



## รายงานการวิจัย

การเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและ  
พื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวโดยวิธีการเสริมแท่งเหล็กรับแรงเฉือน

Seismic Performance Enhancement of Bonded Post-Tensioned  
Flat Plate Systems with Shear Studs

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว



## รายงานการวิจัย

การเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและ  
พื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวโดยวิธีการเสริมแท่งเหล็กรับแรงเฉือน

Seismic Performance Enhancement of Bonded Post-Tensioned  
Flat Plate Systems with Shear Studs

คณะผู้วิจัย

หัวหน้าโครงการ

ดร.อรรณพ ประวัตินวงศ์

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

ผู้ร่วมวิจัย

ศาสตราจารย์ ดร.เป็นหนึ่งใน วานิชชัย

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2560 – 2561

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

กันยายน 2564

## กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2560 - 2561 และสำเร็จลุล่วงด้วยดี ด้วยความร่วมมือของบุคคลและหน่วยงานหลายแห่ง ผู้วิจัยขอขอบคุณบุคคลและหน่วยงานต่าง ๆ ดังนี้

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ศาสตราจารย์ ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย จากสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่ท่านสละเวลาอันมีค่าทำหน้าที่เป็นที่ปรึกษาโครงการวิจัยนี้ จนทำให้งานวิจัยนี้สามารถสำเร็จลุล่วงด้วยความราบรื่น และขอขอบคุณสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่ให้การสนับสนุนสถานที่สำหรับการจัดการทดลอง บุคลากรด้านเทคนิค รวมไปถึงอุปกรณ์เครื่องมือวัดต่าง ๆ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ที่ให้การอนุเคราะห์เครื่องมือตรวจวัดบางส่วนระหว่างทำการทดลอง นอกจากนี้ผู้วิจัยขอขอบคุณ บริษัทผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด ที่ให้การสนับสนุนวัสดุที่ใช้ในการอัดแรงแผ่นพื้น อุปกรณ์สมอยึดปลาย ตลอดจนถึงการช่วยเหลือทางเทคนิคเกี่ยวกับกระบวนการอัดแรง และส่งทีมงานมาทำการอัดแรงแบบจำลองให้กับโครงการวิจัย บริษัท เอสเอ็นพี โปส เทนชั่น จำกัด ที่ให้การสนับสนุนหมุดเดือนสำหรับใช้ในการทดลอง บริษัท Posteck Prestressing ให้การสนับสนุนแบบก่อสร้าง สำหรับการวิเคราะห์ดัชนีโครงสร้างที่มีการเสริมหมุดเดือน และ รองศาสตราจารย์ ดร.พิสมนต์ อุดมวรรัตน์ จากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่ช่วยเหลือให้คำแนะนำการแก้ปัญหาทางเทคนิคเกี่ยวกับเครื่องมือวัดในระหว่างเตรียมการทดลอง

ขอขอบคุณ นายอรุช ลักขิกานันท์ นักศึกษาปริญญาโท จากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่มีส่วนร่วมในการออกแบบและควบคุมการก่อสร้างแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ รวมถึงการร่วมสำรวจระหว่างทดสอบอย่างใกล้ชิด ตลอดจนช่วยจัดทำภาพร่างรอยแตกที่เกิดขึ้นระหว่างทำการทดสอบ และขอขอบคุณ นายเพชร บุญสุข ศิษย์เก่าสาขาวิศวกรรมยานยนต์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ช่วยวิเคราะห์เชิงตัวเลขจนได้ตำแหน่งการจัดวางน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง และขอขอบคุณทีมงานนักศึกษาในระดับปริญญาตรี จากสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาจากสถาบันเดียวกัน ที่คอยช่วยเหลือผลัดเปลี่ยนระหว่างการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

อรุณพ ประวัตินวงศ์

## บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้แบบจำลองย่อส่วนขนาด 3/5 เท่าของโครงสร้างจริงของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของหมุดกระดุมสองหัว (Double Head Stud) ถูกออกแบบ ก่อสร้าง และทำการทดลองให้การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักรเพื่อจำลองผลจากแผ่นดินไหวภายใต้แรงโน้มถ่วงคงที่ โดยระหว่างการทดลองมีการเพิ่มระดับความรุนแรงของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสลับทิศเพื่อสำรวจพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณวิกฤติที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวโดยละเอียดจนถึงภาวะขีดสุด โดยวัตถุประสงค์หลักของการวิจัยคือ สำรวจพฤติกรรมตอบสนองที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดลวดอัดแรงมีการยึดเหนี่ยว ที่มีการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น ก่อนการทดสอบเครื่องมือวัดหลายชนิดถูกติดตั้งอย่างระมัดระวังเพื่อใช้ตรวจวัดให้ได้ข้อมูลโดยละเอียดเกี่ยวกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นตลอดการทดลอง

ข้อมูลการตรวจวัดการตอบสนองจากช่องรับสัญญาณทั้งหมด 127 ช่องสัญญาณ ถูกตรวจวัดในระหว่างการทดสอบ ประสิทธิภาพในการต้านทานการเคลื่อนตัวสลับทิศโดยรวมของการใส่หมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นถูกประเมินในรูปแบบของความสามารถรับแรงทางด้านข้างสูงสุด การเสื่อมลดสภาพความแกร่ง (Stiffness Degradation) ความสามารถในการกระจายพลังงาน (Energy Dissipation Capacity) ความสามารถทนรับการเอียงตัววิกฤติของเสา (Lateral Drift Capacity) ก่อนการวิบัติแบบเฉาะทะลุ และนำผลต่างๆ ไปเปรียบเทียบกับผลจากงานวิจัยในอดีต นอกจากนี้สมการการออกแบบที่เกี่ยวข้องซึ่งแนะนำโดยมาตรฐาน ACI 318 Building Code และการทดสอบที่คล้ายคลึงกันก่อนหน้านี้โดยผู้วิจัยอื่นถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจากการศึกษานี้

ผลการทดลองพบว่าแบบจำลองบริเวณจุดเชื่อมต่อที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของหมุดกระดุมสองหัว (Double Head Stud) สามารถทนรับการเอียงตัววิกฤติของเสาได้ถึง 4.51% ก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉาะทะลุ โดยก่อนการวิบัติโครงสร้างมีการประพดีตัวแบบเหนียวในช่วงเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาอยู่ระหว่าง 2.0% - 4.5% และเมื่อเปรียบเทียบผลกับการทดลองที่ไม่มีการเสริมแรงเฉือนและที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของเหล็กปลอกห้วงปิดจากงานวิจัยในอดีต ผลลัพธ์ที่ได้ชี้ให้เห็นว่าการเสริมแรงเฉือนในรูปแบบของหมุดกระดุมสองหัวในแผ่นพื้นบริเวณวิกฤติ เป็นวิธีหนึ่งที่มีประสิทธิภาพและช่วยเพิ่มความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยก่อนเกิดการวิบัติแบบจำลองสามารถทนต่อการเอียงตัวสูงสุดของเสาเพิ่มขึ้น 2.0 เท่าและ 1.33 เท่าเมื่อเทียบกับผลการทดสอบบนแบบจำลองที่ไม่มีการเสริมแรงเฉือนและที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของเหล็กปลอกห้วงปิดตามลำดับ

**คำสำคัญ:** การเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว, พื้นคอนกรีตอัดแรง, จุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นกับเสา, การเอียงทะลุ, เหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น, หมุดเหล็กรับแรงเฉือน



## Abstract

Results of tests to failure on 3/5-scale model of bonded post-tensioned interior slab-column connection with shear reinforcements are presented. The main objective of this research is to investigate the seismic performance of bonded post-tensioned interior slab-column connections containing shear reinforcements in the form of double head studs. The model was tested under a constant gravity load level combined with incrementally increasing lateral displacement reversals up to failure. During the tests, the models were carefully instrumented to provide detailed data on its behavior throughout its entire loading history. Overall performance was examined and compared in terms of lateral load-carrying capacity, lateral drift capacity, stiffness, and energy dissipation capacity. Relevant design equations suggested by ACI 318 Building Code provisions as well as previous similar tests by others were compared with the test results from this study.

The results show that the model with double head studs is able to undergo up to 4.51 % drift prior to failure and the mode of failure is ductile mode. Compared to the connections without shear reinforcement and with shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrups, the results suggested that the presence of shear reinforcements in the form of double head studs effectively and significantly enhances the lateral drift capacity and energy dissipation capacity of the connections.

**Keywords:** Seismic performance enhancement, Post-tensioned slab, Slab-column connections, Punching shear, Shear reinforcement, Double head stud.

## สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ .....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	ค
สารบัญ .....	ง
สารบัญตาราง .....	ช
สารบัญภาพ .....	ซ
<b>บทที่ 1 บทนำ</b>	
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย .....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย .....	5
1.3 ขอบเขตของการวิจัย .....	6
1.4 สมมุติฐานของโครงการวิจัย.....	7
1.5 กรอบแนวคิดการวิจัย.....	7
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	8
<b>บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง</b>	
2.1 ภาพรวมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	9
2.2 งานวิจัยโดยวิธีการทดลองที่พบในต่างประเทศ.....	9
2.2.1 การทดลองให้แรงทางด้านข้างที่จุดเชื่อมต่อของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน.....	12
2.2.2 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน.....	20
2.2.3 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง.....	22
2.3 งานวิจัยโดยวิธีการทดลองที่พบในประเทศไทย.....	24
2.4 งานวิจัยเกี่ยวกับการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ที่พบในประเทศไทย.....	27
2.5 สรุปภาพรวมจากการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	33
<b>บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย</b>	
3.1 ภาพรวมกระบวนการวิจัย.....	37
3.2 การออกแบบการทดลองเพื่อประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว.....	37
3.2.1 แบบรายละเอียดแบบจำลองโครงสร้าง.....	40

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.2.2 การกำหนดทิศทางและเครื่องหมาย.....	41
3.3 คุณสมบัติของวัสดุและการเสริมเหล็กในแบบจำลอง.....	42
3.3.1 คอนกรีต.....	42
3.3.2 ลวดอัดแรง.....	43
3.3.3 เหล็กเสริมในพื้นที่.....	43
3.3.4 เหล็กเสริมในเสา.....	45
3.3.5 หมุดรับแรงเฉือน.....	45
3.4 การทดสอบความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการ.....	50
3.4.1 การวางน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง Gravity Load.....	50
3.4.2 การจำลองการโยกตัวจากแผ่นดินไหว.....	52
3.4.3 การติดตั้งเครื่องมือวัด.....	54
3.4.4 การทดสอบในห้องปฏิบัติการและการบันทึกข้อมูล.....	54
3.4.5 การสำรวจข้อมูลหลังการวิบัติ.....	55
<b>บทที่ 4 ผลการทดลองและการสำรวจ</b>	
4.1 ผลการตรวจวัดการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้าง (Lateral Force-Drift Response).....	59
4.2 ผลการสำรวจพัฒนารอยแตก.....	67
4.3 ความเครียดตำแหน่งจุดตรวจวัดต่างๆ.....	75
4.3.1 ค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ในเหล็กเสริมเสา.....	75
4.3.2 ค่าความเครียดที่วัดได้ในหมุดเฉือน.....	76
4.3.3 การกระจายความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆ.....	77
<b>บทที่ 5 การวิเคราะห์ และอภิปรายผล</b>	
5.1 การประพจน์ตัวในภาพรวม.....	105
5.1.1 ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างและขีดจำกัดการเอียงตัว.....	105
5.1.2 การเสื่อมสภาพของความแกร่ง.....	108
5.1.3 ค่าการสลายพลังงานและการสลายพลังงานสะสม.....	111
5.1.4 หน่วยแรงเฉือน.....	114
5.1.5 เปรียบเทียบความสามารถในการเอียงตัว.....	119

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
<b>บทที่ 6 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ</b>	
6.1 สรุปผลการวิจัย.....	122
6.2 ข้อเสนอแนะ.....	125
<b>บรรณานุกรม</b> .....	127
<b>ภาคผนวก</b>	
ภาคผนวก ก รายละเอียดของแบบจำลอง SS2.....	133
ภาคผนวก ข ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัด.....	144
ภาคผนวก ค รายการช่องสัญญาณ.....	151
ภาคผนวก ง บทความทางวิชาการที่ได้รับการเผยแพร่ตีพิมพ์ระหว่างการศึกษา.....	157
<b>ประวัติผู้วิจัย</b> .....	179

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ผลการทดลองโดย Qaisrani (1993).....	14
2.2 ขนาดมิติและรายละเอียดของแบบจำลองในการทดลองของ Han และคณะ.....	16
3.1 ข้อมูลการอัดแรงและหมุดรับแรงเฉือนที่นิยมออกแบบใช้งานในประเทศไทย.....	39
3.2 ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต.....	42
3.3 คุณสมบัติทางกลของลวดอัดแรงที่ใช้ในแบบจำลอง.....	43
3.4 คุณสมบัติทางกลของเหล็กข้ออ้อย DB10 ชั้นคุณภาพ SD30.....	44
3.5 ค่าคุณสมบัติทางกลของหมุดเฉือน.....	46
4.1 แสดงค่าความเครียดสูงสุดที่ตรวจวัดได้ในเหล็กเสริมเสา.....	75
4.2 แสดงค่าความเครียดสูงสุดที่ตรวจวัดได้ในหมุดเฉือน ตลอดการทดลอง.....	76
5.1 สรุปภาพรวมผลการทดสอบและการเปรียบเทียบผลจากแบบจำลองชนิดต่างๆ.....	106
5.2 ค่าสติเฟเนส (K) จากการทดลองรับแรงสลับทิศทางด้านข้าง ของโครงสร้างแบบจำลอง SS2.....	109
5.3 ความสามารถในการสลายพลังงานที่ตรวจวัดได้จากการทดลอง.....	112
5.4 หน่วยแรงเฉือนสุทธิสูงสุดบริเวณหน้าตัดวิกฤตของแบบจำลองชนิดต่างๆ.....	115

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1 พื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded Post-tensioned Slab) ไร้คานรองรับที่นิยมแพร่หลายในประเทศไทย.....	2
1.2 แสดงจุดอ่อนที่ง่ายต่อการเฉือนทะลุ และน้ำหนักรวมที่ตกกระทบจากการหลุดหล่นของพื้น....	2
1.3 ตัวอย่างการวิบัติแบบเฉือนทะลุ และทำให้เกิดการวิบัติแบบก้าวหน้าของอาคารทั้งหลัง ในระหว่างเหตุการณ์แผ่นดินไหว the September 1985 Mexico City earthquake.....	3
1.4 ตัวอย่าง Shear stud reinforcement เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน.....	5
1.5 กรอบแนวคิดการวิจัย.....	7
2.1 แสดงการจำลองแรงทางด้านข้างที่รูปแบบ (Ramos et al. (2017)).....	11
2.2a การจำลองแรงทางด้านข้างที่ทำการทดลองโดย Trongtham and Hawkins.....	12
2.2b การเปรียบเทียบความสามารถในการแอ่นตัวของจุดเชื่อมต่อระหว่างคอนกรีตเสริมเหล็ก และคอนกรีตอัดแรง ระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว.....	13
2.3 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา จากผลการทดลองโดย Qaisrani (1993).....	14
2.4 แสดงรูปแบบการวางลวดที่ใช้อัดแรงและการเสริมเหล็ก.....	15
2.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กและแนวการวางลวดอัดแรง.....	16
2.6 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา จากผลการทดลองโดย Han และคณะ.....	17
2.7 รูปแบบการให้แรงสลับทิศทางด้านข้างแบบวัฏจักรที่ทดลองโดย Himawan and Teng.	18
2.8 การเสริมเหล็กและแนวการวางลวดอัดแรงในแบบจำลองของ Himawan and Teng.....	19
2.9 ชนิดของเหล็กรับแรงเฉือนสำหรับเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของบริเวณจุดเชื่อมต่อ ต่อในจุดเชื่อมต่อของ RC slab-column connection.....	21
2.10 รายละเอียดการเสริมเหล็ก แนวการวางลวดอัดแรงและการเสริมหมุดรับแรงเฉือน ในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ที่ทดสอบโดย Gayed and Ghali.....	23
2.11 ตัวอย่างขนาดมิติของตัวอย่าง S2 ที่ทดสอบโดย Prawatwong และคณะ.....	24
2.12 รายละเอียดการเสริมเหล็กและการวางลวดอัดแรงในตัวอย่างที่ S2 ที่ทำการทดสอบโดย Prawatwong และคณะ.....	25
2.13 ผลการทดสอบจาก Prawatwong และคณะ.....	26

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.14 Gravity shear ratio versus drift capacity at punching for RC and PT Slab-column connection without shear reinforcement.....	26
2.15 ลักษณะหมุดรับแรงเฉือนที่ใช้ในการทดลองโดย กฤษฎา โพธิ์สัย.....	27
2.16 ภายขยายหมุดรับแรงเฉือนที่ใช้ในการติดตั้งจริงโดย กฤษฎา โพธิ์สัย.....	28
2.17 ผลการทดสอบที่ทำการทดสอบโดย ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ.....	29
2.18 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ ที่ทำการทดสอบโดย ธนากร ชุนฤทธิ์ และคณะ....	29
2.19 ผลการเปรียบเทียบค่าความเหนียวงานวิจัยในอดีตในช่วง Gravity shear ratio 0.4-0.5 โดย ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ.....	30
2.20 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนชนิดเหล็กปลอกปิดที่นิยมใช้งานในประเทศไทย.....	30
2.21 เหล็กปลอกปิดที่ใช้ในแบบจำลอง SS1 ที่ทดลองโดย Prawatwong และคณะ.....	31
2.22 ภาพแบบจำลองที่มีการเสริมเหล็กปลอกปิดในแบบจำลอง SS1 ก่อนการเทคอนกรีต....	32
2.23 ผลการเปรียบเทียบหน่วยแรงเฉือนที่ได้จาก SS1 กับงานวิจัยในอดีต.....	32
2.24 ผลการเปรียบเทียบค่าการเอียงตัววิกฤตที่ได้จาก SS1 กับงานวิจัยในอดีต โดย Prawatwong และ คณะ.....	33
3.1 แสดงความสัมพันธ์ของแบบจำลองแยกส่วนและโครงสร้างต้นแบบ.....	38
3.2 แสดงขนาดมิติของแบบจำลองที่ใช้ในการทดลอง.....	39
3.3 แสดงรูปนิยามความหมายตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณค่าดัชนีในตาราง 3.1.....	40
3.4 แสดงแผนภาพการจัดการทดสอบและทิศทางการอ้างอิง.....	41
3.5 แสดงการวางแท่งหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นบริเวณใกล้ตำแหน่งเสา.....	45
3.6 แสดงหมุดรับแรงเฉือนที่ใช้ในการศึกษาและเมื่อเชื่อมติดเหล็กแบนประกอบเป็นราง....	46
3.7 แสดงรูปแบบการจัดรูปแบบการวางวางหมุดเฉือนก่อนนำไปติดตั้งในแบบจำลอง SS2.	47
3.8 ภาพถ่ายแสดงการวางลวดอัดแรงในแผ่นพื้นแบบจำลอง SS2.....	47
3.9 ภาพถ่ายแสดงการเสริมเหล็กเสา ลวดอัดแรง และหมุดเฉือนในพื้นแบบจำลอง SS2...	48
3.10 ภาพถ่ายแสดงจุดเชื่อมต่อแบบจำลอง SS2 ที่ติดตั้งสายสัญญาณแล้วก่อนการเทคอนกรีต.....	48
3.11 แบบจำลองที่พร้อมอัดแรง หลังการบ่มคอนกรีตจนแข็งตัวได้ที่.....	49
3.12 ภาพถ่ายแสดงการอัดแรงแผ่นพื้น.....	49
3.13 ภาพถ่ายแสดงการอัดแรงแผ่นพื้น.....	50



## สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.14 แสดงภาพการจัดการทดลองมุมมองจากด้านบน.....	51
3.15 รูปตัด A-A แสดงแผนภาพการจัดการทดลองมุมมองทางด้านข้าง.....	51
3.16 รูปตัด B-B แสดงระบบป้องกันการบิดตัวด้านข้าง.....	52
3.17 ภาพแสดงรูปแบบการโยกตัวสลับทิศที่ปลายเสาที่ใช้ในการทดลอง.....	53
3.18 แผนภาพแสดงการเก็บข้อมูลระหว่างการทดลอง.....	53
3.19 แบบจำลอง SS2 ที่เสร็จสมบูรณ์.....	55
3.20 การติดตั้ง LVDT เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวของแผ่นพื้นที่ตำแหน่งต่างๆ.....	56
3.21 ภาพการจัดการทดลองและอุปกรณ์ตรวจวัดและจัดเก็บข้อมูลระหว่างการทดลอง.....	56
3.22 อุปกรณ์ตรวจจับข้อมูล Data Logger.....	57
3.23 ภาพแสดงการสำรวจและบันทึกเหตุการณ์โดยใช้กล้องวงจรปิดระหว่างทำการทดลอง...	57
3.24 ภาพขณะทำการตรวจจับและบันทึกข้อมูลผ่าน Data Logger และการบันทึกเหตุการณ์โดยใช้กล้องวงจรปิดระหว่างทำการทดลอง.....	58
3.25 การบันทึกเหตุการณ์โดยใช้กล้องวงจรปิดระหว่างทำการทดลอง.....	58
4.1 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 0.25%.....	61
4.2 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 0.50%.....	61
4.3 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 0.75%.....	62
4.4 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 1.00%.....	62
4.5 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 1.25%.....	63
4.6 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 1.50%.....	63
4.7 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 2.00%.....	64

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.8 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 2.50%.....	64
4.9 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 3.00%.....	65
4.10 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 4.00%.....	65
4.11 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 5.00%.....	66
4.12 ภาพรวมความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา ของแบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบ Double Head Studs....	66
4.13 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 0.50%.....	68
4.14 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 0.75%.....	68
4.15 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 1.00%.....	69
4.16 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 1.25%.....	69
4.17 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 1.50%.....	70
4.18 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 2.00%.....	70
4.19 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 2.50%.....	71
4.20 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 3.00%.....	71
4.21 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 4.00%.....	72
4.22 รอยแตกด้านบนบนแผ่นพื้นหลังเกิดการวิบัติแบบเจาะทะลุ.....	72
4.23 ภาพถ่ายด้านบนเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ - ด้านทิศตะวันออก.....	73
4.24 ภาพถ่ายด้านบนเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ - ด้านทิศตะวันตก.....	73
4.25 ภาพใต้แผ่นพื้นเมื่อแกะส่วนที่แตกร้าวที่หลุ่ร่อนบริเวณรอบหัวเสาออกหลังการทดสอบ	74
4.26 ภาพตัดขวางแสดงแนวการวิบัติ.....	74
4.27 ภาพตัดขวางแสดงแนวการวิบัติด้านทิศเหนือเมื่อแกะส่วนที่แตกร้าวออก.....	74
4.28 การกระจายความเครียดในหมุดเดือยทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25 ถึง +2.00 %).....	78
4.29 การกระจายความเครียดในหมุดเดือยทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25 ถึง +5.00 %).....	78



## สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.58 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25 ถึง -2.00 %).....	93
4.59 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25 ถึง -4.00 %).....	93
4.60 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +2.00 %)...	94
4.61 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +5.00 %)...	94
4.62 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -2.00 %).....	95
4.63 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -4.00 %).....	95
4.64 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25 ถึง +2.00 %).....	96
4.65 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25 ถึง +5.00 %).....	96
4.66 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25 ถึง -2.00 %).....	97
4.67 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25 ถึง -5.00 %).....	97
4.68 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +2.00 %)...	98
4.69 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +5.00 %)...	98
4.70 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -2.00 %).....	99
4.71 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -5.00 %).....	99
4.72 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +2.00 %)...	100
4.73 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +5.00 %)...	100
4.74 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -2.00 %).....	101
4.75 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -5.00 %).....	101
4.76 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +2.00 %)...	102
4.77 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25 ถึง +5.00 %)...	102
4.78 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -2.00 %).....	103
4.79 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25 ถึง -5.00 %).....	103
5.1 กราฟเปรียบเทียบ Backbone Curve จากแบบจำลอง SS2 กับแบบจำลอง S1 และ SS1 จาก Prawatwong และคณะ.....	106
5.2 แสดงวิธีคำนวณค่าสตีเฟนส (K) และค่าการสลายพลังงานต่อรอบจากผลการทดลอง	108
5.3 แสดงการเสื่อมลดค่าสตีเฟนสของแบบจำลอง SS2 ที่เปอร์เซ็นต์การเอียงตัวต่างๆ.....	110
5.4 แสดงการเสื่อมลดค่าสตีเฟนสของแบบจำลอง SS2 เทียบกับค่าสตีเฟนส เมื่อเริ่มต้นการทดลอง.....	110

## สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.5 กราฟเปรียบเทียบความสามารถในการสลายพลังงานสะสม.....	113
5.6 แสดงหน้าตัดวิกฤติที่ใช้คำนวณหาหน่วยแรงเฉือน.....	114
5.7 การผันแปรระดับหน่วยแรงเฉือนสุทธิที่คำนวณได้บนหน้าตัดวิกฤติ AB จากผลการทดสอบแบบจำลอง SS2 ที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวตลอดการทดลอง.....	116
5.8 แสดงการเปรียบเทียบระดับของหน่วยแรงเฉือนสุทธิที่คำนวณได้บนหน้าตัดวิกฤติ AB จากผลการทดสอบแบบจำลองชนิดต่างๆ.....	117
5.9 แสดงการเปรียบเทียบหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการทดลองกับผลจากนักวิจัยอื่นๆ และกับสมการกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตอัดแรงที่ระบุโดย ACI 318-14.....	118
5.10 เปรียบเทียบความสามารถในการเอียงตัววิกฤติกับงานวิจัยก่อนหน้า.....	119



# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย

ระบบโครงสร้างอาคารซึ่งในแต่ละชั้นประกอบด้วยแผ่นพื้นไร้คานรองรับ โดยแผ่นพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรง (Post-tensioned Concrete Slab) หล่อในที่วางอยู่โดยตรงบนเสาซึ่งมีการหล่อเป็นเนื้อเดียวกันประกอบกันเป็นโครงสร้างอาคาร เป็นระบบโครงสร้างชนิดหนึ่งที่ยิมนำมาใช้อย่างแพร่หลายสำหรับการก่อสร้างอาคารในหลายประเทศรวมทั้งประเทศไทย

ในประเทศไทยมีการใช้ระบบโครงสร้างชนิดนี้ ในงานอาคารสูงและอาคารขนาดกลางที่มีความสูงอยู่ระหว่าง 5-30 ชั้นเป็นจำนวนมาก ทั้งในเขตกรุงเทพมหานคร ปริมณฑล และตามเมืองใหญ่ในจังหวัดอื่น ๆ รวมถึงเขตที่มีผลกระทบจากแผ่นดินไหว อาคารเหล่านี้รวมถึง อาคารที่พักอาศัยประเภทคอนโดมิเนียม อาคารสำนักงาน โรงพยาบาล และอาคารเพื่อการดำเนินกิจกรรมอื่น ๆ โดยแผ่นพื้นที่ยิมนำใช้ในระบบโครงสร้างดังกล่าวส่วนใหญ่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง (Prestressed Concrete Slab) หล่อในที่ ซึ่งหลังจากมีการเทและบ่มพื้นคอนกรีตจนกระทั่งแข็งตัวแล้ว มีการอัดแรงในแผ่นพื้นทั้ง 2 ทิศทางโดยใช้ลวดรับแรงดึงกำลังสูง แม้ว่าแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงหล่อในที่ที่ยิมนำใช้กันหลายประเทศ จะสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ระบบ ตามลักษณะการยึดเหนี่ยวระหว่างเนื้อคอนกรีตกับลวดอัดแรงได้แก่ ระบบมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded System) กับระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded System) แต่สำหรับอาคารในประเทศไทยแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงหล่อในที่ระบบมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded System) เป็นที่ยิมนำใช้แพร่หลายกว่า เนื่องจากข้อได้เปรียบของระบบที่มีแรงยึดเหนี่ยว คือ สามารถเจาะช่องเปิดเพิ่มในแผ่นพื้นได้ในภายหลัง ในกรณีที่เมื่อปรับปรุงอาคารหลังจากที่ก่อสร้างเสร็จโดยไม่ทำให้โครงสร้างแผ่นพื้นอาคารที่มีการอัดแรงบริเวณอื่นเกิดความเสียหาย

ตั้งแต่ ค.ศ. 1994 ระบบพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded Post-tensioned Slab) ถูกใช้อย่างแพร่หลายในประเทศไทย ซึ่งส่วนใหญ่จะออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเป็นหลัก โดยส่วนใหญ่ไม่ได้ออกแบบเพื่อด้านทานแผ่นดินไหว แต่เป็นที่ทราบกันโดยทั่วไปว่า ภายใต้การโยกตัวของอาคารอย่างรุนแรงจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว จุดวิกฤติที่สุดของพื้นชนิดนี้อยู่ที่บริเวณใกล้ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อของพื้นซึ่งวางโดยตรงอยู่บนหัวเสาภายในอาคาร (รูปที่ 1.1 และ 1.2) ซึ่งบริเวณดังกล่าวเป็นบริเวณถ่ายน้ำหนักจากพื้นลงสู่เสาจึงเกิดหน่วยแรงเฉือนสูง เมื่ออาคารจำเป็นต้องอยู่ภายใต้การโยกตัวอย่างรุนแรงบริเวณดังกล่าวมีโอกาสเกิดการวิบัติแบบการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) จากการรวมกันของหน่วยแรงเฉือนจากน้ำหนัก



บรรทุกใช้งานในแนวตั้งและหน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากการโยกเอียงของเสาและการยัดรีงของแผ่นพื้นที่ติดอยู่กับเสา นอกจากนั้นการโยกตัวไปมาแบบวัฏจักรระหว่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวรุนแรง อาจทำให้พื้นคอนกรีตบริเวณรอยต่อเกิดการแตกร้าวส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตบริเวณใกล้เสาลดลงและมีโอกาสเกิดการวิบัติแบบการเฉือนทะลุได้ง่าย ซึ่งหากออกแบบไม่เหมาะสมการวิบัติแบบการเฉือนทะลุอาจทำให้พื้นคอนกรีตเกิดการหลุดหล่นตกลงมากระทบกับพื้นชั้นที่อยู่ด้านล่างและทำให้เกิดการวิบัติแบบก้าวหน้า (Progressive Collapse) ทำให้อาคารเกิดการพังทลายลงได้



รูปที่ 1.1 พื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded Post-tensioned Slab) ไร้คานรองรับ  
ที่นิยมแพร่หลายในประเทศไทย



(แหล่งที่มา: [www. Studrail.com](http://www.Studrail.com))



(แหล่งที่มา: <http://newcitizenship.net>)

รูปที่ 1.2 แสดงจุดอ่อนที่ง่ายต่อการเฉือนทะลุ และน้ำหนักตกกระทบจากการหลุดหล่นของพื้น  
ทำให้เกิดกลไกการวิบัติแบบก้าวหน้าของอาคารทั้งหลัง



บทเรียนจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในต่างประเทศ เช่น the 1964 Alaska, 1967 Venezuela, 1971 San Fernando, and 1994 Northridge earthquakes แสดงให้เห็นถึงความอ่อนแอของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับพื้น (Slab-column connections) เมื่อจำเป็นต้องเผชิญกับเหตุการณ์สั่นสะเทือนของพื้นดินอย่างรุนแรง ผลการศึกษาโดย Hawkins and Mitchell (1979) มีการแสดงให้เห็นว่า การวิบัติแบบการเฉือนทะลุ (Punching shear failure) ที่บริเวณรอบเสาภายในอาคารสามารถทำให้เกิดการวิบัติแบบก้าวหน้า (Progressive Collapse) ส่งผลให้อาคารทั้งหลังพังทลายลงมาได้ (รูปที่ 1.2) นอกจากนี้ข้อมูลการสำรวจหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวของ Mitchell et al. (1986) ระบุว่า การวิบัติดังกล่าวเป็นรูปแบบหลักของการพังทลายของอาคารเป็นจำนวนหนึ่งระหว่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศ Mexico ในปี ค.ศ. 1985 (the 1985 Mexico earthquake). จากบทเรียนในอดีตที่พบว่า การวิบัติที่จุดเชื่อมต่อทำให้อาคารหลายหลังเกิดการพังทลายลงทำให้เกิดการตระหนกอย่างจริงจังเกี่ยวกับปัญหาในลักษณะเดียวกัน ที่อาจเกิดขึ้นได้กับอาคารที่ก่อสร้างในประเทศไทย



**รูปที่ 1.3** ตัวอย่างการวิบัติแบบเฉือนทะลุ และทำให้เกิดการวิบัติแบบก้าวหน้าของอาคารทั้งหลัง  
ในระหว่างเหตุการณ์แผ่นดินไหว the September 1985 Mexico City earthquake  
(After Mitchell et al. 1986)

ทางหนึ่งที่จะบรรเทาความสูญเสียที่อาจเกิดขึ้นโดยไม่คาดฝันจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว คือ การศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและการประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวที่มีอยู่เดิมของอาคารเหล่านั้น โดยเฉพาะบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงและเสาที่เป็นบริเวณวิกฤติ ซึ่งผลการศึกษาจะนำไปสู่การค้นหาวิธีการปรับปรุงอาคารที่มีอยู่เดิมให้มีความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวได้ดียิ่งขึ้นก่อนที่จะเกิดความเสียหายที่ไม่อาจประเมินค่าได้ หรือนำไปสู่การค้นหาวิธีการที่เหมาะสมในการออกแบบอาคารที่จะสร้างขึ้นใหม่ให้มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

วิธีการออกแบบในทางปฏิบัติมีหลายวิธีที่ผู้ออกแบบนิยมใช้แก้ปัญหาเกี่ยวกับการเฉือนทะลุของแผ่นพื้นที่อยู่รอบ ๆ เสา วิธีหนึ่งที่นิยมกันทั่วไป คือ การเพิ่มความหนาของพื้นคอนกรีตโดยรอบหัวเสาทำเป็นแป้นหัวเสา (Drop Panel) ได้แผ่นพื้น แม้ว่าผลการศึกษาในอดีต โดย Prawatwong et al. (2012) บ่งชี้ว่าการเพิ่มแป้นหัวเสา (Drop Panel) ที่ออกแบบอย่างเหมาะสมเข้าไปในบริเวณใต้แผ่นพื้นใกล้หัวเสาของพื้นคอนกรีตอัดแรงเป็นวิธีหนึ่งที่มีประสิทธิผลในการป้องกันการเฉือนทะลุและเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่ออย่างมีนัยสำคัญ แต่วิธีดังกล่าวต้องมีการเพิ่มความหนาคอนกรีตใต้หัวเสาซึ่งจำเป็นต้องมีการตั้งแบบหล่อคอนกรีตเป็นพิเศษบริเวณใต้หัวเสาในขณะทำการก่อสร้าง ทำให้ในการก่อสร้างต้องใช้ทักษะฝีมือแรงงานและใช้ระยะเวลาในการก่อสร้างมากขึ้น

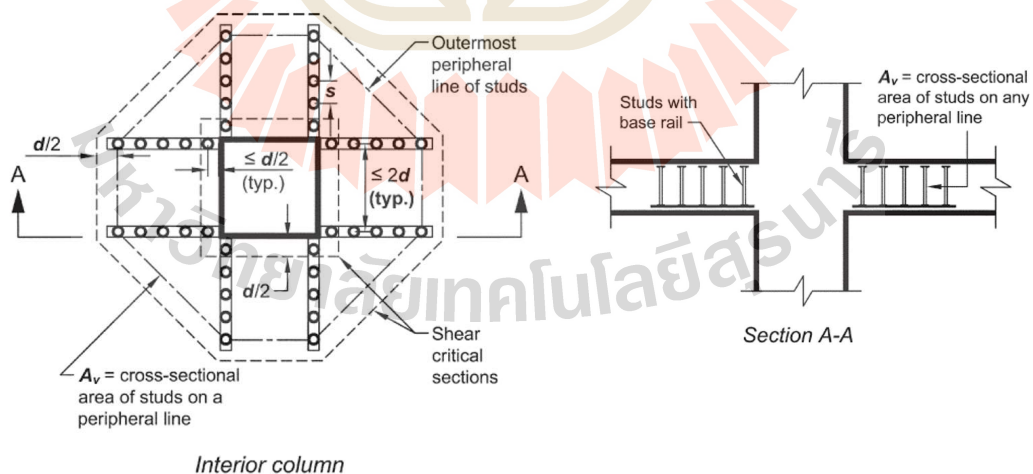
การออกแบบโดยใส่เหล็กเสริมกำลังรับแรงเฉือน ในรูปแบบของเหล็กปลอกปิด (Stirrups) หรือแท่งเหล็กรับแรงเฉือนหรือหมุดเฉือน (Shear Studs) ฝังในแผ่นพื้นบริเวณวิกฤติใกล้หัวเสาของพื้นคอนกรีตอัดแรง เป็นอีกวิธีหนึ่งที่ผู้ออกแบบนิยมใช้กันทั่วไปในทางปฏิบัติในหลายประเทศ เพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุและหลีกเลี่ยงปัญหาเกี่ยวกับการตั้งแบบหล่อคอนกรีตเป็นพิเศษบริเวณใต้หัวเสา อย่างไรก็ตามการใช้หมุดรับแรงเฉือนยังเป็นเรื่องใหม่สำหรับการก่อสร้างในประเทศไทย ในปัจจุบันยังขาดข้อมูลการทดลองที่เชื่อถือได้ว่าหมุดเฉือนที่ฝังในแผ่นพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อมีประสิทธิผลในการป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุภายใต้การโยกตัวสลับทิศแบบวัฏจักรของอาคารจากแรงแผ่นดินไหวและเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ใช้พื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดที่นิยมก่อสร้างในประเทศไทยได้มากนักน้อยเพียงใด เนื่องจากในอดีตขาดแคลนข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากการทดลอง ดังนั้นปัจจุบันจึงมีความขาดแคลนองค์ความรู้ที่วิศวกรผู้ออกแบบจะสามารถนำมาใช้ในการออกแบบเพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุจากการโยกตัวของอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว

การศึกษาด้วยวิธีการทดสอบแบบจำลองโครงสร้างของบริเวณจุดเชื่อมต่อ ภายใต้การโยกตัวสลับทิศแบบวัฏจักรจากแผ่นดินไหวจำลองที่ค่อยๆเพิ่มระดับความรุนแรงขึ้นและตรวจวัดเก็บข้อมูลในห้องปฏิบัติการเพื่อประเมินพฤติกรรมการตอบสนองที่เกิดขึ้นโดยละเอียด จนถึงภาวะขีดสุดที่เกิดการวิบัติ เป็นวิธีหนึ่งที่จะทำให้

ได้มาซึ่งข้อมูลที่จะนำมาประเมิน วิเคราะห์และสรุปผล ที่สามารถใช้เป็นแนวทางในการหาทางป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) และนำไปสู่การค้นหาวิธีการที่เหมาะสมในการออกแบบอาคารที่จะสร้างขึ้นใหม่ให้มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวโดยเฉพาะบริเวณวิกฤติที่ตำแหน่งใกล้จุดเชื่อมต่อให้กับอาคารที่มีพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรง ชนิดระบบมีการยึดเหนี่ยว (Bonded System) ซึ่งกำลังเป็นที่นิยมแพร่หลายเป็นจำนวนมากในประเทศไทยได้

## 1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

1. สำรวจพฤติกรรมตอบสนองภายใต้การโยกตัวสลับทิศแบบวัฏจักรและกลไกการวิบัติ ที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงที่มีการฝังหมุดเฉือน (Shear Studs) เข้าไปในแผ่นพื้น
2. ค้นหาวิธีการที่มีประสิทธิภาพในการเพิ่มขีดความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดระบบมีแรงยึดเหนี่ยว
3. ศึกษาผลของการใส่หมุดเฉือนฝังในแผ่นพื้นบริเวณใกล้เสาในการป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุและการเพิ่มขีดความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว สำหรับพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดระบบมีแรงยึดเหนี่ยวที่นิยมใช้แพร่หลายในประเทศไทย
4. ประเมินความเหมาะสมของมาตรฐานการออกแบบอาคาร ตามบทบัญญัติใน ACI Building Code ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานการเฉือนทะลุ (Punching Shear Strength) และขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design Drift Limit) ที่ยอมให้ในการออกแบบพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้การโยกตัวจากแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 1.4 ตัวอย่าง Shear stud reinforcement เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน

(ACI 318-14 Section 8.7.7)

### 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย ขอบเขตของโครงการวิจัยจะรวมถึงการศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ที่มีการเสริมแท่งเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของหมุดเฉือน (Shear Studs) เข้าไปในแผ่นพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคาร และกลไกการวิบัติ ภายใต้การโยกตัวสลับทิศจากการเคลื่อนตัวภายใต้แผ่นดินไหวจำลอง

ในโครงการวิจัยนี้ แบบจำลองย่อส่วนขนาด 3/5 เท่าของโครงสร้างต้นแบบของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคาร ที่มีการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือน (Shear Studs) ถูกออกแบบ ก่อสร้าง และนำมาทดลองให้แรงทางด้านข้างในห้องปฏิบัติการ เพื่อทำให้เกิดการโยกตัวสลับทิศกึ่งหยุดนิ่งภายใต้การเคลื่อนตัวจากแผ่นดินไหวจำลอง โดยมีการเพิ่มระดับความรุนแรงขึ้นเพื่อสำรวจพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณวิกฤติที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวโดยละเอียด ตั้งแต่พฤติกรรมช่วง Linear Elastic จนกระทั่งถึงภาวะขีดสุด

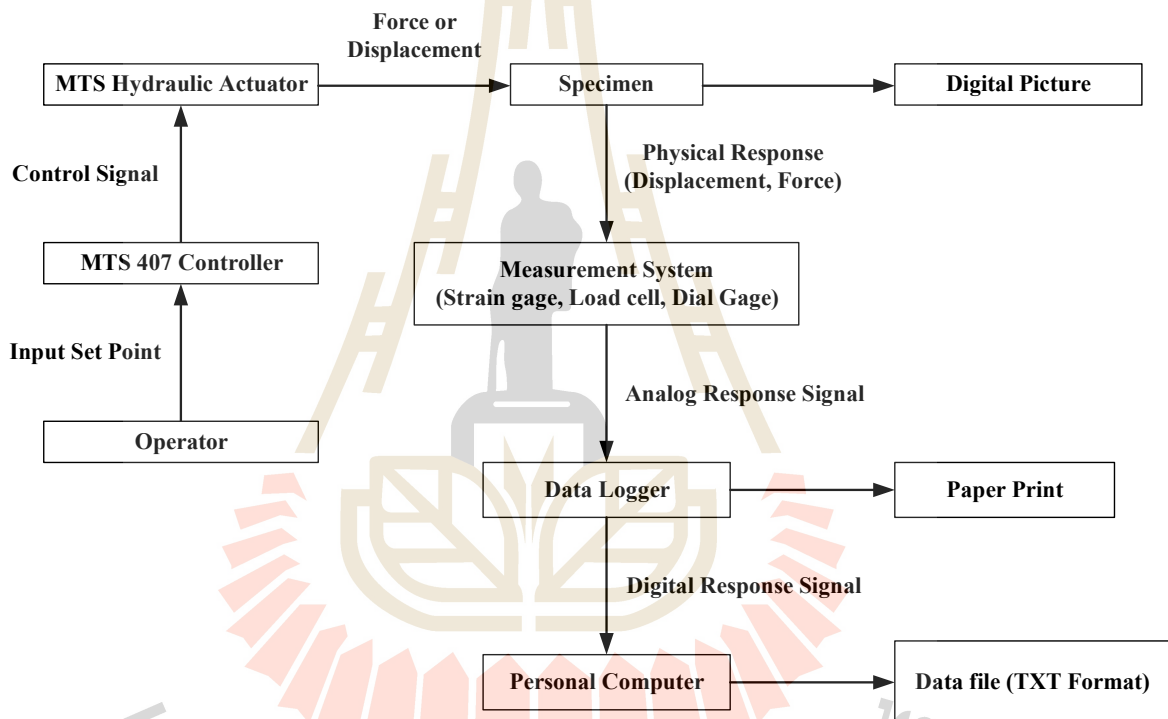
ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของแบบจำลอง จะถูกวิเคราะห์จากข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากเครื่องมือวัดต่างๆ จำนวนมากที่ติดตั้งทั้งภายในและภายนอก ข้อมูลเหล่านี้จะถูกนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบในรูปแบบของความสัมพันธ์ของแรงที่กระทำทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา (Hysteretic Response), ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้าง (Lateral Load-carrying Capacity), ความสามารถในการทนรับการเอียงตัวของเสา (Drift Capacity), การเสื่อมลดความแข็งแรงของจุดเชื่อมต่อ (Stiffness Degradation), การดูดซับพลังงาน (Energy Absorption), และกำลังการรับแรงเฉือน (Punching Shear Strength) ข้อมูลผลการทดลองที่ทำการทดลองมาแล้วก่อนหน้านี้จาก Prawatwong et al. (2012) บนแบบจำลองที่ไม่ได้มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนและจาก Prawatwong et al. (2020) ที่มีการทดสอบบนแบบจำลองที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของเหล็กปลอกปิด และข้อมูลจากผลการทดลองที่ทำโดยนักวิจัยอื่นๆ ที่พบในเอกสารและงานวิจัยในต่างประเทศในอดีตจะถูกนำมาใช้เพื่อการเปรียบเทียบ

ขอบเขตการวิจัยนี้ยังรวมถึงการประเมินความเหมาะสมของมาตรฐานการออกแบบ ตามบทบัญญัติใน ACI Building code ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานการเฉือนทะลุ (Punching Shear Strength) และขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design Drift Limit) ที่ยอมให้ สำหรับการออกแบบบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง เพื่อต้านทานแผ่นดินไหว

#### 1.4 สมมุติฐานของโครงการวิจัย

สมมุติฐาน การใส่แท่งเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของหมุดเฉือน (Shear Studs) และการออกแบบให้เกิดกลไกการวิบัติอย่างเหมาะสม ในบริเวณแผ่นพื้นใกล้หัวเสาของพื้นคอนกรีตอัดแรง เป็นวิธีการหนึ่งที่สามารถป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุ และเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารคอนกรีตอัดแรง

#### 1.5 กรอบแนวคิดการวิจัย



รูปที่ 1.5 กรอบแนวคิดการวิจัย

## 1.6 ประโยชน์ที่ได้รับจากการวิจัย

ประโยชน์ที่ได้รับจากโครงการวิจัย มีหลายด้าน

**ด้านวิชาการ:** ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดระหว่างการทำทดลอง จะเป็นข้อมูลพื้นฐานที่ทำให้วิศวกรเข้าใจพฤติกรรมการประพืดตัวของโครงสร้างจุดเชื่อมต่อและกลไกการวิบัติที่ภาวะขีดสุด ของพื้นคอนกรีตอัดแรง ที่มีการเสริมหมุดรับแรงเฉือน ภายใต้การโยกตัวสลับทึ่อย่างรุนแรงจากแรงแผ่นดินไหว และข้อมูลที่ได้สามารถนำไปใช้ประเมินความเหมาะสมของวิธีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวตามที่มาตรฐาน ACI 318 ว่ามีความเหมาะสมและสามารถใช้กับออกแบบอาคารคอนกรีตอัดแรง ชนิดระบบมีการยึดเหนี่ยว ที่นิยมใช้งานในประเทศไทย ได้อย่างเหมาะสมหรือไม่เพียงใด

**ด้านการศึกษา:** กระบวนการศึกษาทดลองในโครงการวิจัยนี้ แต่ละขั้นตอนสามารถใช้ฝึกฝนและผลิตมหาบัณฑิตในระดับปริญญาโท ที่มีทักษะการวิจัยขั้นสูง ให้กับมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

**ด้านนโยบาย:** ข้อมูลที่ได้จากโครงการวิจัยนี้ สามารถนำไปพัฒนาต่อยอดเพื่อค้นหาวัตรกรรมต้านทานแผ่นดินไหวอื่นๆ ต่อไป

**ด้านเศรษฐกิจ/พาณิชย์:** ข้อมูลที่ได้จากการทดลองและข้อสรุปจากการวิจัย จะสามารถเผยแพร่ให้สมาคมวิชาชีพ และผู้ประกอบการที่เกี่ยวข้องกับอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย นำไปใช้ประโยชน์ ในการประยุกต์ใช้ออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตอัดแรง ด้านทานแผ่นดินไหว ในเชิงพาณิชย์ได้

**อุตสาหกรรม:** ข้อมูลที่ได้จากการทดลองและข้อสรุปจากการวิจัย จะสามารถเผยแพร่ให้สมาคมวิชาชีพ และผู้ประกอบการที่เกี่ยวข้องกับอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย นำไปใช้ประโยชน์ ในการประยุกต์ใช้ออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตอัดแรง ด้านทานแผ่นดินไหว ในเชิงพาณิชย์ได้

**ด้านสังคมและชุมชน:** สามารถนำวิธีการเสริมแท่งเหล็กรับแรงเฉือนต้านทานการเฉือนทะลุบริเวณแผ่นพื้น ไปใช้ออกแบบป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นจากการพังทลาย ของอาคารบ้านเรือน และลดความสูญเสียที่อาจเกิดขึ้นกับชีวิตและทรัพย์สิน จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวรุนแรงได้

**การเผยแพร่ในวารสาร:** ได้ผลงานเผยแพร่ และตีพิมพ์ลงในวารสารระดับนานาชาติ



## บทที่ 2

### เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 ภาพรวมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

จากการทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง พบว่าจากอดีตถึงปัจจุบันเป็นเวลาเกือบ 50 ปี มีการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างและกลไกการวิบัติของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา โดยนักวิจัยหลายกลุ่มอย่างต่อเนื่อง งานวิจัยที่พบส่วนใหญ่เป็นการทดลองทดสอบแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการ ซึ่งการศึกษาในอดีตมีการทดลองครอบคลุมทั้งโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและคอนกรีตอัดแรง ผลการทดลองที่ได้มีกลุ่มนักวิจัยหลายกลุ่มรวบรวมและนำมาอภิปราย ตีพิมพ์รายงานไว้ในวารสารวิชาการหรือเอกสารงานวิจัยหลายฉบับ เช่น Pan and Moehle (1989), Megally and Ghali (1994), Huest and Wight (1999), Robertson (2002), Kang and Wallace (2006), Hueste et al. (2007), Zhou and Hueste (2017) ซึ่งข้อมูลการทดลองและการอภิปรายเหล่านั้นนำไปสู่การปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคาร ACI Building Code (ACI 318-19) ฉบับปัจจุบัน ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับบทบัญญัติการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีต ทั้งกรณีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC) และพื้นคอนกรีตที่มีการอัดแรงภายหลัง (PT) ระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded System) ที่มักนิยมใช้งานในประเทศสหรัฐอเมริกา อย่างไรก็ตามสำหรับบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตที่มีการอัดแรงภายหลัง (PT) ระบบมีการยึดเหนี่ยว (Bonded System) พบผู้ศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างและกลไกการวิบัติของบริเวณจุดเชื่อมต่อของแผ่นพื้นชนิดนี้มีจำนวนค่อนข้างจำกัด และมาตรฐาน ACI 318-19 ยังไม่มีบทบัญญัติที่ชัดเจนเกี่ยวกับการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับจุดเชื่อมต่อชนิดนี้ เนื้อหาในบทนี้ผู้วิจัยให้ภาพรวมของเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ซึ่งจะเป็นข้อมูลพื้นฐานสำหรับบทอื่นๆ ที่จะตามมาภายหลัง

#### 2.2 งานวิจัยโดยวิธีการทดลองที่พบในต่างประเทศ

แม้ว่าพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่อและกลไกการวิบัติภายใต้การกระทำของแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวเป็นพฤติกรรมที่ซับซ้อน โดยคอนกรีตอาจเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงทำให้พฤติกรรมของโครงสร้างก่อนการวิบัติดำเนินไปจนถึงช่วงที่มีพฤติกรรมเป็นแบบอินอีลาสติก (Inelastic) และในอดีตมีการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างและกลไกการวิบัติจากแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อโดยการทดสอบแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการในต่างประเทศ โดยกลุ่มนักวิจัยหลายกลุ่มอย่างต่อเนื่อง

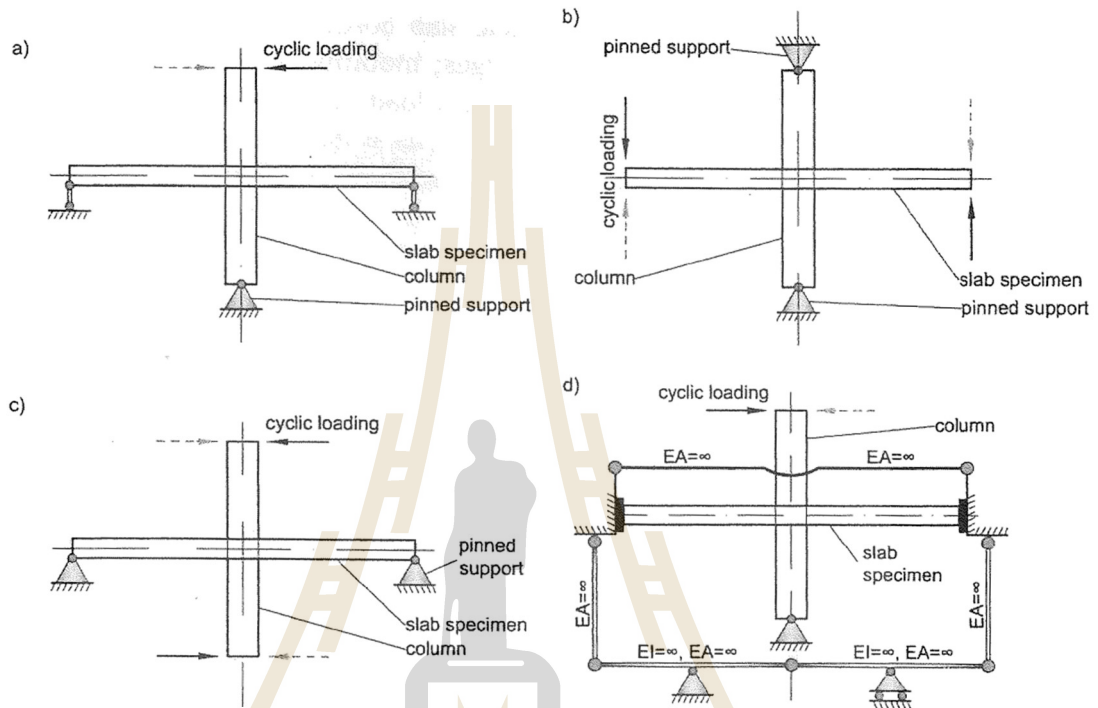


เช่น Hanson and Hanson (1968), Hawkins et al. (1974), Ghali et al.(1976), Islam and Park (1976), Symonds et al.(1976), Trongtham and Hawkins (1977), Morrison et al. (1981), Zee and Moehle (1984), Hwang (1989), Pan and Moehle (1988, 1989 and 1992), Robertson and Durrani (1990), Cao (1993), Durrani and Du (1992), Farhey et al. (1993), Qaisrani (1993), Roberson et al. (2002), Brown (2003), Kang (2004), Tan and Teng (2005), Gayed and Ghali (2006), Han et al. (2006), Robertson and Johnson (2006), Choi et al. (2007), Kang and Wallace (2008), Tien et al. (2008), Han et al. (2009), Park et al. (2012), Song et al. (2012), Kang et al. (2013), Fick et al. (2014), Himawan and Teng (2014), Rha et al. (2014), etc.)

อย่างไรก็ตามจากการทบทวนงานวิจัยพบว่า แบบจำลองทั้งหมดที่ทำการวิจัยในห้องปฏิบัติการในต่างประเทศมักถูกจำลองย่อส่วนจากโครงสร้างที่แตกต่างจากระบบโครงสร้างชนิดที่นิยมใช้ในประเทศไทย เช่น ไม่มีการอัดแรงในแผ่นพื้นคอนกรีต Hanson and Hanson (1968), Hawkins et al. (1974), Ghali et al.(1976), Islam and Park (1976), Symonds et al.(1976), Morrison et al. (1981), Zee and Moehle (1984), Hwang (1989), Pan and Moehle (1988, 1989 and 1992), Robertson and Durrani (1990), Cao (1993), Durrani and Du (1992), Farhey et al. (1993), Roberson et al. (2002), Brown (2003), Tam and Teng (2005), Robertson and Johnson (2006), Choi et al. (2007), Kang and Wallace (2008), Tien et al. (2008), Park et al. (2012), Song et al. (2012), Kang et al. (2013), Fick et al. (2014), Rha et al. (2014) หรือมีการอัดแรงในแผ่นพื้นคอนกรีตแต่เป็นการอัดแรงในระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว เช่น Trongtham and Hawkins (1977), Qaisrani (1993), Kang (2004), Gayed and Ghali (2006), Han et al. (2006), Han et al. (2009), Himawan and Teng (2014) เป็นต้น ผลการทดลองเหล่านั้นจึงยังไม่สามารถระบุถึงพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงกระทำทางด้านข้างของโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงในระบบโครงสร้างชนิดที่นิยมใช้ในประเทศไทยได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ดังนั้นความรู้เกี่ยวกับพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและกลไกการวิบัติของจุดเชื่อมต่อสำหรับอาคารที่พื้นเป็นคอนกรีตอัดแรง ชนิดระบบมีการยึดเหนี่ยว ที่เป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทยจึงอยู่ในภาวะขาดแคลน และส่งผลให้ข้อมูลสำหรับใช้เป็นแนวทางให้ผู้ออกแบบใช้ในการออกแบบบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดดังกล่าวภายใต้แรงจากแผ่นดินไหว ปัจจุบันจึงมีอยู่เพียงเล็กน้อย

สำหรับรูปแบบการจัดการทดลอง Ramos et al. (2017) รวบรวมวิธีการให้แรงทางด้านข้างที่พบบ่อยในการทดลองต่างๆ โดยแสดงไว้ในรูปที่ 2.1 a ถึง 2.1 d โดยรูปที่ 2.1 a เป็นวิธีการจัดการทดลองที่นักวิจัยส่วนใหญ่มักนิยมเลือกใช้



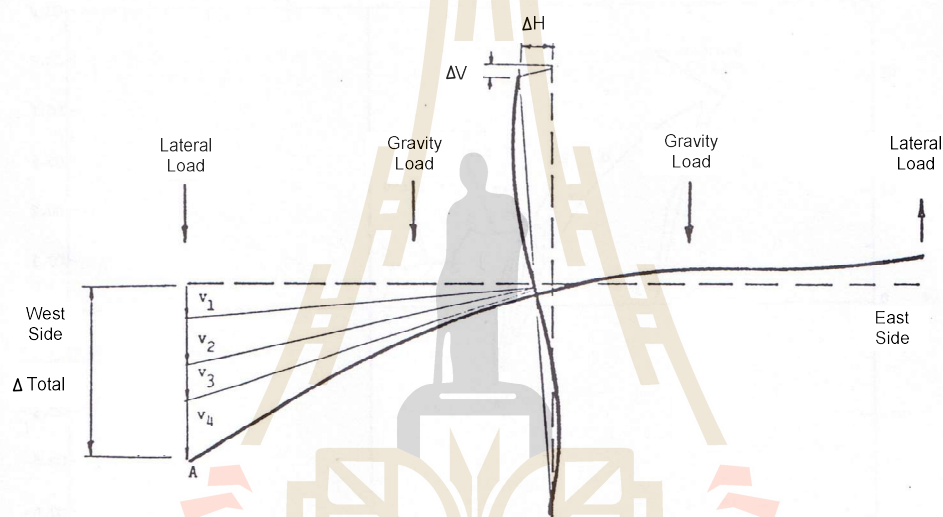
- column pinned at bottom and load applied at top column end;
- pinned column ends and load applied at slab ends;
- pinned slab ends and load applied at column ends;
- test setup with non-zero moments at slab specimen ends  
(EA - axial stiffness and EI = flexural stiffness).

รูปที่ 2.1 แสดงการจำลองแรงทางด้านข้างสี่รูปแบบ (Ramos et al. (2017))

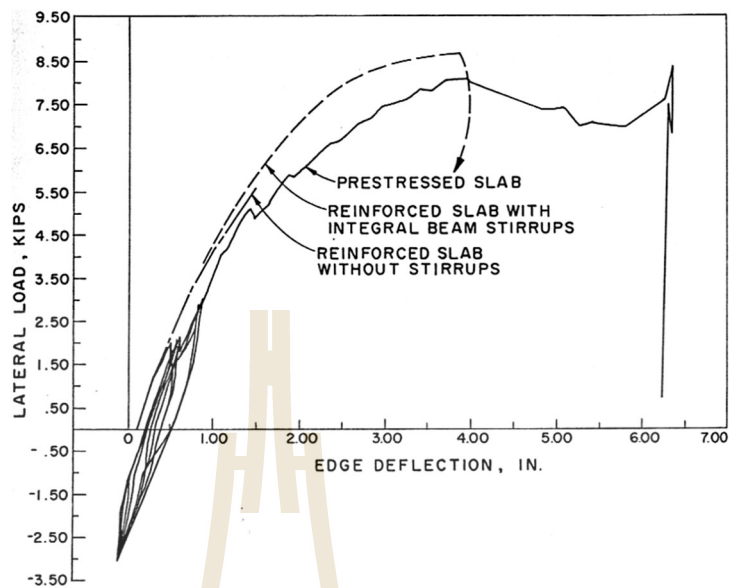
เพื่อให้เห็นภาพรวมหัวข้อต่อไปจะนำเสนอลักษณะเด่นของการวิจัยเชิงทดลองการให้แรงทางด้านข้างที่จุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงบางการทดลองที่เกี่ยวข้องที่มีผู้ศึกษาไว้ในอดีต

### 2.2.1 การทดลองให้แรงทางด้านข้างที่จุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง ที่ไม่เสริมเหล็กกับแรงเฉือน

สำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ในระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded system) ที่นิยมในต่างประเทศ ผลการศึกษาที่สำคัญคือการศึกษาด้วยวิธีการทดลองโดย Trongtham and Hawkins (1977) โดยมีการจัดการทดลองโดยมีการจำลองแรงทางด้านข้างตามแผนภาพดังรูป 2.2 a ซึ่ง Trongtham and Hawkins พบว่าบริเวณจุดเชื่อมต่อของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ในระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ดี มีความเหนียว (Ductile) เมื่อเทียบกับคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาโดยทั่วไป (ผลการเปรียบเทียบ แสดงในรูป 2.2 b)



รูปที่ 2.2 a - การจำลองแรงทางด้านข้างที่ทำการทดลองโดย Trongtham and Hawkins  
(แหล่งที่มา Trongtham and Hawkins, 1977)

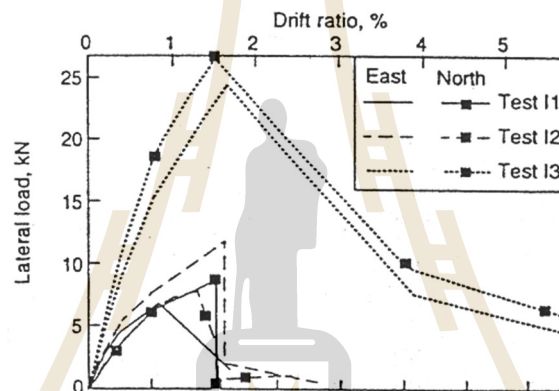


รูปที่ 2.2 b – การเปรียบเทียบความสามารถในการเอนตัวของจุดเชื่อมต่อระหว่างคอนกรีตเสริมเหล็ก และคอนกรีตอัดแรง ระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (แหล่งที่มา Hawkins et al. (1975, 1981))

Qaisrani (1993) ทำการทดลองบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว ภายใต้แรงแผ่นดินไหว จำนวนสามการทดลอง โดยใช้แบบจำลองขนาดมาตราส่วน 7/16 ของโครงสร้างต้นแบบ ที่ออกแบบมาสำหรับแรงโน้มถ่วงเท่านั้น แล้วนำมาทำการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งคั้งที่และให้แรงกระทำด้านข้างแกนสองแกน (Biaxial lateral loading) ลวดที่ใช้ในการอัดแรงในแผ่นพื้นวางเป็นแถบใกล้แนวเสาในทิศทางหนึ่งและกระจายแบบสม่ำเสมอในทิศทางตั้งฉากกับแถบใกล้แนวเสา และมีการใส่เหล็กเสริมอื่นๆ ตามข้อกำหนดของ ACI ตัวแปรหลักที่ใช้ในการศึกษา คือระดับแรงโน้มถ่วงที่ใช้กับแผ่นคอนกรีต โดยใช้อัตราส่วนแรงเฉือนของแรงโน้มถ่วงต่อกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดวิกฤติ ( $V_g/V_o$ ) ที่ 0.72, 0.66 และ 0.55 สำหรับผลการทดลองค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาสูงสุด (% Drift) ที่ได้แต่ละแกนถูกนำมารวมแบบเวกเตอร์ ผลการทดลองพบว่า การวิบัติแบบเฉาะทะลุเกิดขึ้นที่ค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาแบบเวกเตอร์ที่ 1.8%, 2.1% และ 2.26% ตามลำดับ ผลการวิจัยที่ Qaisrani แสดงในตาราง 2.1 พบว่าระดับของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งที่ใช้กับแผ่นพื้นมีบทบาทสำคัญในประสิทธิภาพการประพุดตัวของบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงระบบไร้แรงยึดเหนี่ยวภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งให้ผลสอดคล้องกับที่ Pan and Moehle (1989) อภิปรายไว้ก่อนหน้านี้โดยใช้ฐานข้อมูลการทดลองในอดีตที่การทดลองใช้แผ่นพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา (RC) ที่ไม่มีการอัดแรง

ตารางที่ 2.1 ผลการทดลองโดย Qaisrani (1993)

Test	$f_c'$ , MPa	Gravity Load, kN	Maximum Lateral Load, kN		Lateral Drift, % of column height		Equivalent Uniaxial Drift Capacity, %
			EW	NS	EW	NS	
I1	28.1	113.4	6.7	7.3	0.82	1.60	1.8
I2	28.1	104.5	11.7	10.1	1.60	1.37	2.1
I3	27.6	86.7	24.2	25.2	1.60	1.60	2.26

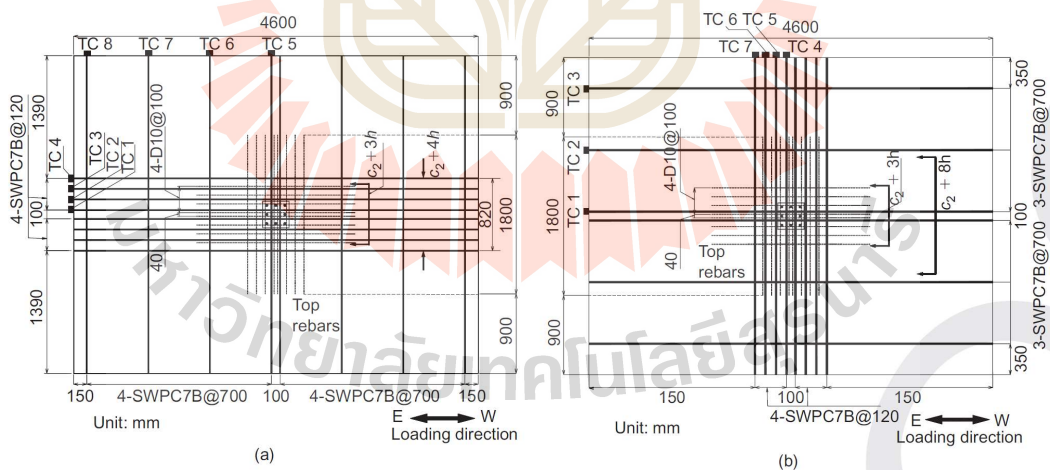


รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา  
จากผลการทดลองโดย Qaisrani (แหล่งที่มา Qaisrani (1993))

Han et al. (2006) ทำการทดสอบบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว ภายใต้แรงสลับทิศทางด้านข้างจำนวน 4 ตัวอย่าง โดยใช้แบบจำลองขนาดมาตราส่วน 2/3 ของโครงสร้างต้นแบบ โดยการศึกษาวิจัยมุ่งหมายหลักเพื่อสำรวจผลของอัตราส่วน  $V_s/V_o$  และรูปแบบการจัดเรียงลวดรับแรงดึงที่ใช้ในการอัดแรง โดยรายละเอียดการวางลวดที่ใช้อัดแรงและเหล็กเสริมอื่นๆ Han และคณะแสดงไว้ดังรูป 2.2a และ 2.2b แบบจำลอง 2 ตัวอย่างมีการวางลวดอัดแรงเป็นแถบในทิศทางการให้แรงทางด้านข้างและวางกระจายสม่ำเสมอในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางการให้แรง (ดูรูป 2.4a) และอีก 2 ตัวอย่างมีการวางลวดอัดแรงเป็นแถบในทิศทางตั้งฉากกับการให้แรงทางด้านข้างและวางในรูปแบบกระจายสม่ำเสมอในทิศทางเดียวกันกับการให้แรงทางด้านข้าง (ดูรูป 2.4b) ผลการทดสอบโดย Han และคณะบ่งชี้ว่าทั้งตัวแปร  $V_s/V_o$  และรูปแบบ

การจัดเรียงลวดรับแรงดึงที่ใช้ในการอัดแรง มีอิทธิพลอย่างมากต่อพฤติกรรมของบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงสลับทิศทางด้านข้างแบบวิถุจักร

นอกจากนั้น Han et al. (2009) ศึกษาผลของการเสริมเหล็กเสริมล่างในพื้นที่คอนกรีตอัดแรงต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสา โดยใช้แบบจำลองขนาดมาตราส่วน 3/5 จำนวน 4 ตัวอย่าง และแบบจำลอง 2 ตัวอย่าง (PI-B50, PI-D50) จาก Han et al. (2006) ถูกใช้ในการเปรียบเทียบ โดยแบบจำลอง 3 ตัวอย่าง (PI-B50, PI-D50 และ PI-B70) มีเหล็กล่างวิ่งผ่านหน้าตัดเสาตามมาตรฐาน ACI-ASCE Committee 352, (1988) และอีก 3 ตัวอย่าง ไม่มีการเสริมเหล็กล่าง โดยอัตราส่วน  $V_s/V_o$  ที่ใช้ในการทดลองเท่ากับ 0.38 จำนวน 4 ตัวอย่าง และ 0.53 จำนวน 2 ตัวอย่าง ซึ่งรายละเอียดของแบบจำลองและตัวแปรที่ใช้ Han และคณะแสดงไว้ในรูปที่ 2.5 และตารางที่ 2.2 Han และคณะพบว่าการเสริมเหล็กเสริมล่างในพื้นที่คอนกรีตอัดแรงต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาตามมาตรฐาน ACI-ASCE 352R.1 ส่งผลต่อพฤติกรรมของบริเวณจุดเชื่อมต่ออย่างมีนัยสำคัญ โดยแบบจำลองไม่มีการเสริมเหล็กล่างเกิดการวิบัติแบบเจาะทะลุเมื่อกำลังรับแรงเฉือนถึงประมาณค่า 75% ของที่ระบุโดยมาตรฐาน ACI 318 ผลการทดลองของ Han และคณะยังยืนยันว่าระดับของ  $V_s/V_o$  มีอิทธิพลอย่างมากต่อพฤติกรรมของบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงสลับทิศทางด้านข้างแบบวิถุจักร โดยผลการทดลองที่น่าเสนอโดย Han และคณะแสดงให้เห็นว่าเมื่อมีการเพิ่มระดับของ  $V_s/V_o$  ขึ้น ทั้งกำลังรับแรงทางด้านข้าง ความสามารถในการดูดซับพลังงาน และความสามารถทนการเอียงตัววิกฤติของบริเวณจุดเชื่อมต่อที่ได้จากการทดลองมีการลดลงอย่างเห็นได้ชัด (ดูรูป 2.6)

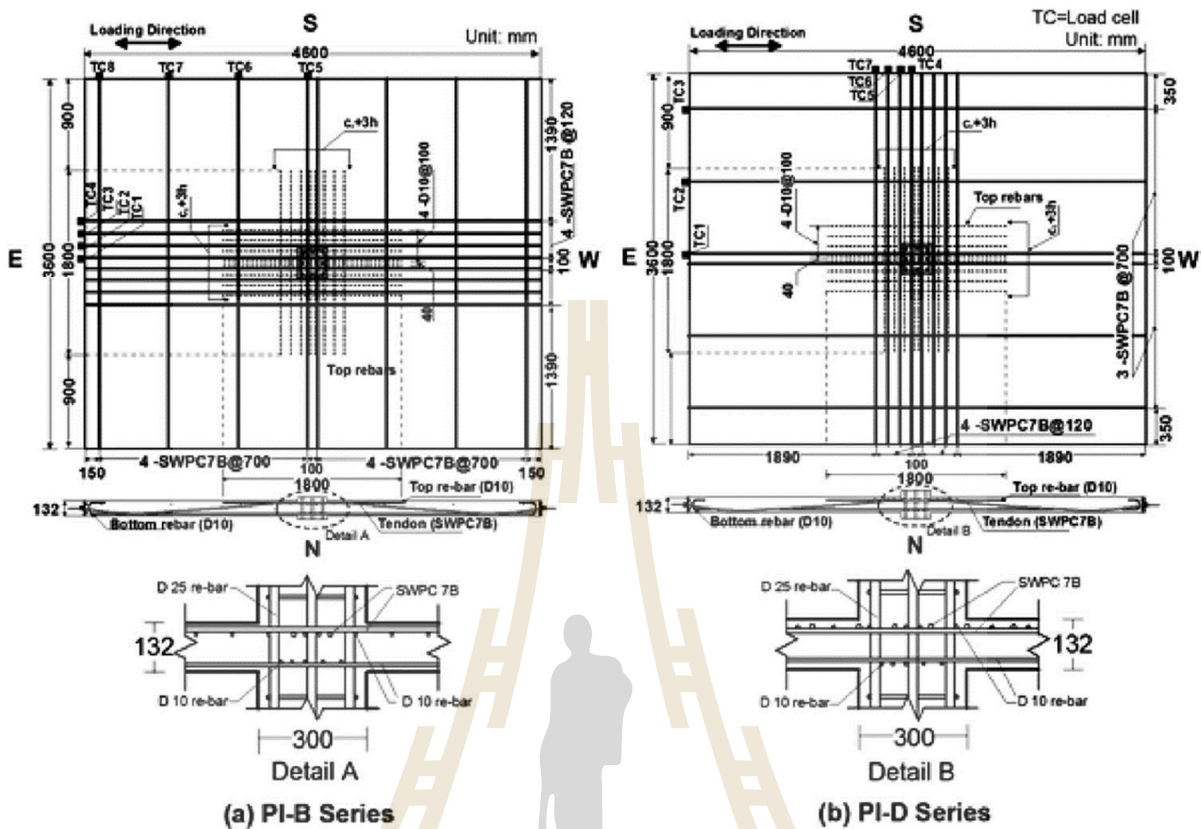


รูปที่ 2.4 แสดงรูปแบบการวางลวดที่ใช้อัดแรงและการเสริมเหล็ก

a) แบบจำลองรหัส PI-B50 และ PI-B30, b) แบบจำลองรหัส PI-D50 และ PI-D30

(แหล่งที่มา Han et al. (2006))





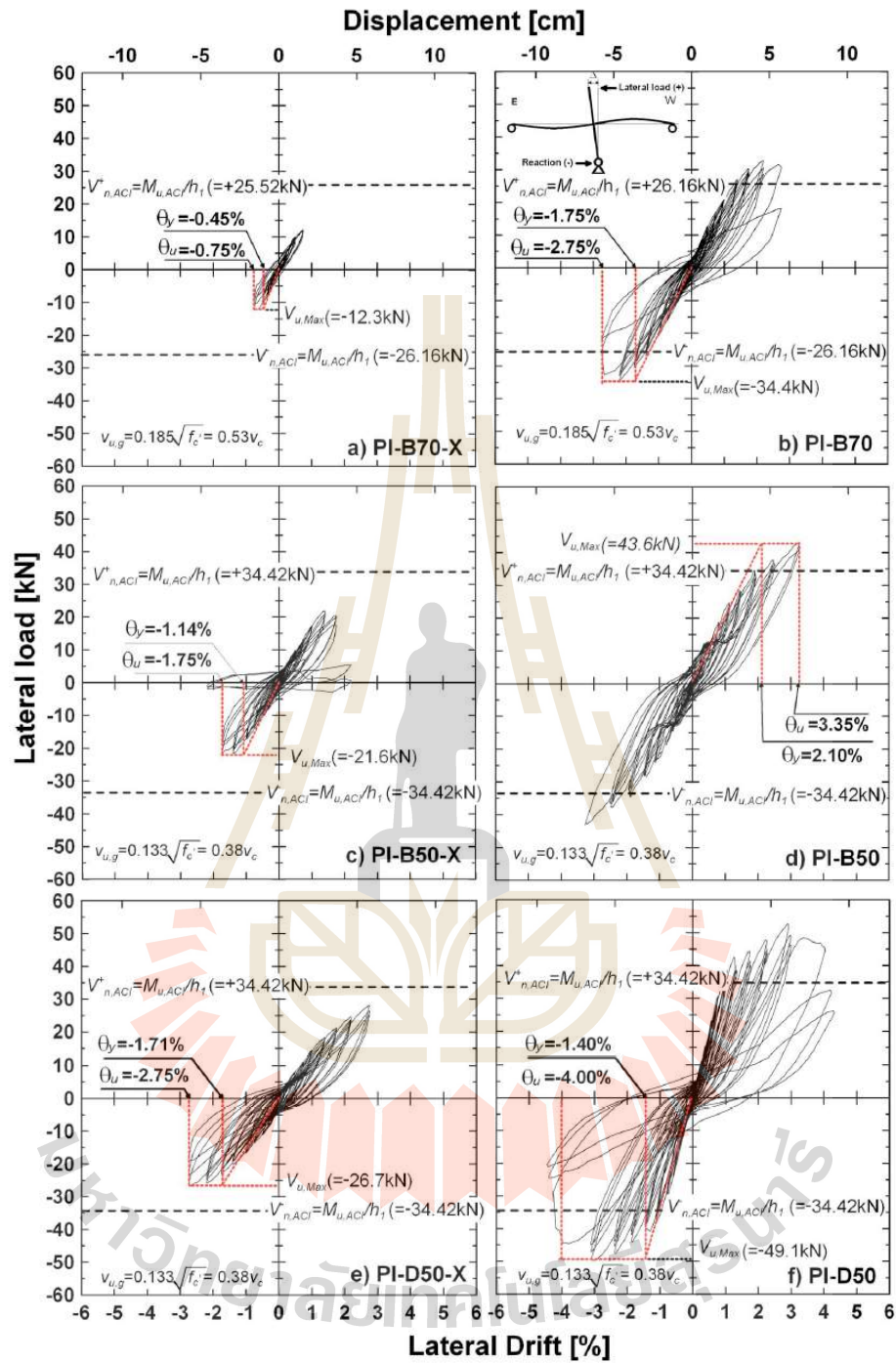
รูปที่ 2.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กและแนวการวางลวดอัดแรง (แหล่งที่มา Han et al., 2009)

ตารางที่ 2.2 ขนาดมิติและรายละเอียดของแบบจำลองในการทดลองของ Han และคณะ (แหล่งที่มา Han et al., 2009)

Mark	$c_1 = c_2$ (mm)	$h$ (mm)	$l_1$ (cm)	$l_2$ (cm)	$h_1$ (cm)	$d_{avg}$ (cm)	$\rho_{st}$ (%)	$\rho_{sb}$ (%)	$\rho_p$ (%)	$f_{pe}$ (MPa)	GSR (%)
PI-B50	300	132	460	360	210	104	0.78	1.14	0.21	1.21	38
PI-D50	300	132	460	360	210	104	0.78	1.14	0.16	1.21	38
PI-B70	300	132	460	360	210	104	0.78	1.14	0.21	1.21	53
PI-B50-X <sup>a</sup>	300	132	460	360	210	104	0.78	-	0.21	1.21	38
PI-D50-X	300	132	460	360	210	104	0.78	-	0.16	1.21	38
PI-B70-X	300	132	460	360	210	104	0.78	-	0.21	1.21	53

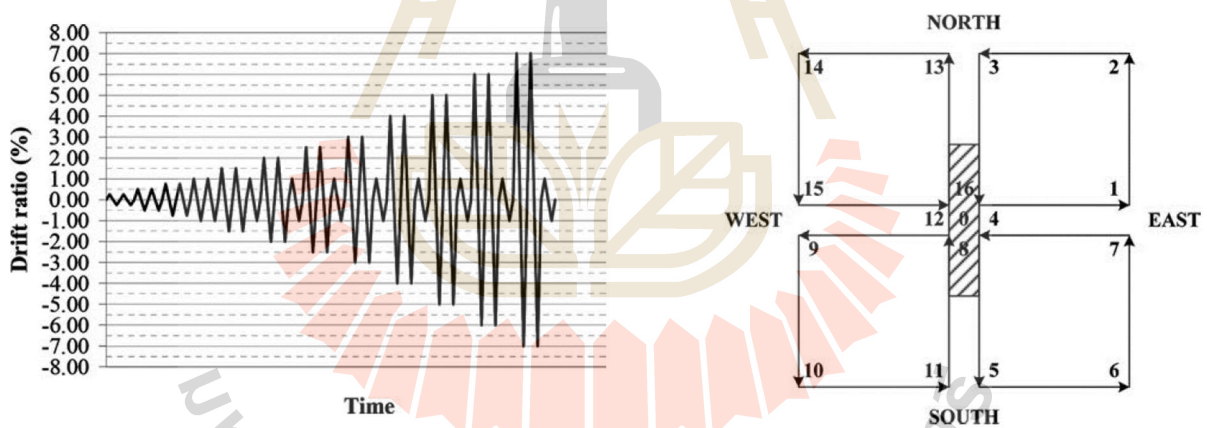
หมายเหตุ <sup>a</sup>e.g., PI-B50X: (P) = PT; (I) = interior; (B) = banded; (50) = ratio of  $V_g$  to design shear strength  $\phi V_c$  ( $\phi = 0.75$ ); and X = no bottom reinforcement; GSR (gravity shear ratio =  $V_g / \phi V_c$ )





รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา จากผลการทดลองโดย Han และคณะ (แหล่งที่มา Han et al. 2009)

Himawan and Teng (2014) ศึกษาพฤติกรรมของบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยวภายใต้แรงกระทำสลับทิศทางด้านข้าง โดยใช้เสาสี่เหลี่ยมที่มีอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของเสาเท่ากับ 5 โดยใช้แบบจำลอง 3 ตัวอย่าง ตัวอย่างชิ้นแรกได้รับการทดสอบภายใต้แรงโน้มถ่วง ตัวอย่างที่ 2 ทดสอบภายใต้แรงโน้มถ่วงและการให้แรงสลับทิศทางด้านข้างแบบวัฏจักรในทิศทางเดียว และตัวอย่างที่ 3 ทดสอบภายใต้แรงโน้มถ่วงและการให้แรงสลับทิศทางด้านข้างเป็นวัฏจักรแบบสองทิศทาง ผลการทดสอบถูกนำมาเปรียบเทียบในแง่ของกำลังรับแรงทางด้านข้าง (Lateral Strength) ความแข็ง (Stiffness) ความสามารถในการทนการเอียงตัววิกฤติ (Drift Capacity) และความเหนียว (Ductility) ผลการทดลองของ Himawan and Teng แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงทางด้านข้าง (Lateral Strength) และความแข็ง (Stiffness) ของบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงในทิศทางที่แข็งแรงกว่าของเสามีค่ามากกว่าเมื่อเทียบกับค่าจากผลการทดลองตามทิศทางของที่อ่อนแอของเสา ผลการทดสอบยังชี้ให้เห็นว่าการให้แรงสลับทิศทางด้านข้างเป็นวัฏจักรแบบสองทิศทาง (Biaxial lateral loading) ส่งผลให้กำลังรับแรงทางด้านข้าง (Lateral Strength) ความแข็ง (Stiffness) ความสามารถในการทนการเอียงตัววิกฤติ (Drift Capacity) และความเหนียว (Ductility) ของบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยวมีการลดลงอย่างมีนัยสำคัญ

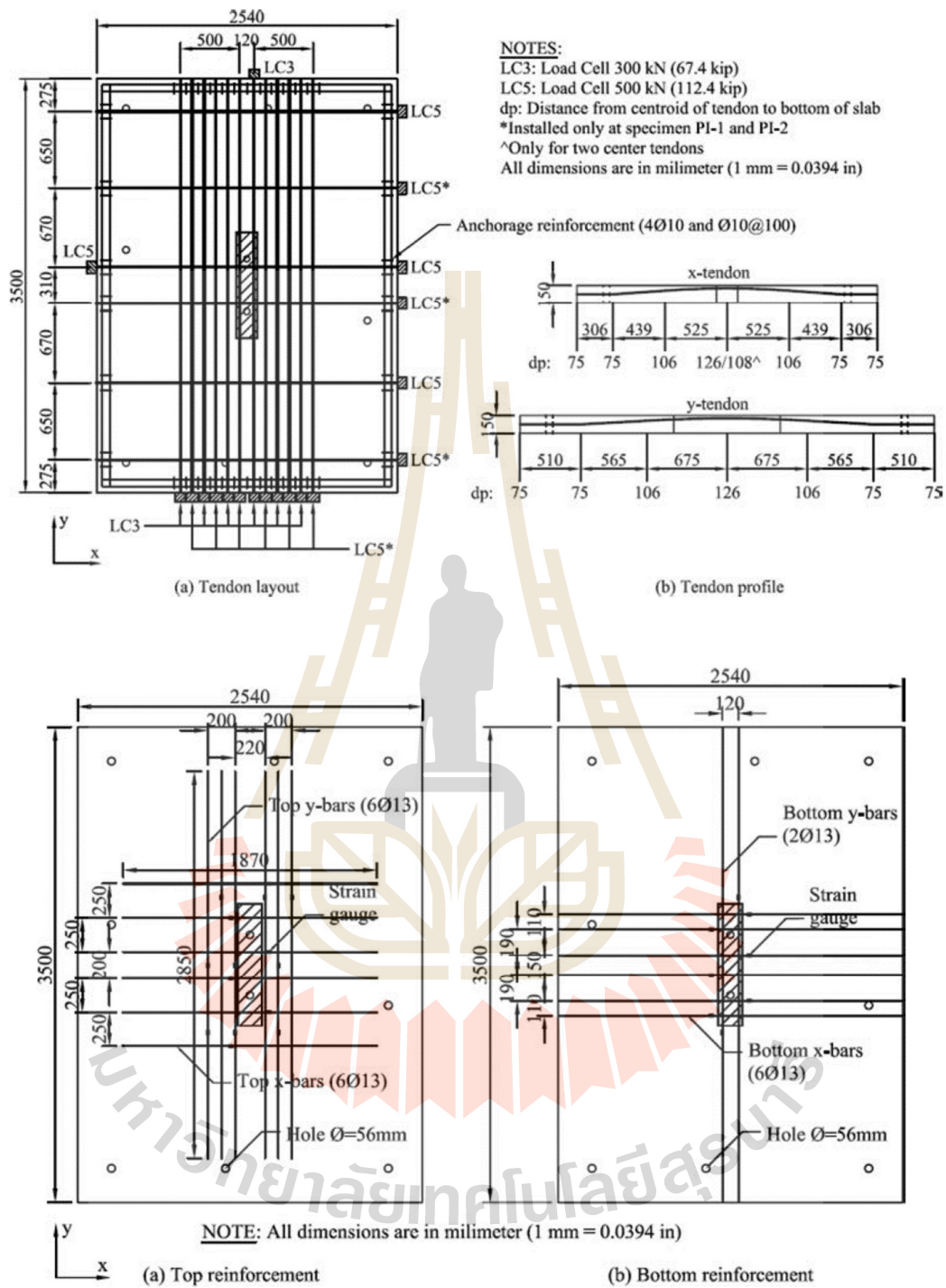


(a) Cyclic displacement history.

(b) Bidirectional displacement pattern.

รูปที่ 2.7 รูปแบบการให้แรงสลับทิศทางด้านข้างแบบวัฏจักรที่ทดลองโดย Himawan and Teng

(แหล่งที่มา Himawan and Teng 2014)



รูปที่ 2.8 การเสริมเหล็กและแนวการวางลวดอัดแรงในแบบจำลองของ Himawan and Teng (แหล่งที่มา Himawan and Teng 2014)

## 2.2.2 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

การใส่เหล็กรับแรงเฉือนรูปแบบต่างๆ ผังเข้าไปในแผ่นพื้นบริเวณวิกฤติใกล้หัวเสาของพื้นคอนกรีต เพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุ เป็นอีกวิธีการหนึ่งที่ถูกออกแบบนิยมใช้กันทั่วไปในทางปฏิบัติ เพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาเกี่ยวกับการตั้งแบบหล่อคอนกรีตเป็นพิเศษสำหรับเพิ่มความหนาพื้นบริเวณใต้หัวเสา

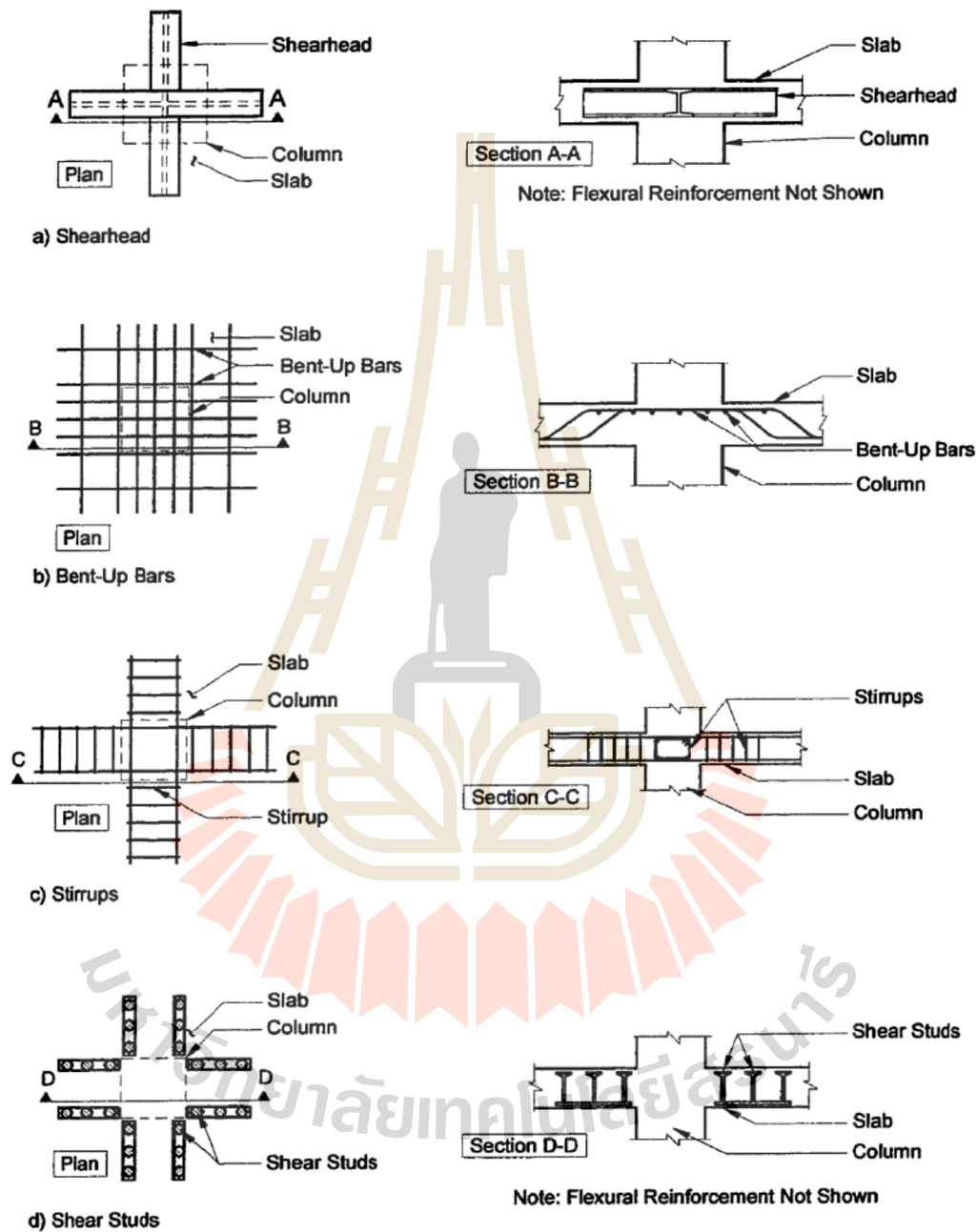
Hawkins (1974) สรุปชนิดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่สามารถนำมาใช้ในแผ่นพื้นเพื่อป้องกันการเฉือนทะลุจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง โดยการนำมาวางพาดผ่านบริเวณหัวเสาหรือนำมาวางอยู่บริเวณโดยรอบเสาอย่างใดอย่างหนึ่ง ดังแสดงในรูปที่ 2.9 a - 2.9 d

การใช้ Shear-head ซึ่งมีลักษณะเป็นเหล็กรูปพรรณวางพาดผ่านหัวเสาทั้ง 2 ทิศทาง (ดังรูป 2.9 a) โดยเชื่อมเข้าด้วยกันเป็นวิธีหนึ่งที่มาตรฐานการออกแบบ ACI 318 building code ยินยอมให้ผู้ออกแบบนำมาใช้งานเพื่อป้องกันการเฉือนทะลุ อย่างไรก็ตาม Shear-head ที่ประกอบด้วยเหล็กรูปพรรณขนาดใหญ่วางพาดผ่านหัวเสามักก่อให้เกิดอุปสรรคในการก่อสร้าง เนื่องจากติดตั้งยากเพราะอาจถูกขัดขวางจากเหล็กยื่นภายในหน้าตัดเสาที่มีหนาแน่นและต้องใช้แรงงานติดตั้งฝียึดเป็นพิเศษ ซึ่งทำให้ราคาค่าก่อสร้างค่อนข้างแพง

อีกวิธีหนึ่งที่สามารถใช้ใน Slab คือ Bent-up bars (รูป 2.9 b) ซึ่งมีลักษณะเป็นเหล็กเส้นรับแรงเฉือนที่มีการดัดงอขึ้นเป็นรูปคอกม้า อย่างไรก็ตาม Decchka 2001 ได้ระบุจุดอ่อนของวิธีนี้ว่าการใช้ Bent-up bars ไม่มีประสิทธิภาพและไม่เหมาะสมกับการใช้งานในพื้นที่บาง เนื่องจากปัญหาเกี่ยวกับการยึดรั้งในพื้นที่บางทำให้เหล็กรับแรงเฉือนไม่สามารถพัฒนากำลังถึงกำลังคราก (Yielding Strength) ได้ ดังนั้นการเสริม Shear-head และ Bent-up bars จึงเป็นรูปแบบที่ไม่ค่อยได้มีการนำมาใช้ในอุตสาหกรรมก่อสร้างโดยทั่วไปจากปัญหาดังกล่าวข้างต้น

ปัจจุบันการใช้เหล็กปลอกปิด (Stirrups) หรือใช้หมุดยึดรับแรงเฉือน (Stud Shear Reinforcement, SSR) วางบริเวณหัวเสา (ตามรูป. 2.9 c และ 2.9 d) กำลังเป็นที่นิยมใช้งานกันอย่างแพร่หลาย โดยมีกลุ่มนักวิจัยหลายกลุ่มพยายามศึกษาถึงประสิทธิภาพของเหล็กรับแรงเฉือนทั้งสองชนิดนี้ในการต้านทานแรงเฉือนภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักร เช่น กลุ่มที่ศึกษาการใช้ Stirrups วางพาดหัวเสาบริเวณจุดเชื่อมต่อของคอนกรีตเสริมเหล็ก (Hawkins, Mitchell and Hanna 1975, Symonds et al. 1976, Islam and Park 1976) กลุ่มที่ศึกษาการใช้ SSR วางในแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กใกล้ๆ เสา (Cao 1993, Brown and Dilger 1994, Hammill and Ghali 1994, Robertson et al 2002) ซึ่ง Cao 1993 พบว่า SSR สามารถเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับจุดเชื่อมต่อของคอนกรีตเสริมเหล็กในรูปแบบของการเพิ่มกำลัง

รับแรงเฉือน (Shear strength), ความสามารถต้านทานการเอียงตัวด้านข้าง (Lateral drift capacity), ความเหนียว (Ductility), และ ความสามารถในการดูดซับพลังงาน (Energy absorption capacity)



รูปที่ 2.9 ชนิดของเหล็กรับแรงเฉือนสำหรับเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของบริเวณจุดเชื่อมต่อในจุดเชื่อมต่อของ RC slab-column connection. (แหล่งที่มา Decchka 2001)



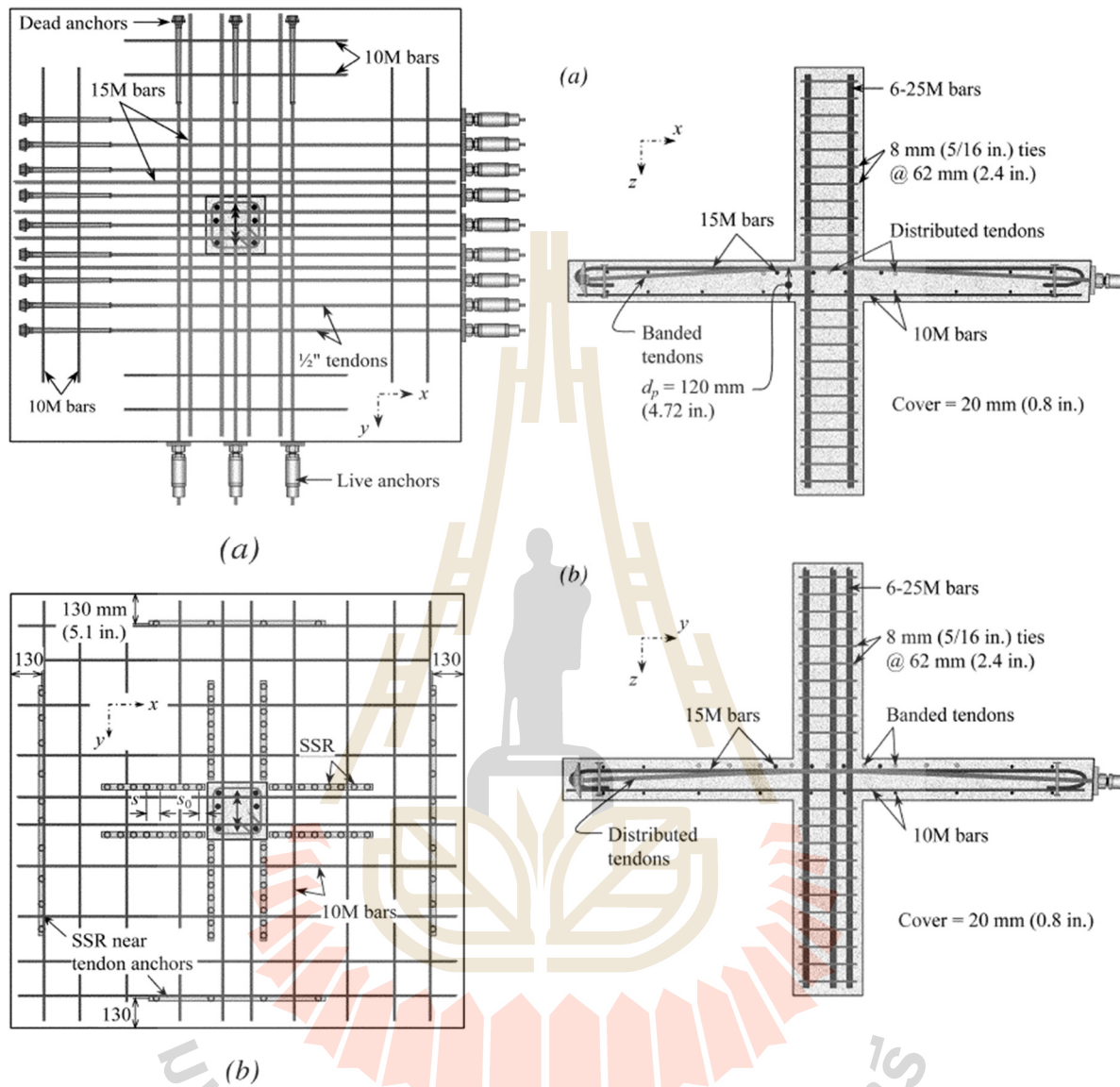
### 2.2.3 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง

จนกระทั่งปัจจุบัน พบกลุ่มนักวิจัยในต่างประเทศจำนวนหนึ่ง (Gayed and Ghali 2006, Kang and Wallace 2006) เริ่มศึกษาผลของหมุดเหล็กรับแรงเฉือน (SSR) กับการประพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อเพื่อประยุกต์ใช้กับงานพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงทางด้านข้างสลับทิศแบบวิถัจกร แต่ส่วนใหญ่กลุ่มนักวิจัยในต่างประเทศเหล่านั้นมุ่งเน้นที่การทดสอบและนำไปใช้กับพื้นคอนกรีตอัดแรงที่ระบบไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded system) ซึ่งไม่เป็นที่นิยมใช้งานในประเทศไทย

โดยผลจากการทดลองของ Gayed and Ghali (2006) บ่งชี้ว่า การใส่แท่งเหล็กรับแรงเฉือน SSR เป็นวิธีการหนึ่งที่มีประสิทธิผลสำหรับเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว และการอัดแรงให้กับคอนกรีตช่วยบรรเทาการเสื่อมลดของ Lateral Stiffness ได้ดีกว่าเมื่อเทียบกับคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปที่ไม่มีการอัดแรง แต่สำหรับความสามารถในการดูดซับพลังงาน (Energy absorption capacity) คอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปกลับมีความสามารถในการดูดซับพลังงานได้ดีกว่า และผลบ่งชี้ว่าวิธีการออกแบบที่แนะนำให้ออกแบบใช้งานบนคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปที่ไม่มีการอัดแรงสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับคอนกรีตอัดแรงในระบบที่ไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded system) ได้ ในขณะที่ Kang and Wallace 2006 ได้มีการทดสอบ Shaking Table Test กับแบบจำลองอาคาร 2 ชั้น 2 ช่วง ผลที่ได้ยืนยันว่าการใส่แท่งเหล็กรับแรงเฉือน SSR เป็นวิธีการหนึ่งที่มีประสิทธิผลสำหรับเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับคอนกรีตอัดแรงในระบบการอัดแรงแบบไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded system)







Example of Reinforcement of IPS-9:

Sections through columns in IPS-9

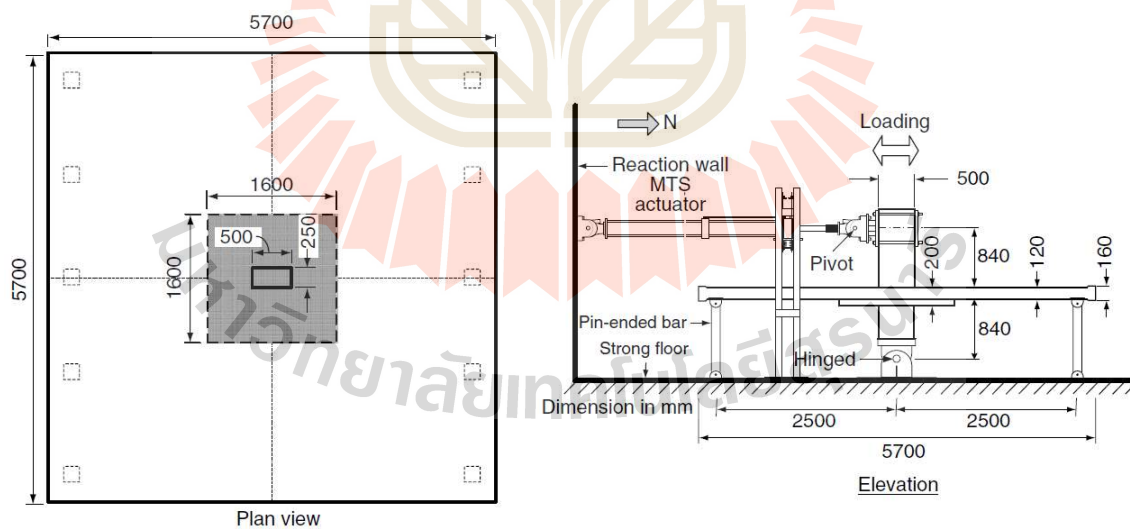
รูปที่ 2.10 รายละเอียดการเสริมเหล็ก แนวการวางลวดอัดแรงและการเสริมหมุดรับแรงเฉือน  
 ในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ที่ทดสอบโดย Gayed and Ghali

(แหล่งที่มา Gayed and Ghali 2006)

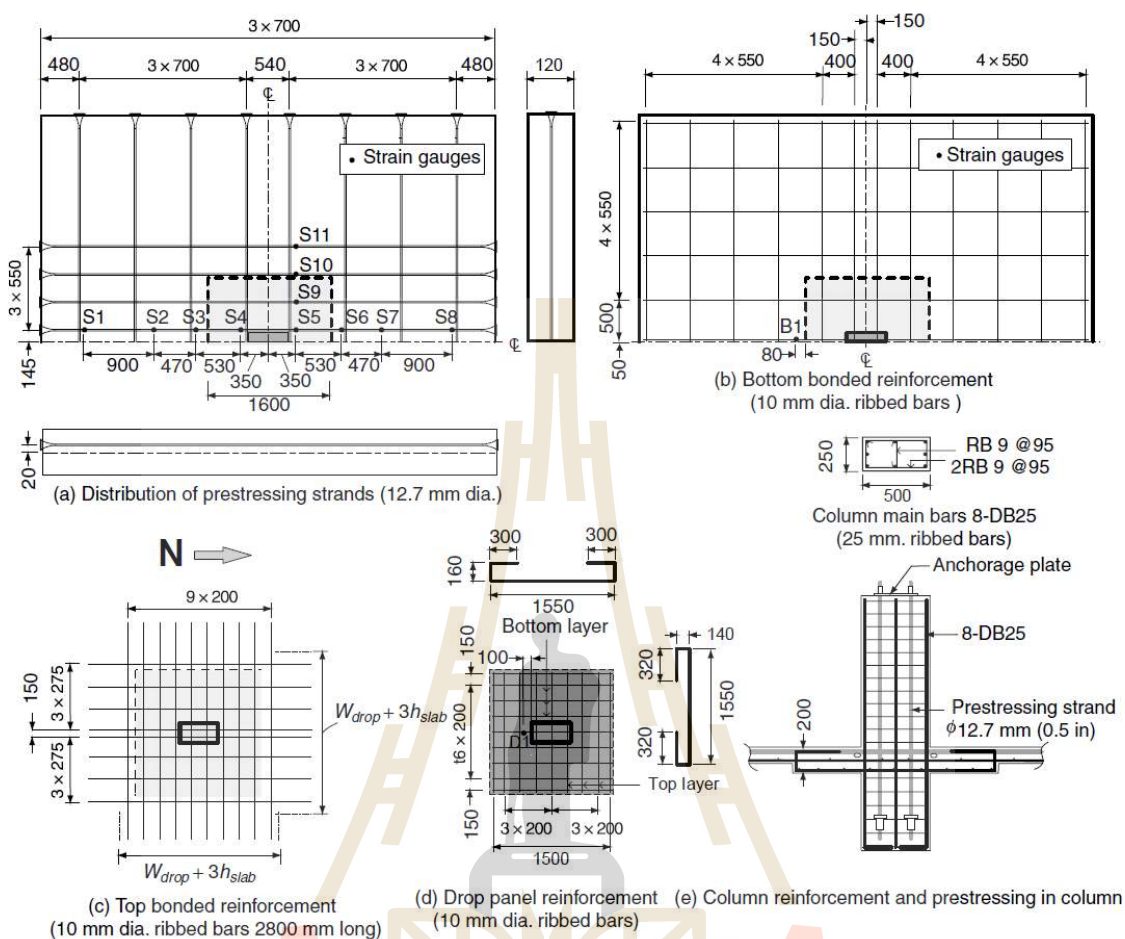
## 2.3 งานวิจัยโดยวิธีการทดลองที่พบในประเทศไทย

สำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ระบบที่มีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded system) ที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน จนถึงปัจจุบันพบเพียงงานวิจัยจากคณะนักวิจัยเพียงกลุ่มเดียว คือ Prawatwong et al. (2012) ที่ได้ตีพิมพ์ลงในวารสารระดับนานาชาติ เกี่ยวกับการทดลองตรวจวัดพฤติกรรมการตอบสนองและกลไกการวิบัติของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายใต้การเคลื่อนตัวสลับทิศทางด้านข้างแบบวัฏจักร

Prawatwong et al. (2012) ทดสอบแบบจำลอง 2 ตัวอย่าง โดยใช้แบบจำลองขนาด 3/5 เท่าของโครงสร้างต้นแบบของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคาร โดย ตัวอย่าง S1 พื้นเป็นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบชนิดระบบมีการยึดเหนี่ยว โดยใช้ค่าระดับ  $V_s/V_o = 0.28$  อยู่ในช่วงที่นิยมใช้งานในอาคารในประเทศไทย ส่วนตัวอย่าง S2 มีการลดค่า  $V_s/V_o$  ลงเหลือ 0.13 โดยการเพิ่มความหนาพื้นทำเป็นแป้นหัวเสา (Drop Panel) ได้พื้นรอบเสา และเสาทั้งหมดถูกออกแบบให้มีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นตรง (Linear Elastic) ตลอดการทดลอง ทั้งสองตัวอย่างถูกทดสอบการรับแรงด้านข้างโดยทำให้เกิดการเคลื่อนตัวสลับทิศแบบวัฏจักร โดยมีการเพิ่มระดับความรุนแรงขึ้นเพื่อสำรวจพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณวิกฤติที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวโดยละเอียด ผลการทดสอบถูกนำมาเปรียบเทียบผลในรูปแบบของ Hysteretic Response, Lateral Load-Carrying Capacity, Drift Capacity, Stiffness Degradation, Energy Absorption, และ Punching Shear Strength เพื่อดูความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

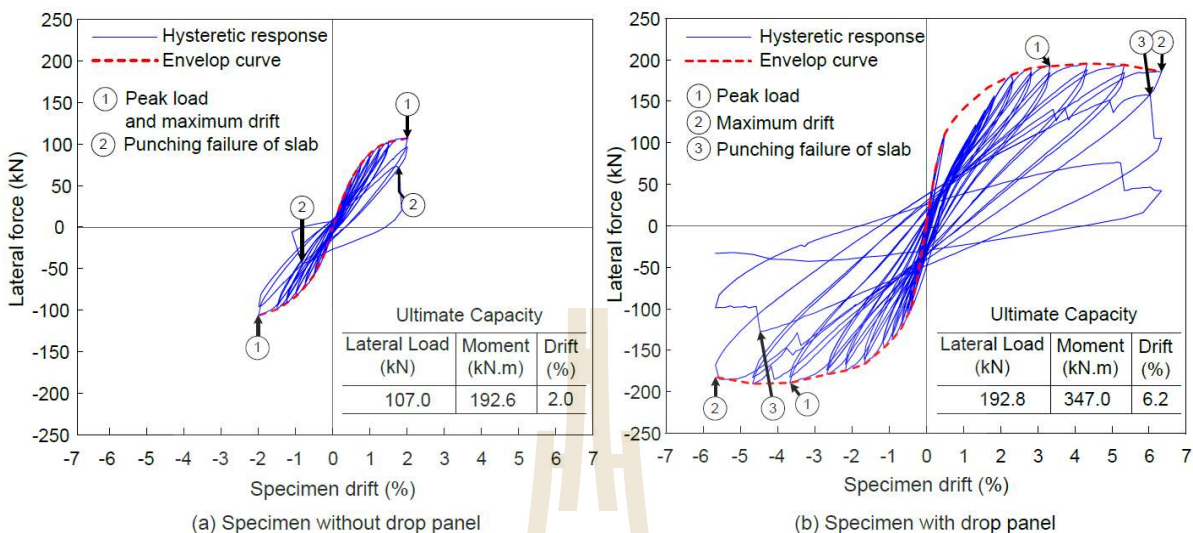


รูปที่ 2.11 ตัวอย่างขนาดมิติของตัวอย่าง S2 ที่ทดสอบโดย Prawatwong และคณะ (แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2012)

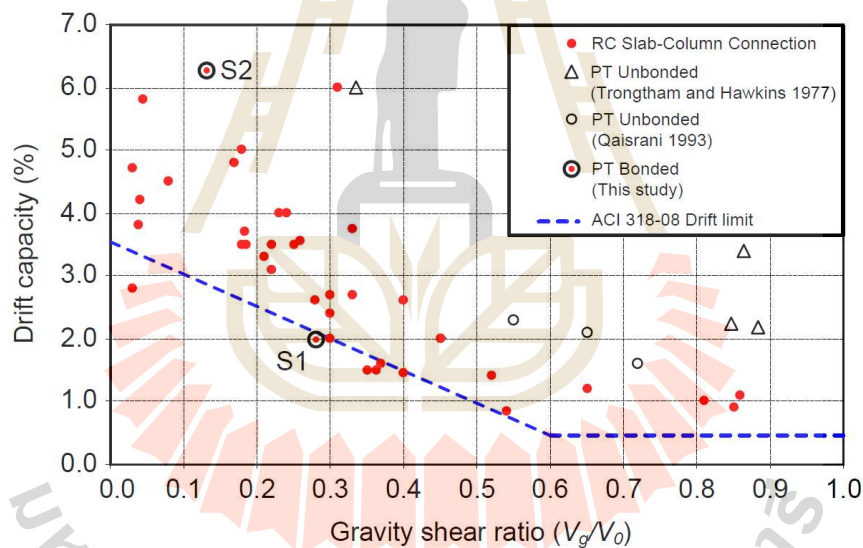


รูปที่ 2.12 รายละเอียดการเสริมเหล็กและการวางลวดอัดแรง ในตัวอย่าง S2 ที่ทำการทดสอบโดย Prawatwong และคณะ (แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2012)

ผลการทดสอบจาก Prawatwong et al. (2012) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ชี้ให้เห็นว่าบริเวณจุดเชื่อมต่อของตัวอย่าง S1 ซึ่งเป็นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ ชนิดระบบมีการยึดเหนี่ยว เมื่อทดสอบโดยใช้ค่าระดับ  $V_u/V_o = 0.28$  มีความอ่อนแอต่อการต้านทานแผ่นดินไหวสามารถทนรับถึงการเอียงตัววิกฤติของเสาได้เพียง 2% (Maximum drift = 2%) ก่อนเกิดการวิบัติโดยการเฉือนทะลุ (Punching Failure) ในรูปแบบเปราะ (Brittle) อย่างไรก็ตามการเพิ่มเส้นลวดในตัวอย่าง S2 สามารถเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่ออย่างมีนัยสำคัญ โดยแบบจำลอง S2 ที่มีการใส่เส้นลวดสามารถทนการเอียงตัวของเสาได้ถึง 6% และมีการประพฤติกรรมแบบเหนียว (Ductile) ก่อนการวิบัติ



รูปที่ 2.13 ผลการทดสอบจาก Prawatwong และคณะ (แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2012)



รูปที่ 2.14 Gravity shear ratio versus drift capacity at punching for RC and PT slab-column connections without shear reinforcement (แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2012)

นอกจากนั้นข้อมูลการเปรียบเทียบความสามารถในการเอียงตัววิกฤติ ที่แสดงในรูป 2.14 และการตรวจวัดการกระจายความเครียดในลวดรับแรงดึงกำลังสูงในแผ่นพื้นที่มีการอภิปรายไว้ใน Prawatwong et al. (2012) ยังแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมตอบสนองที่เกิดขึ้นสำหรับจุดเชื่อมต่อพื้นคอนกรีตอัดแรงระบบที่มีการ



ยึดเหนี่ยวที่นิยมออกแบบใช้งานในประเทศไทยมีความแตกต่างจากผลทดสอบแบบจำลองที่มีการทดสอบในต่างประเทศโดยกลุ่มนักวิจัยอื่นๆ (เช่น Trongtham and Hawkins 1977, Qaisrani 1993 ซึ่งทดลองบนระบบที่ไร้การยึดเหนี่ยว) อย่างมีนัยสำคัญ

## 2.4 การวิจัยเกี่ยวกับการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงในประเทศไทย

หลังจาก ค.ศ. 2012 พบกลุ่มนักวิจัยจำนวนไม่มากในประเทศไทย (Prawatwong et al., 2020, ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ, 2020, กฤษฎา โพธิ์สัย 2017) เริ่มทำการศึกษาผลของเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปดล็อกปิด (Closed-Hoop Stirrups) และหมุดเหล็กรับแรงเฉือน (SSR) ต่อการประพุดตัวของจุดเชื่อมต่อเพื่อประยุกต์ใช้กับงานพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักร โดยมุ่งเน้นที่การทดสอบและนำผลไปใช้กับพื้นคอนกรีตอัดแรงที่ระบบมีการยึดเหนี่ยว (Bonded system) ซึ่งนิยมใช้งานในประเทศไทย

กฤษฎา โพธิ์สัย (2017) ทดสอบพื้นคอนกรีตอัดแรง ที่มีหมุดรับแรงเฉือนภายใต้แรงสลับทิศจำนวน 1 ตัวอย่าง โดยการเสริมหมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นเป็นแบบชนิด Single headed stud ที่ผลิตด้วยเทคนิคการผลิตแบบแยกชิ้นส่วนและมีการนำมาเชื่อมติดเป็นรางลักษณะตามรูปที่ 2.15 การทดสอบใช้ค่า  $V_s/V_0 = 0.48$  ผลทดสอบพบว่าเกิดการวิบัติแบบเฉาะทะลุ ที่เปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาอยู่ระหว่าง 2.5% - 3.0% อย่างไรก็ตามการทดสอบนี้มุ่งเน้นที่การทดสอบโดยใช้หมุดรับแรงเฉือนที่ผลิตด้วยเทคนิคการผลิตแบบแยกชิ้นส่วนโดยใช้เทคโนโลยีที่มีอยู่ ซึ่งเป็นที่น่าสังเกตว่าคุณภาพของหมุดรับแรงเฉือนชนิดนี้จำเป็นต้องใช้ทักษะฝีมือแรงงาน การเชื่อมที่ดีในการเชื่อมแต่ละชิ้นเข้าด้วยกัน และหากคุณภาพของรอยเชื่อมไม่ได้มาตรฐานอาจส่งผลกระทบต่อประพุดตัวของจุดเชื่อมต่อเมื่อนำไปประยุกต์ใช้กับงานพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงทางด้านข้างสลับทิศได้



รูปที่ 2.15 ลักษณะหมุดรับแรงเฉือนที่ใช้ในการทดลองโดย กฤษฎา โพธิ์สัย  
(แหล่งที่มา กฤษฎา โพธิ์สัย 2017)

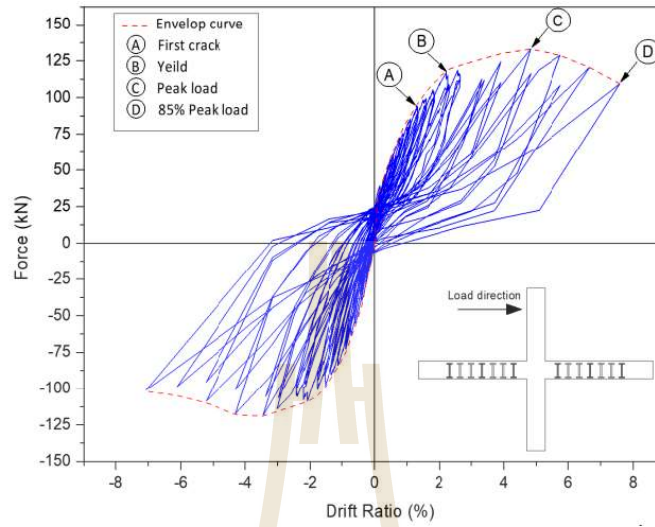


รูปที่ 2.16 ภาพขยายหมุดรับแรงเฉือนที่ใช้ในการติดตั้งจริงโดย กฤษฎา โพธิ์สัย  
(แหล่งที่มา กฤษฎา โพธิ์สัย 2017)

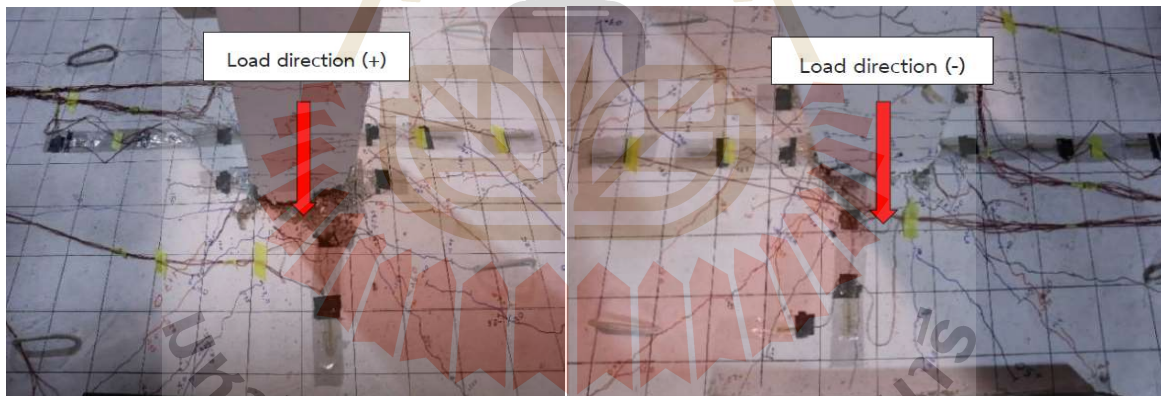
ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ (2020) ได้ศึกษาพฤติกรรมระหว่างจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังภายใต้แรงสลับทิศทางด้านข้างแบบวิถัจกรและเสริมหมุดเฉือนในพื้นที่บริเวณใกล้ ๆ เสา เพื่อต้านทานการเฉือนทะลุ โดยการเสริมหมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นเป็นแบบชนิด Double Headed Stud ลักษณะการวางแบบมุมฉาก (Orthogonal Layout) การทดสอบใช้ค่า  $V_u/V_o = 0.49$  สำหรับการเสริมเหล็กในเสาได้ทำการออกแบบเสาให้มีความเหนียวกว่าปกติ ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ (2020)

ผลการทดสอบโดย ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ แสดงในรูปแบบของกราฟ Hysteretic (ตามรูปที่ 2.17) และลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ (ตามรูปที่ 2.18) พบว่าตัวอย่างทดสอบมีความเหนียวและแผ่นพื้นยังมีเสถียรภาพภายหลังเกิดการวิบัติ โดยได้ค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Drift Ratio) ประมาณ 7.5% ที่จุดวิบัติ โดยการวิบัติไม่ได้เกิดขึ้นที่แผ่นพื้น ผลการทดสอบถูกนำไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยในอดีตในช่วง Gravity shear ratio 0.4 - 0.5 (ที่แสดงในรูป 2.19) พบว่า Drift Ratio ที่จุดวิบัติที่ได้จากผลการทดลองของ ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ มีค่าสูงกว่าปกติเมื่อเทียบกับผลจากงานวิจัยจำนวนมากในอดีต อย่างไรก็ตามเป็นที่น่าสังเกตว่าลักษณะการวิบัติของแบบจำลองที่ทำการทดสอบที่บริเวณใกล้หัวเสา (รูปที่ 2.18) จากการทดลองนี้พบรอยแตกร้าวที่บริเวณเสาเป็นจำนวนมาก แต่ในทางกลับกันรอยแตกที่บริเวณพื้นไม่แสดงถึงรอยแตกขนาดใหญ่และแผ่นพื้นยังมีเสถียรภาพภายหลังเกิดการวิบัติ ซึ่งบ่งชี้ว่าการเอียงตัวที่วัดได้ถึง 7.50% ส่วนหนึ่งอาจเป็นเพราะเสามีความเหนียวและแข็งแรงน้อยกว่าพื้นทำให้ระหว่างการทดลองเสาได้เข้าสู่สภาวะไม่เชิงเส้น

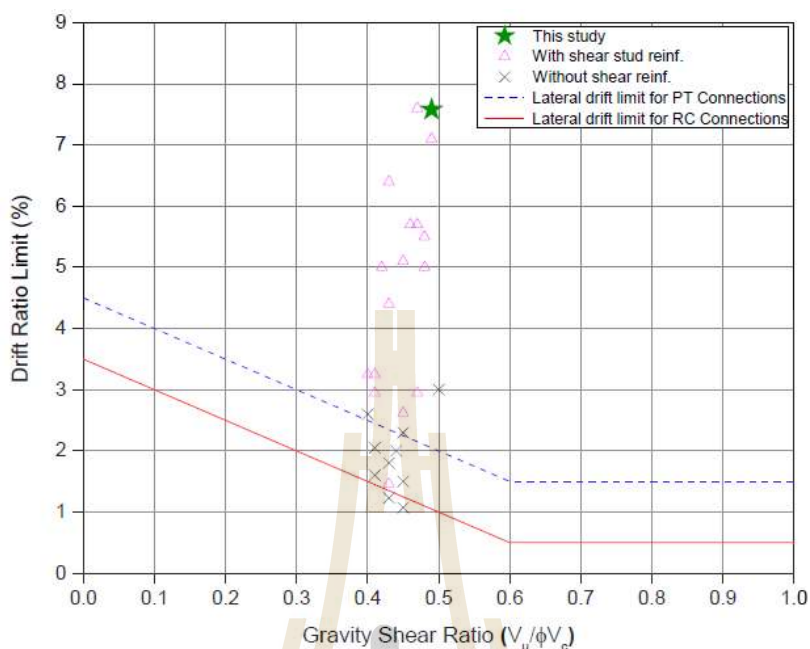




รูปที่ 2.17 ผลการทดสอบที่ทำการทดสอบโดย ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ  
(แหล่งที่มา ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ 2020)



รูปที่ 2.18 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ ที่ทำการทดสอบโดย ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ  
(แหล่งที่มา ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ 2020)



รูปที่ 2.19 ผลการเปรียบเทียบค่าความเหนียวงานวิจัยในอดีตในช่วง Gravity shear ratio 0.4 - 0.5 โดย ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ (แหล่งที่มา ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ 2020)

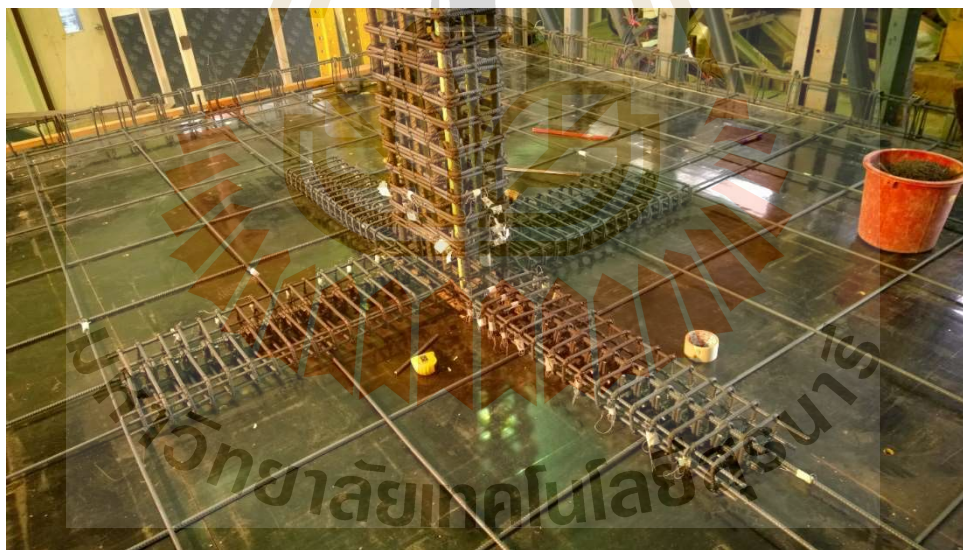
อีกวิธีหนึ่งซึ่งได้รับความนิยมอย่างมากในประเทศไทย ในการป้องกันการวิบัติจากการเฉือนทะลุ คือ การใช้เหล็กปลอกปิดตังแสดงในรูป 2.20 อย่างไรก็ตาม ACI 318-14 Sec 22.6.7.1 ระบุว่าให้นำเหล็กมาตัดเป็นรูปปลอกปิดเพื่อใช้ป้องกันการเฉือน ความหนาประสิทธิภาพ ( $d$ ) ต้องหนาเกินกว่า 15 เซนติเมตร และความหนาประสิทธิภาพต้องมากกว่า 16 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอกปิด



รูปที่ 2.20 การเสริมเหล็กกับแรงเฉือนชนิดเหล็กปลอกปิดที่นิยมใช้งานในประเทศไทย

อรรณพ ประวัตินวงศ์ และคณะ (Prawatwong et al., 2020) ศึกษาการประพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวภายใต้แรงทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักร ต่อเนื่อง จาก Prawatwong et al., 2012 โดยมีการเสริมเหล็กปลอกปิดรับแรงเฉือนชนิดที่ได้รับความนิยมในประเทศไทย เข้าไปในบริเวณแผ่นพื้นใกล้หัวเสาเพื่อป้องกันการเฉือนทะลุ โดยใช้ชื่อแบบจำลองเป็น SS1 แบบจำลองมีขนาด 3/5 เท่าของโครงสร้างต้นแบบของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารจำนวน 1 ตัวอย่าง โดยใช้ค่า  $V_u/V_0 = 0.28$  ในการทดสอบ ผลที่ได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน (จาก Prawatwong et al., 2012) ผลการทดลองพบว่า บริเวณจุดเชื่อมต่อที่มีการเสริมเหล็กปลอกปิดสามารถทนการการเอียงตัวสูงสุดที่  $Drift = +3.06\%$  ก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉาะทะลุบนแผ่นพื้น

ข้อมูลงานศึกษาที่รายงานใน Prawatwong et al., 2020 บ่งชี้ว่าการเสริมเหล็กปลอกปิดป้องกันการเฉือนทะลุในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่บาง อาจไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลังการต้านทานการเฉือนทะลุอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งสอดคล้องกับที่ระบุโดย ACI 318-14 อย่างไรก็ตามผลการทดลองบ่งชี้ว่าเหล็กปลอกปิดช่วยให้จุดเชื่อมต่อทนการโยกตัวได้สูงสุดได้ขึ้นเมื่อเทียบกับแผ่นพื้นที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน S1 ที่ทดลองก่อนหน้านี้ ซึ่งสามารถทนการเอียงตัวได้สูงสุดเพียง  $+2.0\%$

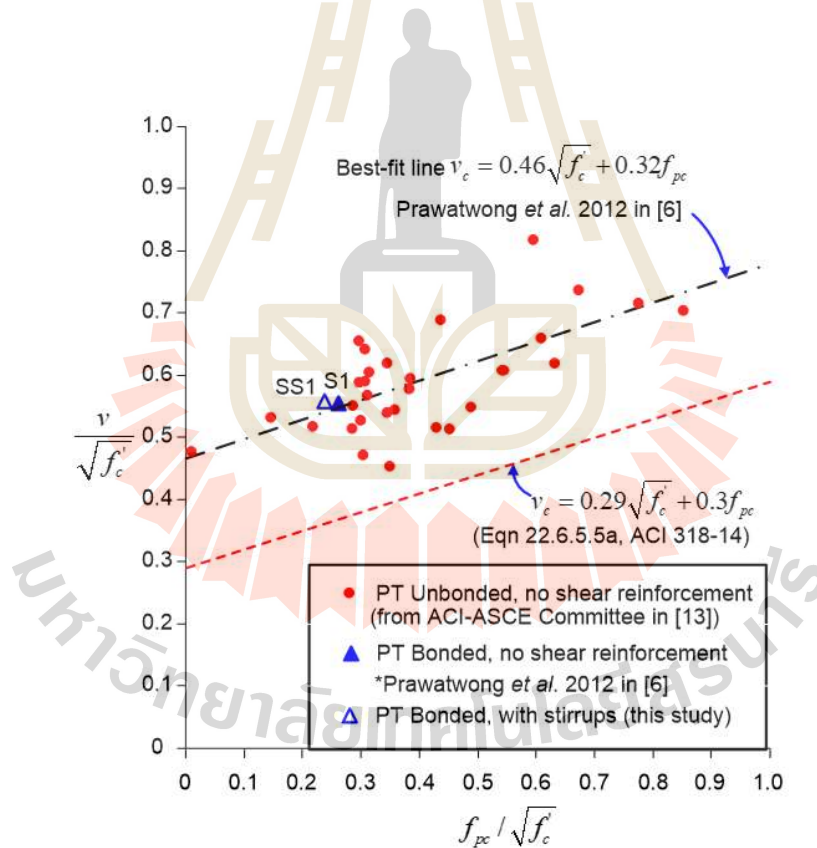


รูปที่ 2.21 เหล็กปลอกปิดที่ใช้ในแบบจำลอง SS1 ที่ทดลองโดย อรรณพ ประวัตินวงศ์ และคณะ (แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2020)

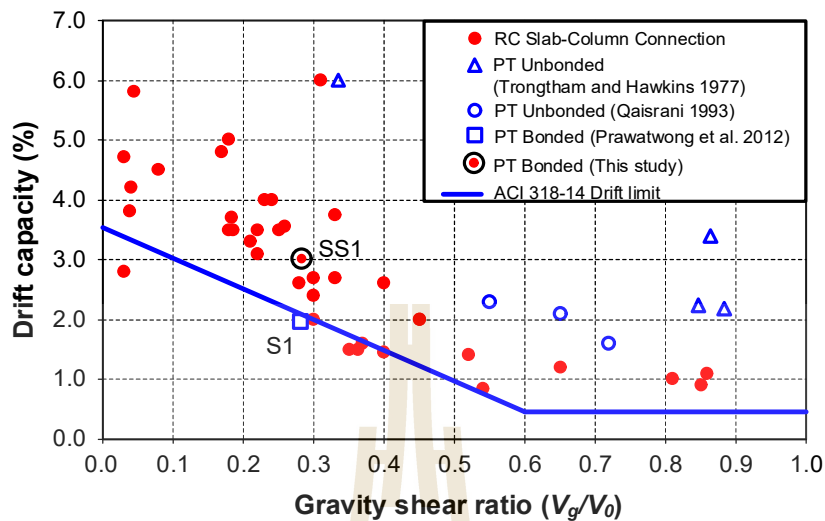




รูปที่ 2.22 ภาพแบบจำลองที่มีการเสริมเหล็กปิดกั้นในแบบจำลอง SS1 ก่อนการเทคอนกรีต  
(แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2020)



รูปที่ 2.23 ผลการเปรียบเทียบหน่วยแรงเฉือนที่ได้จาก SS1 กับงานวิจัยในอดีต  
โดย Prawatwong et al., 2020 (แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2020)



รูปที่ 2.24 ผลการเปรียบเทียบค่าการเอียงตัววิกฤติที่ได้จาก SS1 กับงานวิจัยในอดีต โดย Prawatwong et al., 2020 (แหล่งที่มา Prawatwong et al., 2020)

## 2.5 สรุปภาพรวมจากการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

แม้ว่าพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา (Slab-column Connection) และกลไกการวิบัติภายใต้การกระทำของแรงทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักรจากแผ่นดินไหวเป็นพฤติกรรมที่ซับซ้อน โดยที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงทำให้พฤติกรรมของโครงสร้างก่อนการวิบัติมีการดำเนินไปจนถึงช่วงที่มีพฤติกรรมเป็นแบบอินอีลาสติก (Inelastic) และในอดีตมีการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างและกลไกการวิบัติจากแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อโดยการทดสอบแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการในต่างประเทศโดยนักวิจัยหลายกลุ่มอย่างต่อเนื่อง อย่างไรก็ตามปัจจุบันการศึกษากฎเกณฑ์ที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่อของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้การกระทำของแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวยังมีผู้ศึกษาไม่มากและส่วนใหญ่มุ่งเน้นไปที่คอนกรีตอัดแรงในระบบไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded System) ซึ่งไม่เป็นที่นิยมใช้งานในประเทศไทย

สำหรับการประพจน์ตัวของจุดเชื่อมต่อของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงในระบบที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded System) ภายใต้การกระทำของแรงทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักรจากผลของแผ่นดินไหว พบเพียงผลการศึกษาโดย Prawatwong et al. (2012) ที่ได้รับการตีพิมพ์ลงในวารสารวิชาการระดับนานาชาติ

ผลการทดสอบจาก Prawatwong et al. (2012) ชี้ให้เห็นว่าบริเวณจุดเชื่อมต่อซึ่งพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ ชนิดระบบมีการยึดเหนี่ยว เมื่อทดสอบโดยใช้ค่าระดับ  $V_g/V_o = 0.28$  มีความอ่อนแอต่อการต้านทานแผ่นดินไหวสามารถทนรับถึงการเอียงตัววิกฤติของเสาได้เพียง 2% ก่อนเกิดการวิบัติโดยการเฉือนทะลุ (Punching Failure) ในรูปแบบเปราะ อย่างไรก็ตามการเพิ่มแบนหัวเสาในตัวอย่าง S2 เพื่อลด  $V_g/V_o$  ลงสามารถเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่ออย่างมีนัยสำคัญ

หลังจาก ค.ศ. 2012 พบกลุ่มนักวิจัยจำนวนไม่มากในประเทศไทย (กฤษฎา โพธิ์สัย (2017), ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ, (2020) และ Prawatwong et al., (2020)) พยายามทำการศึกษาผลของเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบหมุดเหล็กรับแรงเฉือน (SSR) และเหล็กปลอกปิด (Closed-Hoop Stirrups) ต่อการประพุดตัวของจุดเชื่อมต่อเพื่อประยุกต์ใช้กับงานพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักร โดยมุ่งเน้นที่การทดสอบและนำผลไปใช้กับพื้นคอนกรีตอัดแรงที่ระบบมีการยึดเหนี่ยว (Bonded system) ซึ่งนิยมใช้งานในประเทศไทย

สำหรับการทดลองโดยใช้หมุดเหล็กรับแรงเฉือน กฤษฎา โพธิ์สัย (2017) ทำการทดลองโดยใช้หมุดรับแรงเฉือนชนิด Single Headed Stud ที่ผลิตด้วยเทคนิคการผลิตแบบแยกชิ้นส่วนโดยใช้เทคโนโลยีที่มีอยู่ อย่างไรก็ตามเป็นที่น่าสังเกตว่าคุณภาพของหมุดรับแรงเฉือนชนิดนี้จำเป็นต้องใช้ทักษะฝีมือแรงงานการเชื่อมที่ดีในการเชื่อมแต่ละชิ้นเข้าด้วยกัน และหากคุณภาพของรอยเชื่อมไม่ได้มาตรฐานอาจส่งผลกระทบต่อพฤติตัวของบริเวณจุดเชื่อมต่อเมื่อนำไปประยุกต์ใช้กับงานพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงทางด้านข้างสลับทิศได้ ธนกร ชุนฤทธิ์ และคณะ, (2020) ทำการทดลองโดยเสริมหมุดรับแรงเฉือนชนิด Double Headed Stud ในแผ่นพื้น แต่ในการทดลองเสาถูกออกแบบให้มีความเหนียวจึงไม่เกิดการเฉือนทะลุที่แผ่นพื้นจึงยังไม่สามารถแสดงผลการทดลองประเมินกำลังเมื่อแผ่นพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อถึงภาวะขีดสุดได้

สำหรับการทดลองโดยใช้เหล็กปลอกปิด (Closed-Hoop Stirrups) ที่นิยมใช้งานในประเทศไทย ข้อมูลงานศึกษาที่รายงานใน Prawatwong et al., (2020) บ่งชี้ว่าการเสริมเหล็กปลอกปิดป้องกันการเฉือนทะลุในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่บาง อาจไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลังการต้านทานการเฉือนทะลุอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งสอดคล้องกับที่ระบุโดย ACI 318-14 อย่างไรก็ตามผลการทดลองบ่งชี้ว่าเหล็กปลอกปิดช่วยให้จุดเชื่อมต่อทนการโยกตัวได้สูงสุดได้ขึ้นเมื่อเทียบกับแผ่นพื้นที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน



หลังจาก ค.ศ. 2012 ยังไม่พบบทความที่ได้รับการตีพิมพ์ลงในวารสารวิชาการระดับนานาชาติเกี่ยวกับการเพิ่มความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงในระบบที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded System) ที่นิยมใช้งานในประเทศไทย ดังนั้นปัจจุบันจึงขาดแคลนองค์ความรู้ที่วิศวกรผู้ออกแบบจะสามารถนำมาใช้ในการออกแบบเพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุภายใต้แรงแผ่นดินไหว

เพื่อเติมเต็มช่องว่างดังกล่าวโครงการวิจัยนี้จึงทำการศึกษาวิจัยต่อเนื่องจาก Prawatwong et al. (2012) และ Prawatwong et al. (2020) โดยขยายขอบเขตการศึกษามาถึงการประพุดิตัวตบสนองของจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded System) ที่มีการออกแบบเสริมหมุดเฉือน (Stud Shear Reinforcement) ฝังเข้าไปในแผ่นพื้นโกลีเสาะและตรวจวัดการประพุดิตัวภายใต้การโยกตัวกลับทิศของเสาจากผลของแผ่นดินไหวจนเกิดการวิบัติที่ภาวะขีดสุด โดยผลการทดลองบนแบบจำลองที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงที่รายงานใน Prawatwong et al. (2012) และ Prawatwong et al. (2020) ก่อนหน้านี้ จะถูกนำมาใช้เพื่อเปรียบเทียบ ซึ่งข้อมูลที่ได้จากการทดลองจะนำไปสู่การประเมินความเหมาะสมของสมการที่ระบุตามมาตรฐานการออกแบบ ACI Building Code ฉบับปัจจุบันในส่วนที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานการเฉือนทะลุ (Punching Shear Strength) และขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design Drift Limit) ที่ยอมให้สำหรับการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อในพื้นที่คอนกรีตอัดแรง ซึ่งจะมีการอภิปรายผลในบทที่ 5 ต่อไป



## บทที่ 3

### วิธีดำเนินงานวิจัย

#### 3.1 ภาพรวมของกระบวนการวิจัย

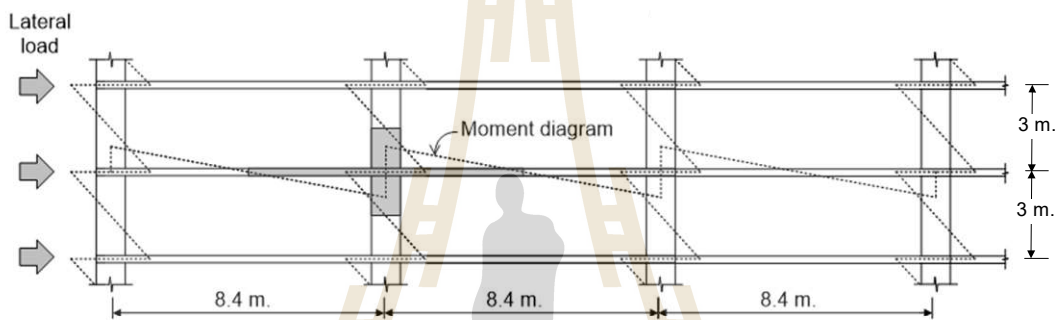
การศึกษาวิจัยนี้เป็นการทดลองระยะที่ 4 ซึ่งต่อเนื่องจากการทดลองในระยะที่ 1 ถึงระยะที่ 3 ที่คณะผู้วิจัยทำการทดลองไปแล้วก่อนหน้านี้ (Prawatwong et al. (2012), Prawatwong et al. (2020)) ซึ่งการทดลองในโครงการวิจัยนี้จะเกี่ยวกับการเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวโดยวิธีการเสริมแท่งเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบหมุดเดือย (Stud Shear Reinforcement, SSR) เข้าไปในในแผ่นพื้นบริเวณวิกฤติ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของหมุดเดือยในการป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) และค้นหาวิธีที่มีประสิทธิภาพในการเพิ่มขีดความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว สำหรับพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ที่นิยมใช้แพร่หลายในการก่อสร้างอาคารในประเทศไทย

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ดังกล่าวแบบจำลองโครงสร้างขนาด 3/5 ของ โครงสร้างต้นแบบถูกออกแบบและก่อสร้างแล้วทำการทดลองให้แรงเพื่อทำให้เกิดการโยกตัวสลับทิศทางด้านข้างจากการจำลองผลของแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการวิศวกรรมโครงสร้าง ณ สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) โดยระหว่างการทดลองมีการเพิ่มระดับความรุนแรงของการโยกตัวขึ้นเพื่อสำรวจพฤติกรรมตอบสนองที่เกิดขึ้นบริเวณวิกฤติโดยละเอียด ตั้งแต่พฤติกรรมช่วง Linear Elastic จนกระทั่งถึงภาวะขีดสุดที่โครงสร้างเกิดการวิบัติ บทนี้จะนำเสนอรายละเอียดของแบบจำลองที่ใช้ในการทดสอบ รูปแบบการโยกตัวสลับทิศทางที่ปลายเสาที่ใช้ในการทดลอง วิธีการเก็บข้อมูลระหว่างการทดลอง และวิธีการสำรวจข้อมูลหลังแบบจำลองเกิดการวิบัติ

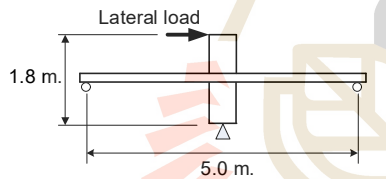
#### 3.2 การออกแบบการทดลองเพื่อประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

การออกแบบการทดลองในโครงการวิจัยนี้ ผู้วิจัยออกแบบการทดลองโดยใช้แบบจำลองแยกส่วนจากขนาดโครงสร้างต้นแบบที่พบบ่อยในประเทศไทย เช่นเดียวกันกับการทดลองในระยะแรก และมีการควบคุมตัวแปรหลัก Gravity Shear Ratio เท่ากับ 0.28 ( $V_g/V_o = 0.28$ ) เหมือนกับการทดลองในระยะที่ 1 (S1) ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน และการทดลองในระยะที่ 3 (SS1) ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิด (Closed-hoop Stirrups) ที่คณะผู้วิจัยได้ทำการทดลองไปแล้วก่อนหน้านี้ เพื่อสะดวกต่อการเปรียบเทียบผลการศึกษา

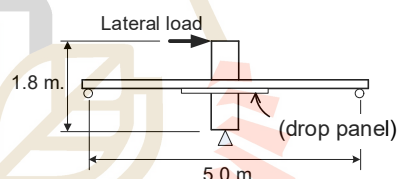
แบบจำลองที่ใช้ในการทดลอง เป็นการจำลองแยกส่วนจากบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นและเสาที่อยู่ภายในอาคารซึ่งเมื่อถูกแรงกระทำทางด้านข้างจะมีจุดดัดกลับ (จุดที่มีโมเมนต์ดัดเท่ากับศูนย์) อยู่ที่ครึ่งหนึ่งของความยาวเสาทั้งด้านบนและด้านล่างและที่กลางแผ่นพื้นระหว่างเสาถึงเสา (รูปที่ 3.1) เพื่อให้โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองที่ใช้ในการทดลองคล้ายคลึงกับที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างต้นแบบขณะเกิดการโยกตัวจากแผ่นดินไหว ปลายพื้นทั้งสองข้างของแบบจำลอง นักวิจัยส่วนใหญ่มักออกแบบให้รองรับด้วยจตุรองรับแบบล้อเลื่อน (Roller Support) หรือชนิดแท่งเหล็กที่มีปลายหมุน (Pin-ended Bar) ส่วนปลายเสาด้านล่างรองรับด้วยจตุรองรับแบบบานพับ (Hinge Support) ซึ่งแบบจำลองแยกส่วนลักษณะนี้นักวิจัยหลายกลุ่มนิยมใช้ในการทดลอง ซึ่งในโครงการนี้ขนาดมิติของแบบจำลองที่ใช้แสดงไว้ในรูปที่ 3.2



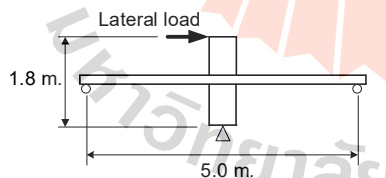
(a) Moment diagram in full scale prototype by lateral load



(b) Isolated model in the first phase  
(S1 without drop panel or shear reinforcement\*)

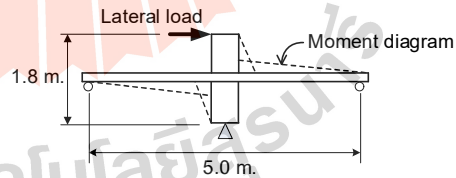


(c) Isolated model in the second phase  
(S2D with drop panel\*)



(d) Isolated model in the third phase  
(with shear reinforcement)

(SS1 with closed-hoop stirrups\*\*)

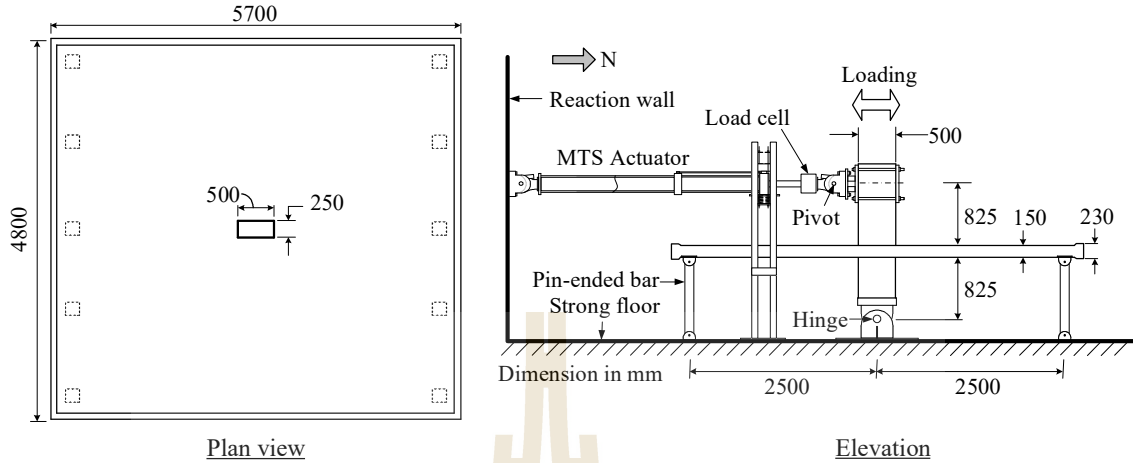


(e) Isolated model in this phase  
(with shear reinforcement)

(SS2 with stud shear reinforcement, SSR\*\*\*)

\* Prawatwong et al. (2012), \*\* Prawatwong et al. (2020), \*\*\* This study

รูปที่ 3.1 แสดงความสัมพันธ์ของแบบจำลองแยกส่วนและโครงสร้างต้นแบบ



รูปที่ 3.2 แสดงขนาดมิติของแบบจำลองที่ใช้ในการทดลอง

สำหรับการออกแบบหมุดเชื่อมในแผ่นพื้น แบบก่อสร้างอาคารที่มีการเสริมหมุดเชื่อมในประเทศ ไทยจำนวน 3 หลัง ถูกรวบรวมเพิ่มเติมจากโครงการระยะแรก โดย Luckkikanun (2020) และนำมา คำนวณหาดัชนีโครงสร้าง (Structural Indices) เพื่อใช้เป็นแนวทางการออกแบบการเสริมหมุดเชื่อมในพื้น แบบจำลองให้ใกล้เคียงกับช่วงที่นิยมใช้งานออกแบบในประเทศไทย ข้อมูลที่เกี่ยวข้องแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 ข้อมูลการอัดแรงและหมุดรับแรงเฉือนที่นิยมออกแบบใช้งานในประเทศไทย

ชนิดอาคาร	Span (mm)	ขนาดเสา (mm x mm)	ดัชนีโครงสร้าง			
			$\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\alpha}{d}$	$\frac{S_0}{d}$	$\frac{S}{d}$
คอนโดมิเนียม	5800	400 x 1200	0.23	3.20	0.18	0.35
อพาร์ทเมนท์	10700	300 x 600	0.42	5.10	0.24	0.63
อาคารส่วนบุคคล	5700	250 x 250	0.39	4.38	0.31	0.63
Average Value	-	-	0.35	4.23	0.24	0.54
<b>แบบจำลอง</b>						
S1 (ไม่มีเหล็กรับแรงเฉือน) *	5000	250 x 500	0.27	-	-	-
SS1 (เสริมเหล็กปลอกปิด) **	5000	250 x 500	0.29	-	-	-
SS2 (เสริมหมุดเชื่อม) ***	5000	250 x 500	0.29	4.42	0.42	0.50

หมายเหตุ: \* Prawatwong et al. 2012, \*\* Prawatwong et al. 2020 \*\*\* ที่ทำการทดลองในโครงการวิจัยนี้.

