sum X_i^{4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum Y_i \\ \sum X_i Y_i \\ \sum X_i^{2} Y_i \end{bmatrix}$$

จากข้อมูลที่แสดงในตารางหน้าถัดไป จะได้

$$\begin{bmatrix} 25 & 8.45 & 3.71 \\ 8.45 & 3.71 & 2.02 \\ 3.71 & 2.02 & 1.29 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 92.70 \\ 37.21 \\ 19.06 \end{bmatrix}$$

ซึ่ง สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ a, b และ c ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 25 & 8.45 & 3.71 \\ 8.45 & 3.71 & 2.02 \\ 3.71 & 2.02 & 1.29 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 92.70 \\ 37.21 \\ 19.06 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.42 \\ 6.65 \\ 0.262 \end{bmatrix}$$

ดังนั้น จะได้สมการเส้นตรงที่มาจากวิธีกำลังสองน้อยที่สุด (least squares method) ดังนี้

$$Y = 0.262X^{2} + 6.65X + 1.42$$

และ ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของ Y เมื่อกำหนด X (σ) จะหาได้จาก

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Y_i - Y)^2}{n-3}}$$

จากตาราง จะได้ $$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Y_i - Y)^2}{n-3}} = \sqrt{\frac{15.23}{25-3}} = 0.83$$

Referances	Specimen	X_i ค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมทางขวางประสิทธิผล (effective confinement steel ratio, ρ_A)	Y_i ค่าความเหนียวในรูปแบบของการเคลื่อนตัว (displacement ductility factor, μ_Δ)	X_i^2	X_i^3	X_i^4	X_iY_i	$X_i^2Y_i$	$Y = 0.262X^2+6.65X+1.42$ Y ที่ได้จากสมการเส้นโค้งพาราโบลากำลังสอง	$(Y_i-Y)^2$
Azizinamini et al.	NC-2	0.40	5.5	0.16	0.064	0.025	2.20	0.878	4.12	1.91
	NC-4	0.29	3.5	0.08	0.024	0.007	1.01	0.292	3.36	0.02
Watson et al.	UNIT 4	0.14	3.5	0.02	0.002	0.000	0.47	0.064	2.33	1.37
	UNIT 5	0.32	3.6	0.10	0.033	0.011	1.16	0.372	3.58	0.00
	UNIT 6	0.15	2.7	0.02	0.003	0.001	0.40	0.061	2.42	0.08
	UNIT 7	0.20	2.5	0.04	0.009	0.002	0.51	0.104	2.79	0.08
	UNIT 8	0.17	3.0	0.03	0.005	0.001	0.51	0.086	2.56	0.20
Wehbe et al.	A1	0.32	3.3	0.10	0.032	0.010	1.04	0.330	3.55	0.06
	A2	0.37	3.5	0.13	0.050	0.018	1.29	0.472	3.90	0.16
	B1	0.52	4.0	0.27	0.137	0.070	2.06	1.062	4.92	0.84
	B2	0.54	3.7	0.29	0.160	0.087	2.01	1.089	5.11	1.98
Present study	CFL90/240/0.30	0.09	1.5	0.01	0.001	0.000	0.14	0.013	2.04	0.29
	CF90/120/0.30	0.20	1.9	0.04	0.008	0.002	0.37	0.074	2.74	0.71
	CF135/120/0.30	0.21	2.7	0.05	0.010	0.002	0.58	0.125	2.86	0.03
	CFL90/120/0.30	0.24	3.8	0.06	0.014	0.004	0.92	0.225	3.05	0.56
	CF135/120/0.37	0.26	2.6	0.07	0.017	0.005	0.67	0.174	3.16	0.32
	CFL90/120/0.37	0.23	2.7	0.05	0.012	0.003	0.61	0.139	2.95	0.06
Sheikh and Khoury	FS-9	0.32	3.1	0.10	0.033	0.010	0.99	0.317	3.57	0.22
	ES-13	0.17	2.0	0.03	0.005	0.001	0.35	0.061	2.59	0.35
	AS-3	0.47	4.7	0.22	0.106	0.050	2.23	1.056	4.63	0.00
	AS-17	0.31	3.8	0.10	0.030	0.009	1.18	0.367	3.51	0.08
	AS-18	0.44	6.7	0.19	0.084	0.036	2.93	1.280	4.38	5.39
	AS-19	0.46	4.0	0.21	0.099	0.046	1.85	0.857	4.56	0.31
Zahn et al.	No.7	0.85	7.2	0.72	0.617	0.526	6.13	5.220	7.27	0.01
	No.8	0.78	7.2	0.60	0.468	0.363	5.59	4.339	6.74	0.21
	n = 25	$\sum X_i = 8.45$	$\sum Y_i = 92.70$	$\sum X_i^2 = 3.71$	$\sum X_i^3 = 2.02$	$\sum X_i^4 = 1.29$	$\sum X_iY_i = 37.21$	$\sum X_i^2Y_i = 19.06$		$\sum (Y_i-Y)^2 = 15.23$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายจตุพล เทพมังกร เกิดในวันอังคารที่ 13 กุมภาพันธ์ พ.ศ.2522 ที่อำเภอวิเศษชัยชาญ จังหวัดอ่างทอง สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ เป็นวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (เกียรตินิยมอันดับหนึ่ง) ในปีการศึกษา 2541 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2542

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย