

สมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย  
ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

นาย วรากร สิงหสุด

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
ปีการศึกษา 2551  
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED-CONCRETE BRIDGE COLUMNS IN  
THAILAND UNDER CYCLIC LOADING

Mr. Warakorn Singhasut

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2008

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

สมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

โดย

นายวรากร สิงห์สุด

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ  
(ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. พิสนธ์ อุดมวรรัตน์)

วรากร สิงห์สุด : สมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร. (SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED-CONCRETE BRIDGE COLUMNS IN THAILAND UNDER CYCLIC LOADING) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. อาณัติ เรืองรัศมี, 190 หน้า.

ในอดีตที่ผ่านมาการออกแบบสะพานในประเทศไทยนั้นยังมิได้คำนึงถึงผลของแผ่นดินไหว ประกอบกับข้อมูลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งมีการเสริมเหล็กปลอกในปริมาณที่น้อยนั้นยังคงมีข้อมูลที่ไม่เพียงพอ งานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรและแรงอัดตามแนวแกนคงที่จำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อศึกษาถึงผลของการโอบรัดของเหล็กปลอกต่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างและค่าความเหนียวของเสา ตัวอย่างซึ่งมีขนาดหน้าตัด 0.40x0.40 เมตร สูง 2.15 เมตรโดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวเท่ากับ 0.0123 และอัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนเท่ากับ 0.057 เท่ากันทั้งสามต้นโดยเมื่อเปรียบเทียบกับนักวิจัยที่ผ่านมามีค่าปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและอัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนมีค่าน้อยที่สุด โดยมีการแปรผันปริมาณการเสริมเหล็กปลอกที่ต่างกันซึ่งมีอัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอกเท่ากับ 0.00424, 0.01005 และ 0.01675 ตามลำดับซึ่งมีค่าเท่ากับ 6.2% 14.8% และ 24.6% ของมาตรฐานการออกแบบ AASHTO (2005) หรือ 18.2% 43.1% และ 71.8% ของมาตรฐานการออกแบบ Eurocode (2005) โดยเสาต้นแรกนั้นเป็นตัวแทนของเสาสะพานในประเทศไทย ผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการนั้นพบว่าค่าความเหนียวมีค่าเท่ากับ 4.7, 5.6 และ 4.9 โดยมีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 4.4, 4.7 และ 4.8 ตามลำดับซึ่งผลของการเพิ่มปริมาณการโอบรัดไม่ได้ส่งผลต่อค่าความเหนียวและระยะเคลื่อนตัวสูงสุดอย่างชัดเจนโดยสอดคล้องกับการทดสอบซึ่งพบว่าค่าความเครียดในเหล็กปลอกของตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างมีค่าไม่ถึงจุดคราก นอกจากนั้นได้ทำการเปรียบเทียบผลการทดสอบกับผลการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธีไฟเบอร์ ซึ่งพบว่าลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่มีลักษณะที่ใกล้เคียงกันในช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 0%-2.5%

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา ..... ลายมือชื่อนิสิต .....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา ..... ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก .....

ปีการศึกษา 2551 .....

# # 4970552521 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : SEISMIC PERFORMANCE / CYCLIC LOADS / BRIDGES

WARAKORN SINGHASUT : SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED-  
CONCRETE BRIDGE COLUMNS IN THAILAND UNDER CYCLIC LOADING  
: THESIS ADVISOR: ASST.PROF. ANAT RUANGRASSAMEE, Ph.D., 190 pp.

In the past, structural bridge design in Thailand does not consider the effect of earthquakes. In addition, the experimental studies on lightly reinforced concrete bridge columns are scarce. So, the laboratory tests were carried out. This paper presents the investigation on the confinement effect on ductility of RC bridge columns under cyclic loading with a constant axial force. In this study, three specimens of RC bridge columns were tested. The dimension of all columns was 0.4mx0.4 m. and 2.15 m in height with the longitudinal reinforcement ratios of 0.0123. The axial force ratio is 0.057. The longitudinal reinforcement ratios and the axial force ratio are lowest when compare with value of other researchers. The transverse reinforcement ratios are 0.00424, 0.01005 and 0.01675 (6.2%, 14.8% and 24.6% of those required by AASHTO (2005) or 18.2%, 43.1% and 71.8% of those required by Eurocode (2005), respectively). The first column represents the typical confinement of reinforced-concrete bridge columns in Thailand. From results, the ductility factors of columns are 4.7, 5.6 and 4.9, respectively and maximum drift ratios of columns are 4.4, 4.7 and 4.8, respectively. The effect of confinement on ductility is not evident. It is observed that strain in tie of all columns are less than yielding strain. The experimental results are compared with analytical results. The fiber element analysis is used in this study. For the drift ratio of 0%-2.5%, the results from analysis agree well with the experimental results.

Department : CIVIL ENGINEERING Student's Signature .....

Field of Study : CIVIL ENGINEERING Advisor's Signature .....

Academic Year : 2008 .....

## กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัศมี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เป็นอย่างสูง ที่ได้ให้คำแนะนำและความรู้ต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ในการทำวิจัย รวมทั้งกรุณาตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. พิสนธ์ อุดมวรรธน์ ที่กรุณาเสียสละเวลาในการตรวจทานและให้คำแนะนำในการแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ได้อบรมสั่งสอนให้ความรู้แก่ข้าพเจ้า

นอกจากนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ หน่วยงานและบุคคลต่างๆ ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในด้านต่างๆ ในการทำวิจัยให้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี ดังรายนามต่อไปนี้

โครงการศึกษาและพัฒนาความสามารถด้านทันตกรรมทันตกรรมในสายทาง  
โครงข่ายทางหลวงชนบท ที่ได้ทำการให้เงินสนับสนุนในการทำวิจัยในครั้งนี้

คุณชูเกียรติ ฉิมรุ่ง ที่ช่วยในการติดตั้งอุปกรณ์และคำแนะนำในการใช้อุปกรณ์ต่างๆ ในห้องปฏิบัติการ

คุณมนัส พึ่งบางกรวย ที่ช่วยดำเนินการทดสอบและแนะนำการใช้อุปกรณ์ต่างๆ

คุณไพโรจน์ อนันตะเศรษฐกุล ที่ช่วยในการทำอุปกรณ์ที่ใช้ในห้องปฏิบัติการ

รุ่นพี่ รุ่นน้อง และเพื่อนๆ ทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือในการเตรียมตัวอย่างทดสอบ การติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบและดำเนินการทดสอบ รวมถึงคำแนะนำต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัยและที่สำคัญที่สุดข้าพเจ้าขอขอบพระคุณคือ บิดา มารดา ที่ช่วยอบรมสั่งสอนและให้กำลังใจ ทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ลุล่วงไปด้วยดี

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญภาพ.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.2 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.3 วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	2
บทที่ 2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบเสถียรภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้าง.....	4
2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของคอนกรีต.....	24
2.3 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร.....	31
2.4 ทฤษฎีและหลักการที่เกี่ยวข้อง.....	34
บทที่ 3 เสถียรภาพคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบทในประเทศไทย.....	45
3.1 ลักษณะทั่วไปของสะพานตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบท.....	45
3.2 ดัชนีโครงสร้าง (Structural Indices).....	47
บทที่ 4 การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ.....	61
4.1 ตัวอย่างทดสอบ.....	61
4.2 วัสดุ.....	67
4.3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ.....	70
4.4 การเตรียมการทดสอบ.....	72
4.5 ขั้นตอนการทดสอบ.....	83
4.6 การปรับแก้ผลการทดสอบ.....	84
บทที่ 5 ผลการทดสอบ.....	89
5.1 พฤติกรรมทั่วไปที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบ.....	89
5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง.....	96

5.3 การสลายพลังงาน.....	107
5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง .....	111
5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริม .....	116
บทที่ 6 การวิเคราะห์โครงสร้างเสาะพานด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ .....	133
6.1 การจำลองรูปแบบสะพานเพื่อใช้ในการวิเคราะห์.....	133
6.2 การจำลองโครงสร้าง .....	135
6.3 รูปแบบการให้แรงกระทำ .....	139
6.4 ผลการวิเคราะห์เสาะตัวอย่างด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์.....	139
บทที่ 7 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....	151
7.1 สรุปผลการวิจัย.....	151
7.2 ข้อเสนอแนะ .....	153
รายการอ้างอิง.....	154
ภาคผนวก.....	157
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	190



## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1	คุณสมบัติของเสาของ Park และคณะ (1982) .....	5
ตารางที่ 2.2	คุณสมบัติของเสาของ Ozceve และStaacioglu (1987).....	6
ตารางที่ 2.3	คุณสมบัติของเสาของ Azizinamini และคณะ (1992) .....	12
ตารางที่ 2.4	คุณสมบัติของเสาของ Watson และ Park (1994).....	13
ตารางที่ 2.5	คุณสมบัติของเสาของ Wehbe และคณะ (1999) .....	14
ตารางที่ 2.6	คุณสมบัติของเสาของ Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003).....	16
ตารางที่ 2.7	คุณสมบัติของเสาของ Ongsupankul และคณะ (2006).....	17
ตารางที่ 2.8	คุณสมบัติของเสาของ Sezen และ Moehle (2006) .....	19
ตารางที่ 2.9	คุณสมบัติของเสาของนักวิจัยที่ผ่านมา.....	21
ตารางที่ 3.1	เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดเล็กช่วง 5-10 เมตร .....	52
ตารางที่ 3.2	เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 10 ม.+10 ม. ....	53
ตารางที่ 3.3	เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 10 ม.+20 ม. ....	54
ตารางที่ 3.4	เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 10 ม.+30 ม. ....	56
ตารางที่ 3.5	เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 20 ม. +20 ม. ....	57
ตารางที่ 3.6	เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 20 ม. +30 ม. ....	59
ตารางที่ 3.7	เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 30 ม. +30 ม. ....	60
ตารางที่ 4.1	สรุปการออกแบบของตัวอย่างทดสอบ .....	67
ตารางที่ 4.2	ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัย .....	68
ตารางที่ 4.3	ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริม DB25 ที่ใช้ในงานวิจัย.....	68
ตารางที่ 4.4	ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริม RB12 ที่ใช้ในงานวิจัย .....	69
ตารางที่ 4.5	ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริม RB9 ที่ใช้ในงานวิจัย .....	70
ตารางที่ 4.6	ค่าคู่อันดับตัวอย่างการปรับแก้เนื่องจากแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้ง .....	86
ตารางที่ 4.7	ค่าคู่อันดับตัวอย่างการปรับแก้เนื่องจากการเลื่อนไถลและการหมุนของฐานราก....	88
ตารางที่ 5.1	สรุปผลการทดสอบตัวอย่างเสา .....	106
ตารางที่ 5.2	ค่าพลังงานในแต่ละรอบการทดสอบ .....	109
ตารางที่ 5.3	ค่า K ในแต่ละรอบการทดสอบ .....	110
ตารางที่ 6.1	ค่าพารามิเตอร์สำหรับโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด.....	136
ตารางที่ 6.2	ค่าพารามิเตอร์สำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	138
ตารางที่ 6.3	ค่าพารามิเตอร์สำหรับเหล็กเสริม.....	138

## สารบัญญภาพ

หน้า

รูปที่ 2.1	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ โดย Park และคณะ (1982) .....	4
รูปที่ 2.2	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาทั้ง 4 ต้น โดย Park และคณะ (1982) .....	5
รูปที่ 2.3	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ โดย Ozceve และStacioglu (1987).....	6
รูปที่ 2.4	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาและสภาพเสาหลังการทดสอบ โดย Ozceve และStacioglu (1987).....	7
รูปที่ 2.5	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะจุดหมุนพลาสติกกับช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัด โดย Sakai และ Sheikh (1989) .....	10
รูปที่ 2.6	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ โดย Azizinamini และคณะ (1992) .....	11
รูปที่ 2.7	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ ของ Watson และ Park (1994).....	13
รูปที่ 2.8	ความสัมพันธ์ระหว่างความยาวช่วงที่มีการโอบรัดและอัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกน โดย Watson และ Park (1994).....	14
รูปที่ 2.9	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ โดย Wehbe และคณะ (1999).....	15
รูปที่ 2.10	ผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนที่มีต่อความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ โดย Wehbe และคณะ (1999).....	15
รูปที่ 2.11	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ ของ Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003) .....	16
รูปที่ 2.12	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ โดย Ongsupanku และคณะ(2006).....	17
รูปที่ 2.13	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเสาที่มีการแปรผันปริมาณเหล็กปลอก โดย Ongsupankul และคณะ (2006).....	18
รูปที่ 2.14	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ ของ Sezen และ Moehle (2006) .....	19
รูปที่ 2.15	สภาพของเสา 1 2 3 และ 4 หลังการทดสอบโดย Sezen และ Moehle (2006) .....	20

รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	24
รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด ของ Kent และ Park (1982) .....	26
รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด ของ Mander และคณะ (1988).....	27
รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	29
รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริม ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรโดย Gomes และ Appleton (1997) .....	31
รูปที่ 2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริม โดย Menegotto และ Pinto (1973).....	32
รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมที่พิจารณา ผลของการโก่งเดาะของเหล็กเสริมของ Gomes และ Appleton (1996) .....	33
รูปที่ 2.23 การเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงดัด.....	35
รูปที่ 2.24 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง (b) การกระจายตัวของค่าความโค้ง .....	35
รูปที่ 2.25 ปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการตามมาตรฐาน AASHTO (2005) .....	39
รูปที่ 2.26 แบบจำลองไฟเบอร์ ที่มา Opensees (2006) .....	40
รูปที่ 2.27 ดิกรีซของความอิสระสำหรับชิ้นส่วนย่อยของคานหรือเสา.....	41
รูปที่ 2.28 รายละเอียดของหน้าตัดที่ใช้วิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟเบอร์ .....	42
รูปที่ 3.1 เสาสะพานรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส ชนิดฐานรากแผ่และฐานรากเข็ม (ที่มา แบบสะพานมาตรฐานกรมทางหลวง) .....	46
รูปที่ 3.2 เสาสะพานรูปทรงกลม ชนิดฐานรากแผ่และฐานรากเข็ม (ที่มา แบบสะพานมาตรฐานกรมทางหลวง) .....	46
รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเหล็กเสริมตามยาวกับช่วงความยาวของสะพาน.....	47
รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง (ที่มา Pauley (1992)) .....	48
รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแรงในแนวแกนกับช่วงความยาวของสะพาน .....	49
รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอกกับช่วงความยาวของสะพาน	50
รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน $\frac{M_n}{h \cdot V_n}$ กับช่วงความยาวของช่วงสะพาน .....	51
รูปที่ 4.1 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ C-09-200 .....	63

รูปที่ 4.2	ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ C-12-150 .....	64
รูปที่ 4.3	ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ C-12-090 .....	65
รูปที่ 4.4	ลักษณะการเสริมเหล็กและการให้รายละเอียดของของอินแต่ละตัวอย่างทดสอบ ....	66
รูปที่ 4.5	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม DB25 .....	69
รูปที่ 4.6	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม RB12 .....	69
รูปที่ 4.7	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม RB9 .....	70
รูปที่ 4.8	การผูกเหล็กและการติดตั้งค้ำยันของแบบฐานราก.....	72
รูปที่ 4.9	การติดตั้งเกจวัดความเครียด .....	72
รูปที่ 4.10	ตำแหน่งของเกจวัดความเครียด ตัวอย่าง C-09-200.....	74
รูปที่ 4.11	ตำแหน่งของเกจวัดความเครียด ตัวอย่าง C-12-150.....	75
รูปที่ 4.12	ตำแหน่งของเกจวัดความเครียด ตัวอย่าง C-12-090.....	76
รูปที่ 4.13	การรวบสายเกจวัดความเครียด .....	77
รูปที่ 4.14	การตั้งแบบเสา.....	77
รูปที่ 4.15	การเก็บตัวอย่างลูกปูน.....	78
รูปที่ 4.16	แบบจำลองการทดสอบ .....	79
รูปที่ 4.17	การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ.....	79
รูปที่ 4.18	ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัดระยะการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า.....	80
รูปที่ 4.19	การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของปลายเสา .....	81
รูปที่ 4.20	การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการหมุนที่โคนเสา.....	81
รูปที่ 4.21	การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการหมุนของฐานราก .....	82
รูปที่ 4.22	การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของฐานราก .....	82
รูปที่ 4.23	รูปแบบการให้แรงกระทำ (loading scheme).....	84
รูปที่ 4.24	การปรับแก้เนื่องจากแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้ง .....	85
รูปที่ 4.25	การปรับแก้เนื่องจากการเคลื่อนที่และการหมุนของฐานราก.....	87
รูปที่ 5.1	ลักษณะของตัวอย่าง C-09-200 หลังสิ้นสุดการทดสอบ .....	90
รูปที่ 5.2	ลักษณะของตัวอย่าง C-12-150 หลังสิ้นสุดการทดสอบ .....	91
รูปที่ 5.3	ลักษณะของตัวอย่าง C-12-090 หลังสิ้นสุดการทดสอบ .....	94
รูปที่ 5.4	รอยแตกร้าวที่อัตราส่วนการเคลื่อนตัว 1.5% 3.0% และ 4.5% .....	95
รูปที่ 5.5	วิธีการประเมินค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวโดย Sheikh และ Khoury (1993)....	97
รูปที่ 5.6	วิธีการประเมินค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวโดย Legeron and Paultre (2002) .	97

รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-09-200 .....	98
รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-150 .....	100
รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-090 .....	102
รูปที่ 5.10 เส้นโค้งขอบนอก (envelop curve) .....	104
รูปที่ 5.11 การหาค่าการสลายพลังงานใน 1 รอบการทดสอบ .....	108
รูปที่ 5.12 ความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง .....	108
รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสตีเฟนส์กับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง .....	108
รูปที่ 5.14 การหาค่าความโค้ง (curvature) .....	111
รูปที่ 5.15 การหลุดของแผ่นกระจกเนื่องจากการแตกของคอนกรีตบริเวณโคนเสา .....	112
รูปที่ 5.16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งของตัวอย่าง C-09-200 .....	113
รูปที่ 5.17 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งของตัวอย่าง C-12-150 .....	114
รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งของตัวอย่าง C-12-090 .....	115
รูปที่ 5.19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 1 .....	119
รูปที่ 5.20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 2 .....	121
รูปที่ 5.21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 1 .....	123
รูปที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 2 .....	124
รูปที่ 5.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 1 .....	125
รูปที่ 5.24 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 2 .....	126
รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง ของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 1 .....	127
รูปที่ 5.26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง ของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 2 .....	128
รูปที่ 5.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง ของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 1 .....	129

รูปที่ 5.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง ของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 2.....	130
รูปที่ 5.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง ของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 1.....	131
รูปที่ 5.30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง ของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 2.....	132
รูปที่ 6.1 แบบจำลองโครงสร้างเสาสะพานสำหรับการวิเคราะห์.....	135
รูปที่ 6.2 แบบจำลองไฟเบอร์ (ที่มา OPENSEES).....	135
รูปที่ 6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	136
รูปที่ 6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด ของตัวอย่าง C-09-200 .....	137
รูปที่ 6.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด ของตัวอย่าง C-12-150 .....	137
รูปที่ 6.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด ของตัวอย่าง C-12-090 .....	137
รูปที่ 6.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว.....	138
รูปที่ 6.8 รูปแบบการให้แรงกระทำ (loading scheme).....	139
รูปที่ 6.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองวัสดุชนิดต่างๆ ของตัวอย่าง C-09-200 .....	140
รูปที่ 6.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง C-09-200 .....	141
รูปที่ 6.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองวัสดุชนิดต่างๆ ของตัวอย่าง C-12-150 .....	144
รูปที่ 6.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง C-12-150 .....	145
รูปที่ 6.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองวัสดุชนิดต่างๆ ของตัวอย่าง C-12-090 .....	148
รูปที่ 6.14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ ของเสาตัวอย่าง C-12-090 .....	149

# บทที่ 1

## บทนำ

แผ่นดินไหวเป็นภัยธรรมชาติที่เกิดขึ้นอย่างฉับพลัน ยากแก่การคาดเดาล่วงหน้า อีกทั้งยังส่งผลกระทบต่อในวงกว้าง ซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายที่รุนแรงต่อชีวิตและทรัพย์สินรวมถึงสิ่งก่อสร้าง การออกแบบให้สิ่งก่อสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวในช่วงอายุการใช้งานจึงเป็นสิ่งที่สำคัญ การพังทลายของโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวนั้นทำให้ผู้คนได้รับบาดเจ็บและเสียชีวิต ฉะนั้นการช่วยเหลือและการพยาบาลรวมถึงการซ่อมแซมสาธารณูปโภคที่เสียหายต้องสามารถกระทำได้อย่างทันท่วงที นอกจากถนนแล้วสะพานยังเป็นสิ่งก่อสร้างที่ใช้ในการเดินทาง ขนส่งและลำเลียง สะพานทางหลวงชนบทในประเทศไทยนั้นมีโอกาสที่จะได้รับผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหวเนื่องจากมีจุดศูนย์กลางขนาดเล็กถึงปานกลางในทางภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยซึ่งในอดีตที่ผ่านมายังมีได้มีข้อกำหนดสำหรับการออกแบบสะพานเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย

ฉะนั้นการศึกษาหาความสามารถในการรับแรงของเสาสะพานเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวจึงเป็นสิ่งจำเป็น ซึ่งโดยปกติแล้วการหาความสามารถในการรับแรงนั้นสามารถหาได้จาก 2 วิธีหลักๆ ซึ่งได้แก่การทดสอบในห้องปฏิบัติการซึ่งสามารถให้ความถูกต้องถ้ามีการควบคุมการทดสอบที่ดีและการหาความสามารถในการรับแรงโดยการวิเคราะห์จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ซึ่งมีความสะดวกรวดเร็วกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

หลักการในการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้น จะใช้ความสามารถของข้อหมุนพลาสติกในการดูดซับและสลายพลังงาน ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องทำให้เสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีความสามารถที่เพียงพอในการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากแรงจากแผ่นดินไหวโดยที่เสาคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นจะต้องยังคงไม่สูญเสียความสามารถในการรับแรงไปมากนัก วิธีการหนึ่งที่จะทำให้เสาสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้นั้นก็คือ การทำให้เสามีความเหนียวโดยที่เสานั้นจะต้องมีการโอบรัดทางจากเหล็กปลอกที่เพียงพอเพื่อป้องกันการวิบัติของเสา ฉะนั้นการศึกษาพฤติกรรมของเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อสามารถเข้าใจพฤติกรรมและหาวิธีการป้องกันการพังทลายของเสาโดยการให้รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาที่มีความเหมาะสมกับประเทศไทยต่อไป

โดยในงานวิจัยนี้จะได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของเสาที่เป็นตัวแทนของเสาสะพานในประเทศไทยและเสาที่ได้ทำการเสริมปริมาณการโอบรัดนอกจากนั้นยังได้ทำการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลจากแบบจำลองคณิตศาสตร์อีกด้วย

## 1.1 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ของงานวิจัยดังต่อไปนี้

1. ศึกษาและเปรียบเทียบผลของการโอบรัดของเหล็กปลอกต่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ค่าความเหนียวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กที่อ้างอิงตามมาตรฐาน AASHTO (2005) และ Eurocode (2005)
2. ศึกษาและเปรียบเทียบ ผลตอบสนองของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

## 1.2 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตของงานวิจัยดังต่อไปนี้

1. ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 0.4 ม. X 0.4 ม. ซึ่งเป็นขนาดของเสาที่ใช้เป็นตัวแทนของสะพานทางหลวงชนบท
2. โดยกำหนดตัวแปรควบคุมที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักเสาดังต่อไปนี้
  - ก. กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วันมีค่าประมาณ 350 กก./ซม.<sup>2</sup>
  - ข. ระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load ratio) มีค่า 0.057f<sub>c</sub>'A<sub>g</sub>
  - ค. อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวมีค่าเท่ากับ 1.23%
3. เป็นการศึกษาเสาเดี่ยวที่ไม่ได้อยู่ในโครงข้อแข็ง (frame)
4. รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกเป็นไปตามข้อกำหนดของ AASHTO (2005) และ Eurocode (2005)

## 1.3 วิธีการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้มีวิธีดำเนินการวิจัยตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. ศึกษาข้อมูลและงานวิจัยที่ผ่านมาเพื่อทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวิงจักร แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและที่มีการโอบรัดและเหล็กเสริมที่จะใช้ในแบบจำลองไฟเบอร์ หลักการการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์



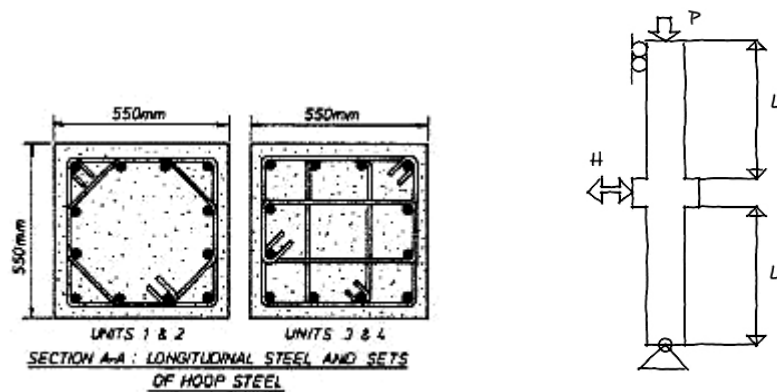
2. เตรียมตัวอย่างเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวน 3 ตัวอย่างโดยตัวอย่างแรกอ้างอิงจากแบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบท และอีก 2 ตัวอย่างเป็นเสาคอนกรีตที่ได้รับการเสริมเหล็กโดยใช้ข้อกำหนดของ Eurocode (2005) และ AASHTO (2005)
3. ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กโดยการให้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ และเก็บข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ
4. ทำการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ
5. ศึกษาการใช้โปรแกรม TDAP3
6. สร้างแบบจำลองโครงสร้างเสาพร้อมกับการวิเคราะห์
7. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้จากการใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์กับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
8. สรุปผลการศึกษาวิจัย
9. เขียนวิทยานิพนธ์

## บทที่ 2

### หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบเสายาใต้แรงกระทำแบบวิถัจกรทางด้านข้าง

Park และคณะ (1982) ได้ทำการทดสอบเสายาขนาดหน้าตัด 0.55 ม. x 0.55 ม. สูง 3.30 ม. จำนวน 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวิถัจกรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่โดยแปรผันระดับของแรงอัดตามแนวแกน โดยปริมาณของเหล็กปลอกถูกออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบของนิวซีแลนด์ เสายาทั้ง 4 ต้นเสริมเหล็กตามยาวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 24 มิลลิเมตร ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกแสดงในรูปที่ 2.1 และ คุณสมบัติต่างๆของเสายาแสดงในตารางที่ 2.1 ผลการทดสอบเสายาทั้ง 4 ต้นพบว่าเสายาทั้งหมดมีค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor) อย่างน้อยเท่ากับ 6 ดังแสดงรูปที่ 2.2 นอกจากนั้นค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่แท้จริง จะมีค่ามากกว่าค่าต้านทานโมเมนต์ดัดตามทฤษฎี โดยเฉพาะในกรณีที่มีค่าแรงอัดตามแนวแกนมีค่ามากและมีประสิทธิภาพการโอบรัดที่ดี เหล็กปลอกมีความเครียดถึงจุดคราก แต่ไม่ส่งผลต่อเสายาเนื่องจากค่าความเครียดถึงจุดคราก แต่ยังไม่ถึงช่วงของการแข็งตัวเพิ่มขึ้น (hardening) นอกจากนั้นยังพบว่าค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตในแกนคอนกรีตมีค่าระหว่าง 0.016-0.026 หลังจากคอนกรีตหุ้มเกิดการหลุดล่อนออก



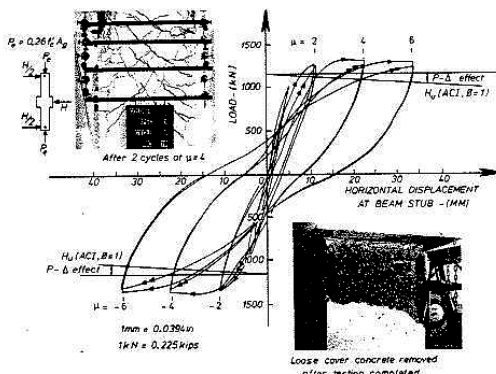
รูปที่ 2.1 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ

โดย Park และคณะ (1982)

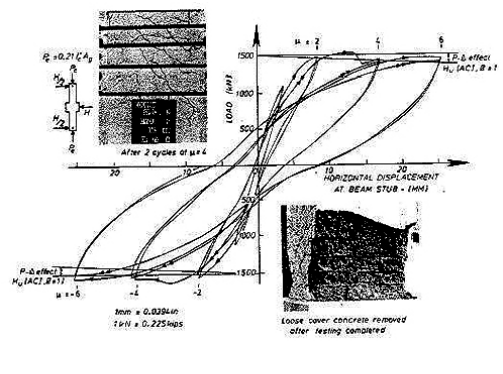
ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติของเสาของ Park และคณะ (1982)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$	$f_{sh}$ (MPa)
1	23.1	1815	0.26	0.0179	375	0.015	297
2	41.4	2680	0.214			0.023	316
3	21.4	2719	0.42			0.02	297
4	23.5	4265	0.6			0.035	294

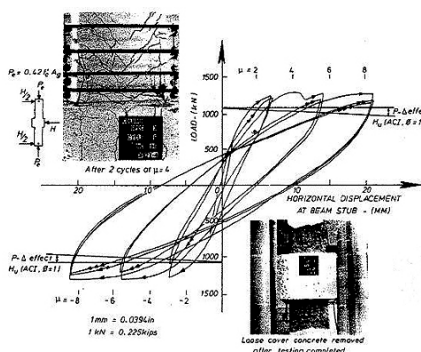
$f_y$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กยื่น  $f_{sh}$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก



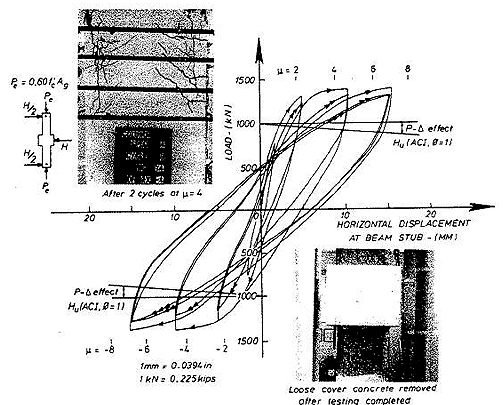
(ก) ตัวอย่างที่ 1



(ข) ตัวอย่างที่ 2



(ค) ตัวอย่างที่ 3

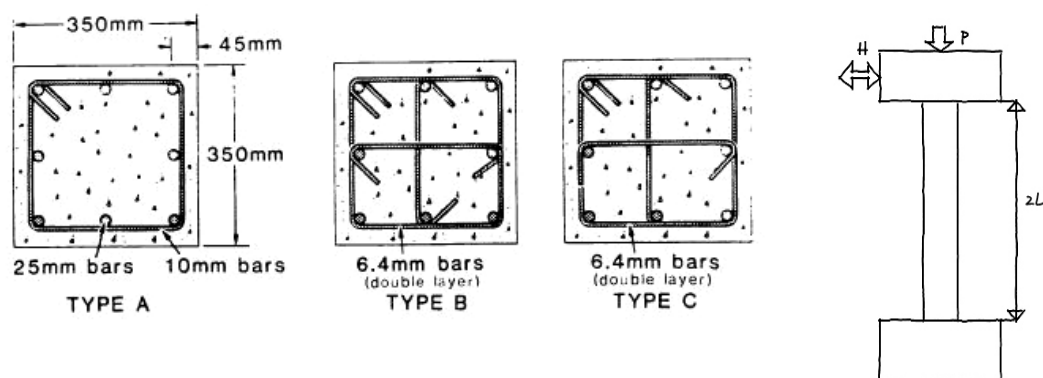


(ง) ตัวอย่างที่ 4

รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาทั้ง 4 ต้น

โดย Park และคณะ (1982)

Ozceve และStaacioglu (1987) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.35 ม. x 0.35 ม. จำนวน 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ โดยมีความสูงต่อความลึกหน้าตัดเท่ากับ 2.86 แปรผันการเสริมเหล็กปलอก รูปแบบเหล็กปलอกที่แตกต่างกัน 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.3 เสาทั้ง 4 ต้นเสริมเหล็กตามยาวจำนวน 8 เส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.2 มิลลิเมตร คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.2 รูปที่ 2.4 แสดงถึงผลการทดสอบซึ่งจะเห็นได้ว่าการเสริมเหล็กปलอกรัศรอบ (hoop ties) ร่วมกับการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) จะมีผลต่อพฤติกรรมของเสาที่ดีกว่าการเสริมเหล็กปलอกรัศรอบเพียงอย่างเดียว ถึงแม้ว่าเสาทั้งสองต้นจะมีปริมาณและระยะห่างของเหล็กปलอกที่ใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ ปริมาณการเสริมเหล็กที่ได้กำหนดไว้ตามมาตรฐานการออกแบบ ACI 318-83 นั้นมีปริมาณที่เพียงพอแต่รายละเอียดการเสริมเหล็กปलอกนั้นยังไม่เพียงพอ นอกจากนี้พบว่าเหล็กยึดทางขวางซึ่งใช้ของขนาด 135 องศาที่ปลายทั้ง 2 ข้างกับการเสริมเหล็กทางขวางซึ่งปลายข้างหนึ่งงอของขนาด 135 องศาและอีกข้างหนึ่ง 90 องศา มีประสิทธิภาพที่ใกล้เคียงกัน



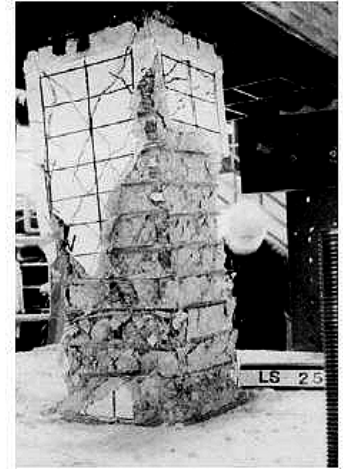
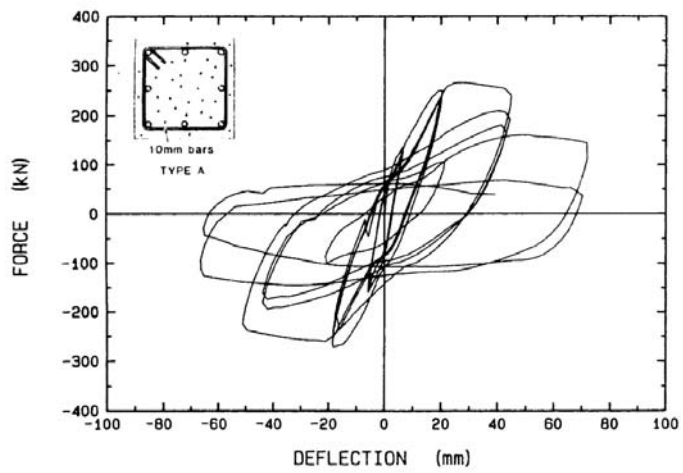
รูปที่ 2.3 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ

โดย Ozceve และStaacioglu (1987)

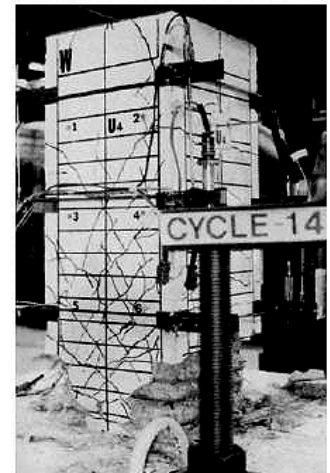
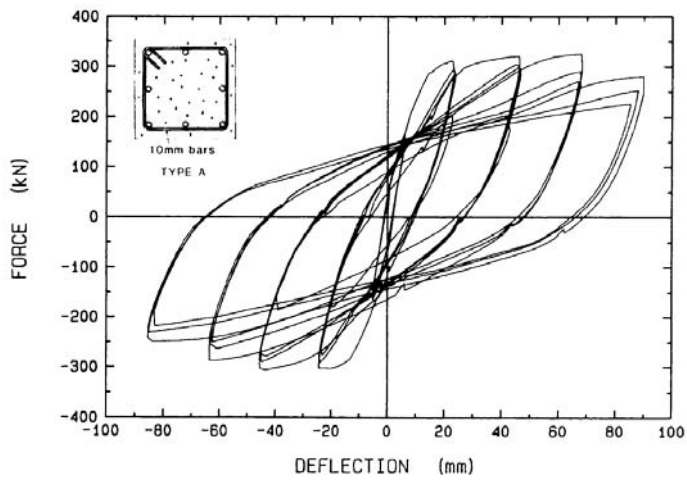
ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติของเสาของ Ozceve และStaacioglu (1987)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Type	Axial force ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$	$f_{sh}$ (MPa)
U3	34.8	A	0.15	0.0327	438	0.0169	470
U4	32.0	A	0.15			0.0254	
U6	37.3	B	0.15		437	0.0195	425
U7	39.0	C	0.15				

$f_y$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน  $f_{sh}$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กปलอก

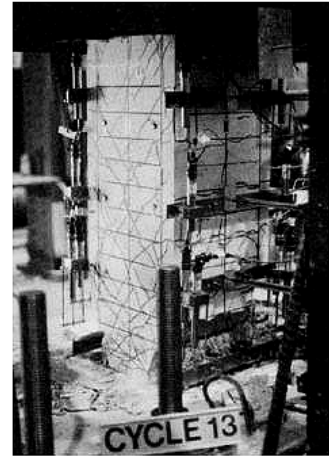
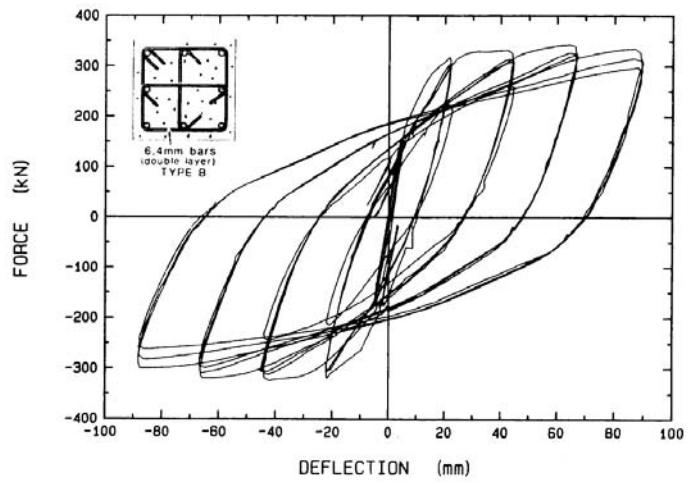


(ก) ตัวอย่าง U3

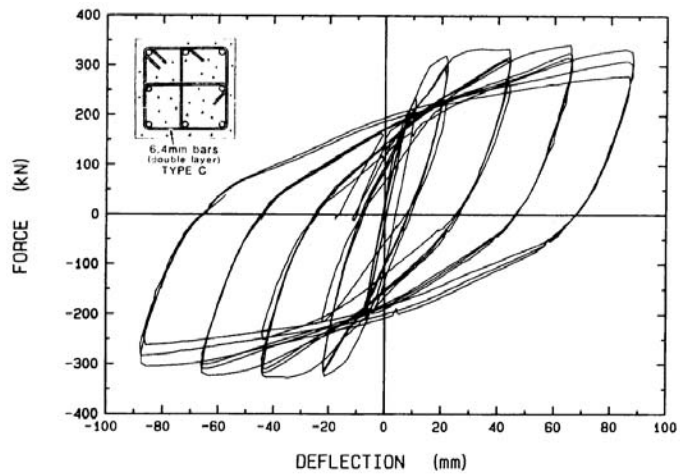


(ข) ตัวอย่าง U4

รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาและสภาพเสาหลังการทดสอบ  
โดย Ozceve และ Staacioglu (1987)



(ค) ตัวอย่าง U6



(ง) ตัวอย่าง U7

รูปที่ 2.4(ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาและสภาพเสาหลังการทดสอบโดย Ozceve และ Staacioglu (1987)

Sakai และ Sheikh (1989) ได้สรุปรวบรวมงานวิจัยที่ผ่านมาและอภิปรายถึงคอนกรีตที่มีการโอบรัด พฤติกรรมของหน้าตัดและเสาที่ได้รับการโอบรัด รวมถึงจุดหมุนพลาสติกซึ่งได้สรุปพฤติกรรมของเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างของนักวิจัยหลายท่านไว้ดังนี้

Tanaka และคณะ (1985) ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่มีค่าเท่ากับ  $0.2f_c' A_g$  โดยมีการแปรผันรูปแบบการงอขอ โดยเหล็กปลอกเดี่ยวจะทำการผูกเหล็กโดยมีองศาของการงอเหล็กเท่ากับ 135 องศาและมีการเสริมเหล็กยึดทางขวางที่มีองศา 90 และ 180 องศา โดยผลของการทดสอบพบว่า เสาที่มีการเสริมเหล็กเสริมทางขวางด้วยองศา 90 องศาให้ผลที่น่าพอใจ ซึ่งอย่างไรก็ตามมีสิ่งที่จะต้องคำนึงถึงคือการให้แรงอัดในแนวแกนนั้นมีปริมาณที่น้อย

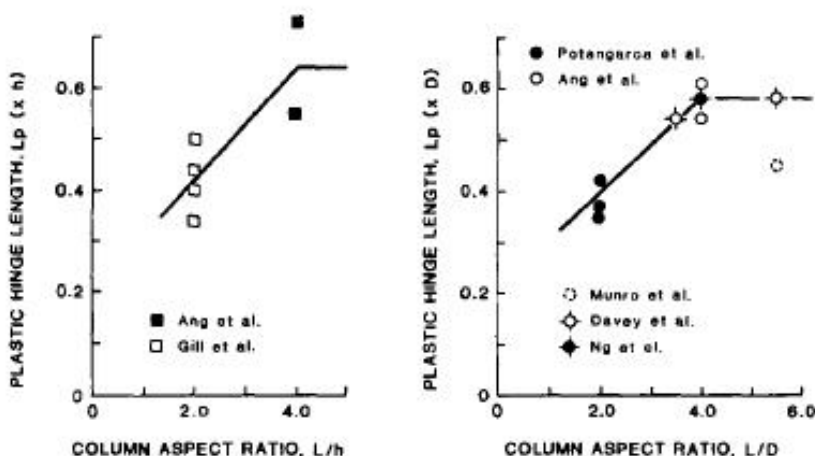
Zahn (1986) ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 6 ต้นซึ่งมีขนาดหน้าตัดเสา 0.40 ม. x 0.40 ม. เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาเนื่องจากผลกระทบของทิศทางการกระทำของแรงและกำลังของเหล็กปลอก ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง  $0.23f_c' A_g$  ถึงช่วง  $0.42f_c' A_g$  ซึ่งจากผลการทดสอบนั้นยากที่จะประเมินผลของความเหนียวที่เกิดจากทิศทางการกระทำ เนื่องจากขาดแคลนข้อมูลซึ่งมีลักษณะที่คล้ายกัน อย่างไรก็ตามปริมาณเหล็กปลอกที่น้อยกว่าของเหล็กที่มีกำลังสูงนั้นสามารถใช้ได้โดยไม่มีผลต่อพฤติกรรมของเสา

Johal และคณะ ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 5 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่อยู่ในช่วง  $0.2f_c' A_g$  ถึง  $0.4f_c' A_g$  โดยทำการแปรผันรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกในลักษณะที่ต่างกัน 5 แบบ โดยมีรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกดังนี้

- ก) เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวและเหล็กยึดทางขวางโดยมีองศาเท่ากับ 135 องศา
- ข) เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการงอขอเท่ากับ 135 องศา และเหล็กยึดทางขวางโดยมีการงอขอ 90 องศา
- ค) เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการทาบเหล็ก งอขอเท่ากับ 135 องศาและเหล็กยึดทางขวางโดยมีการงอขอ 90 องศา
- ง) เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการงอขอเท่ากับ 135 องศา
- จ) เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการงอขอเท่ากับ 45 องศา

จากผลการทดสอบพบว่าความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดนั้นจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มแรงอัดตามแนวแกนแต่ค่าความเหนียวจะมีค่าลดลง นอกจากนี้การเสริมเหล็กปลอกเพียง 50 % ตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318 ส่งผลให้ค่าความเหนียวลดลงเพียงเล็กน้อยความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดและค่าความเหนียวนั้นจะลดลงเมื่อใช้การต่อทาบของเหล็กปลอกเดี่ยวและเหล็กทางขวางโดยมีการงอขอ 90 องศาและการเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวเพียงอย่างเดียวทำให้ความสามารถและค่าความเหนียวมีค่าต่ำกว่าการเสริมเหล็กและการงอขอใน

รูปแบบอื่นๆ Sakai และ Sheikh (1989) ได้แนะนำการประมาณค่าระยะจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge length) ดังรูปที่ 2.6 รูปที่ 2.5 จากค่าช่วงความสูงต่อความลึกหน้าตัด ซึ่งค่าระยะจุดหมุนพลาสติกและความสูงต่อความลึกหน้าตัด (column aspect ratio) จะเป็นสัดส่วนกันในช่วงที่ค่าความสูงต่อความลึกน้อยกว่า 4

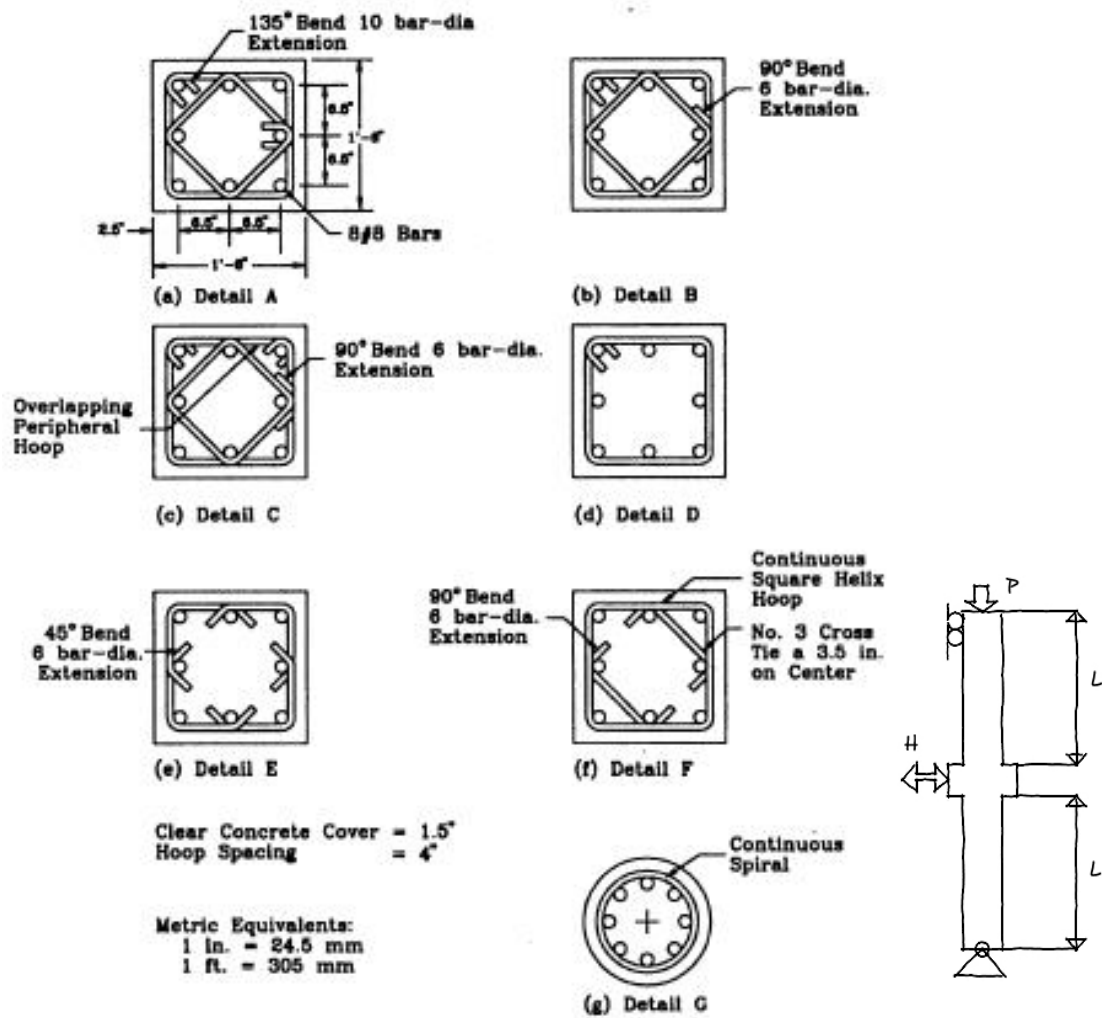


รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะจุดหมุนพลาสติกกับช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัด โดย Sakai และ Sheikh (1989)

Azizinamini และคณะ (1992) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.457 ม. X 0.457 ม. สูง 3.2 เมตรจำนวน 12 ต้น ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ซึ่งอยู่ในช่วง 20-40% ของกำลังต้านทานของเสาโดยได้ทำการแปรผันการเสริมเหล็กปลอกในรูปแบบต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 เสาทุกต้นเสริมเหล็กตามยาวจำนวน 8 เส้นขนาด No. 8 คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.3

ผลการทดสอบพบว่า เมื่อระดับแรงอัดตามแนวแกนมีค่าเพิ่มมากขึ้น จะส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดมีค่าสูงขึ้น แต่ค่าความเหนียวลดลง เหล็กปลอกถักต่อเนื่อง (continuous square helix hoop) นั้นมีประสิทธิภาพน้อยกว่า เหล็กปลอกเกลียว (circular spiral reinforced) โดยเสาที่มีการใช้เหล็กปลอกแบบวงกลมนั้นจะทำให้การกระจายตัวของการโอบรัดที่ดีกว่าเสาสีเหลี่ยม เหล็กปลอกวงใน (inner hoops) ที่ใช้ของขนาด 90 องศาให้พฤติกรรมที่น่าพอใจและขาของของอไม่จำเป็นต้องใช้ขนาดถึง 10 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กทางขวางซึ่งกำหนดไว้ใน ACI (1983) โดยใช้เพียง 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กทางขวางซึ่งกำหนดไว้ใน ACI (1989) ก็เพียงพอแล้ว





รูปที่ 2.6 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ

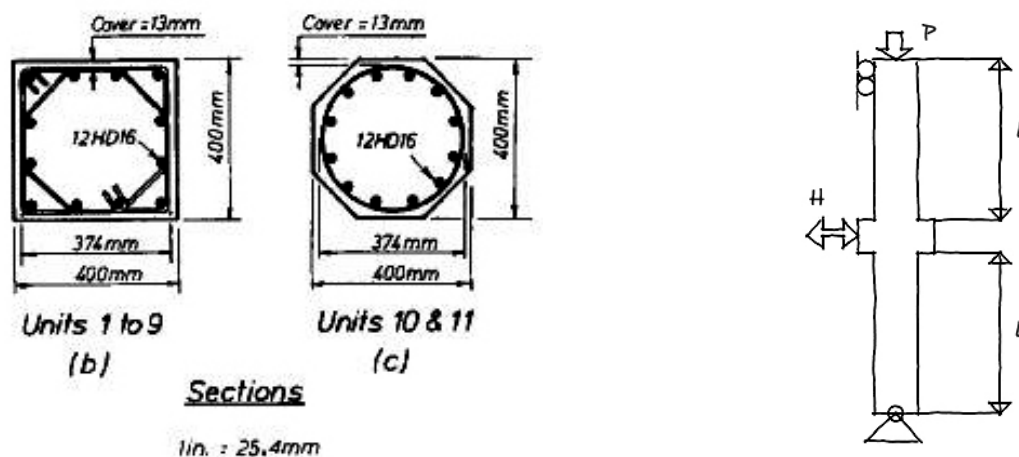
โดย Azizinamini และคณะ (1992)

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของเสาของ Azizinamini และคณะ (1992)

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial force (kN)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio		
			$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$	$f_{sh}$ (MPa)	Type
NC-1	41.4	2537	0.0195	414	0.0219	414	A
NC-2		1691					B
NC-3		3471					
NC-4		2581			0.0129		C
NC-5		2559					
NC-6		2314			0.0129		D
NC-7		2403			0.0219		E
NC-8		2492					B
NC-9		2359			0.0129		F
NC-10		2448					F*
NC-11		2047					G
NC-12		2465			F		

$f_y$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน  $f_{sh}$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

Watson และ Park (1994) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.40 ม. X 0.40 ม. สูง 3.9 ม. จำนวน 11 ต้น ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ ทำการแปรผันปริมาณการเสริมเหล็กปลอกและระดับแรงอัดตามแนวแกนในปริมาณที่มีค่าน้อย ปานกลางและสูงซึ่งขนาดและรูปแบบการทดสอบแสดงดังรูปที่ 2.7 และตารางที่ 2.4 แสดงคุณสมบัติของเสา จากผลการทดสอบพบว่าเสาทุกต้นจะสังเกตเห็นการเกิดการหลุดล่อนของแกนคอนกรีตเมื่อค่าความเครียดที่มากที่สุดมีค่าเท่ากับ 0.0066 ซึ่งงานวิจัยที่ผ่านมาอาทิเช่นงานวิจัยของ Priesley (1984) และ Park (1987) พบว่าคอนกรีตจะเกิดการหลุดล่อน (spalling) ของแกนคอนกรีต โดยค่าความเครียดมีค่าเท่ากับ 0.005 ผู้วิจัยยังได้ทำการเปรียบเทียบผลการทดสอบกับการทำนายโดยทฤษฎี นอกจากนี้ผู้วิจัยได้สรุปว่าเมื่อแรงอัดในแนวแกนมีค่าน้อยปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการเพื่อให้ได้ค่าความเหนียวที่ระบุโดยมาตรฐานการออกแบบ ACI 318-89 และ New Zealand 3101 นั้นจะน้อยกว่าที่มาตรฐานกำหนด ซึ่งนักวิจัยพบว่าเสาที่มีแรงอัดตามแนวแกนที่สูงนั้น ระยะเวลาเสริมเหล็กที่กำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318-89 และ New Zealand 3101 จะมีค่าไม่เพียงพอ นอกจากนี้ผู้วิจัยยังได้เสนอสมการที่ใช้หาระยะความยาวของช่วงระยะเวลาโอบรัด (length of the confined region) ดังแสดงในรูปที่ 2.8

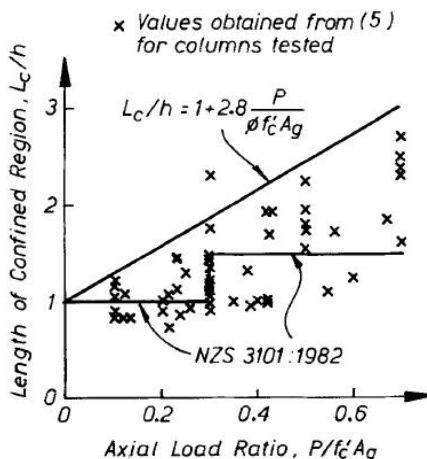


รูปที่ 2.7 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ  
ของ Watson และ Park (1994)

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของเสาของ Watson และ Park (1994)

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Force Ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio		
			$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$f_{sh}$ (MPa)	$\frac{A_{sh}}{A_{sh}ACI}$	$\frac{\rho_s}{\rho_sACI}$
1	47	0.1	0.015	414	364	0.36	-
2	44	0.3			360	0.55	-
3	44	0.3			364	0.36	-
4	40	0.3			255	0.2	-
5	41	0.5		474	372	0.58	-
6	40	0.5			388	0.29	-
7	42	0.7			308	0.90	-
8	39	0.7			372	0.64	-
9	40	0.7			308	1.75	-
10	40	0.5	0.0182		372	-	0.5
11	39	0.7			338	-	1.06

$f_y$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน  $f_{sh}$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก



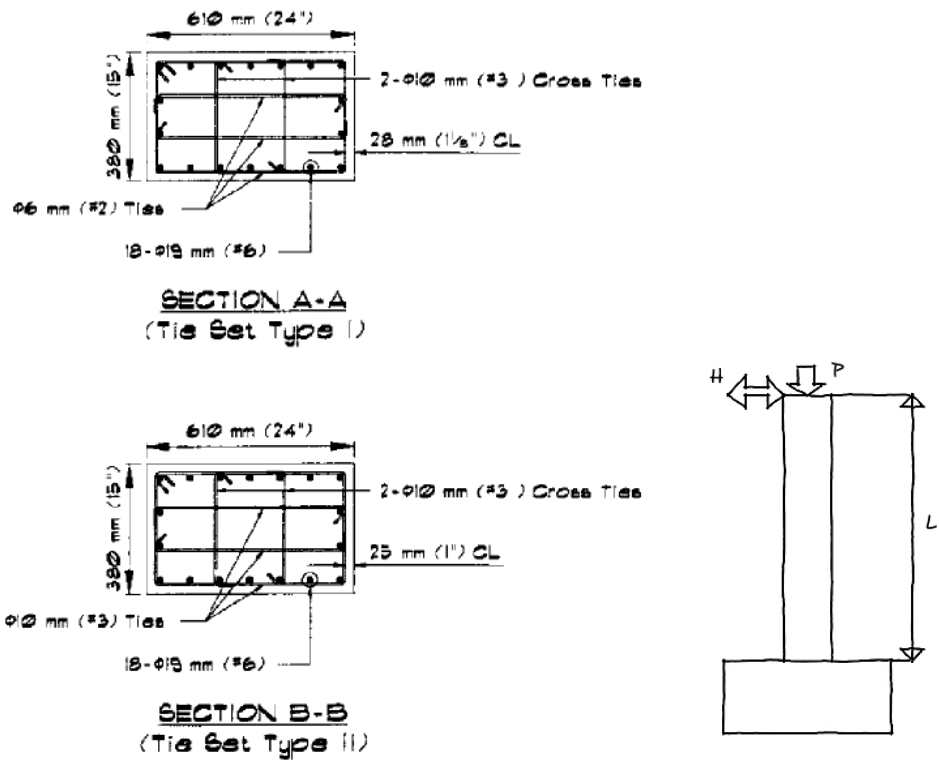
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความยาวช่วงที่มีการโอบรัดและอัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกน โดย Watson และ Park (1994)

Wehbe และคณะ(1999) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.38x0.61 เมตร สูง 2.05 เมตรจำนวน 4 ต้น ภายใต้แรงกระทำแบบวิจัจกรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ ทำการแปรผันปริมาณการเสริมเหล็กปลอกและแรงอัดตามแนวแกน ซึ่งปริมาณการเสริมเหล็กปลอกมีค่า 46 % และ 60 % ของปริมาณเหล็กปลอกที่กำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบ AASHTO ดังแสดงในรูปที่ 2.9 และคุณสมบัติของเสาแสดงดังตารางที่ 2.5 ผลการทดสอบเสาทั้ง 4 ต้นพบว่าค่าความเหนียวของเสามีค่าประมาณ 5 เมื่อเสริมเหล็กปลอกประมาณ 50 % ของมาตรฐานการออกแบบของ AASHTO จากรูปที่ 2.10 แสดงให้เห็นว่าเมื่อปริมาณเหล็กปลอกเท่ากันค่าความเหนียวของเสาจะลดลงเมื่อแรงอัดในแนวแกนมีค่าเพิ่มขึ้น และเมื่อแรงอัดในแนวแกนมีค่าเท่ากันค่าความเหนียวจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณเหล็กปลอก การวิบัติในเสานั้นจะเกิดจากโค้งเดาะของเหล็กยื่นเนื่องจากการอัดออกของของ 90 องศาจากนั้น ผู้วิจัยยังได้ทำการเสนอสมการที่ใช้หาปริมาณเหล็กปลอกตามค่าความเหนียวที่ต้องการ

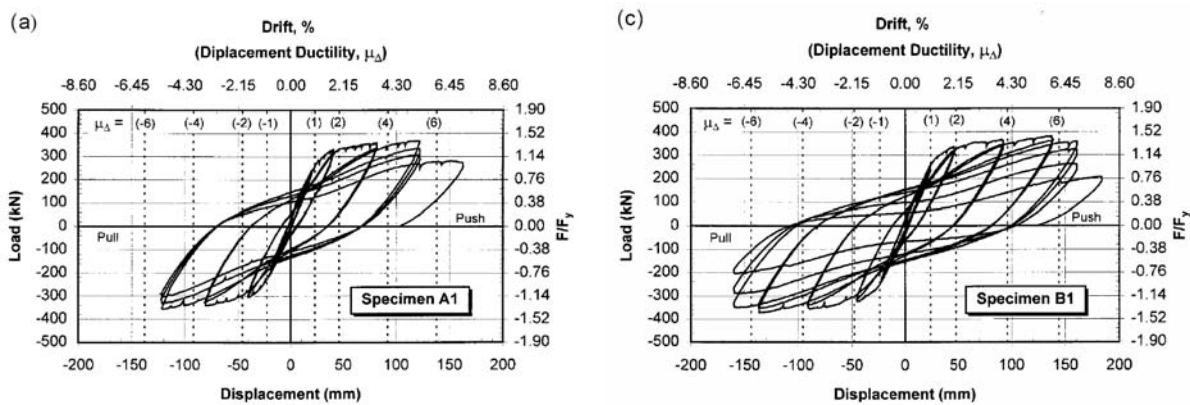
ตารางที่ 2.5 คุณสมบัติของเสาของ Wehbe และคณะ (1999)

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force Ratio (P/f <sub>c</sub> 'A <sub>g</sub> )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				ρ <sub>l</sub>	f <sub>y</sub> (MPa)	ρ <sub>s1</sub>	ρ <sub>s2</sub>
A1	31.7	615	0.1	0.022	448	0.0037	0.0035
A2	27.2	1505	0.24				
B1	29.7	601	0.09			0.0048	0.0046
B2	28.1	1514	0.23				

f<sub>y</sub> = กำลังที่จุดคราก ρ<sub>s1</sub> = อัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอกด้านยาว ρ<sub>s2</sub> = อัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอกด้านสั้น



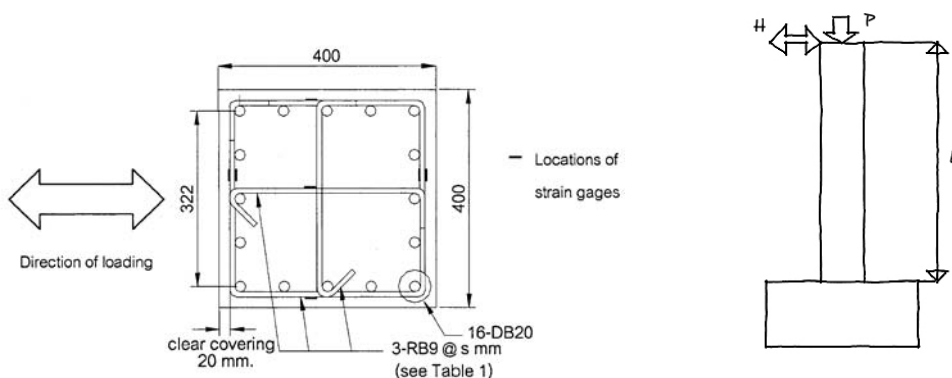
รูปที่ 2.9 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ โดย Wehbe และคณะ (1999)



รูปที่ 2.10 ผลของระดับแรงอัดตามแนวแกนที่มีต่อความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ โดย Wehbe และคณะ (1999)

Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.40 ม. X 0.40 ม. สูง 1.55 ม. จำนวน 5 ต้น ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ทำการแปรผันปริมาณแรงอัดตามแนวแกน ปริมาณเหล็กปลอกและมีการใช้คิลิปยึดของอเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ ซึ่งปริมาณการเสริมเหล็กปลอกมีปริมาณการโอบรัดในระดับปานกลาง ตามข้อกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบ ACI 318-99 ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกแสดงในรูปที่ 2.11 คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.6

ผลการทดสอบเสาทั้ง 6 ต้นซึ่งมีการโอบรัดในระดับปานกลางพบว่า การเพิ่มแรงอัดตามแนวแกนจะส่งผลให้ค่าความเหนียวและการสลายพลังงานสะสมก่อนการวิบัติมีค่าต่ำลง นอกจากนี้การนำคิลิปยึดของอ 90 องศาในเหล็กปลอกรัศรอบและเหล็กยึดทางขวางจะช่วยเพิ่มค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานสะสมให้ดีขึ้น รูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ที่แตกต่างกันมีผลต่อค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานที่แตกต่างกัน



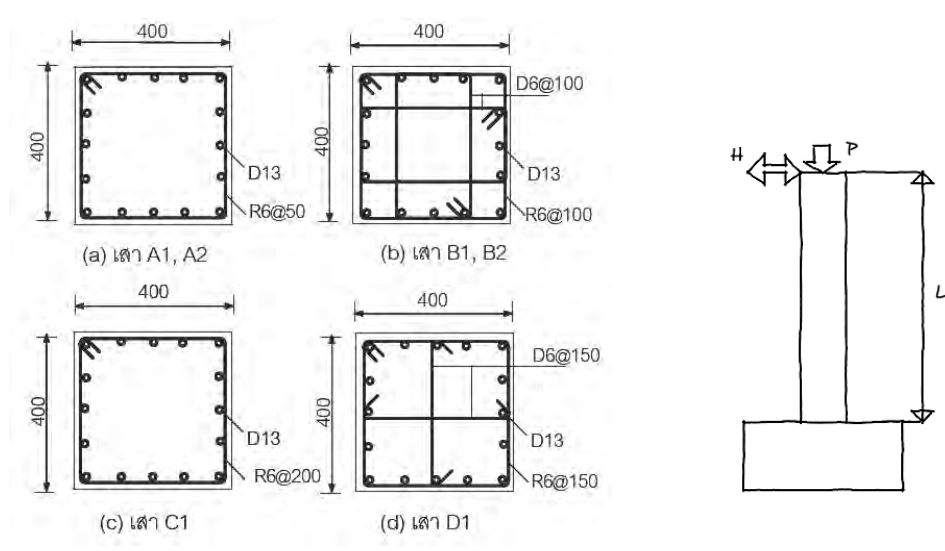
รูปที่ 2.11 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบของ Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003)

ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติของเสาของ Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003)

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Force Ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio		Hook Configuration
			$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$A_s / sh_c$	$f_{sh}$ (MPa)	
1	38.9	0.3	0.0314	472	0.453%	308	90 crossties; no clips
2	35.7	0.3					135 crossties; no clips
3	31.7	0.3					90 crossties with clips
4	30.5	0.37					135 crossties; no clips
5	32.4	0.37					90 crossties with clips

$f_y$ =กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน  $A_s$ =พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก  $S$ =ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก  $f_{sh}$ =กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

Ongsupankul และคณะ(2006) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.40 ม. X 0.40 ม. สูง 1.55 ม. จำนวน 6 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ โดยมีอัตราส่วนความสูงต่อความลึกหน้าตัด (aspect ratio) เท่ากับ 3.875 แปรผันปริมาณและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกรวมถึงการเยื้องศูนย์ของแรงอัดตามแนวแกน ดังแสดงในตารางที่ 2.7 และรูปที่ 2.12 ซึ่งปริมาณการเสริมเหล็กปลอกมีปริมาณ 25% ตามข้อกำหนดของมาตรฐาน AASHTO (1992) ที่คำนึงถึงผลแผ่นดินไหวและเสริมเหล็กตามข้อกำหนดของมาตรฐาน AASHTO (1992) ที่ไม่คำนึงถึงผลแผ่นดินไหว นอกจากนี้ยังได้ทำการจำลองโครงสร้างเสาเพื่อวิเคราะห์โดยวิธีไฟเบอร์ (fiber element) เพื่อเปรียบเทียบผลจากการทดสอบ



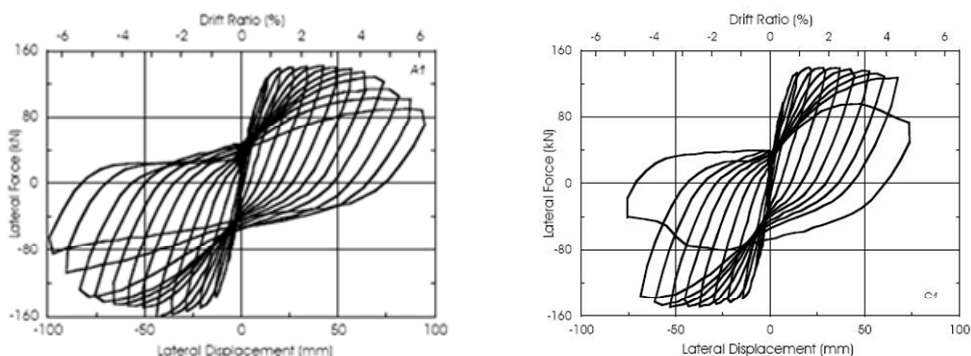
รูปที่ 2.12 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ

โดย Ongsupanku และคณะ(2006)

ตารางที่ 2.7 คุณสมบัติของเสาของ Ongsupankul และคณะ (2006)

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force Ratio ( $P/f_c'A_g$ )	e/h	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
					$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$	$f_{sh}$ (MPa)
A1	32.4	384	0.074	0	0.0127	390	0.0075	235
A2	32.4		0.074	0.15				
B1	29.6		0.081	0				
B2	29.6		0.081	0.15				
C1	32.4		0.07	0				
D1	29.6		0.08	0				

$f_y$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน  $f_{sh}$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

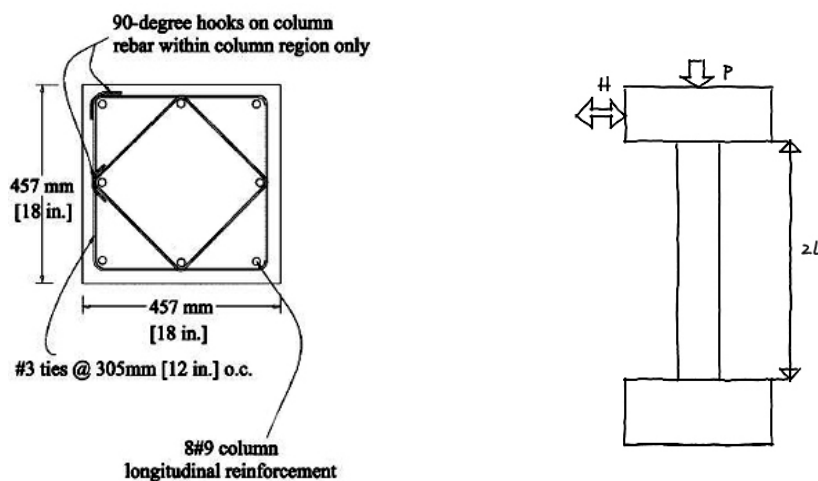


รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเสาที่มีการแปรผันปริมาณเหล็กปลอก  
โดย Ongsupankul และคณะ (2006)

ผลการทดสอบเสาทั้ง 6 ต้นแสดงให้เห็นว่า ปริมาณอัตราส่วนของเหล็กปลอกไม่มีผลอย่างชัดเจนต่อกำลังต้านทานแรงด้านข้างทั้งแรงสูงสุดและแรงที่เหล็กยื่นคราก รูปที่ 2.13 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสาซึ่งทำการแปรผันปริมาณการเสริมเหล็กปลอกซึ่งมีปริมาณการเสริมเหล็กยื่น 0.0127 และอัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนมีค่า 0.08 ซึ่งลักษณะความสัมพันธ์ของกราฟแรงกระทำด้านข้างกับการเคลื่อนที่ในช่วงแรกจะมีลักษณะที่คล้ายกันจนเมื่ออัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าประมาณ 4% นอกจากนั้นการให้แรงอัดตามแนวแกนที่กระทำเยื้องศูนย์กลางที่ระยะ 0.15 ของขนาดเสากับเสาที่ให้แรงอัดโดยไม่มีการเยื้องศูนย์กลางจะเห็นได้ว่าเสายังคงมีพฤติกรรมที่ไม่แตกต่างกันมาก นอกจากนั้นยังพบว่า การการเสริมปลอกรัดรอบ (hoop ties) ร่วมกับการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) จะมีผลต่อพฤติกรรมของเสาที่ดีกว่าการเสริมเหล็กปลอกรัดรอบเพียงอย่างเดียว โดยมีค่าความเหนียวและการดูดซับพลังงานที่ดีกว่า นอกจากนี้เหล็กยึดทางขวางจะช่วยไม่ให้เหล็กเสริมปลอกรัดรอบโก่งเดาะและยังช่วยยึดรั้งเหล็กยื่นและลดการฉีกขาดของแกนคอนกรีต



Sezen และ Moehle (2006) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.457 ม. X 0.457 ม. สูง 2.946 ม. จำนวน 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่และไม่คงที่โดยแปรผันปริมาณเหล็กปลอกและประวัติการให้แรงในแนวแกนและแรงทางด้านข้าง นอกจากนี้ยังมีการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำทางเดียว (monotonic) ดังแสดงในตารางที่ 2.8 และรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ  
ของ Sezen และ Moehle (2006)

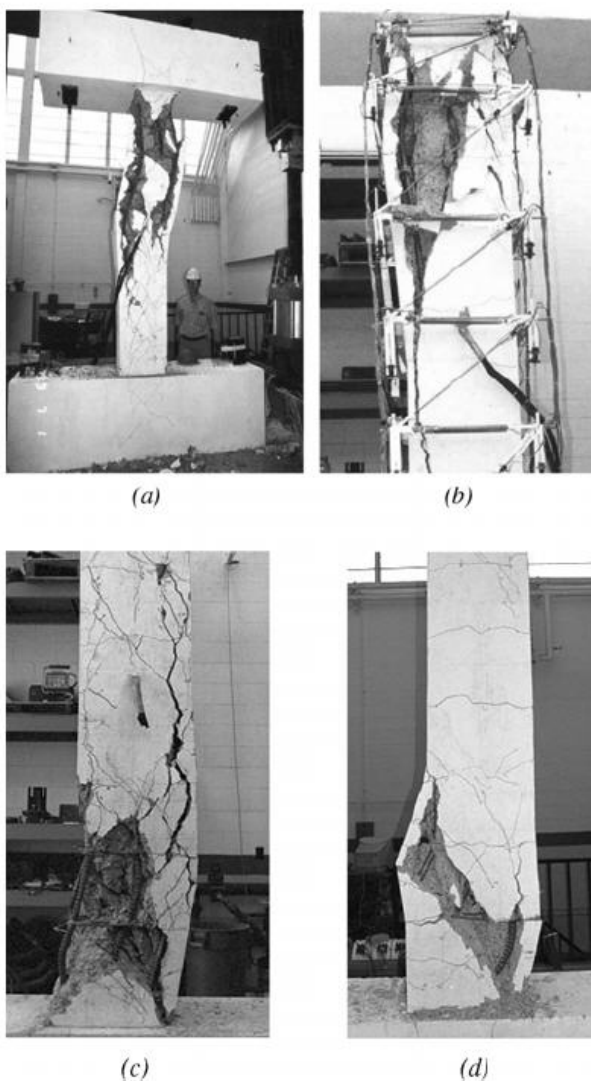
ตารางที่ 2.8 คุณสมบัติของเสาของ Sezen และ Moehle (2006)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force Ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$	$f_{sh}$ (MPa)
1	21.1	667	0.157	0.025	438	0.0017	476
2	21.1	2670	0.63				
3	20.9	2719/-250	0.636				
4	21.8	667	0.152				

$f_y$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน  $f_{sh}$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

ผลการทดสอบเสาทั้ง 4 ตัวอย่างพบว่าเสาทุกต้นวิบัติด้วยรูปแบบของแรงเฉือนและแรงตามแนวแกน ดังแสดงดังรูปที่ 2.15 โดยที่พฤติกรรมของเสานั้นจะขึ้นอยู่กับขนาดและประวัติการให้แรง เสาที่รับแรงอัดตามแนวแกนที่มีค่ามากนั้นจะเกิดการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงอัดและแรง

เงื่อนไขโดนเสาจะสูญเสียความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนทันทีเมื่อเกิดการวิบัติ เสาที่ทดสอบโดยการแปรผันแรงตามแนวแกนนั้นจะมีพฤติกรรมที่ต่างกันในช่วงที่รับแรงอัดและแรงดึง โดยการวิบัติเกิดขึ้นที่รูปแบบของแรงอัด การทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านเดียว (monotonic) นั้น เสาจะมีความสามารถในการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่มากกว่าการทดสอบแบบวัฏจักร การลื่นหลุด (slip) ของเหล็กยี่นั้นมื่อทธิพลอย่างมากต่อสติฟเนสทางด้านข้าง (lateral stiffness)



รูปที่ 2.15 สภาพของเสา 1 2 3 และ 4 หลังการทดสอบโดย Sezen และ Moehle (2006)

ตารางที่ 2.9 คุณสมบัติของเสาของนักวิจัยที่ผ่านมา

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Force (kN)	Axial Force Ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio		Researchers	Remark
				$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$	$f_y$ (MPa)		
1	23.1	1815	0.26	0.0179	375	0.015	297	Park et al. (1982)	
2	41.4	2680	0.214	0.0179	375	0.023	316		
3	21.4	2719	0.42	0.0179	375	0.02	297		
4	23.5	4265	0.6	0.0179	375	0.035	294		
U3	34.8	-	0.26	0.0327	438	0.0169	470	Ozceve & Staacioglu (1987)	Type A
U4	32.0	-	0.214	0.037	438	0.0254	470		Type A
U6	37.3	-	0.42	0.037	437	0.0195	425		Type B
U7	23.5	-	0.6	0.037	437	0.0195	425		Type C
NC-1	41.4	2537	-	0.0195	414	0.0219	414	Azizinamini et al. (1992)	Type A
NC-2	41.4	1691	-	0.0195	414	0.0219	414		Type B
NC-3	41.4	3471	-	0.0195	414	0.0219	414		Type B
NC-4	41.4	2581	-	0.0195	414	0.0129	414		Type B
NC-5	41.4	2559	-	0.0195	414	0.0219	414		Type C
NC-6	41.4	2314	-	0.0195	414	0.0129	414		Type D
NC-7	41.4	2403	-	0.0195	414	0.0129	414		Type E
NC-8	41.4	2492	-	0.0195	414	0.0219	414		Type B
NC-9	41.4	2359	-	0.0195	414	0.0129	414		Type F
NC-10	41.4	2448	-	0.0195	414	0.0129	414		Type F*
NC-11	41.4	2047	-	0.0195	414	0.0129	414		Type G

ตารางที่ 2.9(ต่อ) คุณสมบัติของเสาของนักวิจัยที่ผ่านมา

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Force (kN)	Axial Force Ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio			Researcher	Remark
				$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$		$f_y$ (MPa)		
NC-12	41.4	2465	-	0.0195	414	0.0129		414	Aziznamini et al. (1992)	Type F
						$\frac{A_{sh}}{A_{sh}ACI}$	$\frac{\rho_s}{\rho_sACI}$			
1	47	-	0.1	0.015	414	0.36	-	364	Watson & Park (1994)	Square Column
2	44	-	0.3	0.015	414	0.55	-	360		Square Column
3	44	-	0.3	0.015	414	0.36	-	364		Square Column
4	40	-	0.3	0.015	414	0.2	-	255		Square Column
5	41	-	0.5	0.015	474	0.58	-	372		Square Column
6	40	-	0.5	0.015	474	0.29	-	388		quare Column
7	42	-	0.7	0.015	474	0.90	-	308		Square Column
8	39	-	0.7	0.015	474	0.64	-	372		Square Column
9	40	-	0.7	0.015	474	1.75	-	308		Square Column
10	40	-	0.5	0.0182	474	-	0.5	372		Octagonal Column
11	39	-	0.7	0.0182	474	-	1.06	338		Octagonal Column
						$\rho_{s1}$	$\rho_{s2}$			
A1	31.7	615	0.1	0.022	448	0.0037	0.0035	-	Wehbe et al. (1999)	
A2	27.2	1505	0.24	0.022	448	0.0037	0.0035	-		
B1	29.7	601	0.09	0.022	448	0.0048	0.0046	-		
B2	28.1	1514	0.23	0.022	448	0.0048	0.0046	-		

ตารางที่ 2.9(ต่อ) คุณสมบัติของเสาของนักวิจัยที่ผ่านมา

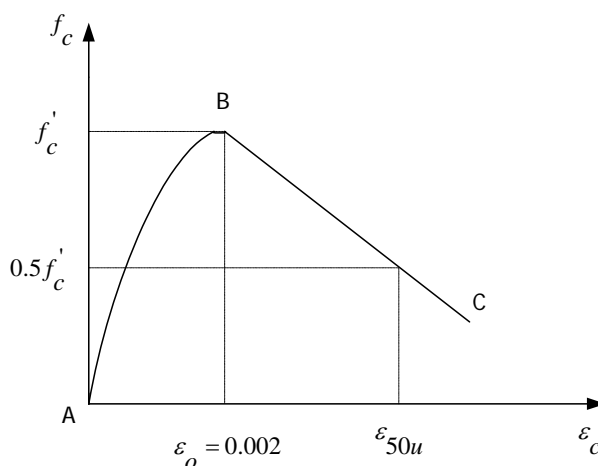
Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Force (kN)	Axial Force Ratio ( $P/f_c'A_g$ )	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio			Researcher	Remark
				$\rho_l$	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$	$f_y$ (MPa)	$A_s / sh_c$		
1	38.9	-	0.3	0.0314	472	-	308	0.453%	Lukkunaprasit & Sittipunt (2003)	90 + crossties; no clips
2	35.7	-	0.3	0.0314	472	-	308	0.453%		135 + crossties; no clips
3	31.7	-	0.3	0.0314	472	-	308	0.453%		90 + crossties; with clips
4	30.5	-	0.37	0.0314	472	-	308	0.453%		135 + crossties; no clips
5	32.4	-	0.37	0.0314	472	-	308	0.453%		90 + crossties; with clips
A1	32.4	384	0.074	0.0127	390	0.0075	235	-	Ongsupanku et al. (2006)	e/h=0
A2	32.4	384	0.074	0.0127	390	0.0075	235	-		e/h=0.15
B1	29.6	384	0.081	0.0127	390	0.0126	235	-		e/h=0
B2	29.6	384	0.081	0.0127	390	0.0126	235	-		e/h=0.15
C1	32.4	384	0.07	0.0127	390	0.0019	235	-		e/h=0
1	21.1	667	0.157	0.025	438	0.0017	476	-	Sezen & Moehle (2006)	
2	21.1	2670	0.63	0.025	438	0.0017	476	-		
3	20.9	2719/-250	0.636	0.025	438	0.0017	476	-		
4	21.8	667	0.152	0.025	438	0.0017	476	-		

## 2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของคอนกรีต

ความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของวัสดุพื้นฐานซึ่งได้แก่ คอนกรีตและเหล็กเสริมนั้นเป็นสิ่งจำเป็นต่อการที่จะคำนวณหาระยะการเคลื่อนที่ที่ทำให้เกิดการวิบัติ ปัจจัยหนึ่งที่สำคัญได้แก่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต ซึ่งตัวแปรที่มีอิทธิพลนั้นคือ ค่าความเค้นสูงสุดและค่าความเครียดที่จุดวิบัติซึ่งปัจจัยที่ส่งผลต่อความเค้นสูงสุดและค่าความเครียดที่จุดวิบัตินั้นได้แก่ปริมาณและการจัดเรียงตัวของเหล็กซึ่งให้การโอบรัดในคอนกรีต ซึ่งที่ผ่านมาในอดีตมีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการทดสอบตัวอย่างเพื่อทำการหาความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้นและความเครียดซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

### 2.2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (unconfined concrete)

Kent และ Park (1971) ได้ทำการเสนอแบบจำลองของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดซึ่งแสดงในรูปที่ 2.16 ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อค่าความเครียดของคอนกรีตเกินค่าความเครียดที่กำลังรับแรงอัดสูงสุด แล้วนั้นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะลดลงอย่างรวดเร็ว นอกจากนั้นค่าความเหนียว (ductility) ของคอนกรีตนั้นมีค่าจำกัดเนื่องจากค่าความเครียดของคอนกรีตที่จุดประลัยมีค่าค่อนข้างต่ำ



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด  
ของ Kent และ Park (1971)

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดสามารถแบ่งได้เป็น 2 ช่วงดังนี้  
ช่วง AB ( $\varepsilon_c \leq \varepsilon_o$ )

$$f_c = f_c' \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

ช่วง BC ( $\varepsilon_c > \varepsilon_o$ )

$$f_c = f_c' - Z_1(\varepsilon_c - \varepsilon_o) \quad \text{เมื่อ } \varepsilon_c < 0.004 \quad (2.2)$$

$$f_c = 0 \quad \text{เมื่อ } \varepsilon_c \geq 0.004 \quad (2.3)$$

โดยที่

$$Z_1 = \frac{f_c' - 0.5f_c'}{\varepsilon_{50u} - 0.002} \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f_c'}{f_c' - 1000} \quad (2.5)$$

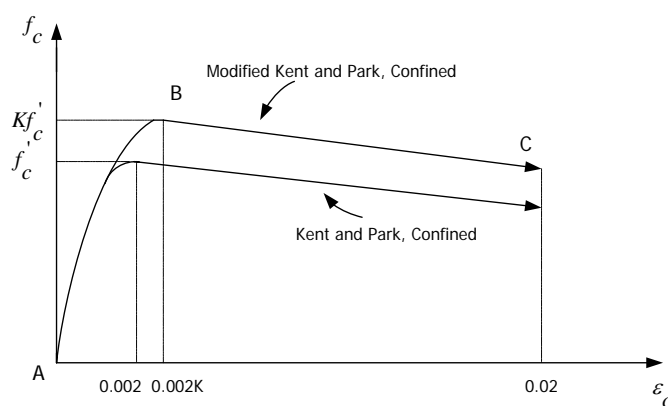
$\varepsilon_o$  เป็นความเครียดของคอนกรีตที่กำลังสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.002

### 2.2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (confined concrete)

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดภายใต้แรงกระทำในทิศทางเดียว (monotonic loading)

Kent และ Park (1971) ได้ทำการเสนอแบบจำลองของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดซึ่งแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งแบบจำลองที่เสนอได้มาจากการทดสอบโดยทำการให้แรงอัดตามแนวแกนซึ่งไม่มีการเยื้องศูนย์แก่คอนกรีต ในช่วงแรกของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะเป็นเส้นโค้งพาราโบลาจนถึงจุดสูงสุด ( $f_c'$ ) ซึ่งที่จุดที่มีค่าความเค้นสูงสุดนั้น ค่าความเครียดจะมีค่าเท่ากับ 0.002 จากนั้นค่าความเค้นจะลดลงโดยมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นเส้นตรงจนถึงค่าที่ความเครียดมีค่าประมาณ 0.02 ซึ่งจากการทดสอบจะพบว่าคอนกรีตที่มีการโอบรัดทางด้านข้างนั้นจะมีความสามารถที่จะให้ค่าความเหนียวที่มากกว่าคอนกรีตซึ่งไม่มีการโอบรัดทางด้านข้าง

Park และคณะ (1982) ได้เสนอแบบจำลองซึ่งปรับปรุงจากแบบจำลองเดิมของ Kent และ Park ในปี ค.ศ. 1971 โดยกำลังอัดประลัยของคอนกรีตจะมีค่าสูงขึ้นจากแบบจำลองเดิม ซึ่งค่ากำลังอัดที่สูงขึ้นนั้นเป็นผลมาจาก อัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมทางขวางต่อปริมาตรของแกนคอนกรีต กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง และกำลังรับแรงอัดประลัยของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอก ซึ่งกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดซึ่งแสดงในรูปที่ 2.17 จะแบ่งออกได้เป็น 2 ช่วงโดยช่วงแรก กราฟจะมีความสัมพันธ์แบบพาราโบลาโดยมีค่าความเค้นสูงสุด ( $Kf'_c$ ) เท่ากับ  $0.002K$  จากนั้นค่าความเค้นจะลดลงโดยมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นเส้นตรงจนถึงค่าที่ความเครียดมีค่าประมาณ 0.02



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Kent และ Park (1982)

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดสามารถแบ่งได้เป็น 2 ช่วงดังนี้  
ช่วง AB ( $\epsilon_c \leq 0.002K$ )

$$f_c = Kf'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (2.6)$$

ช่วง BC ( $\epsilon_c > 0.002K$ )

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m (\epsilon_c - 0.002K)] \quad (2.7)$$

โดยที่ค่า  $f_c$  ต้องไม่ต่ำกว่า  $0.2Kf'_c$

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{b''}{s}} - 0.002K} \quad (2.8)$$

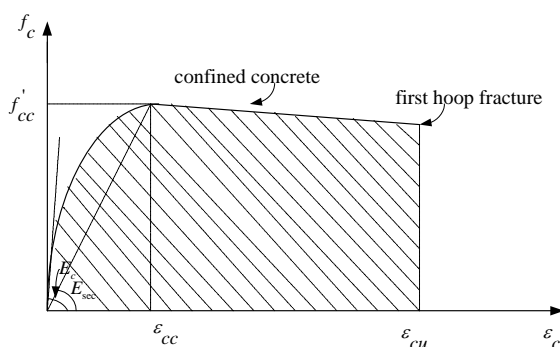


$$K = \frac{1 + \rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (2.9)$$

- $f_c$  เป็นค่าความเค้นของคอนกรีต (MPa)
- $f'_c$  เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุ 28 วัน (MPa)
- $\rho_s$  เป็นอัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดโดยคิดจากเส้นรอบนอกของเหล็กเสริมทางขวาง
- $f_{yh}$  เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง
- $\epsilon_c$  เป็นความเครียดของคอนกรีต
- $b''$  เป็นความกว้างของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดคิดจากเส้นรอบนอกของเหล็กเสริมทางขวาง
- $s$  เป็นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง

Mander และคณะ (1988) ทำการทดสอบเสาภายใต้แรงอัดตามแนวแกนที่ไม่มีการเยื้องศูนย์โดยมีการควบคุมอัตราเร็วให้เป็นไปอย่างช้าๆ (slow strain rate) ซึ่งผลของการทดสอบเสาสี่เหลี่ยม และรูปห่อวงกลมหรือรูปเกลียววงกลมพบว่า หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้างเนื่องจากเหล็กเสริมทางขวางที่มีลักษณะแตกต่างกันจะขึ้นอยู่กับ ลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมตามยาว และเหล็กเสริมทางขวาง โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดแสดงได้ดังรูปที่ 2.18

ความเครียดอัดประลัยตามแนวแกน ( $\epsilon_{cu}$ ) สามารถหาได้จากหลักการความสมดุลของพลังงานความเครียดที่เกิดขึ้น เมื่อเหล็กปลอกตัวแรกเกิดการฉีกขาดกับพลังงานความเครียดที่สะสมอยู่ในแกนคอนกรีต ซึ่งสามารถแทนด้วยพื้นที่ส่วนที่แรงเงาของเส้นโค้งในรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
ของ Mander และคณะ (1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2.10)$$

โดยที่

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (2.11)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.12)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.13)$$

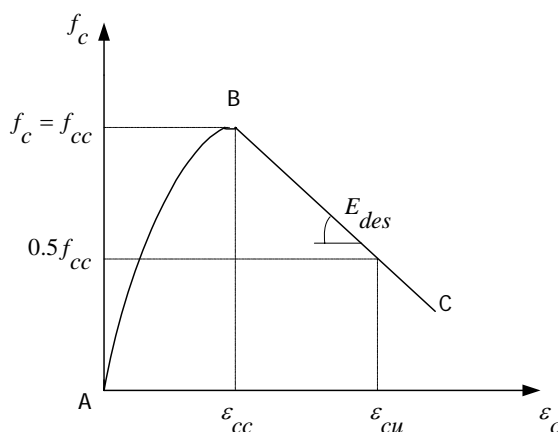
$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002 \quad (2.15)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.16)$$

- $f'_{co}$  เป็นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่มีกรอบ
- $f'_l$  เป็นหน่วยแรงโอบรัดประสิทธิผล (effective lateral confining pressure) มีค่าเท่ากับ  $f_l \cdot k_e$
- $f_l$  เป็นหน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง (lateral confining pressure)
- $k_e$  เป็นค่าสัมประสิทธิ์โอบรัดประสิทธิผล (confinement effectiveness coefficient) มีค่าเท่ากับ  $A_e / A_{cc}$
- $A_e$  เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดประสิทธิผล
- $A_{cc}$  มีค่าเท่ากับ  $A_c(1 - \rho_{cc})$
- $A_c$  เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่อยู่ภายในเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมทางขวาง
- $\rho_{cc}$  เป็นอัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาวต่อพื้นที่คอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กเสริมทางขวาง
- $\varepsilon_c$  เป็นความเครียดในการหดตัวของคอนกรีต

Hoshikuma และคณะ (1997) ได้ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงอัดตามแนวแกนโดยไม่มีกรงเหล็กเสริมทั้งหมด 31 ตัวอย่าง เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด โดยพิจารณาผลของ อัตราส่วนของปริมาตรเหล็กเสริมทางขวางต่อปริมาณคอนกรีต ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง ลักษณะของของงอ (hook) รูปร่างของหน้าตัดเสา โดยการทดสอบนั้นไม่คิดผลของคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัด (cover concrete) ผู้วิจัยได้ทำการเสนอแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวาง โดยกำหนดให้ค่าความเค้นที่จุดประลัยมีค่าเป็น 50 % ของความเค้นสูงสุดนอกจากนั้นยังได้ทำการเปรียบเทียบแบบจำลองกับผลการวิเคราะห์จากการวิจัยอื่นๆ ที่ผ่านมากซึ่งพบว่าแบบจำลองที่เสนอมีความถูกต้องและใกล้เคียงกว่าแบบจำลองอื่นๆ ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแสดงดังรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
โดย Hoshikuma และคณะ (1997)

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดแบ่งเป็น 2 ช่วงดังนี้

ช่วง AB:  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (2.17)$$

ช่วง BC:  $\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$

$$f_c = f_{cc} + E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (2.18)$$

โดยที่

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}} \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f_{cc}}{2E_{des}} \quad (2.20)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.8\alpha \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (2.21)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (2.22)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f_{co}^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (2.23)$$

- $f_c$  เป็นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa)
- $\varepsilon_{cc}$  เป็นความเครียดที่กำลังรับแรงอัดสูงสุด
- $f_{cc}$  เป็นกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (MPa)
- $f_{co}$  เป็นกำลังของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (MPa)
- $E_c$  เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)
- $E_{des}$  เป็นอัตราการลดลงของกราฟในช่วง  $\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$
- $\rho_s$  เป็นอัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดโดยคิดจากเส้นรอบนอกของเหล็กเสริมทางขวาง
- $f_{yh}$  เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง
- $\alpha, \beta$  เป็นพารามิเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับลักษณะของหน้าตัดโดย หน้าตัดรูปวงกลม จะมีค่า  $\alpha = 1$  และ  $\beta = 1$  หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจะมีค่า  $\alpha = 0.2$  และ  $\beta = 0.4$

## 2.3 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

Gomes และ Appleton (1997) ได้ทำการปรับปรุงสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของ Menegotto-Pinto (1973) โดยพิจารณาผลของการโก่งเดาะ (buckling) ของเหล็กเสริม Gomes ได้อธิบายลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองที่ควรจะมีไว้ดังนี้

แบบจำลองความสัมพันธ์ที่ถูกต้องระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมนั้นจะต้องสามารถจำลองพฤติกรรมได้ตาม

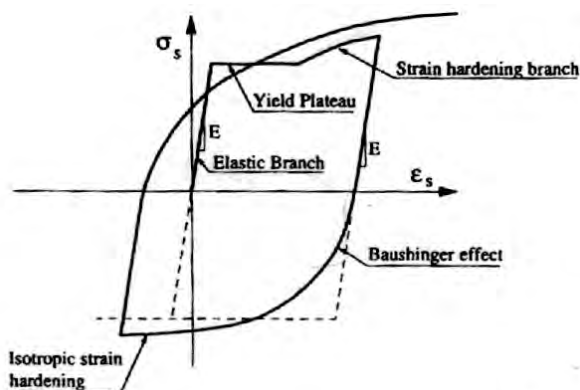
รูปที่ 2.20 ซึ่งพฤติกรรมหลักนั้นสามารถแบ่งได้เป็น 4 ช่วง

ช่วงความสัมพันธ์เชิงเส้น (linear region) นั้นจะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นโดยในช่วงนี้กราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นตรง โดยมีค่าความชันเท่ากับโมดูลัสยืดหยุ่น โดยค่าความเค้นจะมีค่าสิ้นสุดเมื่อค่าความเครียดถึงจุดคราก

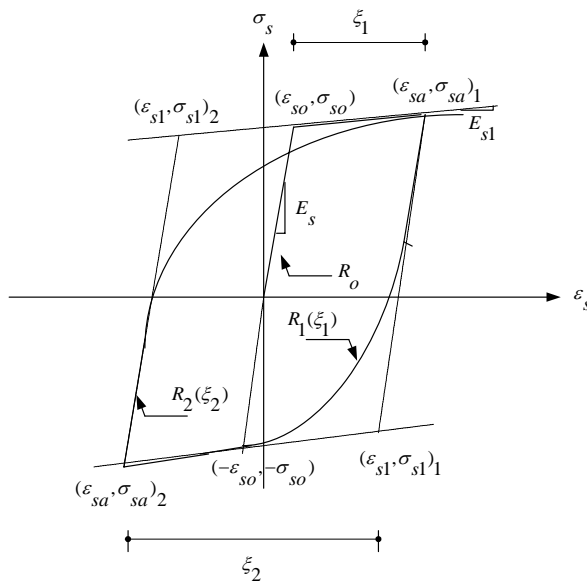
ช่วงการคราก (yield plateau) เป็นช่วงที่ค่าความเค้นคงที่ในขณะที่ค่าความเครียดเพิ่มขึ้น โดยค่าความเค้นจะคงที่จนกระทั่งถึงจุดที่เหล็กเริ่มเกิดการแข็งตัวเพิ่มขึ้น

ช่วงการแข็งตัวเพิ่มขึ้น (strain hardening) ในช่วงนี้กราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้ง โดยเมื่อค่าความเครียดเพิ่ม ค่าความเค้นก็จะเพิ่มด้วยจนถึงตำแหน่งสูงสุดก่อนแรงดิ่งลดลง

ช่วงการถอนแรงกระทำ (unloading) ในช่วงนี้กราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงโดยค่าโมดูลัสในช่วงนี้จะมีค่าใกล้เคียงกับค่าโมดูลัสยืดหยุ่น หลังจากนั้นกราฟของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะเป็นลักษณะเส้นโค้งที่เรียกว่า Bauschinger effects



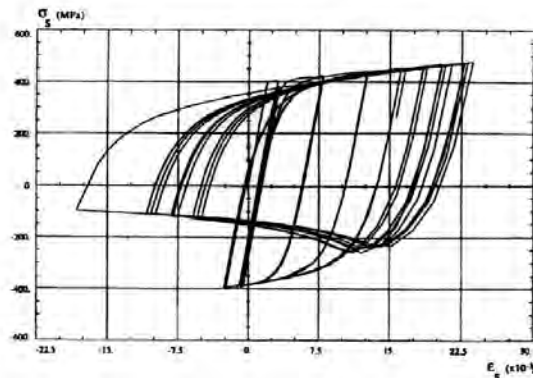
รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรโดย Gomes และ Appleton (1997)



รูปที่ 2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริม  
โดย Menegotto และ Pinto (1973)

โดยการวิเคราะห์แบบจำลองของความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับความเครียดนั้น โดยพื้นฐานแล้วจะแบ่งได้เป็น 2 ประเภท (ก)  $\epsilon = f(\sigma)$  ซึ่งพัฒนามาจากแบบจำลองของ Ramberg-Osgood (1943) และ (ข)  $\sigma = f(\epsilon)$  ซึ่งพัฒนามาจากแบบจำลองของ Guiffre-Menegotto-Pinto (1970) ดังแสดงในรูปที่ 2.21

Gomes และ Appleton (1997) ได้ทำการปรับปรุงแบบจำลองเดิมของ Menegotto และ Pinto (1973) ขึ้นใหม่ โดยที่พิจารณาผลของการโก่งเดาะ โดยอาศัยหลักการความสมดุลของการวิบัติของเหล็กเสริมที่เกิดการโก่งเดาะ เมื่อคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเกิดการกะเทาะออก โดยสมมติให้ความยาวของการโก่งเดาะมีค่าเท่ากับระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวาง พร้อมทั้งทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักรจำนวน 9 ตัวอย่าง และนำผลที่ได้จากการทดสอบไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์พบว่า ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากแบบจำลองให้ความถูกต้องและสอดคล้องกับผลการทดสอบ รูปที่ 2.22 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมที่เสนอโดย Gomes และ Appleton (1997)



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมที่พิจารณา  
ผลของการโก่งเดาะของเหล็กเสริมของ Gomes และ Appleton (1996)

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในช่วงของการให้แรงเพิ่มขึ้น (reloading) และให้แรงลดลง (unloading) แสดงได้ดังสมการ

$$\sigma_s^* = b\varepsilon_s^* + \frac{(1-b)\varepsilon_s^*}{\left(1 + (\varepsilon_s^*)^R\right)^{\frac{1}{R}}} \tag{2.24}$$

โดยที่

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sa}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{sa}}, \sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{\sigma_{s1} - \sigma_{sa}} \tag{2.25}$$

$\sigma_{s1}, \varepsilon_{s1}$  เป็นความเค้นและความเครียดที่จุดตัดของเส้นกรอบ (envelope line) ในช่วงฮิสเทติก

$\sigma_{sa}, \varepsilon_{sa}$  เป็นความเค้นและความเครียดที่ตำแหน่งเมื่อให้แรงกระทำกลับข้าง

$b = \frac{E_{s1}}{E_s}$  เป็นอัตราส่วนระหว่างค่าสตีเฟนสันในช่วงของการแข็งตัวเพิ่มขึ้นต่อ

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสัมพันธ์ในช่วงฮิสเทติก

$R$  เป็นค่าพารามิเตอร์ที่มีผลต่อส่วนโค้งของกราฟ (Bauschinger effect)

มีค่าเท่ากับ  $R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$

$\xi$  เป็นค่าความเครียดแบบพลาสติก (plastic strain)

$R_0, a_1, a_2$  เป็นค่าคงที่ของวัสดุ

## 2.4 ทฤษฎีและหลักการที่เกี่ยวข้อง

### 2.4.1 ความเหนียว (Ductility)

ความเหนียวหมายถึงความสามารถของโครงสร้างที่ยังสามารถรับแรงส่วนใหญ่ได้ถึงแม้ว่าจะมีการเสียรูป โดยการเสียรูปร่างนั้นอาจเป็น การเคลื่อนที่ ค่าความโค้ง ค่าการหมุน หรือค่าความเครียดก็ได้ซึ่งโดยปกติแล้วเราจะสนใจค่าความเหนียว (ductility factor) ที่จุดที่โครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยนิยามของค่าความเหนียวคือ

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

(2.26)

โดยที่  $\Delta_u$  = การเสียรูปของโครงสร้างเมื่อโครงสร้างเกิดการวิบัติ (failure)  
 $\Delta_y$  = การเสียรูปของโครงสร้างเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก (yielding)

### 2.4.2 ระยะเวลาเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Lateral Deflection)

สำหรับเสาที่มีลักษณะแบบคานยื่น (Cantilever column) ซึ่งถูกกระทำด้วยแรงด้านข้างที่ปลายอิสระนั้น ระยะเวลาเคลื่อนที่ทางด้านข้างนั้นจะเป็นผลมาจาก 3 ส่วน อันได้แก่ แรงดัด (flexure) การลื่นหลุด (bond slip) ระหว่างเหล็กยื่นในฐานรากกับคอนกรีตรอบๆ และ แรงเฉือน (shear) และเมื่อไม่มีการหมุนในฐานรากสมการของระยะเวลาเคลื่อนที่ที่ปลายเสาจะเขียนได้เป็น

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_s + \Delta_{sh} \quad (2.27)$$

โดยที่  $\Delta_f$  = การโก่งเนื่องจากแรงดัด  
 $\Delta_s$  = การโก่งเนื่องจากการลื่นหลุด (bond slip)  
 $\Delta_{sh}$  = การโก่งเนื่องจากแรงเฉือน

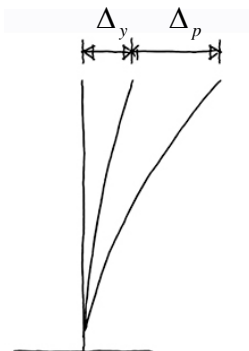
#### 2.4.2.1 การโก่งเนื่องจากแรงดัด

โดยหลักแล้วการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสานั้นจะเป็นผลเนื่องมาจากแรงดัด ซึ่งเสาคจะเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นที่บริเวณหน้าตัดวิกฤต สำหรับเสาซึ่งมีรูปร่างที่เท่ากันตลอดความยาวจุดหมุนพลาสติกจะเกิดขึ้นที่โคนเสาโดยรูปที่ 2.23 แสดงการโก่งเนื่องมาจากผลของแรงดัด



$$\Delta_f = \Delta_y + \Delta_p \tag{2.28}$$

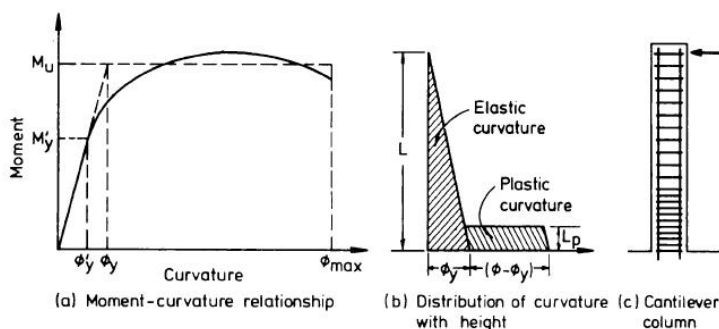
โดยที่  $\Delta_y$  = ระยะการโก่งที่จุดครากเนื่องจากแรงดัดประสิทธิผล (effective flexural yield) ของหน้าตัดวิกฤต  
 $\Delta_p$  = ระยะการโก่งเนื่องจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) ที่จุดหมุนพลาสติก



รูปที่ 2.23 การเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงดัด

โดยทั่วไปแล้วระยะการโก่งตัวทางด้านข้าง ( $\Delta_y$ ) นั้นสามารถหาได้จากสมการที่ 2.29 โดยรูปที่ 2.24 (a) แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (curvature) ของเสาเอ็น โดยที่  $M_{cr}$  และ  $\phi_{cr}$  คือโมเมนต์ที่เกิดการแตกร้าว (cracking moment) และค่าความโค้ง (curvature) ตามลำดับ

$$\Delta_y = \int_0^l \phi x dx \tag{2.29}$$



รูปที่ 2.24 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง (b) การกระจายตัวของค่าความโค้ง (c) เสาเอ็น โดย Priestley และ Park (1987)

เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตของเสายื่น ระยะการโก่งที่ปลายเสาจะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตซึ่งสมมติให้จุดหมุนอยู่ที่กึ่งกลางของระยะพลาสติกซึ่งระยะการโก่งที่เกิดจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) จะหาได้จากสมการที่ 2.30

$$\Delta_p = (\varphi_u - \varphi_y) l_p \left( l - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.30)$$

โดยที่

- $\varphi_u$  = ค่าความโค้งประลัยของหน้าตัดเสา
- $\varphi_y$  = ค่าความโค้งที่จุดครากของหน้าตัดเสา
- $l_p$  = ระยะเทียบเท่าของจุดหมุนพลาสติก  
(equivalent plastic hinge length)
- $l$  = ความสูงของเสา

จากสมการที่ 2.30 จะพบว่าค่าระยะเทียบเท่าของจุดหมุนพลาสติก ( $l_p$ ) เป็นตัวแปรหนึ่งซึ่งมีความสำคัญที่ส่งผลต่อระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสาซึ่งในอดีตมีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาและเสนอสมการความสัมพันธ์ไว้ดังต่อไปนี้

Barker และ Amarakone (1956) ได้เสนอค่า ระยะจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge length,  $l_p$ ) ไว้ดังสมการที่ 2.31

$$l_p = 0.5D \quad (2.31)$$

ต่อมาในปี ค.ศ. 1966 Barker ได้พัฒนาวิธีการหาระยะจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge length,  $l_p$ ) ไว้ดังสมการที่ 2.32

$$l_p = 0.8k_1k_3 \frac{L}{D} c \quad (2.32)$$

โดยที่

- $l_p$  เป็นระยะจุดหมุนพลาสติก
- $k_1$  เป็น 0.7 สำหรับเหล็กรีดร้อน และเป็น 0.9 สำหรับรีดเย็น
- $k_3$  เป็น 0.6 สำหรับ  $fc' = 5100$  psi และ 0.9 สำหรับ  $fc' = 1700$  psi
- $L$  เป็นความยาวของเสา
- $D$  เป็นขนาดความลึกของหน้าตัด
- $c$  เป็นความลึกของแกนสะเทิน (neutral axis)

Sawyer (1956) ได้เสนอสมการที่ 2.33 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก

$$l_p = 0.25D + 0.075L \quad (2.33)$$

โดยที่  $l_p$  เป็นระยะจุดหมุนพลาสติก  
 $L$  เป็นความยาวของเสา  
 $D$  เป็นขนาดความลึกของหน้าตัด

Park, และ Priestley (1987) ได้เสนอสมการที่ 2.34 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก ซึ่งสมการนี้ได้จากการวัดระยะจากการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้าง

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (2.34)$$

โดยที่  $l_p$  เป็นระยะจุดหมุนพลาสติก  
 $L$  เป็นความยาวของเสา  
 $d_b$  เป็นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว

Zahn และคณะ (1986) ได้เสนอสมการที่ 2.35 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก ซึ่งได้ทำการปรับปรุงจากสมการก่อนหน้านี้ได้จากการรวบรวมข้อมูลของเสาสะพานซึ่งมีลักษณะที่ต่างกัน เช่น รูปร่างของหน้าตัด อัตราส่วนเหล็กปลอก ระดับแรงในแนวแกน

$$l_p = (0.08L + 6d_b) \left( 0.5 + 1.67 \frac{P}{A_g f_c'} \right) \quad (2.35)$$

โดยที่  $l_p$  เป็นระยะจุดหมุนพลาสติก  
 $L$  เป็นความยาวของเสา  
 $d_b$  เป็นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว  
 $P$  เป็นแรงอัดตามแนวแกน  
 $f_c'$  เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีต  
 $A_g$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา

Priestley และคณะ (1996) ได้เสนอสมการที่ 2.36 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก ซึ่งระยะจุดหมุนพลาสติกนี้ขึ้นกับความสูงของเสา ระยะเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่นและกำลังที่จุดคราก (yield strength) ของเหล็กยื่น

$$l_p = 0.08L + 0.15f_y d_b \quad (2.36)$$

โดยที่  $L$  เป็นความยาวของเสา  
 $d_b$  เป็นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว

### 2.4.2.2 การโค้งเนื่องจากแรงเฉือน

การทดสอบเสาในงานวิจัยนี้มีการให้แรงอัดตามแนวแกนที่มีค่าต่ำ การเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงเฉือนนั้นสามารถหาได้จากการให้สูตรคำนวณ การโค้งตัวของแรงเฉือนในคานแทนได้ซึ่งมีสูตรดังนี้

$$k_v' = \frac{0.4E_c b_w d}{f} \quad (2.37)$$

โดยที่  $f = 1.2$  สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม

### 2.4.3 ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่ต้องการสำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็ก ปลอกรูปสี่เหลี่ยม

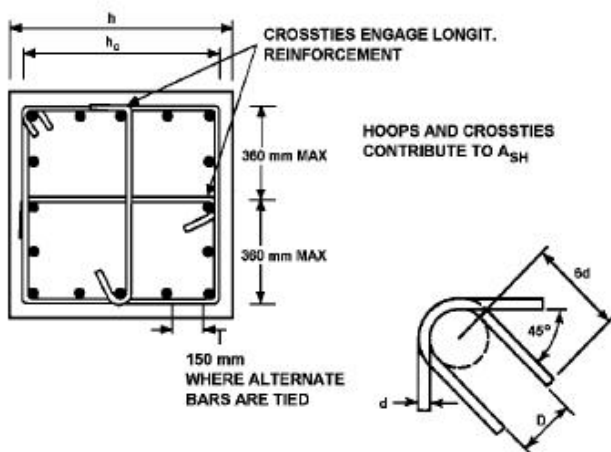
#### 2.4.3.1 มาตรฐานการออกแบบ AASHTO (2005)

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

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \left( \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \quad (2.38)$$

$$\text{และ} \quad A_{sh} = 0.12sh_c \left( \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \quad (2.39)$$

- โดยที่
- s เป็นระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง
  - hc เป็นความยาวของแกนคอนกรีตวัดถึงผิวนอกของเหล็กปลอกโดย วัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับแรง
  - Ag เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา
  - Ac เป็นพื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตคิดถึงผิวนอกของเหล็กปลอก
  - $f_c'$  เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต
  - $f_{yh}$  เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง



รูปที่ 2.25 ปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการตามมาตรฐาน AASHTO (2005)

2.4.3.2 มาตรฐานการออกแบบ Eurocode (2005)

ปริมาณ  $\omega_{w,min}$  (mechanical ratio of confinement reinforcement) ของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมดซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) สามารถหาได้จาก

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{2.40}$$

โดยที่ 
$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L b} \tag{2.41}$$

- $A_{sw}$  พื้นที่ของเหล็กปลอกในทิศทางของการโอบรัด
- $s_L$  ระยะห่างของเหล็กปลอก
- $b$  ระยะแกนคอนกรีตเสาะโดยวัดถึงผิวนอกของเหล็กปลอก

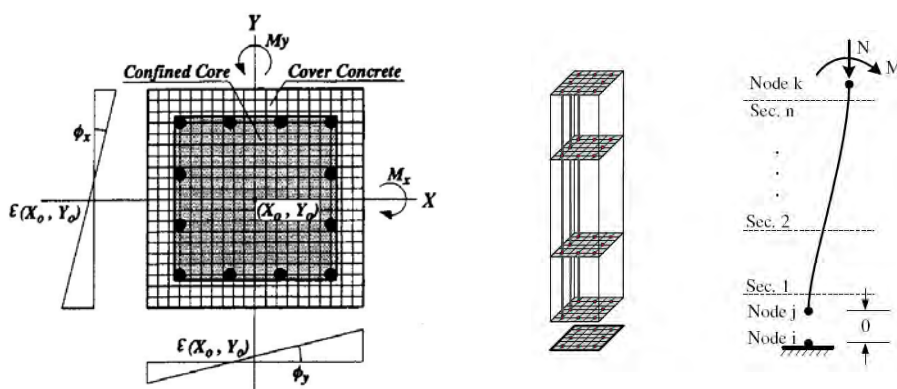
$$\omega_{wd,r} \geq \max \left( \omega_{w,req}; \frac{2}{3} \omega_{w,min} \right) \tag{2.42}$$

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0.13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0.01) \tag{2.43}$$

โดยที่	$A_c$	พื้นที่หน้าตัดของเสา
	$A_{cc}$	พื้นที่ของแกนคอนกรีตโดยถึงเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก
	$\rho_L$	อัตราส่วนเหล็กตามยาว
	$\lambda$	เป็น 0.37 ในกรณีที่โครงสร้างมีความเหนียว (ductile) และ เป็น 0.28 ในโครงสร้างที่มีความเหนียวที่จำกัด (limited ductility)
	$\omega_{w,min}$	เป็น 0.18 ในกรณีที่โครงสร้างมีความเหนียว (ductile) เป็น 0.12 ในโครงสร้างที่มีความเหนียวที่จำกัด (limited ductility)

### 2.4.4 การวิเคราะห์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีไฟเบอร์

ในการจำลองโครงสร้างเพื่อทำการวิเคราะห์นั้นจะแบ่งออกเป็นชั้นส่วนย่อยๆ โดยมีการจำลองพฤติกรรมของวัสดุเช่นคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด (confined concrete) คอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัด (unconfined concrete) และเหล็กเสริม (longitudinal reinforcement) ดังแสดงดังรูปที่ 2.26 จากนั้นจะทำการวิเคราะห์หาแรงต้านภายในและสติฟเนสของชั้นส่วนย่อยโดยใช้วิธีวิเคราะห์แบบ เฟล็กซ์บิลิตี (flexibility method) โดยที่ความเค้นและสติฟเนสจะหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต และเหล็กเสริม แรงต้านทานภายในหาจากการกระจายตัวของความเค้นของไฟเบอร์ จากนั้นจะทำการรวมผลของสติฟเนส ( $k(x)$ ) ของไฟเบอร์ย่อยๆเพื่อที่จะทำการหา เฟล็กซ์บิลิตีของหน้าตัด ( $f(x)$ ) จากนั้นคำนวณหาเฟล็กซ์บิลิตีของชั้นส่วนย่อย ( $F$ ) จากหลักการของแรงสมมุติตั้งสมการที่ 2.44



รูปที่ 2.26 แบบจำลองไฟเบอร์ ที่มา Opensees (2006)

$$F = \int_0^L b^T(x) \cdot f(x) \cdot b(x) \cdot dx \quad (2.44)$$

โดยที่  $b(x)$  เป็นฟังก์ชันการประมาณค่าแรงภายใน

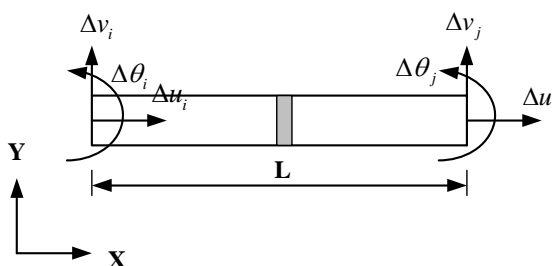
สติเฟนสของชิ้นส่วนย่อยสามารถหาได้จากความสัมพันธ์  $K = F^{-1}$

ซึ่งมีสมมติฐานในการวิเคราะห์คือ

1. ระนาบหน้าตัดของเสายังคงเป็นระนาบเดิมหลังเกิดการเปลี่ยนรูป และตั้งฉากกับแกนตามยาวของเสา
2. การเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วนของคอคอดถือว่ามีความน้อย สำหรับวัสดุชนิดเดียวกันและคุณสมบัติเหมือนกันตลอดความยาว
3. การเปลี่ยนรูปเนื่องจากแรงเฉือนมีค่าน้อยมากไม่นำมาพิจารณา
4. ไม่พิจารณาผลของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

โดยการสร้างสติเฟนสมเมตริกซ์ของชิ้นส่วนย่อยโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ชิ้นส่วนย่อยขององค์อาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์จะมีดีกรีของความอิสระต่อด้านเท่ากับ 3 (รูปที่ 2.27) ได้แก่

1. การเปลี่ยนตำแหน่งในทิศทางตั้งฉากกับแกนของชิ้นส่วนหรือการเปลี่ยนตำแหน่งเนื่องจากการเฉือน
2. การเปลี่ยนตำแหน่งในทิศทางตามแนวแกนของชิ้นส่วนหรือการเปลี่ยนตำแหน่งเนื่องจากแรงตามแนวแกน
3. การหมุนของชิ้นส่วนหรือการเปลี่ยนตำแหน่งเนื่องจากการดัด



รูปที่ 2.27 ดีกรีของความอิสระสำหรับชิ้นส่วนย่อยของคานหรือเสา

จากนั้นกำหนดแกนสะเทินแล้วคำนวณหาค่าความโค้ง (curvature) และความเครียดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่จุดกึ่งกลางของหน้าตัดตั้งสมการ

$$\Delta \varepsilon_c = \frac{\Delta u_j - \Delta u_i}{L} \quad (2.45)$$

$$\Delta \phi = \frac{\Delta \theta_j - \Delta \theta_i}{L} \quad (2.46)$$

โดยที่

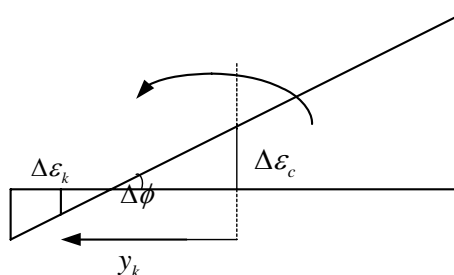
$\Delta u_i, \Delta u_j$  เป็นการเปลี่ยนตำแหน่งที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ปลาย  $i$  และ  $j$

$\Delta \theta_i, \Delta \theta_j$  เป็นมุมหมุนที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ตำแหน่งปลาย  $i$  และ  $j$

$L$  เป็นความยาวของชิ้นส่วนย่อย

ความเครียดของไฟเบอร์ (fiber strain) ที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ตำแหน่งใดๆ สามารถหาได้ดังสมการ โดยใช้สมมติฐานที่ว่าระนาบหน้าตัดขององค์อาคารยังคงเป็นระนาบเดิม หลังเกิดการเปลี่ยนรูปและตั้งฉากกับแกนตามยาว (longitudinal axis) (รูปที่ 2.28)

$$\Delta \varepsilon_k = \Delta \varepsilon_c - y_k \cdot \Delta \phi \quad (2.47)$$



รูปที่ 2.28 รายละเอียดของหน้าตัดที่ใช้วิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟเบอร์

เมื่อได้ความเครียดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ในแต่ละไฟเบอร์ย่อยก็คำนวณหาความเค้นของไฟเบอร์ (fiber stress) ที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ จากแบบจำลองทางวัสดุของคอนกรีตและเหล็กเสริม จากนั้นแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ของหน้าตัดสามารถหาได้จากการอินทิเกรตความเค้นที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ของไฟเบอร์ย่อยทุกๆไฟเบอร์บนหน้าตัดดังสมการ

$$\Delta N = \int_A \Delta \sigma dA = \sum_{n=1}^k (\Delta \varepsilon_k E_{kt} A_k) = EA_t^* \Delta \varepsilon_c - EG_t^* \Delta \phi \quad (2.48)$$

$$\Delta M = - \int_A \Delta \sigma y dA = - \sum_{n=1}^k (\Delta \varepsilon_k E_{kt} A_k y_k) = -EG_t^* \Delta \varepsilon_c + EI_t^* \Delta \phi \quad (2.49)$$



โดยที่

$$EA_t^* = EA_{ct}^* + EA_{st}^* = \sum_{k=1}^{NFC} (E_{kct} A_{kc}) + \sum_{k=1}^{NFS} (E_{kst} A_{ks}) \quad (2.50)$$

$$EG_t^* = EG_{ct}^* + EG_{st}^* = \sum_{k=1}^{NFC} (E_{kct} A_{kc} y_{kc}) + \sum_{k=1}^{NFS} (E_{kst} A_{ks} y_{ks}) \quad (2.51)$$

$$EI_t^* = EI_{ct}^* + EI_{st}^* = \sum_{k=1}^{NFC} (E_{kct} A_{kc} y_{kc}^2) + \sum_{k=1}^{NFS} (E_{kst} A_{ks} y_{ks}^2) \quad (2.52)$$

$k$  เป็นจำนวนไฟเบอร์ทั้งหมดของหน้าตัด  
 $NFC$  เป็นจำนวนไฟเบอร์ทั้งหมดของคอนกรีต  
 $NFS$  เป็นจำนวนไฟเบอร์ทั้งหมดของเหล็กเสริม  
 $A_{kc}$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของไฟเบอร์คอนกรีต  
 $A_{ks}$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของไฟเบอร์เหล็กเสริม  
 $E_{kct}$  เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต  
 $E_{kst}$  เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม  
 $y_{kc}$  เป็นระยะห่างของไฟเบอร์คอนกรีตที่วัดจากแนวแกนสะเทิน  
 $y_{ks}$  เป็นระยะห่างของไฟเบอร์เหล็กเสริมที่วัดจากแนวแกนสะเทิน  
 แรงเฉือนที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้หาได้จากสมการ

$$\Delta Q = -\frac{d\Delta M}{dx} \quad (2.53)$$

และกำหนดให้

$\Delta N_i = -\Delta N$  เป็นแรงตามแนวแกนที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ปลาย  $i$

$\Delta N_j = \Delta N$  เป็นแรงตามแนวแกนที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ปลาย  $j$

$\Delta Q_i = -\Delta Q$  เป็นแรงเฉือนที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ปลาย  $i$

$\Delta Q_j = \Delta Q$  เป็นแรงเฉือนที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ปลาย  $j$

$\Delta M_i = -\Delta Q \cdot \frac{L}{2} - \Delta M$  เป็นโมเมนต์ดัดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ปลาย  $i$

$\Delta M_j = -\Delta Q \cdot \frac{L}{2} + \Delta M$  เป็นโมเมนต์ดัดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ที่ปลาย  $j$

เมื่อรวมสมการทั้งหมดที่กล่าวมาแล้วให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้าของชิ้นส่วนย่อย ทำให้สามารถหาสติเฟนสเมตริกซ์ของชิ้นส่วนย่อยได้ดังนี้

$$\{\Delta f\} = [k_t] \{\Delta u\} \quad (2.54)$$

โดยที่

$$\{\Delta u\} = \{\Delta u_i \quad \Delta v_i \quad \Delta \theta_i \quad \Delta u_j \quad \Delta v_j \quad \Delta \theta_j\}^T \quad (2.55)$$

$$\{\Delta f\} = \{\Delta N_i \quad \Delta Q_i \quad \Delta M_i \quad \Delta N_j \quad \Delta Q_j \quad \Delta M_j\}^T \quad (2.56)$$

$$[k_t] = \begin{bmatrix} \frac{EA_t^*}{L} & 0 & -\frac{EG_t^*}{L} & -\frac{EA_t^*}{L} & 0 & \frac{EG_t^*}{L} \\ 0 & \frac{12EI_t^*}{L^3} & \frac{6EI_t^*}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_t^*}{L^3} & \frac{6EI_t^*}{L^2} \\ -\frac{EG_t^*}{L} & \frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{4EI_t^*}{L} & \frac{EG_t^*}{L} & -\frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{2EI_t^*}{L} \\ \frac{EA_t^*}{L} & 0 & \frac{EG_t^*}{L} & \frac{EA_t^*}{L} & 0 & -\frac{EG_t^*}{L} \\ 0 & -\frac{12EI_t^*}{L^3} & -\frac{6EI_t^*}{L^2} & 0 & \frac{12EI_t^*}{L^3} & -\frac{6EI_t^*}{L^2} \\ \frac{EG_t^*}{L} & \frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{2EI_t^*}{L} & -\frac{EG_t^*}{L} & -\frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{4EI_t^*}{L} \end{bmatrix} \quad (2.57)$$

## บทที่ 3

### เสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### ตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบทในประเทศไทย

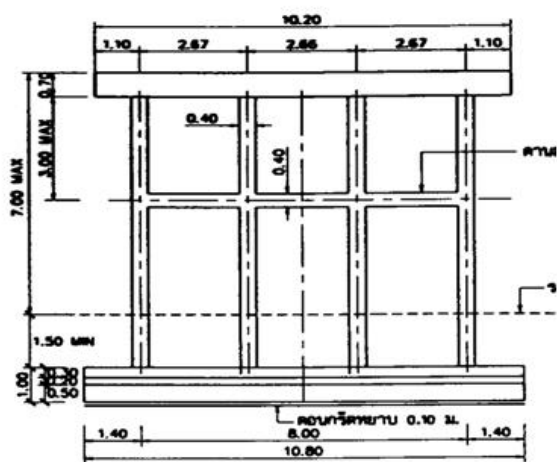
เนื้อหาในบทนี้กล่าวถึงลักษณะของสะพานที่ออกแบบตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบทซึ่งไม่ได้คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหว โดยจะได้ทำการศึกษาค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่มีผลต่อโครงสร้างเมื่อโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวเพื่อใช้เป็นแนวทางในการออกแบบเสาตัวอย่างที่จะใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ได้ทำการศึกษได้แก่ ขนาดหน้าตัด, ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว, ปริมาณเหล็กเสริมทางขวาง, ลักษณะการเสริมเหล็ก

#### 3.1 ลักษณะทั่วไปของสะพานตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบท

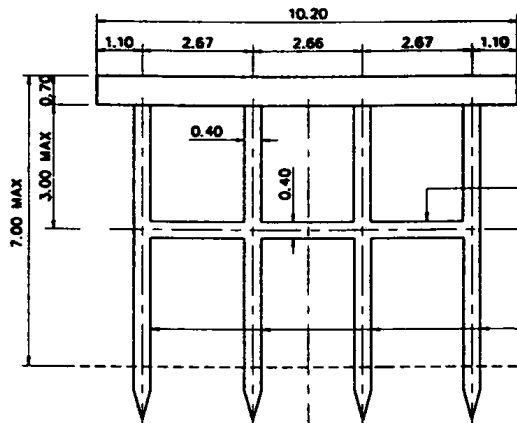
สะพานที่ถูกออกแบบตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบทนั้นไม่ได้คำนึงถึงผลของแผ่นดินไหว โดยได้ออกแบบตามมาตรฐาน AASHTO โดยมีลักษณะต่างๆ ที่สำคัญดังต่อไปนี้

- เสาต่อม่อคอนกรีตเสริมเหล็กรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสซึ่งมีขนาด 0.40x0.40 เมตร
- เสาต่อม่อคอนกรีตเสริมเหล็กรูปทรงกลมซึ่งมีขนาดตั้งแต่ 0.8 เมตร ถึง 1.5 เมตร
- ความยาวช่วงสะพาน มีความยาวตั้งแต่ 5-10ม.สำหรับเสาสะพานหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส และมีความยาวตั้งแต่ 10-30 ม.สำหรับเสาสะพานขนาดหน้าตัดรูปทรงกลม
- ฐานรากมีทั้งแบบเสาเข็มและฐานรากแผ่
- ระยะหุ้มคอนกรีต (covering) มีค่าเท่ากับ 0.05 เมตร
- เหล็กเสริมตามยาวมีขนาด 25 มิลลิเมตร โดยกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว มีค่าไม่น้อยกว่า 4000 กก/ซม.<sup>2</sup>
- เหล็กเสริมทางขวางมีขนาด 9 มิลลิเมตรและ 12 มิลลิเมตร โดยกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวางมีค่าไม่น้อยกว่า 2400 กก/ซม.<sup>2</sup> และ 4000 กก/ซม.<sup>2</sup> ตามลำดับ
- กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วันมีค่าเท่ากับ 350 กก/ซม.<sup>2</sup>โดยอ้างอิงจากการทดสอบในสนาม

รูปที่ 3.1 และรูปที่ 3.2 แสดงเสาสะพานรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสและทรงกลมชนิดฐานรากแผ่ และฐานรากเสาเข็ม

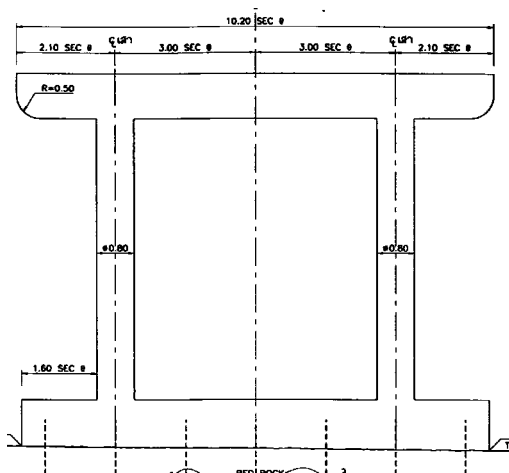


(ก) ฐานรากแผ่

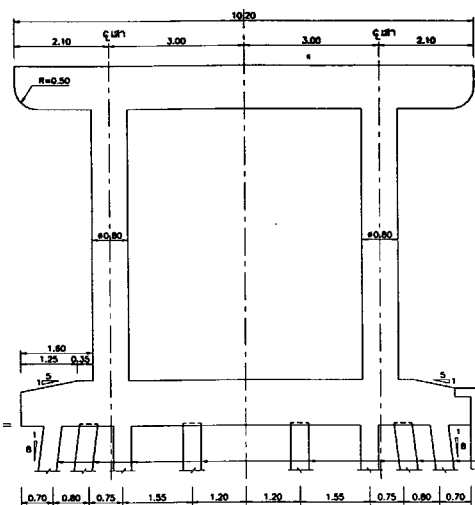


(ข) ฐานรากเส้าเข็ม

รูปที่ 3.1 เสาสะพานรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส ชนิดฐานรากแผ่และฐานรากเข็ม  
(ที่มา แบบสะพานมาตรฐานกรมทางหลวง)



(ก) ฐานรากแผ่



(ข) ฐานรากเส้าเข็ม

รูปที่ 3.2 เสาสะพานรูปทรงกลม ชนิดฐานรากแผ่และฐานรากเข็ม  
(ที่มา แบบสะพานมาตรฐานกรมทางหลวง)

## 3.2 ดัชนีโครงสร้าง (Structural Indices)

### 3.2.1 อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว, $\rho_t$ (longitudinal reinforcement ratio)

อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว,  $\rho_t$  นิยามโดย

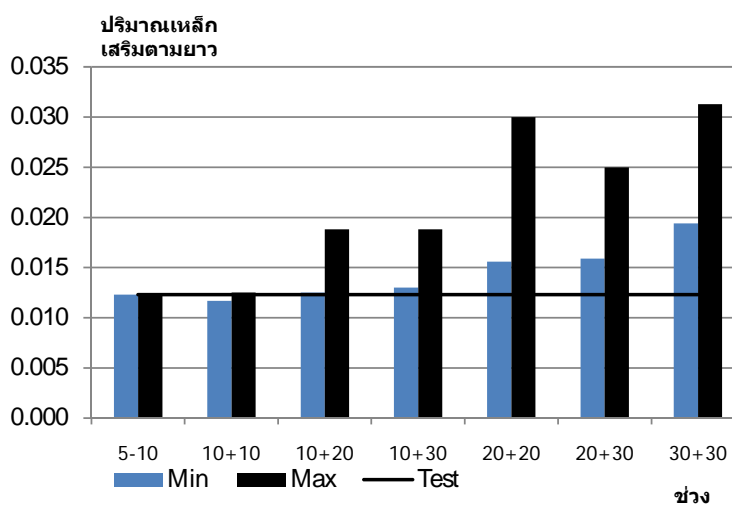
$$\rho_t = \frac{A_t}{b_w \cdot d} \quad (3.1)$$

โดยที่

- $\rho_t$  = อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว
- $A_t$  = พื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาว
- $b_w$  = ความกว้างของหน้าตัด
- $d$  = ความลึกประสิทธิภาพ

จากตารางที่ 3.1 จะพบว่าสะพานในช่วงความยาว 5-10 เมตรจะมีค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว ( $\rho_t$ ) เท่ากันในทุกช่วงความยาวซึ่ง  $\rho_t$  มีค่าเท่ากับ 0.0123 เนื่องจากสะพานในช่วงความยาว 5-10 เมตรมีรูปแบบการเสริมเหล็กที่เหมือนกันและถึงแม้จะมีการเพิ่มความยาวช่วงสะพานแต่ก็ไม่มี的增加อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวแต่จะทำการเพิ่มจำนวนเสาสะพานให้มากขึ้นแทน

สะพานในช่วง 10ม.+10ม., 10ม.+20ม., 10ม.+30ม., 20ม.+20ม., 20ม.+30ม., 30ม.+30ม. นั้นความสัมพันธ์ระหว่าง  $\rho_t$  กับความสูงของเสาสะพานนั้นจะขึ้นอยู่กับขนาดของหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมตามยาว ซึ่งรูปที่ 3.3 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเหล็กเสริมตามยาวกับความยาวสะพานในช่วงต่างๆโดยแสดงถึงค่าต่ำสุดและสูงสุดของปริมาณเหล็กเสริมตามยาวในแต่ละช่วงสะพาน



รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเหล็กเสริมตามยาวกับช่วงความยาวของสะพาน

### 3.2.2 อัตราส่วนแรงในแนวแกน (axial force ratio)

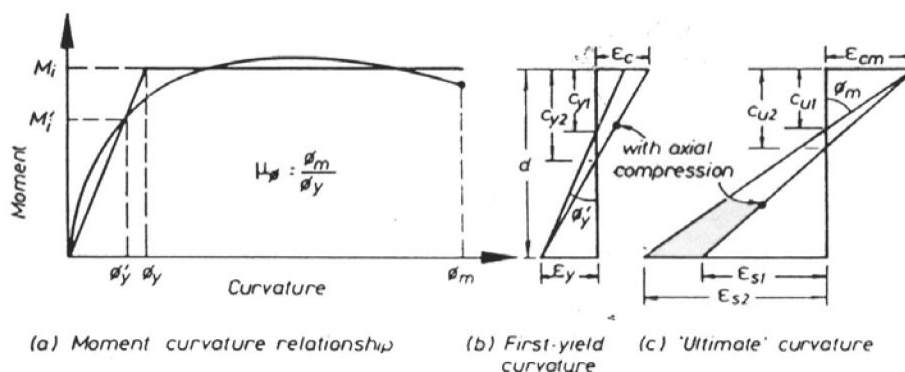
$$\text{อัตราส่วนแรงในแนวแกน} = \frac{P}{f'_c \cdot A_g} \quad (3.2)$$

โดยที่  $P$  = ค่าจากน้ำหนักสถิต (dead load) โดยไม่ได้คิดถึงผลของน้ำหนักบรรทุกจร (live load)

$f'_c$  = ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต

$A_g$  = พื้นที่หน้าตัดของเสา

ระดับของค่าอัตราส่วนแรงในแนวแกนนั้นจะส่งผลถึงค่าความเหนียว (ductility) โดยเมื่อระดับอัตราส่วนแรงตามแนวแกนมีค่ามากจะทำให้ค่าความเหนียวมีค่าลดลงและในทางกลับกันเมื่อระดับอัตราส่วนแรงตามแนวแกนมีค่าน้อยก็จะส่งผลให้ค่าความเหนียวมีค่ามากขึ้น นอกจากนี้อัตราส่วนแรงในแนวแกนที่ต่างกันจะส่งผลให้ค่าความโค้งที่จุดครากและค่าความโค้งประลัยมีการเปลี่ยนแปลง

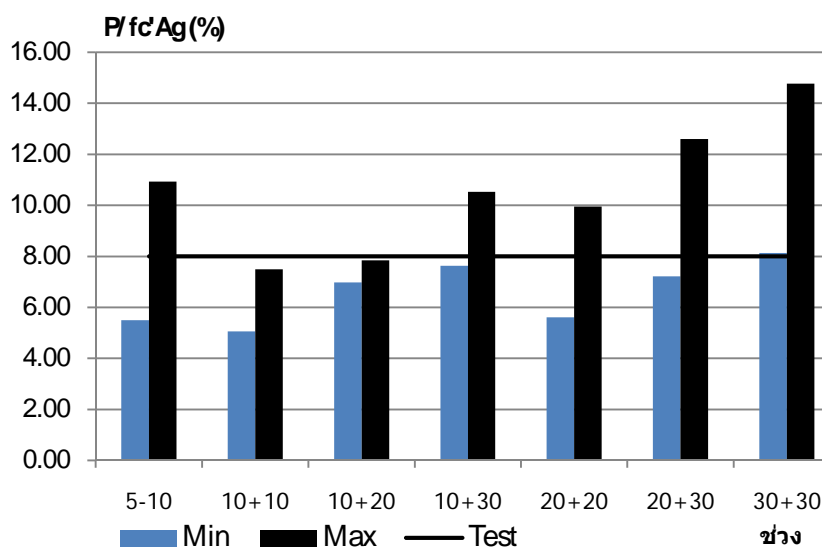


รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง (ที่มา Pauley (1992))

ซึ่งจากรูปที่ 3.4 พบว่าเมื่อทำการเพิ่มแรงอัดในแนวแกนจะส่งผลทำให้ระยะของโซนรับแรงอัด (compression zone) เพิ่มขึ้นและค่าความโค้ง ณ จุดคราก (first yield curvature) เพิ่มขึ้นและลดค่าความโค้งประลัย (ultimate curvature) ในทางกลับกันเมื่อทำการลดแรงอัดในแนวแกนก็จะส่งผลให้ระยะของโซนรับแรงอัดลดลง

จากตารางที่ 3.1 พบว่าสะพานที่ช่วงความยาว 5-10 เมตรจะมีค่าอัตราส่วนแรงในแนวแกนเพิ่มขึ้นเมื่อความยาวช่วงสะพานมีค่ามากขึ้นเนื่องจากการรับน้ำหนักจากช่วงสะพานที่ยาวขึ้นจึงทำให้ เสาสะพานต้องรับน้ำหนักมากขึ้นโดยที่ขนาดเสายังคงมีขนาดเท่าเดิม

นอกจากนี้ยังพบว่าน้ำหนัก ของพื้นสะพานที่หล่อในที่ที่มีค่ามากกว่าน้ำหนักของสะพานแบบพื้นคานคอนกรีตอัดแรงเนื่องจากความหนาของพื้นคอนกรีตอัดแรงมีค่าน้อยกว่าความหนาของพื้นหล่อในที่สำหรับช่วงความยาวสะพานเดียวกัน โดยรูปที่ 3.5 แสดงถึงค่า  $\frac{P}{f'_c \cdot A_g}$  ในช่วงต่างๆโดยแสดงถึงปริมาณสูงสุดและต่ำสุด



รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแรงในแนวแกนกับช่วงความยาวของสะพาน

### 3.2.3 อัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอก, $\rho_s$ (volumetric ratio)

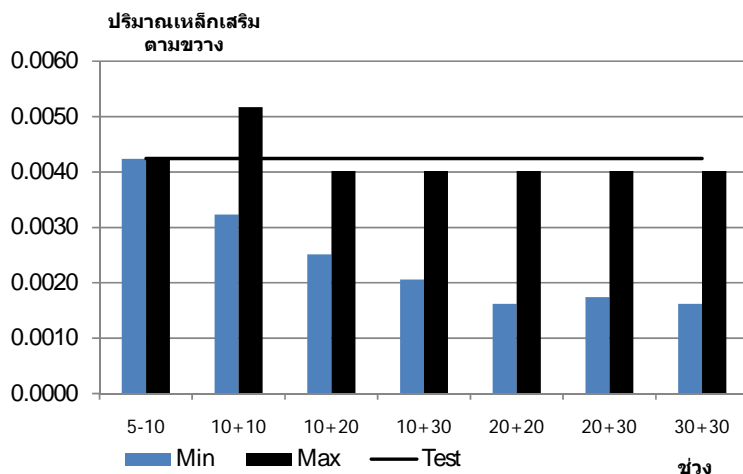
อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว,  $\rho_t$  นิยามโดย

$$\rho_t = \text{ปริมาณเหล็กปลอก/ปริมาณแกนคอนกรีต} \quad (3.3)$$

ค่าอัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอกเป็นอัตราส่วนระหว่างปริมาตรเหล็กปลอกกับปริมาตรแกนคอนกรีตซึ่งจะใช้เป็นตัวชี้วัดระดับปริมาณการโอบรัด (confinement) ซึ่งจากตารางที่ 3.1 จะพบว่าสะพานที่ช่วงความยาว 5-10 เมตรจะมีค่าอัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอกเท่ากันในทุกช่วงความยาวซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.00424 เนื่องจากสะพานในช่วงความยาว 5-10 เมตรมีรูปแบบการเสริมเหล็กที่เหมือนกัน (RB9@0.20ม.) ในทุกช่วงความยาว

สะพานในช่วง 10ม.+10ม., 10ม.+20ม., 10ม.+30ม., 20ม.+20ม., 20ม.+30ม., 30ม.+30ม. นั้นเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอกกับความสูงของเสาสะพานนั้นจะพบว่าเมื่อความสูงของเสาสะพานมีค่ามากขึ้นปริมาณ  $\rho_s$  จะมีค่าลดลงในทุกช่วงความยาวสะพานซึ่งเป็นเพราะว่าเมื่อเสาสะพานมีขนาดสูงขึ้น ขนาดของหน้าตัดของเสาสะพานมีค่าสูงขึ้นตามแต่ปริมาณการเสริมเหล็กปลอกยังคงมีปริมาณเท่าเดิม

รูปที่ 3.6 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอกกับความยาวสะพานในช่วงต่างๆ โดยแสดงถึงค่าต่ำสุดและสูงสุดของอัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอก



รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอกกับช่วงความยาวของสะพาน

### 3.2.4 อัตราส่วนโมเมนต์ต่อแรงเฉือน $\frac{M_n}{h \cdot V_n}$ (nominal flexural-to-shear strength ratio)

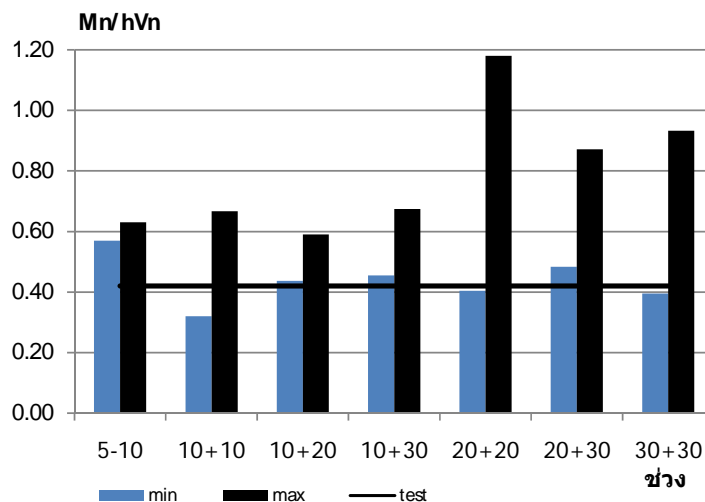
โดยที่ค่า  $M_n$  และ  $V_n$  เป็นค่าโมเมนต์ระบุ (nominal moment) และกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดตามลำดับและค่า  $h$  คือค่าความยาวที่วัดจากจุดต่อของเสาถึงจุดตัดกลับซึ่งในที่นี้สมมติให้จุดตัดกลับของเสาอยู่ที่จุดกึ่งกลางของเสา โดยค่าอัตราส่วนนี้จะบ่งบอกถึงลักษณะของการวิบัติของเสา โดยที่ถ้าอัตราส่วนนี้มีค่าน้อยกว่า 1 หมายถึงเสามีโอกาสวิบัติด้วยรูปแบบการตัดและถ้าอัตราส่วนนี้มีค่ามากกว่า 1 หมายถึงเสามีโอกาสวิบัติด้วยรูปแบบการเฉือน

ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ทำการหาค่าโมเมนต์ระบุจากโปรแกรม XTRACT (CSI) ซึ่งมีการจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการโอบรัด คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและเหล็กเสริมตามยาว โดยกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดนั้นสามารถคำนวณได้จากสูตรของ ACI ซึ่งหาจากผลรวมของกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กปลอกและกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตซึ่งแสดงดังสมการ (3.1) และ (3.2)

$$\text{แรงเฉือนของเหล็กปลอก (Vs)} = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad \text{กิโลกรัม} \quad (3.4)$$

$$\text{แรงเฉือนของคอนกรีต (Vc)} = 0.53 \cdot [1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g}] \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{กิโลกรัม} \quad (3.5)$$





รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน  $\frac{M_n}{h \cdot V_n}$  กับช่วงความยาวของช่วงสะพาน

จากความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโมเมนต์ต่อแรงเฉือนกับช่วงความยาวของช่วงสะพาน ซึ่งแสดงในรูปที่ 3.7 จะพบว่าเสาสะพานที่ออกแบบตามมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบทนั้นจะมีค่าโมเมนต์ต่อแรงเฉือนที่น้อยกว่า 1.0 เกือบทุกเสาสะพาน ยกเว้นสะพานในช่วงความยาว 20+20 ที่มีความสูง 3 เมตรสะพานเดียวเท่านั้นที่มีค่าโมเมนต์ต่อแรงเฉือนที่มากกว่า 1.0 ซึ่งอาจหมายความว่าเสาเกือบทั้งหมดที่ออกแบบตามมาตรฐานกรมทางหลวงชนบทนั้นมีโอกาสที่จะวิบัติด้วยรูปแบบของการดัด

ตารางที่ 3.1 เสาสะพานงูมีภาคในเขตชุมชนขนาดเล็กช่วง 5-10 เมตร

ความยาวช่วง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
5	หล่อในที่	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	5.5	0.57
	คอนกรีตอัดแรง	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	5.1	0.57
6	หล่อในที่	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	6.6	0.58
	คอนกรีตอัดแรง	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	6.0	0.58
7	หล่อในที่	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	7.3	0.60
	คอนกรีตอัดแรง	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	6.7	0.60
8	หล่อในที่	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	8.6	0.61
	คอนกรีตอัดแรง	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	7.7	0.61
9	หล่อในที่	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	9.3	0.62
	คอนกรีตอัดแรง	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	8.7	0.62
10	หล่อในที่	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	10.9	0.63
	คอนกรีตอัดแรง	0.40x0.40	4DB25	0.0123	RB9@200mm	0.00424	10.0	0.63

ตารางที่ 3.2 เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 10 ม.+10 ม.

ความสูง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก กลาง & บน,ล่าง	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
3	หล่อในที่	0.80	12DB25	0.0117	DB12@200mm DB12@125mm	0.00323 0.00517	7.2	0.67
	Plank Girder	0.80	12DB25	0.0117	DB12@200mm DB12@125mm	0.00323 0.00517	6.4	0.67
6	หล่อในที่	0.80	12DB25	0.0117	DB12@200mm DB12@125mm	0.00323 0.00517	7.5	0.33
	Plank Girder	0.80	12DB25	0.0117	DB12@200mm DB12@125mm	0.00323 0.00517	6.7	0.33
9	หล่อในที่	1.00	12DB25	0.0125	DB12@200mm DB12@125mm	0.00323 0.00517	5.6	0.32
	Plank Girder	1.00	12DB25	0.0125	DB12@200mm DB12@125mm	0.00323 0.00517	5.1	0.32

ตารางที่ 3.3 เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 10 ม.+20 ม.

ความสูง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก กลาง & บน,ล่าง	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
3	RC + I20	1.00	20DB25	0.0125	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.203	0.49
	PG + I20	1.00	20DB25	0.0125	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	6.982	0.49
	RC + B20	1.00	20DB25	0.0125	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.270	0.49
	PG + B20	1.00	20DB25	0.0125	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.049	0.49
6	RC + I20	1.00	25DB25	0.0156	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.491	0.59
	PG + I20	1.00	25DB25	0.0156	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.270	0.59
	RC + B20	1.00	25DB25	0.0156	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.558	0.59
	PG + B20	1.00	25DB25	0.0156	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.337	0.59

ตารางที่ 3.3 (ต่อ) เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 10 ม.+20 ม.

ความสูง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก กลาง& บน,ล่าง	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
9	RC + I20	1.00	30DB25	0.0188	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.8	0.44
	PG + I20	1.00	30DB25	0.0188	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.6	0.44
	RC + B20	1.00	30DB25	0.0188	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.8	0.44
	PG + B20	1.00	30DB25	0.0188	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	7.6	0.44

ตารางที่ 3.4 เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 10 ม.+30 ม.

ความสูง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก กลาง & บน,ล่าง	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
6	RC + I20	1.00	30DB25	0.0188	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	10.5	0.67
	PG + I20	1.00	30DB25	0.0188	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	10.3	0.67
9	RC + I20	1.20	30DB25	0.0130	DB12@200mm DB12@125mm	0.00206 0.00329	7.8	0.46
	PG + I20	1.20	30DB25	0.0130	DB12@200mm DB12@125mm	0.00206 0.00329	7.6	0.46

ตารางที่ 3.5 เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 20 ม. +20 ม.

ความสูง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก กลาง & บน,ล่าง	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
3	I Girder	1.00	25DB25	0.0156	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	8.8	1.18
	Box Girder	1.00	25DB25	0.0156	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	9.4	1.18
6	I Girder	1.00	25DB25	0.0250	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	9.1	0.81
	Box Girder	1.00	25DB25	0.0250	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	9.7	0.81
9	I Girder	1.00	25DB25	0.0300	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	9.4	0.62
	Box Girder	1.00	25DB25	0.0300	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	9.9	0.62

ตารางที่ 3.5 (ต่อ) เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 20 ม. +20 ม.

ความสูง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก กลาง & บน,ล่าง	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
12	I Girder	1.20	50DB25	0.0217	DB12@200mm DB12@125mm	0.00206 0.00329	7.3	0.40
	Box Girder	1.20	50DB25	0.0217	DB12@200mm DB12@125mm	0.00206 0.00329	7.7	0.40
15	I Girder	1.50	64DB25	0.0178	DB12@200mm DB12@125mm	0.00162 0.00259	5.6	0.46
	Box Girder	1.50	64DB25	0.0178	DB12@200mm DB12@125mm	0.00162 0.00259	5.9	0.46



ตารางที่ 3.6 เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 20 ม. +30 ม.

ความสูง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก กลาง & บน,ล่าง	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
6	B20 + I30	1.00	40DB25	0.0250	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	12.6	0.82
	I20 + I30	1.00	40DB25	0.0250	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	12.1	0.82
9	B20 + I30	1.20	40DB25	0.0174	DB12@200mm DB12@125mm	0.00206 0.00392	9.4	0.55
	I20 + I30	1.20	40DB25	0.0174	DB12@200mm DB12@125mm	0.00206 0.00392	8.9	0.55
12	B20 + I30	1.40	50DB25	0.0159	DB12@200mm DB12@125mm	0.00174 0.00278	7.6	0.48
	I20 + I30	1.40	50DB25	0.0159	DB12@200mm DB12@125mm	0.00174 0.00278	7.2	0.48

ตารางที่ 3.7 เสาสะพานภูมิภาคในเขตชุมชนขนาดใหญ่ ความยาวช่วงสะพาน 30 ม. +30 ม.

ความยาวช่วง (เมตร)	ชนิดพื้น	ขนาดตอม่อ (เมตร)	เหล็กเสริม ตามยาว	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว	เหล็กปลอก	อัตราส่วนเหล็ก ปลอก	$P/f_c'A_g$ (%)	$M_n/hV_n$
6	I Girder	1.00	50DB 25	0.0313	DB12@200mm DB12@125mm	0.00251 0.00402	14.8	0.93
9	I Girder	1.20	50DB 25	0.0217	DB12@200mm DB12@125mm	0.00206 0.00392	10.9	0.40
12	I Girder	1.40	50DB 25	0.0159	DB12@200mm DB12@125mm	0.00174 0.00278	8.7	0.49
15	I Girder	1.50	70DB 25	0.0194	DB12@200mm DB12@125mm	0.00162 0.00259	8.1	0.50

## บทที่ 4

### การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

เนื้อหาในบทนี้กล่าวถึงลักษณะของตัวอย่างทดสอบ วัสดุที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบอันได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม รวมถึงคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ การเตรียมตัวอย่างทดสอบโดยจะอธิบายถึงการติดตั้งเกจวัดความเครียด (strain gages) การหล่อคอนกรีต การเข้าแบบและการค้ำยัน นอกจากนี้จะได้อธิบายถึงขั้นตอนการติดตั้งตัวอย่างทดสอบ การติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าและวิธีการเก็บข้อมูลในการทดสอบรวมถึงรูปแบบการทดสอบพร้อมทั้งวิธีปรับแก้แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้ง

#### 4.1 ตัวอย่างทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ ใช้ตัวอย่างทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่างซึ่งเป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดและลักษณะการให้รายละเอียดของของอ และการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวแสดงไว้ในรูปที่ 4.1 ถึง รูปที่ 4.4 โดยที่ตัวอย่างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นมีขนาดหน้าตัด  $0.40 \times 0.40$  ม. สูง 2.40 ม. เหล็กเสริมตามยาวใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 25 มม. (DB25) จำนวน 4 เส้นและมีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว ( $f_y$ ) ไม่น้อยกว่า 4000 กก./ $\text{ซม.}^2$  ส่วนเหล็กปลอกกรัดรอบนั้นใช้เหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. และ 12 มม. กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอกกรัดรอบ ( $f_y$ ) ไม่น้อยกว่า 2400 กก./ $\text{ซม.}^2$  ซึ่งมีการสลับปลายของของอ 90 องศาและ 135 องศาไปมาในแต่ละชั้นของเหล็กเสริมตามขวางตลอดแนวเสา โดยมีรัศมีภายในของของอทุกตำแหน่งมีค่าเท่ากับ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ ส่วนระยะจากผิวสัมผัสเหล็กเสริมตามยาวถึงปลายของของอของเหล็กเสริมทางขวาง (hook extensions) มีค่ากับ 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้แต่ต้องมีความยาวไม่น้อยกว่า 75 มม. ส่วนเหล็กที่เสียบไว้เพื่อวัดระยะการหมุนของตัวอย่างทดสอบนั้นใช้เหล็กเกลียวขนาด 10 มม.

ซึ่งในงานวิจัยนี้ ใช้ตัวอย่างทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่าง ทำการเปรียบเทียบปัจจัยอันมีผลต่อพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบซึ่งประกอบด้วย ผลของการโอบรัดของเหล็กปลอกต่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ค่าความเหนียวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กที่อ้างอิงตามมาตรฐาน AASHTO (2005) และ Eurocode (2005) โดยตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวได้ถูกกำหนดชื่อที่บ่งบอกถึงลักษณะ ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้

## ตัวอย่าง C-(1)-(2)

- (1) แสดงขนาดของเหล็กปลอกรั้วรอบ (hoop ties)
- (2) แสดงระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง โดยที่

09 หมายถึงขนาดของเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 9 มม.

12 หมายถึงขนาดของเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 12 มม.

090 หมายถึงระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 90 มม.

150 หมายถึงระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 150 มม.

200 หมายถึงระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางเท่ากับ 200 มม.

ตัวอย่าง C-09-200 หมายถึงใช้เหล็กปลอกรั้วรอบ (hoop ties) ที่มีขนาด 9 มม. และมีของอ 90 องศา โดยระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางมีค่าเท่ากับ 200 มม.

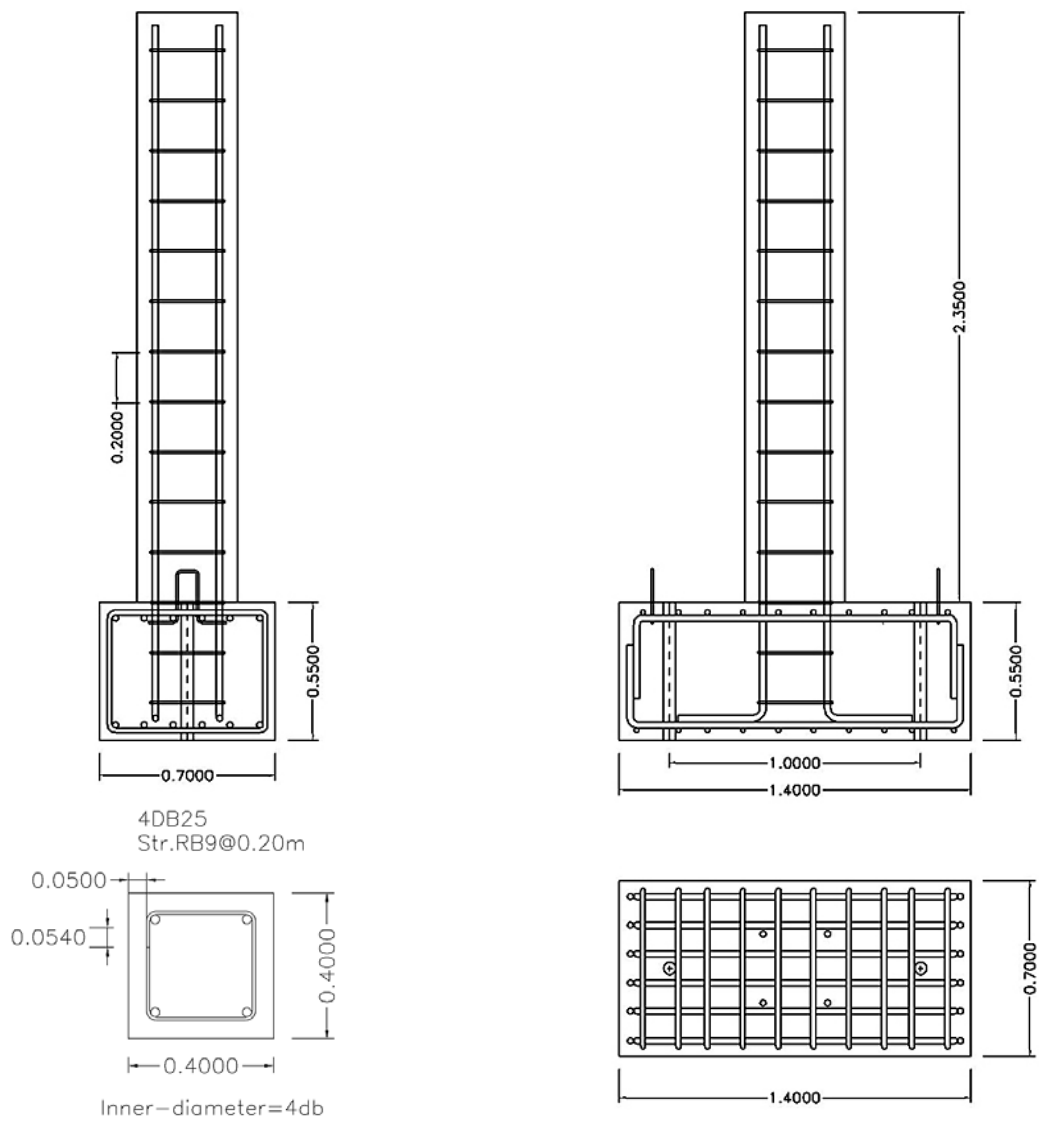
ตัวอย่าง C-12-150 หมายถึงใช้เหล็กปลอกรั้วรอบ (hoop ties) ที่มีขนาด 12 มม. และมีของอ 135 องศา โดยระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางมีค่าเท่ากับ 150 มม.

ตัวอย่าง C-12-090 หมายถึงใช้เหล็กปลอกรั้วรอบ (hoop ties) ที่มีขนาด 12 มม. และมีของอ 135 องศา โดยระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางมีค่าเท่ากับ 90 มม.

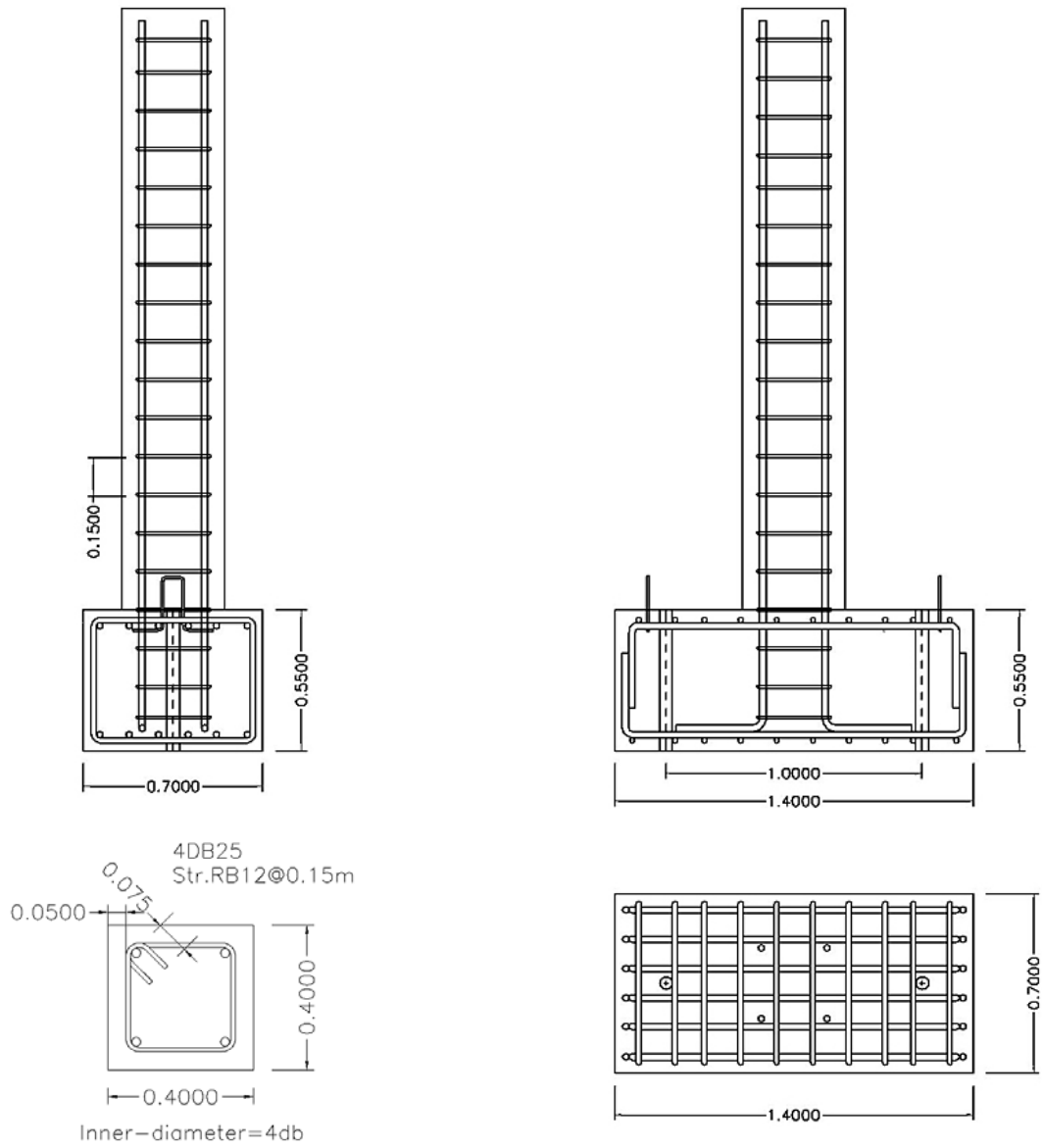
เสาตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ต้นทำการแปรผันปริมาณการเสริมเหล็กปลอกโดยเสา C-09-200 ทำการเสริมเหล็กปลอกตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบทซึ่งมีปริมาณเหล็กปลอกเท่ากับ 6.2% ของมาตรฐาน AASHTO และ 18.2% ของมาตรฐาน Eurocode (limited ductility)

เสา C-12-150 ทำการเสริมเหล็กปลอกซึ่งมีปริมาณเหล็กปลอกเท่ากับ 0.01005 ซึ่งมีปริมาณเหล็กปลอกเท่ากับ 14.8% ของมาตรฐาน AASHTO และ 43.1% ของมาตรฐาน Eurocode (limited ductility)

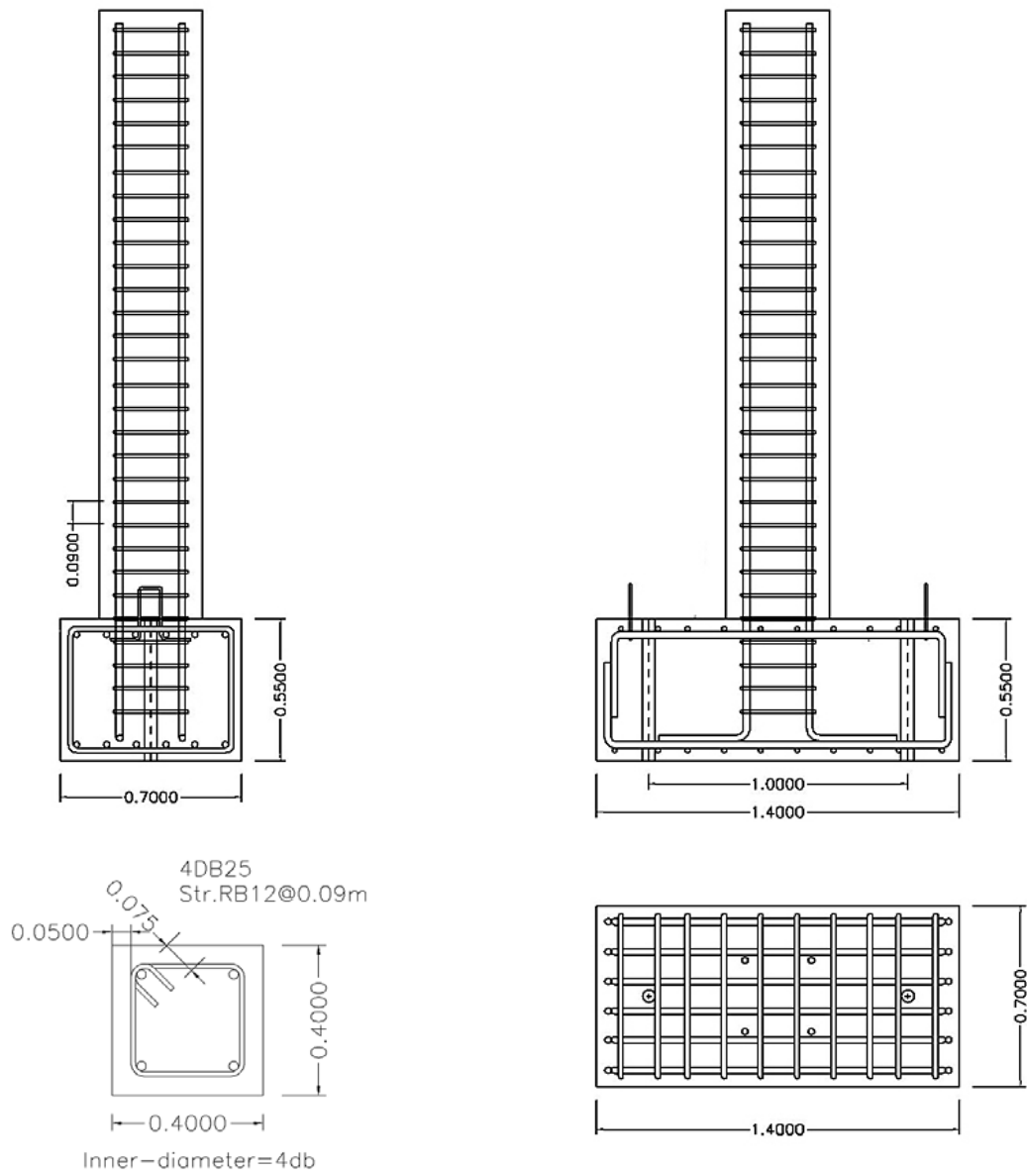
เสา C-12-90 ทำการเสริมเหล็กปลอกซึ่งมีปริมาณเหล็กปลอกเท่ากับ 0.01675 ซึ่งมีปริมาณเหล็กปลอกเท่ากับ 24.6% ของมาตรฐาน AASHTO และ 71.8% ของมาตรฐาน Eurocode (limited ductility) ตารางที่ 4.1 แสดงรายละเอียดการสรุปการออกแบบของตัวอย่างเสาทั้ง 3 ต้น



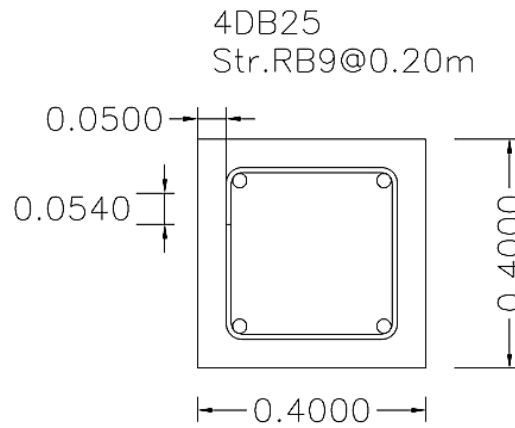
รูปที่ 4.1 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ C-09-200



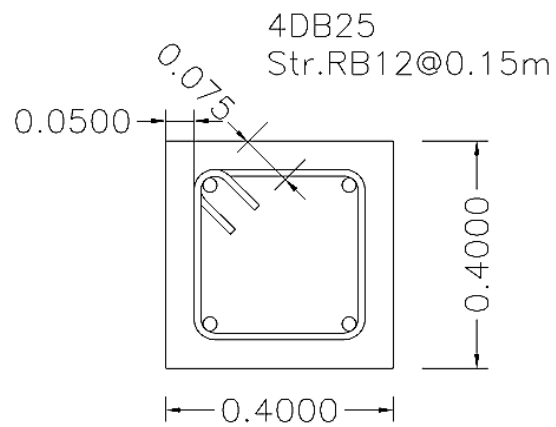
รูปที่ 4.2 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ C-12-150



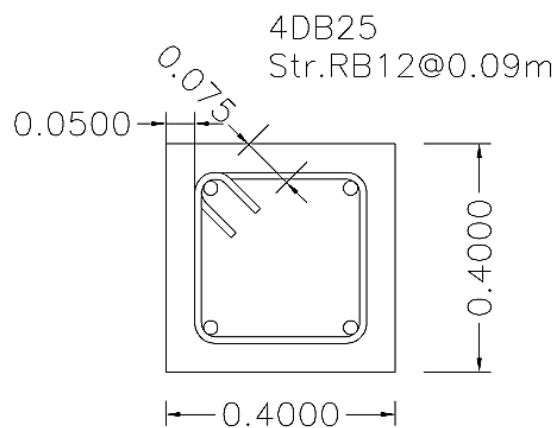
รูปที่ 4.3 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ C-12-090



Inner-diameter=4db



Inner-diameter=4db



Inner-diameter=4db

รูปที่ 4.4 ลักษณะการเสริมเหล็กและการให้รายละเอียดของของอในแต่ละตัวอย่างทดสอบ



ตารางที่ 4.1 สรุปการออกแบบของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่าง	C-09-200	C-12-150	C-12-090
ขนาดหน้าตัด (ม.)	0.40 x 0.40		
ความสูงประสิทธิผล (ม.)	2.15		
ความสูงต่อความลึกหน้าตัด (aspect ratio)	5.4		
อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว	0.0123		
อัตราส่วนโดยปริมาตรของเหล็กปลอก (volumetric ratio)	0.00424	0.01005	0.01675
กำลังอัดประลัยคอนกรีต (กก./ซม. <sup>2</sup> )	350		
เหล็กเสริมตามยาว	4DB25		
เหล็กปลอก	RB9@200	DB12@150	DB12@90
แรงอัดในแนวแกน (ตัน)	32	32	32
อัตราส่วนแรงในแนวแกน P/fc'Ag	5.7%	5.7%	5.7%
ปริมาณเหล็กปลอก (% ของที่ต้องการตาม AASHTO)	6.2	14.8	24.6
ปริมาณเหล็กปลอก (% ของที่ต้องการตาม Eurocode, limited ductility)	18.2	43.1	71.8

## 4.2 วัสดุ

### 4.2.1 คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นคอนกรีตที่ผสมเสร็จหน่วยน้ำหนักปกติ มีค่ากำลังอัดประลัยที่ใช้ในการออกแบบของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกเท่ากับ 342 กก./ซม.<sup>2</sup> โดยมีค่าการยุบตัว (slump) เท่ากับ 15±2.5 ซม. โดยในการหล่อตัวอย่างได้ทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. จำนวนอย่างน้อย 3 ตัวอย่างซึ่งผลการทดสอบกำลังของคอนกรีตแสดงในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัย

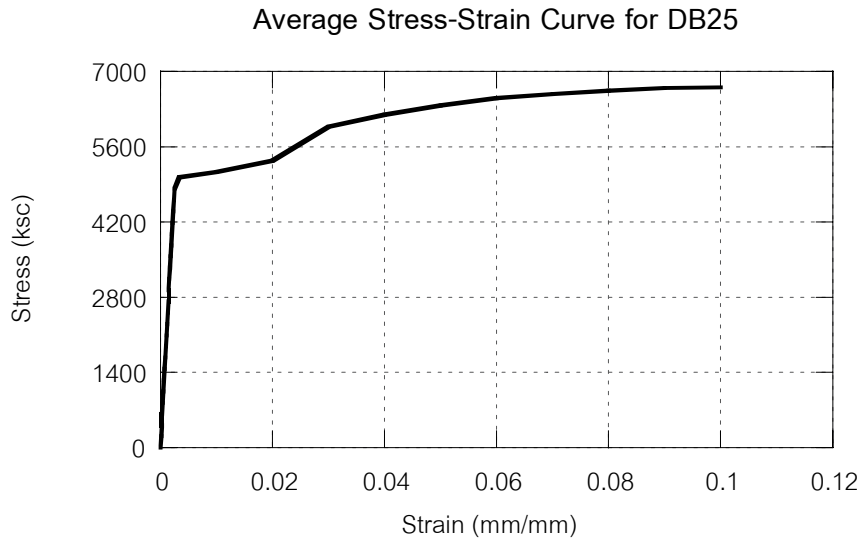
ตัวอย่างทดสอบ	ตัวอย่างรูปทรงกระบอก	ขนาดของตัวอย่าง (ซม.)		แรงอัด (กก.)	$f'_c$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	อายุ (วัน)
		เส้นผ่านศ.ก.	ความสูง			
ชุดที่ 1	1	15.192	30.2	42000	237	7
	2	15.285	30.1	34000	192	7
	3	15.163	30.4	40000	226	7
	ค่าเฉลี่ย	-	-	-	218	-
ชุดที่ 2	1	14.992	30.4	50000	283	10
	2	15.046	30.4	51000	287	10
	3	15.111	30.3	51000	285	10
	ค่าเฉลี่ย	-	-	-	285	-
ชุดที่ 3	1	14.997	30.2	61000	346	28
	2	15.003	30.0	61000	345	28
	3	14.999	30.1	58900	334	28
	ค่าเฉลี่ย	-	-	-	342	-

#### 4.2.2 เหล็กเสริม

เหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้ มีทั้งหมด 3 ขนาดซึ่งประกอบไปด้วย เหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม.(DB25) ใช้เป็นเหล็กเสริมตามยาว ซึ่งมีกำลังที่จุดครากไม่น้อยกว่า 4000 กก./ซม.<sup>2</sup> เหล็กกลมเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 และ 12 มม.(RB9, RB12) ใช้เป็นเหล็กปลอกรัศรอบ ซึ่งมีกำลังที่จุดครากไม่น้อยกว่า 2400 กก./ซม.<sup>2</sup> โดยในแต่ละชนิดได้ทำการสุ่มตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่างเพื่อทำการทดสอบ โดยค่าคุณสมบัติต่างๆของเหล็กเสริม เช่น ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว ( $f_y$ ) และของเหล็กเสริมทางขวาง ( $f_{yh}$ ) ค่ากำลังรับแรงดึงประลัย ( $f_{su}$ ) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม ( $E_s$ ) ผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 4.3 ถึงตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริมDB25ที่ใช้ในงานวิจัย

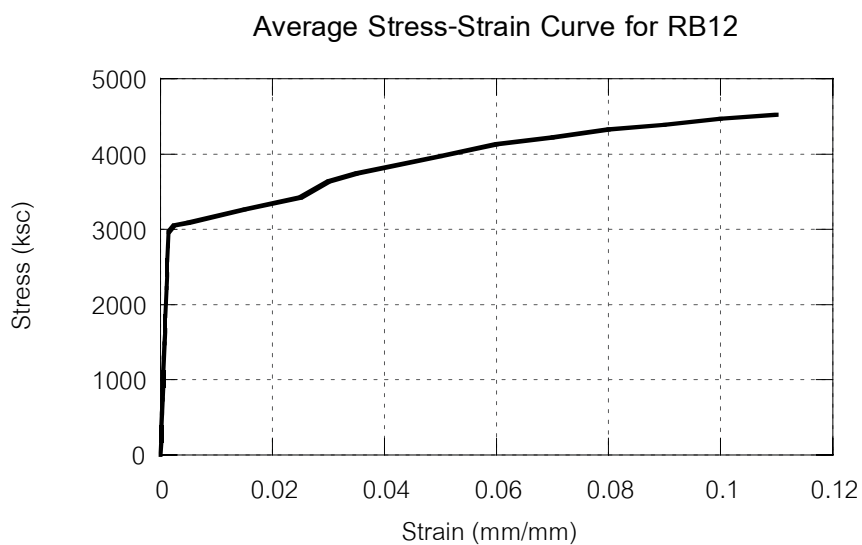
ตัวอย่าง	$f_y$ (กก./ซม.2)	$f_{su}$ (กก./ซม.2)	$E_s$ (กก./ซม.2)
1	5045	6707	1980000
2	4884	6418	1930000
3	5130	6684	2010000
ค่าเฉลี่ย	5020	6603	1973333



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม DB25

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริมRB12 ที่ใช้ในงานวิจัย

ตัวอย่าง	$f_y$ (กก./ซม.2)	$f_{su}$ (กก./ซม.2)	$E_s$ (กก./ซม.2)
1	3035	4650	2160000
2	2930	4470	2170000
3	3070	4660	1980000
ค่าเฉลี่ย	3011	4590	2100000

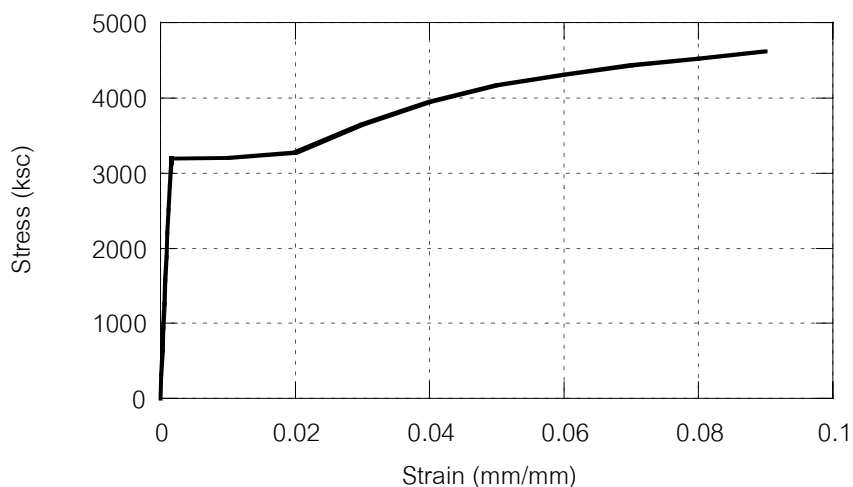


รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม RB12

ตารางที่ 4.5 ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างเหล็กเสริมRB9 ที่ใช้ในงานวิจัย

ตัวอย่าง	$f_y$ (กก./ซม.2)	$f_{su}$ (กก./ซม.2)	$E_s$ (กก./ซม.2)
1	3222	4527	2070000
2	3175	4778	2030000
3	3190	4621	2090000
ค่าเฉลี่ย	3195	4642	2066666

Average Stress-Strain Curve for RB9



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม RB9

#### 4.2.3 แบบหล่อตัวอย่างทดสอบ

แบบหล่อตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นแบบหล่อไม้อัดอย่างดีซึ่งขนาดความหนา 15 มม. และถูกยึดอย่างมั่นคงแข็งแรงโดยการค้ำยันทางด้านข้าง เพื่อให้สามารถทนต่อการจี้คอนกรีต ได้โดยที่แบบหล่อจะต้องไม่เกิดการปริหรือแตกออก และในการหล่อตัวเสาตัวอย่างจะต้องมีการตรวจสอบระดับว่าอยู่ในแนวตั้งหรือไม่ และจะต้องทำการอุดรอยรั่วต่างของแบบหล่อให้เรียบร้อย

#### 4.3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

การเตรียมตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยนี้ เริ่มจากการเตรียมเหล็กยื่นและเหล็กเสริมในฐานเสาให้ได้ตามขนาดที่ต้องการ จากนั้นทำการผูกเหล็กที่ใช้เป็นเหล็กฐานราก จากนั้นทำการประกอบแบบเหล็กฐานราก โดยเริ่มจากวางไม้แบบไว้ที่พื้นของฐานราก จากนั้นทำการกำหนด

ตำแหน่งต่างๆที่จะต้องวางเหล็ก ท่อ และตำแหน่งของเสา จากนั้นจึงทำการนำเหล็กที่จะใช้ในการหล่อแบบฐานรากมาวางที่ตำแหน่งที่กำหนด ทำการผูกเหล็กยื่นของเสาและทำการติดท่อเพื่อใช้สำหรับการร้อยแท่งเหล็กเพื่อให้ฐานรากยึดติดกับที่ในขณะที่ให้แรงกระทำ จากนั้นทำการตรวจสอบระดับของเหล็กยื่นของเสาให้อยู่ในแนวตั้งและทำการยึดเพื่อไม่ให้เหล็กยื่นของเสาเคลื่อนที่ ทำการค้ำยันแบบเหล็กด้วยไม้เพื่อป้องกันไม่ให้แบบเหล็กเกิดการเคลื่อนที่ จากนั้นจึงทำการเทคอนกรีตฐานรากดังแสดงดังรูปที่ 4.8 หลังจากคอนกรีตฐานรากแข็งตัวแล้ว จากนั้นจะทำการติดตั้งเกจวัดความเครียด (strain gages) ที่เหล็กเสริมและเหล็กยื่นตามตำแหน่งต่างๆดังแสดงในรูปที่ 4.9 ถึงรูปที่ 4.12 โดยขั้นตอนการติดตั้งเกจวัดความเครียดมีดังต่อไปนี้

1. ในการติดตั้งเกจวัดความเครียดบนเหล็กข้ออ้อย ให้ใช้เครื่องเจียรเจียรส่วนที่เป็นปล้องของเหล็กข้ออ้อยออกในบริเวณที่จะทำการติดตั้งเกจวัดความเครียด
2. ใช้กระดาษทรายชนิดละเอียดขัดผิวเหล็กเสริมที่จะติดเกจวัดความเครียดให้เรียบ
3. ทำความสะอาดบริเวณที่จะติดเกจวัดความเครียดด้วยสารอะซิโตน (acetone)
4. ใช้กาวไซยาโนอะครีเลต (Cyano-Acrylate Adhesive) ชนิด CC-33A ยี่ห้อ Kyowa ทาลงบนตัวเกจวัดความเครียด
5. จากนั้นทำการติดเกจวัดความเครียดลงบนตำแหน่งที่ต้องการ โดยใช้แผ่นพลาสติกกดทับเกจวัดความเครียดไว้ประมาณ 20 วินาทีเพื่อใช้กาวแห้งตัว
6. หุ้มเกจวัดความเครียดด้วยเทปกันน้ำและกันกระแทก Vinyl Mastic Tape (VM Tape) เพื่อป้องกันความเสียหายในระหว่างเทคอนกรีต

หลังจากนั้นทำการผูกเหล็กปลอกในเสาตามแบบที่ได้กำหนดไว้โดยมีการสลัปลายของของ 90 องศาและ 135 องศาไปมาในแต่ละชั้นของเหล็กเสริมตามขวางตลอดแนวเสา จากนั้นทำการประกอบแบบไม้เพื่อใช้สำหรับหล่อตัวอย่างทดสอบและทำการเจาะรูที่ไม้แบบเพื่อนำสายเกจวัดความเครียดออกจากตัวอย่างเสาโดยจะต้องทำการรวบสายเกจวัดความเครียดให้เรียบร้อยเพื่อป้องกันการเสียหายเนื่องจากการเทคอนกรีตซึ่งได้แสดงดังรูปที่ 4.13 จากนั้นทำการตรวจสอบระดับและตั้ง แล้วจึงทำการค้ำยันป้องกันไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวของคอนกรีตซึ่งการตั้งแบบเสาดังรูปที่ 4.14 ในการหล่อตัวอย่างได้ทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. จำนวนอย่างน้อย 3 ตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 4.15 โดยในระหว่างการเทคอนกรีตลงในตัวอย่างนั้นจะต้องใช้ความระมัดระวังเป็นพิเศษ เนื่องจากได้ทำการติดตั้งเกจวัดความเครียดและจะต้องทำการจี้คอนกรีตในแบบหล่อเพื่อให้คอนกรีตในแบบหล้อมีเนื้อแน่นปราศจากรูโพรงและเมื่อเทคอนกรีตจนได้ระดับที่ต้องการแล้วจึงทำการปาดหน้าให้เรียบร้อย จากนั้นทำการบ่มตัวอย่างทดสอบด้วยกระสอบเปียก



รูปที่ 4.8 การผูกเหล็กและการติดตั้งค้ำยันของแบบฐานราก



(ก) C-09-200



(ข) C-12-150



(ค) C-12-090

รูปที่ 4.9 การติดตั้งเกจวัดความเครียด

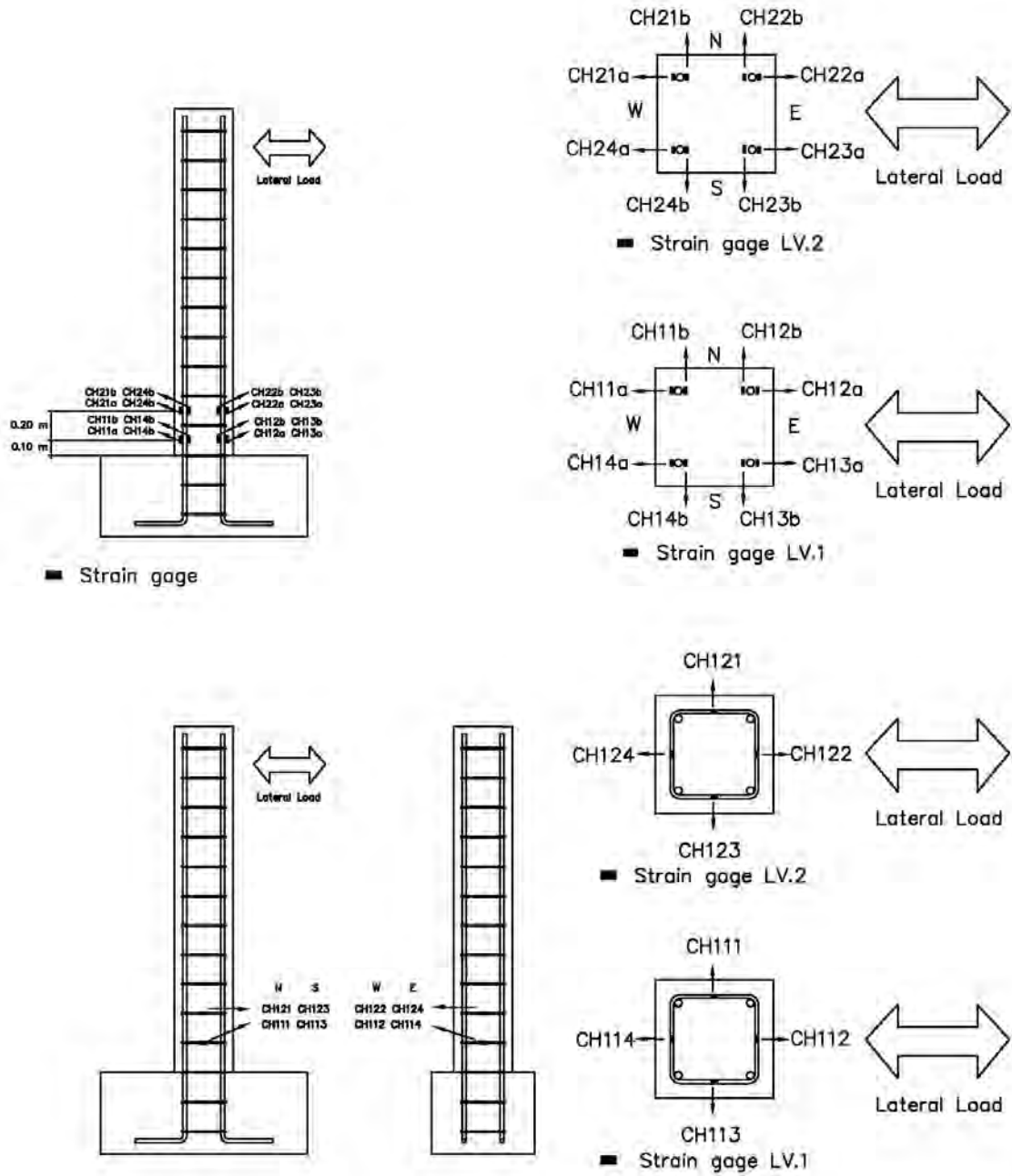
#### 4.4 การเตรียมการทดสอบ

##### 4.4.1 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

ก่อนทำการติดตั้งตัวอย่างทดสอบนั้นจะทำการทาสีขาวที่ตัวอย่างเสาทดสอบเพื่อช่วยให้สามารถสังเกตรอยแตกร้าวได้อย่างชัดเจนในขณะทำการทดสอบ นอกจากนี้ยังได้ทำการตีเส้นอ้างอิงตั้งแต่โคนเสาที่ระดับต่างๆ โดยแต่ละระดับจะห่างกันระดับละ 10 ซม. เพื่อเป็นการสะดวก

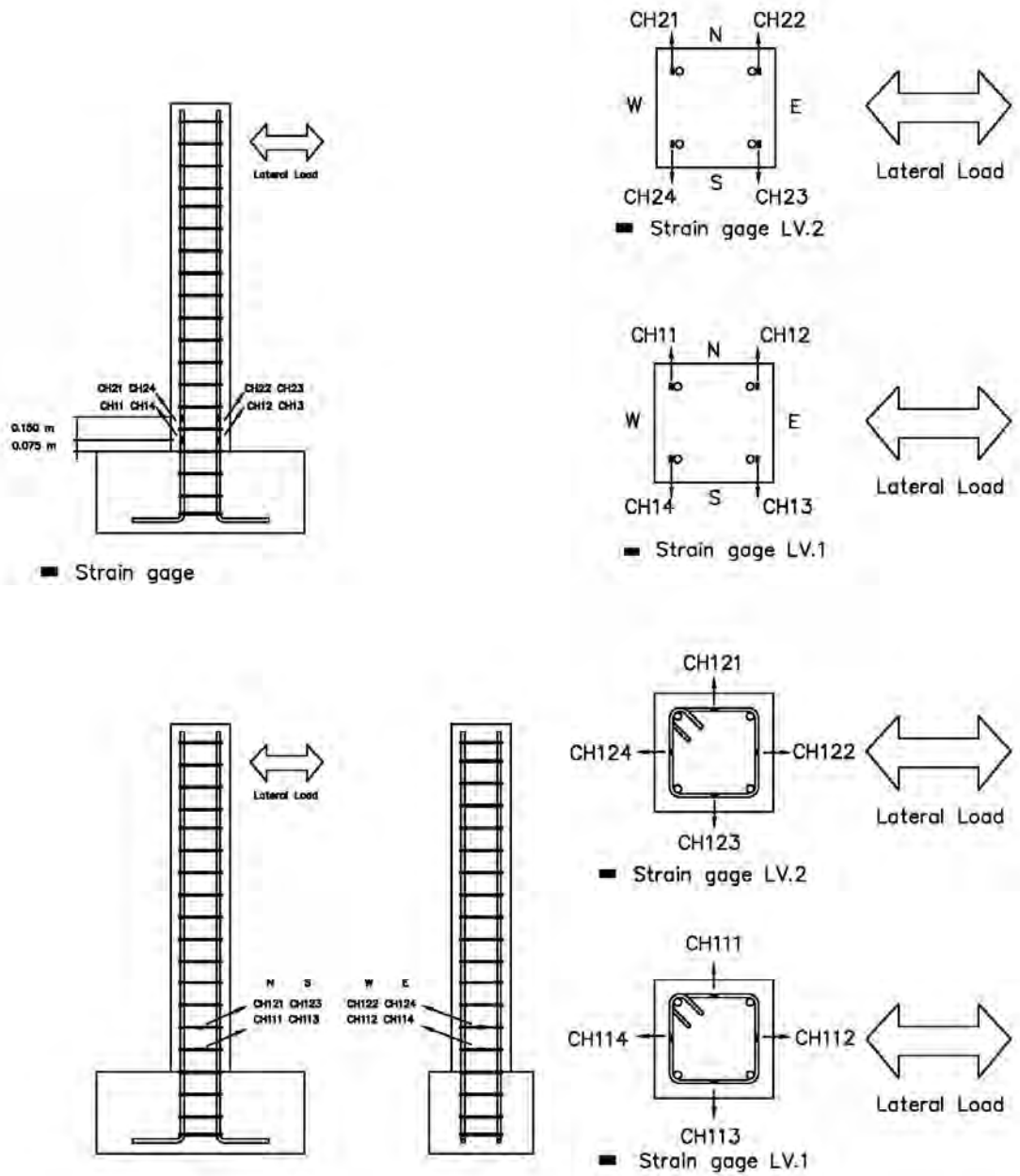
ในการบันทึกรอยแตกร้าวบนตัวอย่างทดสอบจากนั้นนำตัวอย่างทดสอบมาวางในตำแหน่งที่ต้องการโดยจะต้องตรวจสอบให้ตัวอย่างเสาดตรงอยู่ในแนวแรงกระทำทางด้านข้างโดยไม่มีการเอียงของตัวอย่างทดสอบ ซึ่งในการทดสอบนั้นจะทำการให้แรงด้านข้างจากเครื่องให้แรง (hydraulic jack) ซึ่งมีค่าสูงจะนั้นเพื่อเป็นการป้องกันการเคลื่อนที่หรือผลึกคว่ำของตัวอย่างทดสอบจึงได้ทำการยึดตัวอย่างทดสอบกับพื้นห้องปฏิบัติการโดยการใช้ท่อนเหล็กกำลังสูงจำนวน 2 เส้นร้อยผ่านฐานรากของเสาตัวอย่างลงไปยังพื้นห้องปฏิบัติการจากนั้นทำการยึดโดยการใช่วิธีอัดแรง

จากนั้นเมื่อนำตัวอย่างทดสอบวางในตำแหน่งที่ต้องการแล้ว ทำการติดตั้งอุปกรณ์การให้แรงในแนวตั้ง โดยทำการตรวจสอบให้ตำแหน่งให้แรงอยู่ในแนวกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบโดยจะทำการวางแผนไม้รองบริเวณหัวเสาเพื่อให้อุปกรณ์ให้แรงในแนวตั้งสามารถถ่ายแรงลงสู่เสาได้อย่างเต็มพื้นที่หน้าตัดเสาตัวอย่าง โดยอุปกรณ์ให้แรงในแนวตั้งนั้นจะประกอบด้วยคานเหล็กและท่อนเหล็กกำลังสูงซึ่งเป็นเครื่องมือที่ช่วยในการถ่ายแรงจากเครื่องให้แรงลงสู่เสาตัวอย่างโดยการให้แรงในแนวตั้งนั้นจะใช้เครื่องให้แรงแบบใช้มือควบคุมในการให้แรง

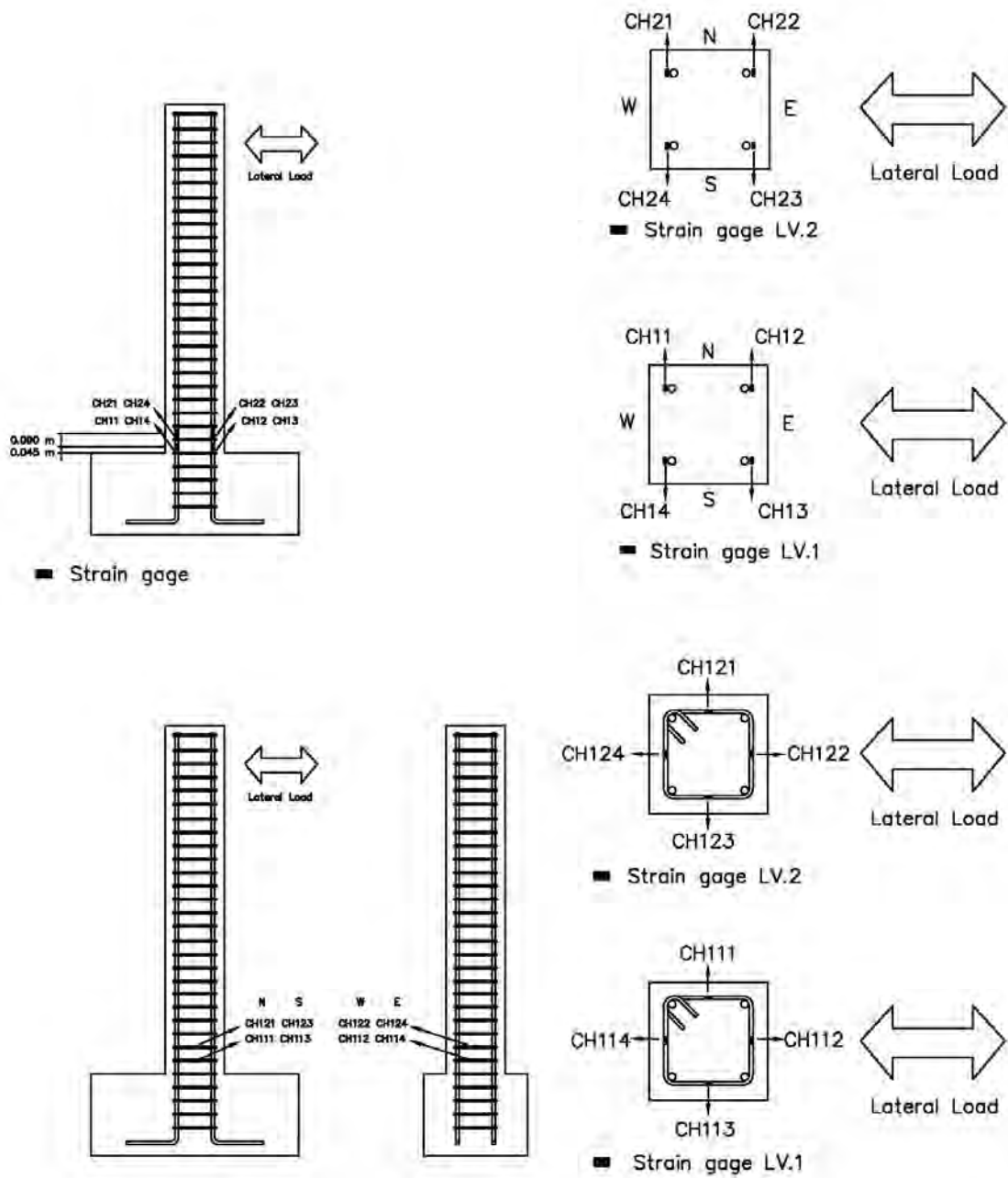


รูปที่ 4.10 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียด ตัวอย่าง C-09-200





รูปที่ 4.11 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียด ตัวอย่าง C-12-150



รูปที่ 4.12 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียด ตัวอย่าง C-12-090



(ก) C-09-200

(ข) C-12-150

(ค) C-12-090

รูปที่ 4.13 การรวบสายगेจวัดความเครียด



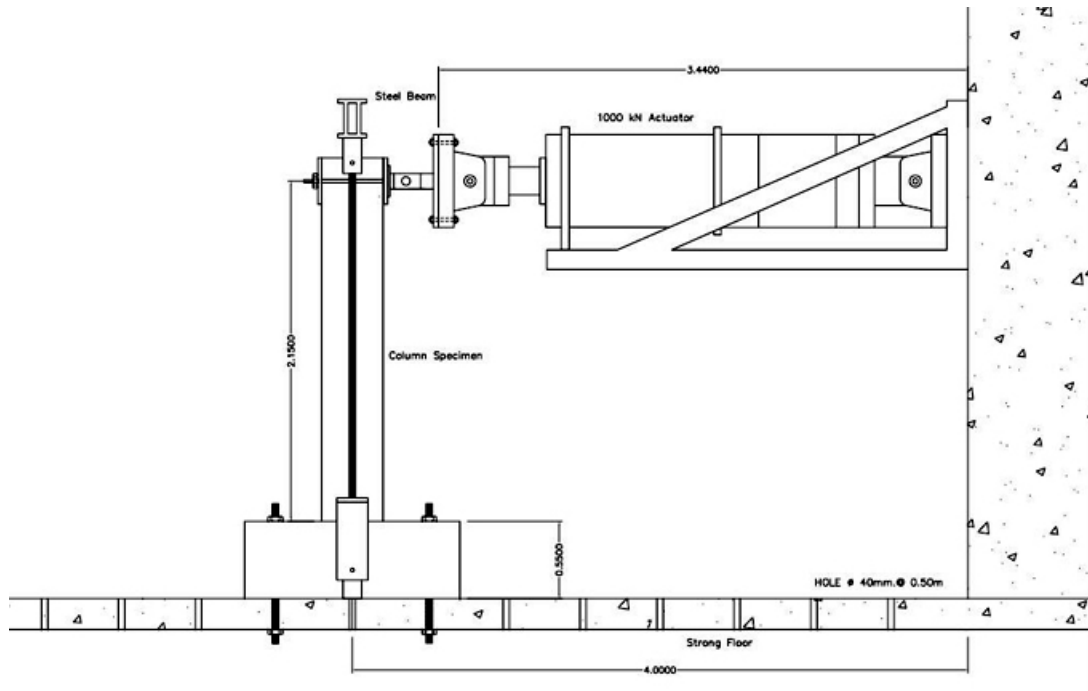
รูปที่ 4.14 การตั้งแบบเสา



รูปที่ 4.15 การเก็บตัวอย่างลูกปูน

ทำการประกอบแผ่นเหล็กที่ใช้ในการประกบที่หัวเสาเพื่อใช้สำหรับการถ่ายแรงกระทำทางด้านข้างจากเครื่องให้แรงโดยจะต้องตรวจสอบระดับของแผ่นเหล็กให้ได้ระดับทั้งในแนวราบและแนวตั้งจากนั้นทำการยึดแผ่นเหล็กประกบให้แน่นโดยใส่แท่งเหล็กร้อยผ่านแผ่นเหล็กที่ใช้ประกบตัวเสากับเหล็กหน้าแป้นที่ยึดติดกับเครื่องให้แรงทางด้านข้าง

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบอันได้แก่เครื่องให้แรงที่ใช้สำหรับการให้แรงทางด้านข้างแก่ตัวอย่างทดสอบโดยได้ใช้เครื่องวัดแรงแบบวงแหวน (proving ring) เป็นเครื่องมือในการช่วยทดสอบเทียบ เครื่องให้แรงแบบควบคุมด้วยมือ (manual) ที่ใช้สำหรับการให้แรงอัดตามแนวแกน ซึ่งผลการทดสอบเทียบเครื่องมือต่างได้แสดงในภาคผนวก ก.2และภาคผนวก ก.3 ตามลำดับโดยรูปที่ 4.16 และรูปที่ 4.17 แสดงถึงแบบจำลองการติดตั้งการทดสอบและการติดตั้งตัวอย่างทดสอบจริง



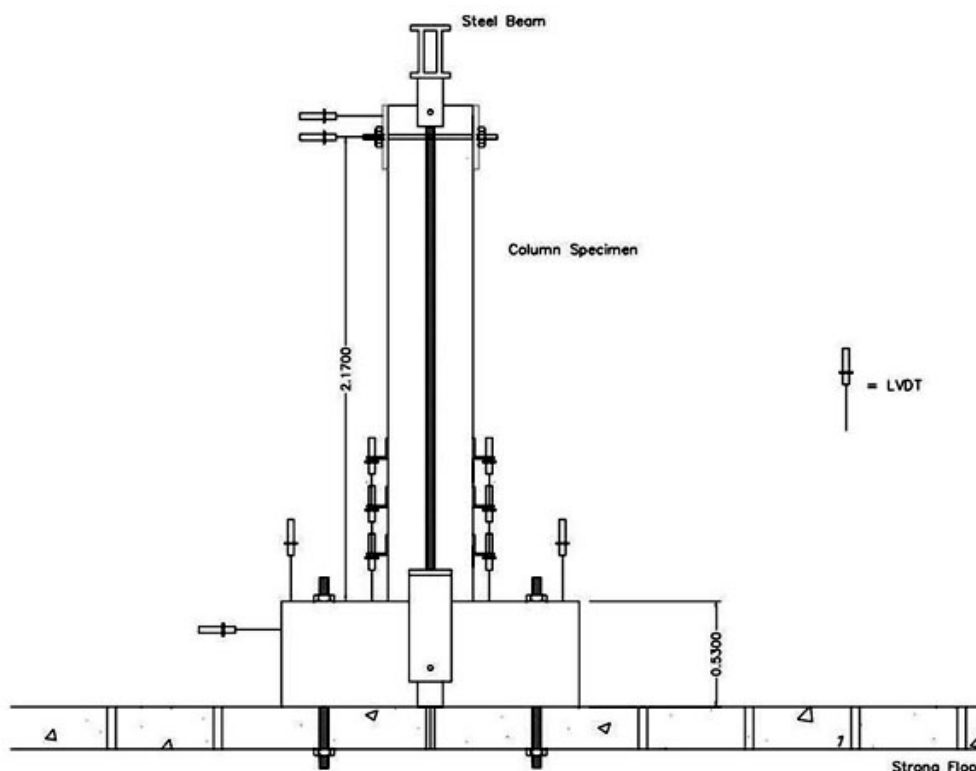
รูปที่ 4.16 แบบจำลองการทดสอบ



รูปที่ 4.17 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

#### 4.4.2 การติดตั้งเครื่องวัดระยะเคลื่อนที่ (displacement transducer)

เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า ที่ใช้ในงานวิจัยนี้มีจำนวนทั้งสิ้น 11 ตัว โดยจะใช้แรงดันไฟฟ้า 20 โวลต์ จากแหล่งจ่ายไฟฟ้าภายนอก (power supply) แบบปรับค่าได้ โดยเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้ในงานวิจัยนี้มีความสามารถในการอ่านค่าได้ 0.01 มม. ซึ่งจะต้องทำการทดสอบเทียบ (calibration) เพื่อความถูกต้องโดยผลการทดสอบเทียบได้แสดงในภาคผนวกที่ ก.4 โดยตำแหน่งการติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าจะได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.18



รูปที่ 4.18 ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัดระยะการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า

ในการทดสอบตัวอย่างนี้เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าจะแบ่งออกเป็น 4 ลักษณะได้แก่

1. เครื่องวัดระยะเคลื่อนที่ที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของเสาจำนวน 2 ตัว ซึ่งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าจะทำการติดตั้งอยู่กับโครงเหล็กที่ได้ทำการยึดแน่นกับพื้นห้องปฏิบัติการ โดยจะทำการติดตั้งไว้ที่ระดับ 2.17 ซม.จากระดับโคนเสา

2. เครื่องวัดระยะเคลื่อนที่ที่ใช้วัดการหมุนของเสาจำนวน 6 ตัว โดยจะแบ่งออกเป็นสามระดับ โดยทำการติดตั้งชุดติดตั้งซึ่งใช้ยึดเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า โดยชุดติดตั้งนั้นจะยึดติดกับเหล็กขนาด 10 มม. โดยเหล็กขนาด 10 มม.นี้จะถูกทำการติดตั้งในตัวอย่างทดสอบก่อนเทคอนกรีต โดยเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าจะถูกติดตั้งไว้ที่ 3 ระดับ ระดับละ 2 ตัวโดยแต่ละระดับมีระยะห่างประมาณ 20 ซม. โดยตำแหน่งติดตั้งต่างๆแสดงในภาคผนวกที่ ก.4

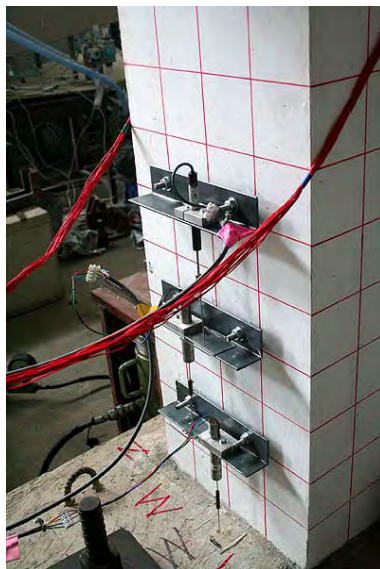
3. เครื่องวัดระยะเคลื่อนที่ที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของฐานเสาจำนวน 1 ตัว เพื่อวัดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของฐานเสาตัวอย่าง

4. เครื่องวัดระยะเคลื่อนที่ที่ใช้วัดการหมุนของฐานเสาจำนวน 2 ตัว เพื่อวัดการหมุนตัวของของฐานเสาเนื่องจากการให้แรงทางด้านข้าง

โดยรูปที่ 4.19 ถึงรูปที่ 4.22 แสดงการติดตั้งเครื่องวัดระยะเคลื่อนที่ที่ตำแหน่งต่างๆ



รูปที่ 4.19 การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของปลายเสา



รูปที่ 4.20 การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการหมุนที่โคนเสา



รูปที่ 4.21 การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการหมุนของฐานราก



รูปที่ 4.22 การติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ใช้วัดการเคลื่อนที่ของฐานราก

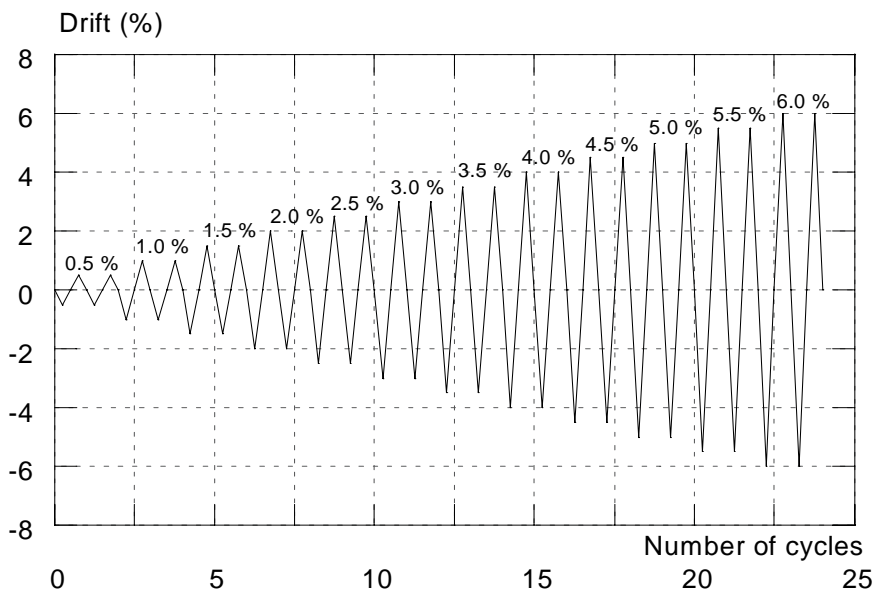


#### 4.4.3 หน่วยรวบรวมข้อมูล (data acquisition unit)

เมื่อทำการติดตั้งตัวอย่างทดสอบและอุปกรณ์ต่างๆเรียบร้อยแล้ว ทำการต่อสายไฟจาก เกจวัดความเครียด เครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า และสายสัญญาณจากเครื่องให้แรง (actuator) เข้ากับหน่วยรวบรวมข้อมูลที่ใช้ที่ประกอบด้วยเครื่องเก็บข้อมูลซึ่งจะถูกควบคุมโดย โปรแกรมคอมพิวเตอร์จากเครื่องคอมพิวเตอร์โดยข้อมูลต่างๆอันได้แก่ สัญญาณจากเกจวัด ความเครียด สัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าและสัญญาณ แรงดันไฟฟ้าจากเครื่องทดสอบไฮดรอลิกส์จะถูกเก็บทุกๆ 2 วินาทีตลอดการทดสอบ

#### 4.5 ขั้นตอนการทดสอบ

ในการทดสอบจะเริ่มจากการให้แรงอัดตามแนวแกนให้ได้ตามค่าที่กำหนดจากนั้นทำการ ตรวจสอบค่าของเกจวัดความเครียดว่าสามารถอ่านค่าได้ถูกต้องหรือไม่ จากนั้นจะให้แรงกระทำ ด้านข้างแบบวัฏจักร โดยการทดสอบนั้นจะทำการควบคุมระยะการเคลื่อนที่ (displacement control) โดยใช้ระยะการเคลื่อนที่ของหัวเสาตัวอย่างทดสอบซึ่งประวัติการรับน้ำหนักของตัวอย่าง ทดสอบแสดงดังรูปที่ 4.23 โดยเครื่องหมาย - หมายถึงแรงทางด้านข้างที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบ ด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักไฮดรอลิกส์ เกิดแรงอัดและเครื่องหมาย + หมายถึงแรง กระทำทางด้านข้างที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องให้แรงเกิดแรงดึง โดยจะทำการให้แรงแบบวัฏจักรแก่ตัวอย่างทดสอบ 2 รอบต่อค่าการเคลื่อนที่ที่กำหนดเพื่อเป็นการ ตรวจสอบว่าตัวอย่างทดสอบสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้หรือไม่ (การทดสอบ 1 รอบ หมายถึงเริ่มที่ค่าแรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเท่ากับศูนย์ จากนั้นทำการให้แรงกระทำทางด้านข้าง จนตัวอย่างทดสอบมีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าตามที่กำหนดในทิศทาง - จากนั้นให้แรงกระทำ ทางทางด้านข้างจนตัวอย่างทดสอบมีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าตามที่กำหนดในทิศทาง +) และกลับมาที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับศูนย์โดยเมื่อระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างถึงค่าที่กำหนด ในแต่ละรอบจะทำการหยุดเพื่อทำการจดบันทึกข้อมูลค่าความเครียดจากเกจวัดความเครียด การ เคลื่อนที่จากเครื่องวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า และข้อมูลแรงกระทำด้านข้าง นอกจากนั้นยังได้ทำ การบันทึกรายละเอียดต่างๆที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบได้แก่ การบันทึกรอยแตกร้าวและ พฤติกรรมของเสาที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบโดยการทดสอบจะกระทำจนกว่าเสาตัวอย่างจะพัง หรือเครื่องให้แรงกระทำทางด้านข้างไม่สามารถทดสอบต่อไปได้



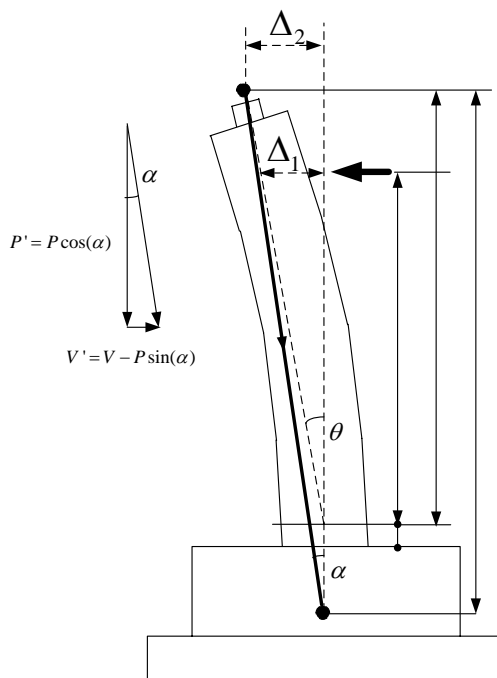
รูปที่ 4.23 รูปแบบการให้แรงกระทำ (loading scheme)

#### 4.6 การปรับแก้ผลการทดสอบ

##### 4.6.1 การปรับแก้แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้ง

ในระหว่างการทดสอบนั้นแรงที่กระทำจากเครื่องให้แรงในแนวตั้ง นั้นจากทำให้เกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างซึ่งมีผลทำให้แรงที่กระทำตามแนวแกนนั้นไม่ได้อยู่ในแนวตั้งจึงจำเป็นต้องทำการปรับแก้เพื่อหาแรงกระทำด้านข้างที่ถูกต้อง ซึ่งรูปที่ 4.24 แสดงลักษณะของแรงอัดตามแนวแกนเนื่องจากมุมที่เบี่ยงเบนไปของหัวเสา

การปรับแก้จะใช้ความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตในการหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของจุดหมุนของเหล็กแกนให้แรงอัด จากนั้นจะทำการหามุมที่เปลี่ยนไปจากแนวตั้งของแรงอัดตามแนวแกนและทำการปรับแก้แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้งได้โดยการคำนวณแสดงดังสมการที่ 4.1 ถึง 4.3 โดยตัวแปรหนึ่งที่มีความสำคัญในการปรับแก้ได้แก่ค่า  $\alpha$  ซึ่งได้จากการหาค่า  $\Delta_2$  ดังสมการที่ 4.1 โดยการหา  $\Delta_2$  นั้นจะใช้สมมติฐานที่ว่า การโก่งตัวของหัวเสาเนื่องจากแรงดัดประสิทธิภาพ (effective flexural) นั้นมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบการโก่งตัวของหัวเสาเนื่องจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) ฉะนั้นจึงสามารถใช้ความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตในการหาค่า  $\Delta_2$  ได้ดังสมการที่ 4.1



รูปที่ 4.24 การปรับแก้เนื่องจากแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้ง

$$\Delta_2 = \left( \frac{H \times \Delta_1}{H'} \right) \quad (4.1)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta_2}{L} \right) \quad (4.2)$$

$$V' = V - P \sin(\alpha) \quad (4.3)$$

- โดยที่
- $V'$  = แรงกระทำทางด้านข้างที่ปรับแก้ผลของแรงอัดตามแนวแกนแล้ว
  - $V$  = แรงกระทำทางด้านข้างที่ได้จากการทดสอบ
  - $P$  = แรงอัดตามแนวแกน
  - $\alpha$  = มุมที่เปลี่ยนไปจากแนวตั้งของแรงอัดตามแนวแกน
  - $H$  = ระยะจากจุดหมุนของเสาถึงจุดหมุนของเหล็กแกนให้แรงอัด
  - $H'$  = ระยะจากจุดหมุนของเสาถึงจุดที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง
  - $\Delta_1$  = ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ตำแหน่งแรงกระทำทางด้านข้าง
  - $\Delta_2$  = ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของจุดหมุนของเหล็กแกนให้แรงอัด
  - $L$  = ระยะจากจุดหมุนถึงจุดหมุนของเหล็กแกนสำหรับให้แรงอัด

ตัวอย่างการคำนวณการปรับแก้แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้งโดยตัวอย่างการคำนวณมีค่า  $H = 2384$  มม.  $H' = 1970$  มม.  $L = 2870$  มม. และแรงอัดตามแนวแกน  $P = 32$  ตัน ซึ่งข้อมูลคู่ลำดับระหว่างค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างกับแรงกระทำทางด้านข้างแสดงดังตารางทางด้านล่าง

ตารางที่ 4.6 ค่าคู่อันดับตัวอย่างการปรับแก้เนื่องจากแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้ง

ข้อมูลลำดับที่	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง $\Delta_1$ (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง V(ตัน)
1	0	0
2	-5.70	-3.80

ทำการหาค่าระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ( $\Delta_2$ ) โดยใช้ความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตคือ

$$\Delta_2 = \left( \frac{H \times \Delta_1}{H'} \right) = \left( \frac{2384 \times (-5.70)}{1970} \right) = -6.90 \text{ มม.}$$

จากผลที่ได้ทำการหาค่ามุมที่เบี่ยงไปของเหล็กซึ่งใช้ให้แรงในแนวตั้ง ( $\alpha$ ) โดยใช้ความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตคือ

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta_2}{L} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{-6.90}{2870} \right) = -0.0024$$

เพราะฉะนั้นจะได้ค่ากำลังต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่แท้จริงเป็น

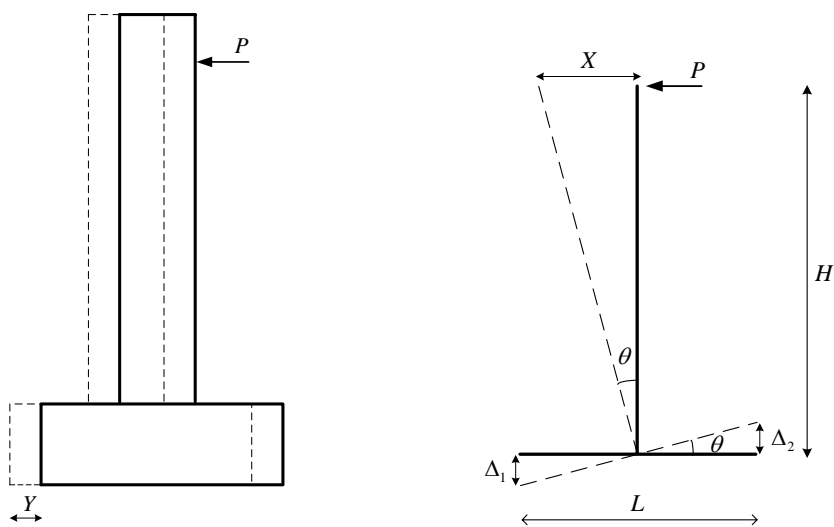
$$V' = V - P \sin(\alpha) = -3.80 - 32 \sin(-0.0024) = -3.72 \text{ ตัน}$$

#### 4.6.2 การปรับแก้การเคลื่อนที่เนื่องจากการเลื่อนไถลและการหมุนของฐานราก

ระหว่างการทดสอบนั้นแรงจะถูกกระทำทางด้านข้างจากเครื่องให้แรง ซึ่งอาจมีผลทำให้ฐานของตัวอย่างทดสอบมีการเคลื่อนที่ไป ซึ่งทำให้ระยะการเคลื่อนที่ของเสาตัวอย่างนั้นมีค่ามากเกินไปกว่าค่าที่เป็นจริง โดยการปรับแก้จะกระทำโดยนาระยะการเคลื่อนที่ของฐานตัวอย่างทดสอบซึ่งได้ทำการเก็บข้อมูลการเคลื่อนที่จากเคลื่อนวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า นำมาลบออกจากระยะการเคลื่อนที่ของตัวอย่างเสาที่สภาวะนั้นๆ

นอกจากฐานตัวอย่างทดสอบจะสามารถเลื่อนไถลแล้วยังอาจเกิดการหมุนตัวของฐาน ซึ่งการหมุนตัวอย่างฐานนั้นจะทำให้ระยะการเคลื่อนที่ของเสาตัวอย่างผิดจากความเป็นจริงไป โดยวิธีการปรับแก้การหมุนของฐานรานั้นจะทำได้โดยการคำนวณหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่เกิดจากการหมุนของฐานตัวอย่างทดสอบจากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตแล้วทำการลบออกจาก

ระยะเวลาเคลื่อนที่ของเสาตัวอย่างที่สภาวะนั้นๆ ซึ่งรูปที่ 4.25 แสดงภาพประกอบการปรับแก้ เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างและการหมุนของฐานรากสมการที่ 4.4 และ 4.5 แสดงถึงการปรับแก้เนื่องจากการเคลื่อนที่และการหมุนของฐานรากตามลำดับ



รูปที่ 4.25 การปรับแก้เนื่องจากการเคลื่อนที่และการหมุนของฐานราก

$$\Delta_{real} = \Delta_{record} - Y - X \quad (4.4)$$

$$X = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{L} \cdot H \quad (4.5)$$

- โดยที่
- $Y$  = ระยะเวลาเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากการไถลของฐานราก
  - $X$  = ระยะเวลาเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากการหมุนของฐานราก
  - $\Delta_1$  = การหมุนเอียงของฐานราก 1
  - $\Delta_2$  = การหมุนเอียงของฐานราก 2
  - $H$  = ระยะจากจุดหมุนของเสาถึงจุดที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง
  - $L$  = ระยะห่างระหว่างเครื่องวัดระยะเวลาเคลื่อนที่ทั้งสองตัว

ตัวอย่างการคำนวณการปรับแก้การเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของการเลื่อนไถลของฐานรากและการหมุนเอียงของฐานรากโดยตัวอย่างการคำนวณมีค่า  $H = 2170$  มม.  $L = 1340$  มม. ซึ่งข้อมูลคู่อันดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง แรงกระทำทางด้านข้าง การเลื่อนไถลของฐานราก,  $\Delta$  การหมุนเอียงของฐานราก 1,  $\Delta_1$  (มม.) และการหมุนเอียงของฐานราก 2,  $\Delta_2$  (มม.) แสดงดังตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.7 ค่าคู่อันดับตัวอย่างการปรับแก้เนื่องจากการเลื่อนไถลและการหมุนของฐานราก

ข้อมูลลำดับที่	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (มม.)	แรงกระทำทางด้านข้าง (ตัน)	การเลื่อนไถลของฐานราก $\Delta$ (มม.)	การหมุนเอียงของฐานราก $\Delta_1$ (มม.)	การหมุนเอียงของฐานราก $\Delta_2$ (มม.)
1	0	0	0	0	0
2	-5.70	-3.80	-0.09	-0.19	0.18

ทำการหาระยะการเลื่อนไถลของฐานราก( $\Delta$ ) ซึ่งจะได้ =  $-0.09$  มม.

จากนั้นทำการหาค่าระยะเนื่องจากผลของการหมุนเอียงของฐานราก( $X$ ) โดยใช้ความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตซึ่งจะได้ว่า

$$X = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{L} \cdot H = \frac{-0.19 - 0.18}{1340} \cdot 2170 = -0.60 \text{ มม.}$$

เพราะฉะนั้นจะได้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่แท้จริงมีค่าเท่ากับ

$$= -5.70 - (0.09) - (-0.60)$$

$$= -5.01 \text{ มม.}$$

## บทที่ 5

### ผลการทดสอบ

ในบทนี้จะได้ทำการอธิบายถึงผลการทดสอบของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่าง โดยจะได้ อธิบายถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบของตัวอย่างทดสอบ ความสัมพันธ์ต่างๆ อาทิเช่น ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ที่กระทำกับค่าความโค้ง ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดทั้งเหล็กเสริมตามยาวและ เหล็กเสริมทางขวางกับแรงกระทำด้านข้างรวมถึงรูปแบบการแตกร้าว นอกจากนี้ยังได้ เปรียบเทียบความสามารถในการสลายพลังงานและค่าความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ

#### 5.1 พฤติกรรมทั่วไปที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบ

##### 5.1.1 ตัวอย่าง C-09-200

เมื่อให้แรงกระทำด้านข้างแก่ตัวอย่างทดสอบจนการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการ เคลื่อนตัว (drift ratio) 0.5% จะพบรอยร้าวเกิดขึ้นเนื่องจากเกิดการดัดที่ระดับความสูงประมาณ 20,40,60,80,100 ซม. จากระดับโคนเสา และรอยร้าวเพิ่มขยายมากขึ้นตามจำนวนรอบที่ทดสอบ จนกระทั่งการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีค่าอัตราการเคลื่อนตัว 1.0% พบรอยแตกร้าวที่บริเวณ โคนเสาเนื่องจากการรับแรงอัดจนกระทั่งการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 3.0% จะพบการหลุดร่อน (spalling) ของคอนกรีตบริเวณโคนเสาเนื่องจากแรงอัดและรอยร้าวที่เกิด บริเวณโคนเสามีการเปิดที่ใหญ่ขึ้น เมื่อการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 4.0% จะพบรอยร้าวในแนวตั้งซึ่งมีขนาดประมาณ 10-15 ซม. ที่บริเวณโคนเสาและที่การเคลื่อนที่ ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 4.5% เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตขนาดใหญ่ตลอดโคน เสาในระดับที่ 1 ในทิศตะวันออกและตะวันตกซึ่งสามารถมองเห็นเหล็กปลอกและสามารถมองเห็น การโก่งเดาะของเหล็กยื่นได้ที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่า 5.0% การวิบัติของตัวอย่าง C-09-200 เป็น การวิบัติเนื่องจากแรงดัด (flexure failure) ซึ่งสังเกตได้จากรอยแตกร้าวซึ่งแสดงในภาคผนวก ค การแตกร้าวที่บริเวณโคนเสาหลังสิ้นสุดการทดสอบมีขนาดใหญ่รูปที่ 5.1 แสดงลักษณะของ ตัวอย่างหลังสิ้นสุดการทดสอบซึ่งจะพบว่าเหล็กยื่นของเสาตัวอย่างทดสอบเกิดการโก่งเดาะและ ของอของเหล็กเสริมทางขวางซึ่งมีการงอขอ 90 องศาบริเวณโคนเสานั้นไม่พบการ้าออก



(ก) C-09-200 ทิศตะวันออก-ทิศเหนือ



(ข) C-09-200 ทิศเหนือ-ทิศตะวันตก



(ค) C-09-200 ทิศใต้-ทิศตะวันออก

รูปที่ 5.1 ลักษณะของตัวอย่าง C-09-200 หลังสิ้นสุดการทดสอบ



### 5.1.2 ตัวอย่าง C-12-150

เมื่อให้แรงกระทำด้านข้างแก่ตัวอย่างทดสอบจนการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 0.5% จะพบรอยร้าวเกิดขึ้นเนื่องจากเกิดการดัดที่ระดับความสูงประมาณ 30,60,90 ซม. จากระดับโคนเสา และรอยร้าวเพิ่มขยายมากตามจำนวนรอบที่ทดสอบจนกระทั่งการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 1.0% เกิดรอยแตกร้าวที่บริเวณโคนเสาเนื่องจากการรับแรงอัดจนกระทั่งการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 3.0% จะพบว่ารอยร้าวบริเวณโคนเสามีขนาดใหญ่ขึ้นเนื่องจากแรงอัด เมื่อการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 3.5% พบคอนกรีตบริเวณโคนเสาเกิดการหลุดร่อนออก (spalling) เมื่อการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 5.0% จะพบรอยร้าวในแนวทแยงบริเวณโคนเสาในทิศตะวันออกและทิศตะวันตกซึ่งมีขนาดประมาณ 10 ซม. และเกิดรอยแตกร้าวในแนวตั้งในทิศทางของทิศเหนือและทิศใต้ การหลุดร่อนที่โคนเสามากขึ้นจนสามารถที่จะมองเห็นเหล็กยื่นของตัวอย่างทดสอบ ที่การเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 5.5% เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตขนาดใหญ่ ซึ่งสามารถมองเห็นเหล็กปลอกและสามารถมองเห็นการโก่งเดาะของเหล็กยื่นได้

การวิบัติของตัวอย่าง C-12-150 เป็นการวิบัติเนื่องจากแรงดัด (flexure failure) ซึ่งสังเกตได้จากรอยแตกร้าวซึ่งแสดงในภาคผนวก ค ซึ่งพบว่ารอยแตกที่บริเวณโคนเสาหลังสิ้นสุดการทดสอบมีขนาดใหญ่และรูปที่ 5.2 แสดงลักษณะของตัวอย่างหลังสิ้นสุดการทดสอบ ซึ่งจะพบว่าเหล็กยื่นของเสาตัวอย่างทดสอบเกิดการโก่งเดาะ ของของเหล็กเสริมทางขวางซึ่งมีการงอขอ 135 องศา นั้นยังคงอยู่ในสภาพที่เหมือนเดิม



รูปที่ 5.2 ลักษณะของตัวอย่าง C-12-150 หลังสิ้นสุดการทดสอบ



(ก) C-12-150 ทิศเหนือ-ทิศตะวันตก



(ข) C-12-150 ทิศตะวันตก-ทิศใต้



(ค) C-12-150 ทิศใต้-ทิศตะวันออก

รูปที่ 5.2 (ต่อ) ลักษณะของตัวอย่าง C-12-150 หลังสิ้นสุดการทดสอบ

### 5.1.3 ตัวอย่าง C-12-090

เมื่อให้แรงกระทำด้านข้างแก่ตัวอย่างทดสอบจนการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัวประมาณ 0.5% จะพบรอยร้าวเกิดขึ้นเนื่องจากเกิดการดัดที่ระดับความสูงประมาณ 20,40,60,80 ซม. จากระดับโคนเสา และรอยร้าวเพิ่มขยายมากตามจำนวนรอบที่ทดสอบจนกระทั่งการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 2.5% จึงสังเกตเกิดรอยแตกร้าวที่บริเวณโคนเสาเนื่องจากการรับแรงอัด เมื่อการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัวประมาณ 3.0% จะพบว่ารอยร้าวบริเวณโคนเสามีขนาดใหญ่ขึ้นเนื่องจากแรงอัดจนการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 3.5% คอนกรีตบริเวณโคนเสาเกิดการหลุดร่อนออกเล็กน้อย (spalling) เมื่อการเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 5.0% เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตบริเวณโคนเสาซึ่งมีขนาดประมาณ 5 ซม. ในระดับที่ 1 ซึ่งสามารถมองเห็นเหล็กเสริมทางขวางได้ การหลุดร่อนที่โคนเสามากขึ้นจนสามารถที่จะมองเห็นเหล็กยื่นของตัวอย่างทดสอบ ที่การเคลื่อนที่ด้านข้างที่หัวเสามีอัตราการเคลื่อนตัว 5.5%

การวิบัติของตัวอย่าง C-12-090 เป็นการวิบัติเนื่องจากแรงดัด (flexure failure) ซึ่งสังเกตได้จากรอยแตกร้าวซึ่งแสดงดังภาคผนวก ค การแตกร้าวที่บริเวณโคนเสาหลังสิ้นสุดการทดสอบมีขนาดประมาณ 10 ซม. และรูปที่ 5.3 แสดงลักษณะของเหล็กเสริมหลังสิ้นสุดการทดสอบ ซึ่งจะพบว่าเหล็กยื่นของเสาตัวอย่างทดสอบยังคงอยู่ในสภาพปกติ ของของเหล็กเสริมทางขวางซึ่งมีการงอ 135 องศา นั้นยังคงอยู่ในสภาพที่เหมือนเดิม

ซึ่งจากการสังเกตพฤติกรรมภายนอกของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้นพบว่าเสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้นนั้นเกิดการวิบัติเนื่องจากการดัดเป็นหลัก (flexure failure) รอยแตกร้าวแนวอนที่เกิดขึ้นในช่วงแรกของการทดสอบนั้นแสดงให้เห็นถึงการแตกร้าวเนื่องจากการดัดอย่างชัดเจน ซึ่งจะพบว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นนั้นจะเกิดขึ้นที่บริเวณตำแหน่งที่มีการเสริมเหล็กทางขวาง ในตัวอย่าง C-09-200 จะพบรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดได้บริเวณตำแหน่งที่ความสูงจากโคนเสาประมาณ 20,40,60,80 ตามลำดับ ซึ่งเป็นระยะที่ได้ทำการเสริมเหล็กตามขวาง ตัวอย่าง C-12-150 ซึ่งมีการเสริมเหล็กทางขวางทุกๆระยะ 15 ซม. นั้นจะพบรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดได้บริเวณตำแหน่งที่ความสูงจากโคนเสาประมาณ 30,60,90 ตามลำดับ และในตัวอย่าง C-12-90 ซึ่งได้ทำการเสริมเหล็กทางขวางที่ทุกๆระยะ 9 ซม. จากโคนเสา จะพบรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัดที่บริเวณตำแหน่งความสูงจากโคนเสาประมาณ 20,40,60 ซม. ตามลำดับเช่นกันโดยทั่วไปแล้วพฤติกรรมที่สังเกตภายนอกจะพบว่าตัวอย่างทดสอบ C-12-090 จะพบความเสียหายน้อยที่สุดและตัวอย่างทดสอบ C-12-150 และ C-09-200 พบความเสียหายที่มากกว่าอย่างชัดเจน รูปที่ 5.4 แสดงลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบซึ่งมีอัตราการเคลื่อนตัวเท่ากับ 1.5% 3.0% และ 4.5% ตามลำดับ



(ก) C-12-090 ทิศตะวันออก

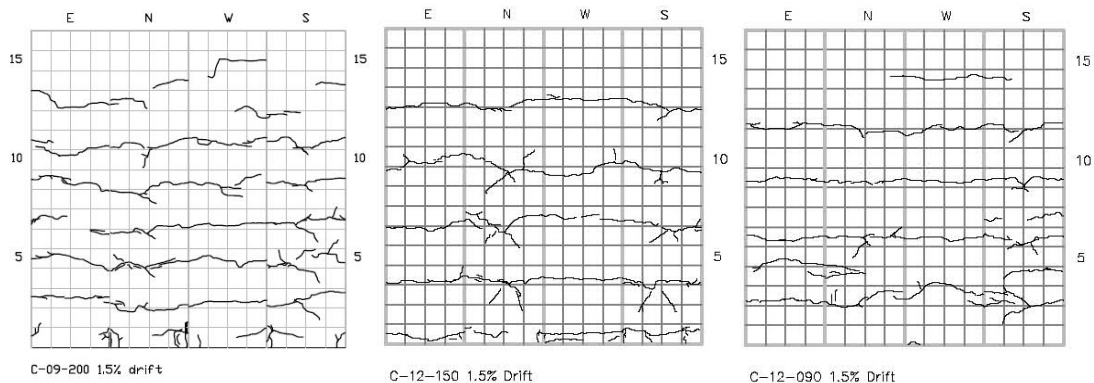


(ข) C-12-090 ทิศเหนือ-ทิศตะวันตก

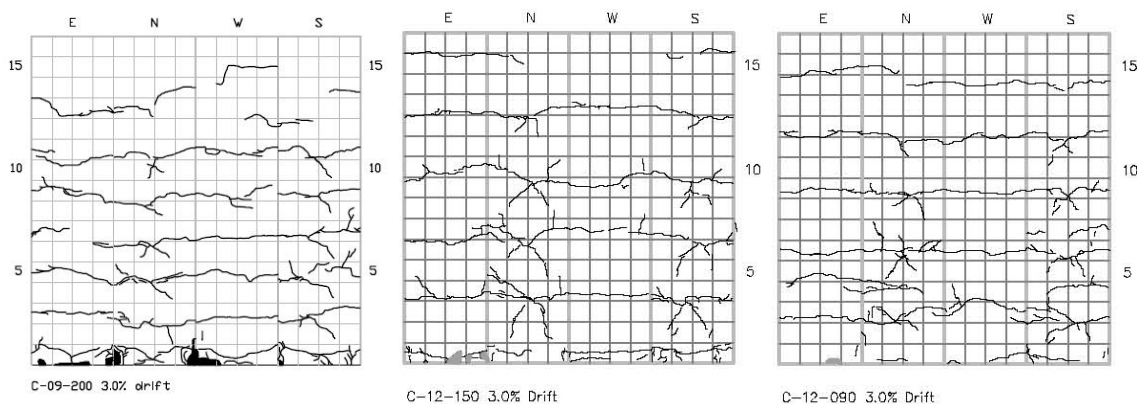


(ค) C-12-090 ทิศตะวันตก-ทิศใต้

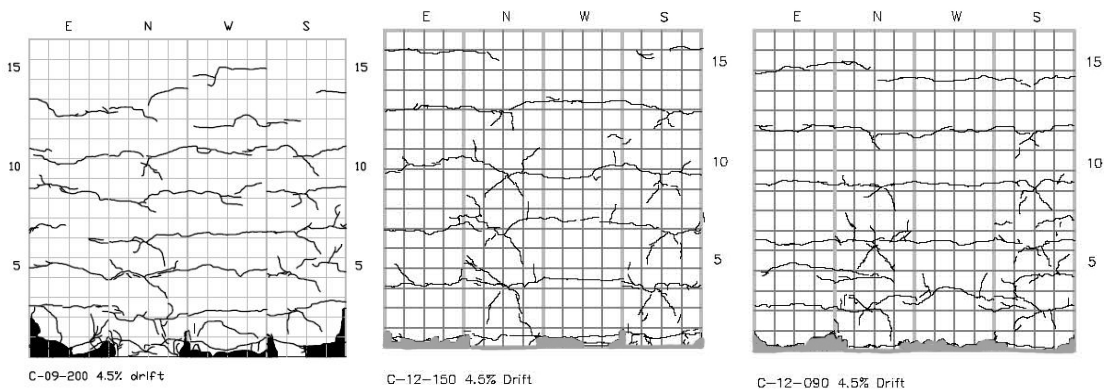
รูปที่ 5.3 ลักษณะของตัวอย่าง C-12-090 หลังสิ้นสุดการทดสอบ



(ก) อัตราส่วนการเคลื่อนตัว 1.5%



(ข) อัตราส่วนการเคลื่อนตัว 3.0%



(ค) อัตราส่วนการเคลื่อนตัว 4.5%

รูปที่ 5.4 รอยแตกร้าวที่อัตราส่วนการเคลื่อนตัว 1.5% 3.0% และ 4.5%

## 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

จากการทดสอบเสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้นนั้น ข้อมูลที่ได้สามารถนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โดยที่แรงกระทำทางด้านข้างที่ได้นั้น จะได้ทำการปรับแก้ค่าผลเนื่องจากผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ไม่อยู่ในแนวตั้งตามหัวข้อที่ 3.6.1 และการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนั้น จะได้ทำการปรับแก้ผลของการไถลของฐานรากและการหมุนของฐานรากตามหัวข้อที่ 3.6.2

แรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนั้นถูกกำหนดโดยเครื่องหมาย + หมายถึงแรงทางด้านข้างที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักไฮดรอลิกซ์เกิดแรงดึงและเครื่องหมาย - หมายถึงแรงกระทำทางด้านข้างที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักไฮดรอลิกซ์เกิดแรงอัด โดยค่าสูงสุดต่างๆเช่น ค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด ค่าระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากแรงกระทำสูงสุดนั้นแสดงในตารางที่ 5.1

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนั้นจะอ้างอิงจากค่าอัตราการเคลื่อนที่ซึ่งนิยามว่า

$$\text{อัตราการเคลื่อนที่} = \frac{\delta}{L} \times 100 \quad (5.1)$$

โดยที่  $\delta$  คือระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่หัวเสา  
 $L$  คือระยะความสูงของเสา (มีค่า 2170 มม. ในงานวิจัยนี้)

และค่าความเหนียวนิยามโดย

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (5.2)$$

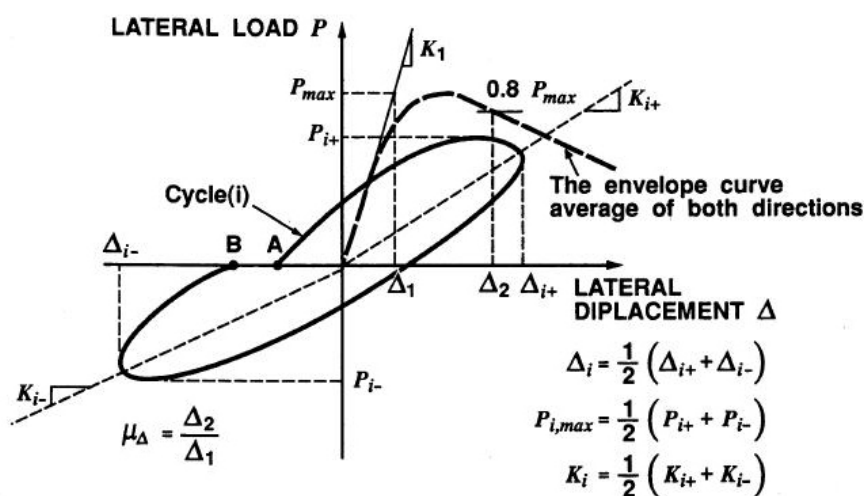
โดยที่  $\mu$  คือค่าความเหนียว  
 $\delta_u$  คือระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่หัวเสาเมื่อแรงลดลงเหลือ 80%ของแรงกระทำสูงสุด  
 $\delta_y$  คือระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่หัวเสา ณ จุดคราก

ตัวแปรที่สำคัญในการหาค่าความเหนียวนั้นก็คือนิยามค่า  $\delta_y$  ซึ่งในอดีตที่ผ่านมานักวิจัยหลายท่านได้เสนอการหาค่า  $\delta_y$  ไว้หลายวิธีที่แตกต่างกันได้แก่

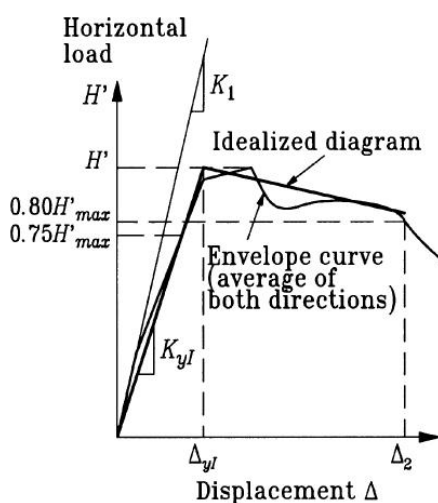
- การหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดครากจากจุดที่เหล็กยื่นรับแรงดึงเส้นแรกเริ่มคราก (1<sup>st</sup> steel yielding) โดย Xiao and Yun (2002)

- การหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดครากจากเส้นสัมผัส ณ จุดเริ่มต้น (initial tangent) โดย Sheikh และ Khoury (1993) ซึ่งหาได้จากการลากเส้นตรงสัมผัสจุดเริ่มต้นไปจนถึงเส้นตรงที่ขนานกับแกนนอนที่ลากจากจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่ามากที่สุด

- การหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดครากจากจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเท่ากับ 75 % ของแรงกระทำสูงสุด (75% secant approach) โดย Legeron and Paultre (2002) ซึ่งหาได้จากการลากเส้นตรงจากจุดเริ่มต้นผ่านจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่า 75% ของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด ไปจนถึงเส้นตรงที่ขนานกับแกนนอนที่ลากจากจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่ามากที่สุดโดยรูปที่ 5.5 และรูปที่ 5.6 แสดงวิธีการหาค่าความเหนียวด้วยวิธีแบบต่างๆ



รูปที่ 5.5 วิธีการประเมินค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ตัวโดย Sheikh และ Khoury (1993)

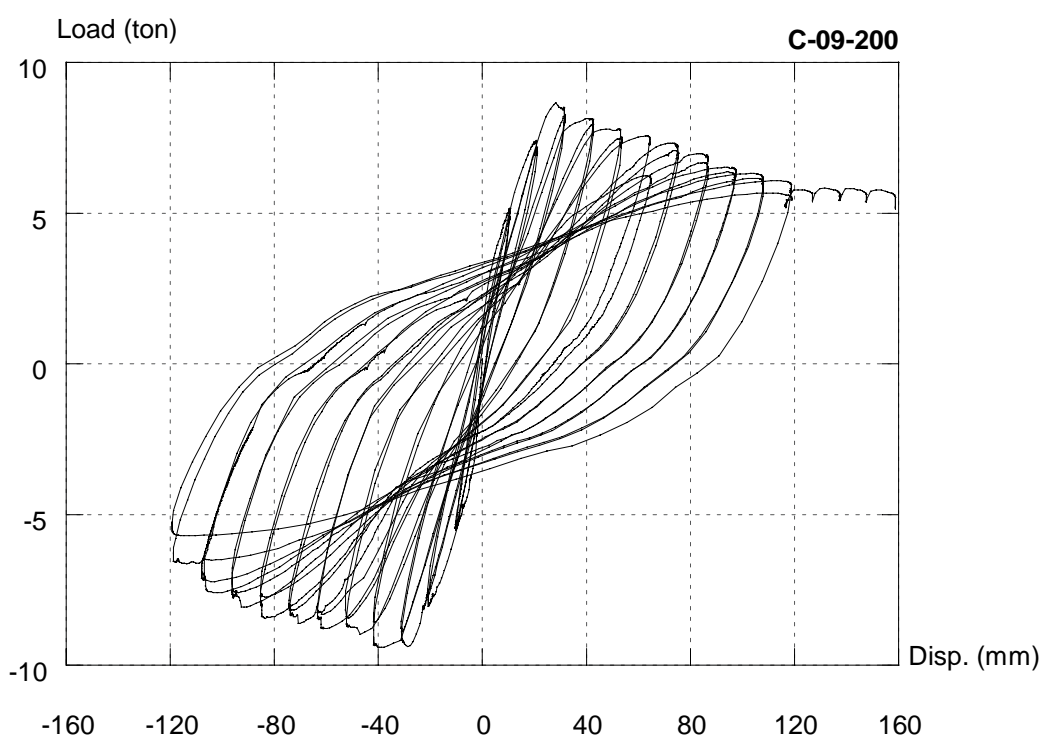


รูปที่ 5.6 วิธีการประเมินค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ตัวโดย Legeron and Paultre (2002)

### 5.2.1 ตัวอย่าง C-09-200

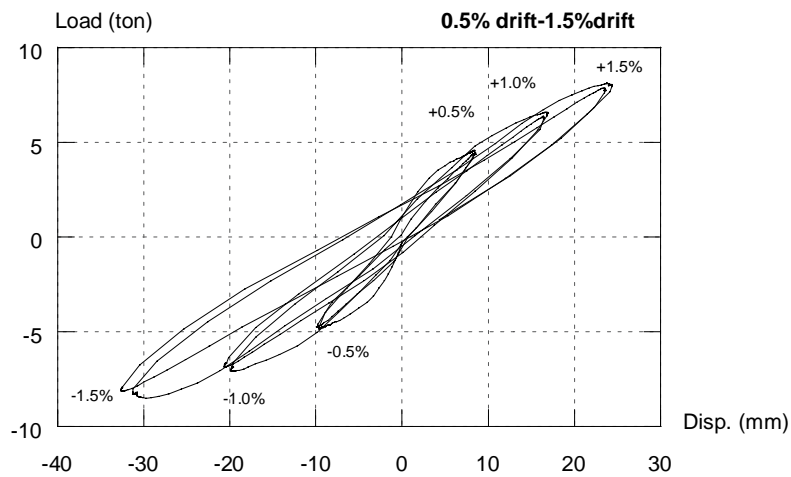
ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-09-200 นั้นแสดงได้ดังรูปที่ 5.7 ซึ่งจะพบว่าวงรอบมีลักษณะที่มีเสถียรภาพ (stable hysteresis loop) จนสิ้นสุดการทดสอบ โดยเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างจนการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่หัวเสา มีค่าเท่ากับ 26.5 มิลลิเมตรพบว่าเหล็กเสริมเส้นแรกได้เกิดการคราก โดยค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดมีค่าเท่ากับ 8.8 ตัน การเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่า 29.9 มิลลิเมตร (1.38% drift) และเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างลดลงเหลือ 80% ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดซึ่งมีค่าเท่ากับ 7.0 ตัน พบว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าเท่ากับ 97.3 มิลลิเมตร โดยการทดสอบสามารถดำเนินการได้จนจบการทดสอบ แม้ว่าแรงกระทำด้านข้างจะลดลงมากกว่า 32% ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุด

โดยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ที่หัวเสา ในช่วงเริ่มต้นของการทดสอบถึงระยะการเคลื่อนที่อัตราการเคลื่อนตัว 1.5% นั้นแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมที่เป็นเส้นตรง (elastic) โดยในการทดสอบตั้งแต่การเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่อัตราการเคลื่อนตัว 1.5% จะพบว่าความชันของกราฟ (stiffness) เริ่มมีค่าลดลงเนื่องมาจากรอยแตกร้าวที่ขยายมากขึ้น

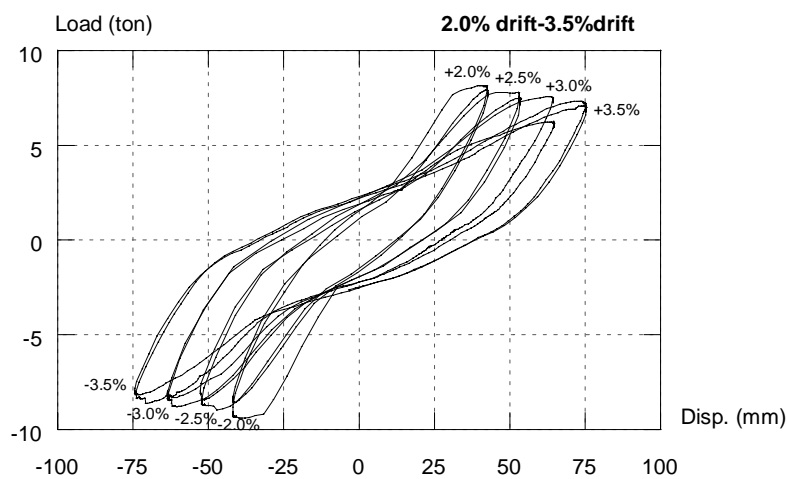


รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-09-200

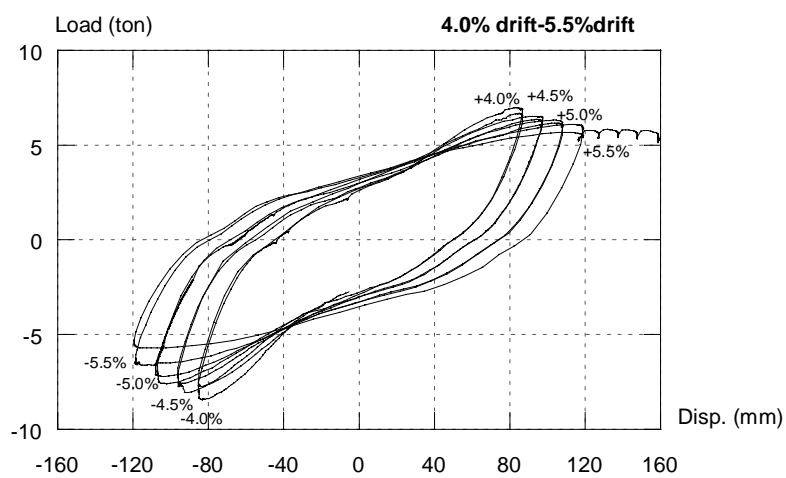




(ก) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 0.5%-1.5%



(ข) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 2.0%-3.5%



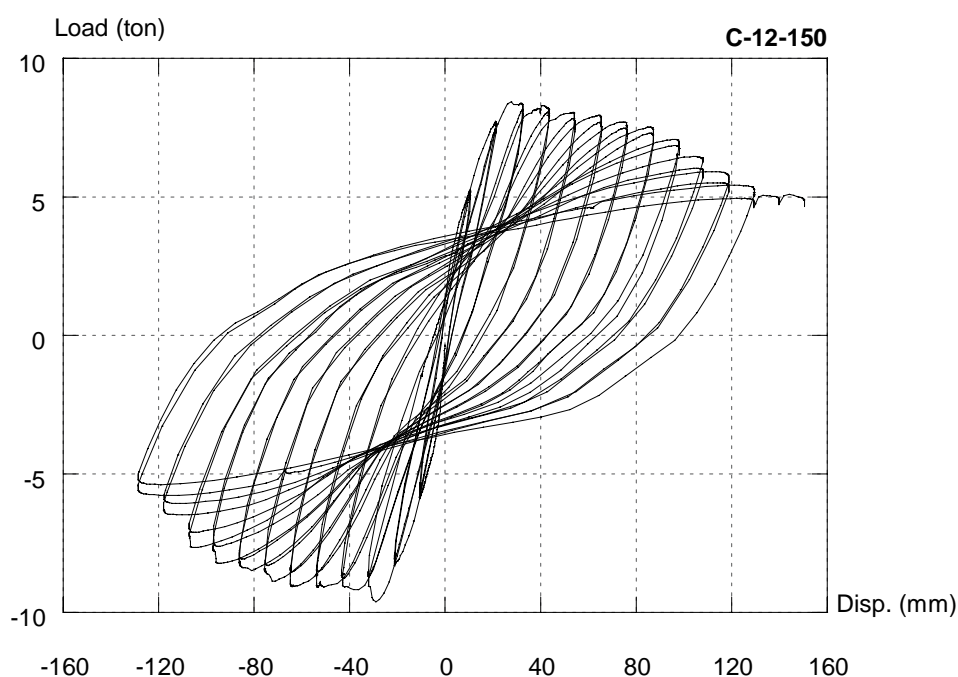
(ค) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 4.0%-5.5%

รูปที่ 5.6 (ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-09-200

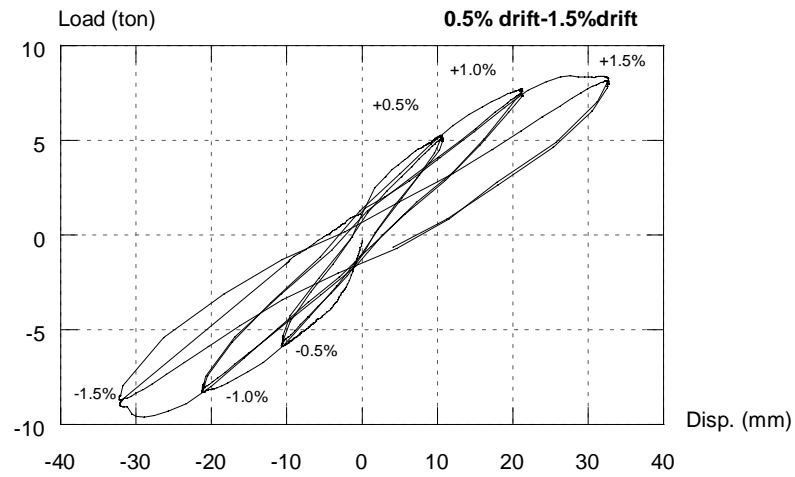
## 5.2.2 ตัวอย่าง C-12-150

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-150 นั้นแสดงได้ดังรูปที่ 5.8 ซึ่งจะพบว่าวงรอบมีลักษณะที่มีเสถียรภาพ (stable hysteresis loop) จนสิ้นสุดการทดสอบคล้ายกับตัวอย่าง C-09-200 โดยเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างจนการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่หัวเสามีค่าเท่ากับ 19.5 มิลลิเมตรพบว่าเหล็กเสริมเส้นแรกได้เกิดการคราก โดยค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดมีค่าเท่ากับ 8.7 ตัน การเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่า 31.2 มิลลิเมตร (1.44% drift) และเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างลดลงเหลือ 80% ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดซึ่งมีค่าเท่ากับ 7 ตัน พบว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าเท่ากับ 102 มิลลิเมตร โดนการทดสอบสามารถดำเนินการได้จนจบการทดสอบแม้ว่าแรงกระทำด้านข้างจะลดลงมากกว่า 38 % ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุด

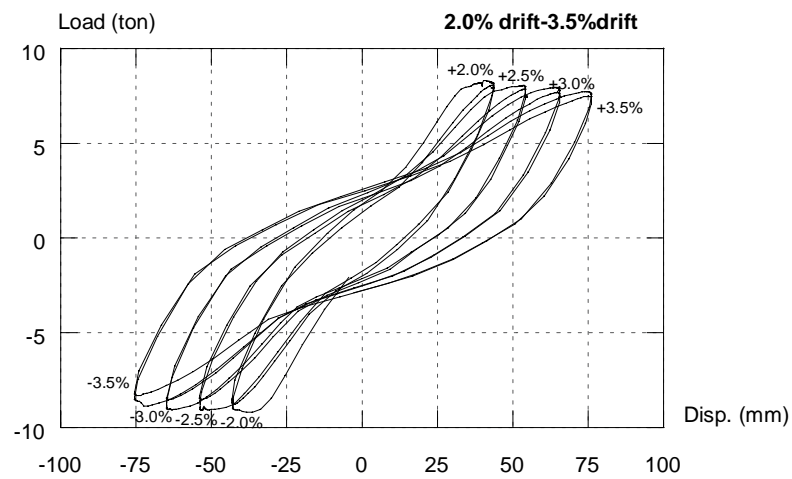
โดยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ที่หัวเสา ในช่วงเริ่มต้นของการทดสอบถึงอัตราการเคลื่อนที่ตัว 1.5% นั้นแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมที่เป็นเส้นตรง (elastic) โดยในการทดสอบตั้งแต่อัตราการเคลื่อนที่ตัว 1.5% จะพบว่าความชันของกราฟ (stiffness) เริ่มมีค่าลดลงอย่างชัดเจนเนื่องมาจากรอยแตกร้าวที่ขยายมากขึ้น



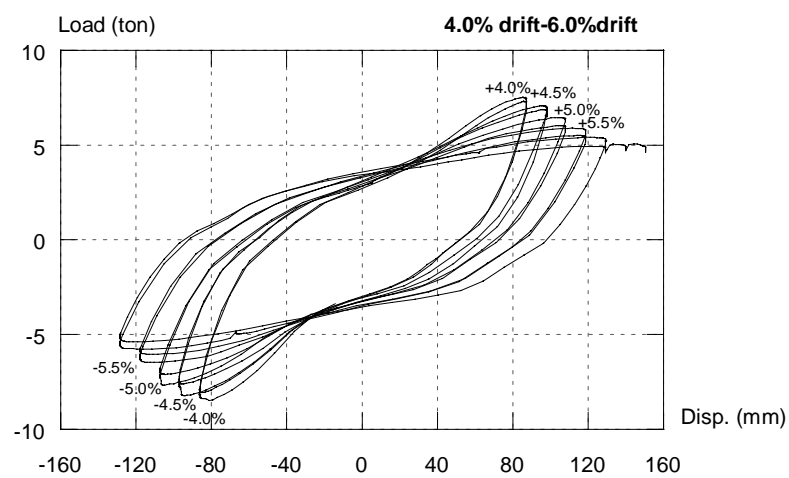
รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-150



(ก) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 0.5%-1.5%



(ข) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 2.0%-3.5%



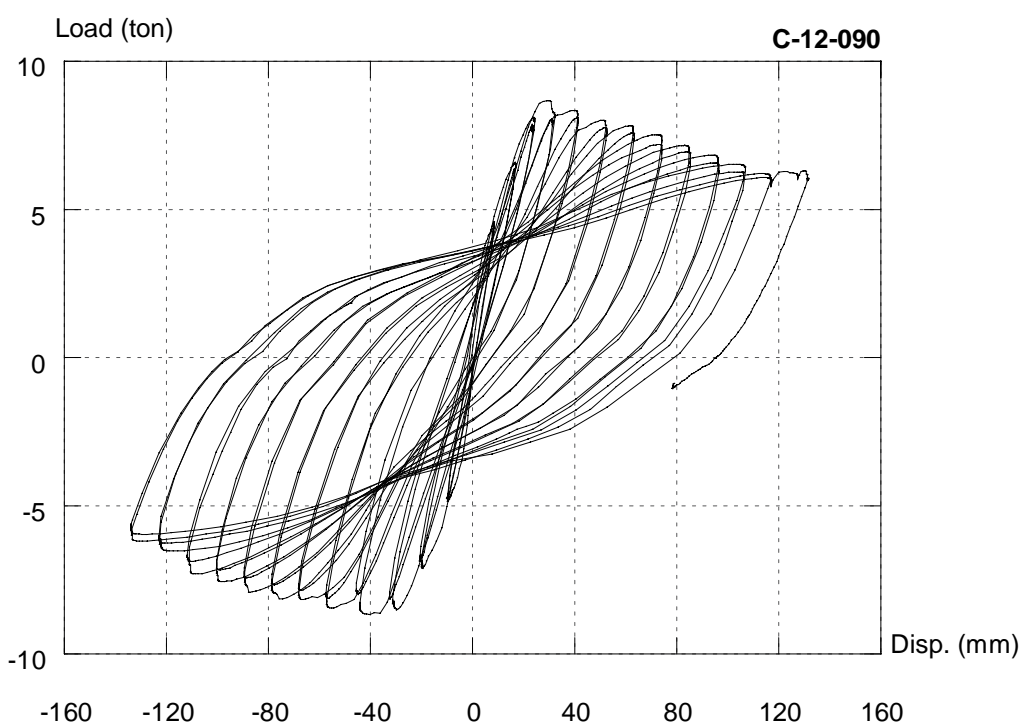
(ค) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 4.0%-6.0%

รูปที่ 5.7 (ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-150

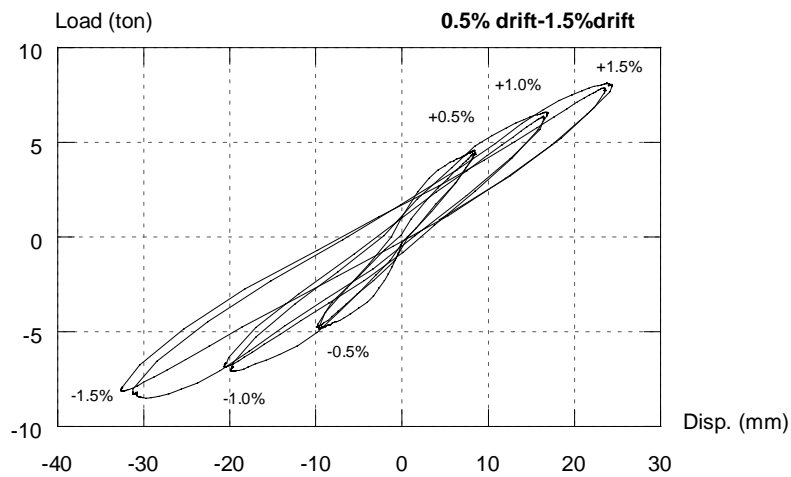
### 5.2.3 ตัวอย่าง C-12-090

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-090 นั้นแสดงได้ดังรูปที่ 5.9 ซึ่งจะพบว่าวงรอบมีลักษณะที่มีเสถียรภาพ (stable hysteresis loop) จนสิ้นสุดการทดสอบ โดยเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างจนการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่หัวเสา มีค่าเท่ากับ 21.0 มิลลิเมตรพบว่าเหล็กเสริมเส้นแรกได้เกิดการคราก โดยค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดมีค่าเท่ากับ 8.3 ตัน การเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่า 36.3 มิลลิเมตร (1.67% drift) และเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างลดลงเหลือ 80% ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดซึ่งมีค่าเท่ากับ 6.7 ตัน พบว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าเท่ากับ 97.3 มิลลิเมตร โดยในการทดสอบสามารถดำเนินการได้ จนจบการทดสอบแม้ว่าแรงกระทำด้านข้างจะลดลงมากกว่า 27 % ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุด

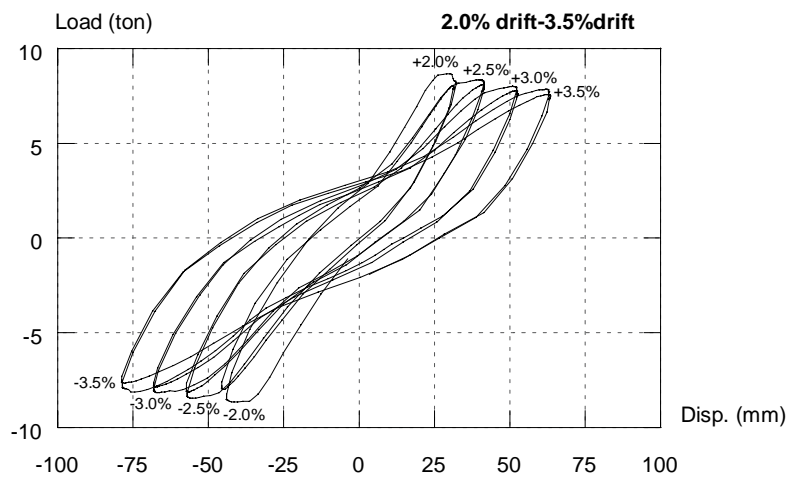
โดยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ที่หัวเสา ในช่วงเริ่มต้นของการทดสอบถึงอัตราการเคลื่อนตัว 1.5% นั้นแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมที่เป็นเส้นตรง (elastic) โดยในการทดสอบตั้งแต่อัตราการเคลื่อนตัว 1.5% จะพบว่าความชันของกราฟ (stiffness) เริ่มมีค่าลดลงเนื่องมาจากรอยแตกร้าวที่ขยายมากขึ้น



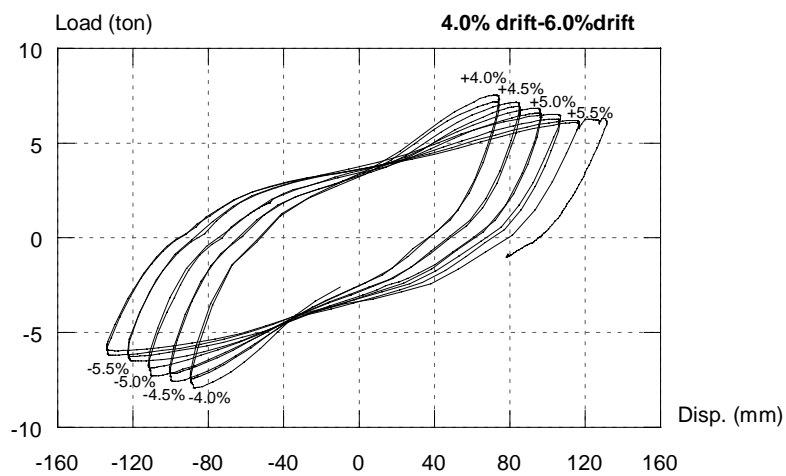
รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-090



(ก) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 0.5%-1.5%

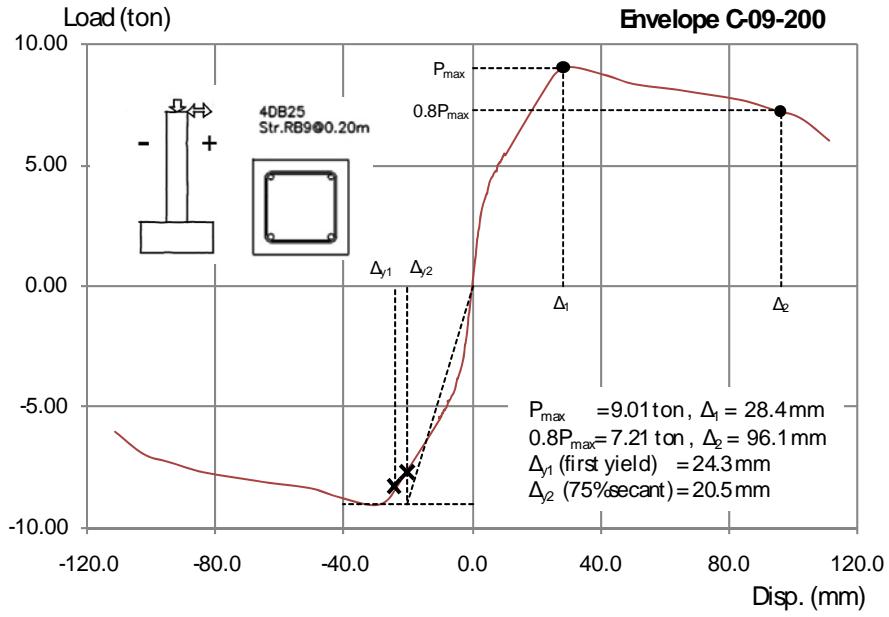


(ข) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 2.0%-3.5%

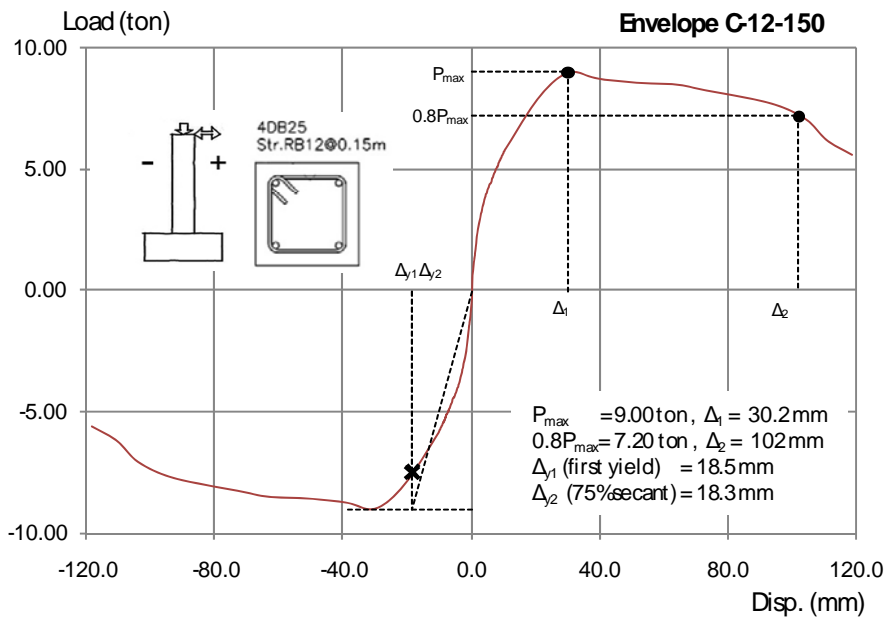


(ค) ช่วงอัตราการเคลื่อนตัว 4.0%-6.0%

รูปที่ 5.8 (ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของตัวอย่าง C-12-090

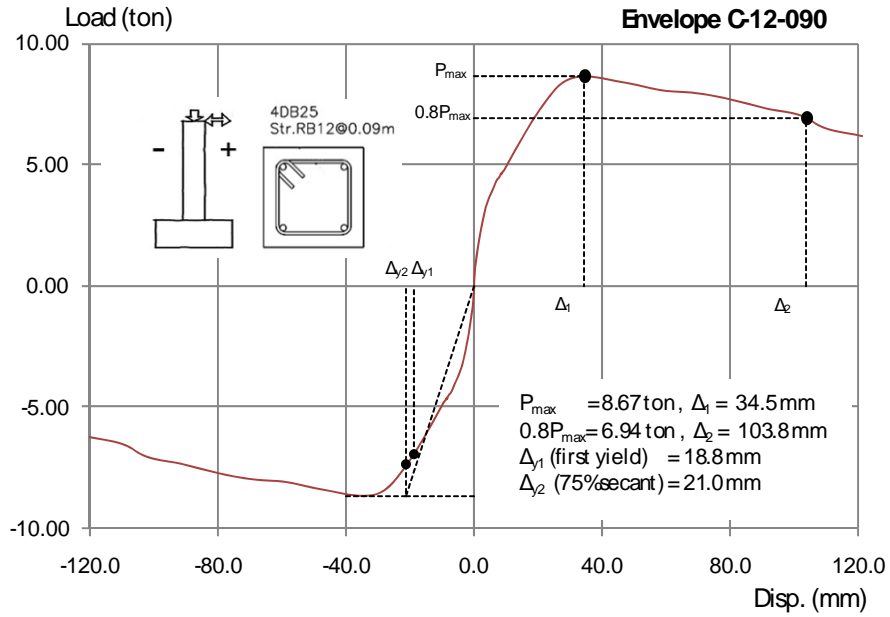


(ก) C-09-200

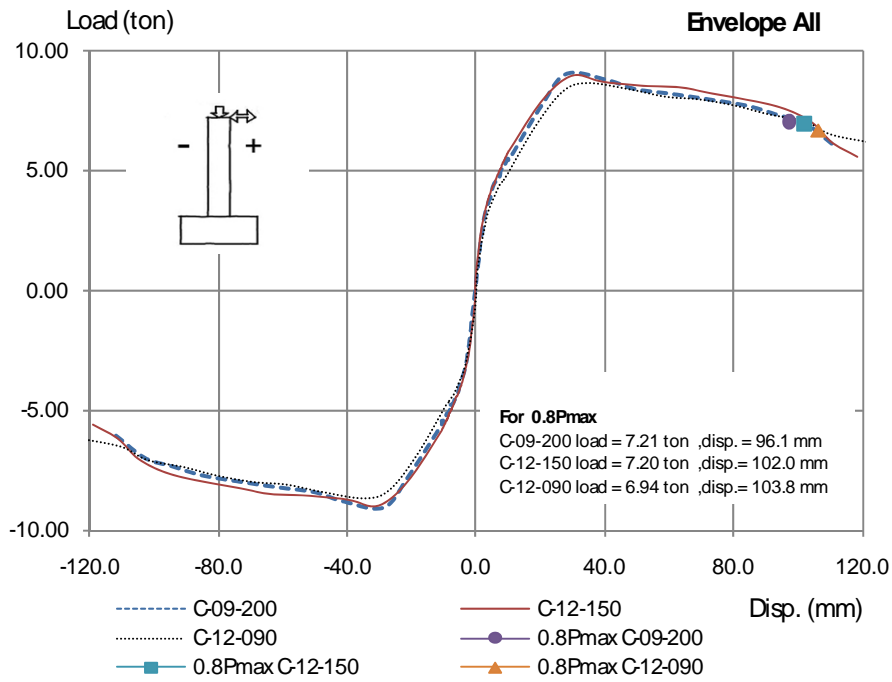


(ข) C-12-150

รูปที่ 5.10 เส้นโค้งขอบนอก (envelop curve)



(ค) C-12-090



(ง) เส้นโค้งขอบนอกของทั้ง 3 ตัวอย่าง

รูปที่ 5.9 (ต่อ) เส้นโค้งขอบนอก (envelop curve)

ตารางที่ 5.1 สรุปผลการทดสอบตัวอย่างเสา

Specimen	$P_{max}$ (ton)	Disp@ $P_{max}$ (mm)	0.8 $P_{max}$ (ton)	Disp@0.8 $P_{max}$ (mm)	Drift@0.8 $P_{max}$ (%)
C-09-200	9.01	28.4	7.21	96.1	4.4
C-12-150	9.00	30.2	7.20	102.0	4.7
C-12-090	8.67	34.5	6.94	103.8	4.8

Specimen	Disp (mm) 1 <sup>st</sup> steel yielding	Ductility 1 <sup>st</sup> steel yielding	Disp (mm) 75% secant	Ductility 75% secant
C-09-200	24.3	4.0	20.5	4.7
C-12-150	18.5	5.5	18.3	5.6
C-12-090	18.8	5.5	21.0	4.9

รูปที่ 5.10 แสดงถึงการเปรียบเทียบเส้นโค้งขอบนอก (envelope) ของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง ซึ่งจะพบว่าในช่วงแรกของเส้นโค้งขอบนอกตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างมีลักษณะที่ใกล้เคียงกันโดยที่ตัวอย่าง C-12-200 และ C-12-150 จะมีแรงด้านข้างกระทำสูงสุดประมาณ 9.0 ตันและตัวอย่าง C-12-090 มีแรงด้านข้างกระทำสูงสุดเท่ากับ 8.67 ตัน และในช่วงการลดลงของกำลัง (strength degradation) พบว่าตัวอย่าง C-12-150 จะมีค่าแรงกระทำด้านข้างที่สูงกว่าตัวอย่าง C-09-200 และ C-12-090 แต่ในช่วงท้ายของการทดสอบพบว่าตัวอย่าง C-09-200 และ C-12-150 จะมีการลดลงของแรงกระทำด้านข้างอย่างรวดเร็วเมื่อเทียบกับตัวอย่าง C-12-090 ซึ่งยังมีลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่ที่ลดลงอย่างค่อนข้างคงที่

โดยตารางที่ 5.1 แสดงผลการสรุปการทดสอบของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างพบว่าตัวอย่างทดสอบ C-09-200 ซึ่งเป็นตัวแทนสะพานทางหลวงชนบทมีระยะเคลื่อนตัวสูงสุดน้อยที่สุดมีค่าเท่ากับ 4.4 %โดยมีค่าความเหนียวเท่ากับ 4.0 ตัวอย่าง C-12-150 และ C-12-090 ซึ่งมีการเพิ่มปริมาณการไอบริตที่มากขึ้นตามลำดับมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดเท่ากับ 4.7 %และ 4.8 %ตามลำดับ โดยมีค่าความเหนียวเท่ากับ 5.5 และ 5.5 ตามลำดับ นอกจากนั้นเป็นที่น่าสังเกตว่าค่าความเหนียวที่ได้จากการหาจุดครากโดยลากผ่านจุดที่มีค่าแรงกระทำด้านข้างมีค่า 75% ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดจะให้ค่าความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ C-12-090 มีค่าน้อยกว่าตัวอย่าง C-12-150 นั้นเป็นเพราะในการทดสอบพบว่าแรงกระทำสูงสุดของตัวอย่าง C-12-090 มีค่าน้อยกว่าตัวอย่าง C-12-150 นอกจากนั้นหากค่าการเคลื่อนตัวที่จุดครากมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยจะส่งผลต่อค่าความเหนียวที่มาก



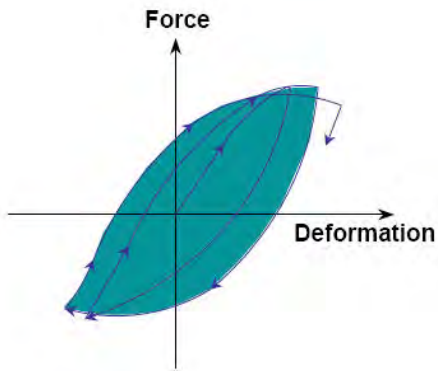
### 5.3 การสลายพลังงาน

นอกจากความเหนียวแล้วปัจจัยหนึ่งที่มีความสำคัญได้แก่การสลายพลังงาน เพราะเมื่อเกิดแผ่นดินไหวพลังงานจำนวนมากจะถูกถ่ายเทให้กับโครงสร้าง ถ้าโครงสร้างสามารถที่จะสลายพลังงานได้มากก็จะทำให้โครงสร้างนั้นมีความสามารถในการต้านแผ่นดินไหวได้ดีนั่นเอง

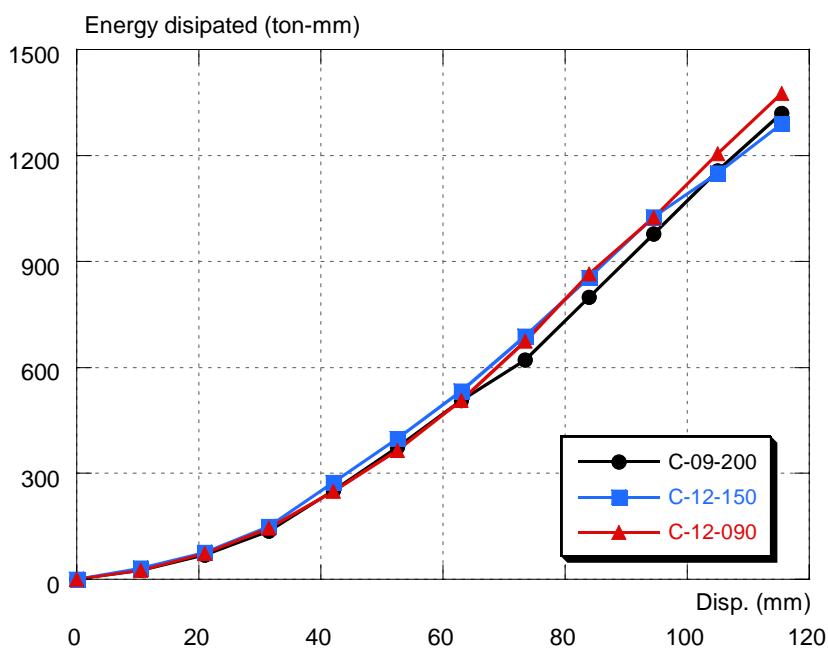
ในการคำนวณหาการสลายพลังงาน (energy dissipation) นั้นวิธีที่ง่ายและสะดวกในการคำนวณได้แก่การหาพื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแต่ละรอบของการทดสอบ ซึ่งแต่ละรอบจะเริ่มจากจุดที่การเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าเท่ากับศูนย์แล้วให้แรงกระทำทางด้านข้างไปในทิศทางลบจากนั้นให้แรงกระทำทางด้านข้างไปในทิศทางบวกจากนั้นให้แรงจนกระทั่งตัวอย่างทดสอบมีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับศูนย์จึงถือว่าครบ 1 รอบการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 5.11 ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีเชิงตัวเลขแบบสี่เหลี่ยมคางหมู (trapezoidal rule) เพื่อใช้ในการหาพื้นที่ใต้กราฟ

โดยรูปที่ 5.12 แสดงถึงความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างและตารางที่ 5.2 แสดงถึงสรุปการสลายพลังงานในแต่ละรอบทดสอบของทั้ง 3 ตัวอย่างทดสอบ ซึ่งจาก รูปที่ 5.12 แสดงให้เห็นได้ว่าในช่วงแรกของการทดสอบนั้น (0%-3% drift) ตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างมีการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันเนื่องจากในช่วงแรกๆของการทดสอบนั้นความเครียดในเหล็กยี่นั้นยังมีค่าไม่ถึงจุดคราก และในช่วง 3%-5.5% drift ของการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบ C-12-150 และ C-12-090 นั้นมีค่าการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกัน แต่มีการสลายพลังงานที่มากกว่าตัวอย่างทดสอบ C-09-200 เพราะพฤติกรรมการโอบรัดของเหล็กเสริมทางขวางจะส่งผลหลังจากเหล็กเสริมตามยาวเกิดการครากไปแล้วและในช่วงท้ายของการทดสอบจะพบว่าตัวอย่างทดสอบ C-12-150 มีการสลายพลังงานที่ลดลงเมื่อเทียบกับการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ C-12-090 จาก ตารางที่ 5.2 จะพบว่าค่าพลังงานสะสมของเสาตัวอย่าง C-09-200 มีค่าการสลายพลังงานสะสมที่น้อยที่สุด ซึ่งมีค่าเท่ากับ 6232 ตัน-มม. และเสาตัวอย่าง C-12-150 มีค่าการสลายพลังงานสะสมเท่ากับ 6472 ตัน-มม. ซึ่งมากกว่าเสาตัวอย่าง C-09-200 ในส่วนตัวอย่าง C-12-090 มีค่าการสลายพลังงานสะสมมากที่สุดซึ่งมีค่าเท่ากับ 6507 ตัน-มม.

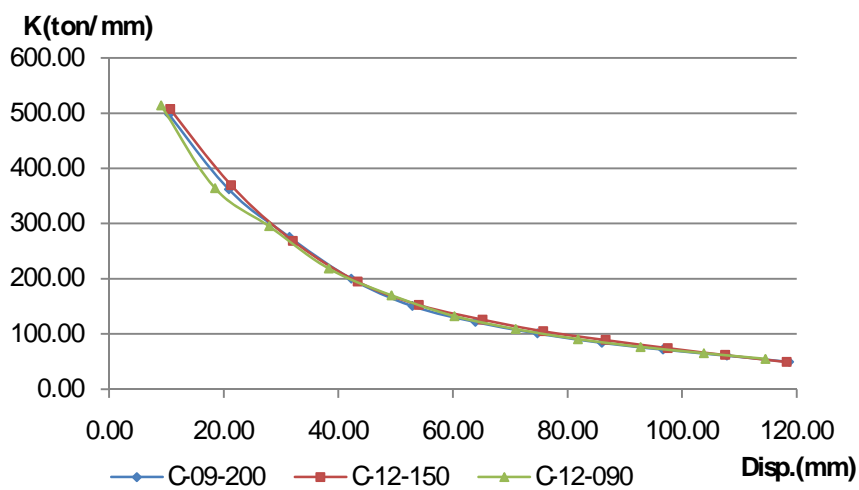
รูปที่ 5.13 และ ตารางที่ 5.3 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสติฟเนส, K กับระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแต่ละรอบทดสอบซึ่งจะพบว่าค่าสติฟเนส ของตัวอย่าง C-09-200 และ C-12-150 จะมีค่าที่ใกล้เคียงกันในแต่ละรอบทดสอบและค่าสติฟเนสของตัวอย่าง C-12-090 จะมีค่ามากกว่าตัวอย่าง C-09-200 และ C-12-150 ซึ่งค่าสติฟเนสในแต่ละรอบการทดสอบจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ เนื่องจากการแตกร้าวและการหลุดร่อนของคอนกรีต



รูปที่ 5.11 การหาค่าการสลายพลังงานใน 1 รอบการทดสอบ



รูปที่ 5.12 ความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง



รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสตีเฟนส์กับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง

ตารางที่ 5.2 ค่าพลังงานในแต่ละรอบการทดสอบ

อัตรา เคลื่อนตัว	ค่าการสลายพลังงาน (ตัน-มม.)					
	C-09-200		C-12-150		C-12-090	
	แต่ละรอบ	สะสม	แต่ละรอบ	สะสม	แต่ละรอบ	สะสม
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	24.37	24.37	31.37	31.37	26.04	26.04
1.0	67.45	91.82	76.93	108.03	72.55	98.59
1.5	136.23	228.05	149.06	257.36	145.25	243.84
2.0	250.29	478.34	274.02	531.38	249.77	493.61
2.5	372.82	851.16	398.39	929.77	364.79	858.4
3.0	507.03	1358.19	532.95	1462.72	506.39	1364.79
3.5	621.05	1979.24	689.14	2151.86	674.21	2039
4.0	799.29	2778.53	855.48	3007.34	863.96	2902.96
4.5	978.24	3756.77	1025.43	4032.77	1024.52	3927.48
5.0	1156.09	4912.86	1150.25	5183.02	1204.41	5131.89
5.5	1319.38	6232.24	1289.45	6472.47	1375.21	6507.1

ตารางที่ 5.3 ค่า K ในแต่ละรอบการทดสอบ

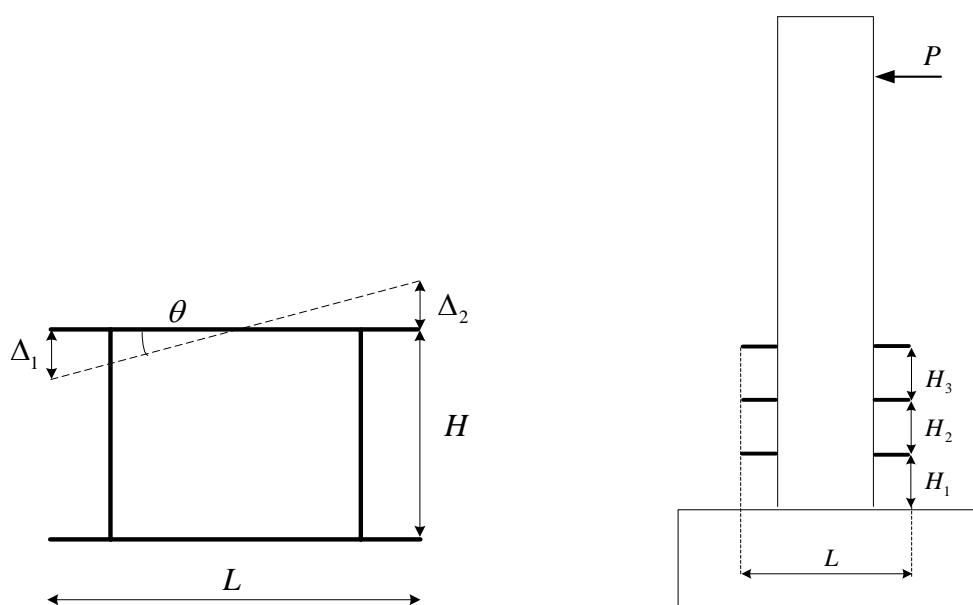
อัตรา การเคลื่อนตัว	C-09-200			C-12-150			C-12-090		
	Stiffness,K (-) (ton/mm)	Stiffness,K (+) (ton/mm))	Stiffness,K <sub>avr</sub> (ton/mm)	Stiffness,K (-) (ton/mm)	Stiffness,K (+) (ton/mm)	Stiffness,K <sub>avr</sub> (ton/mm)	Stiffness,K (-) (ton/mm)	Stiffness,K (+) (ton/mm)	Stiffness,K <sub>avr</sub> (ton/mm)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	-503.62	491.46	497.54	-520.54	494.98	507.76	-524.70	502.94	513.82
1.0	-368.60	355.00	361.80	-376.51	363.10	369.80	-371.22	357.11	364.16
1.5	-280.60	271.14	275.87	-279.96	257.72	268.84	-298.54	292.08	295.31
2.0	-206.32	193.94	200.13	-198.13	191.97	195.05	-223.98	213.24	218.61
2.5	-155.02	146.47	150.74	-157.97	147.60	152.78	-172.97	167.37	170.17
3.0	-123.77	120.08	121.92	-129.15	123.46	126.31	-134.01	130.65	132.33
3.5	-102.13	100.12	101.12	-106.76	103.54	105.15	-110.92	107.43	109.18
4.0	-85.91	82.46	84.19	-90.45	88.14	89.29	-92.11	89.17	90.64
4.5	-72.71	71.21	71.96	-75.8	73.35	74.58	-77.39	75.79	76.59
5.0	-61.56	60.37	60.96	-63.77	60.39	62.08	-66.55	64.26	65.41
5.5	-52.69	46.24	49.47	-51.00	47.89	49.45	-55.76	54.31	55.03

#### 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง

ในการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง (curvature) นั้นจะได้ทำการติดเครื่องมือวัดระยะเคลื่อนที่จำนวน 6 ตัวดังแสดงได้ในรูปที่ 4.18 โดยจะใช้ความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตในการหาค่าความโค้งดังสมการที่ 5.3 และ 5.4 ระยะต่างๆที่ใช้ในการคำนวณแสดงในภาคผนวกที่ ก5 โดยความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งของตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างแสดงได้ดังรูปที่ 5.16 ถึงรูปที่ 5.18 ซึ่งในระหว่างการทดสอบตัวอย่าง C-09-200 พบว่าในรอบการทดสอบที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่า 1.5% กระบอกที่ใช้รองเข็มเครื่องวัดการเคลื่อนที่ที่โคนเสาเกิดการหลุดเนื่องจากเกิดการแตกของคอนกรีตที่บริเวณโคนเสาแสดงดังรูปที่ 5.15 ซึ่งทำให้ค่าที่บันทึกการเคลื่อนที่ของเครื่องวัดระยะเคลื่อนที่ในช่วงหลังของการทดสอบไม่สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์ได้ ซึ่งในตัวอย่างการทดสอบต่อมาได้มีการปรับปรุงการติดแผ่นเหล็กที่รองเข็มเครื่องวัดการเคลื่อนที่โดยทำการยึดสกรูระหว่างแผ่นเหล็กที่รองเข็มเครื่องวัดระยะเคลื่อนที่กับคอนกรีตเพื่อให้สามารถอ่านค่าจากเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ให้มีความถูกต้องมากขึ้น

$$\text{Curvature, } \rho = \frac{\theta}{L} \quad (5.3)$$

$$= \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{L} \cdot \frac{1}{H} \quad (5.4)$$



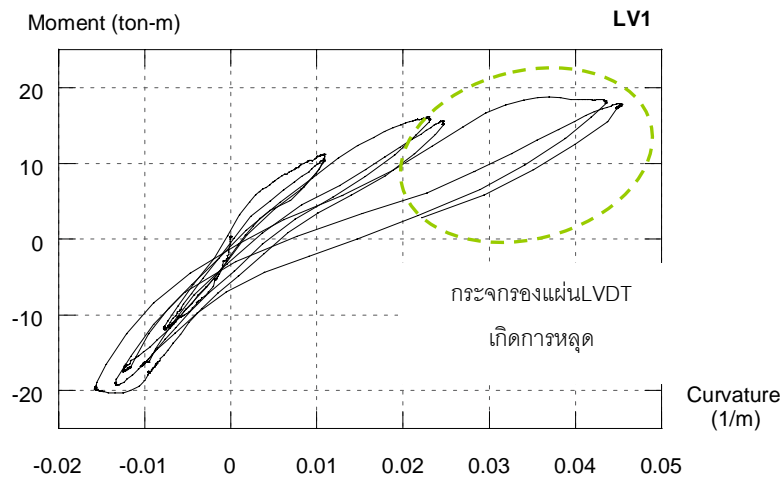
รูปที่ 5.14 การหาค่าความโค้ง (curvature)



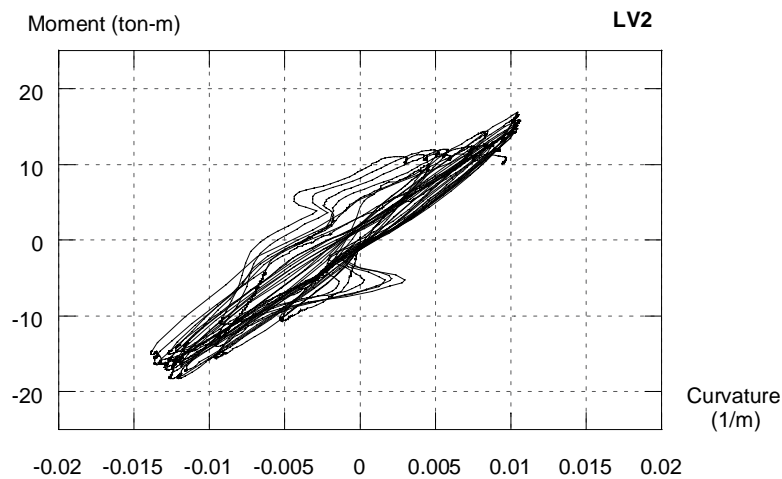
รูปที่ 5.15 การหลุดของแผ่นกระจกเนื่องจากการแตกของคอนกรีตบริเวณโคนเสา

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งในระดับที่ 1 จะพบว่าในตัวอย่างทดสอบ C-12-150 จะเกิดค่าโมเมนต์สูงสุดที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่าเท่ากับ 2.0% โดยมีค่าความโค้งเท่ากับ  $-0.0349 \text{ m}^{-1}$  และในตัวอย่างทดสอบ C-12-090 จะเกิดค่าโมเมนต์สูงสุดที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่าเท่ากับ 1.5% โดยมีค่าความโค้งเท่ากับ  $-0.0464 \text{ m}^{-1}$  และเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งในระดับที่ 2 ซึ่งสูงจากโคนเสาประมาณ 40 ซม. และระดับที่ 3 ซึ่งสูงจากโคนเสาประมาณ 60 ซม. จะพบว่าความสัมพันธ์นั้นยังคงมีลักษณะอยู่ในเชิงเส้นทั้งในตัวอย่าง C-12-150 และ C-12-090

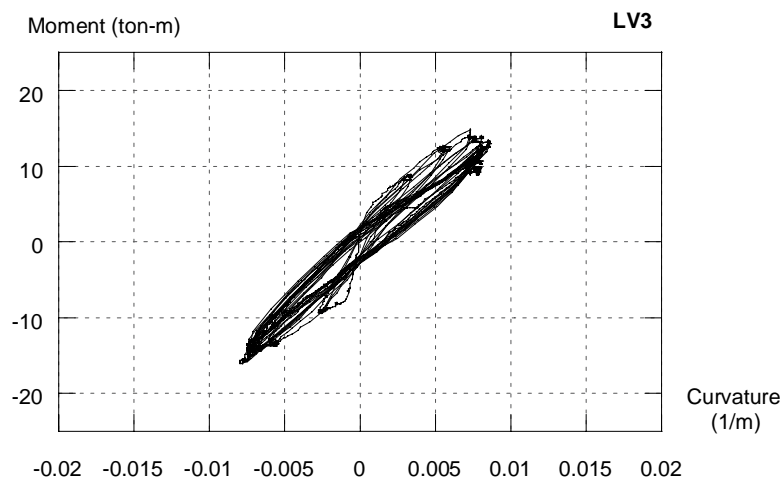
ซึ่งจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์และค่าความโค้งของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างพบว่าพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้นจะพบได้บริเวณโคนเสาที่ระดับความสูงประมาณ 0-20 ซม. ของทั้งตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างทดสอบและที่ระดับที่ความสูงตั้งแต่ 20 ซม. ขึ้นไปนั้นพฤติกรรมของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างนั้นจะมีลักษณะความสัมพันธ์ที่มีลักษณะเชิงเส้น



(ก) ระดับที่ 1

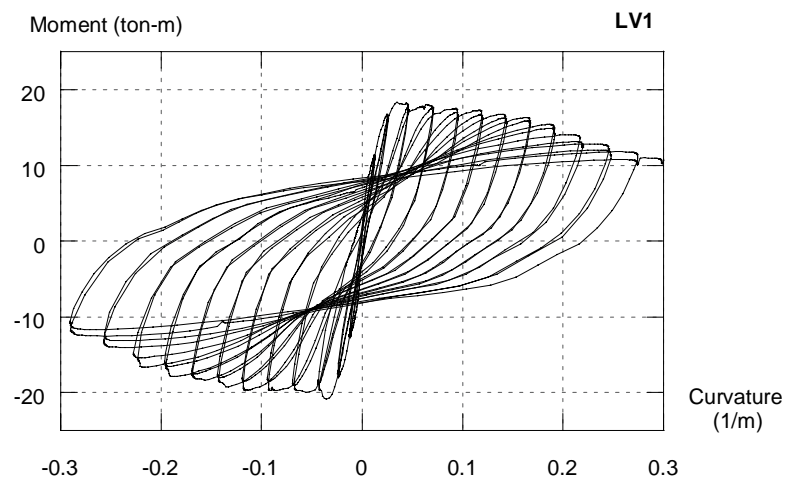


(ข) ระดับที่ 2

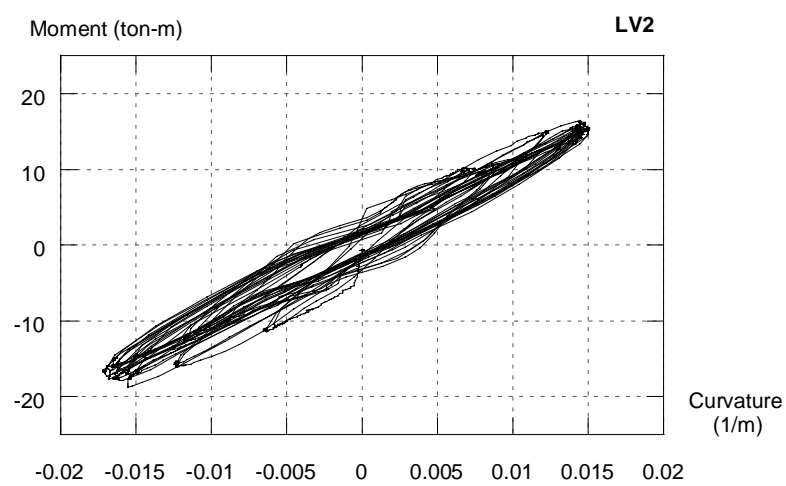


(ค) ระดับที่ 3

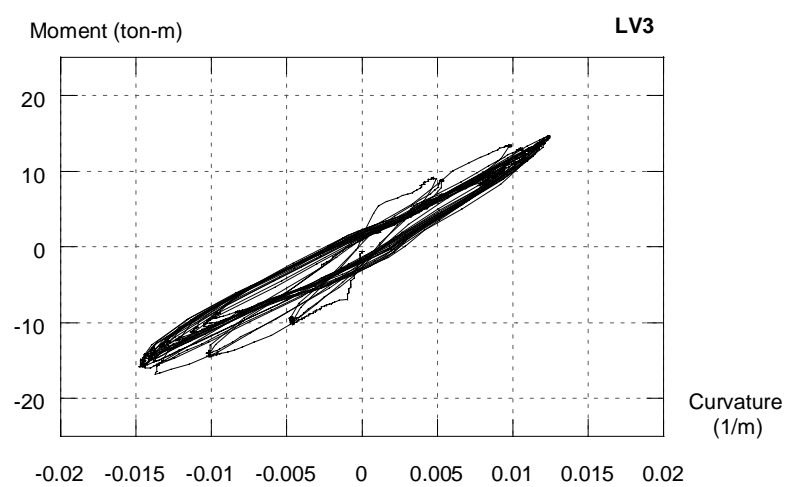
รูปที่ 5.16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งของตัวอย่าง C-09-200



(ก) ระดับที่ 1



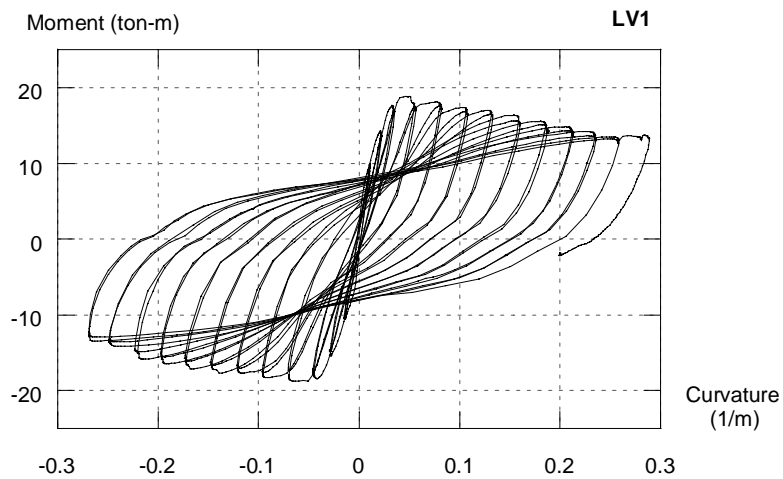
(ข) ระดับที่ 2



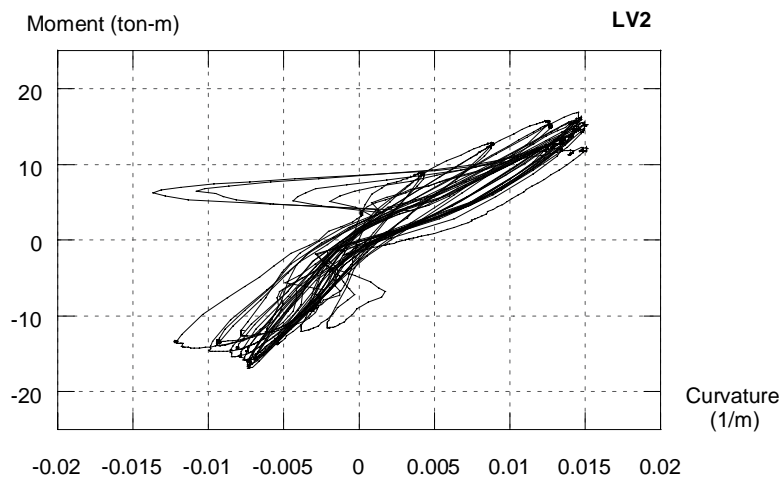
(ค) ระดับที่ 3

รูปที่ 5.17 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งของตัวอย่าง C-12-150

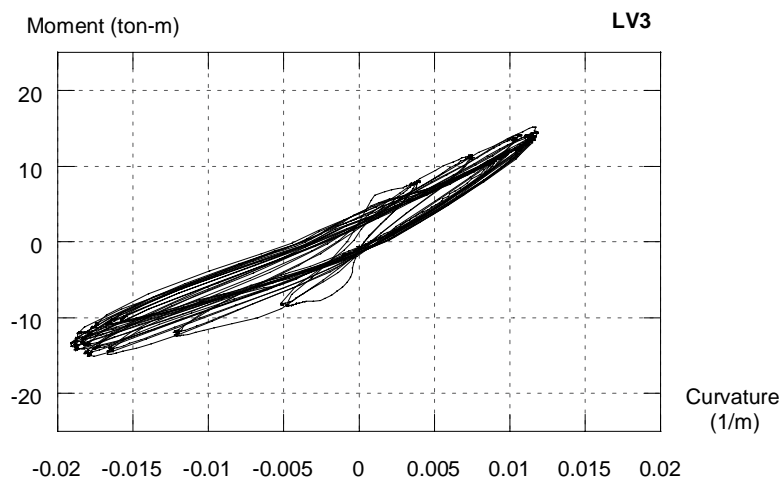




(ก) ระดับที่ 1



(ข) ระดับที่ 2



(ค) ระดับที่ 3

รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งของตัวอย่าง C-12-090

## 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริม

### 5.5.1 ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว

ความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวที่ได้นั้นจะทำการเขียนกราฟในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว โดยตำแหน่งที่ติดตั้งเกจวัดความเครียดของแต่ละตัวอย่างทดสอบแสดงดัง รูปที่ 4.10 ถึง รูปที่ 4.12

ในการทดสอบนั้นเมื่อตัวอย่างทดสอบรับแรงกระทำทางด้านข้างเข้าไปเข้ามาหลายรอบนั้นจะทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมลดน้อยลงเป็นเหตุให้เกิดการหลุดของเกจวัดความเครียดจึงทำให้ค่าความเครียดที่บันทึกได้มีค่าที่ไม่ถูกต้องโดยค่าความเครียดบางค่านั้นไม่สามารถบันทึกค่าได้ในช่วงหลังของการทดสอบได้

ในการทดสอบเสาตัวอย่าง C-12-150 นั้นระหว่างการทดสอบได้เกิดเหตุไฟฟ้าขัดข้องซึ่งส่งผลให้ค่าของความเครียดที่เก็บได้มีค่าไม่ต่อเนื่องและไม่อาจนำมาใช้ได้ ค่าที่แสดงจึงเป็นค่าของความเครียดก่อนที่ไฟฟ้าจะเกิดการขัดข้อง ซึ่งความสัมพันธ์ต่างๆจะได้อธิบายได้ดังนี้