ค่า  $f_{pc}$  และ  $f'_c$  ในตารางหน่วย MPa,  $d = 0.8h$ , แบบจำลอง S1, SS1, SS2 ค่า  $V_s/V_o$  ออกแบบให้เท่ากับ 0.28 เท่ากัน

ในตารางที่ 3.1 ดัชนีโครงสร้างที่ให้ไว้มีนิยามความหมายดังนี้

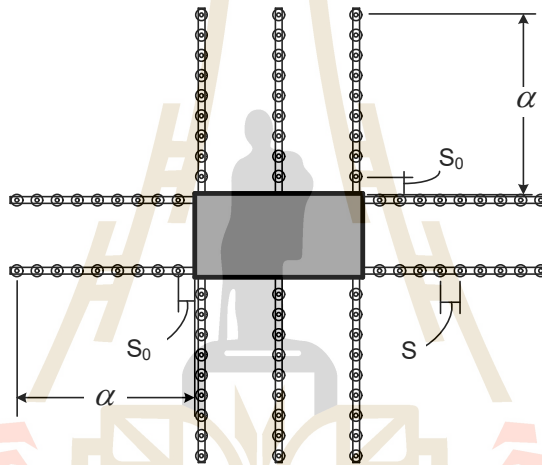
$f_{pc} / \sqrt{f'_c}$  = อัตราส่วนหน่วยแรงอัดที่ตำแหน่งคอนกรีตเซนทรอยด์ของแผ่นพื้นเทียบกับ  
รากที่สองของกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (Prestressing ratio)

$\alpha / d$  = อัตราส่วนระยะหมุดเดือนตัวสุดท้ายวัดจากหน้าเสาต่อความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดพื้น

$S_0 / d$  = อัตราส่วนระยะหมุดเดือนตัวแรกวัดจากหน้าเสาต่อความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดพื้น

$S / d$  = อัตราส่วนระยะเรียงหมุดเดือนต่อความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดพื้น

โดย ความลึกประสิทธิภาพ ( $d$ ) ที่ใช้ในการคำนวณในตาราง 3.1 คิดจาก 80 เปอร์เซ็นต์ของความหนาพื้น (0.8 h) ตามที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI 318-14 Section 22.6.2.2



รูปที่ 3.3 แสดงรูปนิยามความหมายตัวแปรต่างๆที่ใช้คำนวณค่าดัชนีในตาราง 3.1

### 3.2.1 แบบรายละเอียดของแบบจำลองโครงสร้าง

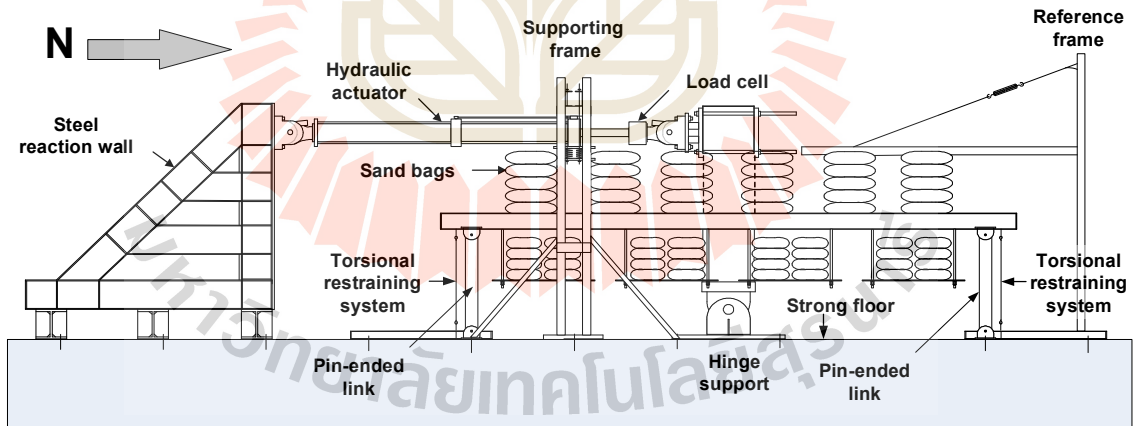
ในการออกแบบการทดลองเพื่อให้สามารถเปรียบเทียบประสิทธิภาพในการเพิ่มขีดความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ตามวัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย ในการออกแบบ SS2 ที่มีการเสริมหมุดเดือนในแผ่นพื้นในโครงการวิจัยนี้ ดัชนีโครงสร้างที่ใช้ออกแบบแบบจำลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน และ SS1 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิด จาก Prawatwong et al, (2012) และ Prawatwong et al, (2020) จากการทดลองในระยะที่ 1 และระยะที่ 3 ที่ทดลองไปแล้วก่อนหน้านี้ ได้ถูกนำมาพิจารณาร่วมด้วย ซึ่งในโครงการวิจัยนี้แบบจำลอง SS2 ผู้วิจัยใช้ขนาดหน้าตัดเสา 0.25 X 0.50 m สูง 1.80 m. ขนาดความยาวช่วงพื้น (Span) 5.7 m เท่ากันกับ S1 และ SS1 ที่ทำการทดลองไปแล้วก่อนหน้านี้ ส่วนความหนาของแผ่นพื้นที่ใช้หนา 0.15 m ซึ่งเป็นความหนาของแผ่นพื้นที่มีการย่อส่วนเป็นขนาด



3/5 เท่าของความหนาที่นิยมใช้ (0.25 m) ในแบบก่อสร้างอาคารคอนกรีตอัดแรงที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นที่ยื่นออกมาแบบใช้งานในประเทศไทย อัตราส่วนการเสริมเหล็กบนและล่างถูกควบคุมให้ใกล้เคียงกันกับการทดลองที่ไม่ได้เสริมหมุดเฉือน ส่วนการออกแบบหมุดเฉือนนั้นใช้ค่าเฉลี่ยที่ผู้ออกแบบในประเทศไทยนิยมใช้ที่แสดงไว้ในตารางที่ 3.1 มาออกแบบใช้กับแบบจำลอง ยกเว้นระยะ  $S_0$  ของหมุดเฉือนตัวแรก (ดูรูป 3.3) ที่ไม่สามารถวางให้อยู่ในช่วงที่ผู้ออกแบบนิยมได้เนื่องจากติดแนววางท่อของลวดอัดแรงที่มีขนาดใหญ่ ไม่สามารถขยับเข้าไปตามที่ต้องการได้ จึงมีการปรับตำแหน่งเล็กน้อยให้สอดคล้องกับเงื่อนไขตามสภาพการก่อสร้างที่สามารถวางได้ สำหรับแบบรายละเอียดของแบบจำลองย่อส่วน การจัดการทดสอบ รวมถึงตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ แสดงในแบบรายละเอียดที่ให้ไว้ในภาคผนวก ก.

### 3.2.2 การกำหนดทิศทางและเครื่องหมาย

เพื่อให้สะดวกต่อการอ้างอิงเกี่ยวกับทิศทาง ผู้วิจัยมีการกำหนดสัญลักษณ์ทิศทางในการให้แรงกระทำทางด้านข้างที่ตำแหน่งปลายเสาต้นบน (ดูรูปที่ 3.4) โดยทิศ N-S เป็นทิศที่ขนานกับแนวแรงที่กระทำจาก Hydraulic Actuator ที่ทำให้เกิดการโยกตัว โดยการให้แรงจาก Hydraulic Actuator ไปในทิศเหนือ (N) หมายถึง แรงผลักเกิดขึ้นในทิศทางบวกและจะทำให้เกิดการเอียงตัวของเสาเป็นค่าบวก (Drift+) และการให้แรงดึงจาก Hydraulic Actuator กลับมาในทางทิศใต้ (S) หมายถึง การให้แรงในทิศทางลบและจะทำให้เกิดการเอียงตัวของเสาเป็นค่าลบ (Drift-)



รูปที่ 3.4 แสดงแผนภาพการจัดการทดสอบและทิศทางอ้างอิง

### 3.3 คุณสมบัติของวัสดุและการเสริมเหล็กในแบบจำลอง

วัสดุหลักที่ใช้ในการก่อสร้างแบบจำลองที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วย คอนกรีต ลวดเหล็กตีเกลียวกำลังสูงที่ใช้ในการอัดแรง หมุดเหล็กรับแรงเฉือน และ เหล็กเสริมที่ใช้เป็นส่วนสนับสนุนอื่นๆ ซึ่งระหว่างการก่อสร้างมีการเก็บตัวอย่างของวัสดุแต่ละชนิดนำมาทดสอบหาคุณสมบัติทางกลที่จำเป็น เพื่อให้ทราบถึงคุณสมบัติของวัสดุที่แท้จริงของแบบจำลอง คุณสมบัติของวัสดุจะมีการกล่าวถึงในลำดับถัดไป ส่วนรายละเอียดการเสริมเหล็กในแบบจำลองผู้วิจัยแสดงไว้ในแบบรายละเอียดใน ภาคผนวก ก. นอกจากนี้ในส่วนท้ายของหัวข้อ 3.3 ภาพถ่ายการก่อสร้างโครงสร้างแบบจำลองเฉพาะส่วนที่สำคัญถูกแสดงไว้ในรูปที่ 3.8 – 3.13

#### 3.3.1 คอนกรีต

ในการก่อสร้างแบบจำลอง ผู้วิจัยเลือกใช้คอนกรีตผสมเสร็จ (Ready Mixed Concrete) ในการหล่อเสาส่วนล่าง แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงและเสาส่วนบนของแบบจำลอง โดยก่อนเทคอนกรีตแต่ละส่วนมีการเก็บตัวอย่างคอนกรีตในแบบหล่อทรงกระบอกมาตรฐาน (Cylinder) จำนวนส่วนละ 12 ตัวอย่างแล้วนำไปทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุต่างๆ ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยที่แท้จริงของคอนกรีตที่ทดสอบได้ แสดงไว้ในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต

ส่วนของโครงสร้าง	อายุคอนกรีต	กำลังอัดประลัย (kg/cm <sup>2</sup> )	กำลังอัดประลัย (MPa)
เสาส่วนล่าง	28 วัน	425	41.68
	วันที่ทำการทดลอง	483	47.37
เสาส่วนบน	28 วัน	453	44.42
	วันที่ทำการทดลอง	504	49.43
พื้นคอนกรีตอัดแรง	วันที่ทำการอัดแรง	313	30.69
	28 วัน	371	36.38
	วันที่ทำการทดลอง	393	38.52

### 3.3.2 ลวดอัดแรง

ในการอัดแรงแผ่นพื้นแบบจำลอง ลวดที่ใช้เป็นชนิดเจ็ดเส้นตีเกลียว (7-wire Strand) กำลังสูงเกรด 270 เส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 12.7 มิลลิเมตร สำหรับการวางลวดอัดแรงในแผ่นพื้น แสดงในแบบรายละเอียดในรูปที่ ก.6 (ในภาคผนวก ก) ก่อนทำการทดสอบตัวอย่างของลวดจำนวน 3 ตัวอย่าง ถูกนำไปทดสอบหาคคุณสมบัติทางกลในห้องปฏิบัติการ ผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติทางกลของลวดอัดแรงที่ใช้ในแบบจำลอง

Test No.	Cross Section Area (mm <sup>2</sup> )	Yield Stress (MPa)	Max Load (kgf)	Tensile Strength (MPa)
1	99.58	1,704	19,100	1,881
2	99.58	1,721	19,300	1,901
3	99.58	1,704	19,700	1,940
Average	99.58	1,710	19,367	1,907

การวางลวดอัดแรงในพื้นที่ตามรูปที่ ก.6 ลวดอัดแรงชนิดตีเกลียวจำนวน 10 เส้น ถูกร้อยอยู่ในท่อ (Tendon) จำนวน 8 ท่อ โดยที่ท่อเส้นริมของแต่ละทิศทางได้ร้อยลวดอัดแรงไว้ 2 เส้น ส่วนในท่ออื่นๆ ร้อย 1 เส้น การวางท่อในทิศทางขนานกับแนวแรง (N-S) วางในรูปแบบกระจุกตัวที่บริเวณแถบหัวเสา โดยมีระยะห่างแต่ละเส้นเท่ากับ 30 cm. ยกเว้น 2 เส้นที่อยู่ระหว่างเสามีระยะห่างเท่ากับ 33 cm. ในอีกทิศทางหนึ่ง การวางท่อในแนวตั้งฉากกับแนวแรง (E-W) วางในรูปแบบกระจายตัวทั่วแผ่นพื้น โดยมีระยะห่างกันเท่ากับ 58 cm. ถึง 59 cm. และห่างจากขอบพื้น 80 cm.

### 3.3.3 เหล็กเสริมในแผ่นพื้น

เหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 mm (DB10) ชั้นคุณภาพ SD30 ถูกนำมาใช้เป็นส่วนสนับสนุนอื่นๆ ในแผ่นพื้น เช่น เหล็กเสริมล่างและเหล็กเสริมบนบริเวณใกล้หัวเสา ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของเหล็กข้ออ้อยดังกล่าวแสดงไว้ในตารางที่ 3.4 ซึ่งจากผลการทดสอบวัสดุ 3 ตัวอย่าง ได้คำนวณแรงที่จุดครากเฉลี่ยเท่ากับ 373.97 MPa และค่าความต้านทานแรงดึงสูงสุดเฉลี่ยเท่ากับ 573.55 MPa

ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติทางกลของเหล็กข้ออ้อย DB10 ชั้นคุณภาพ SD30

Test No.	Measured Dimeter	Cross Section Area (mm <sup>2</sup> )	Yield Stress (MPa)	Max Load (kgf)	Tensile Strength (MPa)
1	10.11	80.24	415.70	5,200	635.77
2	10.81	91.73	355.05	5,200	556.10
3	11.00	94.99	351.15	5,120	528.79
Average	10.64	88.99	373.97	5,173.3	573.55

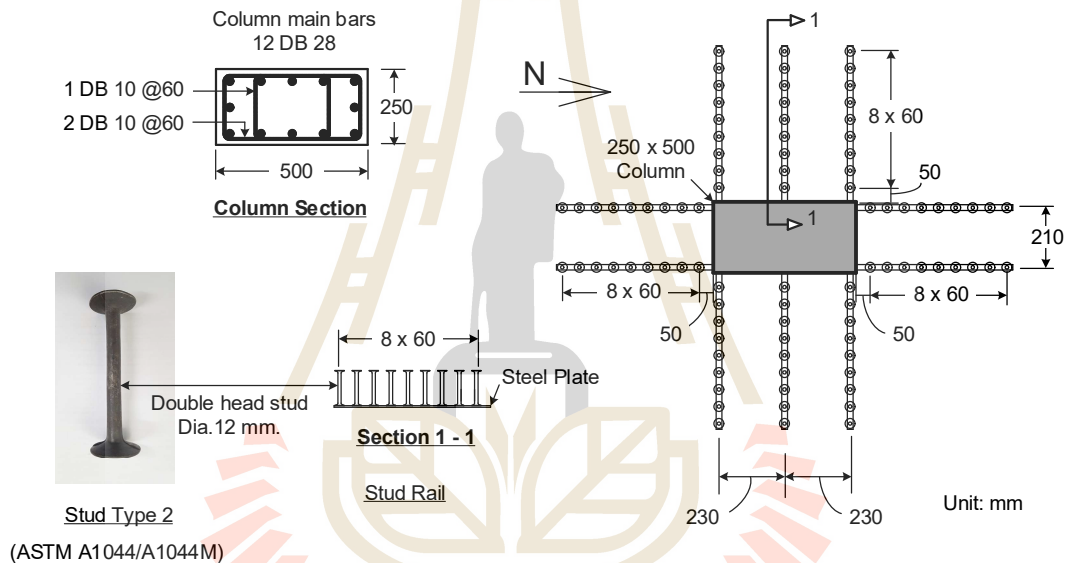
**การเสริมเหล็กบน** รูปที่ ก.7 (ในภาคผนวก ก.) แสดงรายละเอียดเหล็กเสริมล่างและเหล็กเสริมบนในแผ่นพื้นแบบจำลอง SS2 ที่ใช้ในการทดลอง เหล็กบนแต่ละด้านถูกออกแบบให้มีการเรียงกระจายอยู่ในบริเวณแคบ ๆ ใกล้หัวเสาในระยะ  $c + 3h$  เมื่อ  $c$  คือขนาดความกว้างเสา และ  $h$  คือ ความหนาของแผ่นพื้น ซึ่งปริมาณเหล็กบนและการเรียงเหล็กและความยาวที่ใช้ในการออกแบบเป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐาน ACI 318-14 Section 8.6.2.3, Section 8.7.5.3 และ Section 8.7.5.5.1 ตามลำดับ เพื่อให้เป็นไปตามข้อกำหนดดังกล่าว เหล็ก DB10 ยาว 2.2 m. จำนวน 10 เส้น ถูกเรียงในทิศทางขนานกับแนวแรง (N-S) โดยใช้ระยะเรียง 8 cm. กระจายอยู่ในช่วงความกว้าง 70 cm. บริเวณใกล้หัวเสา ในทิศทางตั้งฉากกับแนวแรง (E-W) เหล็ก DB10 ยาว 2.0 m. จำนวน 12 เส้น โดยใช้ระยะเรียง 8 cm. กระจายอยู่ในช่วงความกว้าง 95 cm. ซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนเหล็กเสริมบนต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีต (Effective area) ได้เท่ากับ 0.00085 ในแต่ละด้าน ซึ่งอัตราส่วนเหล็กเสริมบนบริเวณใกล้หัวเสาถูกควบคุมให้มีค่าใกล้เคียงกับการทดลองบนแบบจำลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน (Prawatwong et al, 2012) และ SS1 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิด (Prawatwong et al, 2020) ที่มีการทดลองไปแล้วก่อนหน้านี้

**การเสริมเหล็กล่าง** เหล็ก DB10 ถูกวางเรียงเป็นตะแกรงในแผ่นพื้น โดยมีระยะเรียงอยู่ระหว่าง 50 cm. - 55 cm. เพื่อป้องกันการร้าวเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามมาตรฐาน ACI 318-14 Section 8.6.1.1 นอกจากนั้นมีการใช้เหล็ก DB10 วิ่งผ่านหัวเสาเป็นจำนวน 4 เส้น เพื่อป้องกันการวิบัติแบบก้าวหน้าตามสมการที่ระบุโดย ACI 352-1R-89 Eq. (5-1) และตามมาตรฐาน ACI 318-14 Section 8.7.4.2.2 แบบการวางเหล็กล่างในแผ่นพื้นแสดงไว้ในรูป ก.7 ในภาคผนวก ก.

### 3.3.4 เหล็กเสริมในเสา

เสาถูกออกแบบให้รับแรงทางด้านข้างจาก Hydraulic Actuator สูงสุดขนาด 50 ตัน โดยเสาถูกออกแบบให้มีพฤติกรรมอยู่ในช่วง Linear Elastic ตลอดการทดลอง เสามีขนาด 25 cm x 50 cm เหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลาง 28 mm (DB28) ชั้นคุณภาพ SD40 จำนวน 12 เส้น ถูกนำมาใช้เป็นเหล็กแกนเสา (รูป ก.9 ในภาคผนวก ก.) ส่วนเหล็กปลอกใช้ เหล็ก DB10 จำนวน 3 ปลอกวางห่างกันด้วยระยะเรียง 6 cm. เพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นระหว่างการทดลอง นอกจากนี้มีการอัดแรงที่ตำแหน่งปลายทางด้านบนเสาด้วยลวดอัดแรงจำนวน 3 เส้น ก่อนทำการทดลอง

### 3.3.5 หมุดรับแรงเฉือน



รูปที่ 3.5 แสดงการวางตำแหน่งหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นบริเวณใกล้ตำแหน่งเสา

การเสริมหมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นรอบหัวเสาของแบบจำลอง มีการใช้หมุดชนิดที่ 2 (Type 2) ตามมาตรฐาน ASTM ที่มีปลายบานออกทั้งสองด้าน (Double-Headed Stud) ในการติดตั้งใช้หมุดหลายตัวเชื่อมติดกับเหล็กแกนกว้าง 2.54 cm หนา 2.3 mm เป็นชุดวางเหล็ก 1 ชุด เพื่อให้อยู่ในตำแหน่งอย่างมั่นคง (ดูรูป 3.6) โดยวาง 2 ชุดใช้ติดตั้งในแผ่นพื้นทั้งสองด้านของเสาในทิศทางการให้แรงสลับทิศ (N-S) และใช้วาง 3 ชุดติดตั้งทางด้านข้างทั้งสองด้านของเสาในทิศทางการตั้งฉากกับทิศทางการให้แรงสลับทิศ (E-W) หมุดรับแรงเฉือนที่ใช้เชื่อมติดกับวางมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางระบุ 12 mm มีความสูงของหมุด 12.5 cm แต่ละหมุดมีระยะห่าง 6 cm โดยหมุดตัวแรกอยู่ห่างจากขอบเสา 5 cm วาง 1 ชุดใช้หมุดจำนวน 9 ตัว โดยคุณสมบัติของหมุดเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM A1044/A1044M



รูปที่ 3.6 แสดงหมุดรับแรงเฉือนที่ใช้ในการศึกษาและเมื่อเชื่อมติดเหล็กแบนประกอบเป็นราง

มาตรฐาน ASTM A1044/A1044M มีการกำหนดคุณสมบัติทางกลของหมุดรับแรงเฉือนไว้ดังนี้ กำลังดึงที่จุดคราก (Yield Strength) และหน่วยแรงดึงสูงสุด (Tensile Strength) ขั้นต่ำต้องไม่น้อยกว่า 350 MPa และ 450 MPa ตามลำดับ ทางผู้วิจัยได้สุ่มตัวอย่างหมุดรับแรงเฉือนไปทำการทดสอบคุณสมบัติทางกลในห้องปฏิบัติการ ผลการทดสอบได้ค่า Yield Strength เฉลี่ยเท่ากับ 380 Mpa (3,875 ksc) และ Tensile Strength เฉลี่ยเท่ากับ 594 Mpa (6,057 ksc) ค่าดังกล่าวผ่านตามเกณฑ์ที่มาตรฐาน ASTM A1044/A1044M กำหนด ซึ่งผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของหมุดรับแรงเฉือนแสดงไว้ในตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.5 ค่าคุณสมบัติทางกลของหมุดเฉือน

Test No.	Measured diameter (mm.)	Effective area (mm <sup>2</sup> )	Yield stress (MPa)	Max load (kgf)	Tensile strength (MPa)	Elongation (%)
1*	12.05	113.98	380	6,240	537	11
2	11.31	100.41	-	6,120	598	8
3	11.28	99.88	-	6,600	648	8
		Average	380	6,320	594	9

\*ตัวอย่างทดสอบที่มีการติดเกจวัดความเครียด

แบบรายละเอียดแสดงการวางรางแท่งหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นบริเวณใกล้ตำแหน่งเสา แสดงไว้โดยละเอียดในรูป ก.8 ในภาคผนวก ก.





รูปที่ 3.7 แสดงรูปแบบการจัดรูปแบบการวางรางหมุดเดือนก่อนนำไปติดตั้งในแบบจำลอง SS2



รูปที่ 3.8 ภาพถ่ายแสดงการวางลวดอัดแรงในแผ่นพื้นแบบจำลอง SS2





รูปที่ 3.9 ภาพถ่ายแสดงการเสริมเหล็กเสา ลวดอัดแรง และหมุดเอ็นในพื้นที่แบบจำลอง SS2



รูปที่ 3.10 ภาพถ่ายแสดงจุดเชื่อมต่อแบบจำลอง SS2 ที่ติดตั้งสายสัญญาณแล้วก่อนการเทคอนกรีต

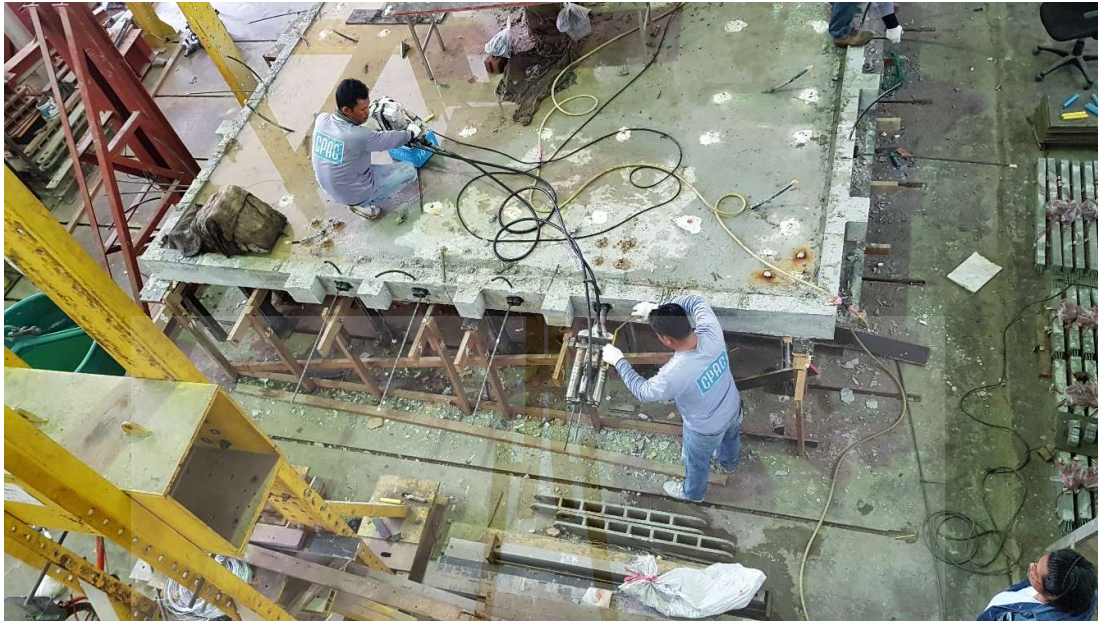




รูปที่ 3.11 แบบจำลองที่พร้อมอัดแรง หลังเทการบ่มคอนกรีตจนแข็งตัวได้ที่



รูปที่ 3.12 ภาพถ่ายแสดงการอัดแรงแผ่นพื้น



รูปที่ 3.13 ภาพถ่ายแสดงการอัดแรงแผ่นพื้น

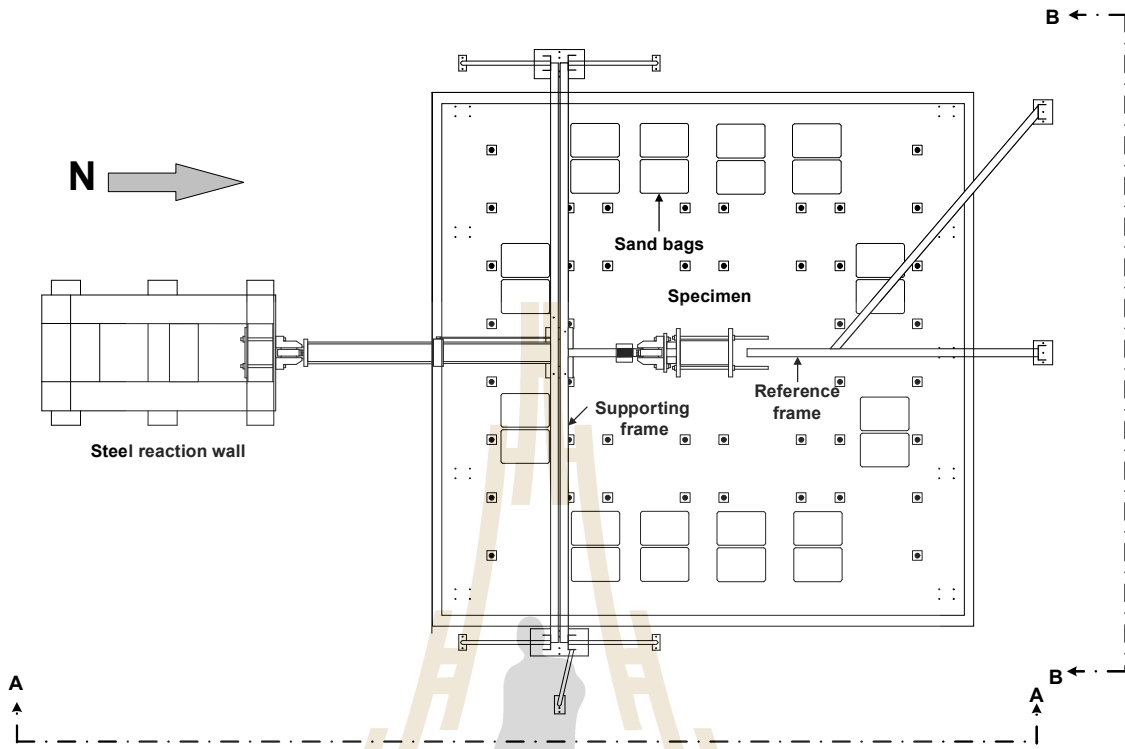
### 3.4 การทดสอบความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการ

ก่อนทำการทดลอง หลังจากก่อสร้างแบบจำลองบนจุดรองรับที่ติดตั้งบน Concrete Strong Floor ของห้องปฏิบัติการ (ตามรูป 3.4) ทำการอัดแรงและเกร้าท์เสร็จเรียบร้อยแล้ว ระบบป้องกันการบิดตัว (Torsional Resisting System) ถูกติดตั้งที่ขอบของพื้นด้านทิศเหนือและทิศใต้ในทิศตั้งฉากกับทิศทางที่ให้แรงทางด้านข้างกระทำ (ดูรูปที่ 3.15 และ 3.16) เพื่อป้องกันการบิดตัวของแบบจำลองระหว่างทดสอบ

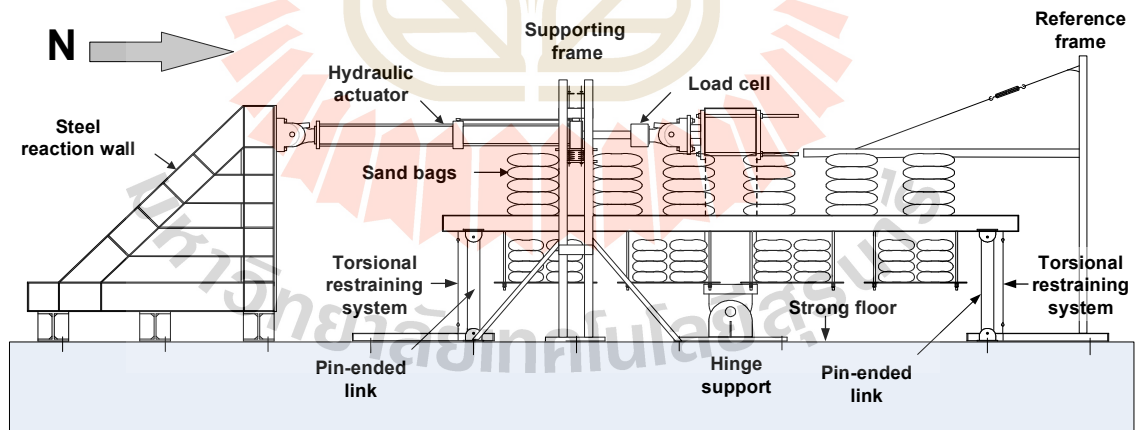
#### 3.4.1 การวางน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง Gravity Load

เพื่อควบคุมตัวแปรหลัก Gravity Shear Ratio ( $V_g/V_0$ ) เท่ากับ 0.28 ให้เท่ากับการทดลองบนแบบจำลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนและบนแบบจำลอง SS1 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิดที่ทดลองไปแล้วก่อนหน้านี้ ทราายน้ำหนักกระสอบละ 50 kg ถูกใช้แทนน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งโดยจัดเรียงที่ตำแหน่งต่างๆ ทั้งด้านล่างและด้านบนพื้นตามรูป ก.10 และ ก.11 ในภาคผนวก ก. (เหมือนกับที่ทดสอบบนแบบจำลอง SS1) ซึ่งการออกแบบจัดวางตำแหน่งถูกทราวยังใช้วิธีทดลองจัดเรียงแล้ววิเคราะห์ด้วยเทคนิค Finite Element Method เพื่อให้ได้ค่า  $V_g = 140.8$  kN ส่วนค่า  $V_0$  คำนวณโดยใช้ Eq. 22.6.5.5a ตามมาตรฐาน ACI 318-14 Section 22.6.5.5

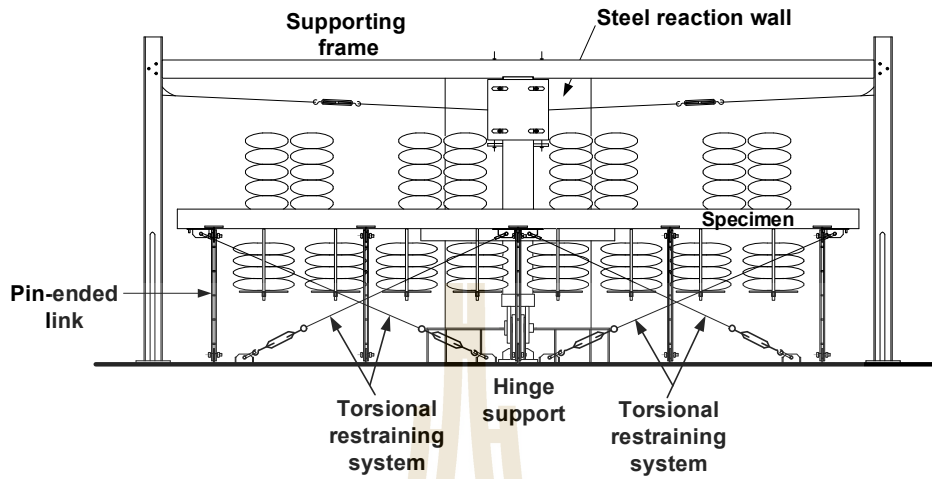




รูปที่ 3.14 แสดงภาพการจัดการทดลองมุมมองจากทางด้านบน



รูปที่ 3.15 รูปตัด A - A แสดงแผนภาพการจัดการทดลองมุมมองทางด้านข้าง



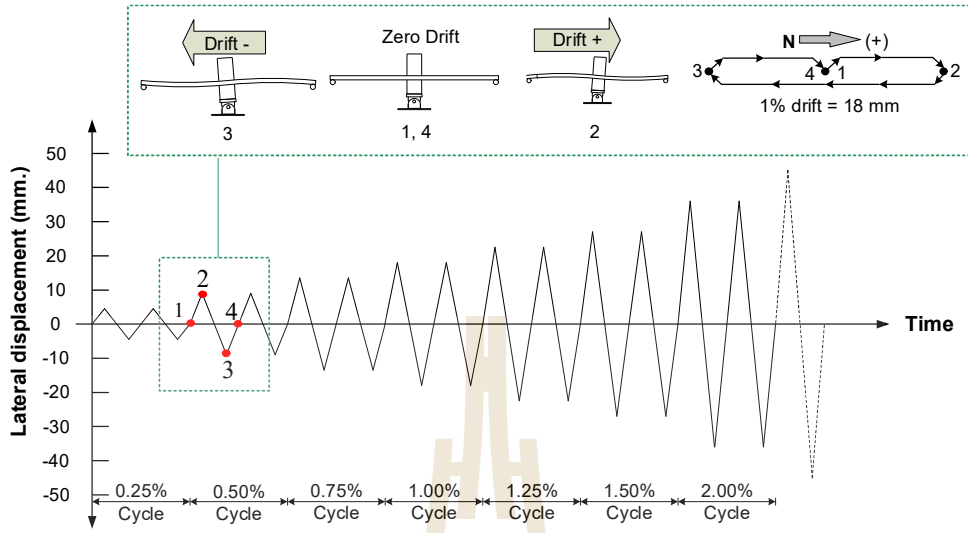
รูปที่ 3.16 รูปตัด B - B แสดงระบบป้องกันการบิดตัวด้านข้าง

### 3.4.2 การจำลองการโยกตัวจากแผ่นดินไหว

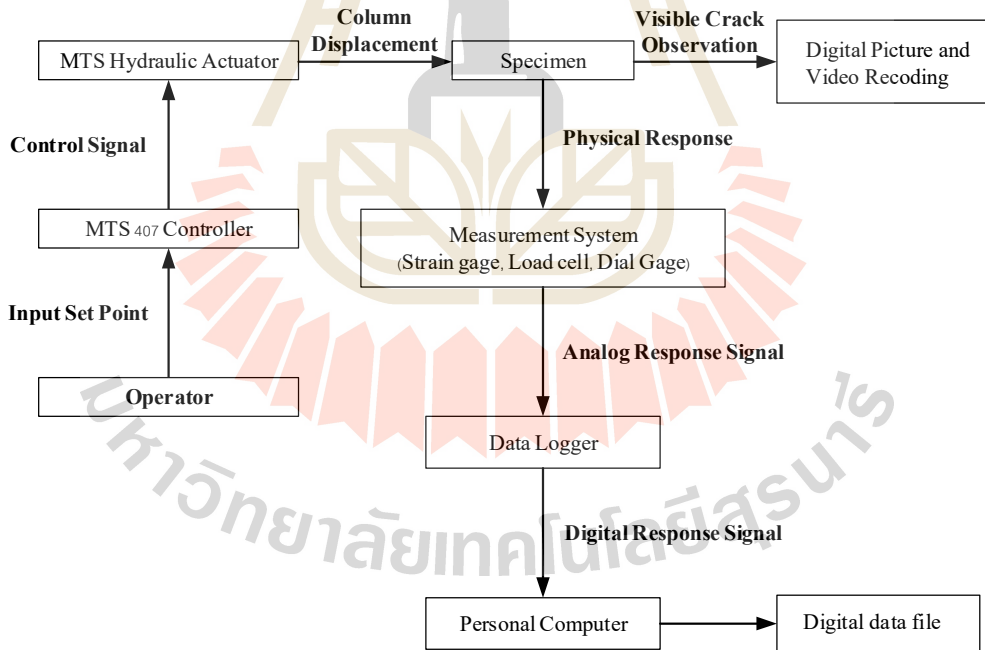
วิธีการจำลองการโยกตัวสลับทิศจากแผ่นดินไหวที่กระทำต่อบริเวณจุดเชื่อมต่อ ในห้องปฏิบัติการ ทำโดยใช้ MTS Hydraulic Actuator รับแรงได้สูงสุด 500 kN ยึดติดกับปลายเสาด้านบนของแบบจำลอง โดยปลายด้านตรงกันข้ามยึดติดกับผนังรับแรงปฏิกิริยา (Reaction Wall) แสดงดังรูปที่ 3.15 ในระหว่างการทดลองจะทำการผลักหรือดึงให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสลับทิศที่ปลายเสาด้านบนของแบบจำลองในทิศทางเหนือ-ใต้ (N-S) โดยค่อยๆ เพิ่มระดับการเคลื่อนตัวสูงสุดทุกๆ 2 รอบ เพื่อให้เกิดการเอียงของเสา (% Drift) เพิ่มขึ้นทุกๆ 2 รอบ จนกระทั่งแบบจำลองเกิดการวิบัติ โดยมีการกำหนดระดับเป้าหมายการเคลื่อนตัวด้านข้างของปลายเสาด้านบนดังแสดงในรูปที่ 3.17

โดยตลอดการทดสอบออกแบบให้มีการตรวจจับข้อมูลที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวจากเครื่องมือวัดที่ติดตั้งไว้ผ่านอุปกรณ์ตรวจจับข้อมูล (Data Logger) และส่งไปบันทึกลงยังคอมพิวเตอร์ กระบวนการเก็บบันทึกข้อมูลระหว่างการทดสอบแสดงเป็นแผนภาพไว้ในรูปที่ 3.18





รูปที่ 3.17 ภาพแสดงรูปแบบการโยกตัวสลับทิศทางที่ปลายเสาที่ใช้ในการทดลอง



รูปที่ 3.18 แผนภาพแสดงการเก็บข้อมูลระหว่างการทดลอง

### 3.4.3 การติดตั้งเครื่องมือวัด

เครื่องมือวัดหลายชนิดถูกออกแบบและติดตั้งไว้ให้วัดข้อมูลที่ทุกจังหวะการเคลื่อนตัวขณะทำการทดสอบซึ่งมีการเชื่อมต่อสายสัญญาณจากเครื่องมือวัดเหล่านั้นเข้าสู่อุปกรณ์ตรวจจับข้อมูล (Data Logger) โดยเครื่องมือวัดที่ทำการติดตั้งแบ่งออกเป็น 3 กลุ่มหลัก ได้แก่

1. เครื่องมือวัดความเครียด (Strain Gauges) ซึ่งได้ทำการติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งต่างๆ ทั้งในหมุดเหล็กรับแรงเฉือน บนลวดอัดแรงและเหล็กเสริมในแผ่นพื้นก่อนมีการเทคอนกรีต
2. เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว (Displacement Transducer หรือ LVDT) เพื่อตรวจดูการเคลื่อนที่ตำแหน่งต่างๆ ของโครงสร้าง การเคลื่อนตัวของจตุรรองรับ และการเคลื่อนตัวของผนังรับแรงปฏิกิริยา ระหว่างทำการทดลอง
3. เครื่องมือวัดแรง (Load Cell) และการเปลี่ยนตำแหน่งที่ปลายเสาด้านบน

ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดในการทดลองแสดงไว้ในรูปที่ ข.1 – ข.7 (ในภาคผนวก ข.)

### 3.4.4 การทดสอบในห้องปฏิบัติการและการบันทึกข้อมูล

หลังจากสร้างแบบจำลองในห้องปฏิบัติการจนเสร็จสมบูรณ์แล้ว แบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมหมุดเฉือนได้ถูกทำการทดสอบเพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งคงที่และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายเสากระทำสลับทิศไปมาทั้งหมดหนึ่งเป็นรอบ (Quasi-Static Reverse Cyclic Loading Test) โดยมีการเพิ่มขนาดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเมื่อการเคลื่อนตัวครบทุกๆ 2 รอบ จนโครงสร้างเกิดการวิบัติ ระหว่างทดสอบมีการบันทึกข้อมูลแรงกระทำทางด้านข้าง (Lateral Force) การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายบนสุดของเสา (Lateral Displacement) ความเครียด (Strain) ที่ตำแหน่งต่างๆ เช่น เหล็กเสริมบน (Top Reinforcement) เหล็กเสริมล่าง (Bottom Reinforcement) หมุดรับแรงเฉือน (Stud) และบนลวดตีเกลียวกำลังสูง (Strand) และการเปลี่ยนตำแหน่งของแผ่นพื้นและของจตุรรองรับผ่านเครื่องมือวัดต่างๆ ที่ติดตั้งไว้ก่อนหน้านี้ที่ทุกจังหวะที่มีการเพิ่มหรือลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างอย่างช้าๆ สลับหยุดนิ่งอย่างต่อเนื่องรวม 3,589 จังหวะจนแบบจำลองเกิดการวิบัติ โดยการจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการแสดงดังรูปที่ 3.14 - 3.16

ระหว่างดำเนินการทดสอบ ที่ทุกๆ จังหวะการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละรอบ มีการสำรวจพัฒนาการของรอยแตก (Development of Crack) บนพื้นบริเวณรอบหัวเสา และบันทึกข้อมูลรอยแตกที่ตำแหน่งต่างๆ ลงเป็นภาพถ่ายโดยใช้กล้องดิจิทัล และใช้กล้องวงจรปิดสำรวจและบันทึกเหตุการณ์ติดตั้งที่ทางด้านใต้และด้านบนแผ่นพื้นเพื่อสังเกตพฤติกรรมในช่วงเวลาต่างๆ อย่างต่อเนื่อง จากนั้นข้อมูลที่ได้ถูกนำมาวาด

ใหม่ให้สมบูรณ์ให้เห็นพัฒนาการรอยแตกที่ผิวบนพื้นที่ % Drift ต่างๆ ซึ่งพัฒนาการของรอยแตกที่ด้านบนแผ่นพื้นที่ % Drift ต่างๆ แสดงไว้ในบทที่ 4

### 3.4.5 การสำรวจข้อมูลหลังการวิบัติ

หลังทำการทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของแบบจำลองจนกระทั่งแบบจำลองเกิดการวิบัติ ผู้วิจัยมีการออกแบบสำรวจภายหลังการวิบัติเพื่อศึกษากลไกการวิบัติที่เกิดขึ้น โดยได้มีการสำรวจด้านบนและด้านล่างของแผ่นพื้นอย่างละเอียดพร้อมทั้งบันทึกข้อมูลไว้ในรูปของภาพถ่ายความเสียหายภายนอก จากนั้นทำการผ่าตัดบริเวณวิกฤติที่เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงภายหลังการทดสอบในระหว่างดำเนินการรื้อถอน เพื่อศึกษารูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นภายในจากภาพตัดขวาง ซึ่งจะแสดงให้เห็นในบทถัดไป



รูปที่ 3.19 แบบจำลอง SS2 ที่เสร็จสิ้นสมบูรณ์





รูปที่ 3.20 การติดตั้ง LVDT เพื่อตรวจดูการเคลื่อนตัวของแผ่นพื้นที่ตำแหน่งต่างๆ



รูปที่ 3.21 ภาพการจัดการทดลองและอุปกรณ์ตรวจวัดและจัดเก็บข้อมูลระหว่างทดลอง



รูปที่ 3.22 อุปกรณ์ตรวจจับข้อมูล Data Logger



รูปที่ 3.23 ภาพแสดงการสำรวจและบันทึกเหตุการณ์โดยใช้กล้องวงจรปิดระหว่างทำการทดลอง





รูปที่ 3.24 ภาพขณะทำการตรวจจับและบันทึกข้อมูลผ่าน Data Logger และการบันทึกเหตุการณ์โดยใช้กล้องวงจรปิดระหว่างทำการทดลอง



รูปที่ 3.25 การบันทึกเหตุการณ์โดยใช้กล้องวงจรปิดระหว่างทำการทดลอง



## บทที่ 4

### ผลการทดลองและการสำรวจ

ผลการทดสอบแบบจำลองด้วยวิธีการที่ได้อธิบายไว้ในบทที่ 3 ถูกนำมารายงานในบทนี้ ผลที่ได้จากข้อมูลการตรวจวัดระหว่างทำการทดสอบจะถูกนำเสนอในรูปแบบของความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างที่ตรวจวัดได้กับค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของของเสา (Lateral Force - Drift Response) ความสามารถรับแรงทางด้านข้างของบริเวณจุดเชื่อมต่อ (Connection Ultimate Strength) ความสามารถรับการเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift Capacity) ก่อนการวิบัติแบบเฉาะทะลุ ค่าความเครียด (Strain) ที่ตรวจวัดได้ในหมุดรับแรงเฉือนและในเหล็กเสริม นอกจากนี้ในบทนี้ผลการสำรวจพัฒนาการของรอยแตกร้าวบนพื้นผิวคอนกรีต (Crack Development) และผลสำรวจภาพตัดขวางที่ได้จากการตัดแผ่นพื้นแบบจำลองหลังการวิบัติ เพื่อสำรวจความเสียหายภายในแผ่นพื้นบริเวณวิกฤตใกล้จุดเชื่อมต่อ ถูกนำมาแสดงให้เห็นภาพรวมของพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในบทนี้เช่นเดียวกัน

อย่างไรก็ตามเนื่องจากข้อมูลที่ตรวจวัดได้มีจำนวนมากและด้วยข้อจำกัดเกี่ยวกับจำนวนหน้ากระดาษของรายงาน ดังนั้นผลที่นำเสนอในบทนี้จึงมีจุดมุ่งหมายเพื่อสะท้อนถึงแนวโน้มหรือแนวคิดเฉพาะที่เกี่ยวข้องกับการค้นพบหลักที่ได้จากการวิจัย ข้อมูลผลการทดลองทั้งหมดที่ไม่ได้อยู่ในรายงานฉบับนี้ถูกบันทึกไว้ในไฟล์คอมพิวเตอร์ โดยรายการช่องสัญญาณที่บันทึกไว้แสดงไว้ในภาคผนวก ค ผลการทดลองที่นำเสนอในบทนี้เป็นพื้นฐานสำหรับการแปลความหมายในบทต่อไป และข้อมูลผลการทดสอบจากบทที่ 4 จะนำไปอภิปรายเปรียบเทียบกับผลงานวิจัยก่อนหน้าและค่าที่กำหนดในมาตรฐานในบทถัดไป

#### 4.1 ผลการตรวจวัดการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้าง (Lateral Force - Drift Response)

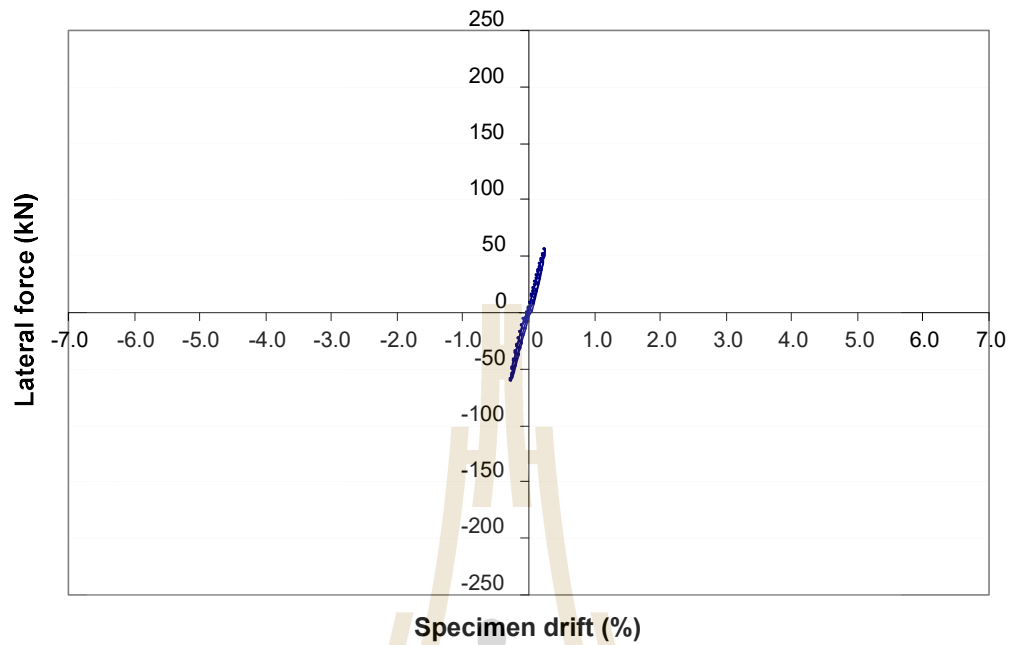
ข้อมูลที่ตรวจวัดได้ถูกนำมาพล็อตเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้าง (Lateral Force) ที่กระทำที่ปลายบนสุดของเสาและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา (Drift %) รูปที่ 4.1 - 4.11 แสดงความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาที่รอบการเอียงตัวค่าต่างๆ จนสิ้นสุดการทดลอง ส่วนรูปที่ 4.12 ภาพรวมอย่างต่อเนื่องตลอดการทดลอง ข้อมูลในรูป 4.1 - 4.12 ค่าบนแกน Y คือแรงทางด้านข้างวัดโดย Load cell ที่ติดอยู่ที่ปลายกระบอก Hydraulic Actuator ส่วนค่าบนแกน X คือเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาคำนวณจาก  $Drift \% = (D/180) \times 100$  เมื่อ D คือ ระยะการกระจัดที่เสาเคลื่อนตัวไปด้านข้างขณะทำการทดลอง

### การตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างของแบบจำลอง

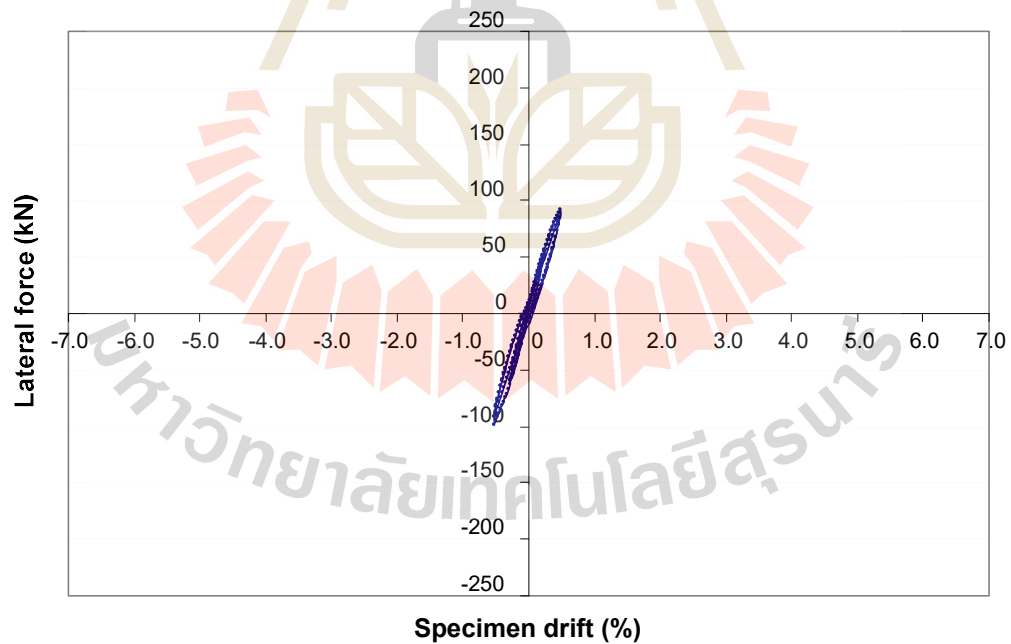
ข้อมูลผลการทดสอบในรูปแบบที่ 4.1 ถึง 4.2 แสดงให้เห็นว่าในช่วงแรกของการทดสอบช่วงการโยกตัวของเสาต่ำ Drift = 0.25% ถึง 0.50% โครงสร้างทดสอบมีพฤติกรรมคล้ายกับโครงสร้างยึดหยุ่นการตอบสนองที่เกิดขึ้นเกือบจะเป็นเส้นตรง เมื่อการโยกตัวของเสาเพิ่มขึ้นในช่วง Drift = 0.75% ถึง 4.00% (ดูรูปที่ 4.3 ถึง 4.11) ความแข็ง (Stiffness) ของโครงสร้างทดสอบค่อยๆ ลดลงและโครงสร้างมีการสลายพลังงานเพิ่มมากขึ้น (ซึ่งสามารถพิจารณาได้จากความชันของเส้นตรงที่ลากไปจุดยอดค่อยๆ ลดลงและพื้นที่ภายในการเคลื่อนตัวครบรอบค่อยๆ เพิ่มมากขึ้น) สำหรับการทดสอบการโยกตัวซ้ำในรอบที่สองที่เปอร์เซ็นต์การเอียงตัวคงที่พบว่าการสลายพลังงานในรอบที่สองเกิดขึ้นน้อยกว่าในการโยกตัวรอบแรกซึ่งพิจารณาจากขนาดของพื้นที่ภายในการเคลื่อนตัวครบรอบที่สองพบว่ามีพื้นที่น้อยกว่ารอบแรก ซึ่งสอดคล้องกับการสังเกตรอยแตกที่เกิดขึ้นบนแบบจำลองระหว่างการทดลองที่พบว่าพัฒนาการรอยแตกกว้างที่เกิดขึ้นใหม่ในรอบการเอียงตัวซ้ำมีรอยแตกเพิ่มขึ้นจากรอบแรกไม่มาก

จากข้อมูลผลการทดลองที่ได้ในรูปที่ 4.1 ถึง 4.12 พบว่าความสามารถรับแรงทางด้านข้างสูงสุดของบริเวณจุดเชื่อมต่อ (Connection Ultimate Strength) ที่ตรวจวัดได้มีค่าเท่ากับ 160.2 kN ที่ Drift = +2.50% และค่า 169.9 kN ที่ Drift = -2.50% โดยมีค่าเฉลี่ยทั้งสองด้านเท่ากับ 165.05 kN ข้อมูลภาพรวมความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาของแบบจำลองตลอดการทดลอง (รูปที่ 4.12) บ่งชี้ว่าโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อของแบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมหมุดเฉือน มีความสามารถในการต้านทานการโยกตัวจากแผ่นดินไหวได้ดี โดยสามารถรักษาความสามารถการรับแรงทางด้านข้างและทนต่อการเอียงตัวสูงสุดถึงค่า Drift = 4.00% ซึ่งผลการเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่ทดลองมาแล้วก่อนหน้านี้ จะมีการเปรียบเทียบให้เห็นในบทที่ 5

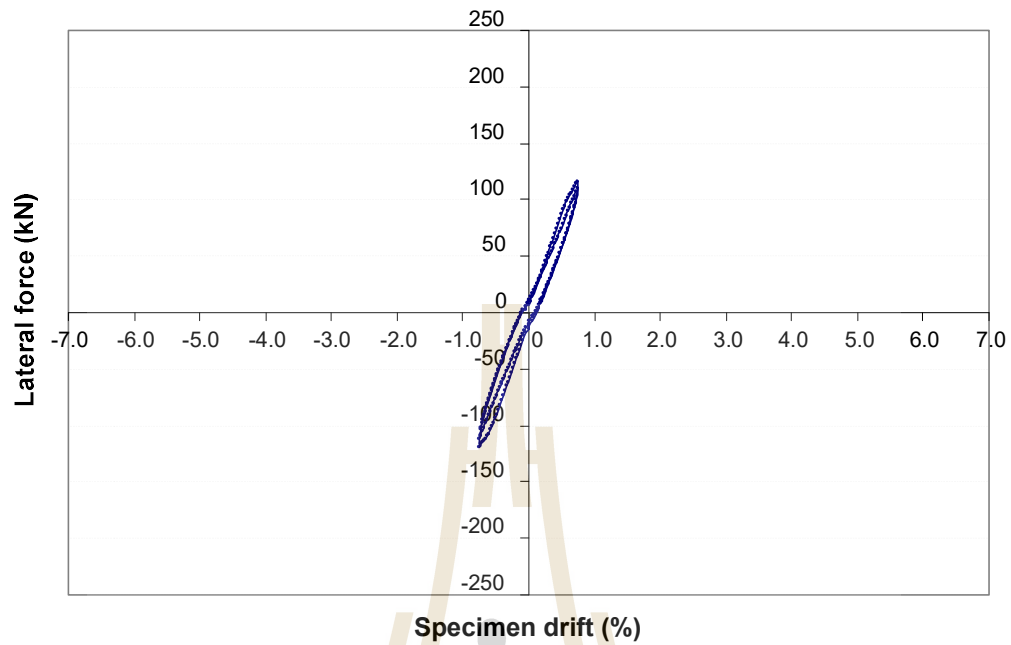
อย่างไรก็ตามเมื่อพยายามเพิ่มการโยกตัวสลับทิศจาก Drift = +4.00% ไปสู่เป้าหมายรอบที่ +5.00% เมื่อถึง +4.51% ในรอบแรกพบว่าการวิบัติแบบเจาะทะลุ (Punching Failure) เกิดขึ้นที่แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง และการเจาะทะลุที่แผ่นพื้นที่ +4.51% นำไปสู่การลดความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของโครงสร้างทดสอบลดลงแบบทันที (ดูรูปที่ 4.11) แต่ในการทดลองยังคงดำเนินต่อเนื่องไปจนถึงเป้าหมายที่ 5.00% ในรอบที่สองจึงยุติการทดสอบ หลังสิ้นสุดการทดสอบความเสียหายถูกสำรวจและบันทึกภาพ โดยจากการสำรวจพบว่าแนวขอบการวิบัติแบบเจาะทะลุ เกิดขึ้นอยู่นอกโซนพื้นที่ที่มีการวางหมุดเฉือนด้านทิศเหนือและทิศใต้ ซึ่งพัฒนาการของรอยแตกระหว่างทำการทดสอบจะมีการนำเสนอในหัวข้อ 4.2 ในลำดับต่อไป



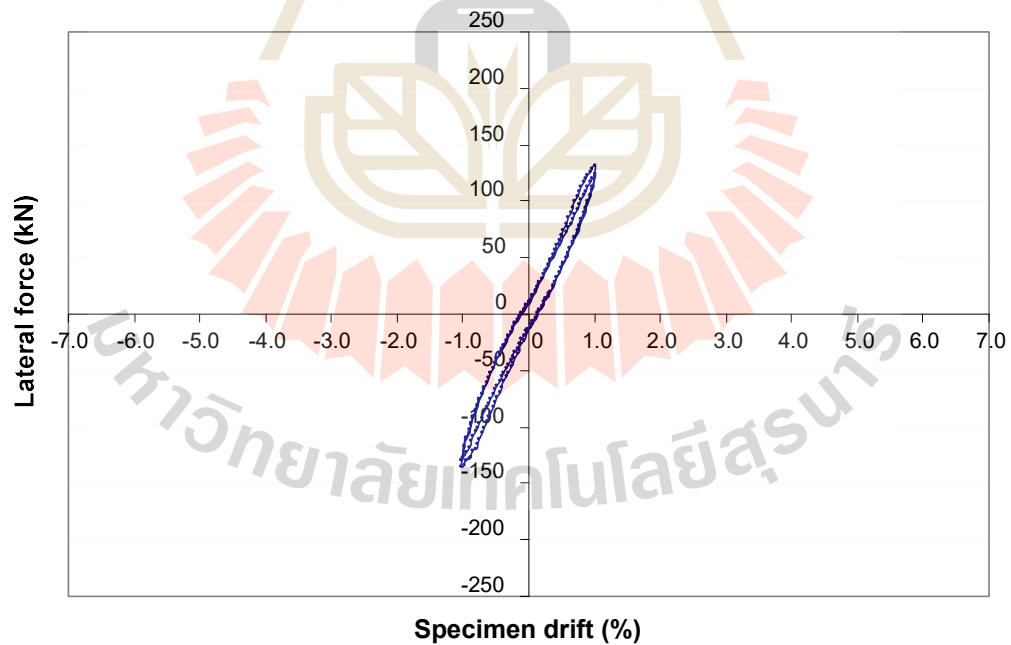
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 0.25%



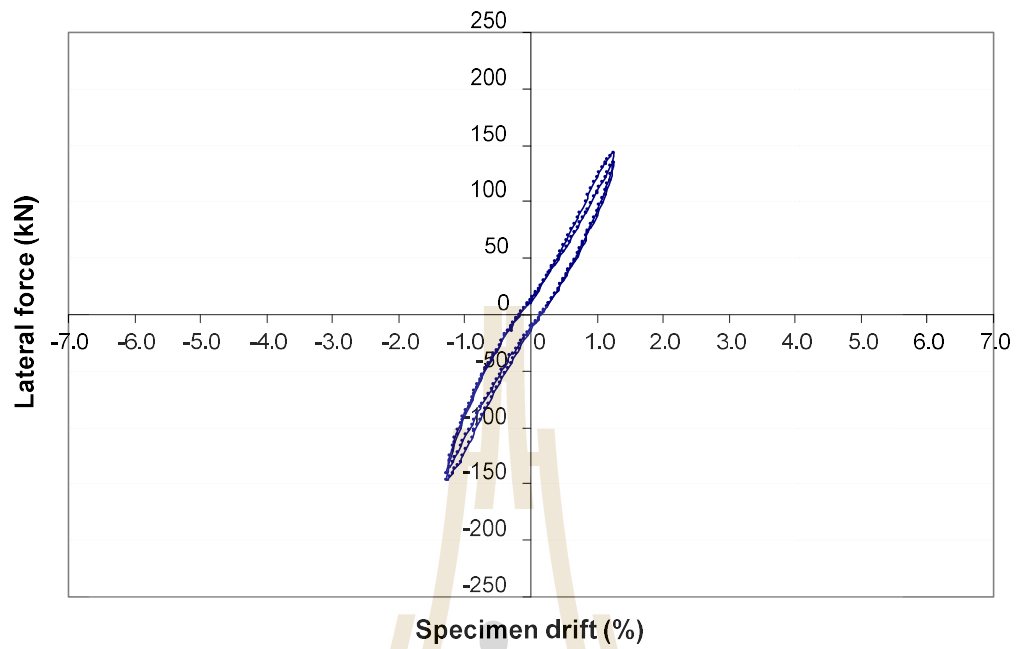
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 0.50%



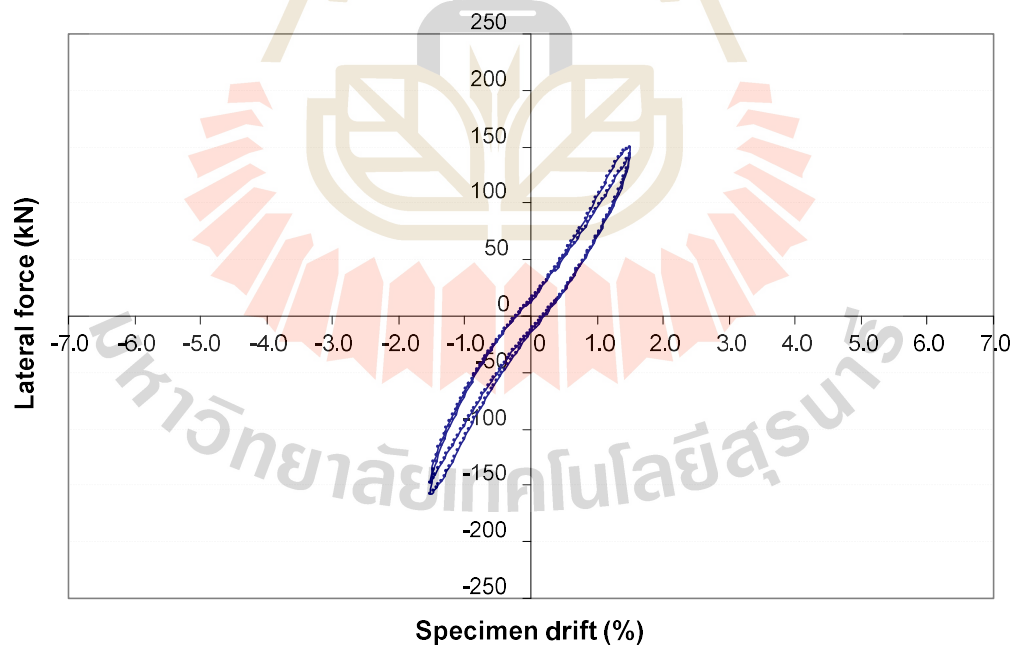
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 0.75%



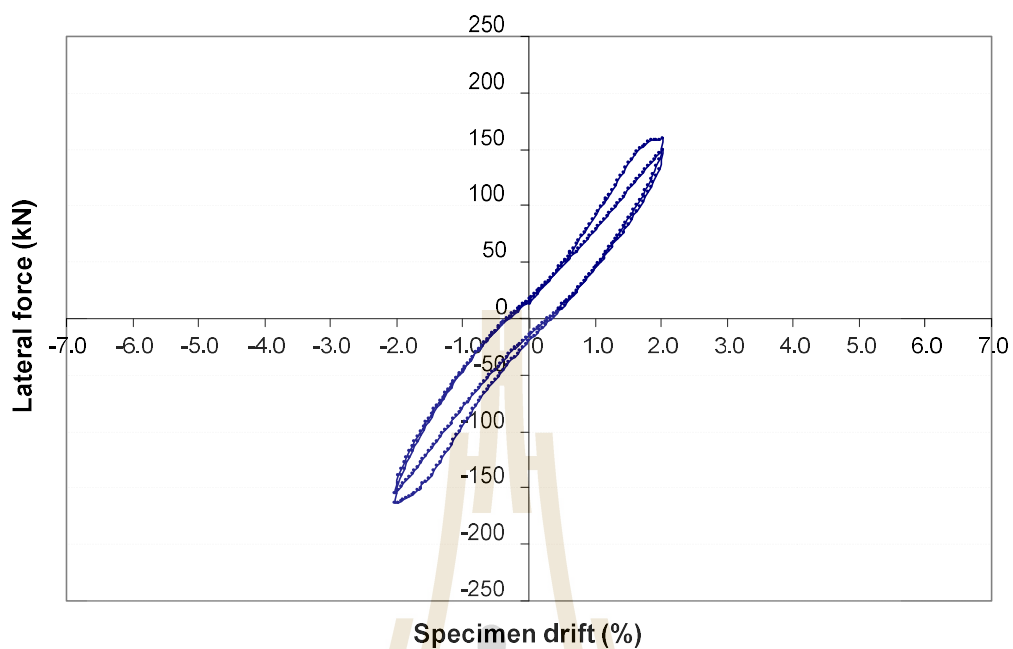
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 1.00%



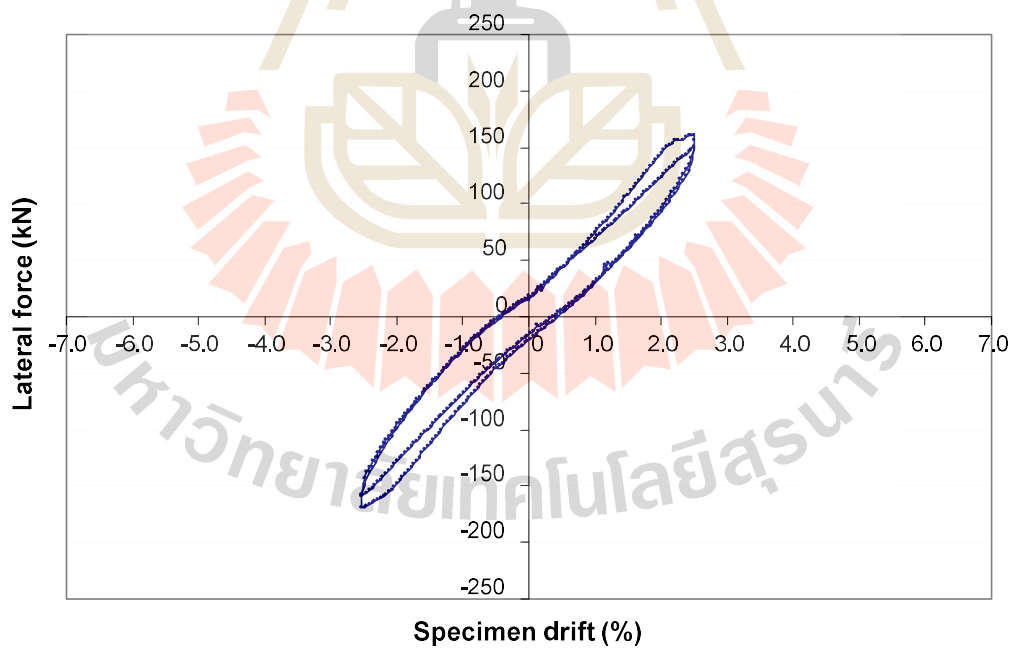
รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 1.25%



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 1.50%

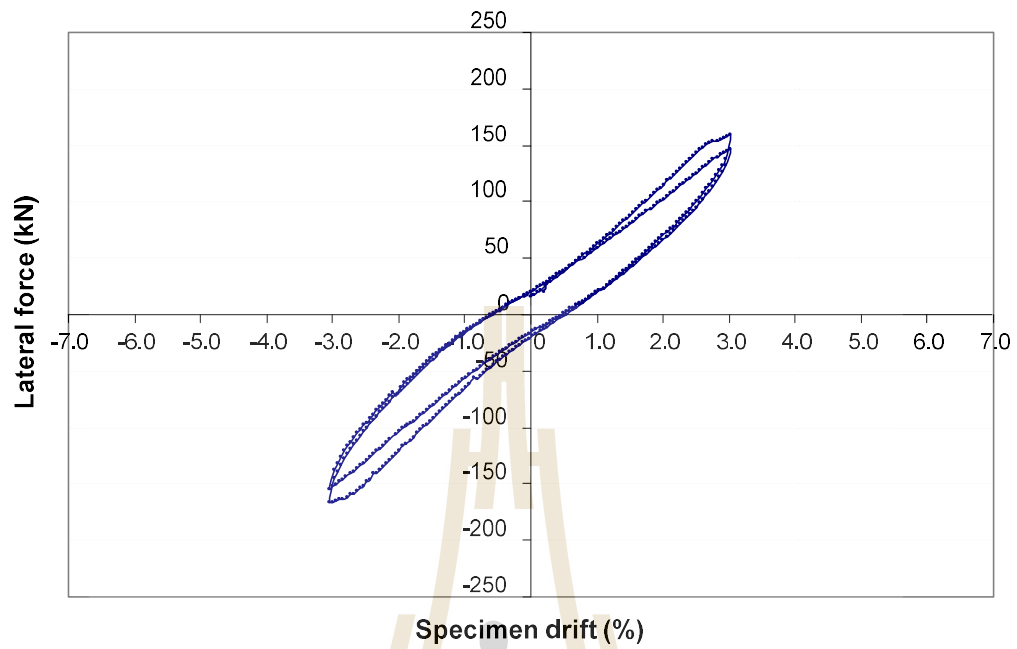


รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 2.00%

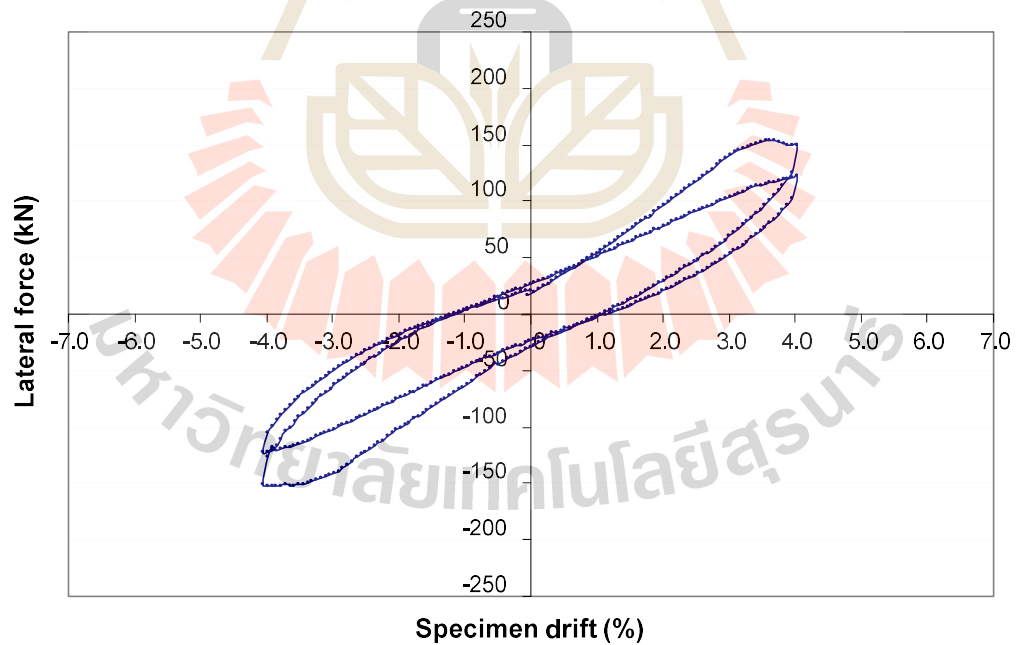


รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 2.50%

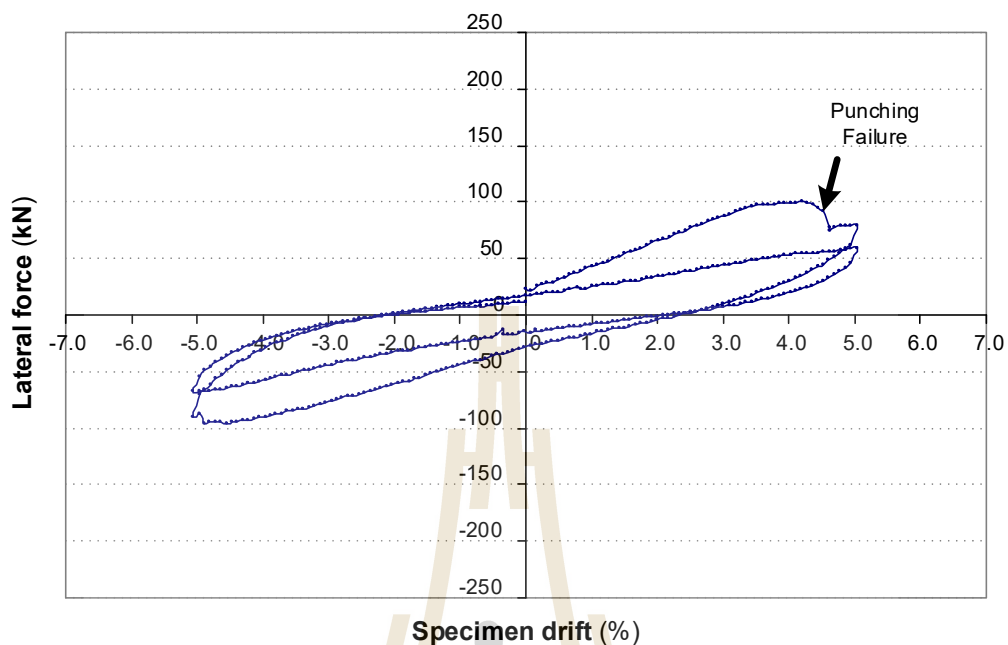




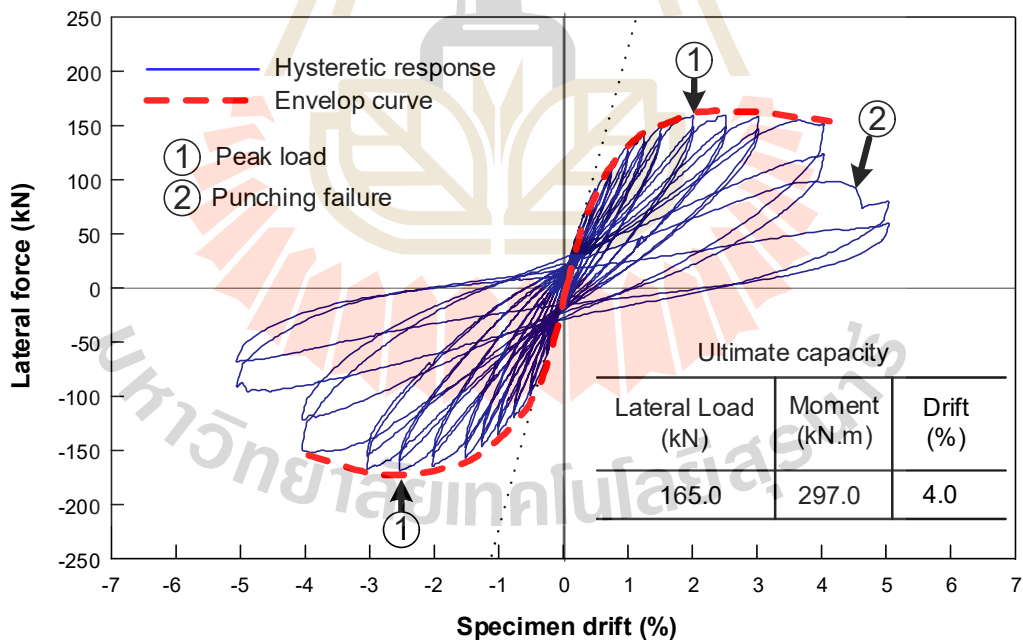
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 3.00%



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 4.00%



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา รอบการเอียงตัวที่ 5.00%



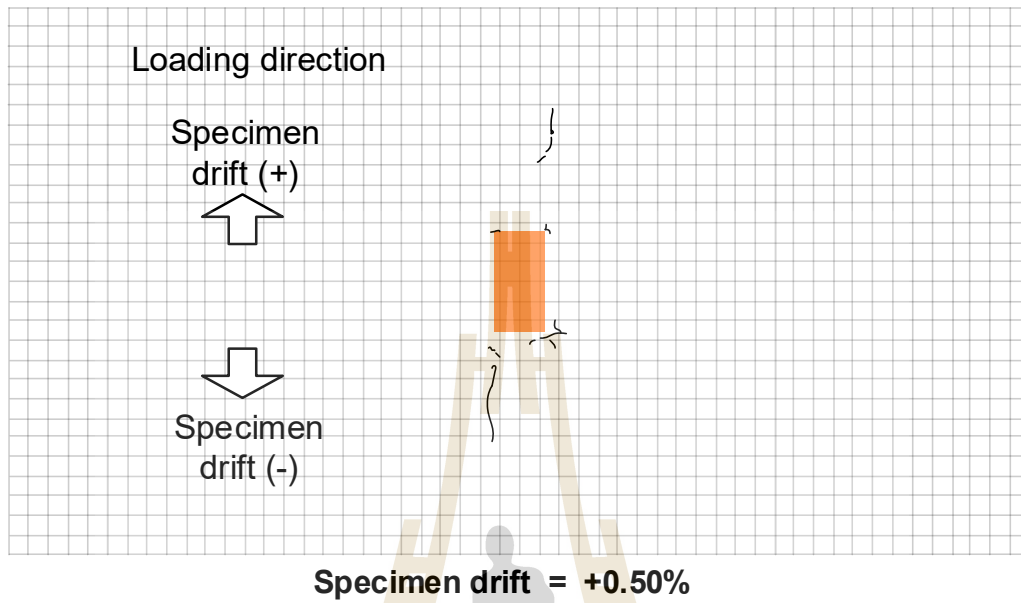
รูปที่ 4.12 ภาพรวมความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาของแบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมเหล็กกับแรงเฉือนในรูปแบบ Double Head Studs

## 4.2 ผลสำรวจพัฒนาการของรอยแตก

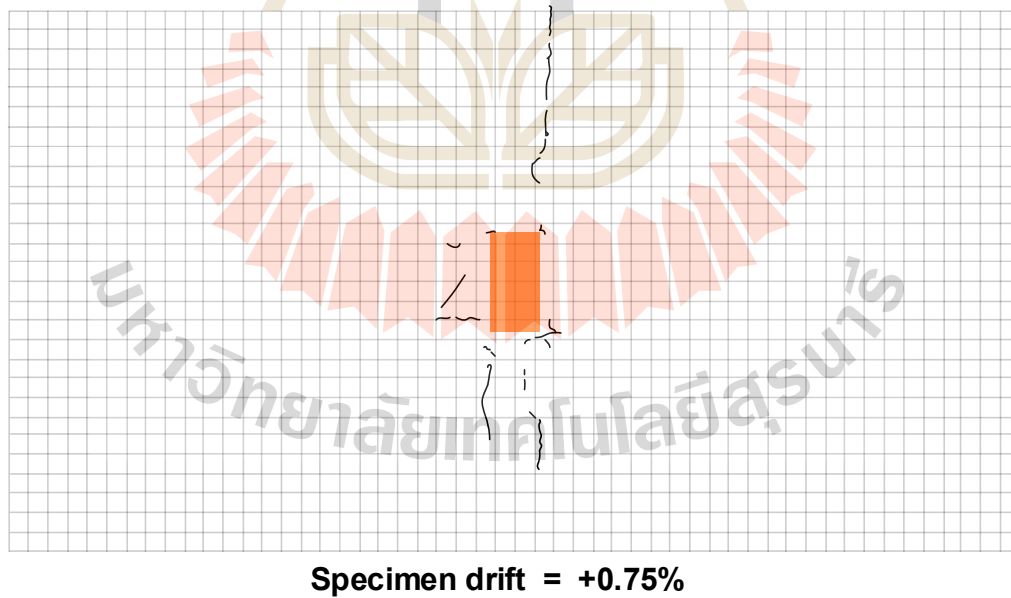
ระหว่างการพัฒนาการของรอยแตกบริเวณผิวบนของพื้น ๓ ตำแหน่งต่างๆ ถูกสำรวจ บนพื้น และเสาของแบบจำลองมีการตีตารางช่องสี่เหลี่ยมขนาดเท่า 10 cm x 10 cm เพื่อใช้อ้างอิงตำแหน่งรอยร้าว โดยรอยร้าวถูกบันทึกด้วยมือและด้วยกล้องดิจิทัลอย่างละเอียดที่ทุกจังหวะการเอียงตัวสูงสุดของเสาในแต่ละรอบการเคลื่อนตัว ข้อมูลภาพถ่ายรอยแตกที่บันทึกไว้ทั้งหมดถูกนำมาวาดขึ้นมาใหม่ให้สมบูรณ์ รูปที่ 4.13 - 4.22 แสดงพัฒนาการของรอยแตกบริเวณผิวบนของพื้น ซึ่งสามารถเห็นเป็นพัฒนาการของรอยแตกที่เกิดขึ้นเมื่อเสาเกิดการเอียงตัวค่าต่างๆ จนสิ้นสุดการทดสอบ

จากการสำรวจพบว่าในช่วงแรกที่เปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาค่า Drift อยู่ระหว่าง 0.00% ถึง 0.25% ยังสำรวจไม่พบรอยแตกที่สามารถมองเห็นได้ แต่เมื่อเข้าสู่การเอียงตัวเท่ากับ 0.50% เริ่มปรากฏรอยแตกตามยาวเริ่มแรกขนาดเล็กจากการตัดด้านทิศเหนือและทิศใต้และพบรอยแตกขนาดเล็กที่มุมเสาเล็กน้อย (ดูรูปที่ 4.13) เมื่อเพิ่มการเอียงตัวขึ้นไปสู่การเอียงตัวเท่ากับ 0.75% รอยแตกขนาดเล็กด้านทิศเหนือเริ่มต่อยาวออกไป และเริ่มเกิดรอยแตกขนาดเล็กขนานกับขอบหน้าตัดเสาตามขวางและรอยแตกเอียงจากการบิดตัวของแผ่นพื้นด้านข้างเสา เมื่อเพิ่มการเอียงตัวขึ้นไปสู่การเอียงตัวเท่ากับ 1.00% รอยแตกขนานกับขอบหน้าตัดเสาตามขวางและรอยแตกเอียงจากการบิดตัวของแผ่นพื้นด้านข้างเสาเริ่มเห็นชัดเจนขึ้น โดยมีรอยแตกตามยาวในทิศเหนือ-ใต้เพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย

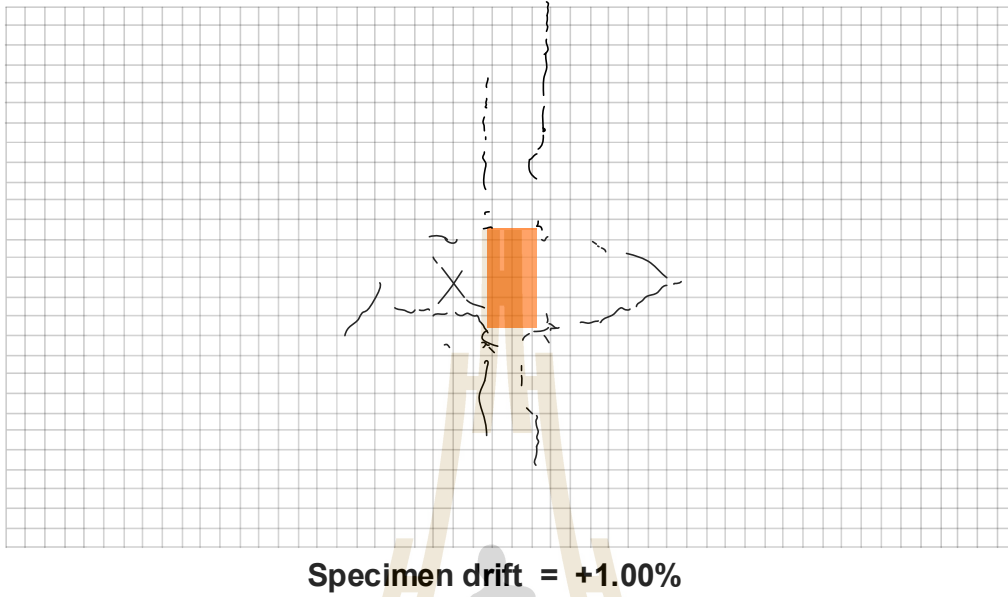
เมื่อเพิ่มการเอียงตัวสูงขึ้นไปสู่ Drift = 1.25% เริ่มปรากฏรอยแตกในแนวทแยงมุม 45 องศาจากมุมเสา (ดูรูปที่ 4.16) เมื่อเพิ่มเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาสูงขึ้นไปสู่ Drift = 1.50% เริ่มพบการแพร่ขยายรอยแตกเอียงจากการบิดตัวของแผ่นพื้นด้านข้างเสาและการแพร่ขยายของรอยแตกในแนวทแยงมุม 45 องศาออกจากมุมเสา (ดูรูปที่ 4.17) และช่วง Drift = 1.50% - 4.00% รอยแตกทางด้านข้างและรอยแตกออกจากมุมเสาเหล่านี้ค่อย ๆ แพร่ขยาย พัฒนาใหญ่ขึ้นและเด่นชัดขึ้นไปตามเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวที่เพิ่มขึ้น จนเมื่อเพิ่ม Drift ถึงค่า 4.51% พบการวิบัติแบบเจาะทะลุ (Punching Failure) เกิดขึ้นที่แผ่นพื้น อย่างไรก็ตามการสำรวจระหว่างการเอียงตัว 1.25% - 4.00% ก่อนการวิบัติพบว่ารอยแตกตามยาวในทางที่ถูกกระทำด้วยแรงสลับทิศจากการทดลอง (ทิศเหนือ-ใต้) มีการขยายแนวเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ส่วนการสำรวจที่เสาไม่พบรอยแตกที่สังเกตเห็นเกิดขึ้นที่เสาดูดการทดลอง ซึ่งบ่งชี้ว่าเสายังคงอยู่ในช่วงมีพฤติกรรมเชิงเส้น (Linear Elastic) ภาพถ่ายด้านบนเมื่อสิ้นสุดการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 4.23 ถึง 4.24 ซึ่งพบว่าแนวการวิบัติแบบเจาะทะลุอยู่ด้านทิศเหนือและใต้อยู่ห่างจากขอบเสาประมาณ 1 เมตร เมื่อทำการตัดสำรวจภาพตัดขวาง ได้ภาพตัดขวางของแผ่นพื้นแสดงดังรูปที่ 4.26 และ 4.27 ซึ่งพบว่าแนวการวิบัติอยู่ด้านนอกบริเวณที่มีการวางหมุดเดือน



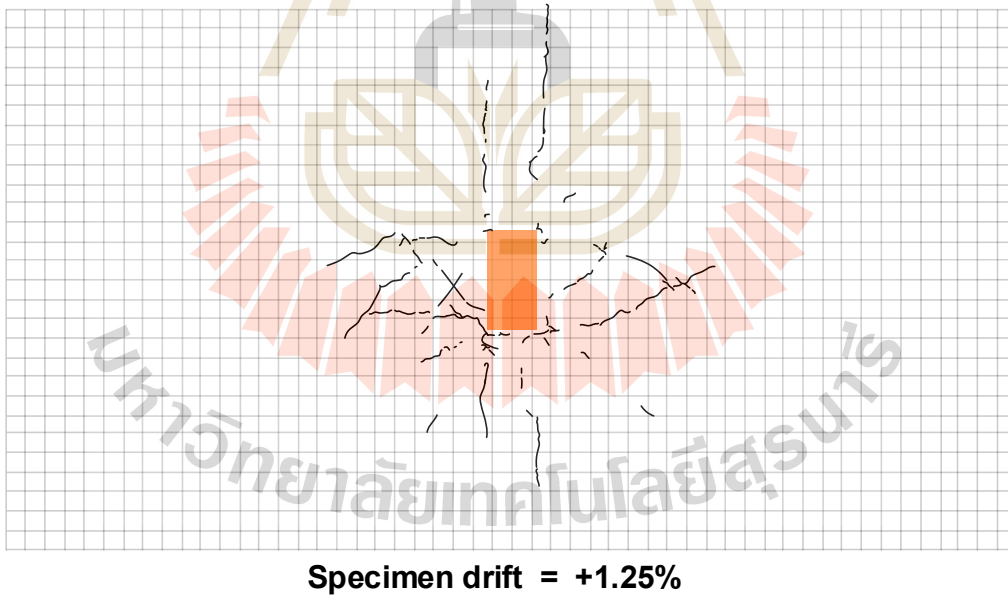
รูปที่ 4.13 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 0.5%



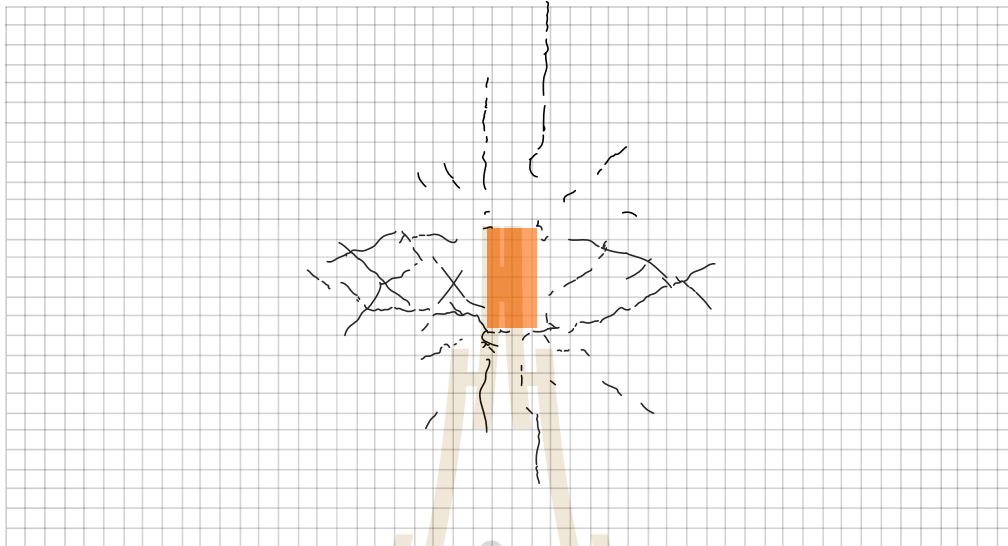
รูปที่ 4.14 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 0.75%



รูปที่ 4.15 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 1.00%

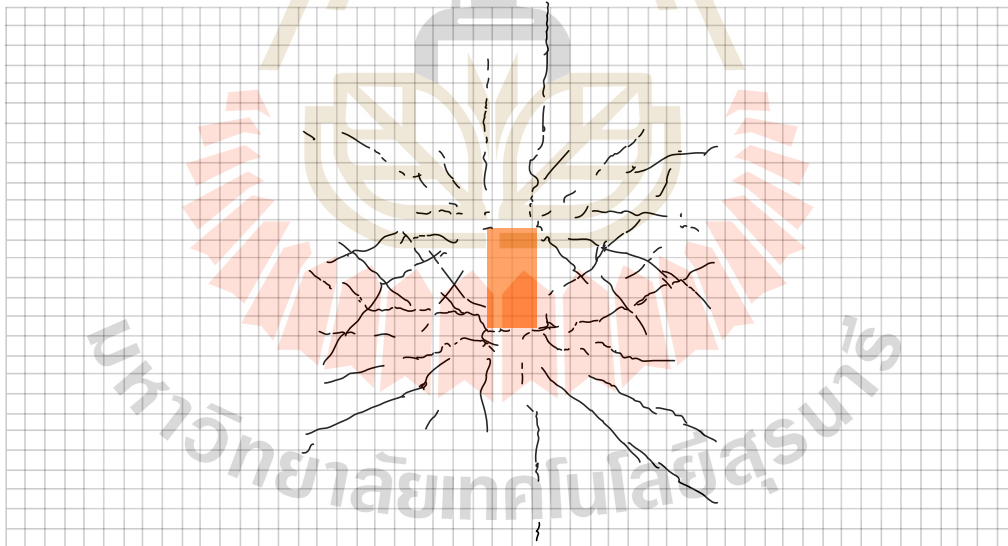


รูปที่ 4.16 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 1.25%



**Specimen drift = +1.50%**

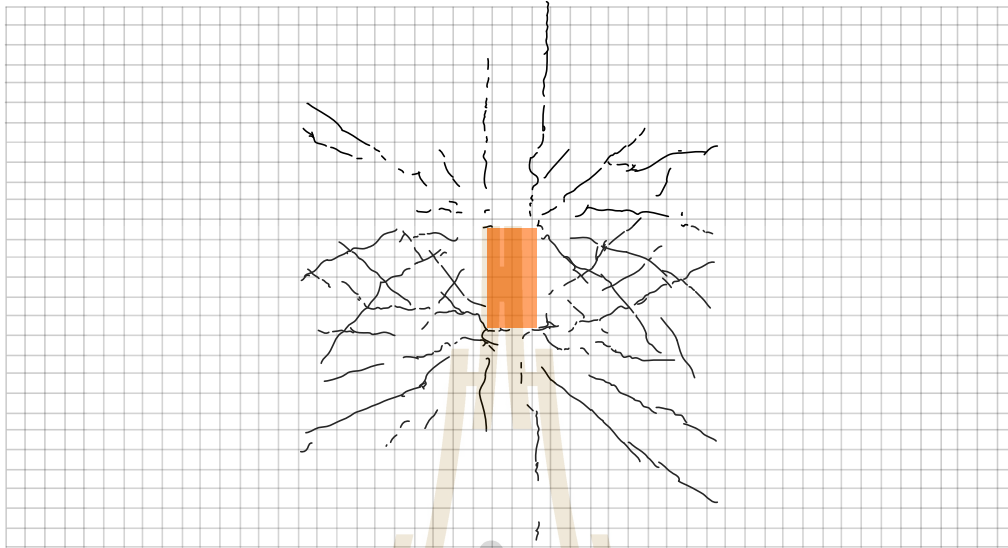
รูปที่ 4.17 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 1.50%



**Specimen drift = +2.00%**

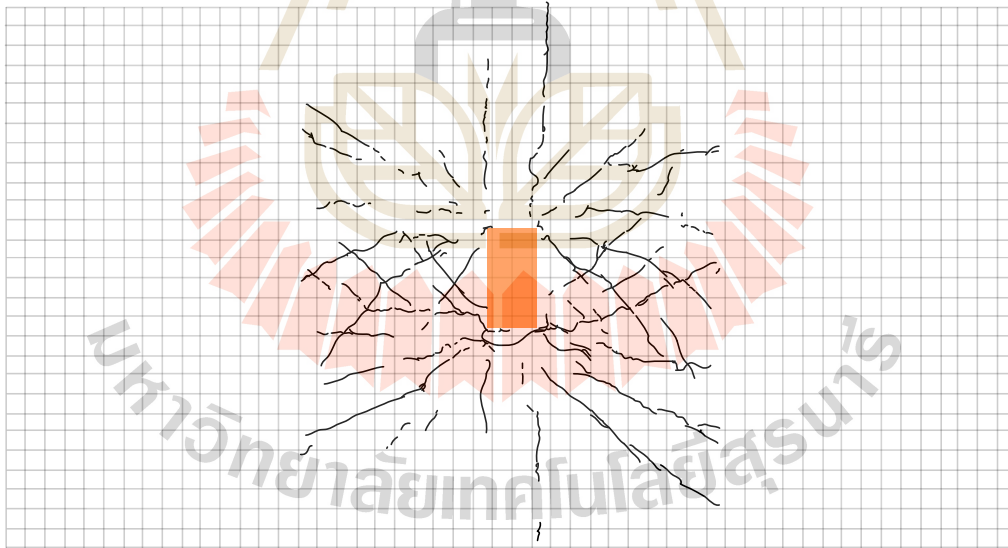
รูปที่ 4.18 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 2.00%





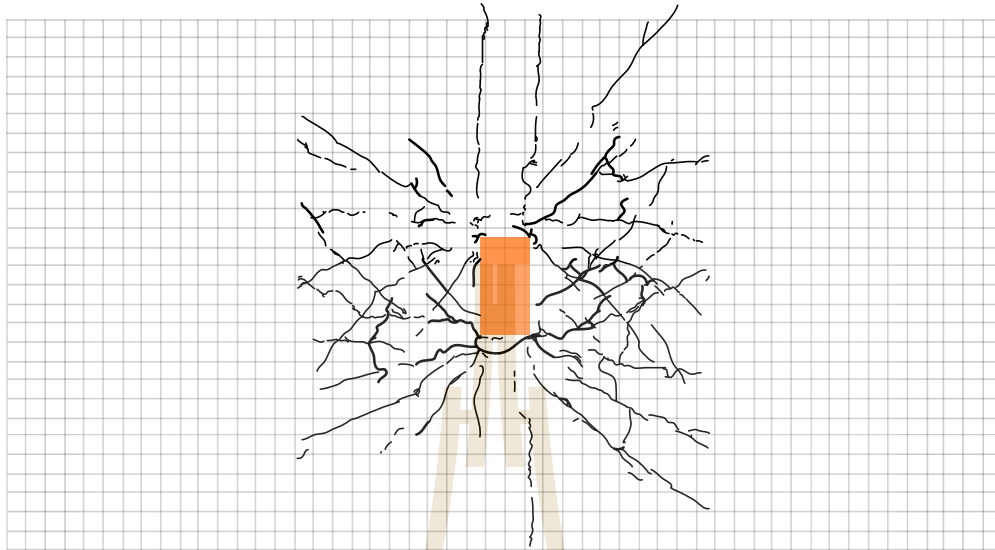
**Specimen drift = +2.50%**

รูปที่ 4.19 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 2.50%



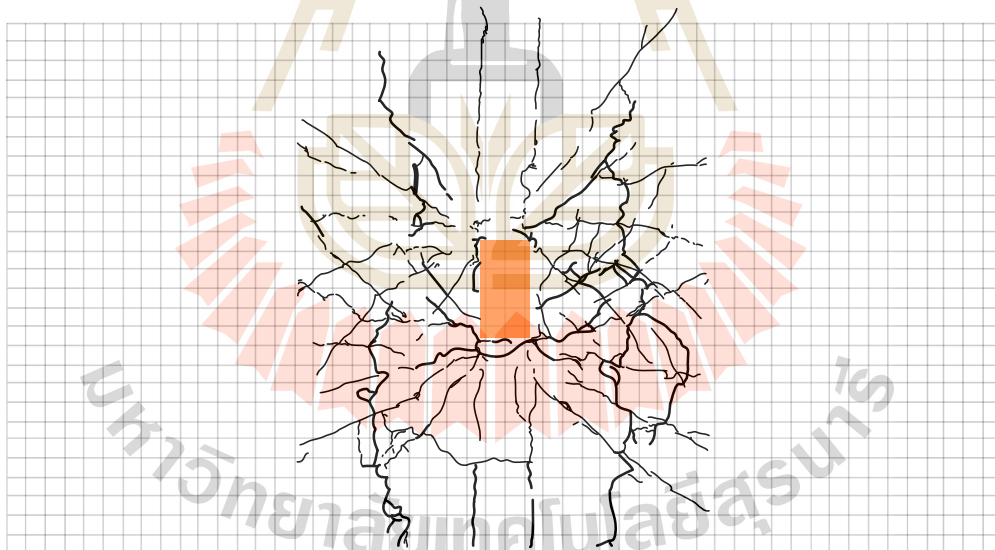
**Specimen drift = +3.00%**

รูปที่ 4.20 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 3.00%



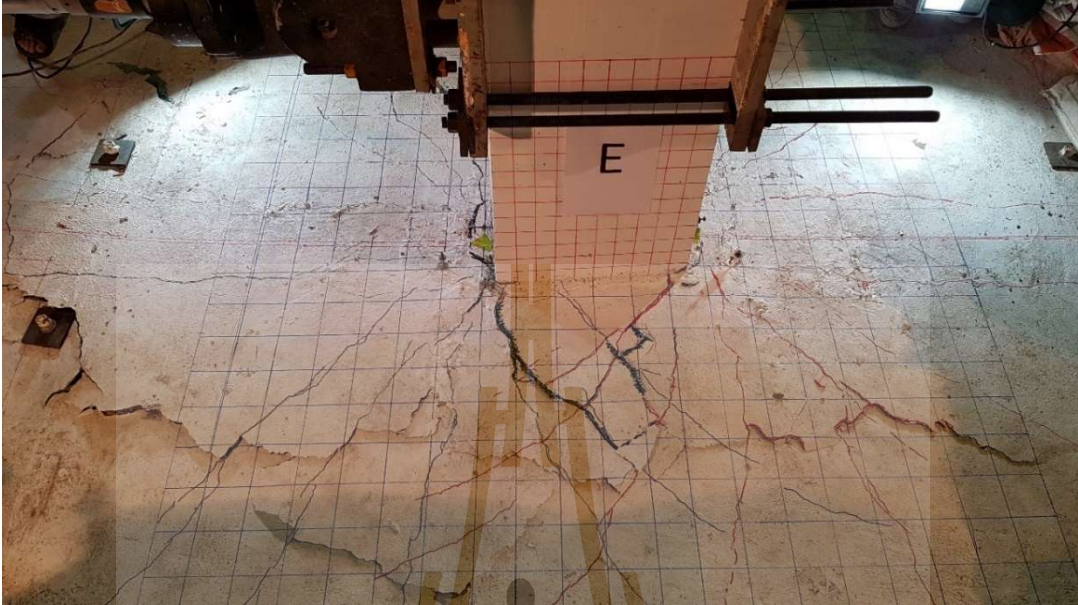
**Specimen drift = +4.00%**

รูปที่ 4.21 พัฒนาการของรอยแตกเมื่อเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาถึงค่า 4.00%