ในตัวอย่างทดสอบ C-09-200 เหล็กเสริมตามยาวจะเกิดการครากครั้งแรกที่ ณ ตำแหน่งสูงจากฐานขึ้นมา 10 ซม. โดยเกิดการครากของเหล็กเสริมตามยาวในรอบแรกของการทดสอบที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่า 1.5% โดยค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวนั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามรอบของการทดสอบ ซึ่งแสดงได้ดัง รูปที่ 5.19 และรูปที่ 5.20

ตัวอย่างทดสอบ C-12-150 เหล็กเสริมตามยาวเกิดการครากครั้งแรกที่ ณ ตำแหน่งสูงจากฐานขึ้นมา 7.5 ซม. โดยการครากครั้งแรกจะเกิดขึ้นในรอบแรกของการทดสอบที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่า 1.0% ซึ่งพฤติกรรมต่าง ๆ นั้นคล้ายกับพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ C-12-150 โดยค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวนั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามรอบของการทดสอบซึ่งได้แสดงได้ดังรูปที่ 5.21 และรูปที่ 5.22

ตัวอย่างทดสอบ C-12-090 เหล็กเสริมตามยาวเกิดการครากครั้งแรกที่ ณ ตำแหน่งสูงจากฐานขึ้นมา 4.5 ซม. โดยการครากครั้งแรกจะเกิดขึ้นในรอบแรกของการทดสอบที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่า 1.0% ซึ่งพฤติกรรมต่าง ๆ นั้นคล้ายกับพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ C-09-200 โดยค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวนั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามรอบของการทดสอบเช่นกัน ซึ่งได้แสดงได้ดังรูปที่ 5.23 และรูปที่ 5.24

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและค่าความเครียดจะพบว่าเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งส่งผลให้เหล็กเสริมตามยาวเกิดความเครียดนั้น ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดึงในเหล็กเสริมตามยาวจะมีค่ามากกว่าค่าความเครียดเนื่องจากแรงอัดในเหล็ก

เสริมเนื่องจากเมื่อตัวอย่างทดสอบได้รับแรงกระทำทางด้านข้าง จะทำให้เกิดรอยแตกร้าวและการหลุดร่อนในตัวอย่างทดสอบจึงทำให้ด้านที่รับแรงดึงนั้นเหล็กเสริมจะทำการรับแรงเพียงอย่างเดียว ในขณะที่ด้านรับแรงอัดนั้นเหล็กเสริมจะมีคอนกรีตช่วยในการรับแรงจึงให้เกิดค่าความเครียดในเหล็กเสริมในด้านที่รับแรงดึงมีค่ามากกว่าด้านที่รับแรงอัด

ซึ่งเป็นที่น่าสังเกตว่าในการทดสอบตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างนั้นจะพบว่าค่าความเครียดในทิศทางที่เหล็กเสริมตามยาวรับแรงอัดนั้นจะมีค่าน้อยกว่าค่าความเครียดที่จุดครากทุกๆตัวอย่างทดสอบ และจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับค่าความเครียดของเหล็กยื่นจะพบว่าในช่วงแรกๆของการทดสอบเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเป็นศูนย์ค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าศูนย์เช่นกันแต่ในรอบหลังๆของการทดสอบเมื่อรอยร้าวเริ่มมีการเปิดกว้างมากขึ้น จะพบว่าเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเป็นศูนย์ค่าความเครียดนั้นยังคงมีค่าอยู่ที่เป็นเช่นนั้นก็เพราะกว่ารอยร้าวที่มีขนาดใหญ่ขึ้นนั้นยังคงปิดไม่สนิทนั่นเอง

### 5.5.2 ความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง

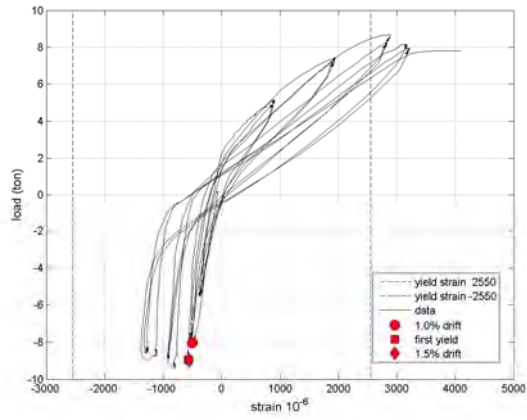
ความเครียดของเหล็กเสริมทางขวางที่ได้นั้นจะทำการเขียนกราฟในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางซึ่งแสดงได้ดังรูปที่ 5.25 ถึงรูปที่ 5.30 โดยตำแหน่งที่ติดตั้งเกจวัดความเครียดของแต่ละตัวอย่างทดสอบแสดงดังรูปที่ 4.10 ถึงรูปที่ 4.12

เมื่อให้แรงกระทำแบบวิงจักรแก่ตัวอย่างทดสอบจะทำให้คอนกรีตเกิดการขยายตัวทางด้านข้างเนื่องจากเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กจำนวนมาก การใส่เหล็กปลอกจะช่วยในการลดการขยายตัวของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกซึ่งจะทำให้เกิดแรงขึ้นในเหล็กปลอก ซึ่งจากการทดสอบพบว่าเหล็กปลอกที่ขนานกับแรงกระทำทางด้านข้างจะเกิดความเครียดในทิศทางบวก (แรงดึง) โดยเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างแก่ตัวอย่างทดสอบจะทำให้ค่าความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางซึ่งขนานกับแรงกระทำด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆและเมื่อลดแรงกระทำทางด้านข้างจนมีค่าเท่ากับศูนย์แล้วจะพบว่ายังมีค่าความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางเหลืออยู่โดยค่าความเครียดคงค้างจะมีค่าเพิ่มขึ้นในแต่ละรอบของการทดสอบ

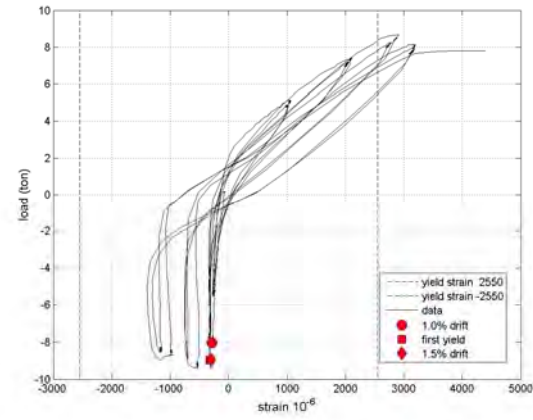
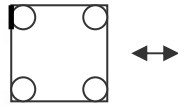
ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางจะพบว่าจากการทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างทดสอบนั้นพบว่าค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทางขวางมีค่าน้อยกว่าจุดครากของเหล็กเสริมทางขวางตลอดการทดสอบซึ่งแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของการโอบรัดนั้นยังทำงานได้ไม่เต็มประสิทธิภาพ

ในส่วนของคุณค่าความเครียดของเหล็กเสริมทางขวางที่มีทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำทางด้านข้างพบว่าค่าความเครียดในแต่ละรอบของการทดสอบค่อนข้างคงที่และมีค่าเพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบที่ทดสอบโดยเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเท่ากับศูนย์พบว่ามีความเครียดเหลือคงค้างอยู่เช่นกันนอกจากนั้นพบว่าค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทางขวางที่มีทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำทางด้านข้างนั้นจะมีค่าที่ค่อนข้างน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทางขวางที่มีทิศทางขนานกับแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องมาจากผลของแรงเฉือน

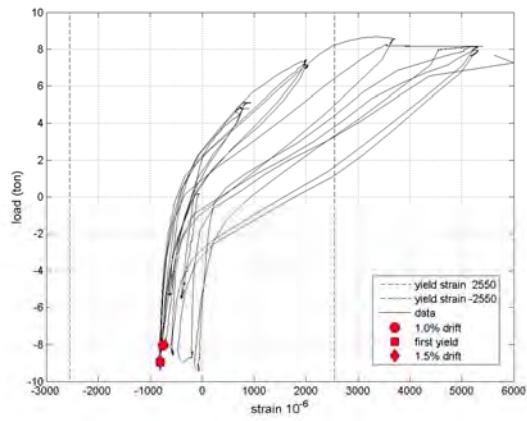
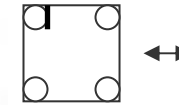
จากการทดสอบพบว่าการเพิ่มปริมาณการโอบรัดโดยเพิ่มขนาดและปริมาณเหล็กปลอกนั้นไม่ส่งผลต่ออัตราการเคลื่อนตัวของด้านข้างสูงสุดและค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่อย่างชัดเจนนักซึ่งสอดคล้องกับค่าความเครียดในเหล็กเสริมซึ่งมีค่าไม่ถึงจุดครากในทุกตัวอย่างทดสอบ ซึ่งแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของเหล็กปลอกนั้นยังคงทำงานได้อย่างไม่เต็มประสิทธิภาพ ซึ่งโดยปกติแล้วการโอบรัดของเหล็กปลอกจะเริ่มทำงานเมื่อคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดเกิดการหลุดร่อนออกซึ่งจากภาคผนวก ค แสดงให้เห็นว่าตัวอย่าง C-09-200 เริ่มมีการหลุดร่อนของคอนกรีตในช่วงอัตราการเคลื่อนตัวที่ 3.0% ตัวอย่าง C-12-150 เริ่มมีการหลุดร่อนของคอนกรีตในช่วงอัตราการเคลื่อนตัวที่ 3.5% ตัวอย่าง C-12-150 เริ่มมีการหลุดร่อนของคอนกรีตในช่วงอัตราการเคลื่อนตัวที่ 3.5% ซึ่งแสดงให้เห็นถึงว่าในช่วงนี้ค่าความเครียดในคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดนั้นยังมีค่าที่น้อยเมื่อเทียบกับค่าความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ทำให้ในช่วงแรกของการทดสอบลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่ด้านข้างนั้นมีลักษณะที่ใกล้เคียงกันและจากตารางที่ 2.9 จะสังเกตได้ว่าปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและแรงอัดตามแนวแกนในการทดสอบนั้นมีค่าน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับการทดสอบของนักวิจัยในอดีตที่ผ่านมาซึ่งควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไปในเรื่องผลของปริมาณเหล็กเสริมตามยาวต่อประสิทธิภาพของการโอบรัด



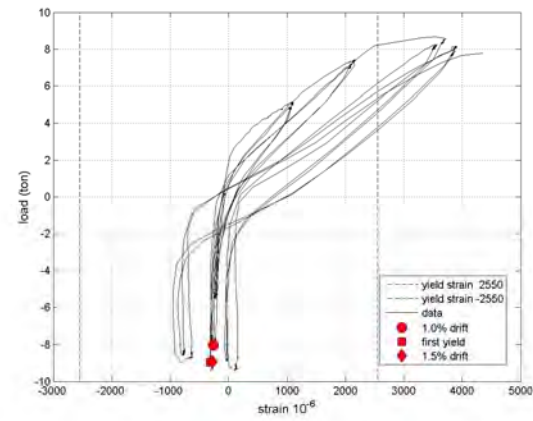
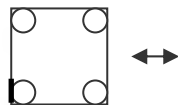
CH11a



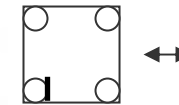
CH11b



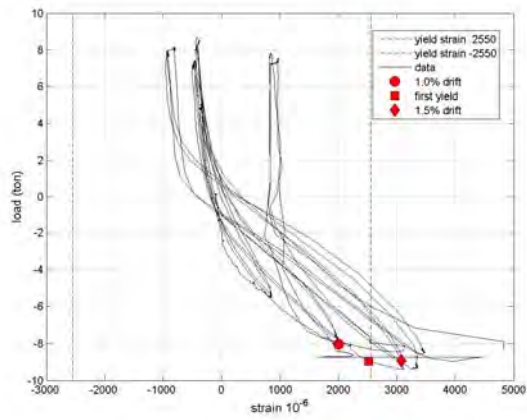
CH14a



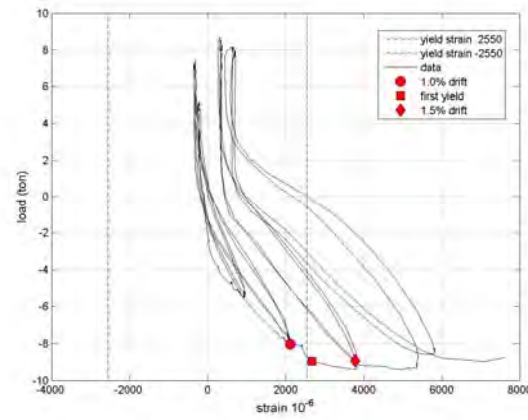
CH14b



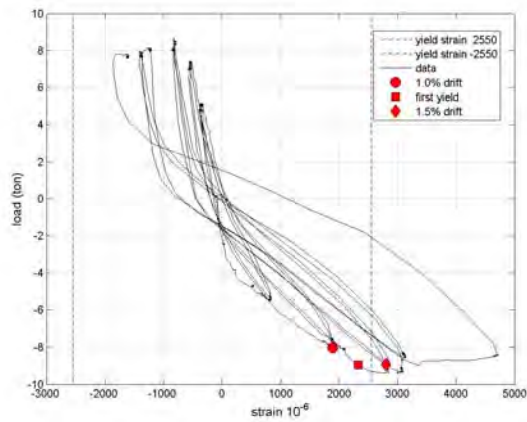
รูปที่ 5.19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 1



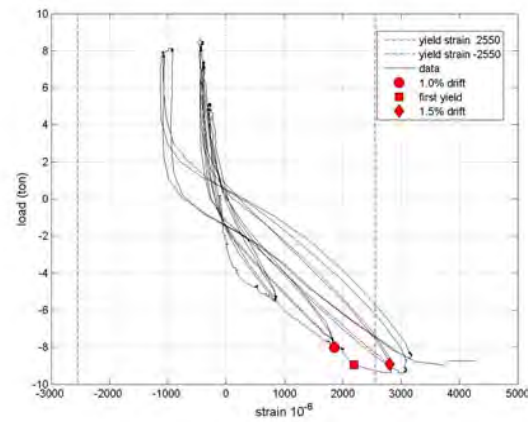
CH12a



CH12b

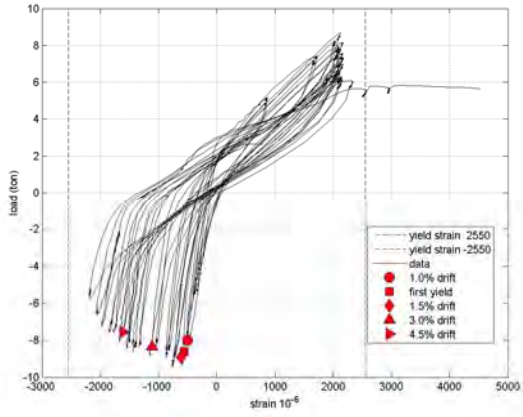


CH13a

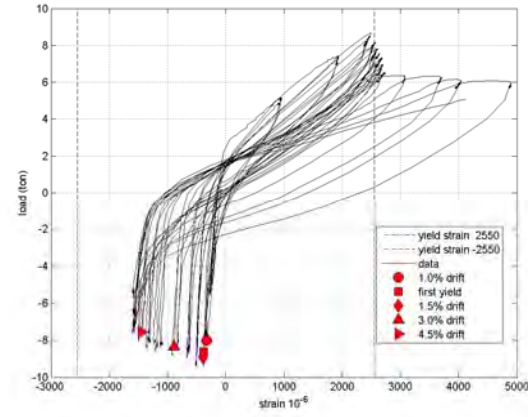


CH13b

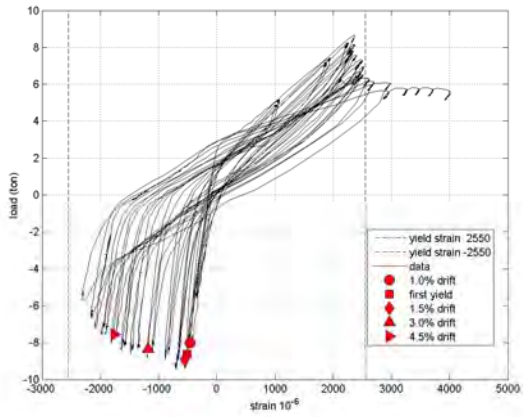
รูปที่ 5.19 (ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 1



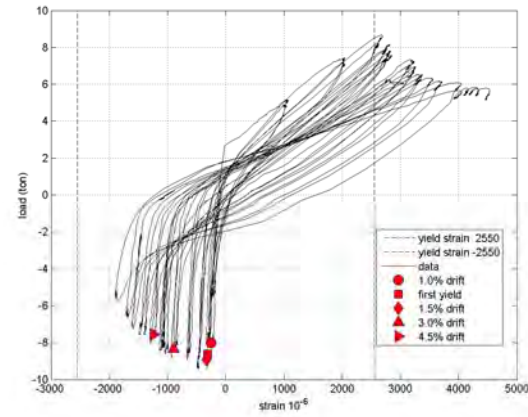
CH21a



CH21b

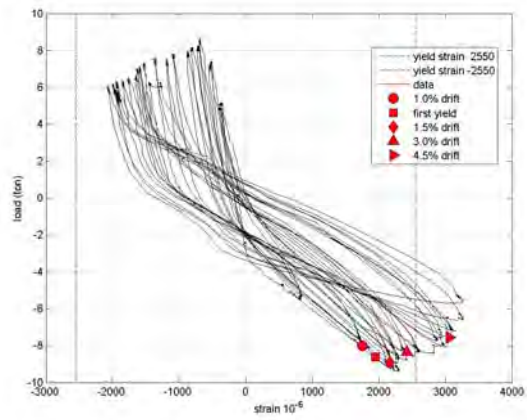


CH24a

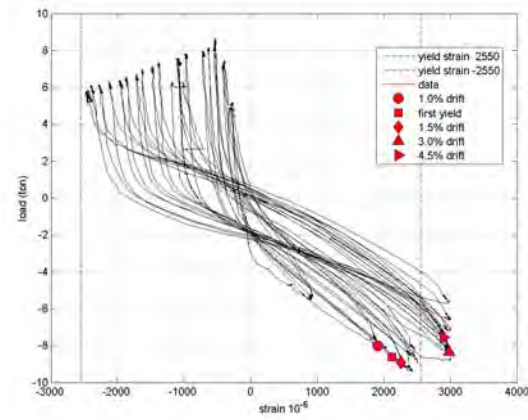
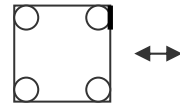


CH24b

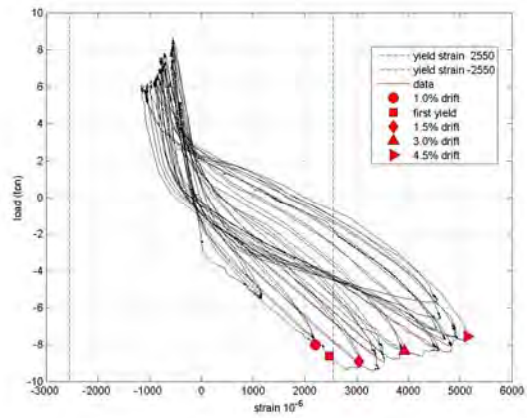
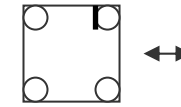
รูปที่ 5.20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 2



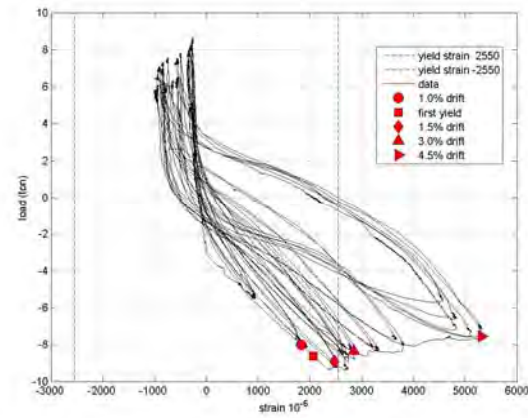
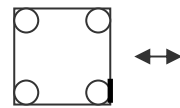
CH22a



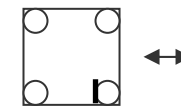
CH22b



CH23a

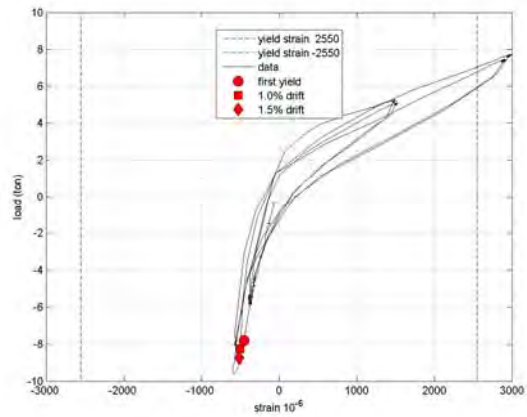


CH23b

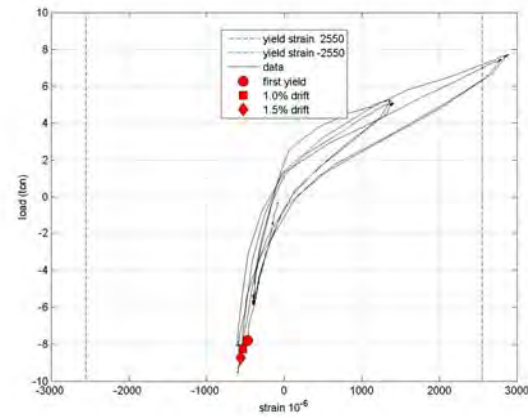
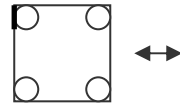


รูปที่ 5.20 (ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 2

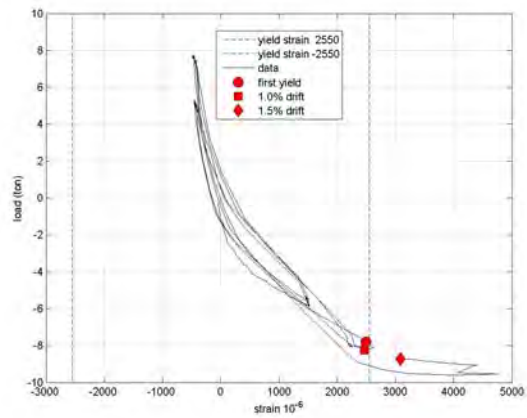
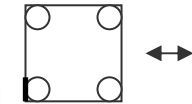




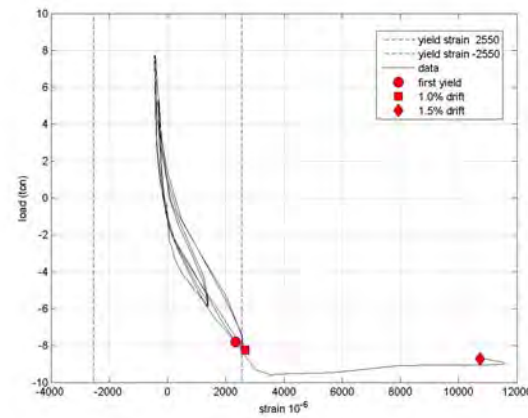
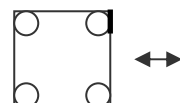
CH11



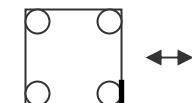
CH14



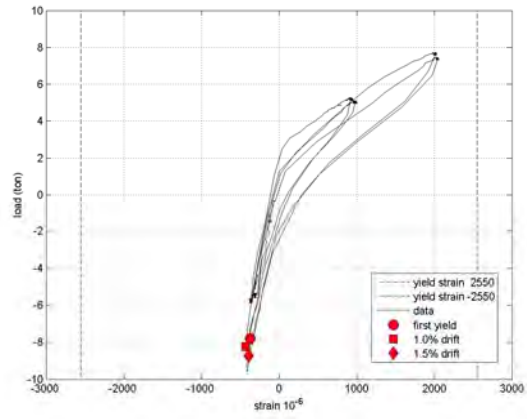
CH12



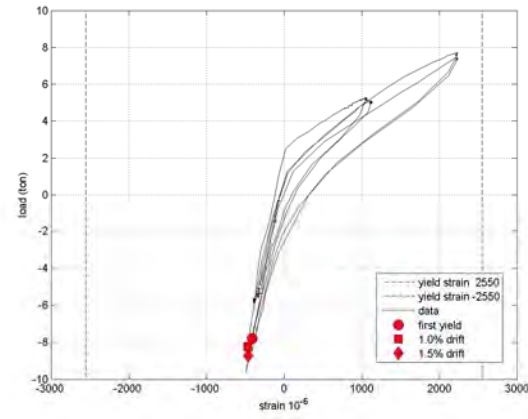
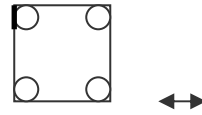
CH13



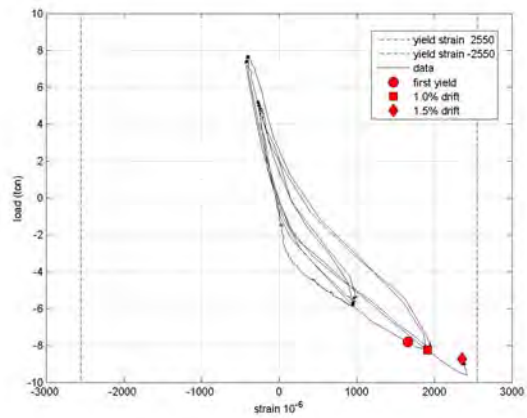
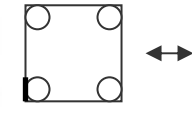
รูปที่ 5.21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 1



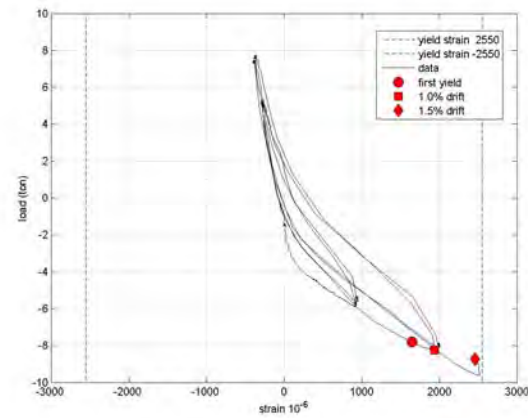
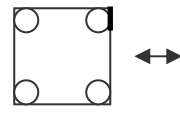
CH21



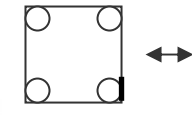
CH24



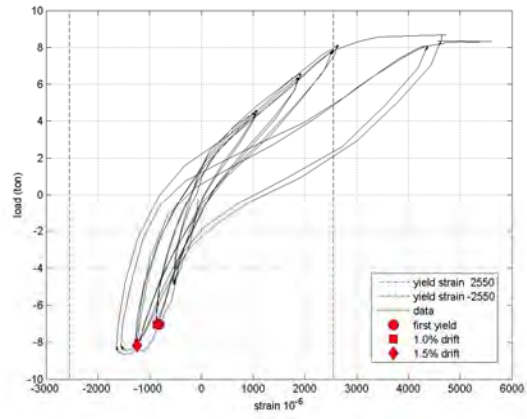
CH22



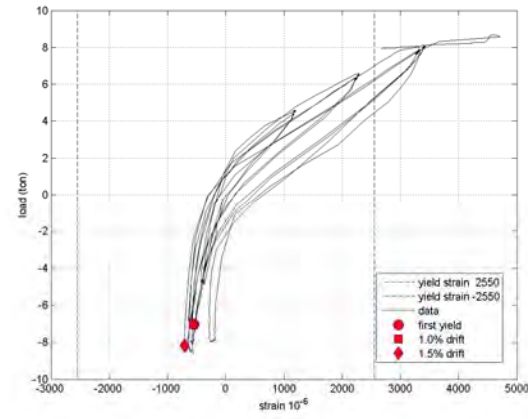
CH23



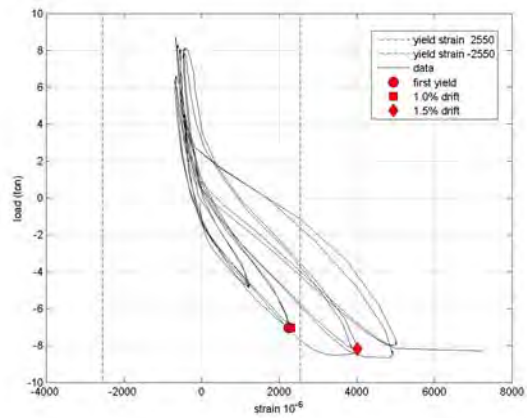
รูปที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 2



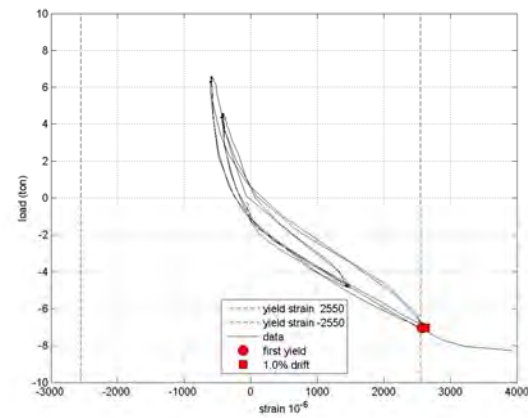
CH11



CH14

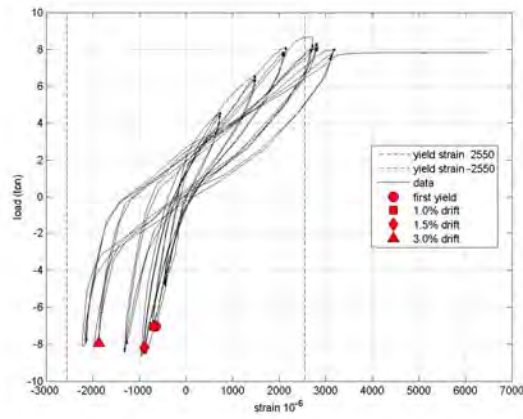


CH12

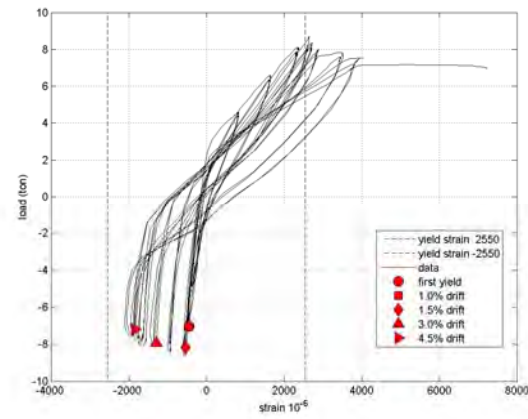
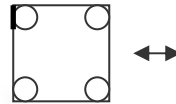


CH13

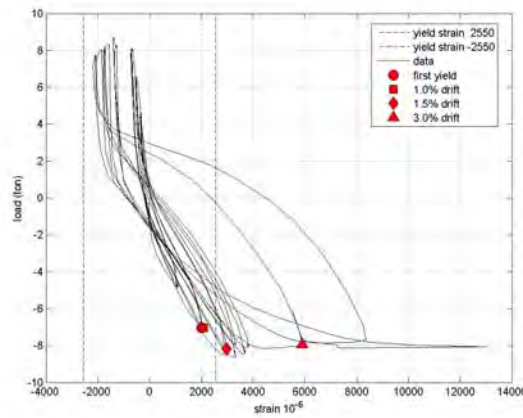
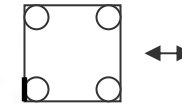
รูปที่ 5.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 1



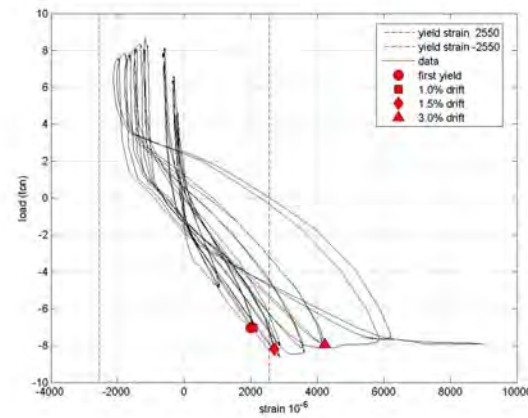
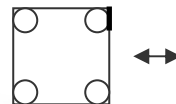
CH21



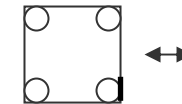
CH24



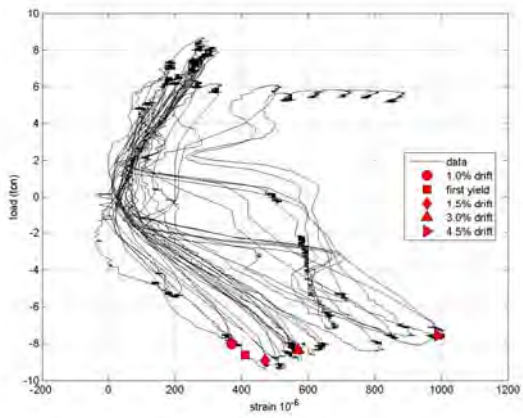
CH22



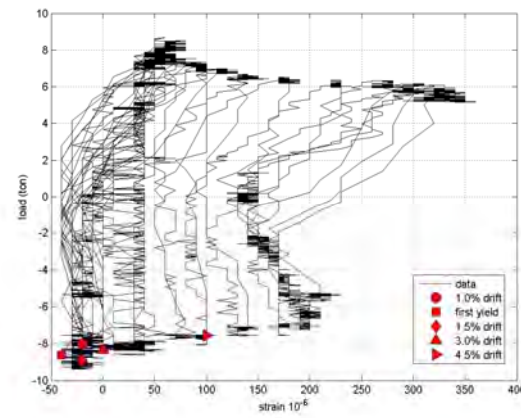
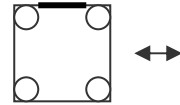
CH23



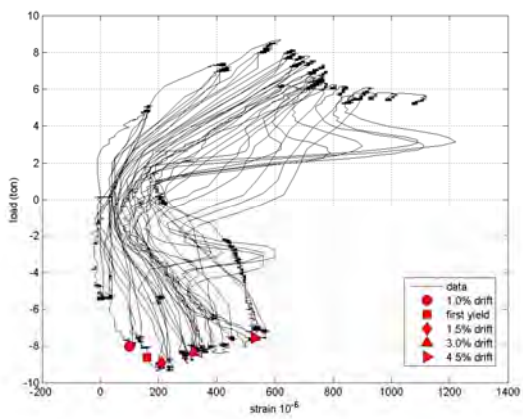
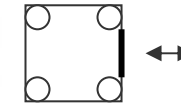
รูปที่ 5.24 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 2



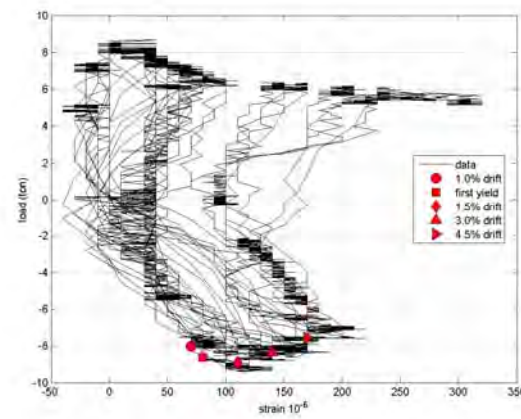
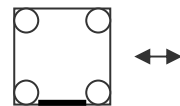
CH111



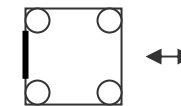
CH112



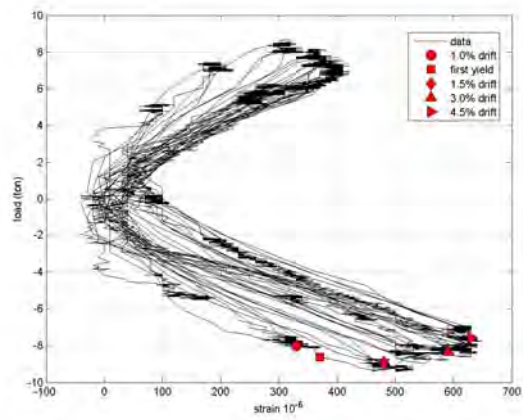
CH113



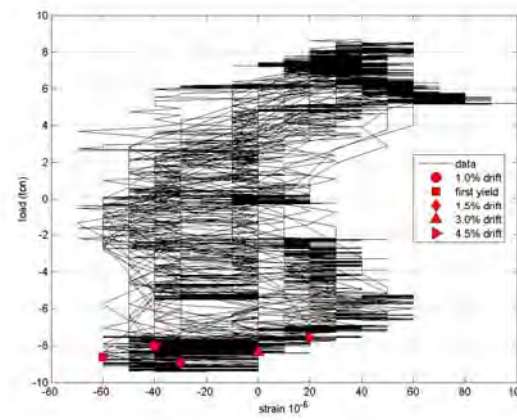
CH114



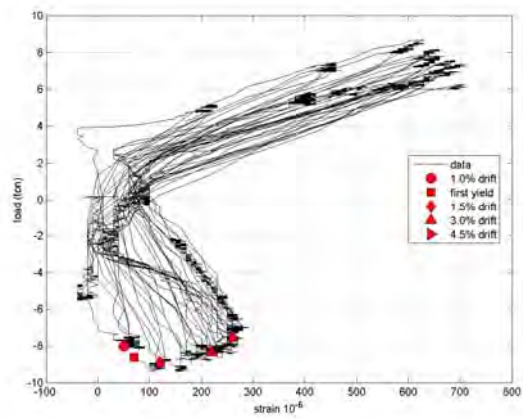
รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 1



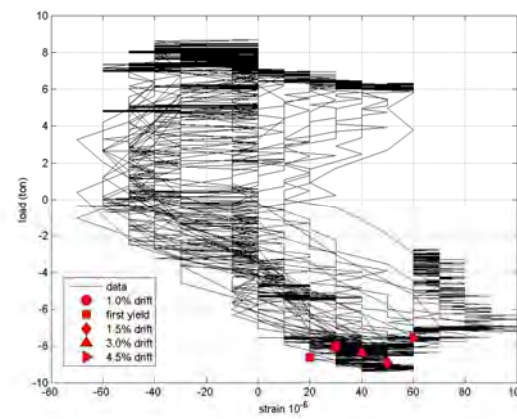
CH121



CH122

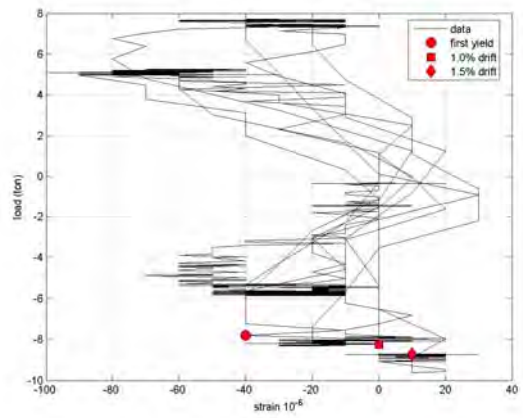


CH123

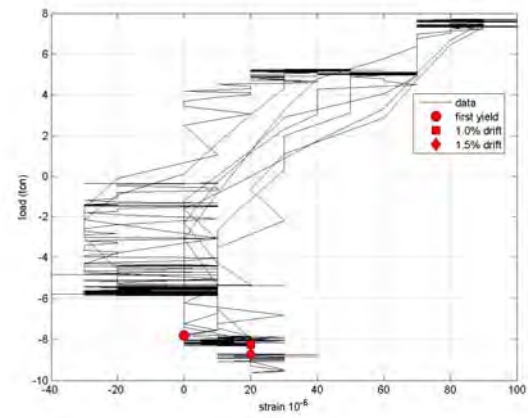
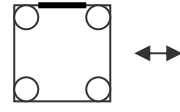


CH124

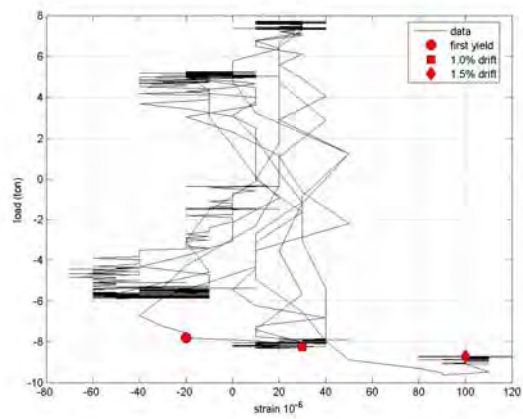
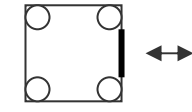
รูปที่ 5.26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง C-09-200 ในระดับที่ 2



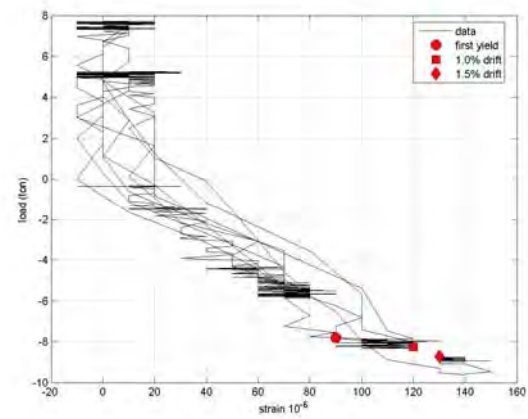
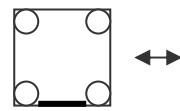
CH111



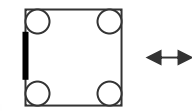
CH112



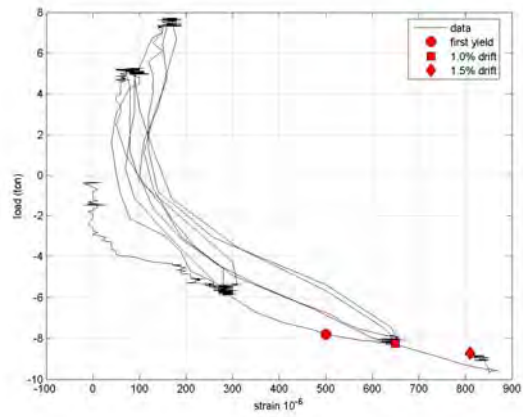
CH113



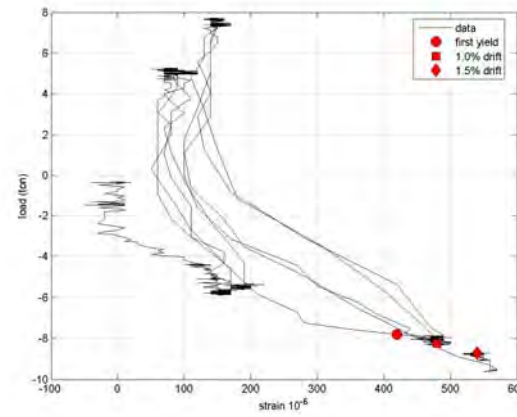
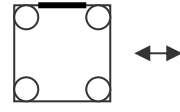
CH114



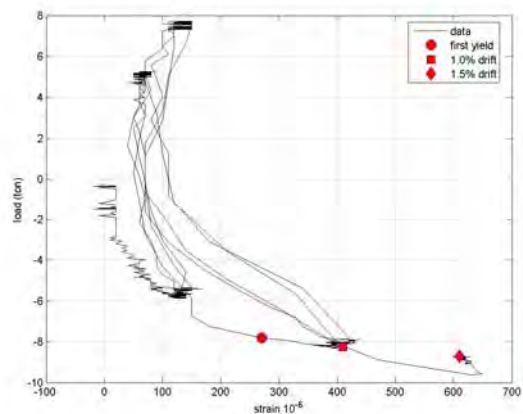
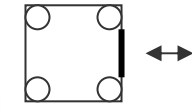
รูปที่ 5.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 1



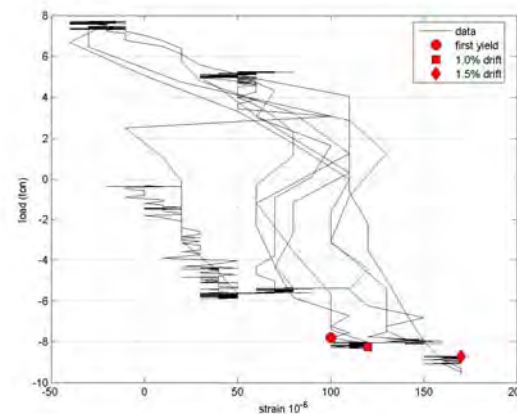
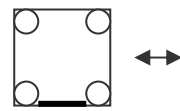
CH121



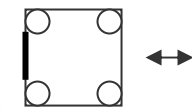
CH122



CH123

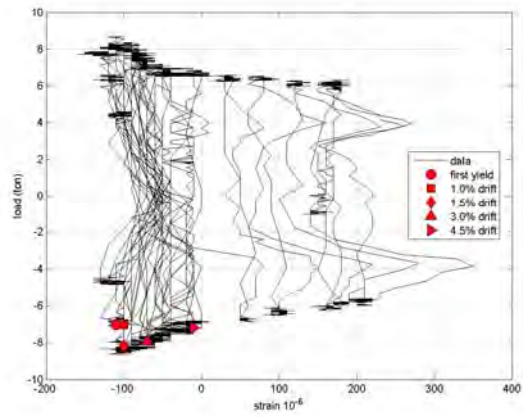


CH124

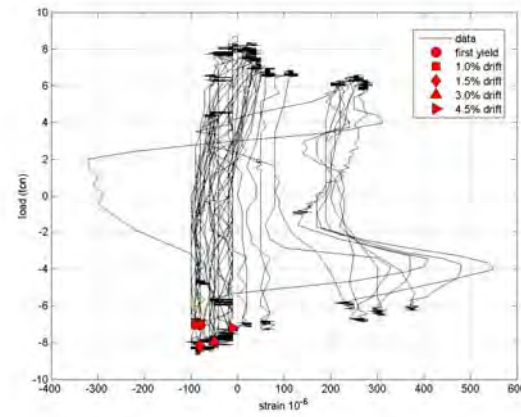
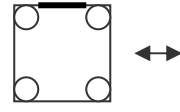


รูปที่ 5.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง C-12-150 ในระดับที่ 2

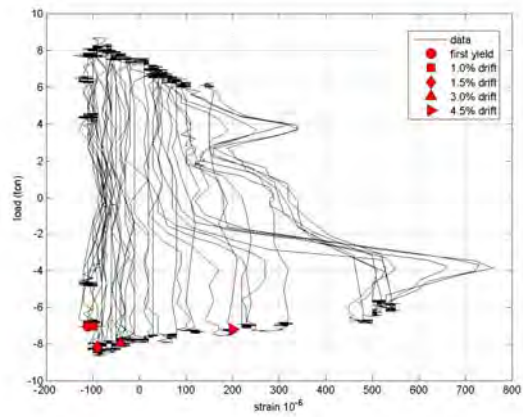
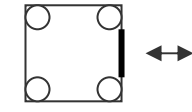




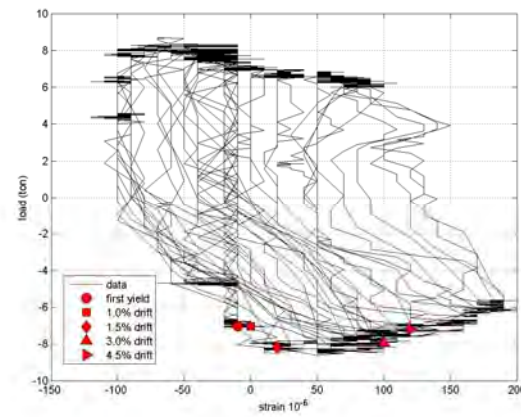
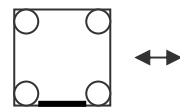
CH111



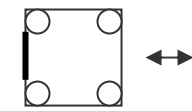
CH112



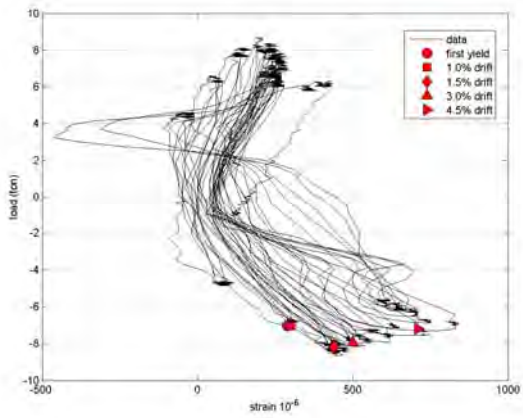
CH113



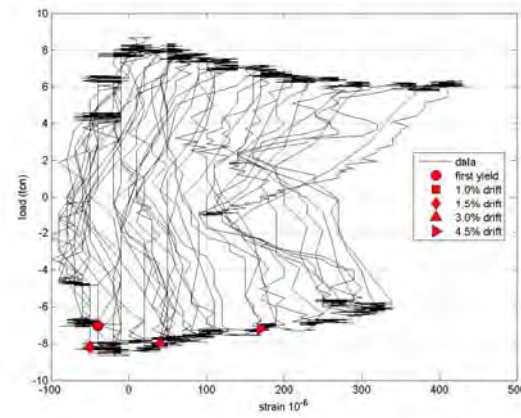
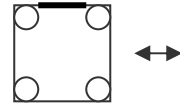
CH114



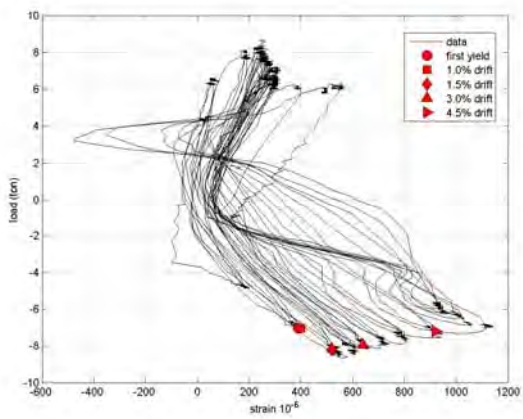
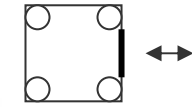
รูปที่ 5.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 1



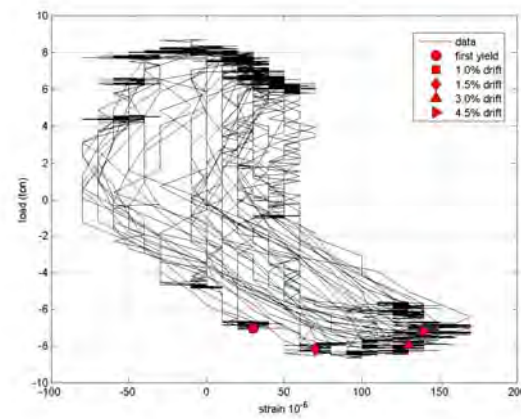
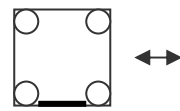
CH121



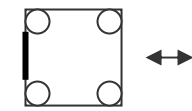
CH122



CH123



CH124



รูปที่ 5.30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมทางขวางของตัวอย่าง C-12-090 ในระดับที่ 2

## บทที่ 6

### การวิเคราะห์โครงสร้างเสาสะพานด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

ในบทนี้จะกล่าวถึงการจำลองรูปแบบเสาสะพานเพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟเบอร์จากโปรแกรม TDAP3 โดยจะได้อธิบายถึงผลของค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองวัสดุและพารามิเตอร์ที่สำคัญอื่น ๆ ที่มีความสำคัญต่อพฤติกรรมของเสาที่รับแรงกระทำแบบวงจักรและในตอนท้ายจะได้ทำการเปรียบเทียบการวิเคราะห์โครงสร้างเสาสะพานกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

#### 6.1 การจำลองรูปแบบสะพานเพื่อใช้ในการวิเคราะห์

ในการจำลองโครงสร้างเสาเพื่อทำการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์นั้นจะได้ทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 โดยทำการจำลองโครงสร้างดังแสดงดังรูปที่ 6.1 โดยใช้วิธีวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟเบอร์ (fiber element) โดยมีการจำลองพฤติกรรมวัสดุต่างๆ เช่น คอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด (confined concrete) คอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัด (unconfined concrete) และเหล็กเสริม (longitudinal steel) จากนั้นจะทำการบังคับการเคลื่อนที่ที่หัวเสาในรูปแบบเดียวกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อทำการเปรียบเทียบผลการจำลองต่อไป

ในการจำลองโครงสร้างเสาสะพานเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 นั้น ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองวัสดุที่มีความสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของเสาซึ่งค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญได้แก่

1. ความชันในช่วงกลางของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด,  $E_{des}$

2. ค่าตัวแปรในแบบจำลองของเหล็กเสริมของ Menegotto และ Pinto ซึ่งได้แก่  $R_0, a_1, a_2$

3. ความยาวของชิ้นส่วนในแต่ละไฟเบอร์

จากการศึกษาเกี่ยวกับผลของพารามิเตอร์ในแบบจำลองวัสดุและพารามิเตอร์อื่น ๆ ของโปรแกรม TDAP3 ที่มีผลต่อพฤติกรรมของเสาพบว่า

ความชันในช่วงกลางของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัดมีผลต่อการลดลงของแรงกระทำด้านข้างของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับการเคลื่อนที่ โดยถ้าค่า  $E_{des}$  มีค่ามากหมายถึงความชันในช่วงกลางของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดมีความชันที่มากจะทำให้กำลังรับแรงอัด

ของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว จึงทำให้เสามีกำลังรับแรงที่น้อยกว่าซึ่งทำให้เกิดการลดลงของแรงที่ไม่สม่ำเสมอและในทางตรงกันข้าม ถ้าค่า  $E_{des}$  มีค่าลดลงจะทำให้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่ มีการเพิ่มขึ้นของแรงกระทำด้านข้างค่อนข้างสม่ำเสมอ และส่งผลให้แรงในเหล็กเสริมลดลง

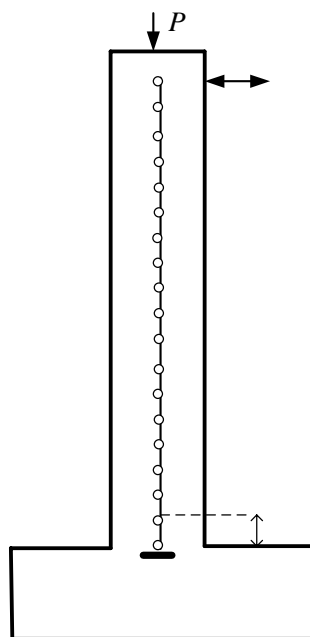
ค่าตัวแปรในแบบจำลองของเหล็กเสริมของ Menegotto และ Pinto ซึ่งได้แก่  $R_0, a_1, a_2$  จะมีผลต่อส่วนโค้งของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมในช่วงของ Baushinger effect

การเพิ่มค่าพารามิเตอร์  $R_0$  จะทำให้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่มีลักษณะเป็นเหลี่ยมคมขึ้นและการลดค่าพารามิเตอร์  $R_0$  จะทำให้กราฟความระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่มีลักษณะที่โค้งน้อยลง การเพิ่มผลของพารามิเตอร์  $R_0$  ที่มากเกินไปนั้นจะทำให้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่มีค่าที่ไม่เป็นระบบ

การลดค่าพารามิเตอร์  $a_1$  จะทำให้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่มีลักษณะที่เหลี่ยมคมขึ้น

การเพิ่มผลค่าพารามิเตอร์  $a_2$  นั้นไม่ส่งผลอย่างชัดเจนกับความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่มีลักษณะที่เหลี่ยมคมขึ้น

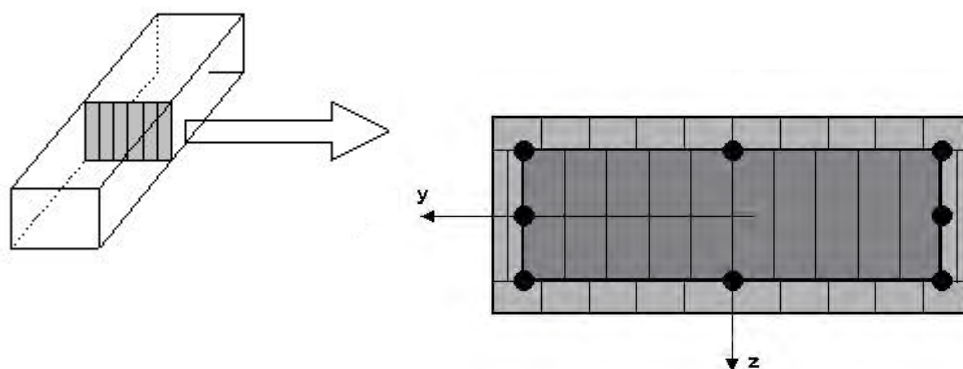
การเพิ่มหรือลดความยาวของชิ้นส่วนในแต่ละไฟเบอร์โดยในการเพิ่มความยาวของชิ้นส่วนในแต่ละไฟเบอร์จะทำให้ค่าแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับการเคลื่อนที่มีค่ามากกว่าและเมื่อลดความยาวของชิ้นส่วนจะทำให้ค่าแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับการเคลื่อนที่มีค่าลดลงและเมื่อทำการลดความยาวของชิ้นส่วนในแต่ละไฟเบอร์ถึงค่าหนึ่งจะทำให้ลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับการเคลื่อนที่มีค่าที่ใกล้เคียงกันซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ทำการเปรียบเทียบผลของการเพิ่มหรือลดความยาวของชิ้นส่วนในแต่ละไฟเบอร์โดยมีความยาวตั้งแต่ 40 ซม. 20 ซม. 12 ซม. และ 10 ซม. ซึ่งพบว่าความยาวของชิ้นส่วนซึ่งมีขนาด 12 ซม. และ 10 ซม. ให้ค่าความสัมพันธ์ของแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ไม่แตกต่างกันเพราะฉะนั้นในงานวิจัยนี้จึงเลือกใช้ความยาวของชิ้นส่วนในแต่ละไฟเบอร์มีขนาดเท่ากับ 12 ซม. โดยผลของการศึกษาพารามิเตอร์นั้นจะได้แสดงดังภาคผนวก ง



รูปที่ 6.1 แบบจำลองโครงสร้างเสาสะพานสำหรับการวิเคราะห์

## 6.2 การจำลองโครงสร้าง

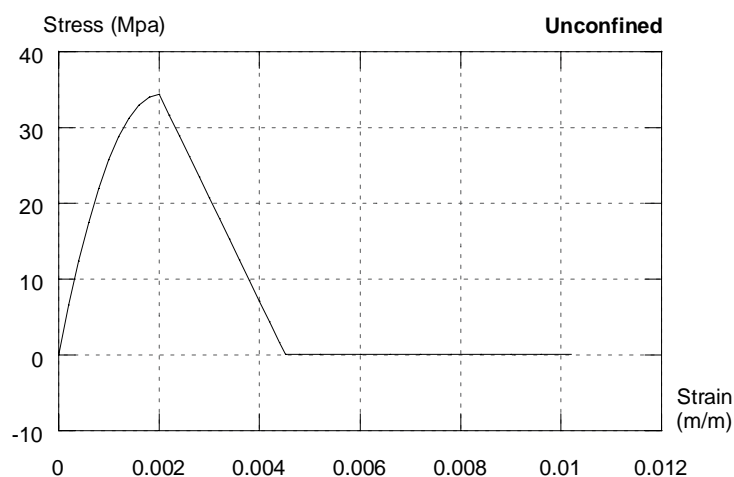
ในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นนั้นจะใช้วิธีไฟเบอร์ (fiber element) ซึ่งจะได้ทำการแบ่งชิ้นส่วนออกเป็นชิ้นส่วนย่อยๆ ซึ่งแสดงได้ดังรูปที่ 6.1 โดยที่แต่ละจุดต่อมีระยะห่าง 12 ซม. โดยแต่ละไฟเบอร์ได้มีการจำลองพฤติกรรมวัสดุต่างๆ เช่น คอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด (confined concrete) คอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัด (unconfined concrete) และเหล็กเสริม (longitudinal steel) ซึ่งแสดงได้ดังรูปที่ 6.2 โดยที่บริเวณโคนเสาจะมีลักษณะเป็นจุดยึดแน่นเนื่องจากการทดสอบได้ทำการปรับแก้ผลของการลื่นไถลและการหมุนของฐานรากแล้ว



รูปที่ 6.2 แบบจำลองไฟเบอร์ (ที่มา OPENSEES)

### 6.2.1 การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (unconfined concrete)

การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดได้ทำการจำลองโดยใช้แบบจำลองของ Kent และ Park (1971) ซึ่งรูปที่ 6.3 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด และตารางที่ 6.1 แสดงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในแบบจำลองที่ไม่มีการโอบรัด



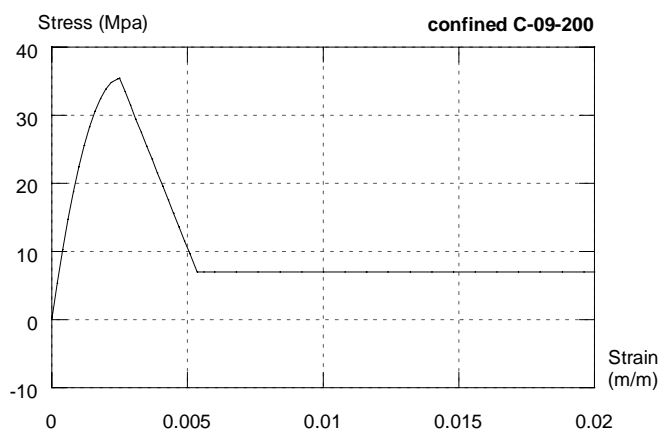
รูปที่ 6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

ตารางที่ 6.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

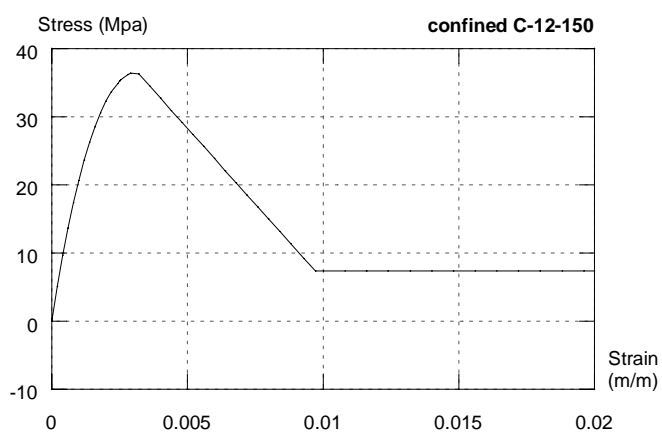
Unconfined concrete			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
27.22E+6	-33.50E+3	-0.002	-1.362E+7