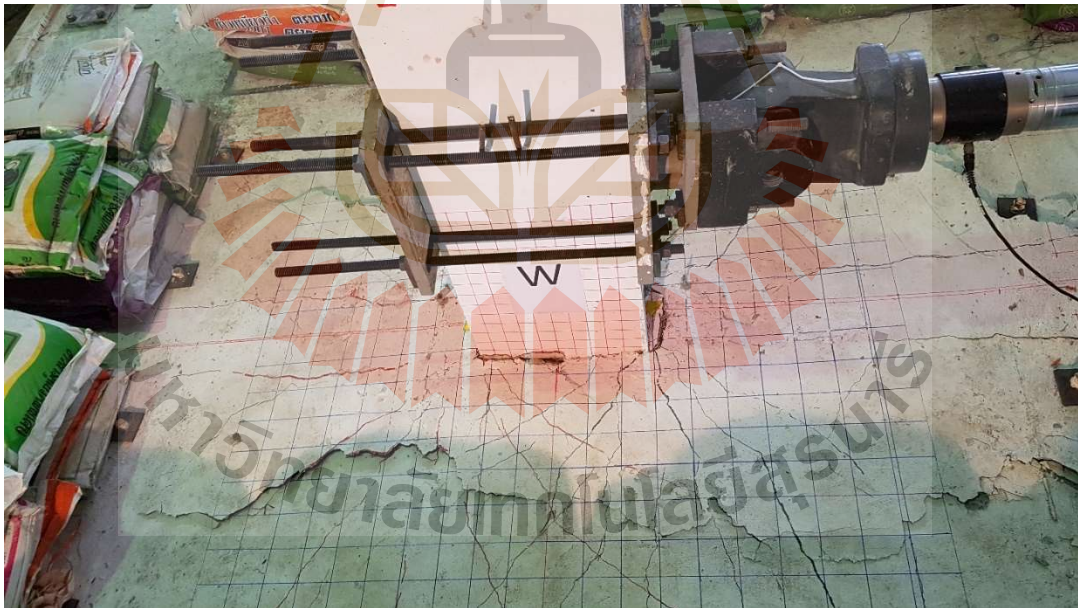


**Specimen drift = +5.00%**

รูปที่ 4.22 รอยแตกด้านบนบนแผ่นพื้นหลังเกิดการวิบัติแบบเจาะทะลุ



รูปที่ 4.23 ภาพถ่ายด้านบนเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ - ด้านทิศตะวันออก



รูปที่ 4.24 ภาพถ่ายด้านบนเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ - ด้านทิศตะวันออก





รูปที่ 4.25 ภาพได้แผ่นพื้นเมื่อแกะส่วนที่แตกร้าวที่หลุดร่อนบริเวณรอบหัวเสาออกหลังการทดสอบ



รูปที่ 4.26 ภาพตัดขวางแสดงแนวการวิบัติ



รูปที่ 4.27 ภาพตัดขวางแสดงแนวการวิบัติด้านทิศเหนือเมื่อแกะส่วนที่แตกร้าวออก

### 4.3 ความเครียดที่ตำแหน่งจุดตรวจวัดต่างๆ

ข้อมูลผลการตรวจวัดค่าความเครียด (Strain) ที่แต่ละจุดตรวจวัดทั้งหมด (ที่ตำแหน่งการติดตั้ง Gauges ให้ไว้ในภาคผนวก ข.) ทั้งในเหล็กเสริมรับแรงในเสา ในหมุดเดือน บนลวดอัดแรง และเหล็กเสริมอื่นๆ ในแผ่นพื้น เช่น เหล็กเสริมบนและล่าง ได้ถูกนำมาพล็อตกราฟเพื่อดูประวัติความเครียดที่เกิดขึ้นขณะทำการทดสอบ ข้อมูลบันทึกประวัติความเครียด (Strain History) ที่วัดได้จากเกจหมายเลขต่างๆ ให้ไว้ในภาคผนวก ง ในหัวข้อ 4.3.1 และ 4.3.2 ข้อมูลค่าความเครียดสูงสุดที่ตรวจวัดได้ในเหล็กเสริมรับแรงในเสาและในหมุดเดือน ถูกนำมาสรุปโดยย่อในตาราง 4.1 และ 4.2 เพื่อให้เห็นภาพรวมพฤติกรรมที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ

#### 4.3.1 ค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ในเหล็กเสริมเสา

ตารางที่ 4.1 แสดงค่าความเครียดสูงสุดที่ตรวจวัดได้ในเหล็กเสริมในเสาของแบบจำลอง วัดโดยเกจติดตั้งอยู่ที่เหล็กเสริมหลักของเสาจำนวน 10 ตัว (C1-C10) และที่เหล็กปลอกจำนวน 4 ตัว (S1-S4) ซึ่งตำแหน่งของเกจที่ใช้ในการตรวจวัดสามารถดูได้ในรูป ข 4 (ในภาคผนวก ข.) ค่าในตารางที่ 4.1 ระบุว่าค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ในเหล็กเสริมเสามีค่าต่ำกว่าความเครียดที่จุดคราก ( $2,000 \times 10^{-6}$  สำหรับเหล็กชั้นคุณภาพ SD 40) ซึ่งค่าความเครียดสูงสุดที่วัดได้สอดคล้องกับผลการสำรวจที่ไม่พบรอยแตกที่เสาของแบบจำลองในระหว่างการทดสอบที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 4.2 ทั้งผลการตรวจวัดและผลการสำรวจรอยแตกระหว่างการทดสอบเป็นข้อมูลบ่งชี้ว่าพฤติกรรมของเสาแบบจำลองที่ใช้ในการทดสอบยังคงอยู่ในช่วงเชิงเส้นตรง (Linear Elastic) ตามที่ผู้วิจัยได้ทำการออกแบบการทดลองไว้

ตารางที่ 4.1 แสดงค่าความเครียดสูงสุดที่ตรวจวัดได้ในเหล็กเสริมหลักในเสาและเหล็กปลอก

Gauge No.	Maximum Tensile Strain ( $\times 10^6$ )	Gauge No.	Maximum Tensile Strain ( $\times 10^6$ )	Gauge No.	Maximum Tensile Strain ( $\times 10^6$ )
C1	251	C6*	-	S1	2
C2*	-	C7	1,155	S2	479
C3*	-	C8	947	S3	118
C4	685	C9	577	S4	29
C5	353	C10	392		

\* เกจเสียหายขณะทำการตรวจวัด



#### 4.3.2 ค่าความเครียดที่วัดได้ในหมุดเดือน

ตารางที่ 4.2 แสดงค่าความเครียดสูงสุดที่วัดได้ในหมุดเดือนที่ตำแหน่งเกจต่างๆ จำนวน 51 จุด กระจายกันในแต่ละด้านของเสา ทั้งด้านทิศเหนือ (SN) ทิศใต้ (SS) ทิศตะวันออก (SE) และทิศตะวันตก (SW) โดยตำแหน่งการติดตั้งเกจแต่ละตัวแสดงไว้ในรูป ข 4 (ในภาคผนวก ข.) ค่าความเครียดสูงสุดที่เกจแต่ละตัวใน ตาราง 4.2 บ่งชี้ว่าหมุดเดือนแต่ละตัวมีค่าความเครียดสูงสุดต่ำกว่าที่จุดคราก (ประมาณ  $2,000 \times 10^{-6}$  สำหรับ เหล็กชั้นคุณภาพ SD 40) และบอกเป็นนัยว่าพฤติกรรมของหมุดเดือนแต่ละตัวยังคงมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเชิงเส้นตรง (Linear Elastic) ในระหว่างการทดลอง

ตารางที่ 4.2 ค่าความเครียดสูงสุดที่วัดได้ในหมุดเดือน ตลอดการทดลอง

Gauge No.	Maximum Strain ( $\times 10^6$ )	Gauge No.	Maximum Strain ( $\times 10^6$ )	Gauge No.	Maximum Strain ( $\times 10^6$ )	Gauge No.	Maximum Strain ( $\times 10^6$ )
SN1	251	SS1	1083	SE1	1,301	SW1	1,138
SN2	494	SS2	389	SE2	724	SW2	862
SN3	438	SS3	226	SE3	825	SW3	1,222
SN4	502	SS4	162	SE4	972	SW4	753
SN5	652	SS5	308	SE5	221	SW5	367
SN6	203	SS6	251	SE6	717	-	-
SN7	426	SS7	433	SE7	1,288	-	-
SN8	208	SS8	261	SE8	1,013	-	-
SN9	87	SS9	757	SE9	328	-	-
SN10	410	SS10	1,232	SE10	227	-	-
SN11	479	SS11	549	SE11	1,766	-	-
SN12	577	SS12	720	SE12	1,638	-	-
SN13	390	SS13	471	SE13	938	-	-
SN14	383	SS14	332	SE14	1,338	-	-
SN15	502	SS15	574	SE15	243	-	-
-	-	SS16	576	-	-	-	-

### 4.3.3 การกระจายความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆ

Strain History ในภาคผนวก ง ที่ได้จากการตรวจวัดที่ตำแหน่ง Gauge หมายเลขต่างๆ ถูกนำมาวิเคราะห์และประมวลผลเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการกระจายความเครียดที่เกิดขึ้นในแต่ละด้านของเสา ในขณะที่เสาเกิดการโยกตัวสลับทิศที่ค่า Drift สูงสุดในแต่ละรอบโดยละเอียด ทั้งในหมุดเดือน ลวดอัดแรง และเหล็กเสริมอื่นๆ ค่าการกระจายตัวของความเครียดที่ตรวจวัดได้ แสดงในรูปที่ 4.28 – 4.79 ดังนี้

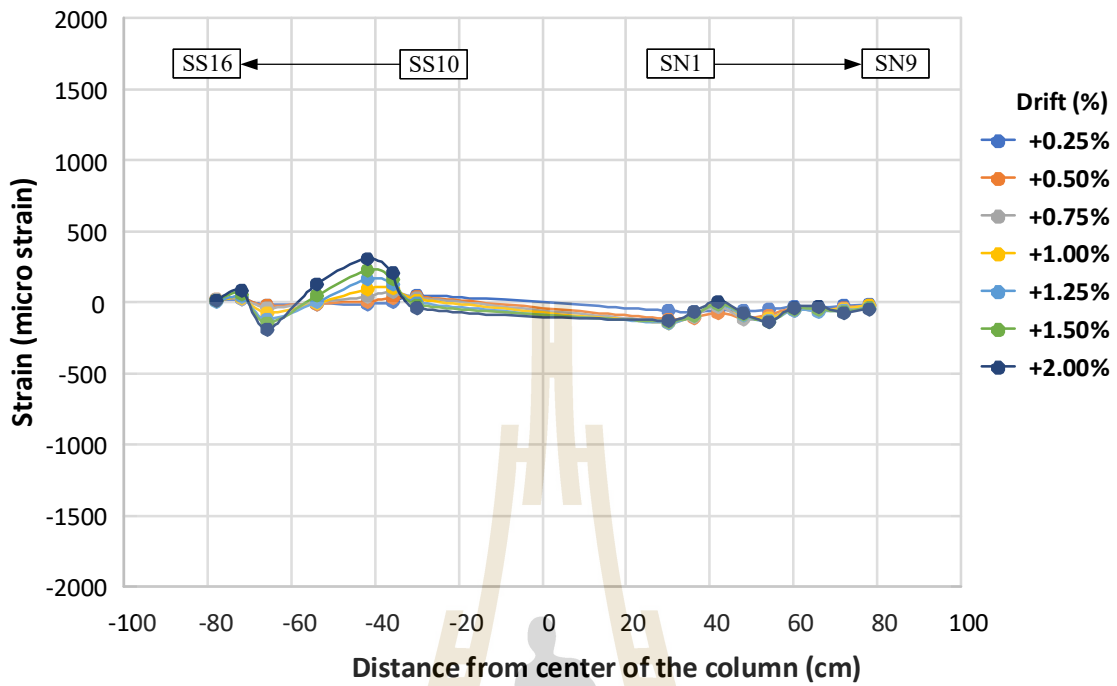
รูปที่ 4.28 – 4.47 แสดงการกระจายความเครียดในหมุดเดือน ในทิศ N-S และ ทิศ E-W

รูปที่ 4.48 – 4.55 แสดงการกระจายความเครียดในลวดอัดแรง ในทิศ N-S และ ทิศ E-W

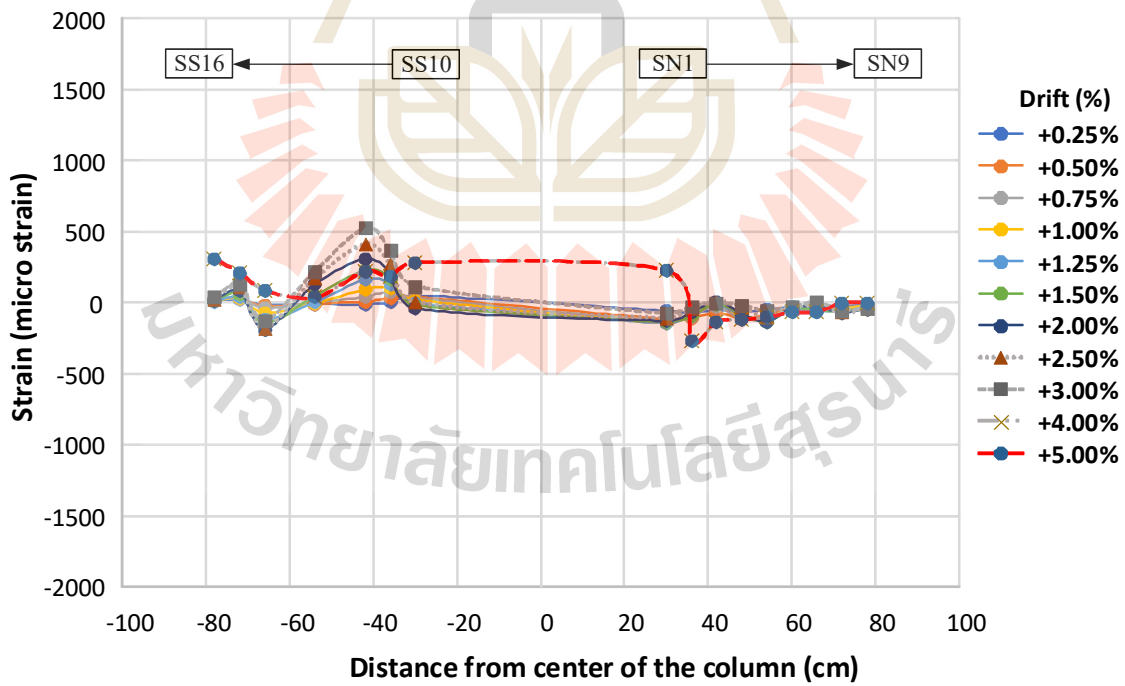
รูปที่ 4.56 – 4.63 แสดงการกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่าง ในทิศ N-S และ ทิศ E-W

รูปที่ 4.64 – 4.79 แสดงการกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบน ในทิศ N-S และ ทิศ E-W

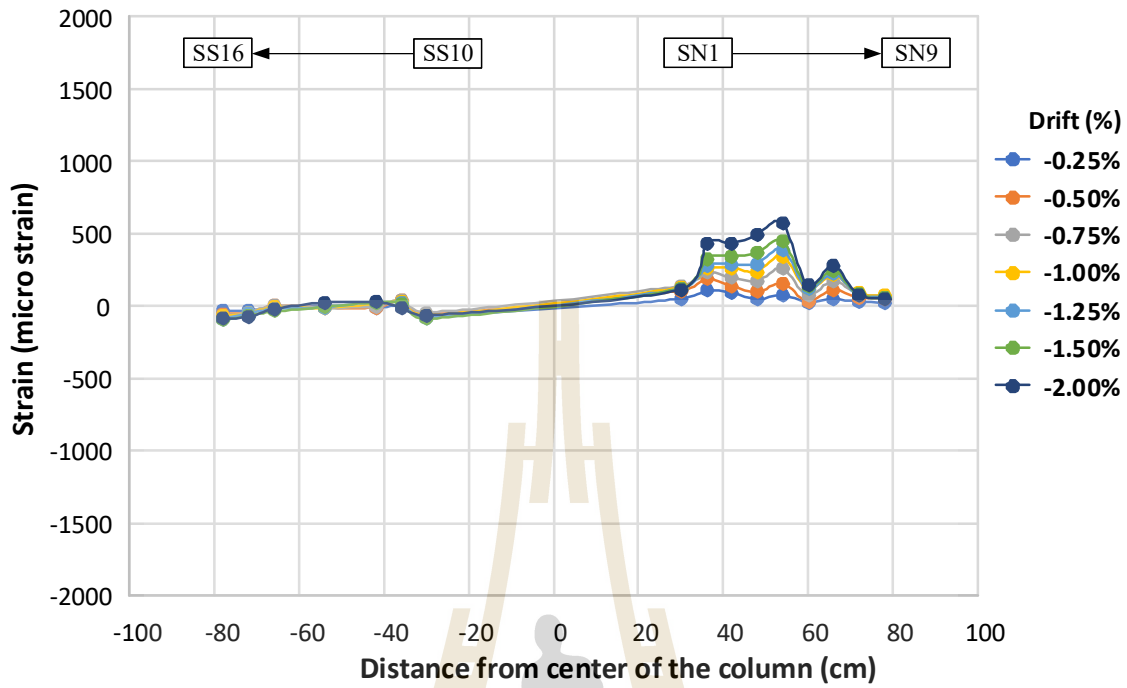
ข้อมูล Strain History (ในภาคผนวก ง) และค่าการกระจายตัวของความเครียดที่ตรวจวัดได้บนเหล็กเสริมในแผ่นพื้นที่ตำแหน่งต่างๆ ในบริเวณวิกฤติรอบๆเสา (ที่แสดงในรูปที่ 4.28 – 4.79) จะเป็นข้อมูลพื้นฐานที่ทำให้เข้าใจพฤติกรรมที่เกิดขึ้นภายใต้การโยกตัวจากแผ่นดินไหวและกลไกการวิบัติของบริเวณจุดเชื่อมต่อของโครงสร้างที่มีการเสริมหมุดเดือนในแผ่นพื้นต่อไป



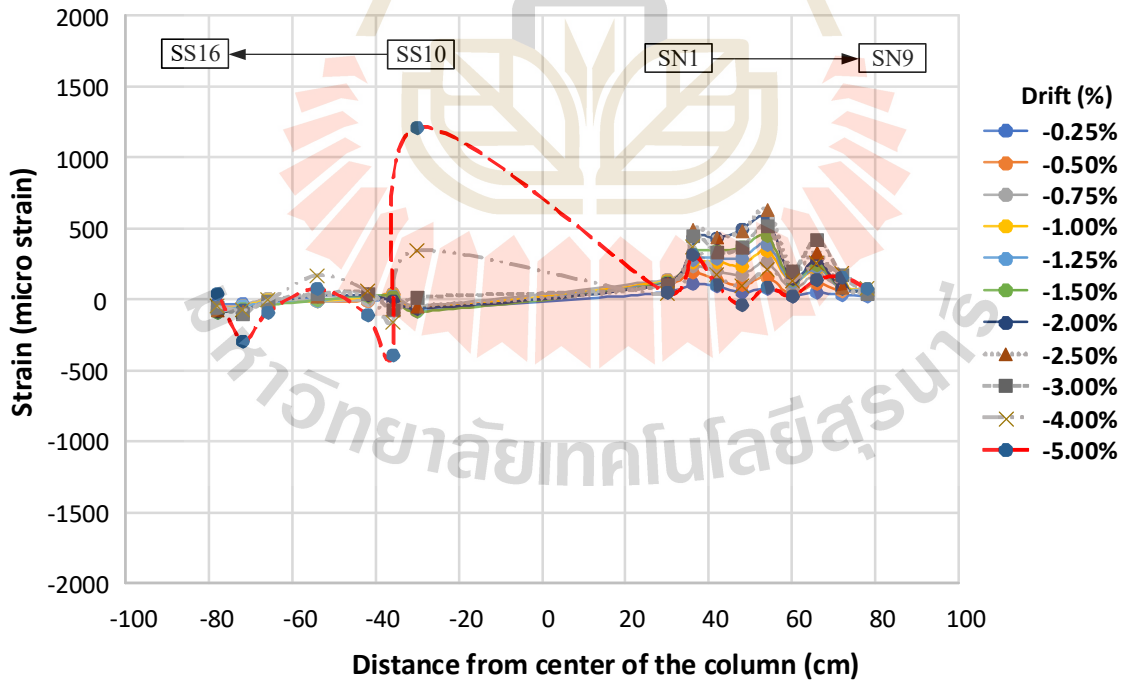
รูปที่ 4.28 การกระจายความเครียดในหมุดเอ็นในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



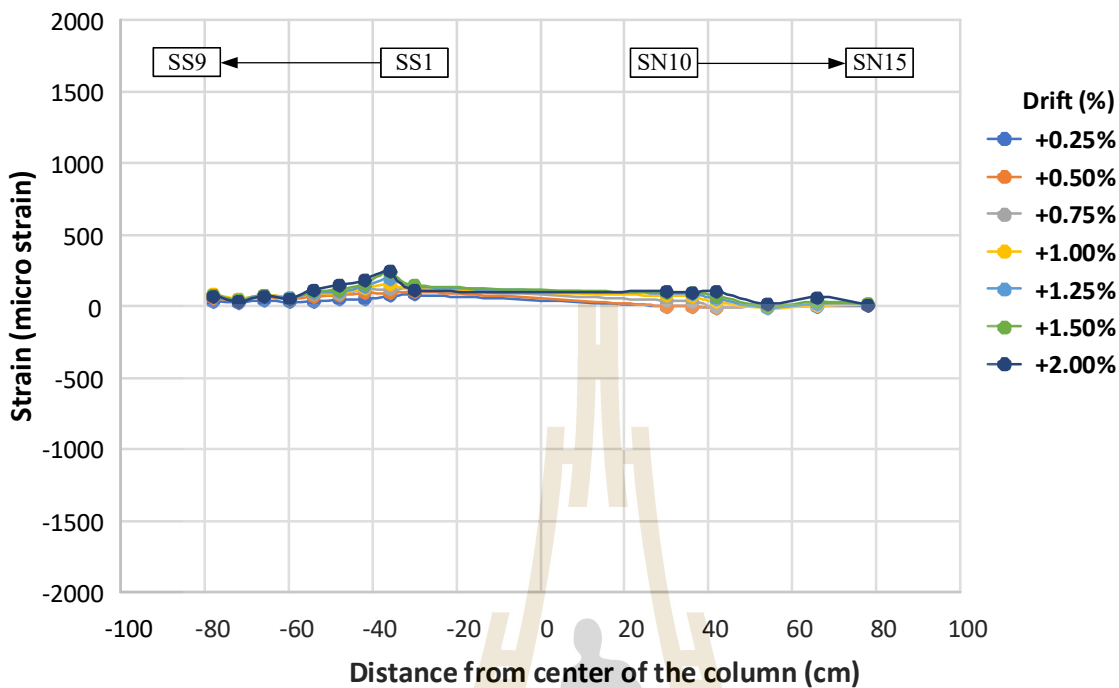
รูปที่ 4.29 การกระจายความเครียดในหมุดเอ็นในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)



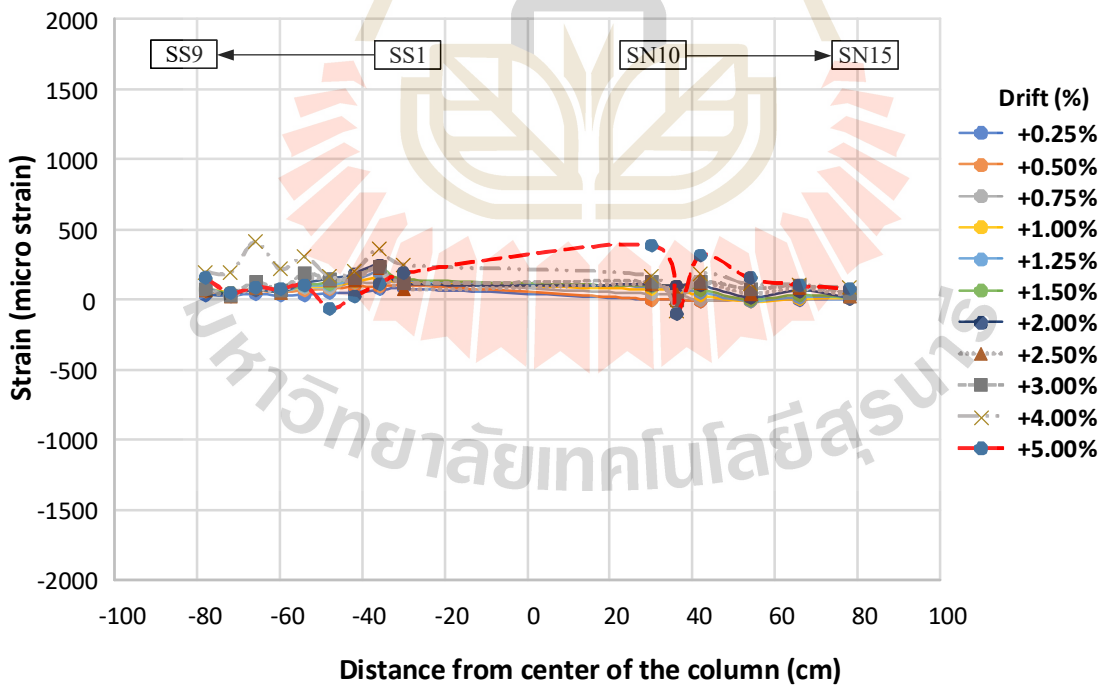
รูปที่ 4.30 การกระจายความเค้นดัดในหมุดเดือ้นในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



รูปที่ 4.31 การกระจายความเค้นดัดในหมุดเดือ้นในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)

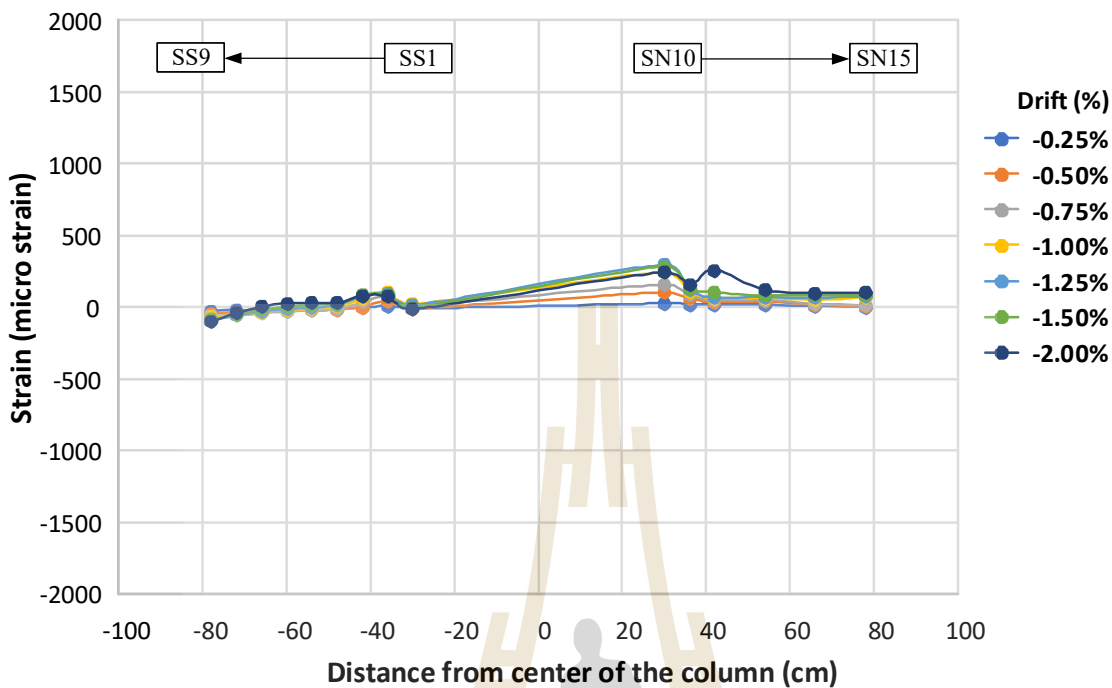


รูปที่ 4.32 การกระจายความเค้นในหมุดเอ็นในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)

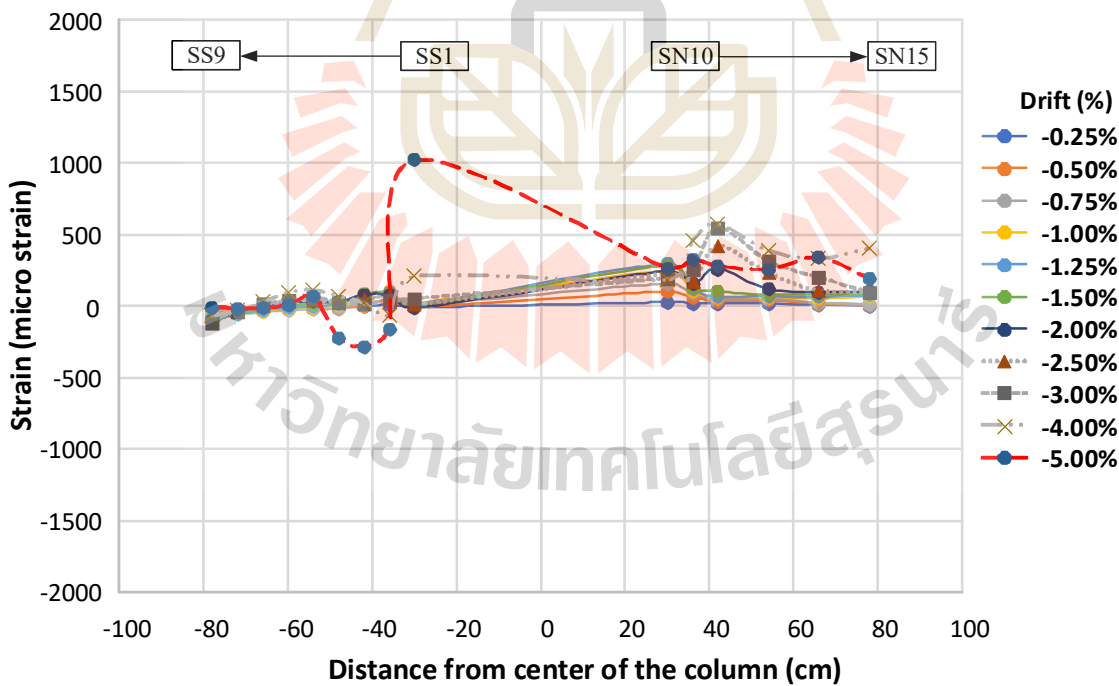


รูปที่ 4.33 การกระจายความเค้นในหมุดเอ็นในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)

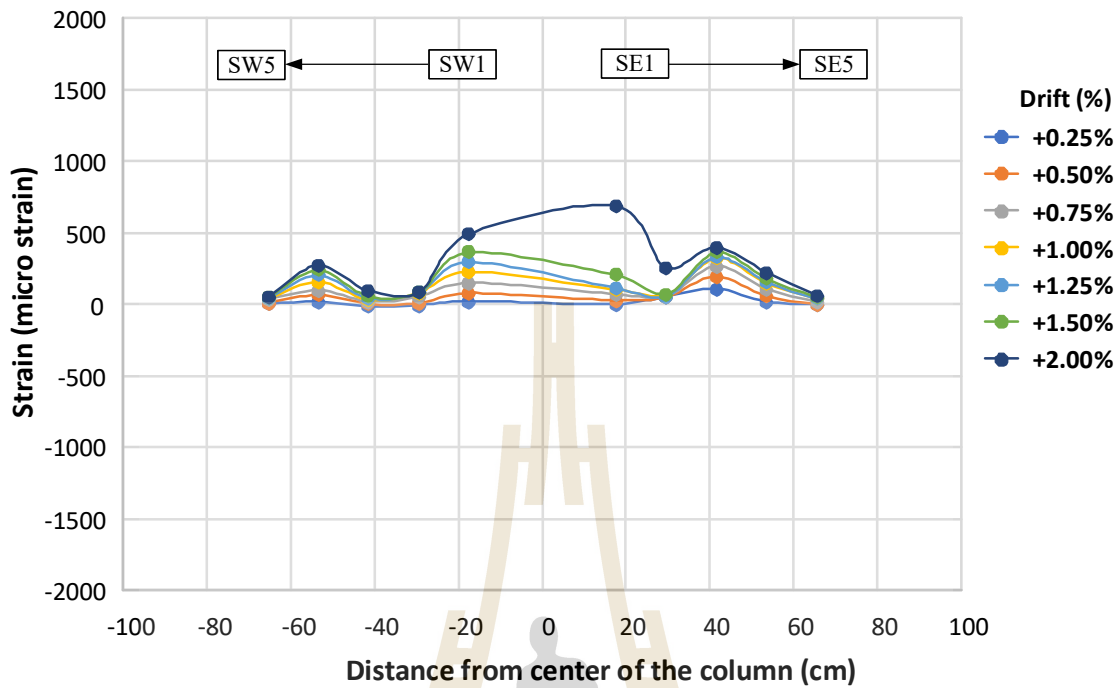




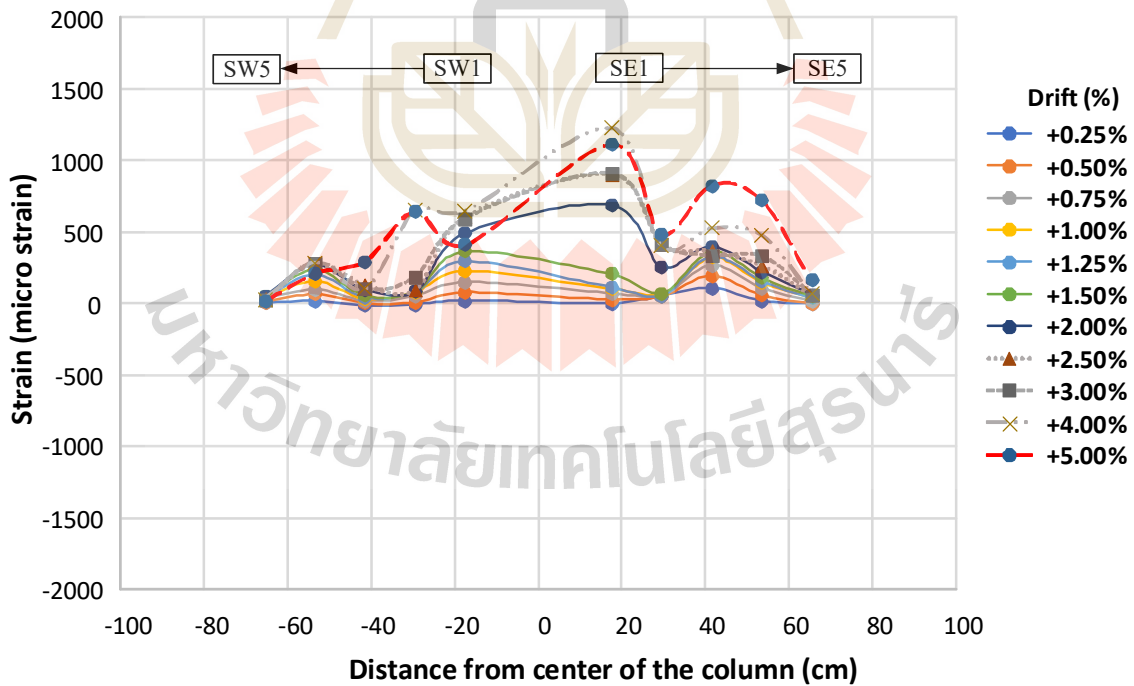
รูปที่ 4.34 การกระจายความเค้นในหมุดเดือยในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



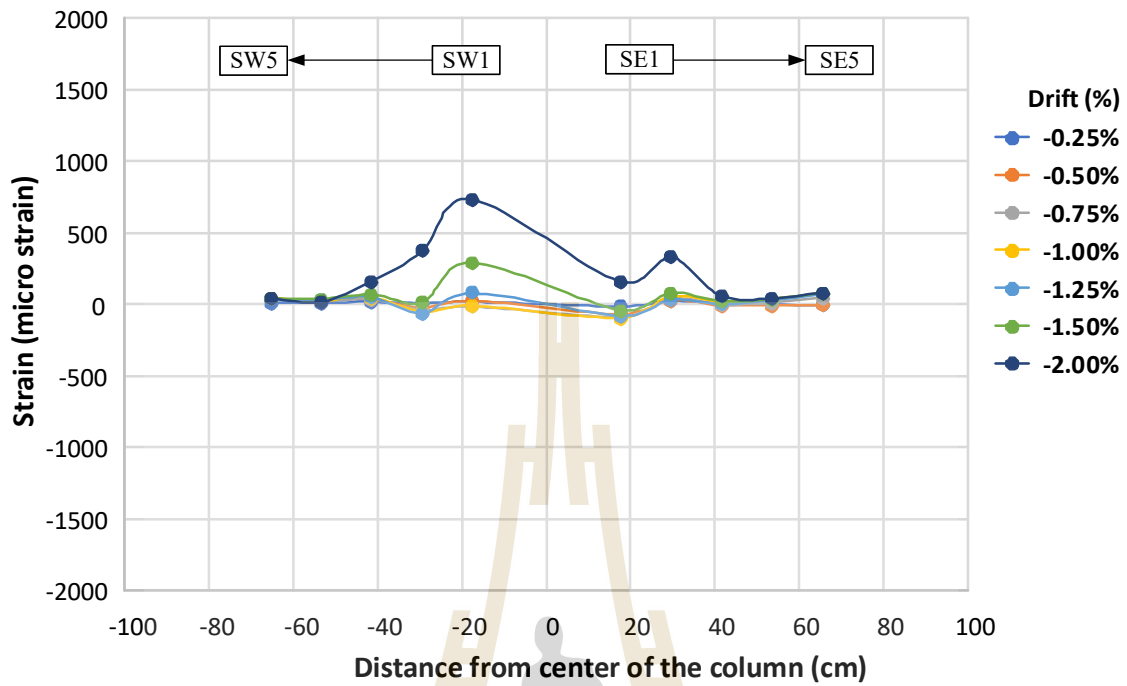
รูปที่ 4.35 การกระจายความเค้นในหมุดเดือยในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)



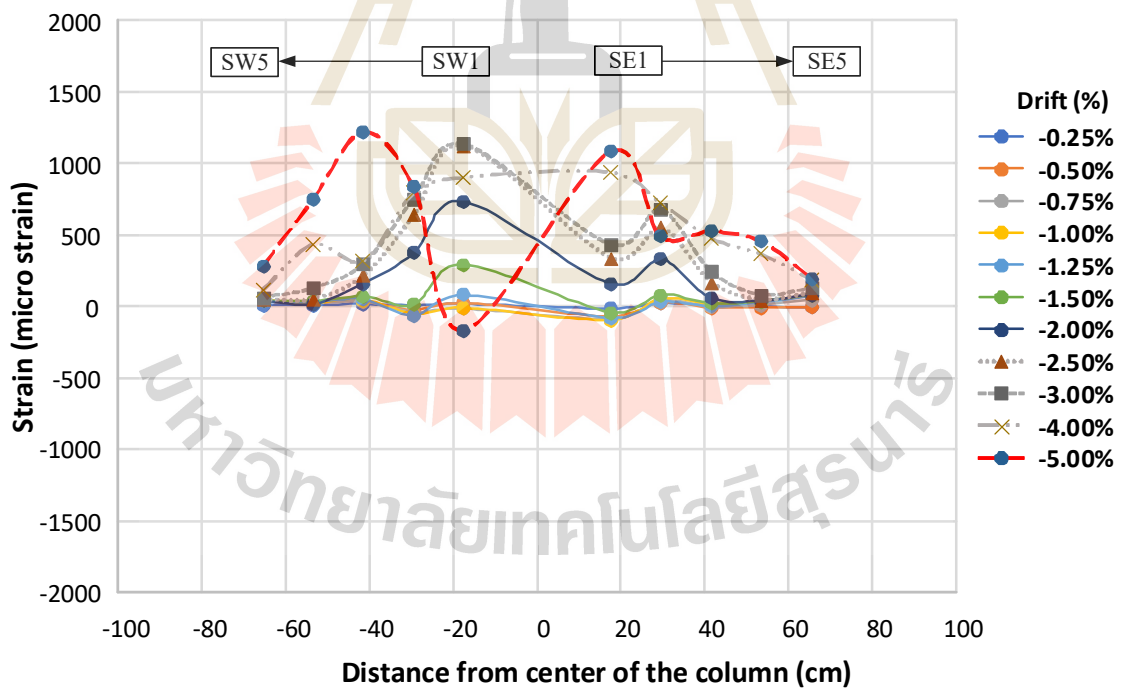
รูปที่ 4.36 การกระจายความเครียดในหมุดเอ็นในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



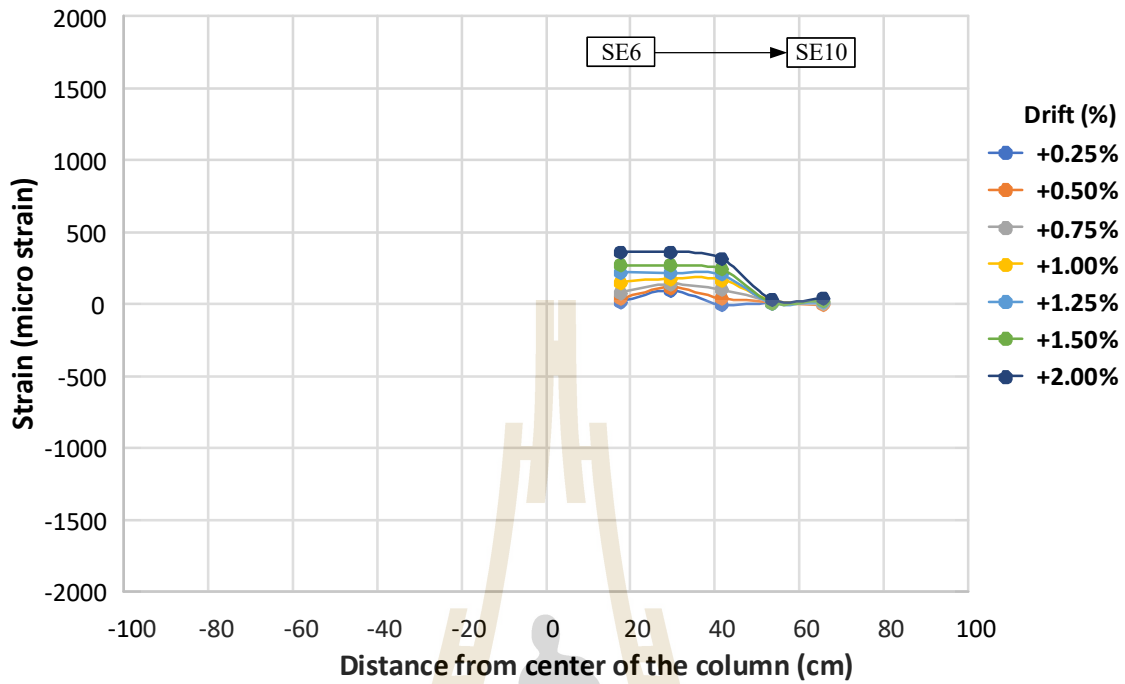
รูปที่ 4.37 การกระจายความเครียดในหมุดเอ็นในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)



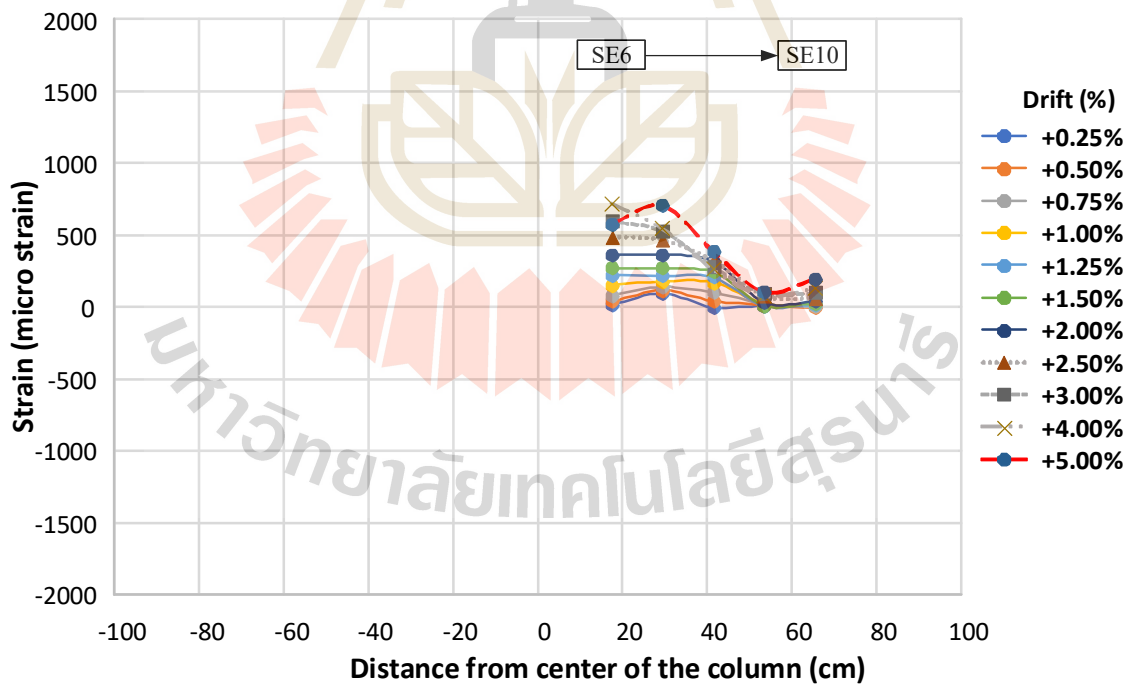
รูปที่ 4.38 การกระจายความเครียดในหมุดเดือนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



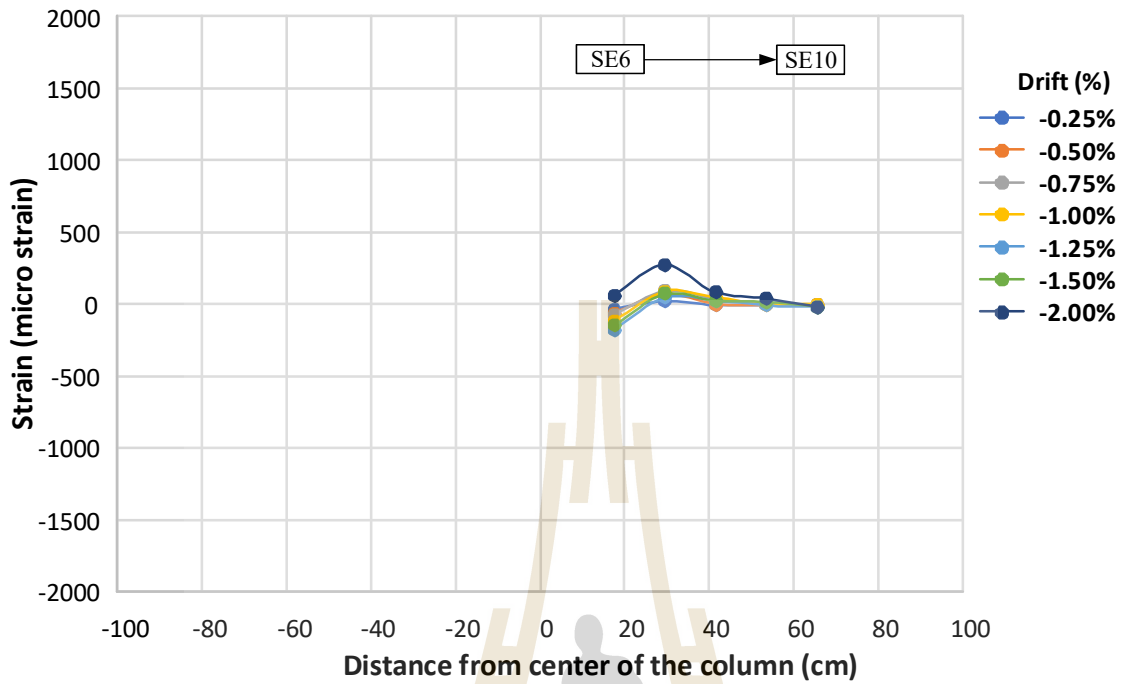
รูปที่ 4.39 การกระจายความเครียดในหมุดเดือนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)