### 6.2.2 การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัด (confined concrete)

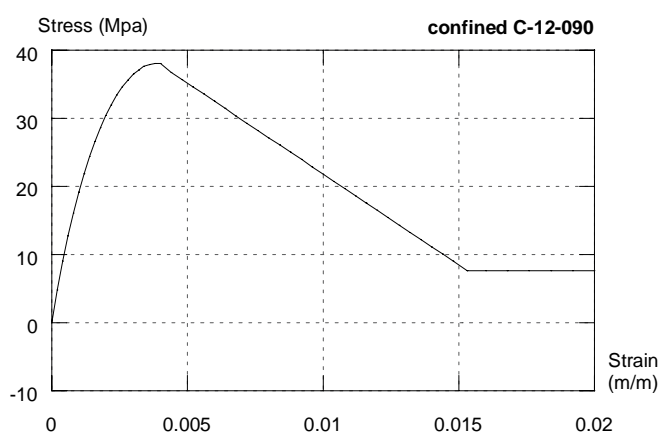
การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัดได้ทำการจำลองโดยใช้แบบจำลองของ Hoshikuma (1997) ซึ่งรูปที่ 6.4 ถึงรูปที่ 6.6 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด และตารางที่ 6.2 แสดงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในแบบจำลองที่มีการโอบรัด



รูปที่ 6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
ของตัวอย่าง C-09-200



รูปที่ 6.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
ของตัวอย่าง C-12-150



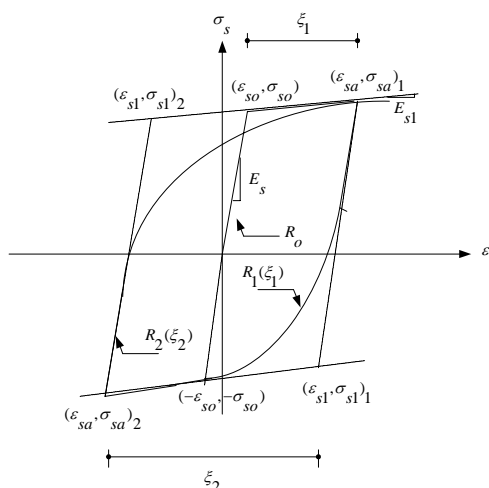
รูปที่ 6.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
ของตัวอย่าง C-12-090

ตารางที่ 6.2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัด

Confined concrete				
column	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varepsilon_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
C-09-200	27.22E+6	-34.60E+3	-0.00252	-9.486E+6
C-12-150	27.22E+6	-35.50E+3	-0.00317	-4.247E+6
C-12-090	27.22E+6	-37.30E+3	-0.00395	-2.548E+6

### 6.2.3 การจำลองโครงสร้างเหล็ก (longitudinal steel)

การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดได้ทำการจำลองโดยใช้แบบจำลองของ Menegotto และ Pinto ซึ่งรูปที่ 6.7 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมและตารางที่ 6.3 แสดงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในแบบจำลองของเหล็กเสริมตามยาว



รูปที่ 6.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว

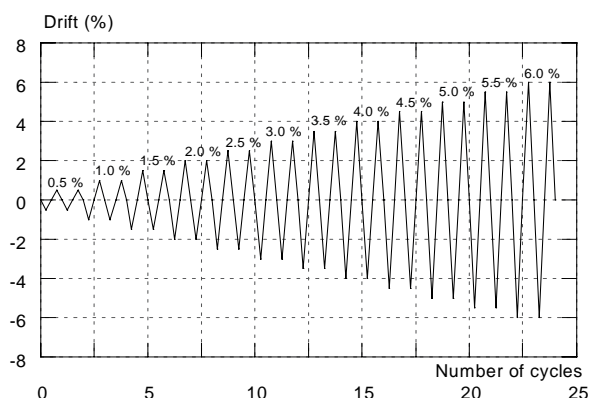
ตารางที่ 6.3 ค่าพารามิเตอร์สำหรับเหล็กเสริม

Column	Reinforcement					
	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening	$R_0$	$a_1$	$a_2$
C-09-200	194.0E+6	493.0E+3	0.008	19.5	18.5	0.15
C-12-150	194.0E+6	493.0E+3	0.008	19.5	18.5	0.15
C-12-090	194.0E+6	493.0E+3	0.008	19.5	18.5	0.15



### 6.3 รูปแบบการให้แรงกระทำ

ในการวิเคราะห์เสาสะพานนั้นจะได้ทำการให้แรงอัดในแนวแกนซึ่งมีค่าเท่ากับ 32 ตัน จากนั้นจะให้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร โดยจะทำการควบคุมระยะการเคลื่อนที่ที่หัวเสา (displacement control) ซึ่งรูปแบบการให้แรงกระทำแสดงดังรูปที่ 6.8 โดยลักษณะการให้แรงจะมีลักษณะที่เหมือนกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

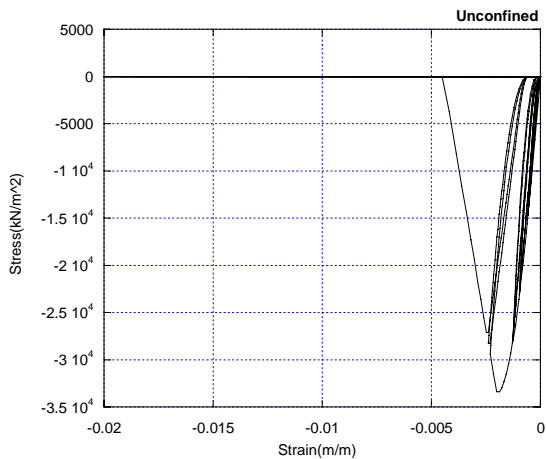


รูปที่ 6.8 รูปแบบการให้แรงกระทำ (loading scheme)

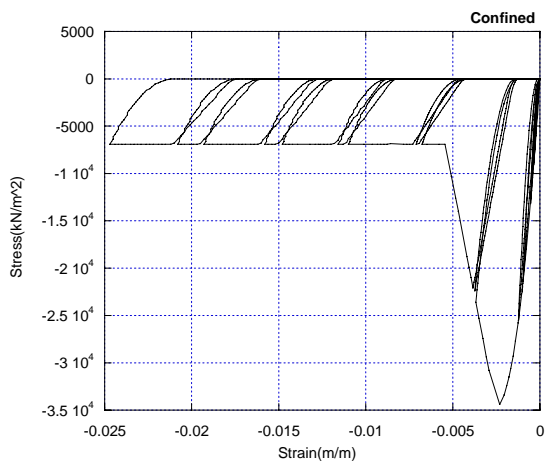
### 6.4 ผลการวิเคราะห์เสาตัวอย่างด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์

#### 6.4.1 ตัวอย่าง C-09-200

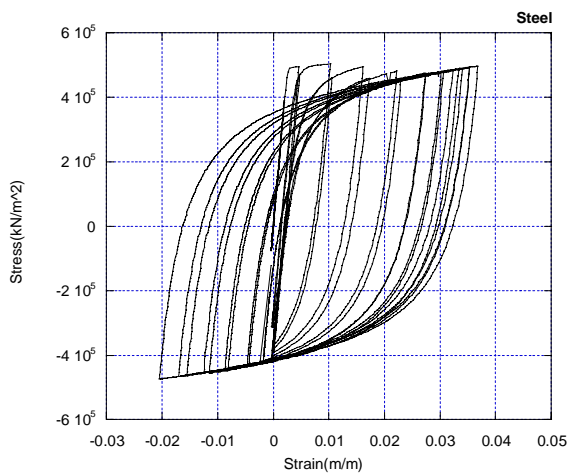
จากการวิเคราะห์โครงสร้างของเสาตัวอย่าง C-09-200 จะได้ความสัมพันธ์ของความเครียดและความเค้นของโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด โครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัดและโครงสร้างเหล็กยื่นแสดงดังรูปที่ 6.9 และจากรูปที่ 6.10 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 จากการเปรียบเทียบจะพบว่าในช่วงแรกที่อัตราการเคลื่อนตัวมีค่าประมาณ 0-2.5% นั้นลักษณะของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดจะมีค่าที่ใกล้เคียงกัน แต่ในช่วงที่การเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้ศูนย์นั้นจะเห็นถึงความแตกต่างและในช่วงอัตราการเคลื่อนตัวมีค่าตั้งแต่ 3.0% ถึงจบการทดสอบนั้นพบว่าลักษณะของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 นั้นจะมีลักษณะที่ค่อนข้างคงที่ซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากพฤติกรรมของเหล็กเสริม นอกจากนั้นในช่วงที่การเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้ศูนย์นั้นจะพบว่าเมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเข้าใกล้ค่าศูนย์ค่าแรงที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะมีค่าน้อยกว่าจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 เนื่องด้วยว่าในแบบจำลองที่ใช้เป็นตัวแทนพฤติกรรมของเหล็กเสริมนั้นไม่ได้มีการคำนึงถึงผลของการโก่งเดาะ (buckling) ของเหล็กและการแตกร้าวของคอนกรีตจึงส่งผลให้กราฟทั้งสองมีพฤติกรรมที่ต่างกัน



(ก) คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด



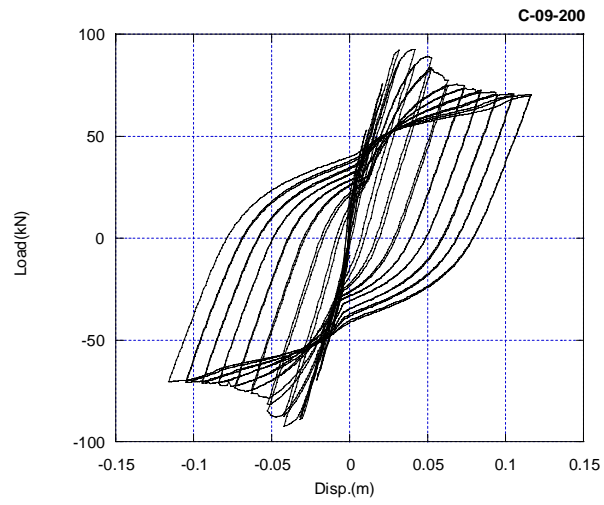
(ข) คอนกรีตที่มีการโอบรัด



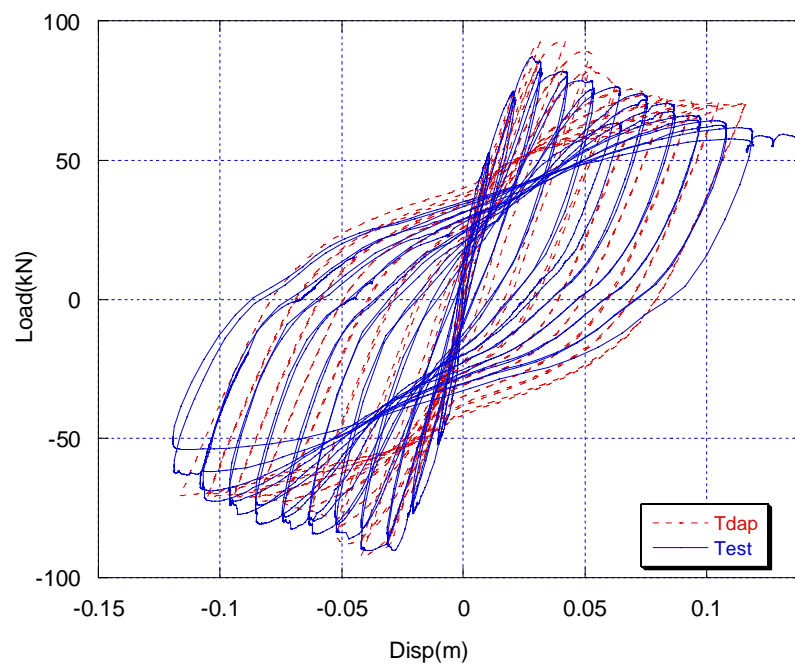
(ค) เหล็กเสริม

รูปที่ 6.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองวัสดุชนิดต่างๆ

ของตัวอย่าง C-09-200

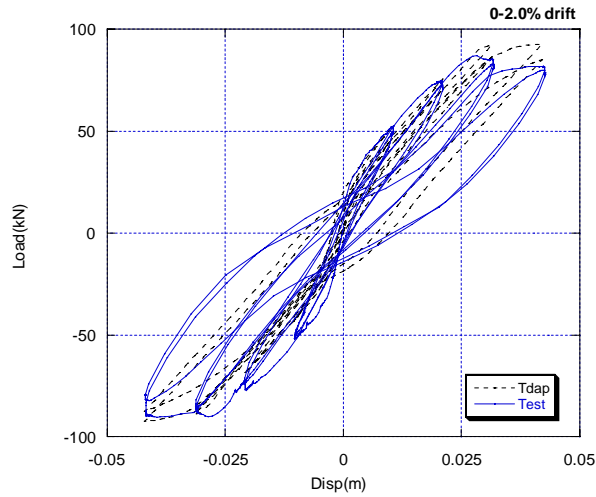


(ก) C-09-200

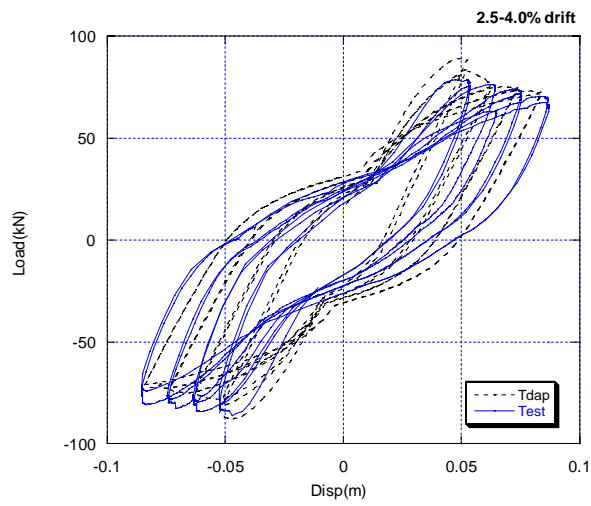


(ข) ผลการทดสอบเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์

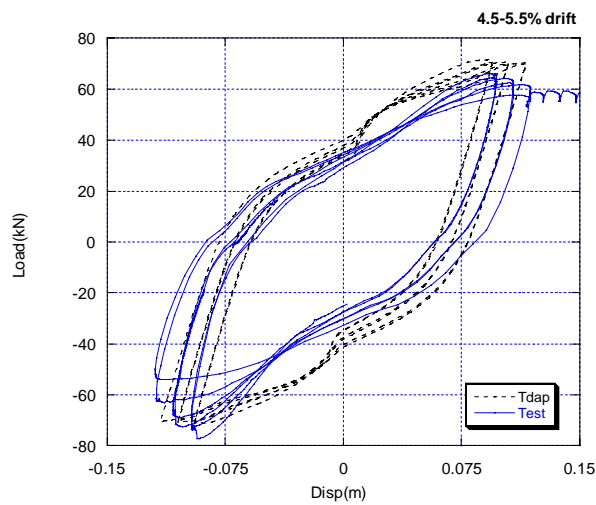
รูปที่ 6.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง  
ของเสาตัวอย่าง C-09-200



(ค) อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้าง 0.0%-2.0%



(ง) อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้าง 2.5%-4.0%

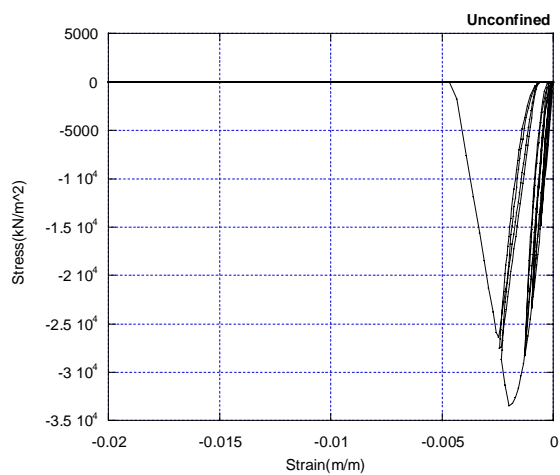


(จ) อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้าง 4.5%-5.5%

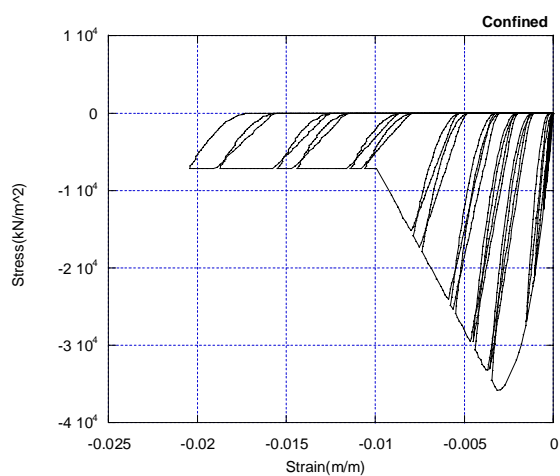
รูปที่ 6.10 (ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ของเสาตัวอย่าง C-09-200

#### 6.4.2 ตัวอย่าง C-12-150

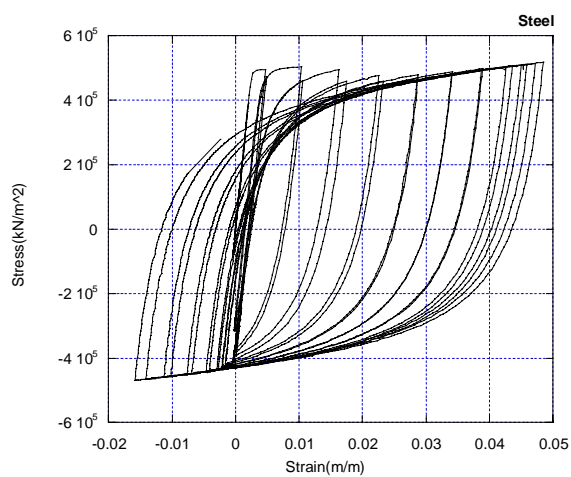
จากการวิเคราะห์โครงสร้างของเสาตัวอย่าง C-12-150 จะได้ลักษณะความสัมพันธ์ของความเครียดและความเค้นของโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด โครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัดและโครงสร้างเหล็กยื่นแสดงดังรูปที่ 6.11 ซึ่งจากความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงอัด (-) จะมีค่าที่น้อยกว่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบ C-09-200 เนื่องจากตัวอย่าง C-12-150 นั้นมีลักษณะของความชันขาลงของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีความโอบรัดที่ชันน้อยกว่าซึ่งส่งผลให้คอนกรีตมีความสามารถในการรับแรงอัดที่ดีกว่า จากรูปที่ 6.12 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 ซึ่งจากการเปรียบเทียบจะพบว่าในช่วงแรกที่มีการเคลื่อนที่ด้านข้างมีอัตราการเคลื่อนตัว 0-2.5% นั้นลักษณะของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดจะมีค่าที่ใกล้เคียงกัน แต่ในช่วงที่มีการเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้เคียงนั้นจะเห็นถึงความแตกต่างและในช่วงการเคลื่อนที่ด้านข้างมีอัตราการเคลื่อนตัว 3.0% ถึงจบการทดสอบนั้นพบว่าลักษณะของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดในแต่ละรอบที่จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 นั้นจะมีลักษณะที่มากกว่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่ได้จากการทดสอบ นอกจากนั้นในช่วงที่มีการเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้เคียงนั้นจะพบว่าเมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเข้าใกล้ค่าศูนย์ค่าแรงที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะมีค่าที่น้อยกว่าจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP3 เนื่องด้วยว่าในแบบจำลองที่ใช้เป็นตัวแทนพฤติกรรมของเหล็กเสริมนั้นไม่ได้มีการคำนึงถึงผลของการโก่งเดาะ (buckling) ของเหล็กเสริมตามยาวและผลการแตกร้าวของคอนกรีตจึงส่งผลให้กราฟทั้งสองมีพฤติกรรมที่ต่างกัน



(ก) คอนกรีตที่ไม่มีกรโอบรัด



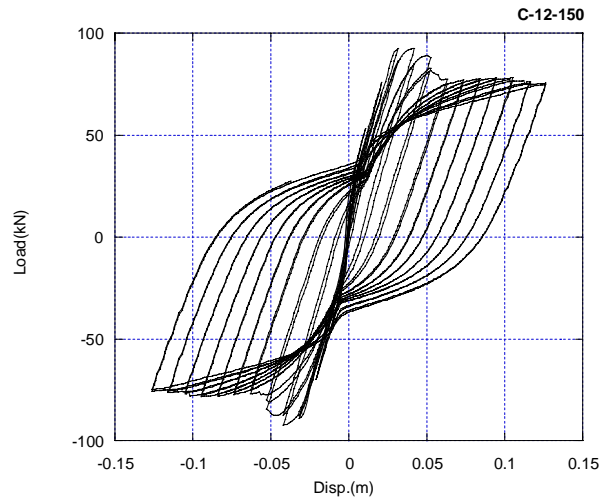
(ข) คอนกรีตที่มีการโอบรัด



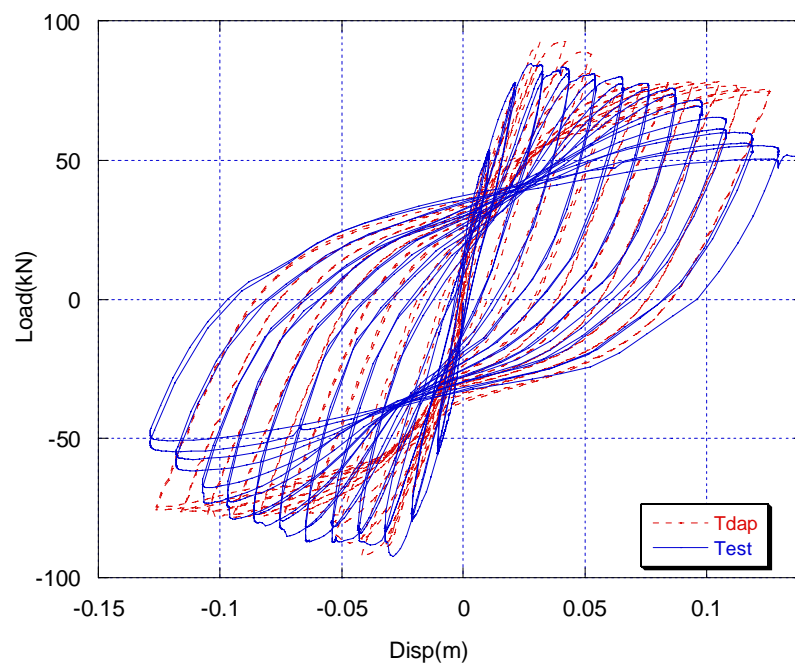
(ค) เหล็กเสริมตามยาว

รูปที่ 6.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองวัสดุชนิดต่างๆ

ของตัวอย่าง C-12-150

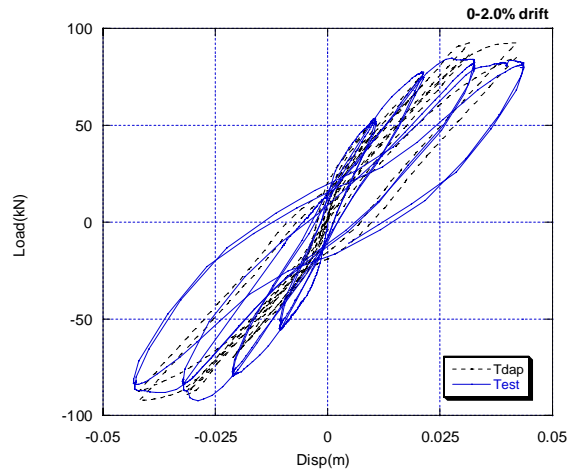


(ก) C-12-150

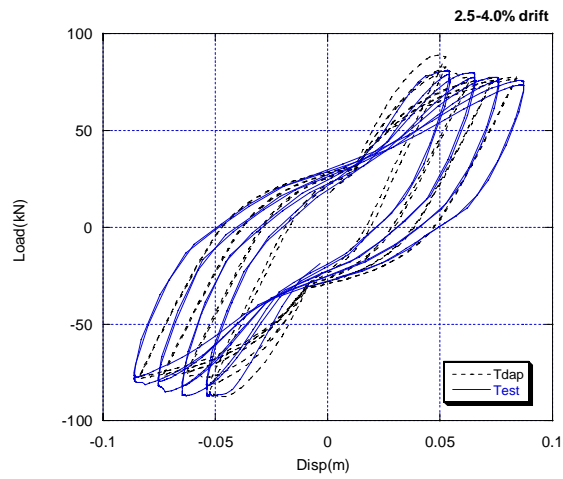


(ข) ผลการทดสอบเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์

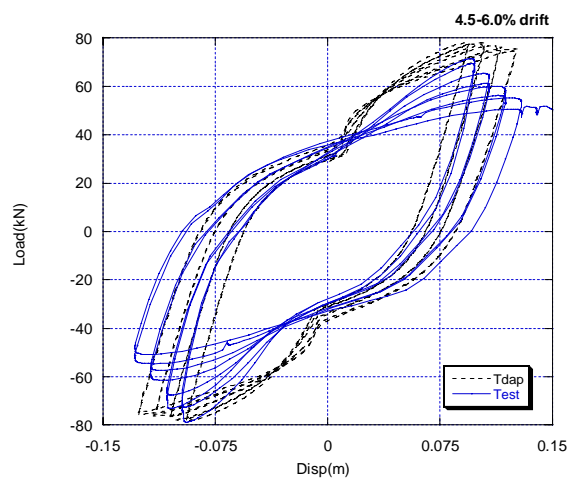
รูปที่ 6.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง  
ของเสาตัวอย่าง C-12-150



(ค) อัตราการเคลื่อนตัว 0%-2.0%



(ง) อัตราการเคลื่อนตัว 2.5%-4.0%



(จ) อัตราการเคลื่อนตัว 4.5%-6.0%

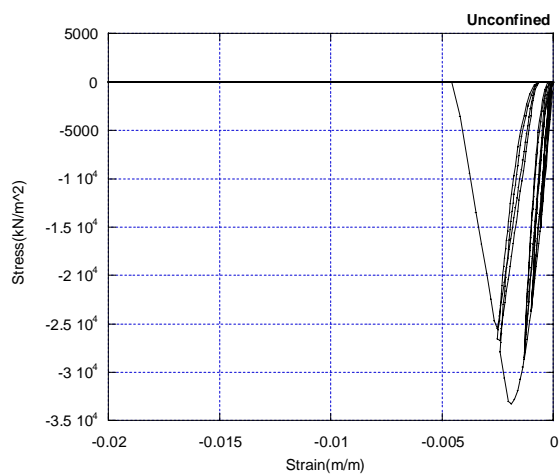
รูปที่ 6.13(ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่  
ของเสาตัวอย่าง C-12-150



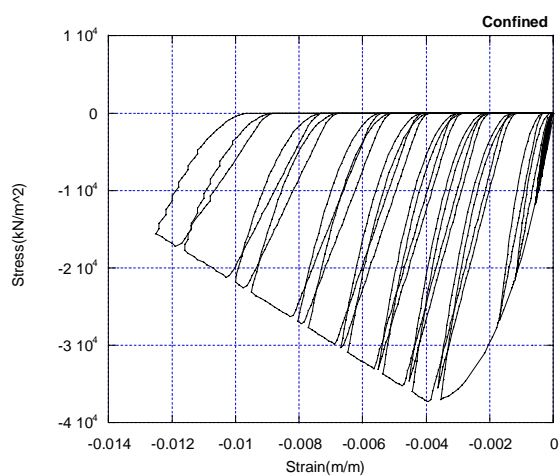
### 6.4.3 ตัวอย่าง C-12-090

จากการวิเคราะห์โครงสร้างของเสาตัวอย่าง C-12-090 จะได้ลักษณะความสัมพันธ์ของความเครียดและความเค้นของโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด โครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัดและโครงสร้างเหล็กก็แสดงดังรูปที่ 6.13 ซึ่งจากความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงอัด (-) จะมีค่าที่น้อยที่สุดเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบ C-09-200 และ C-12-150 เนื่องจากตัวอย่าง C-12-090 นั้นมีลักษณะของความชันขาลงของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีความโอบรัดที่ชันน้อยที่สุดซึ่งส่งผลให้คอนกรีตมีความสามารถในการรับแรงอัดที่ดีที่สุด จากรูปที่ 6.14 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP ซึ่งจากการเปรียบเทียบจะพบว่าในช่วงแรกของการเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าอัตราการเคลื่อนตัว 0-2.5% นั้นลักษณะของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดในแต่ละรอบจะมีค่าที่ใกล้เคียงกันในด้านที่การเคลื่อนที่มีค่าลบแต่ในด้านการเคลื่อนที่มีค่าบวกนั้นลักษณะของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดในแต่ละรอบนั้นจะมีค่าแตกต่างกันเนื่องมาจากการทดสอบตัวอย่าง C-12-090 ได้เกิดการลื่นไถลของตัวอย่างทดสอบ ซึ่งจากการปรับแก้ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของการลื่นไถลส่งผลให้ลักษณะของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างจากการทดสอบและการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP มีค่าแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดเจนในทิศทางที่การเคลื่อนที่เป็นบวก

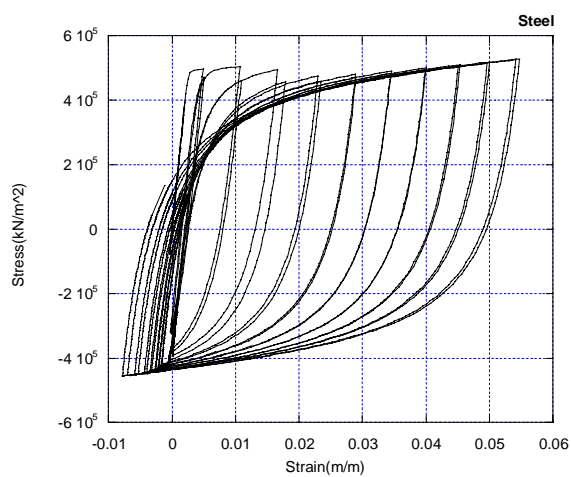
ในช่วงที่การเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้ศูนย์นั้นจะเห็นถึงความแตกต่างและในช่วงการเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าตั้งแต่ 3.0% drift ถึงจบการทดสอบนั้นพบว่าลักษณะของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดที่จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP นั้นจะมีลักษณะที่เพิ่มมากขึ้นซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากพฤติกรรมของเหล็กเสริมและพฤติกรรมของคอนกรีตที่ยังคงมีกำลังรับแรงอยู่มากเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้านี้ นอกจากนี้ในช่วงที่การเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้ศูนย์นั้นจะพบว่าค่าแรงกระทำด้านข้างที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะมีค่าที่ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม TDAP เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้านี้ เนื่องมาจากการทดสอบไม่พบถึงการโก่งเดาะของเหล็กเสริมและแบบจำลองก็ไม่ได้มีการพิจารณาผลการโก่งเดาะของเหล็กเสริมเช่นกันนอกจากนั้นรอยแตกร้าวของคอนกรีตที่พบได้มีลักษณะที่แตกร้าวน้อยกว่าตัวอย่าง C-12-150 และ C-12-090 อย่างชัดเจน



(ก) คอนกรีตที่ไม่มีกรโอบรัด



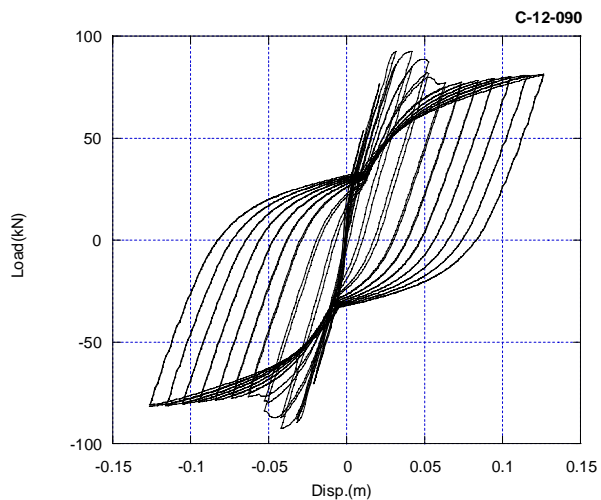
(ข) คอนกรีตที่มีกรโอบรัด



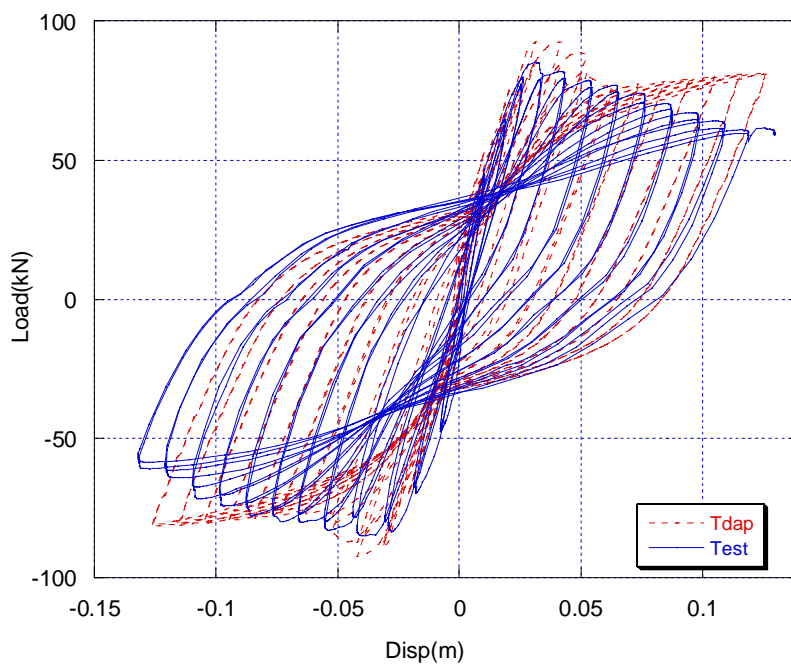
(ค) เหล็กเสริมตามยาว

รูปที่ 6.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองวัสดุชนิดต่างๆ

ของตัวอย่าง C-12-090

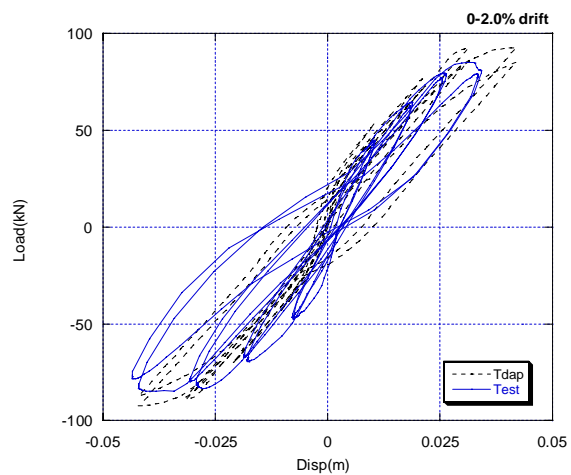


(ก) C-12-090

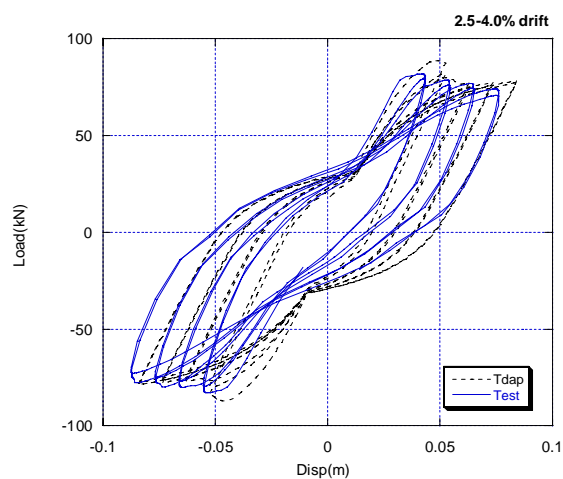


(ข) ผลการทดสอบเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์

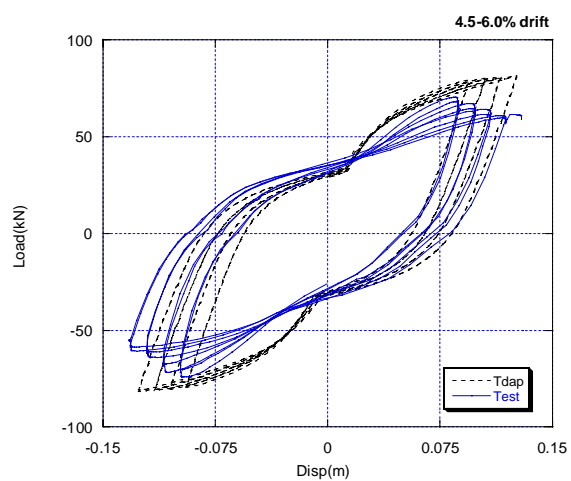
รูปที่ 6.14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ของเสาตัวอย่าง C-12-090



(ค) อัตราการเคลื่อนตัว 0%-2.0%



(ง) อัตราการเคลื่อนตัว 2.5%-4.0%



(จ) อัตราการเคลื่อนตัว 4.5%-6.0%

รูปที่ 6.16 (ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่  
ของเสาตัวอย่าง C-12-090

## บทที่ 7

### สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

#### 7.1 สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาและเปรียบเทียบผลของการโอบรัดของเหล็กปลอกต่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ค่าความเหนียวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กที่อ้างอิงตามมาตรฐาน AASHTO (2005) และ Eurocode (2005) นอกจากนี้ยังได้ทำการศึกษาและเปรียบเทียบ ผลตอบสนองของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ซึ่งผลการวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

1. ผลการทดสอบเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างซึ่งมีปริมาณการเสริมเหล็กตามยาวที่มีค่า 1.23% และมีแรงอัดตามแนวแกน  $0.057fc'/Ag$  โดยเมื่อเปรียบเทียบกับนักวิจัยที่ผ่านมาพบว่ามีค่าปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและแรงอัดตามแนวแกนมีค่าน้อยที่สุด จากการทดสอบพบว่า ตัวอย่างทดสอบ C-09-200 ซึ่งเป็นตัวแทนสะพานทางหลวงชนบทซึ่งมีปริมาณการเสริมเหล็ก 6.2% เมื่อเทียบกับปริมาณการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐาน AASHTO (2005) และมีปริมาณการเสริมเหล็ก 18.2% เมื่อเทียบกับปริมาณการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐาน Eurocode (2005) มีระยะเคลื่อนตัวสูงเท่ากับ 4.4 % โดยมีค่าความเหนียวเท่ากับ 4.7 ตัวอย่าง C-12-150 ซึ่งมีปริมาณการเสริมเหล็ก 14.8% เมื่อเทียบกับปริมาณการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐาน AASHTO(2005) และมีปริมาณการเสริมเหล็ก 43.1% เมื่อเทียบกับปริมาณการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐาน Eurocode (2005) มีระยะเคลื่อนตัวสูงเท่ากับ 4.7 % ค่าความเหนียวเท่ากับ 5.6 และตัวอย่าง C-12-090 ซึ่งมีปริมาณการเสริมเหล็ก 24.6% เมื่อเทียบกับปริมาณการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐาน AASHTO (2005) และมีปริมาณการเสริมเหล็ก 71.8% เมื่อเทียบกับปริมาณการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐาน Eurocode (2005) มีระยะเคลื่อนตัวสูงเท่ากับ 4.8 % โดยมีค่าความเหนียวเท่ากับ 4.9

2. การเพิ่มปริมาณการโอบรัดโดยการเพิ่มขนาดและปริมาณเหล็กปลอกนั้นไม่ส่งผลต่อค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่และระยะเคลื่อนตัวสูงสุดอย่างชัดเจนโดยในการทดสอบพบว่า ความเครียดในเหล็กปลอกของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างทดสอบนั้นมีค่าความเครียดไม่ถึงจุดครากซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมการโอบรัดของเหล็กปลอกที่ยังทำงานได้อย่างไม่เต็ม

ประสิทธิภาพซึ่งจากการทดสอบพบว่าตัวอย่าง C-09-200 เริ่มมีการหลุดร่อนของคอนกรีตที่อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่า 3.0% ตัวอย่าง C-12-150 เริ่มมีการหลุดร่อนของคอนกรีตที่อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่า 3.5% ตัวอย่าง C-12-090 เริ่มมีการหลุดร่อนของคอนกรีตที่อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่า 3.5% ซึ่งแสดงให้เห็นว่าในช่วงแรกของการทดสอบค่าความเครียดในคอนกรีตมีค่าน้อยซึ่งทำให้การเพิ่มปริมาณการโอบรัดนั้นไม่ส่งผลต่อค่าความเหนียวและระยะเวลาเคลื่อนที่ในช่วงแรก

3. ความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 มีการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันในช่วงแรกเนื่องจากในช่วงแรกๆของการทดสอบนั้นความเครียดในเหล็กยี่นั้นยังมีค่าไม่ถึงจุดคราก และในช่วงอัตราการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 3.0%-5.5% ของการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบ C-12-150 และ C-12-090 นั้นมีค่าการสลายพลังงานที่ใกล้เคียงกันแต่มีการสลายพลังงานที่มากกว่าตัวอย่างทดสอบ C-09-200

4. จากผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟเบอร์เทียบกับผลที่ได้จากห้องปฏิบัติการให้ผลที่ใกล้เคียงในช่วงแรกของการทดสอบแต่ในช่วงหลังของการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ได้นั้นจะมีความแตกต่างกันเนื่องมาจากพฤติกรรมส่วนใหญ่มาจากผลของเหล็กยี่ โดยจากการวิเคราะห์โครงสร้างของเสาตัวอย่าง C-09-200, C-12-150 และ C-12-090 พบว่าในช่วงแรกที่อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าประมาณ 0-2.5% นั้นลักษณะของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดจะมีค่าที่ใกล้เคียงกันแต่ในช่วงที่อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าตั้งแต่ 3.0% ถึงจบการทดสอบนั้นพบว่าลักษณะของแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดในแต่ละรอบทดสอบของตัวอย่าง C-09-200 และ C-12-150 นั้นจะมีลักษณะที่ค่อนข้างคงที่ส่วนในตัวอย่าง C-12-090 นั้นแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดในแต่ละรอบจะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากพฤติกรรมของเหล็กเสริมที่มีค่าเพิ่มขึ้นและผลของการโอบรัดของคอนกรีตที่ยังคงมีการโอบรัดมากกว่าตัวอย่าง C-09-200 และ C-12-150 ในช่วงที่การเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้ศูนย์นั้นจะเห็นถึงความแตกต่างและในช่วงที่อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าตั้งแต่ 3.0% ถึงจบการทดสอบจะพบความแตกต่างได้ชัดเจนในตัวอย่าง C-09-200, C-12-150 เนื่องจากแบบจำลองเหล็กที่ใช้ในการวิจัยนี้ไม่ได้พิจารณาถึงผลของการโก่งเดาะ (buckling) แต่ในตัวอย่าง C-12-090 นั้นในช่วงที่การเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าใกล้ศูนย์นั้นมีลักษณะที่ใกล้เคียงกว่าเนื่องมาจากในการทดสอบไม่พบถึงการโก่งเดาะของเหล็กเสริม

## 7.2 ข้อเสนอแนะ

จากการวิเคราะห์ข้อมูลจากงานวิจัยนี้ สามารถสรุปข้อเสนอแนะเพื่อเป็นแนวทางปฏิบัติในอนาคตได้ดังต่อไปนี้

1. ในงานวิจัยนี้ไม่ได้พิจารณาผลของการทาบเหล็กในเสาซึ่งมักมีการทาบเหล็กในช่วงบริเวณโคนเสาซึ่งเป็นบริเวณที่มีแรงภายในที่ค่อนข้างสูงซึ่งจะส่งผลต่อการวิบัติในโครงสร้างเสา จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป

2. การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์นั้นควรมีการปรับปรุงการจำลองโครงสร้างของเหล็กเสริมให้มีความถูกต้องมากขึ้น โดยการคำนึงถึงผลของการโก่งเดาะ (buckling) ของเหล็กเสริมเพื่อให้การวิเคราะห์มีความถูกต้องมากขึ้น

## รายการอ้างอิง

### ภาษาอังกฤษ

- American Association of State Highway and Transportation Officials, LRFD Bridge Design Specifications SI units Third edition 2005 Interim Revisions.
- Azizinamini A., W.Gene Corley, and L.S. Paul Johal 1992. Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns. ACI Structural Journal. 89(4) : 442-450
- Baker A. L. L. and Amarakone A. M. N. 1964. Inelastic Hyperstatic Frames Analysis. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete ASCE-ACI, Miami, :121-146
- Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges The European Standard EN 1998-2:2005
- Gomes, A. and Appleton, J. 1997. Nonlinear cyclic stress-strain relation of Reinforcement bars including buckling. Elsevier Engineering Structural Division. 10(9) : 822-826.
- Halil Sezen and Jack P.Moehle. 2006 Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal. 103(6) : 842-849
- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. 1997. Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers. Journal of Structural Engineering. ASCE 123(5) : 624-633.
- Kent, D.C. and Park, R. 1971. Flexural members with confined concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE 97(7) : 1969-1990.
- Legeron, F. and Paultre, P. 2000 Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load. ACI Structural Journal. 97(4) : 591-601
- Lukunaprasit, P. and Sittipunt, C. 2000. Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips. ACI Structural Journal. 100(4) :422-429
- Lukunaprasit, P. and Thepmangkorn, J. 2004. Load History Effect on Cyclic Behavior of Rc Tied Columns. Journal of Structural Engineering. ASCE. 130(10) :1629-1633



- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE 114(8) : 1804-1826.
- M. J. N. Priestley and R. Park. 1987. Strength and Ductility of Concrete Bridge Column Under Seismic Loading ACI Structural Journal. 86(2) : 61-76
- Ongsupankul, S. ,Kanchanalai, T. and Kawashima, K. 2007 Behavior of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns Subjected to Moderate Seismic Load. ScienceAsia 33 : 175-185
- Ozcebe, G., and Saatcioglu, M. 1987. Confinement of Concrete Columns for Seismic Loading. ACI Structural Journal. 84(4) : 308-315
- Park, R. Priestley, M. J. N.; and Gill, W. d. 1982. Ductility of Square-Confined Concrete columns. ASCE Journal of Structural Engineering, 108(4) : 929-950
- Park, R. Priestley, M. J. N. 1987. Strength and Ductility of Concrete Bridge Column Under Seismic Loading. ACI Structural Journal. 84(4) : 61-75
- Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M., 1996 Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, USA, 686 pages.
- Sakai, J. and Kawashima, K. 2000. Effect of varying axial loads including a constant tension on seismic performance of reinforced concrete bridge columns. Journal of Structural Engineering. JSCE Japan.
- Sakai, K. and Sheikh, S. A. 1989. What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions) ACI Structural Journal. 86(2) : 192-207
- Sawyer H. A. 1994. Design of Concrete Frames for Two Failure States. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete ASCE-ACI, Miami, pp. 405-431
- Sezen, H. and Moehle, J. P. 2006. Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement ACI Structural Journal. 103(6) : 842-849
- Sheikh, S. A. and Khouty, S. S. 1993. Confined Concrete Columns With Stubs. ACI Structural Journal. 90(4) : 414-431
- Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M. 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns. Journal of Structural Engineering. ASCE 108(12) : 2703- 2722.

- Sheikh, S. A. and Yez, C. C. 1992. Analytical moment-curvature relations for tie concrete columns. Journal of Structural Engineering, ASCE 118(2) : 529-544.
- Watson, S. and Park, R. 1994. Simulated Seismic Load Test on Reinforced Concrete Column ASCE Journal of Structural Engineering, 120(6) : 1825-1949
- Wehbe, N. I.; Saiid, M. S. and Sanders. 1999. D.H. Seismic Performance of Rectangular Bridge Columns with Moderate Confinement. ACI Structural Journal. 96(2) : 248-258
- Xiao, Y. and Yun, H. W., 2002 Experimental Studies on Full-Scale High-Strength Concrete Columns. ACI Structural Journal, 99(2) : 199-207

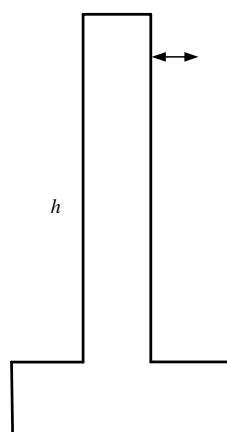
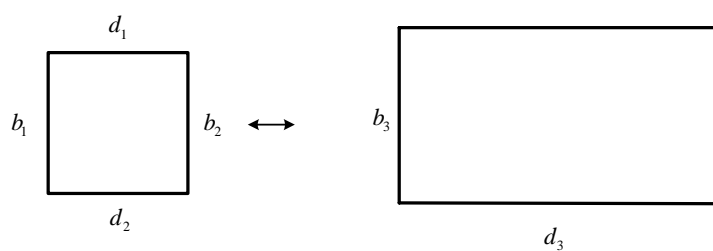
ภาคผนวก

### ภาคผนวก ก

ขนาดตัวอย่างทดสอบและผลการสอบเทียบของอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

ตารางที่ ก.1 ขนาดของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่าง	ครั้งที่	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$d_1$	$d_2$	$d_3$	$h$
C-09-200	1	40.3	40.7	70.0	40.4	40.1	140.2	240.3
	2	40.4	40.5	70.2	40.4	40.3	140.5	240.5
	ค่าเฉลี่ย	40.35	40.6	70.2	40.4	40.2	140.35	240.4
C-12-150	1	40.5	40.1	70.5	40.4	40.0	141.0	240.7
	2	40.3	40.2	70.3	40.2	40.2	140.8	240.6
	ค่าเฉลี่ย	40.4	40.15	70.4	40.3	40.1	140.9	240.65
C-12-090	1	40.0	40.7	70.0	40.5	40.3	140	240.8
	2	40.2	40.7	70.4	40.4	40.5	140.3	240.4
	ค่าเฉลี่ย	40.1	40.7	70.2	40.45	40.4	140.15	240.6



หมายเหตุ: หน่วยเป็น มิลลิเมตร

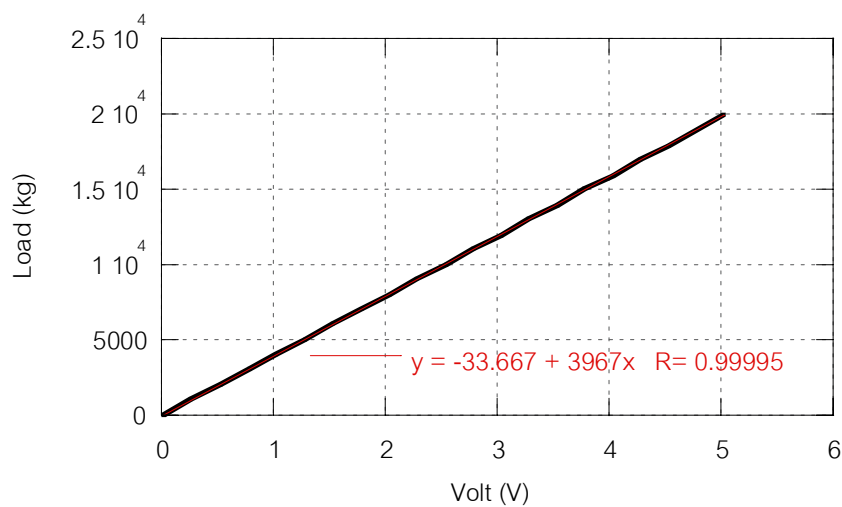
Side view

รูปที่ ก.1 ขนาดของตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ ก.2 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องให้แรง 100 ตัน

Proving Ring		Volt
Division	Load (kg)	(V)
0.0	0.0	0.000
13.00	1053	0.264
38.0	3078	0.785
62.0	5022	1.282
98.5	7979	2.038
123.0	9963	2.539
147.5	11948	3.036
172.0	13932	3.533
196.0	15876	4.033
220.5	17861	4.532
246.5	19967	5.025
210.0	17010	4.780
185.5	15026	3.782
161.0	13041	3.277
136.5	11057	2.784
112.0	9072	2.278
87.0	7047	1.787
75.0	6075	1.529
50.0	4050	1.023
25.5	2066	0.527

Calibration curve for Actuator

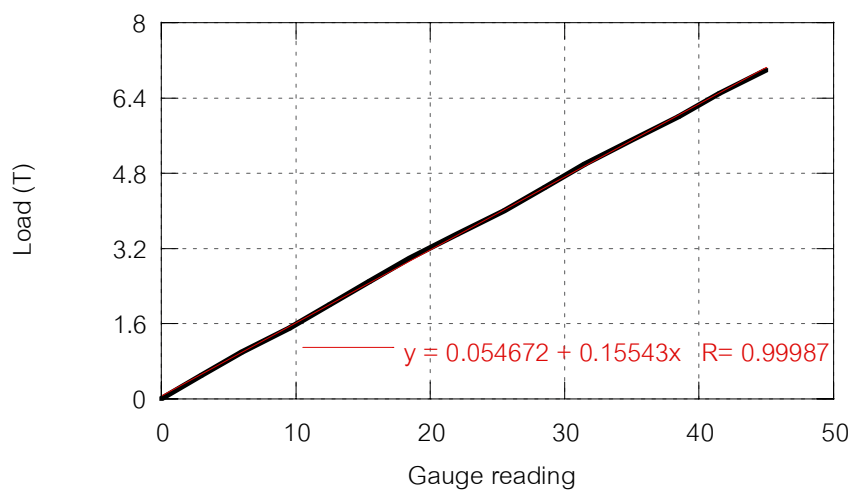


รูปที่ ก.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับโวลต์ของเครื่องให้แรง 100 ตัน

ตารางที่ ก.3 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องให้แรง 60 ตัน

Gauge Reading	Load (kg)				average
	1 <sup>st</sup>		2 <sup>nd</sup>		
	ascending	descending	ascending	descending	
0.0	0	0	0	0	0
0.5	3	3	3	3	3
1.0	6	6	6	6	6
1.5	10	9	10	9	9
2.0	13	12	13	12	12.5
2.5	16	15	16	15	15.5
3.0	19	18	19	18	18.5
3.5	23	21	23	21	22
4.0	26	25	26	25	25.5
4.5	29	28	29	28	28.5
5.0	32	31	32	31	31.5
5.5	36	34	36	34	35
6.0	39	38	39	37	38.5
6.5	42	41	42	41	41.5
7.0	45	45	45	45	45

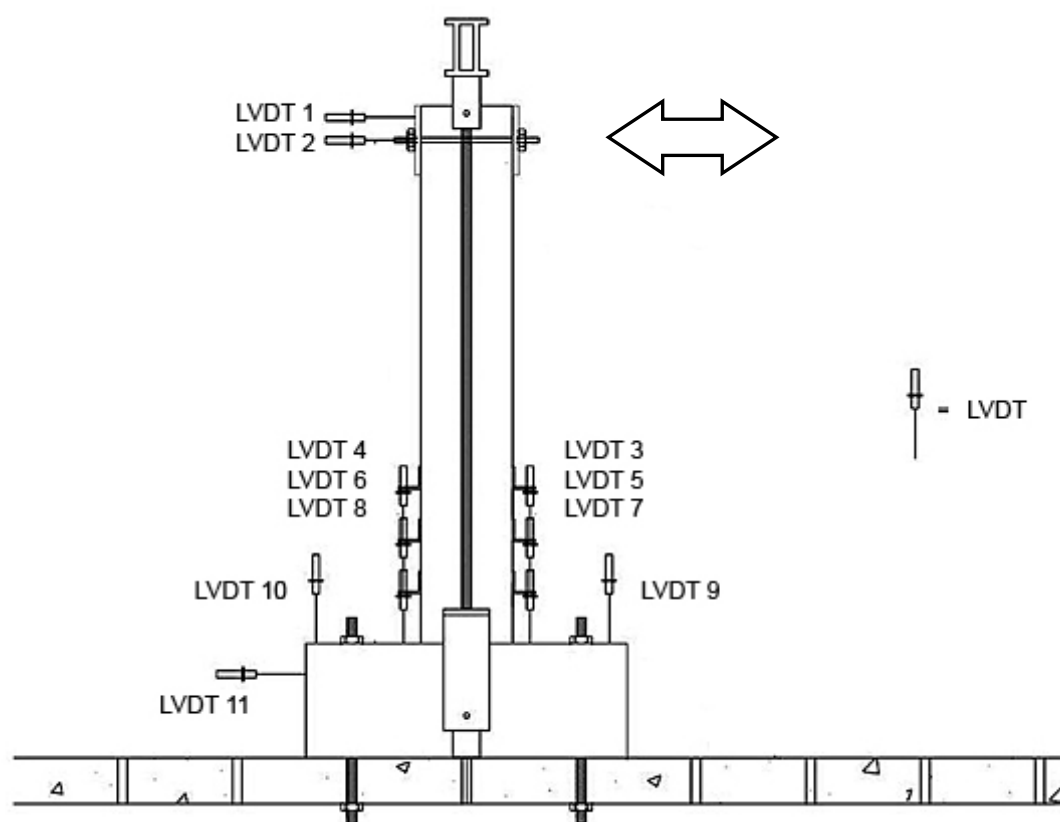
Calibration curve for Hydraulic Jack



รูปที่ ก.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับโวลต์ของเครื่องให้แรง 60 ตัน

ตารางที่ ก.4 ผลการสอบเทียบ (calibration) เครื่องวัดระยะเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's)

LVDT No.	C-09-200		C-12-150		C-12-090	
	Label	K (mm/volt)	Label	K (mm/volt)	Label	K (mm/volt)
1	12	12.657	12	12.657	12	12.657
2	13	12.701	13	12.701	13	12.701
3	3	1.611	3	1.611	14	3.809
4	14	3.809	4	1.608	4	1.608
5	8	1.662	5	1.557	5	1.557
6	7	1.751	6	1.574	2	1.630
7	15	3.780	7	1.751	7	1.751
8	5	1.611	8	1.662	8	1.662
9	19	1.001	19	1.001	19	1.001
10	17	1.004	17	1.004	17	1.004
11	20	1.039	20	1.039	20	1.039



รูปที่ ก.4 ตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่

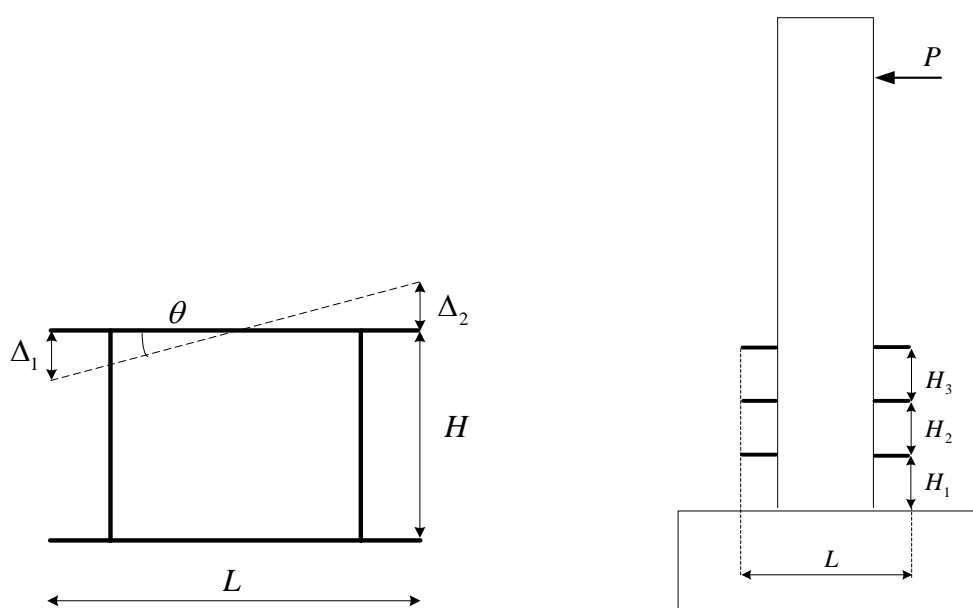


ตารางที่ ก.5 แสดงวิธีการหาค่าความโค้ง (curvature) และค่าระยะต่างๆที่ใช้ในการคำนวณ

ตัวอย่างทดสอบ	ระดับที่	H (มิลลิเมตร)	L (มิลลิเมตร)
C-09-200	1	22.2	48.7
	2	23.35	48.8
	3	22.2	49.3
C-12-150	1	22.20	43.60
	2	20.50	45.50
	3	20.65	45.20
C-12-090	1	22.30	45.80
	2	19.85	47.10
	3	19.95	44.80

$$\text{Curvature, } \rho = \frac{\theta}{H}$$

$$= \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{L} \cdot \frac{1}{H}$$



รูปที่ ก.5 วิธีการหาค่าความโค้งและระยะต่างๆที่ใช้ในการคำนวณ

## ภาคผนวก ข

ตัวอย่างการคำนวณหาปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการของ  
ข้อกำหนด AASHTO (2005) และ Eurocode (2005)

### ข.1 ตัวอย่างการคำนวณหาปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการของข้อกำหนด AASHTO (2005)

ปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (Ash) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่าระหว่าง

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

และ

$$A_{sh} = 0.12sh_c \left( \frac{f_c'}{f_{yh}} \right)$$

- โดยที่ s เป็นระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง  
 $h_c$  เป็นความยาวของแกนคอนกรีตวัดถึงผิวนอกของเหล็กปลอกโดย วัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับแรง  
 $A_g$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา  
 $A_c$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตคิดถึงผิวนอกของเหล็กปลอก  
 $f_c'$  เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต  
 $f_{yh}$  เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง

ในที่นี้  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $h_c = 30 \text{ cm}$ ,  $A_g = 1600 \text{ cm}^2$ ,  $A_c = 900 \text{ cm}^2$ ,  $f_c' = 350 \text{ ksc}$ ,  
 $f_{yh} = 2400 \text{ ksc}$  จะได้ว่า

$$A_{sh} = 0.30 \cdot 20 \cdot 30 \times \left[ \frac{1600}{900} - 1 \right] \times \left( \frac{350}{2400} \right)$$

$$A_{sh} = 20.42 \text{ cm}^2$$

## ข.2 ตัวอย่างการหาปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการของข้อกำหนด EUROCODE (2005)

ปริมาณ  $\omega_{w,\min}$  (mechanical ratio of confinement reinforcement) ของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมดซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) สามารถหาได้จาก