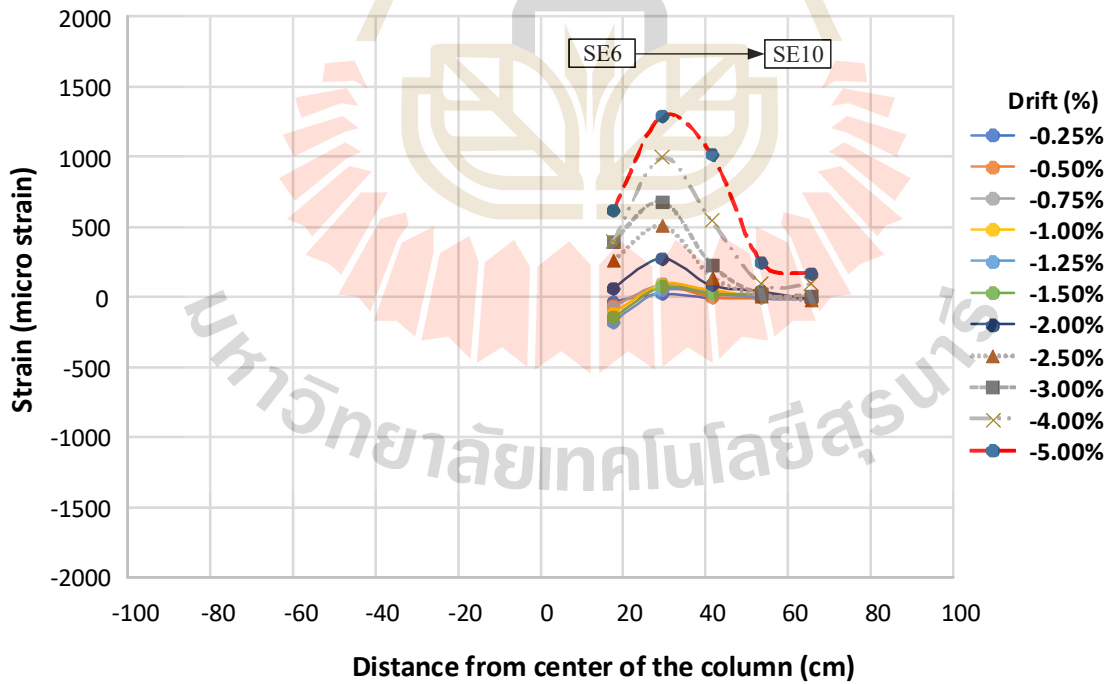
รูปที่ 4.40 การกระจายความเครียดในหมุดเดือ้นในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



รูปที่ 4.41 การกระจายความเครียดในหมุดเดือ้นในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)

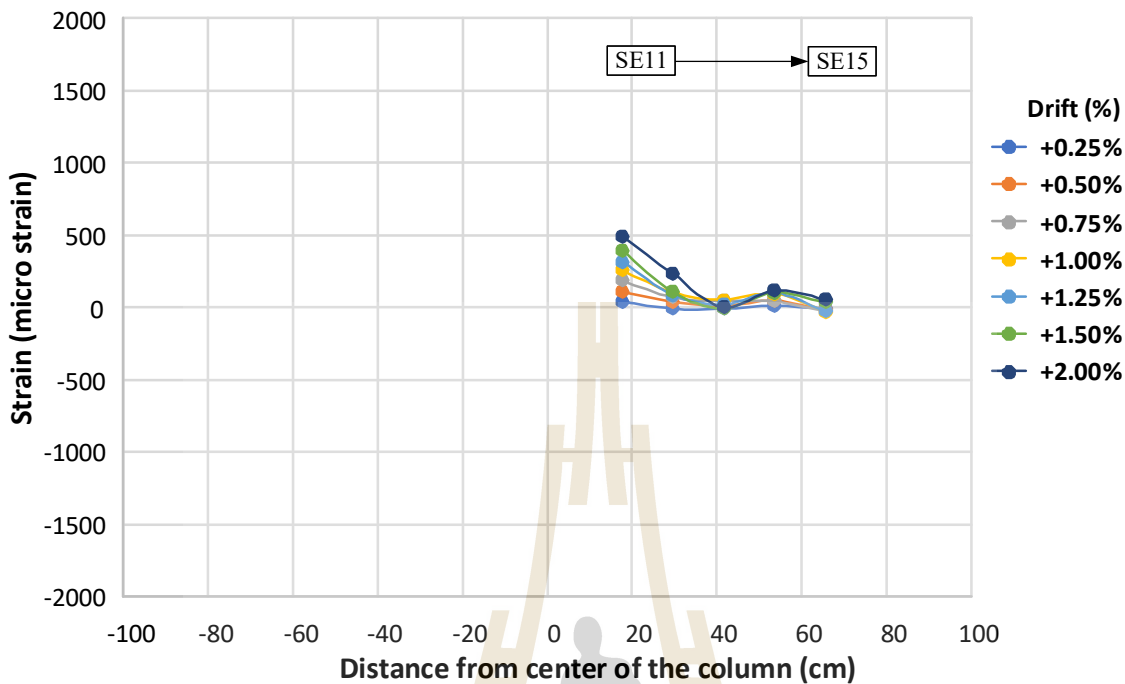


รูปที่ 4.42 การกระจายความเครียดในหมุดเดือนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)

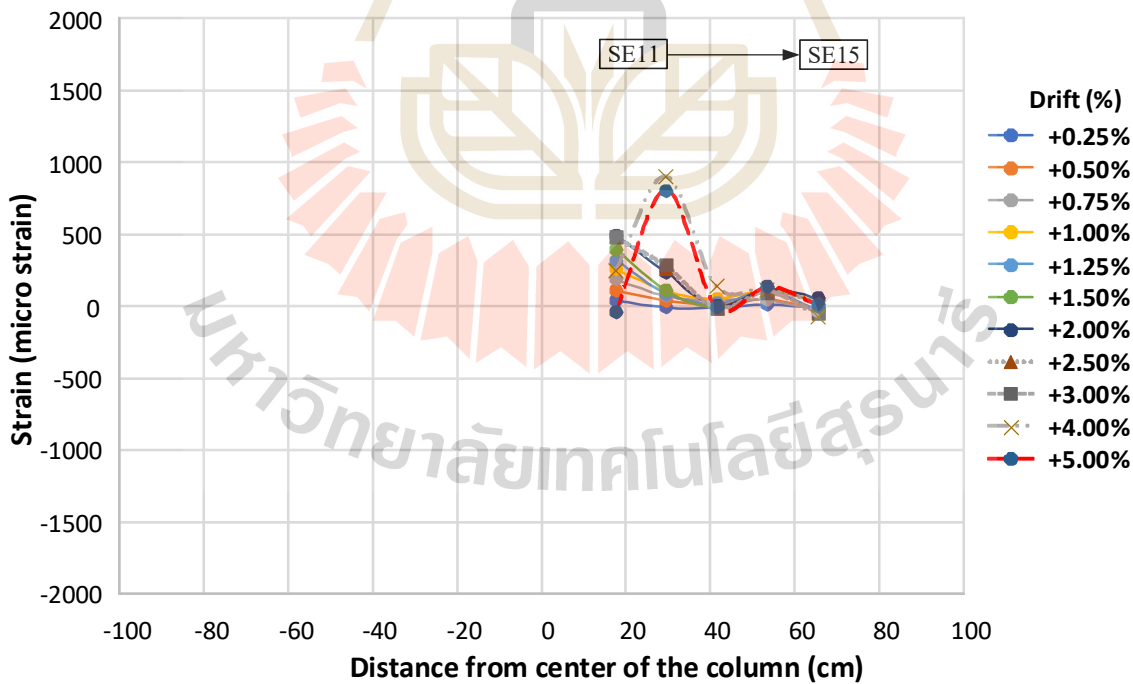


รูปที่ 4.43 การกระจายความเครียดในหมุดเดือนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)

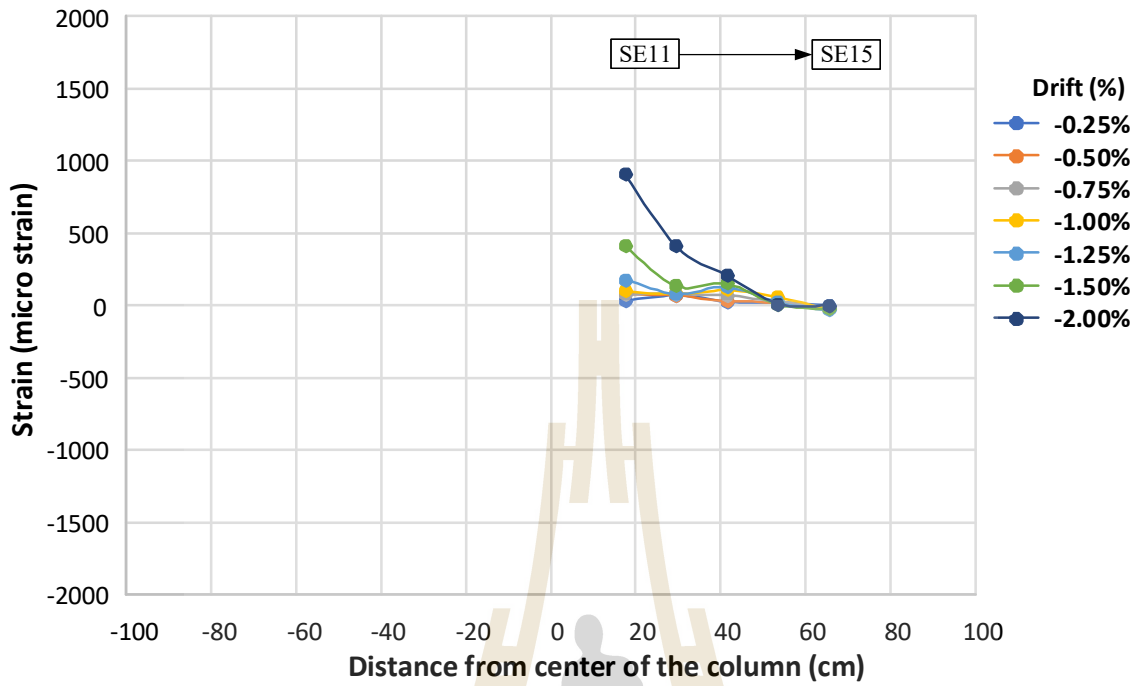




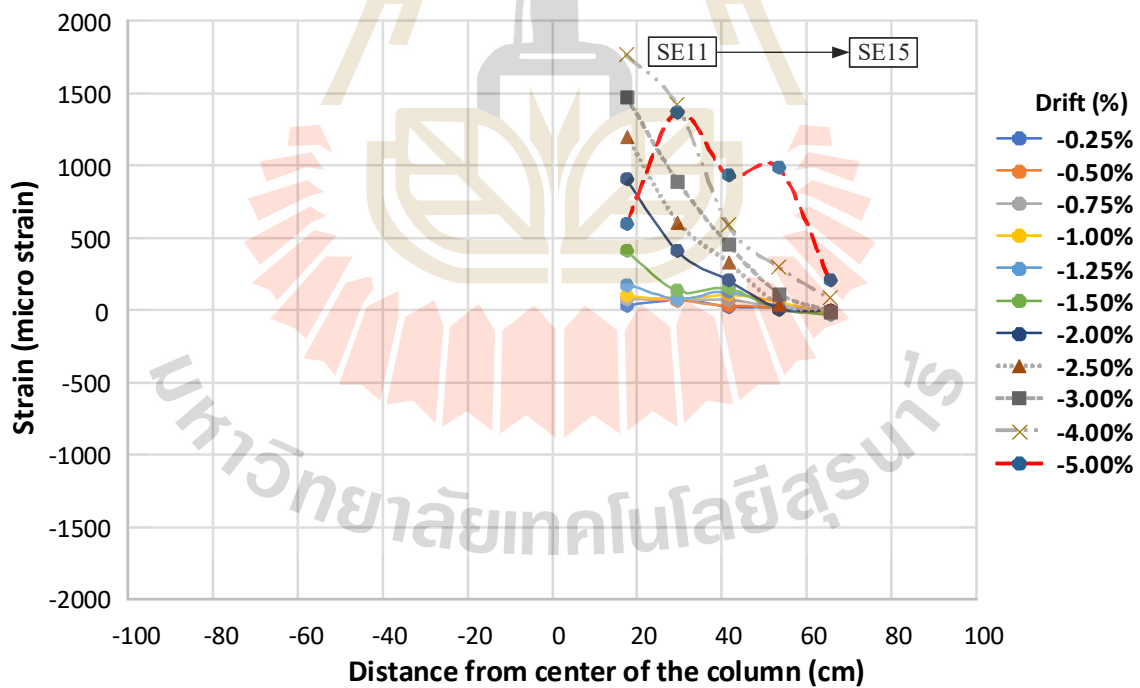
รูปที่ 4.44 การกระจายความเครียดในหมุดเดือ้นในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



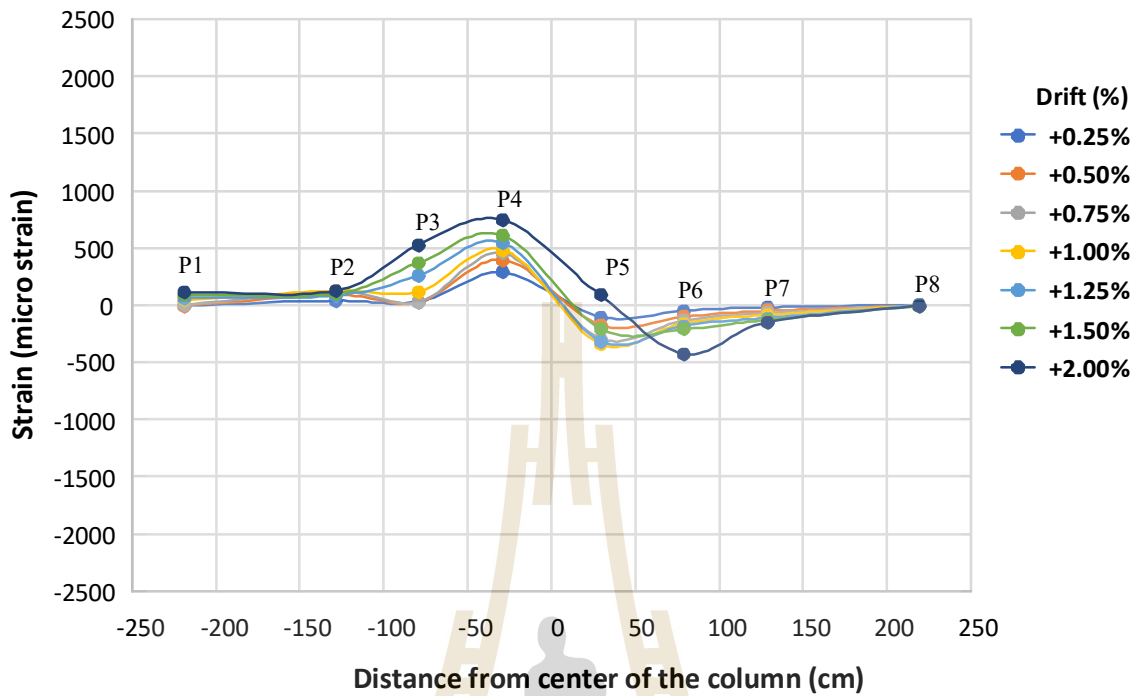
รูปที่ 4.45 การกระจายความเครียดในหมุดเดือ้นในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)



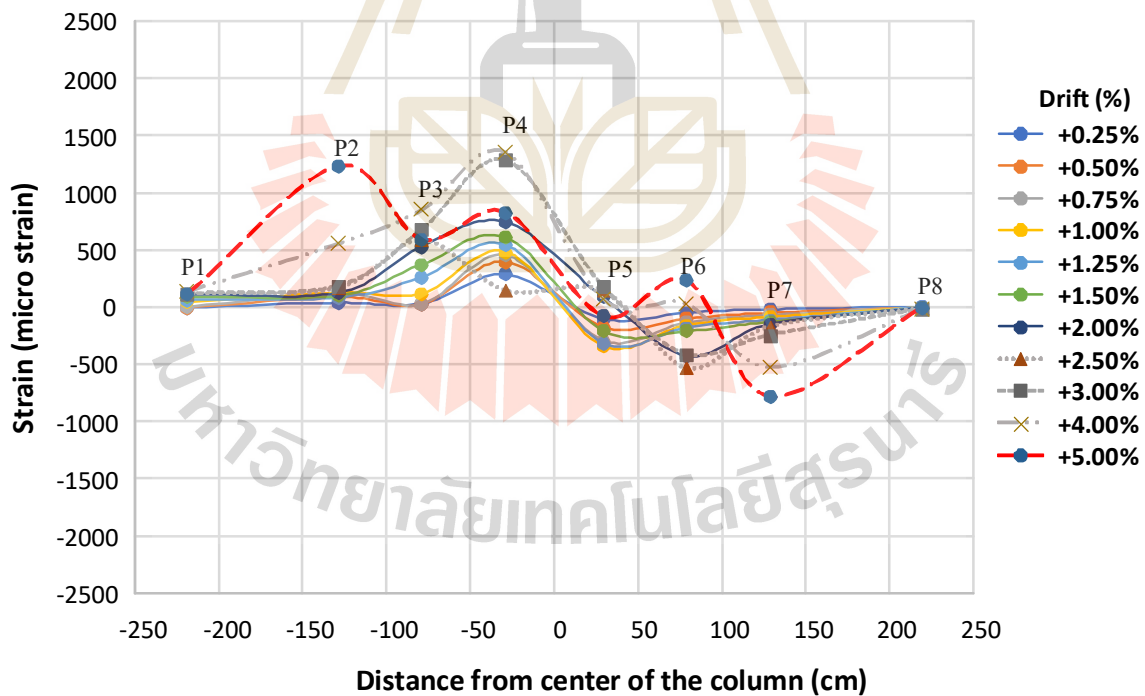
รูปที่ 4.46 การกระจายความเครียดในหมุดเดือนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



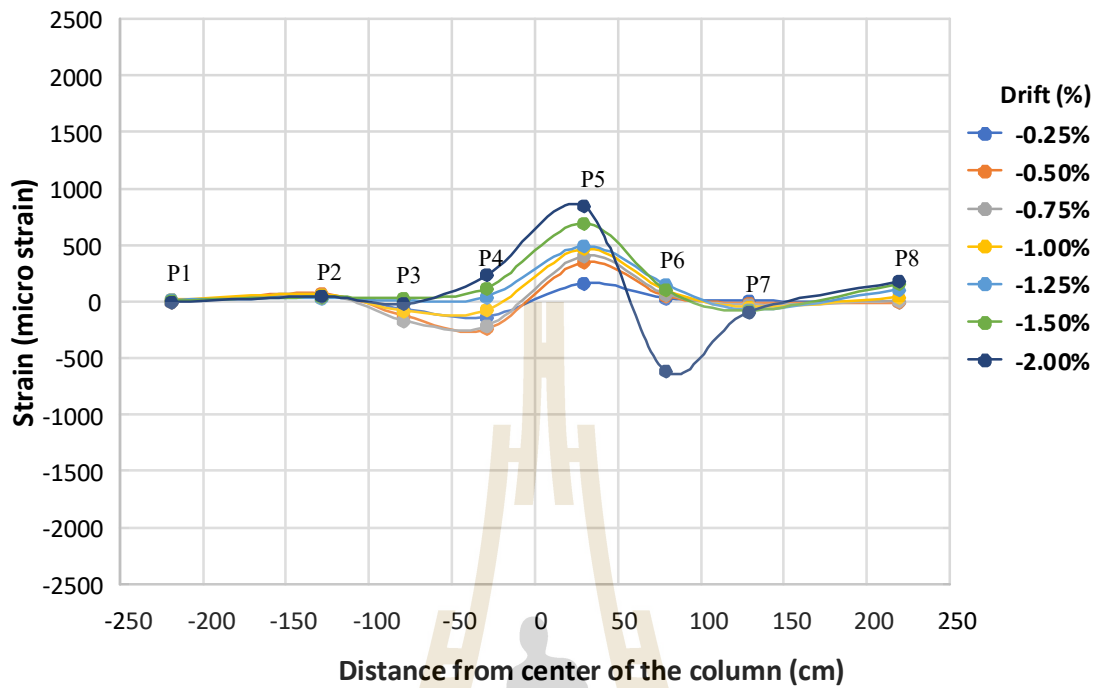
รูปที่ 4.47 การกระจายความเครียดในหมุดเดือนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)



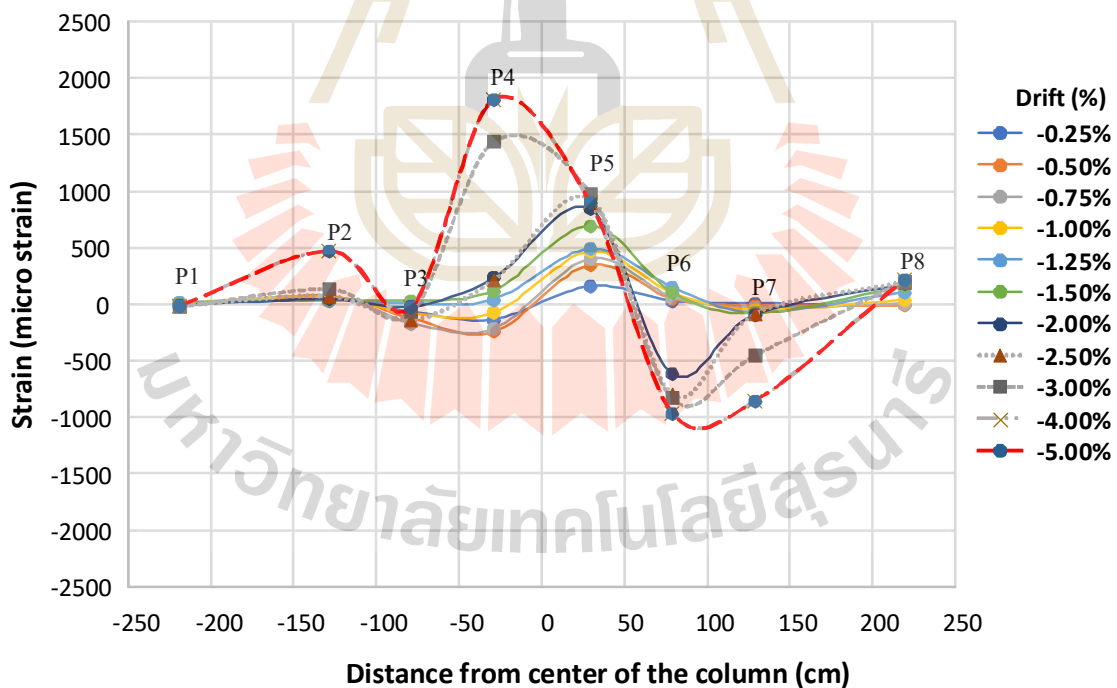
รูปที่ 4.48 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



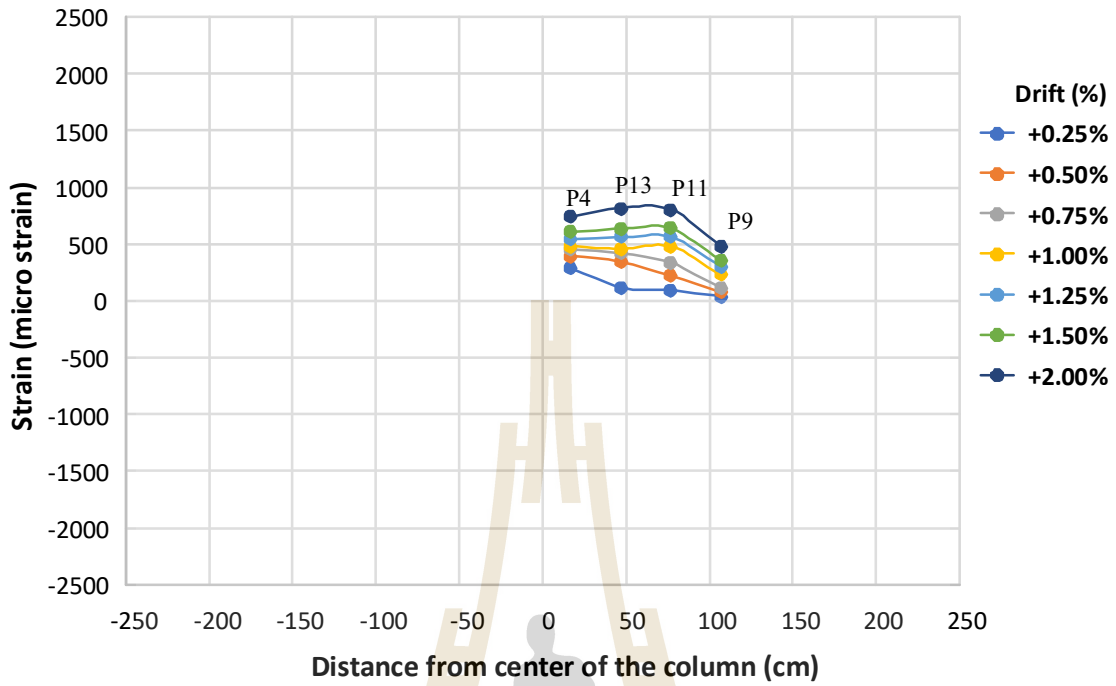
รูปที่ 4.49 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)



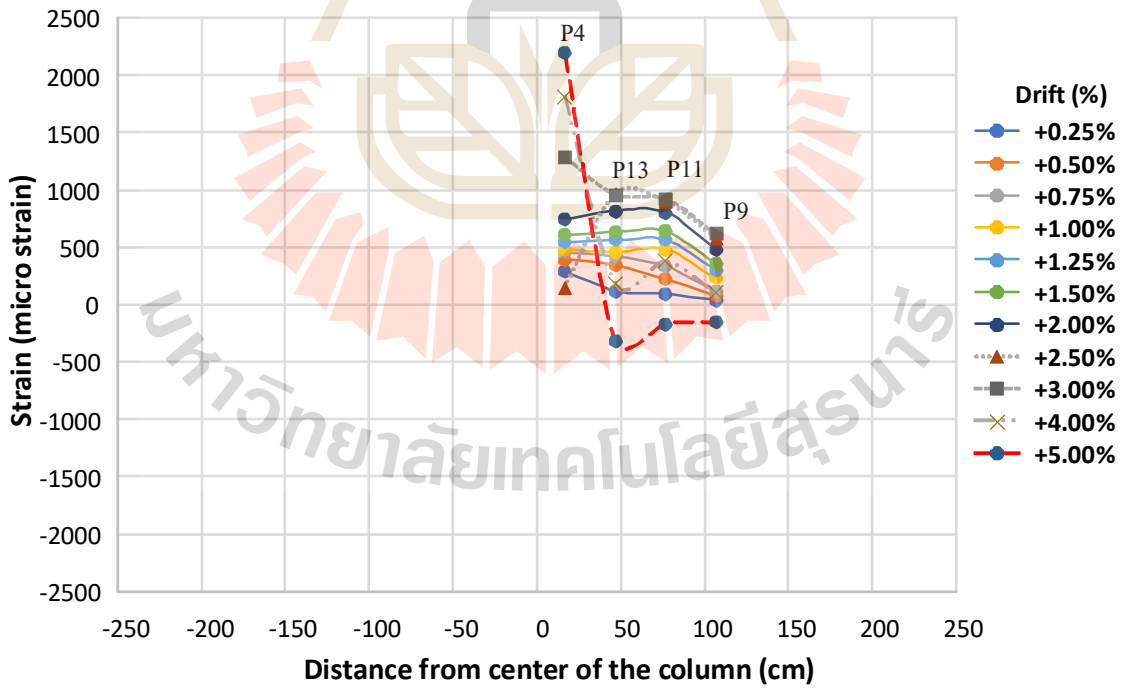
รูปที่ 4.50 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



รูปที่ 4.51 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)

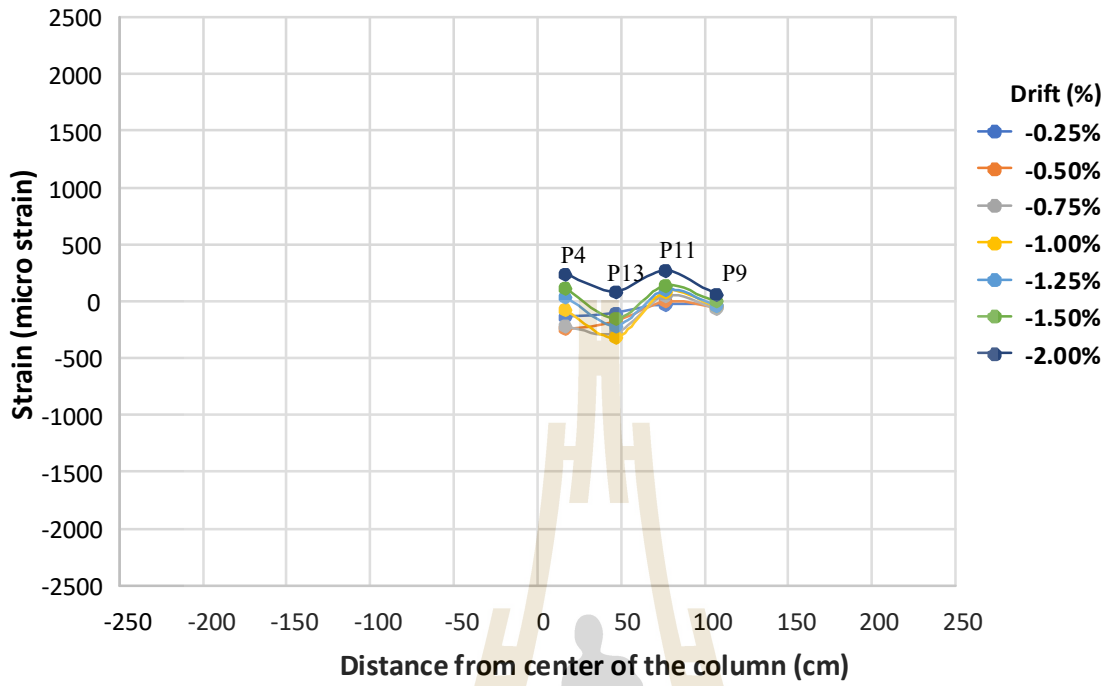


รูปที่ 4.52 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)

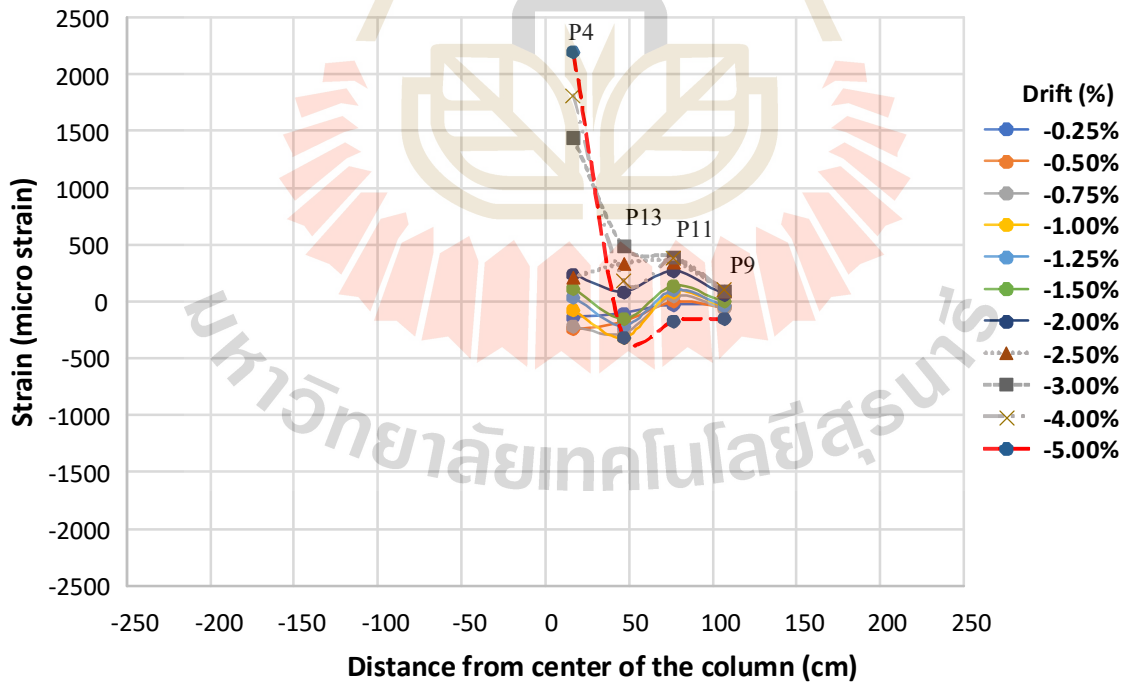


รูปที่ 4.53 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)

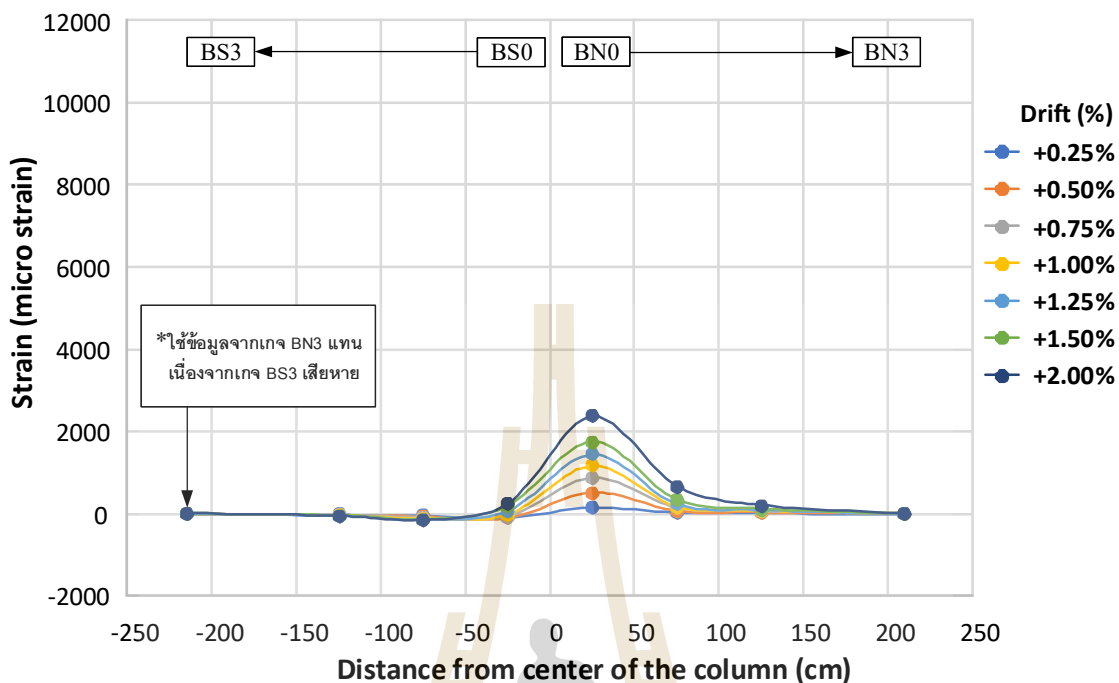




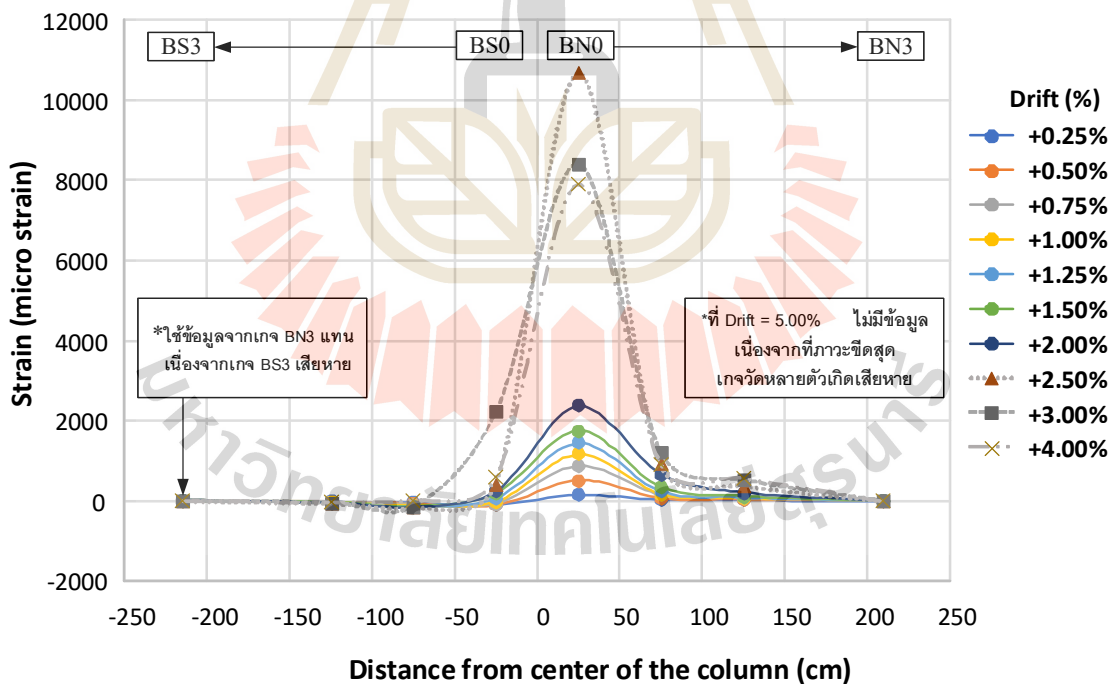
รูปที่ 4.54 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



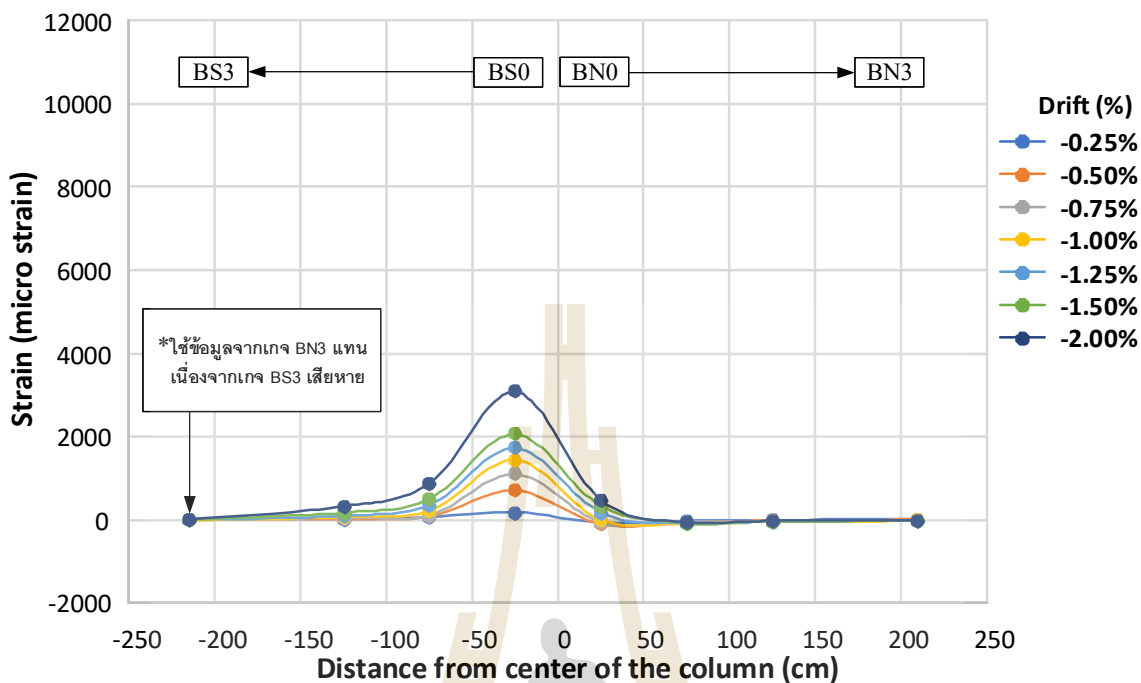
รูปที่ 4.55 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)



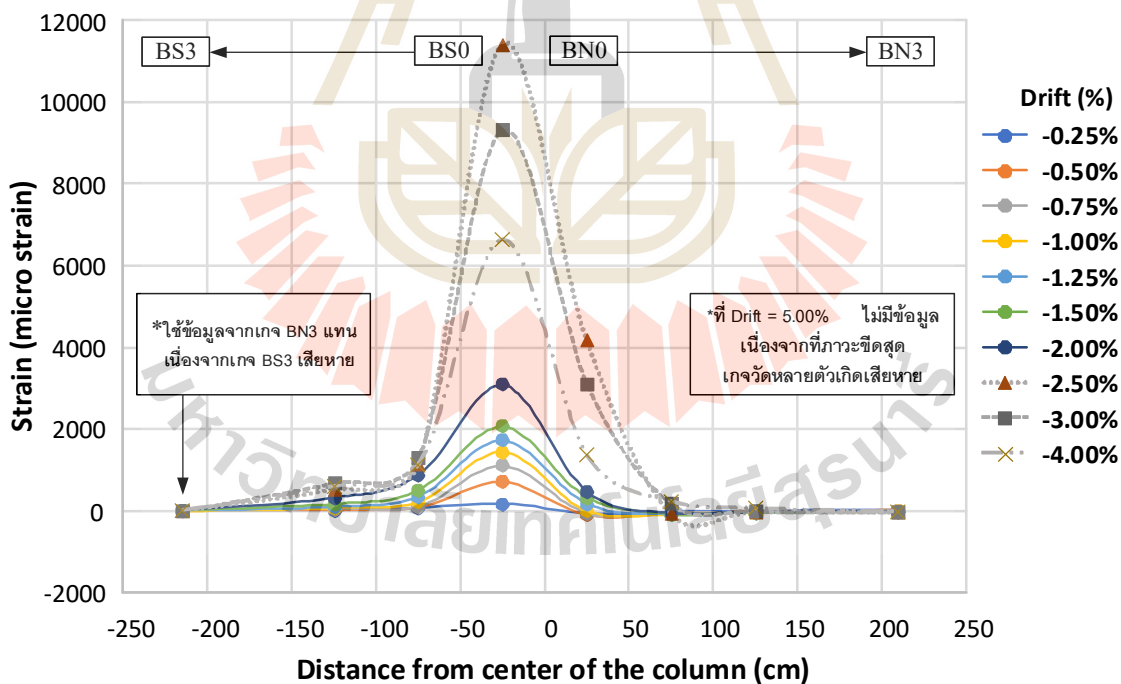
รูปที่ 4.56 การกระจายความเคียดในเหล็กเสริมล่งในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



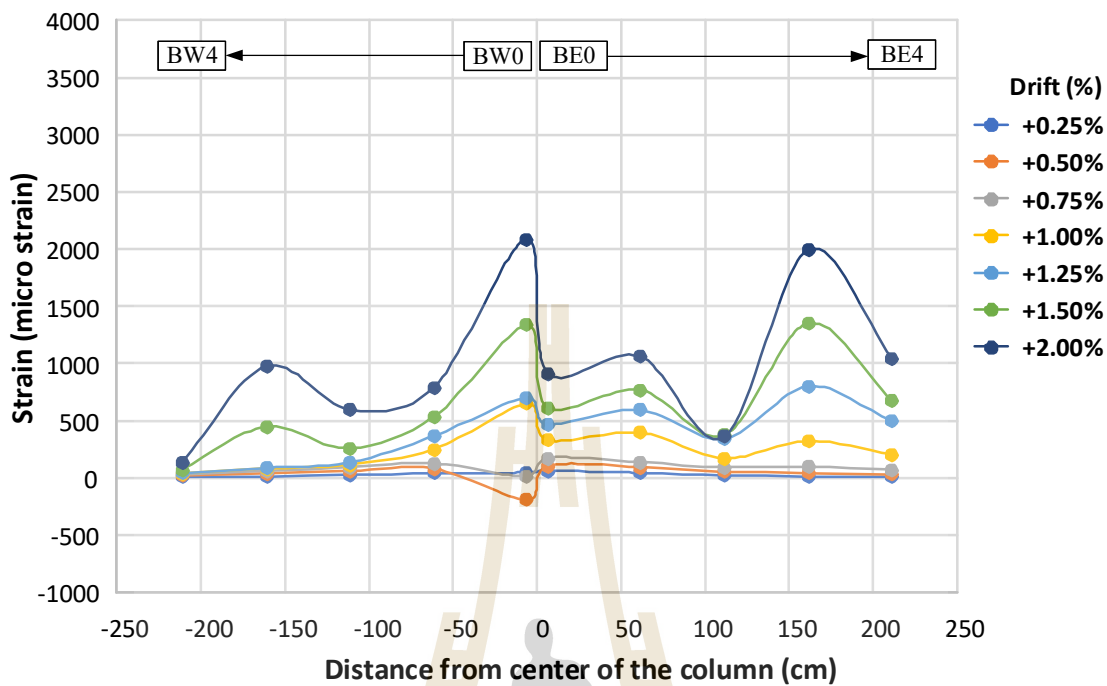
รูปที่ 4.57 การกระจายความเคียดในเหล็กเสริมล่งในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +4.00%)



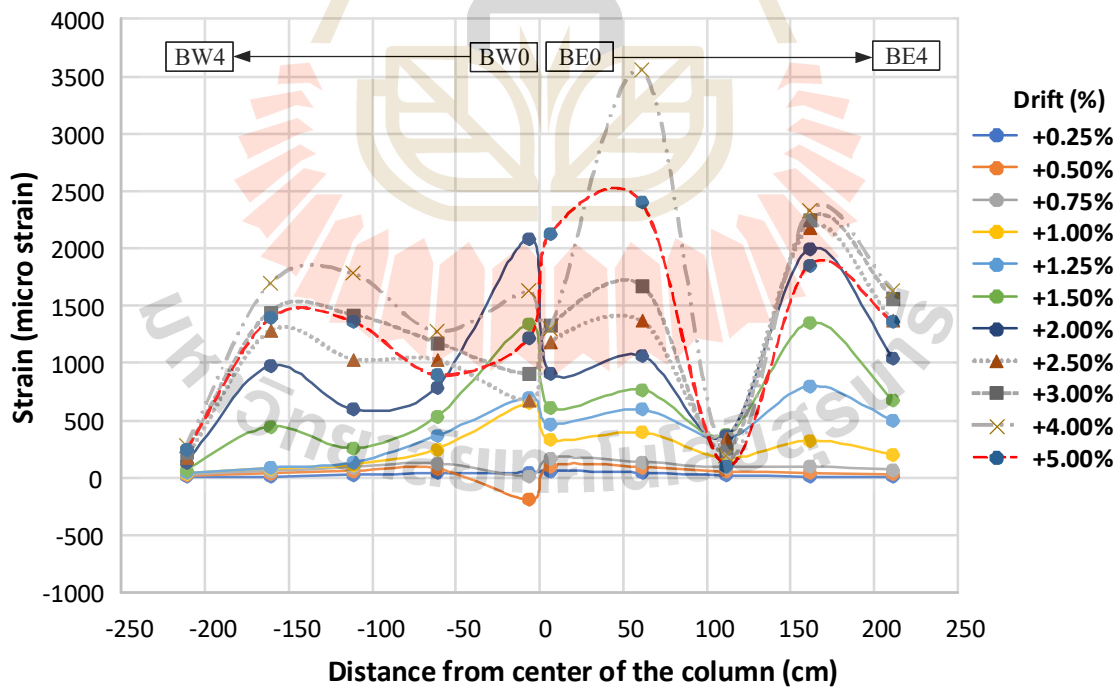
รูปที่ 4.58 การกระจายความเคียดในเหล็กเสริมกลางในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



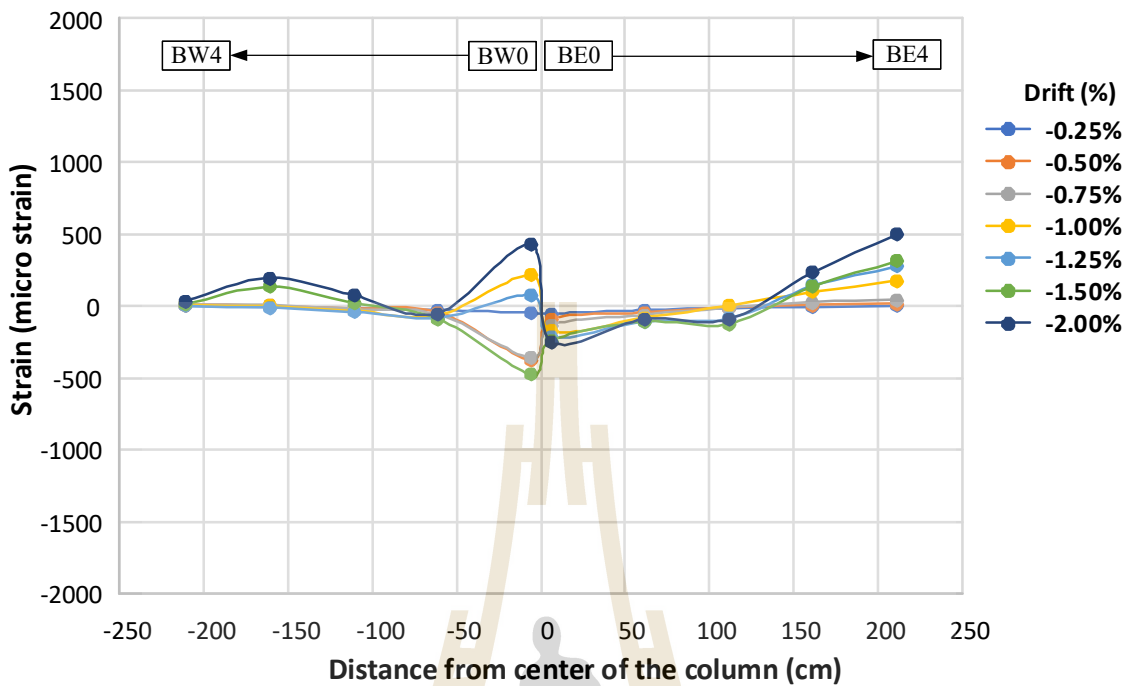
รูปที่ 4.59 การกระจายความเคียดในเหล็กเสริมกลางในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -4.00%)