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

โดยที่

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L b}$$

$A_{sw}$  พื้นที่ของเหล็กปลอกในทิศทางของการโอบรัด

$s_L$  ระยะห่างของเหล็กปลอก

$b$  ระยะแกนคอนกรีตเสียดโดยวัดถึงผิวนอกของเหล็กปลอก

$$\omega_{wd,r} \geq \max\left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3}\omega_{w,\min}\right)$$

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0.13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0.01)$$

โดยที่  $A_c$  พื้นที่หน้าตัดของเสา

$A_{cc}$  พื้นที่ของแกนคอนกรีตโดยถึงเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

$\rho_L$  อัตราส่วนเหล็กตามยาว

$\lambda$  เป็น 0.28 ในโครงสร้างที่มีความเหนียวที่จำกัด (limited ductility)

$\omega_{w,\min}$  เป็น 0.12 ในโครงสร้างที่มีความเหนียวที่จำกัด (limited ductility)

ในที่นี้  $s_L = 20\text{cm}$ ,  $hc = 20\text{ cm}$ ,  $A_c = 1600\text{ cm}^2$ ,  $A_{cc} = 900\text{ cm}^2$ ,  $f_{cd} = 350\text{ ksc}$ ,  $f_{yd} = 2400\text{ ksc}$  จะได้ว่า

$$\omega_{w,req} = \frac{806.56}{1600} \cdot 0.28 \cdot 0.057 + 0.13 \cdot \frac{2400}{350} (0.0123 - 0.01)$$

$$\omega_{w,req} = 0.0337$$

$$\frac{2}{3}\omega_{w,\min} = 0.08 \quad \text{เพราะฉะนั้นจะได้ว่า } \omega_{wd,r} = 0.08$$

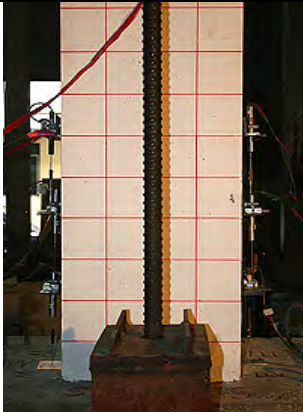
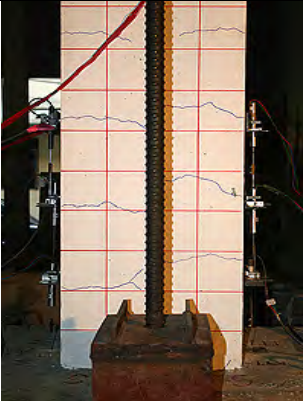
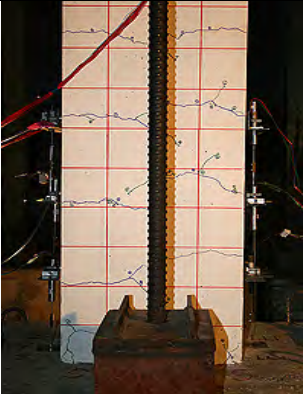
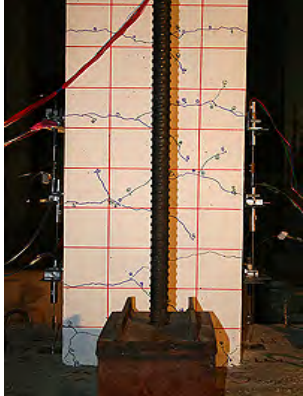
$$A_{sw} = \omega_{wd} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot s_L \cdot b$$

$$A_{sw} = 0.08 \cdot \frac{350}{2400} \cdot 20 \cdot 30 \quad A_{sw} = 7\text{ cm}^2$$


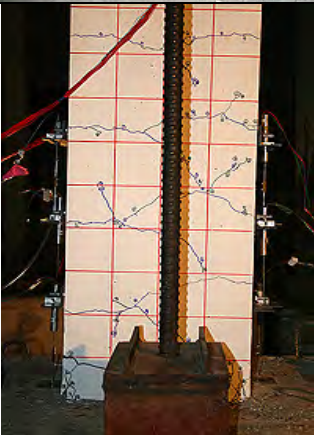


ภาคผนวก ค

พฤติกรรมระหว่างการทดสอบและรอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ ค.1 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-09-200

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
0	0	เริ่มต้น	
1	0.5	เกิดรอยแตกร้าวในแนวนอนในช่วงที่ 3,5,7,9,11 ในทุกด้าน	
2	1.0	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมและในทิศได้เกิดรอยแตกร้าวที่บริเวณโคนเสาทั้งทางด้านซ้ายและขวา	
3	1.5	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากรอยแตกร้าวเดิมและเกิดรอยแตกร้าวบริเวณโคนเสา ทิศเหนือ ตะวันออก และตะวันตก	

ตารางที่ ค.1 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-09-200

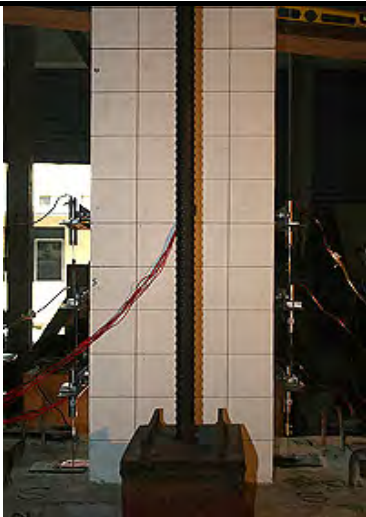
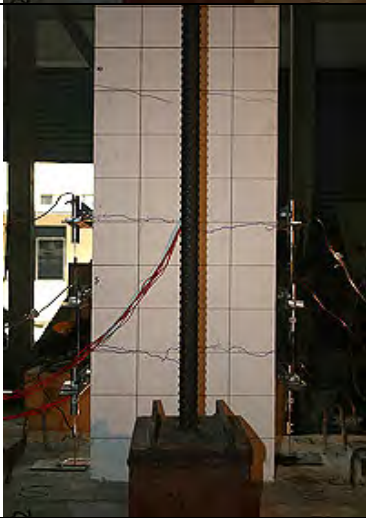
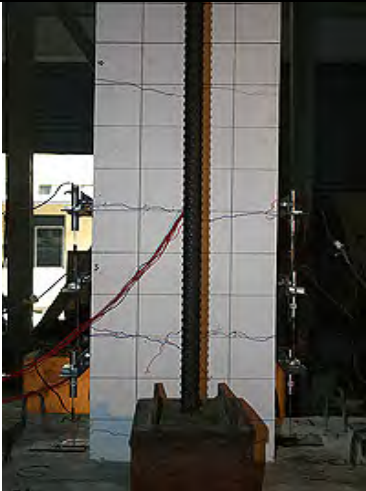
ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
4	2.0	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มมากขึ้น รอยแตกร้าวทางทิศใต้เชื่อมต่อกับรอยแตกร้าวทางทิศตะวันตก เกิดการหลุดร่อนของผิวคอนกรีตทางด้านซ้ายในช่วงที่ 1 ในด้านทิศตะวันตก	
5	2.5	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากรอยแตกร้าวเดิมเล็กน้อยและเกิดรอยแตกร้าวเพิ่มมากขึ้นที่บริเวณโคนเสา	
6	3.0	เกิดการหลุดร่อนเพิ่มขึ้นของคอนกรีตบริเวณมุมด้านทิศตะวันตกกับทิศเหนือ	
7	3.5	เกิดการหลุดร่อนมากขึ้นบริเวณมุมทั้ง 4 ด้านที่โคนเสา และรอยแตกร้าวที่บริเวณโคนเสาที่มีขนาดใหญ่ขึ้น	

ตารางที่ ค.1 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-09-200





ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
8	4.0	ทิศตะวันออก เกิดรอยแตกร้าวในแนวตั้งในช่วงที่ 1-3 และในทิศใต้เกิดรอยหลุดร่อนของคอนกรีตที่โคนเสาด้านซ้าย มีรอยแตกร้าวในแนวตั้งที่บริเวณโคนเสาทางด้านขวา	
9	4.5	เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตขนาดใหญ่ตลอดโคนเสาในช่วงที่ 1 ในทิศตะวันออกและตะวันตกและสามารถมองเห็นเหล็กปลอกได้ทางทิศเหนือ	
10	5.0	ทิศตะวันออก เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตทางด้านซ้ายในระดับที่ 2 และ 3 ขนาดใหญ่ และสามารถมองเห็นเหล็กยื่นได้	
11	5.5	สามารถมองเห็นเหล็กยื่นเกิดการโก่งเดาะได้อย่างชัดเจน คอนกรีตบริเวณโคนเสาส่วนใหญ่หลุดร่อนออกจนหมด	







ตารางที่ ค.2 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-150

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
0	0	เริ่มต้น	
1	0.5	เกิดรอยแตกร้าวแนวอนระหว่างช่วงที่ 4,7,10 ในทิศตะวันตกและทิศเหนือ และเกิดรอยแตกร้าวแนวอนระหว่างช่วงที่ 3-4, 6-7, 9-10 ในทิศตะวันออกและทิศใต้	
2	1.0	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากเดิมจากร้อยร้าวเดิมและเกิดรอยร้าวเพิ่มเติมในช่วงที่ 13 ในทุกด้าน	

ตารางที่ ค.2 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-150

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
3	1.5	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากรอยแตกร้าวเดิมเล็กน้อย	
4	2.0	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากรอยแตกร้าวเดิมเล็กน้อยและเกิดรอยแตกร้าวแนวอนระหว่างช่วงที่ 15-16 ในทิศตะวันออก	
5	2.5	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มเติมจากรอยแตกร้าวเดิมเล็กน้อยและเกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตบริเวณมุมด้านทิศตะวันตกกับทิศเหนือ	
6	3.0	รอยร้าวบริเวณโคนเสามีขนาดใหญ่ขึ้น	

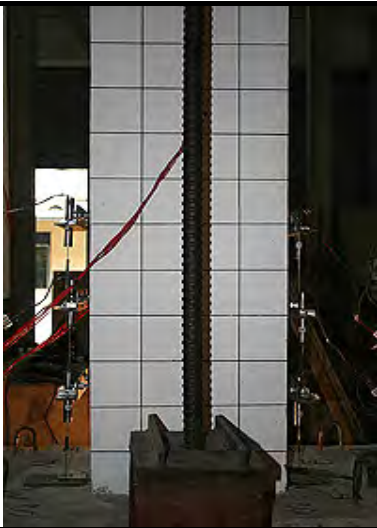
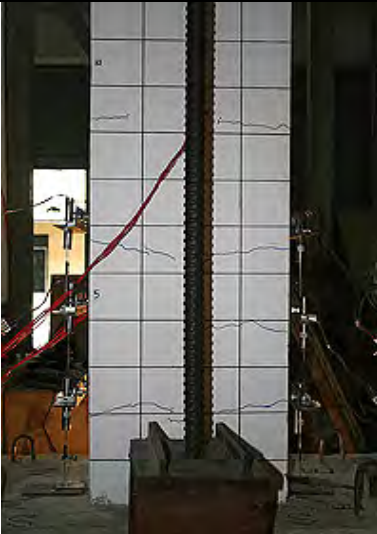
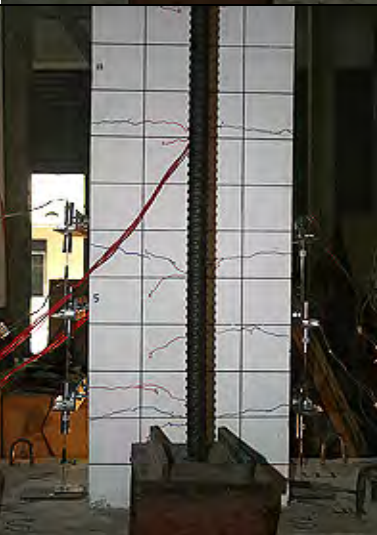
ตารางที่ ค.2 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-150

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
7	3.5	รอยแตกร้าวที่โคนเสามีขนาดใหญ่ขึ้น ทิศตะวันตกเกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อน ตลอดขอบล่างของช่วงที่ 1	
8	4.0	ทิศตะวันออกและทิศตะวันตก เกิดรอย แตกร้าวหลุดร่อนเพิ่มเติมขอบล่างของ ช่วงที่ 1 ทิศเหนือ เกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อนขอบ มุมล่างของช่วงที่ 1 มากขึ้น ทิศใต้ เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มเติมจากรอย แตกร้าวเดิมเล็กน้อยและการหลุดร่อนที่ โคนเสามีบริเวณด้านซ้ายมีมากขึ้น	
9	4.5	เกิดรอยแตกร้าวและการหลุดร่อนบริเวณ โคนเสามากขึ้น	
10	5.0	ทิศตะวันออก เกิดรอยแตกร้าวแนวทแยง และเกิดรอยแตกร้าวเพิ่มเติมจากรอย แตกร้าวเดิม เริ่มเห็นเหล็กยื่น, ทิศตะวันตกเกิดรอยแตกร้าวแนวทแยง เกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อนตลอดขอบล่าง ของช่วงที่ 1 , ในทิศเหนือเกิดรอยแตกร้าว แนวตั้งขอบมุมล่างของช่วงที่ 1-2, ทิศใต้ เกิดรอยแตกร้าวแนวตั้งขอบมุมล่างของ ช่วงที่ 1-2	

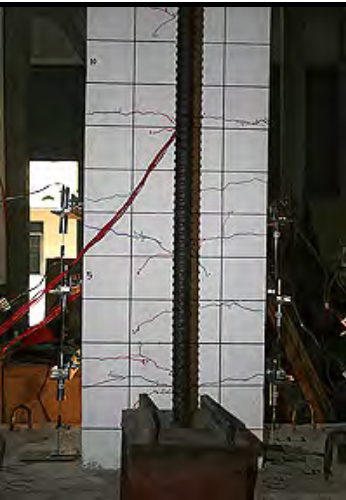



ตารางที่ ค.2 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-150

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
11	5.5	เกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อนแนวทแยงขนาดใหญ่ทางด้านขวาในช่วงที่ 1,2 ทางทิศตะวันออกส่วนในทิศตะวันตก เกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อนแนวทแยงขนาดใหญ่และทิศใต้เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มเติมจากรอยแตกร้าวเดิมเล็กน้อย รอยแตกร้าวในแนวตั้งที่บริเวณทางด้านซ้ายและขวามีขนาดใหญ่ขึ้น	
12	6.0	เกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อนขนาดใหญ่หลุดร่อนถึงกลางช่วงที่ 3 ในทางทิศตะวันออกและสามารถเห็นการโก่งเดาะของเหล็กยื่นได้อย่างชัดเจน ทิศตะวันตกและทิศเหนือ เกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อนลึกมากขึ้น ทิศใต้ เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตบริเวณด้านซ้ายและขวาในช่วงที่ 2	




ตารางที่ ค.3 พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-90

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
0	0	เริ่มต้น	
1	0.5	เกิดรอยแตกร้าวแนวนอนระหว่างช่วงที่ 3,4,6,9 ในทุกด้านของตัวอย่างทดสอบ	
2	1.0	เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากรอยแตกร้าวเดิมและเกิดรอยแตกร้าวแนวนอนเพิ่มขึ้นในช่วงที่ 11,12 ในทางด้านทิศตะวันออก, ตะวันตก และทิศเหนือ	

ตารางที่ ค.3 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-90

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
3	1.5	เกิดรอยร้าวเพิ่มเติมเล็กน้อยจากรอยร้าวเดิม	
4	2.0	เกิดรอยร้าวเพิ่มเติมเล็กน้อยจากรอยร้าวเดิม	
5	2.5	เกิดรอยแตกร้าวเล็กน้อยเพิ่มเติมจากรอยร้าวเดิมและเกิดรอยร้าวที่บริเวณโคนเสา เกิดรอยร้าวแนวอนทางด้านซ้ายของโคนเสาในด้านทิศใต้	
6	3.0	รอยร้าวบริเวณโคนเสามีขนาดใหญ่ขึ้น	

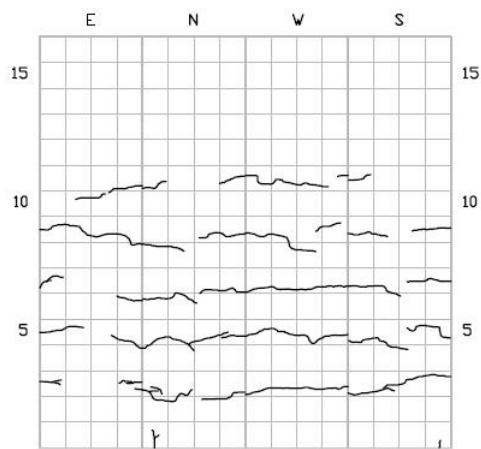
ตารางที่ ค.3 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-90

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
7	3.5	รอยแตกร้าวบริเวณโคนเสามีขนาดใหญ่ขึ้นและการหลุดร่อนของคอนกรีตมีมากขึ้น	
8	4.0	เกิดการหลุดร่อนเพิ่มขึ้นบริเวณโคนเสา เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตบริเวณมุมด้านซ้ายและขวาของโคนเสาทางทิศเหนือและทิศใต้	
9	4.5	เกิดการหลุดร่อนเพิ่มขึ้นบริเวณโคนเสา เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตบริเวณมุมด้านซ้ายและขวาของโคนเสาทางทิศเหนือและทิศใต้	
10	5.0	เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตบริเวณโคนเสาตลอดช่วงที่ 1 ในทิศตะวันออก และเกิดการหลุดร่อนทางทิศตะวันตก สามารถมองเห็นเหล็กปลอกได้	

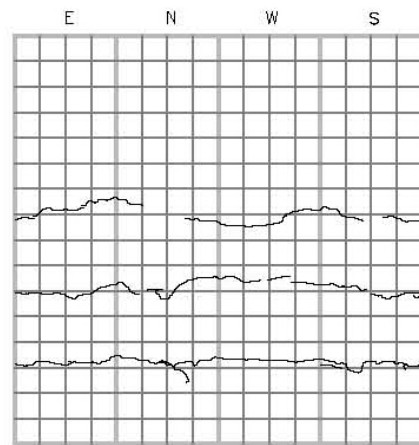
ตารางที่ ค.3 (ต่อ) พฤติกรรมระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง C-12-90

ลำดับ	%การเคลื่อนตัว	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น	ภาพประกอบ
11	5.5	รอยแตกร้าวบริเวณโคนเสามีขนาดใหญ่ขึ้นและการหลุดร่อนของคอนกรีตมีมากขึ้น	
12	6.0	เกิดการหลุดร่อนเพิ่มขึ้นบริเวณโคนเสา สามารถมองเห็นเหล็กยื่นได้ทางบริเวณมุมทางทิศตะวันตก-ทิศใต้	

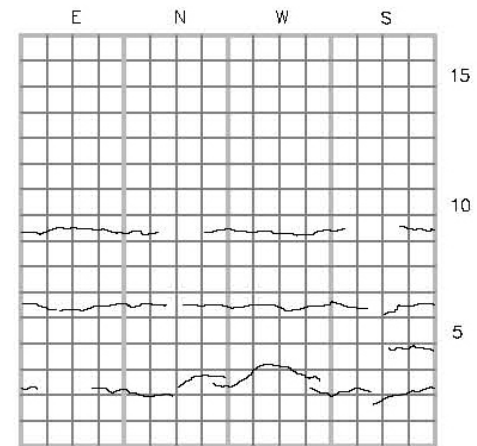




C-09-200 0.5% drift

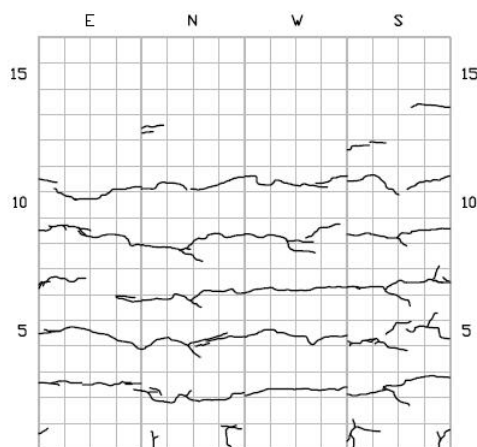


C-12-150 0.5% Drift

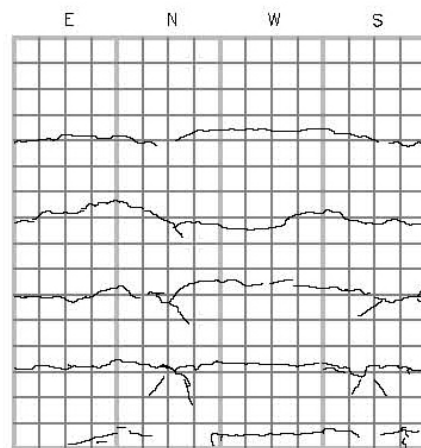


C-12-090 0.5% Drift

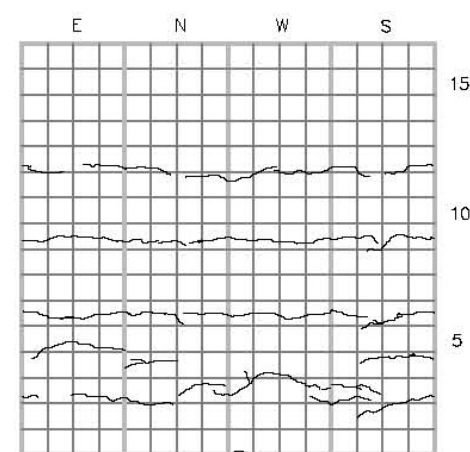
รูปที่ ค.1 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 0.5%



C-09-200 1.0% drift

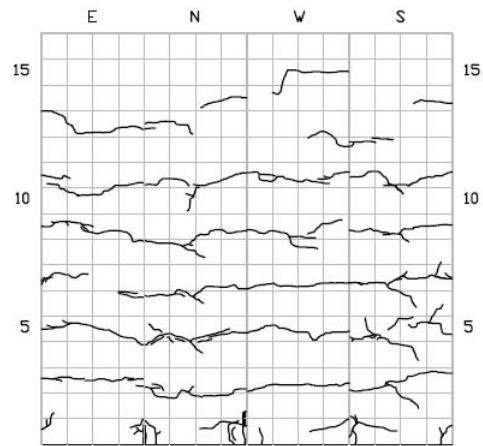


C-12-150 1.0% Drift

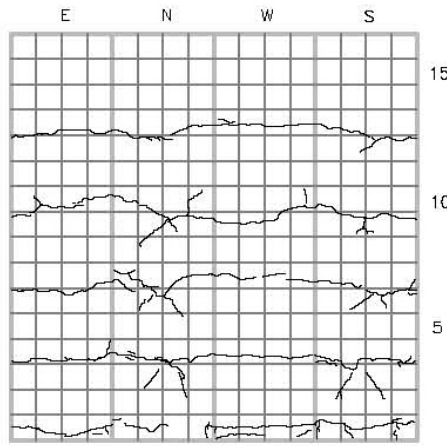


C-12-090 1.0% Drift

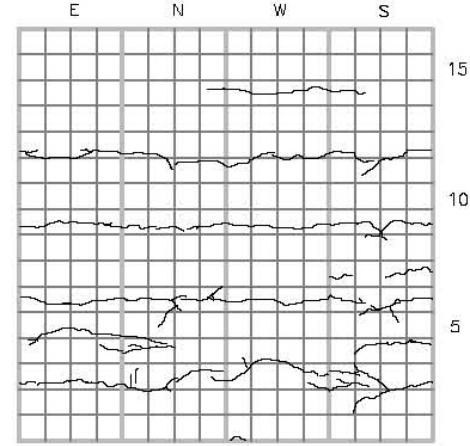
รูปที่ ค.2 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 1.0



C-09-200 1.5% drift

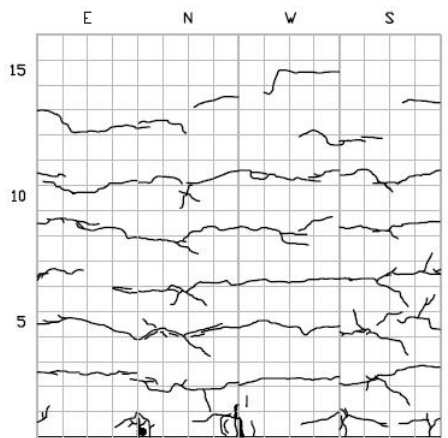


C-12-150 1.5% Drift

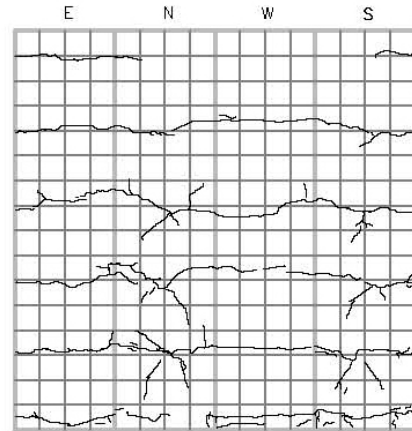


C-12-090 1.5% Drift

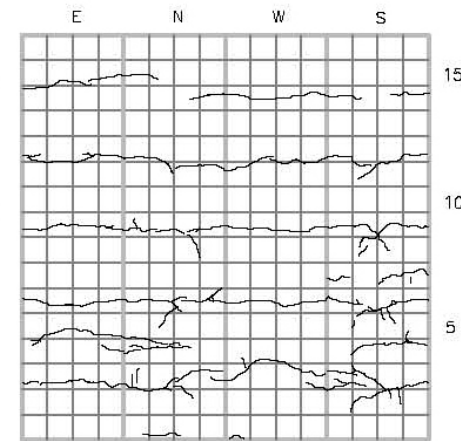
รูปที่ ค.3 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 1.5%



C-09-200 2.0% drift

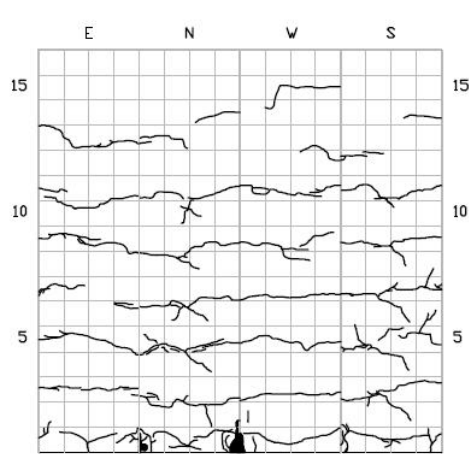


C-12-150 2.0% Drift

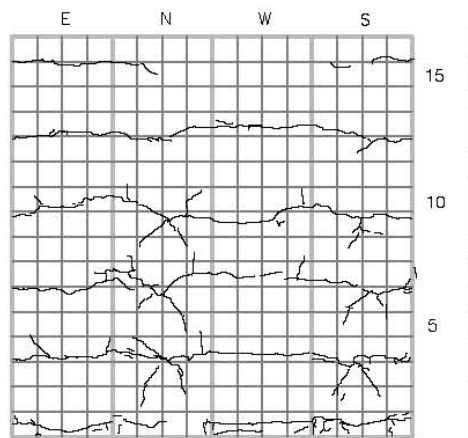


C-12-090 2.0% Drift

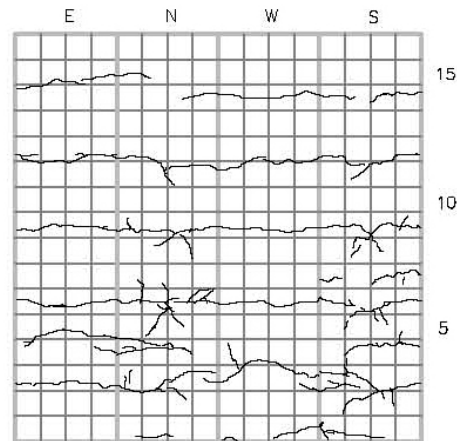
รูปที่ ค.4 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 2.0%



C-09-200 2.5% drift

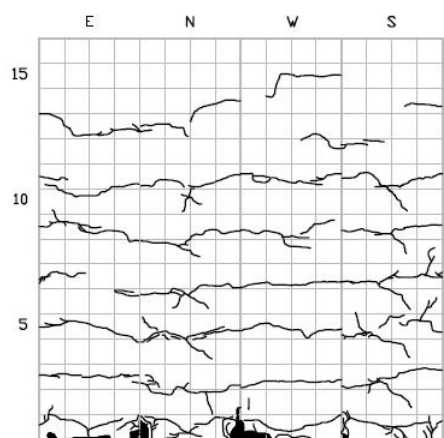


C-12-150 2.5% Drift

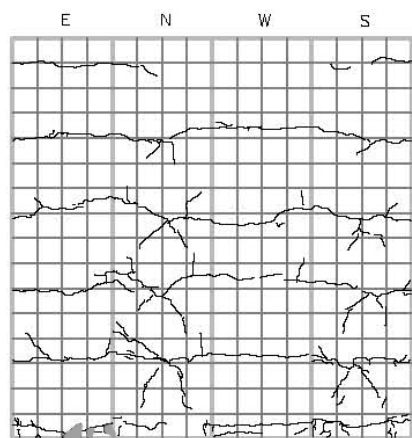


C-12-090 2.5% Drift

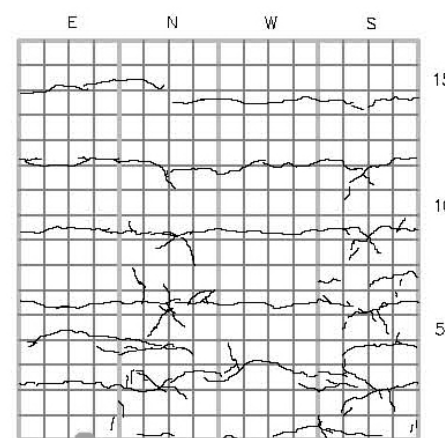
รูปที่ ค.5 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 2.5%



C-09-200 3.0% drift

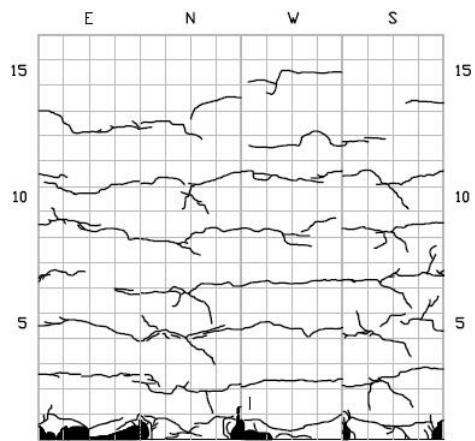


C-12-150 3.0% Drift

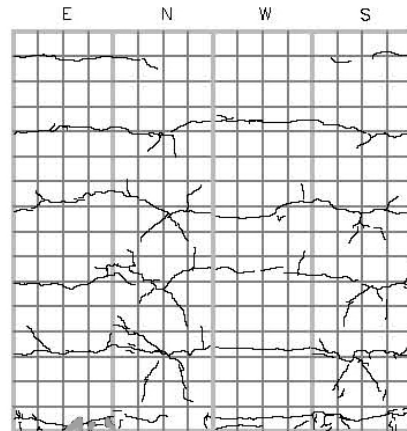


C-12-090 3.0% Drift

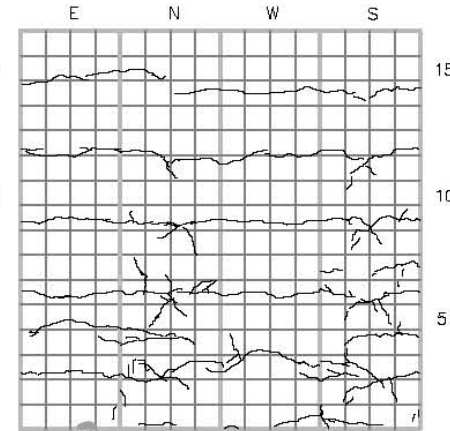
รูปที่ ค.6 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 3.0%



C-09-200 3.5% drift

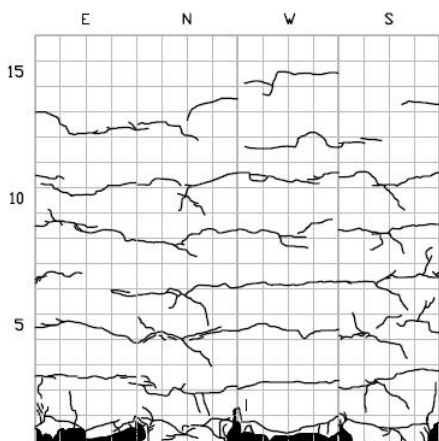


C-12-150 3.5% Drift

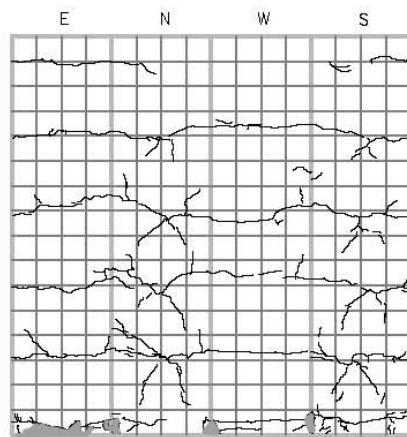


C-12-090 3.5% Drift

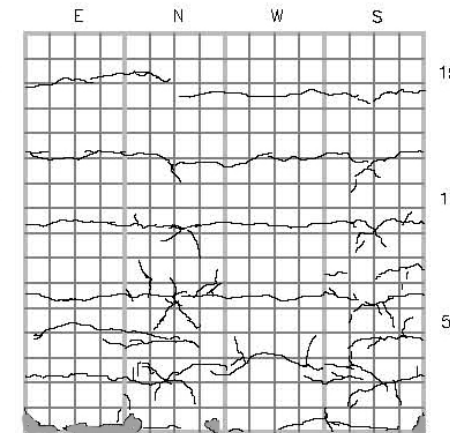
รูปที่ ค.7 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 3.5%



C-09-200 4.0% drift

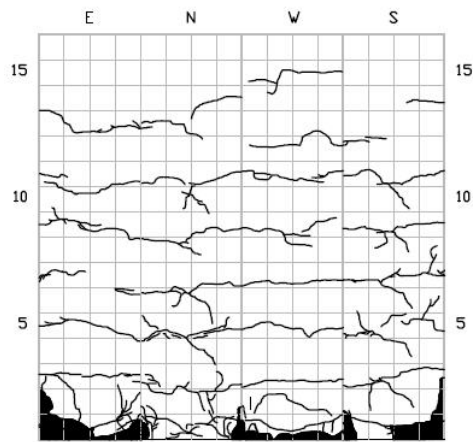


C-12-150 4.0% Drift

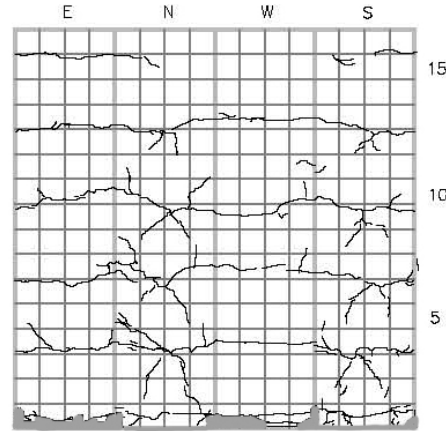


C-12-090 4.0% Drift

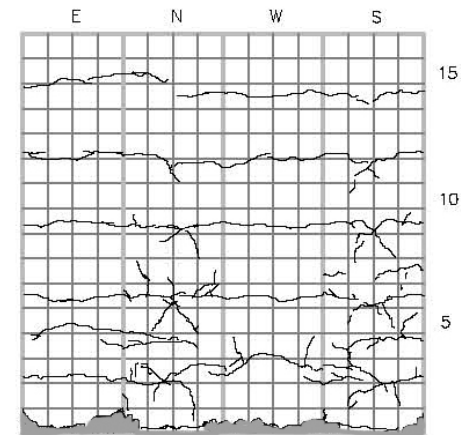
รูปที่ ค.8 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 4.0



C-09-200 4.5% drift

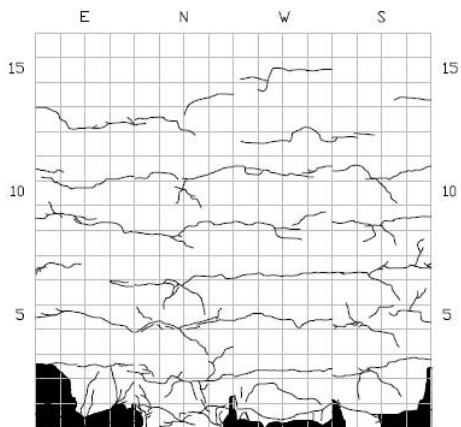


C-12-150 4.5% Drift

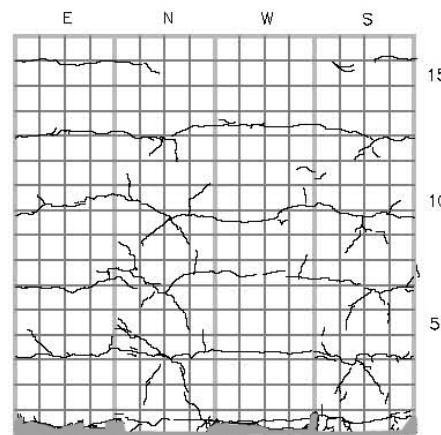


C-12-090 4.5% Drift

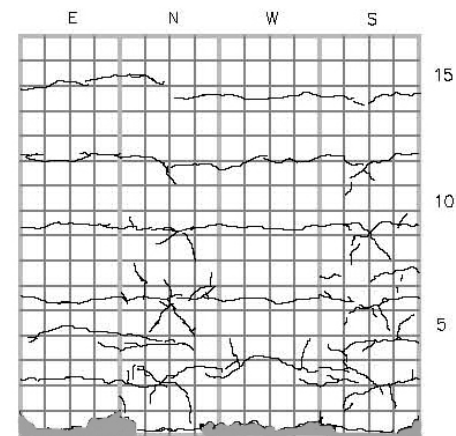
รูปที่ ค.9 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 4.5%



C-09-200 5.0% drift

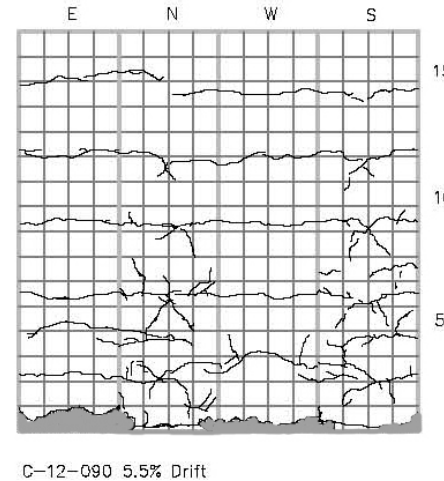
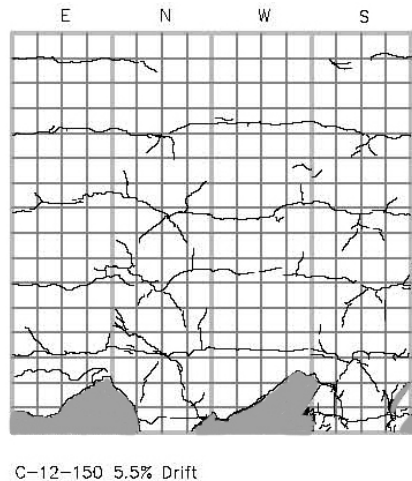
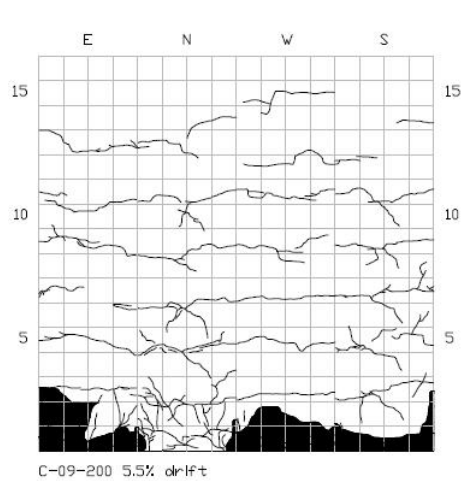


C-12-150 5.0% Drift

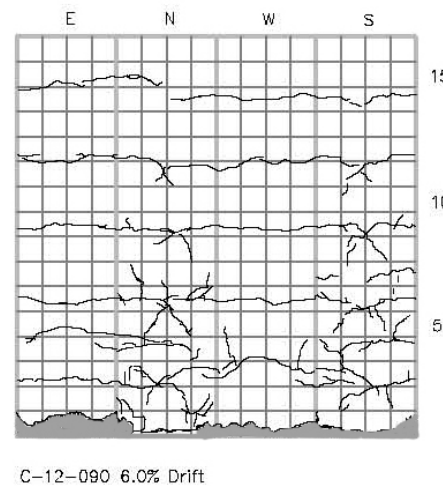
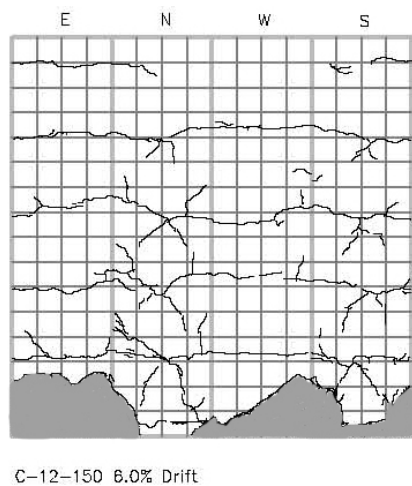


C-12-090 5.0% Drift

รูปที่ ค.10 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 5.0%



รูปที่ ค.11 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 5.5%



รูปที่ ค.12 รอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่ 6.0%

ภาคผนวก ง

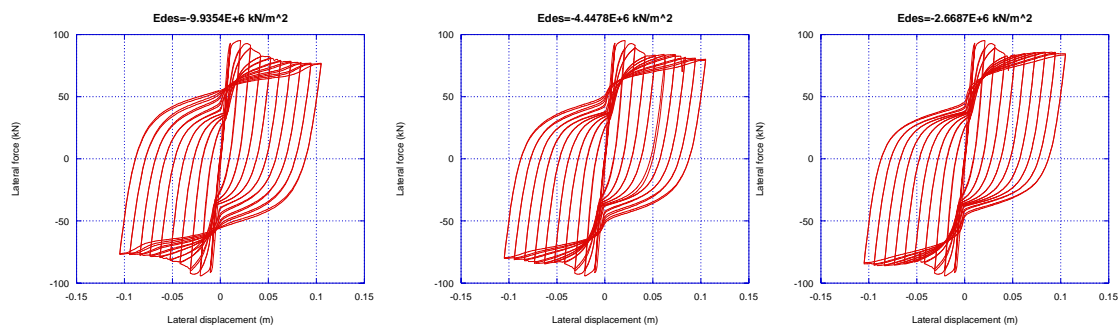
ผลของพารามิเตอร์ในแบบจำลองต่อพฤติกรรมแบบวัฏจักรของเสา

ง.1 ผลของความชันขาลงต่อพฤติกรรมแบบวัฏจักรของเสา

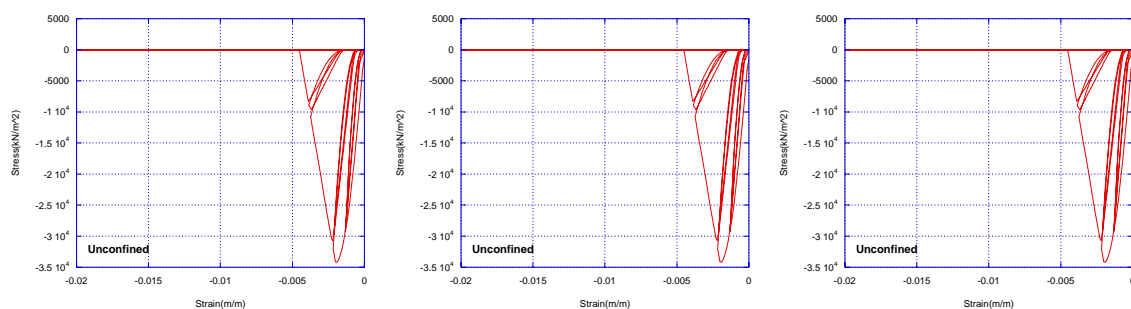
$$E_{des} = -9.935E+6 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{des} = -4.448E+6 \text{ kN/m}^2$$

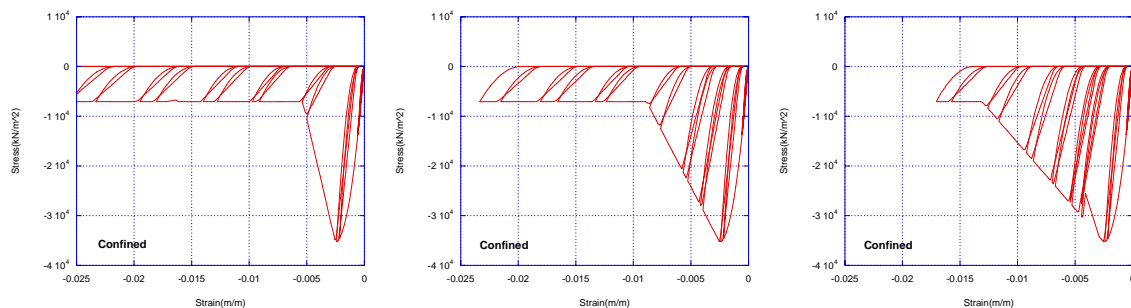
$$E_{des} = -2.669E+6 \text{ kN/m}^2$$



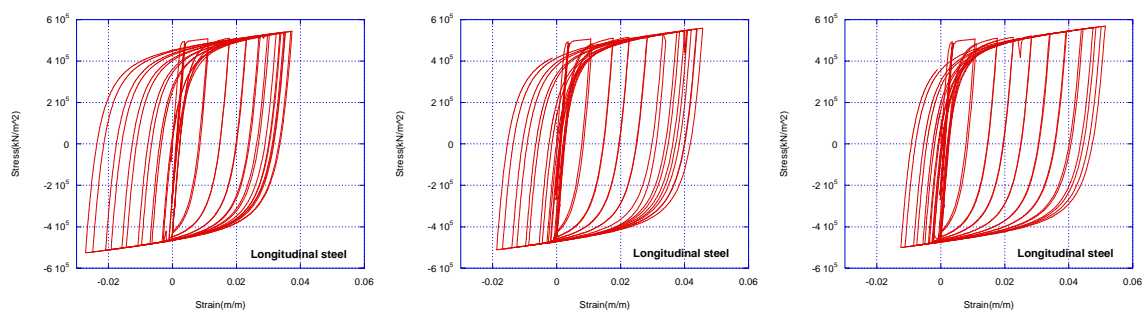
(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ด้านข้าง



(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด



(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด



(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว

รูปที่ ง.1 ผลของความชันขาลงต่อพฤติกรรมแบบเป็นวัฏจักรของเสา

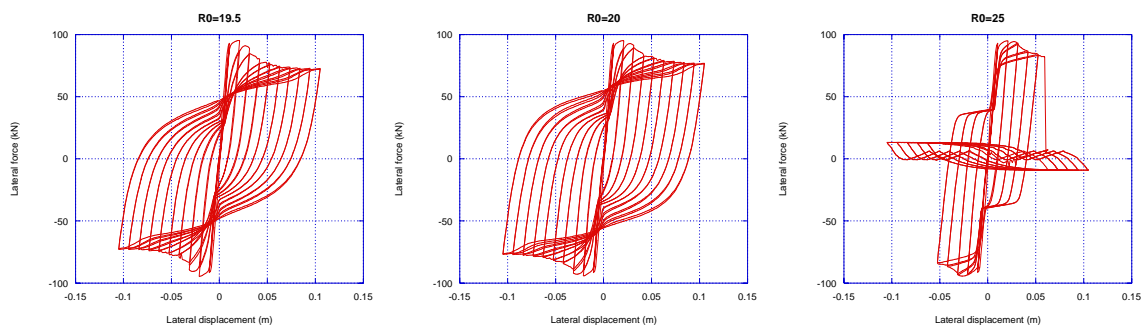


ง.2 ผลของพารามิเตอร์ R0 ต่อพฤติกรรมแบบเป็นวัฏจักร

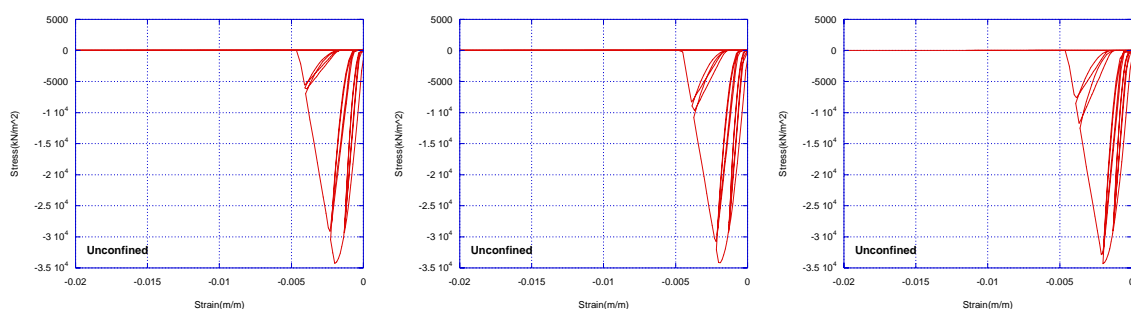
R0 = 19.5

R0 = 20.0

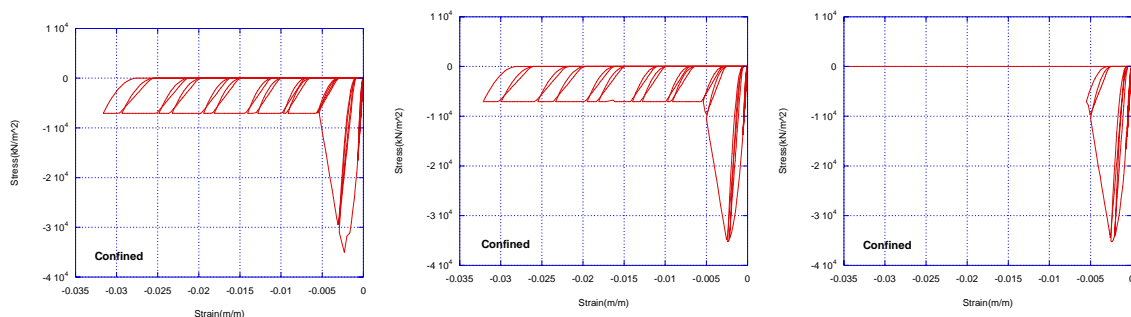
R0 = 25.0



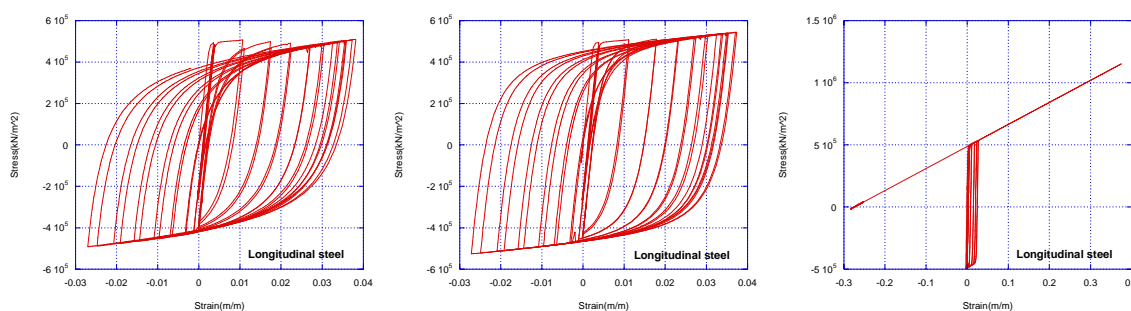
(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ด้านข้าง



(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด



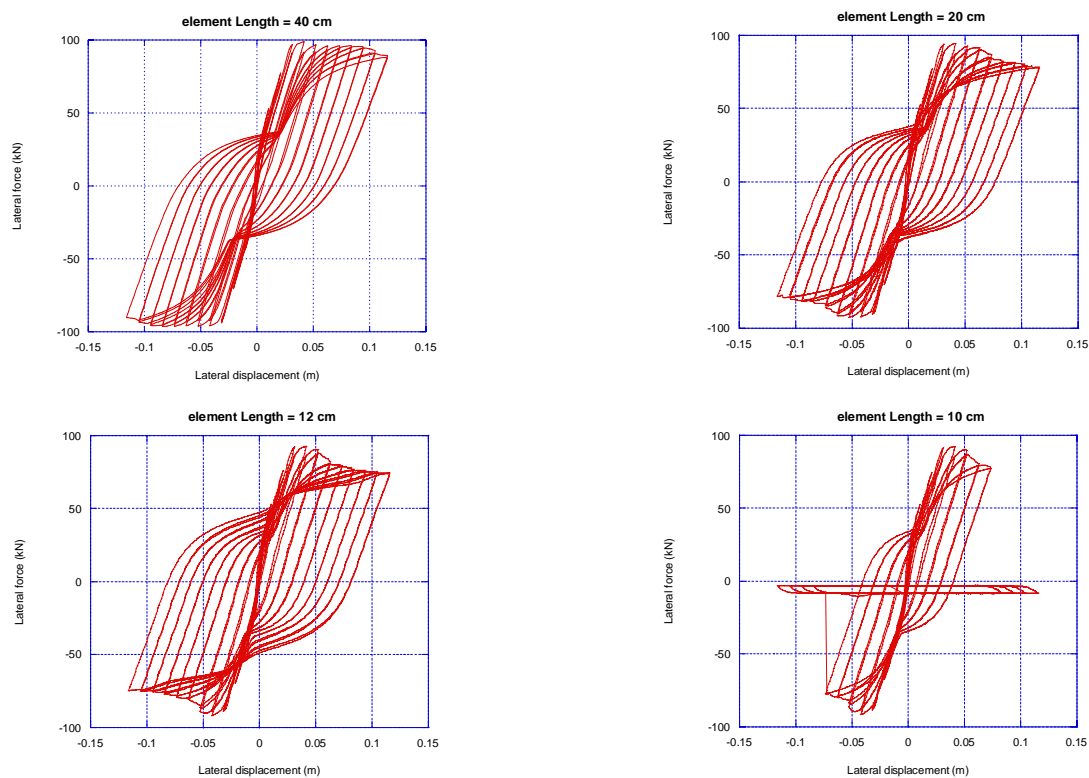
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด



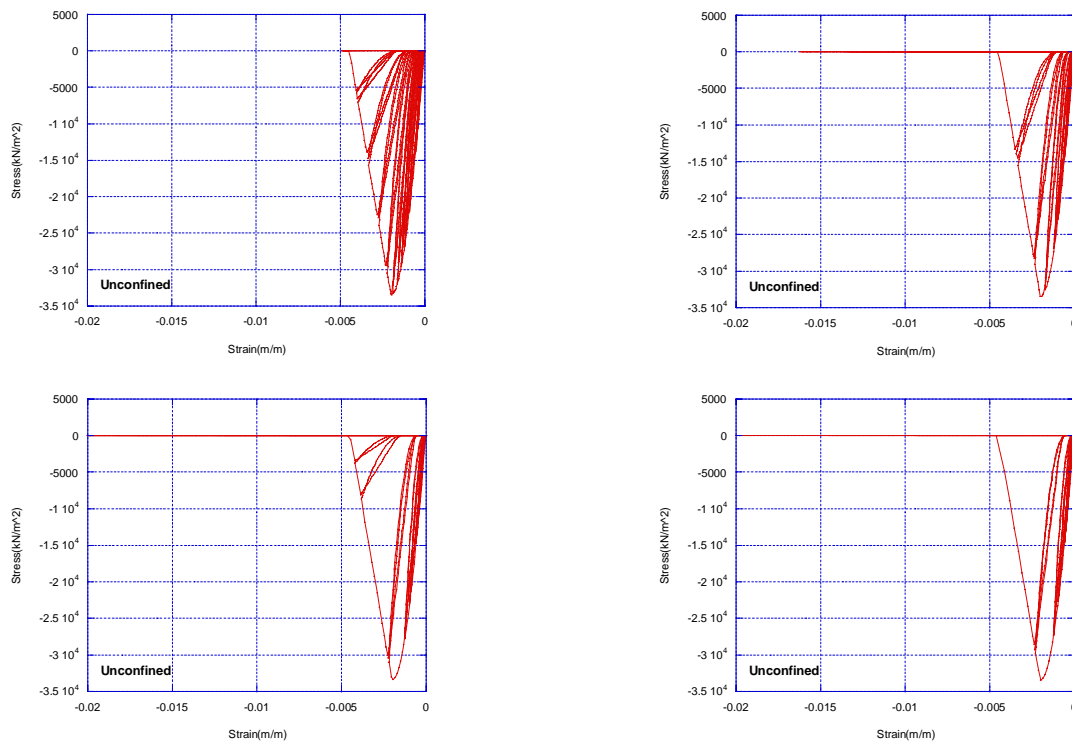
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว

รูปที่ ง.2 ผลของพารามิเตอร์ R0 ต่อพฤติกรรมแบบเป็นวัฏจักรของเขา

ง.3 ผลของระยะความยาวแต่ละชั้นส่วนต่อพฤติกรรมแบบเป็นวัฏจักร

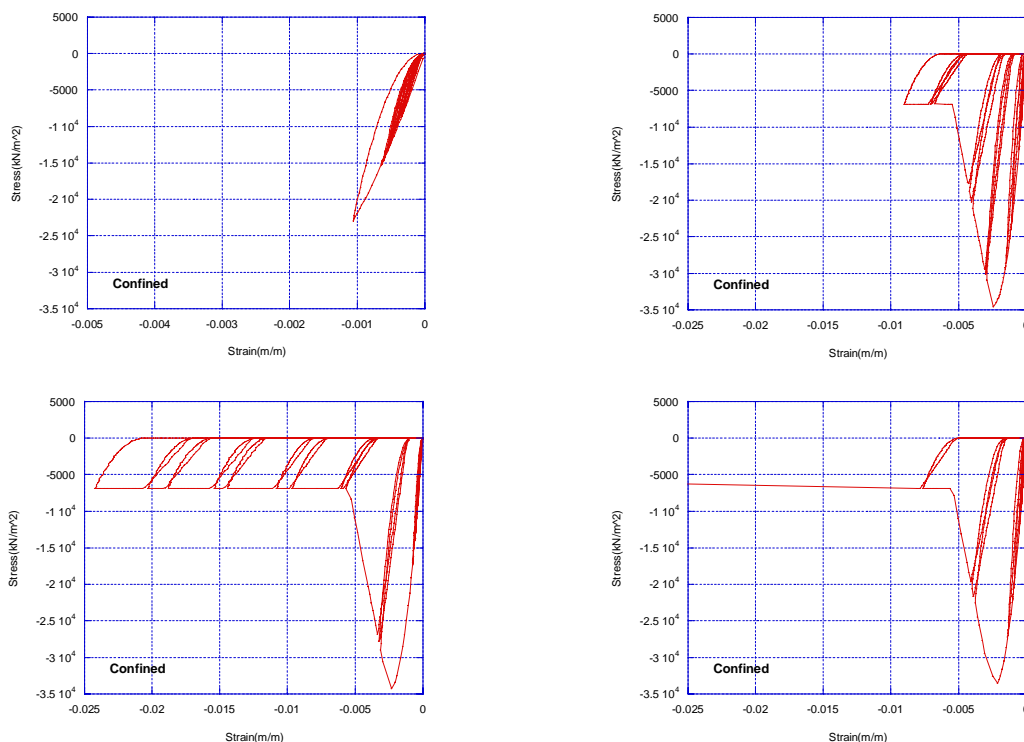


(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับการเคลื่อนที่

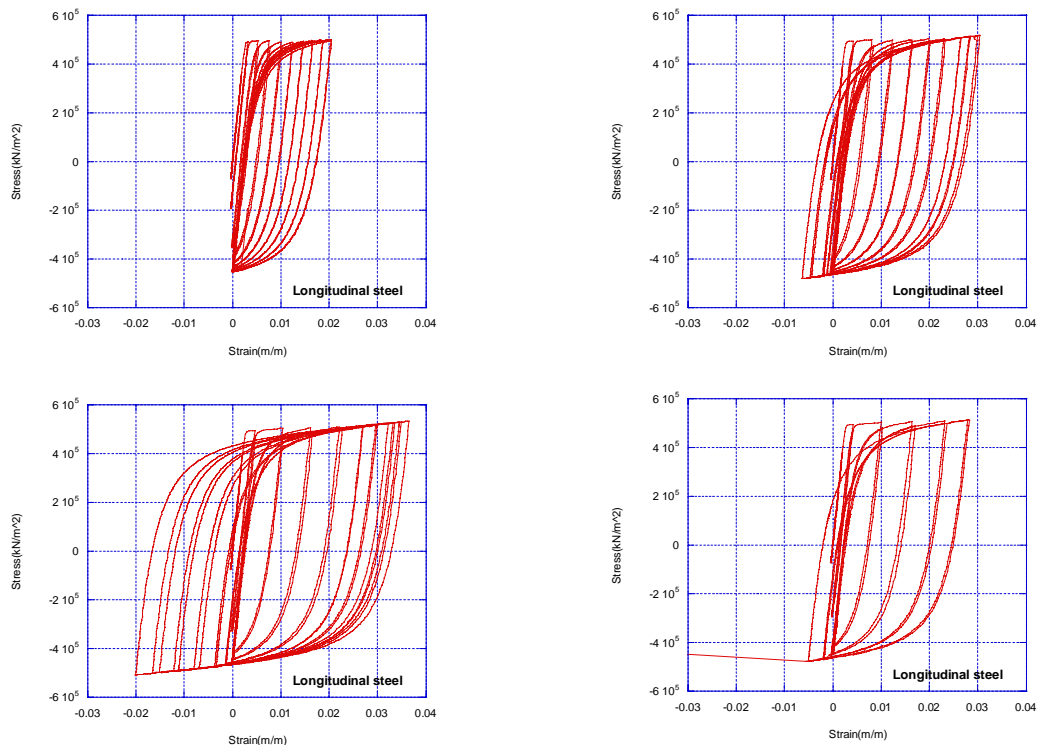


(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

รูปที่ ง.3 ผลของความยาวแต่ละชั้นส่วนต่อพฤติกรรมแบบวัฏจักรของเสา



(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด



(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริม

รูปที่ ง.3(ต่อ) ผลของความยาวแต่ละชั้นส่วนต่อพฤติกรรมแบบวัฏจักรของเสา

### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายวรากร สิงหสุต เกิดวันพุธที่ 21 เมษายน พ.ศ. 2525 ที่กรุงเทพมหานคร สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2546 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2549