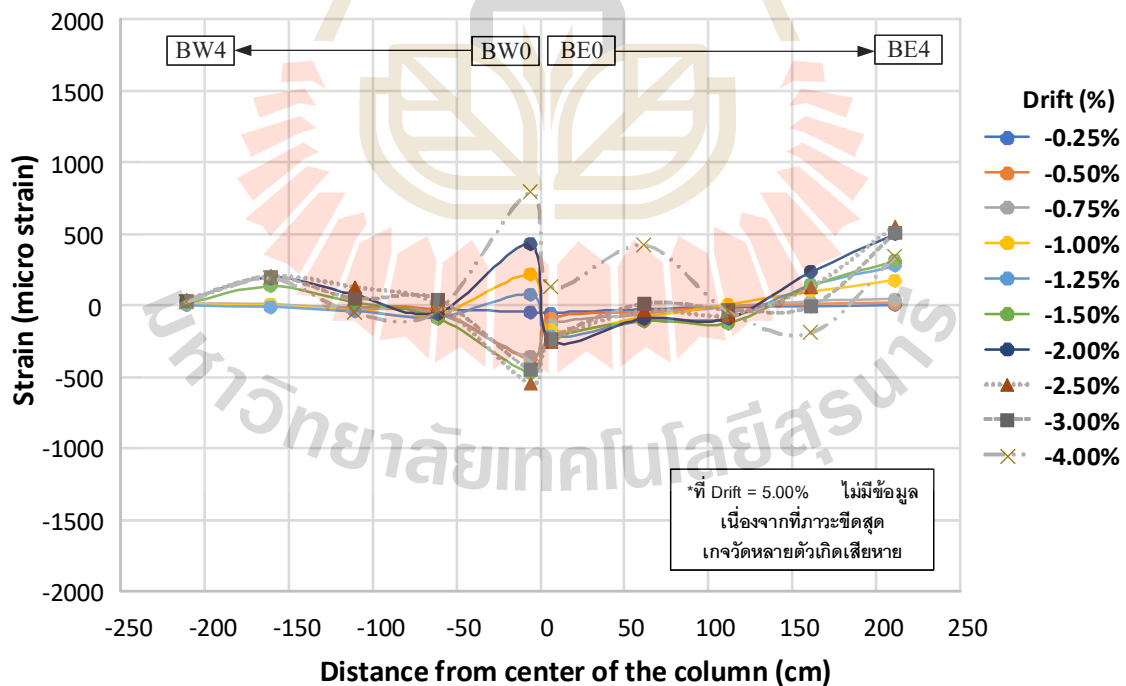
รูปที่ 4.60 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



รูปที่ 4.61 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมล่างในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)

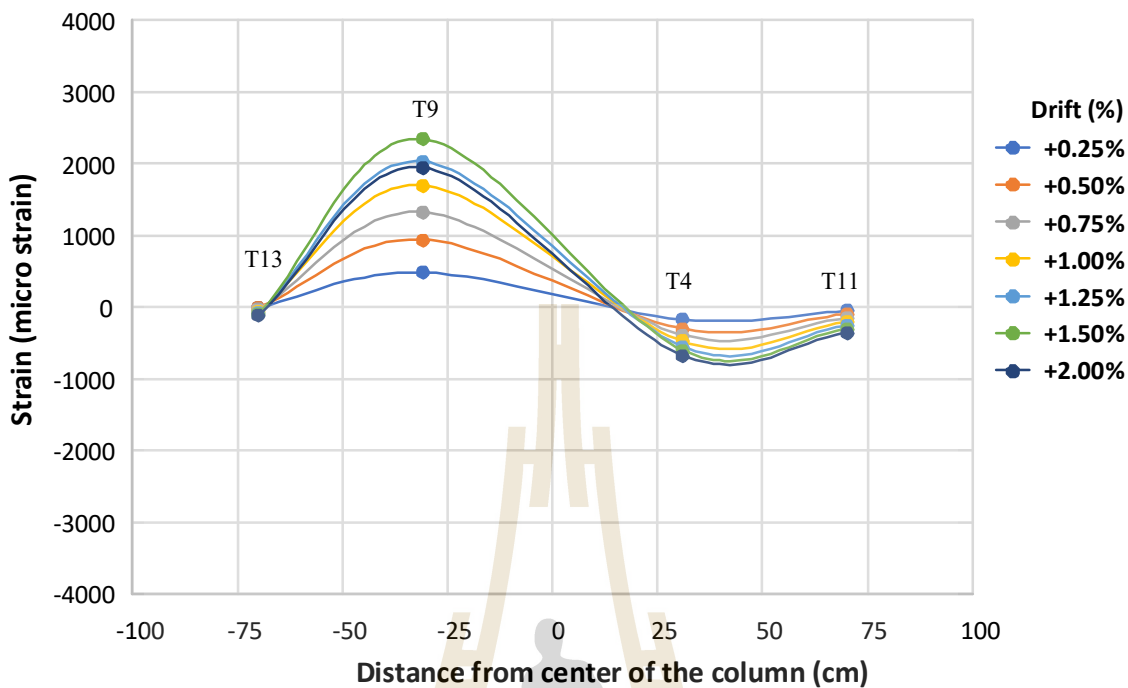


รูปที่ 4.62 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมกลางในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)

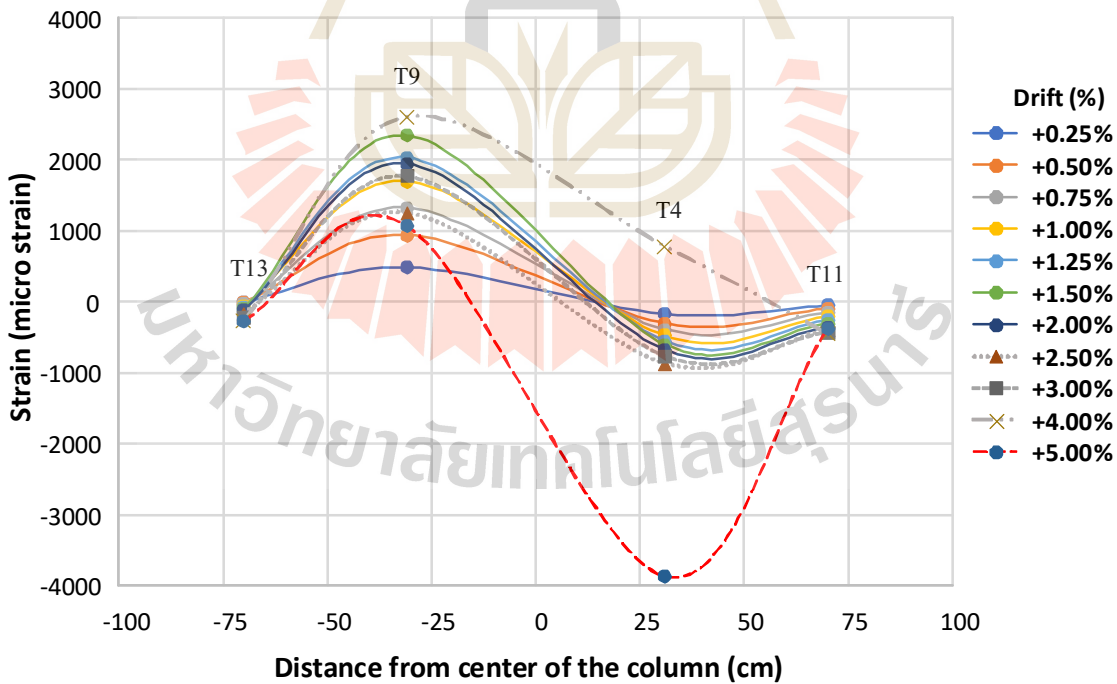


รูปที่ 4.63 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมกลางในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -4.00%)

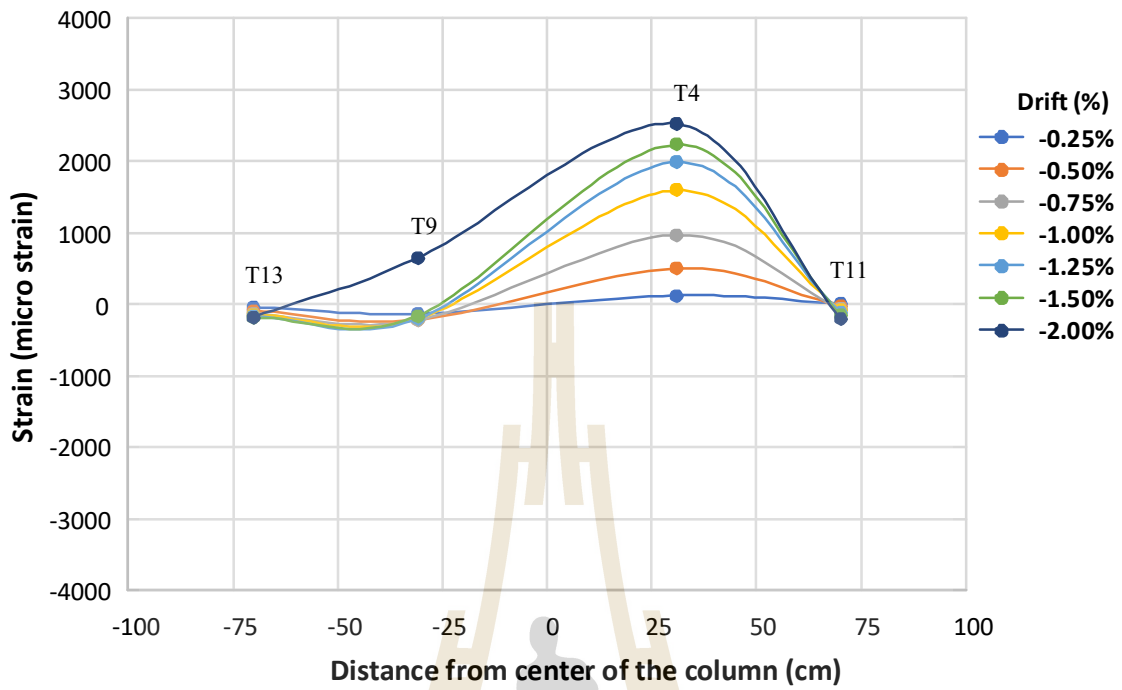




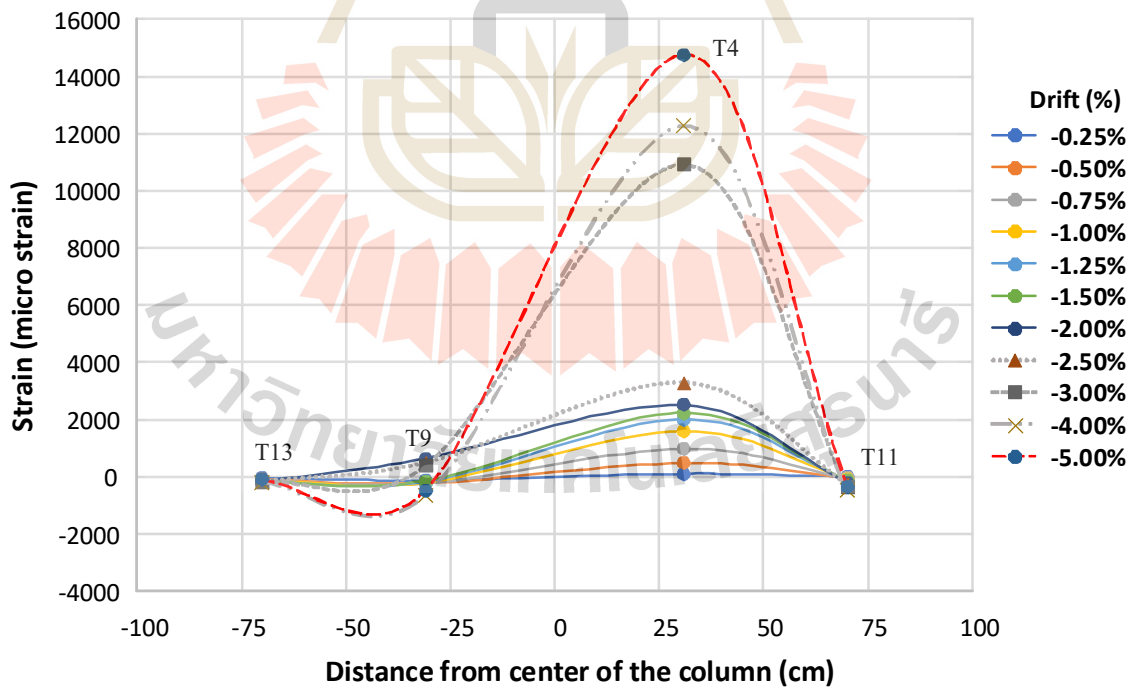
รูปที่ 4.64 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



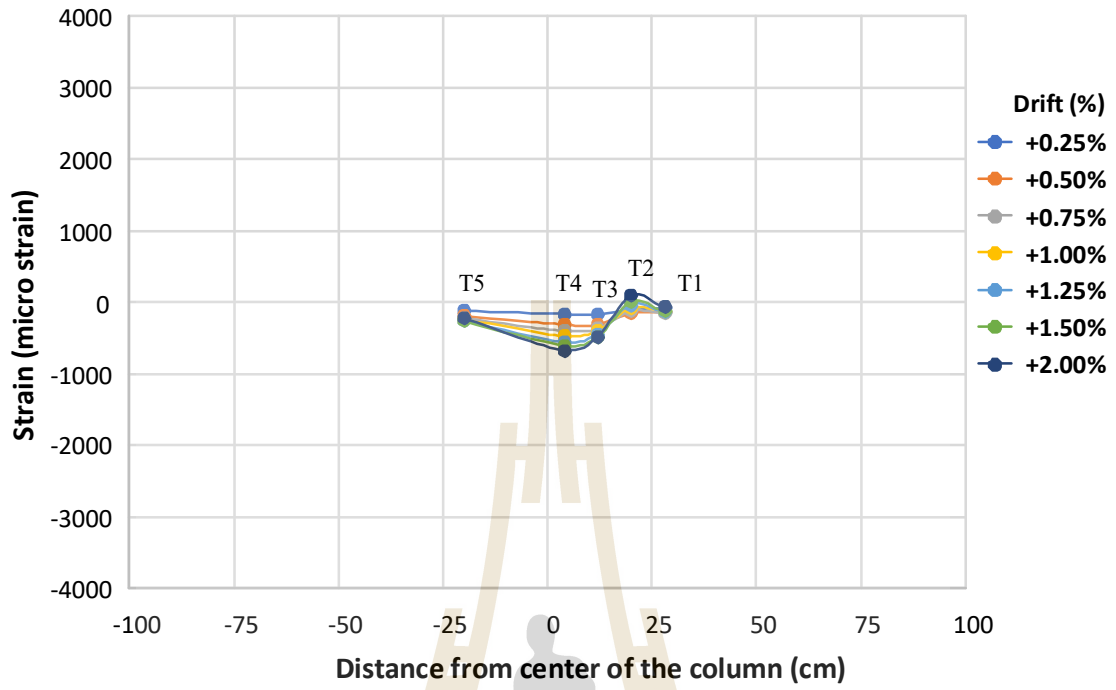
รูปที่ 4.65 การกระจายความเครียดในเหล็กเสริมบนในทิศ N-S (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)



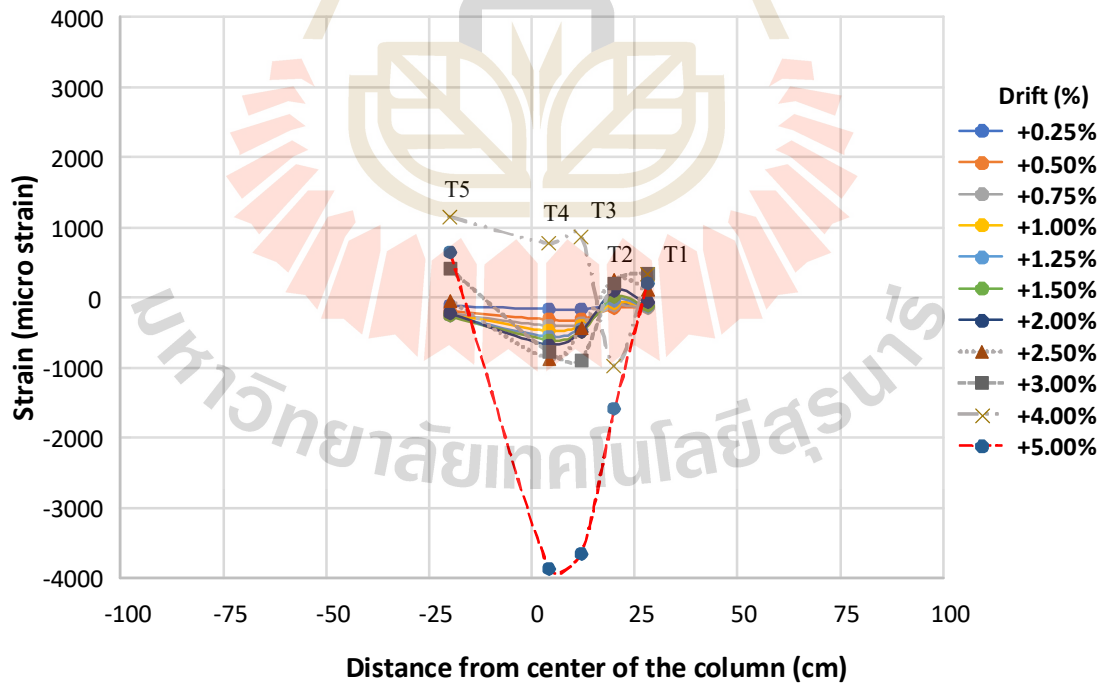
รูปที่ 4.66 การกระจายความเค้นในเหล็กบนในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



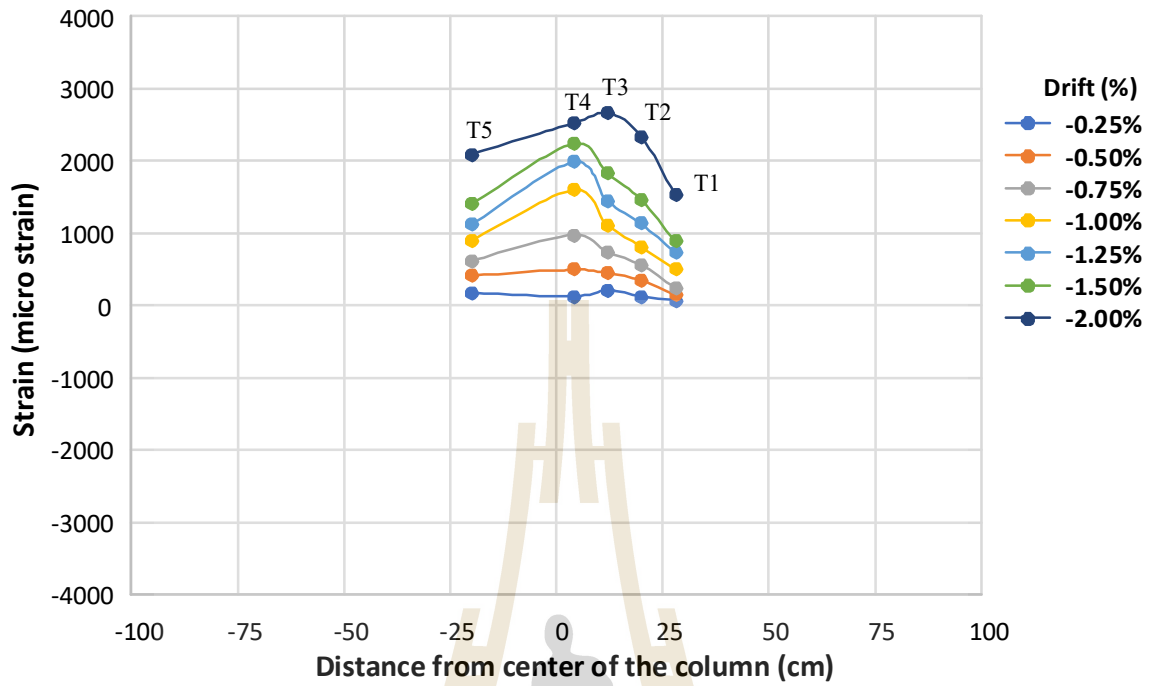
รูปที่ 4.67 การกระจายความเค้นในเหล็กบนในทิศ N-S (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)



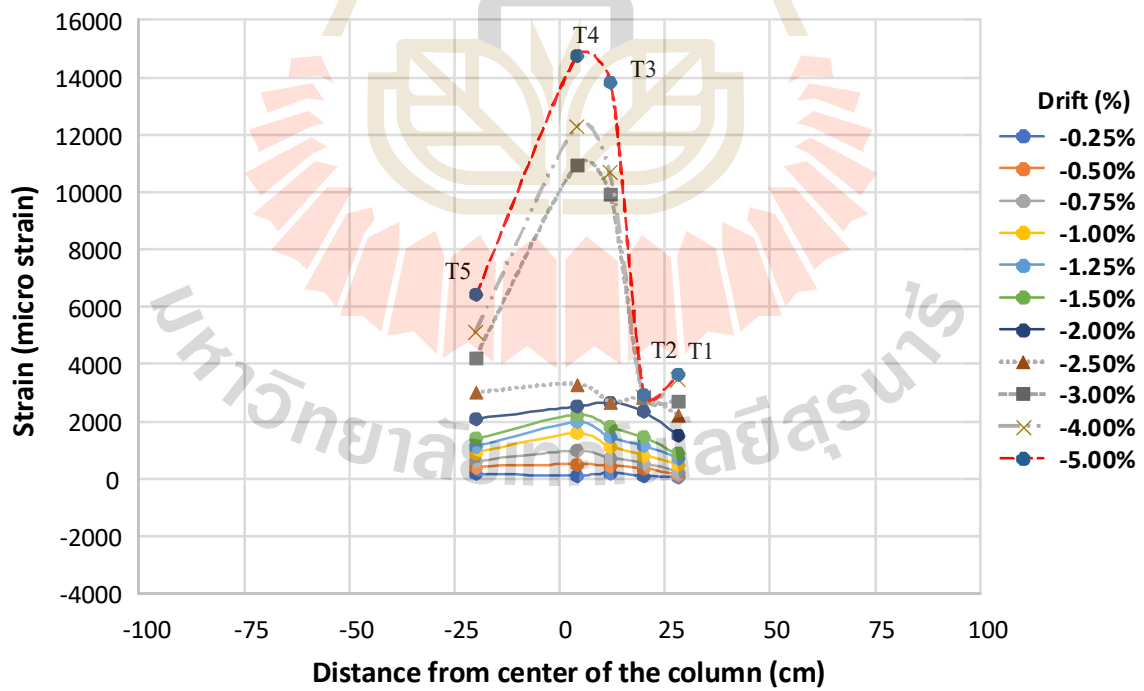
รูปที่ 4.68 การกระจายความเค้นดัดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



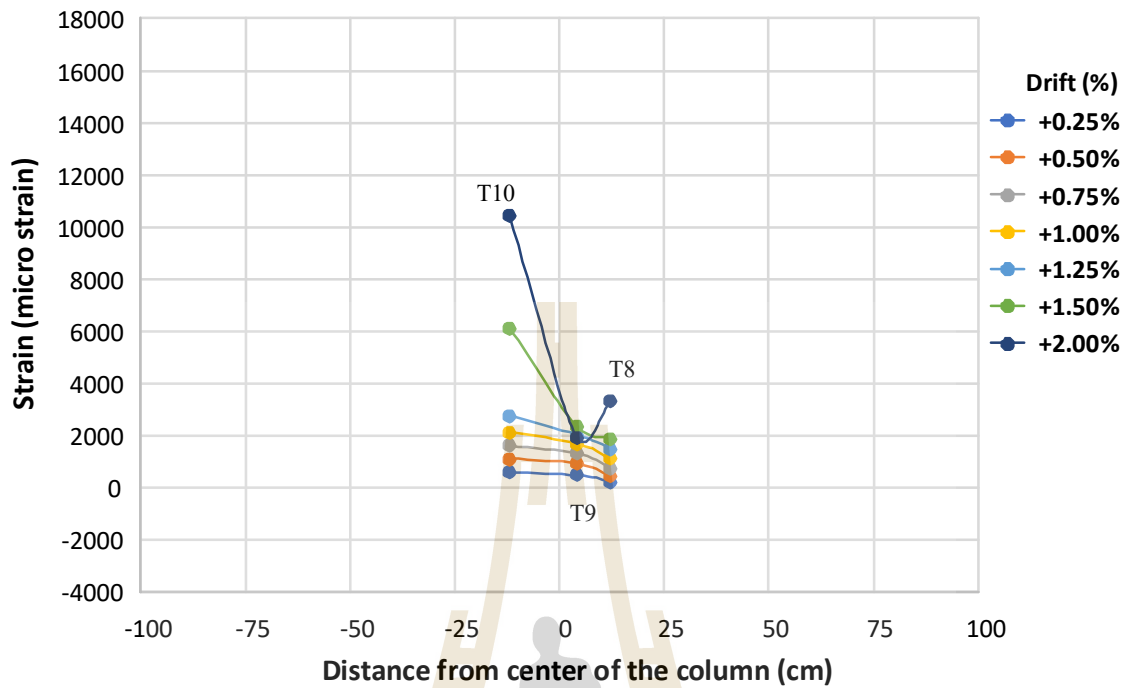
รูปที่ 4.69 การกระจายความเค้นดัดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)



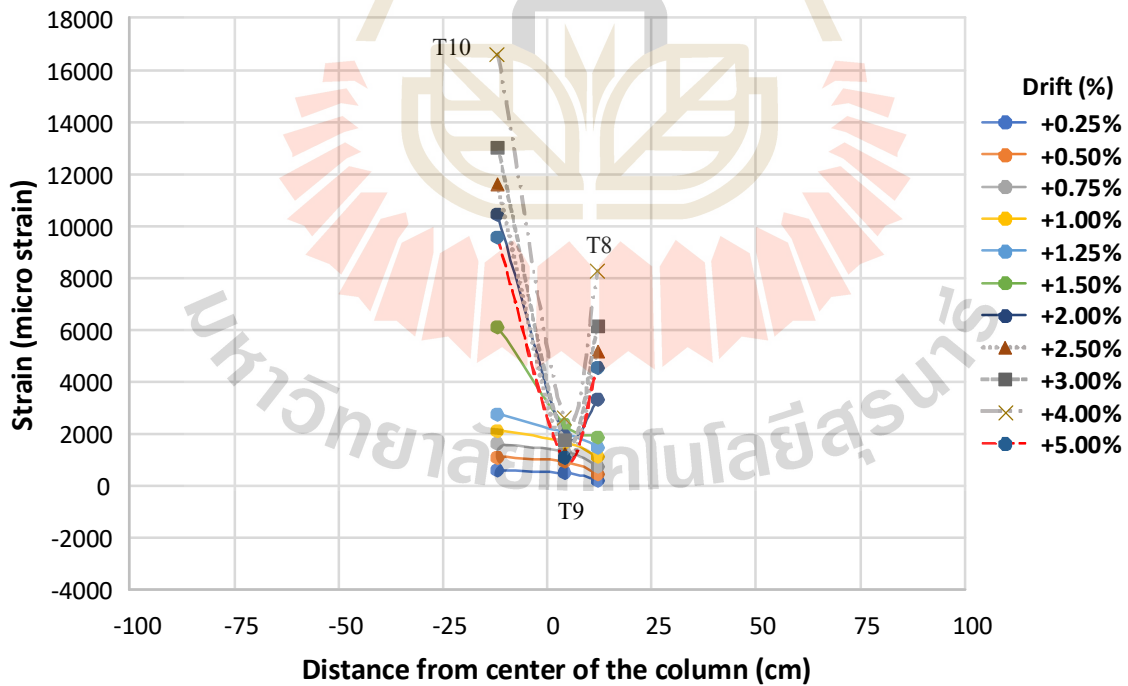
รูปที่ 4.70 การกระจายความเครียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



รูปที่ 4.71 การกระจายความเครียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)

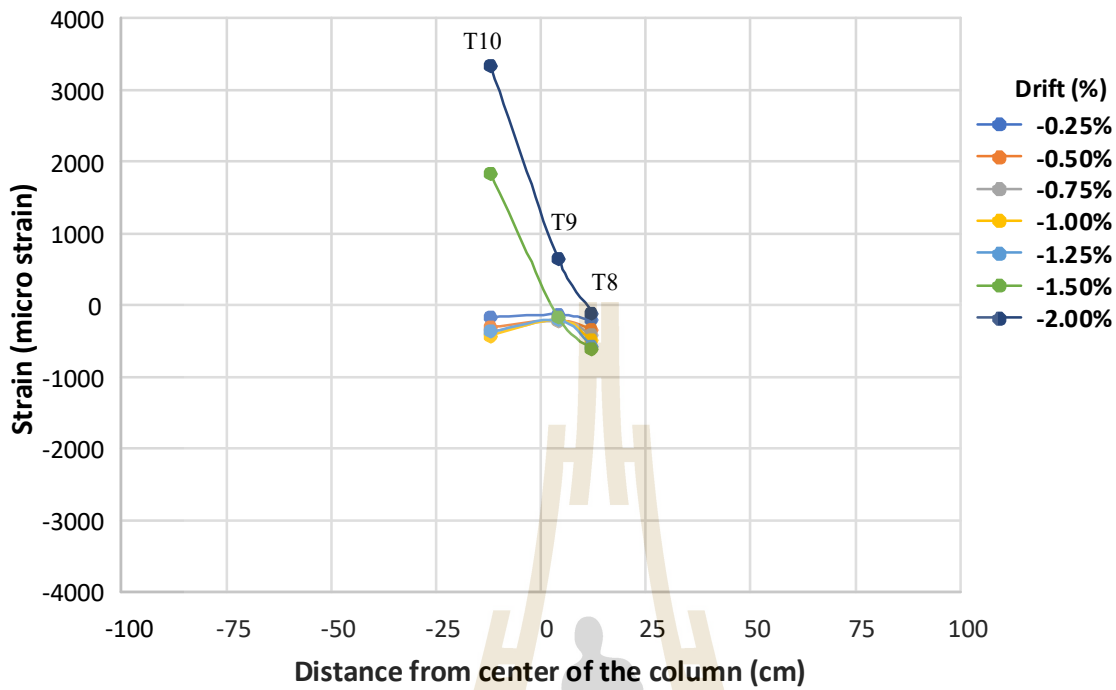


รูปที่ 4.72 การกระจายความเค้นดัดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)

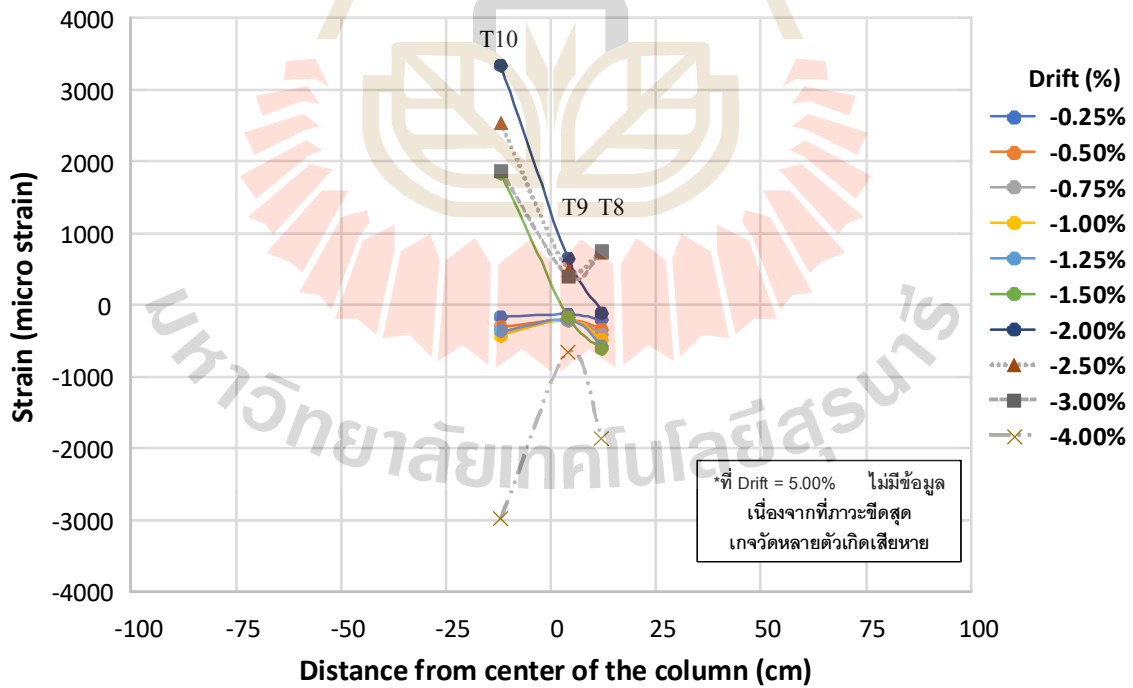


รูปที่ 4.73 การกระจายความเค้นดัดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)

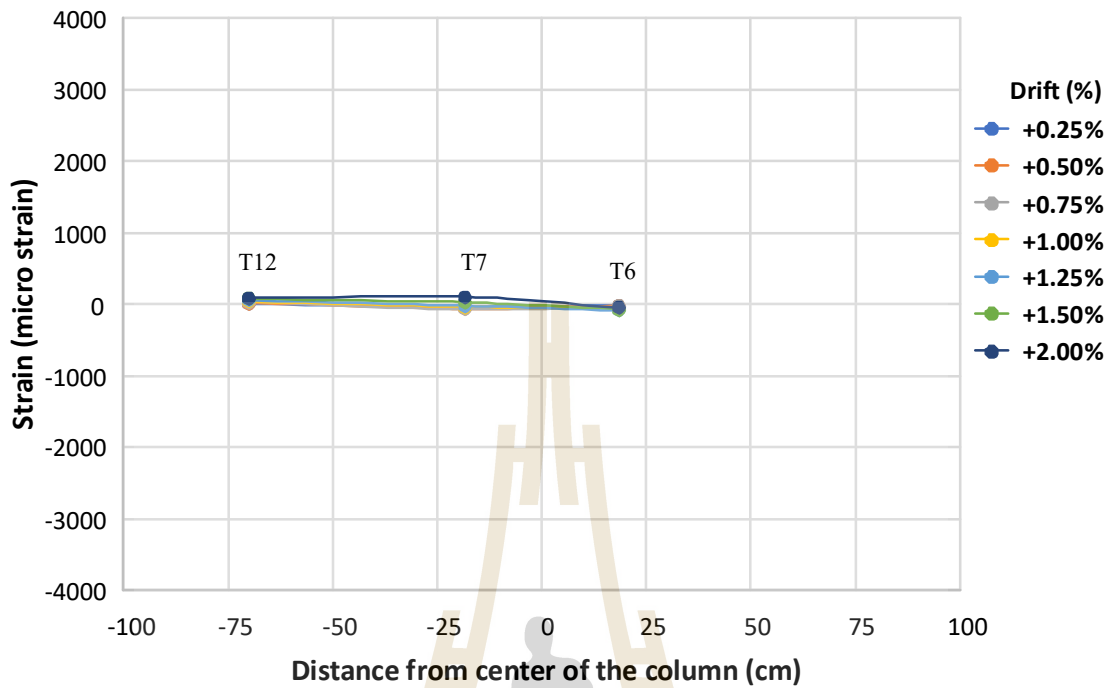




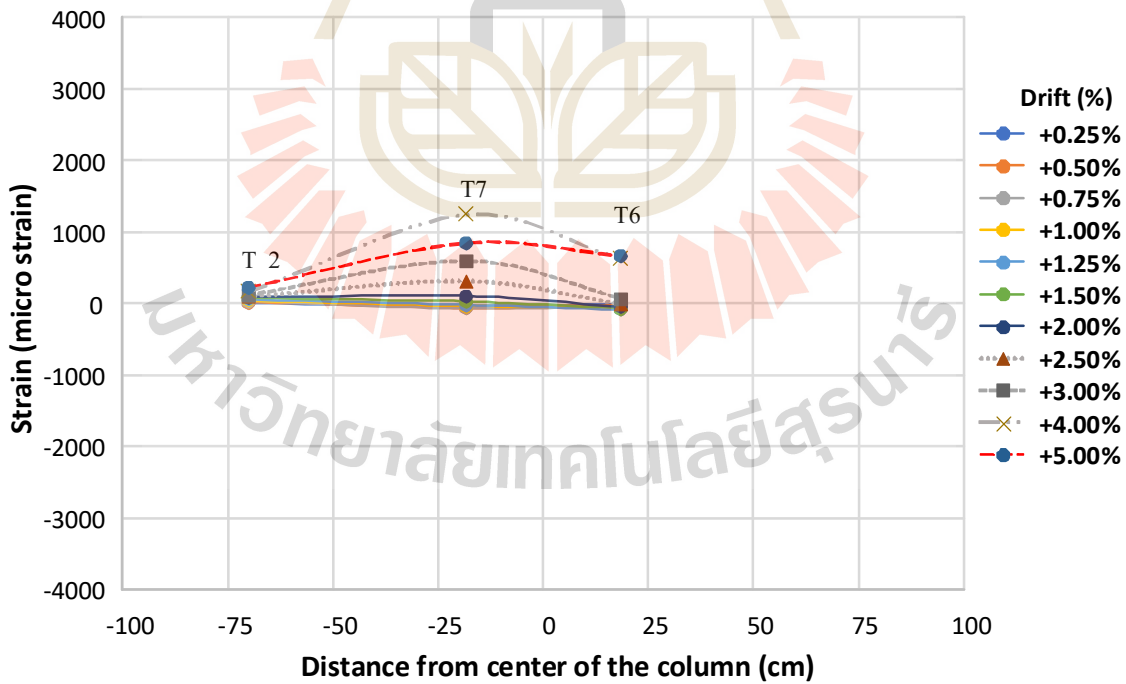
รูปที่ 4.74 การกระจายความเครียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



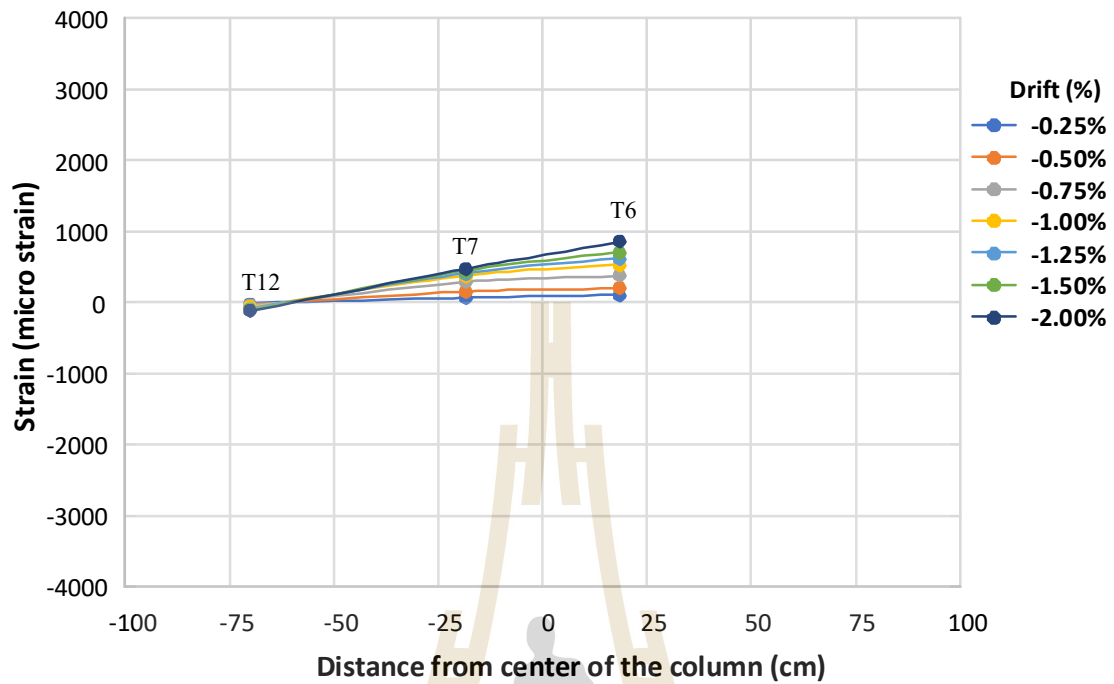
รูปที่ 4.75 การกระจายความเครียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)



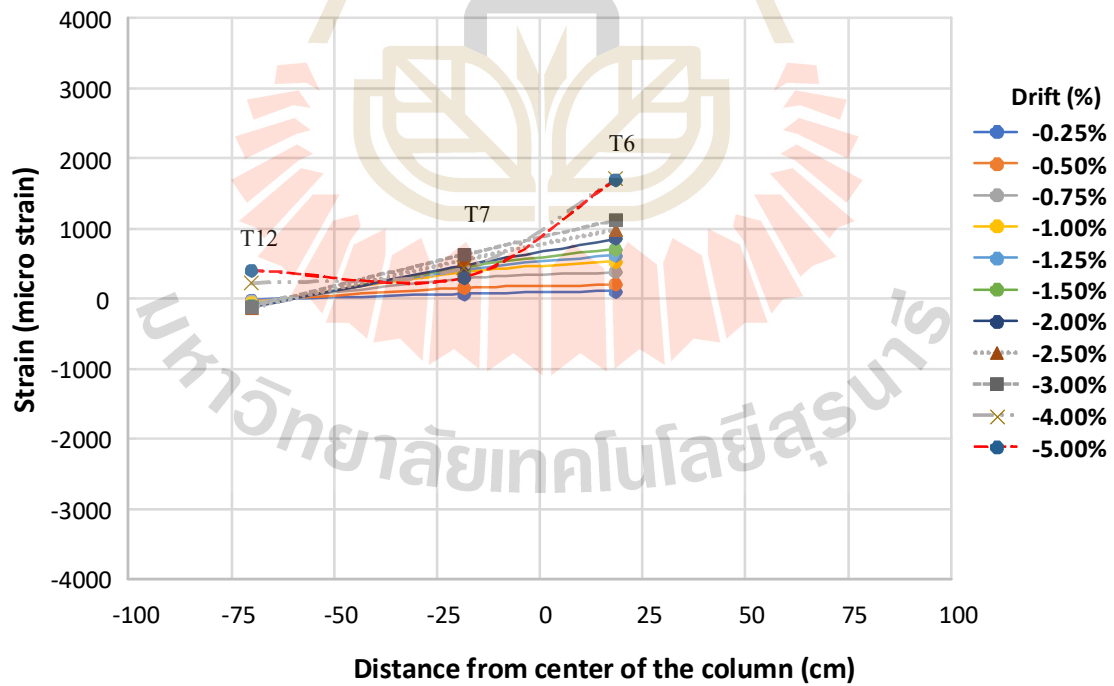
รูปที่ 4.76 การกระจายความเคียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +2.00%)



รูปที่ 4.77 การกระจายความเคียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift +0.25% ถึง +5.00%)



รูปที่ 4.78 การกระจายความเครียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -2.00%)



รูปที่ 4.79 การกระจายความเครียดในเหล็กบนในทิศ E-W (ช่วง Drift -0.25% ถึง -5.00%)



## บทที่ 5

### การวิเคราะห์และอภิปรายผล

บทนี้ผลการทดสอบที่รายงานไปในบทที่ 4 ถูกลำนำวิเคราะห์เพื่อแปลความหมายและอภิปรายเปรียบเทียบกับผลงานวิจัยก่อนหน้า ผลการทดสอบประเมินพฤติกรรมที่ได้จากแบบจำลอง SS2 จากโครงการวิจัยนี้และผลการเปรียบเทียบกับผลทดสอบที่ได้จากงานวิจัยก่อนหน้าจะแสดงให้เห็นว่าการเสริมหมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นรอบหัวเสาของแบบจำลอง เป็นวิธีหนึ่งที่สามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพโดยรวมได้อย่างมีนัยสำคัญ การวิเคราะห์และเปรียบเทียบจะแสดงให้เห็นในลำดับถัดไป นอกจากนี้มีการนำผลไปเปรียบเทียบกับค่าที่กำหนดในมาตรฐาน ACI 318-14 และมาตรฐานฉบับปรับปรุงล่าสุด (ACI 318-19) ผลการวิเคราะห์และอภิปรายในบทนี้จะนำไปสู่บทสรุปที่ได้จากโครงการวิจัยนี้

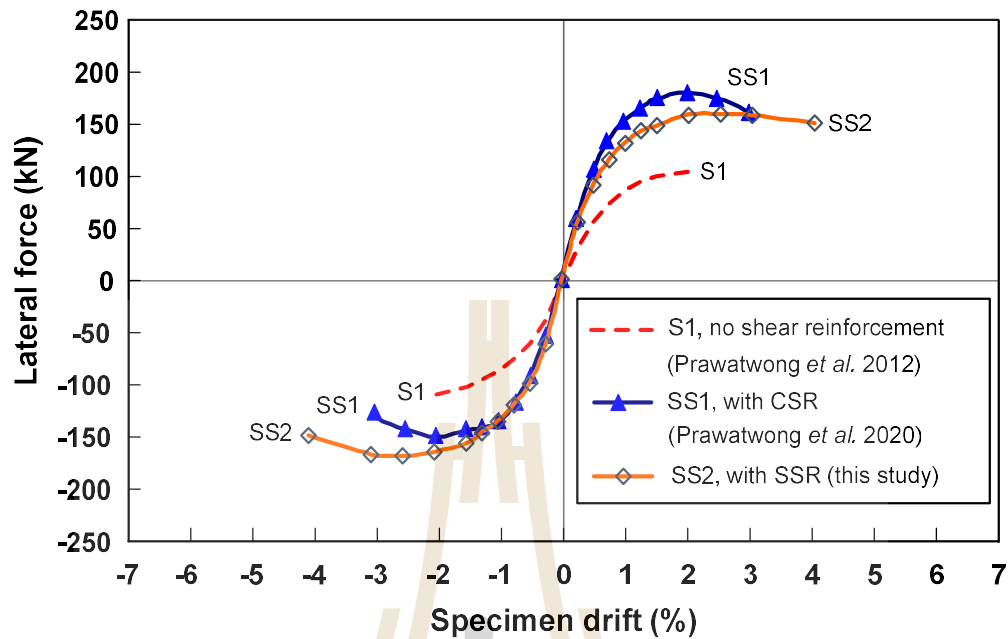
#### 5.1 การประพฤติกรรมในภาพรวม

ในหัวข้อนี้การประพฤติกรรมในภาพรวมของแบบจำลอง SS2 และประสิทธิภาพของการเสริมหมุดเฉือนที่มีปลายบานออกทั้งสองด้านในการเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวจะถูกวิเคราะห์เพื่อแปลความหมายและอภิปราย ซึ่งความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวในภาพรวมสามารถอธิบายได้ในแง่ของความสามารถในการทนรับแรงด้านข้างและการทนต่อการเอียงตัว (Drift) สูงสุดของเสา การเสื่อมสภาพของความแกร่ง (Stiffness Degradation) และความสามารถในการกระจายพลังงาน (Energy Dissipation Capacity) และกลไกการวิบัติ

##### 5.1.1 ความสามารถรับแรงทางด้านข้างและขีดจำกัดการเอียงตัว

รูปที่ 5.1 อธิบายความสามารถในการรับแรงด้านข้างและการทนต่อการเอียงตัว (Drift) สูงสุดของแบบจำลองชนิดต่างๆ โดยนำผลที่ได้จากโครงการวิจัยนี้ (SS2) ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบ Double Head Studs กับผลที่ได้จากแบบจำลองที่ไม่มีเสริมเหล็กรับแรงเฉือน (S1) และผลที่ได้จากแบบจำลองที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิด (SS1) ที่ได้จากโครงการวิจัยก่อนหน้ามาเปรียบเทียบกัน ผลการเปรียบเทียบในรูปที่ 5.1 ยังสามารถใช้บ่งชี้ประสิทธิภาพของการเสริมหมุดเฉือนในการเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว





รูปที่ 5.1 กราฟเปรียบเทียบ Backbone Curve จากแบบจำลอง SS2 กับแบบจำลอง S1 และ SS1 จาก Prawatwong et al. (2012) และ Prawatwong et al. (2020) ที่มีค่า  $V_g/V_0 = 0.28$  เท่ากัน

ตารางที่ 5.1 สรุปภาพรวมผลการทดสอบและการเปรียบเทียบผลจากแบบจำลองชนิดต่างๆ<sup>a</sup>

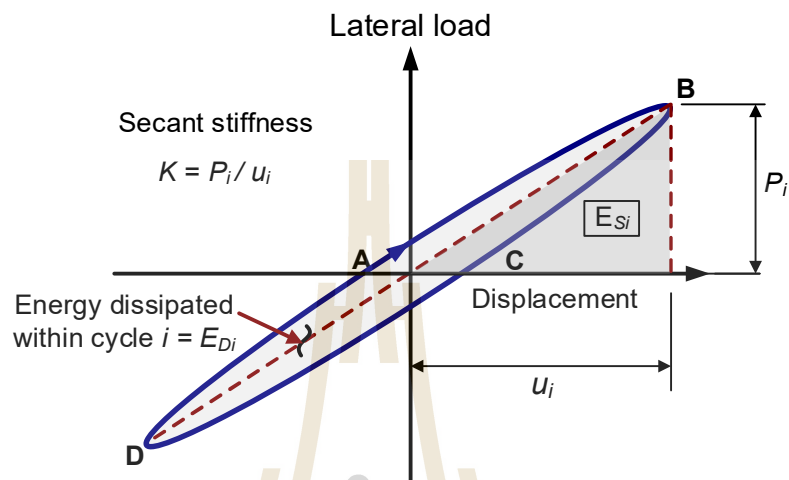
Specimen	Gravity shear ratio $V_g/V_0$	Maximum lateral load $P_u$ (kN)	Maximum Unbalanced Moment $M_u$ (kN-m)	Maximum Drift $D_u$ (percent)	Max. Energy dissipation capacity $E_{di}$ (MN.mm/cycle)	Failure mode	Type of shear reinforcement
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
S1 <sup>b</sup>	0.28	107.0	192.6	2.0	1.9	P	-
SS1 <sup>c</sup>	0.28	165.4	297.7	3.0	4.7	FP	CS
SS2*	0.28	165.1	297.2	4.0	9.1	FP	SSR

Note: <sup>a</sup> Data in Columns 3 was averaged in both negative and positive directions;  $M_u$  is maximum unbalanced moment at center of connection: Maximum unbalanced moment induced by lateral force = lateral force X 1.8 m: CS = Closed-hoop Stirrup: SSR = Stud Shear Reinforcement: <sup>b</sup> Prawatwong et al. (2012): <sup>c</sup> Prawatwong et al. (2020): \*This study.

ในรูปที่ 5.1 ข้อมูลของกราฟแต่ละเส้นที่นำมาเปรียบเทียบกันเป็นเส้นโค้งกระดูกสันหลัง (Backbone Curve) จากภาพรวมความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาของแบบจำลองหมายเลขต่างๆ ที่ได้จากการทดลองให้แรงสลับทิศทางด้านข้างก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉาะทะลุ สำหรับแบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบ Double Head Studs นั้น Backbone Curve หรือเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์เปลือกนออกได้มาจากการเชื่อมต่อจุดจากจุดเริ่มต้นไปตามจุดรับแรงสูงสุดของรอบการเคลื่อนตัวรอบแรกในทิศทางการให้แรงทางด้านข้าง ทั้งด้านบวกและด้านลบ (ดูรูปที่ 4.12) ซึ่งเส้นโค้งเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์เปลือกนออกดังกล่าวสามารถใช้เป็นตัวชี้วัดความแข็งแรงเทียบกับเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของแบบจำลองแต่ละแบบได้ สำหรับแบบจำลอง S1 และ SS1 ที่นำมาเปรียบเทียบนำมาจาก Prawatwong et al. (2012) และ Prawatwong et al. (2020) ซึ่งในแบบจำลองทั้งหมดที่นำมาเปรียบเทียบกันมีค่า  $V_g/V_0 = 0.28$  เท่ากัน ตารางที่ 5.1 แสดงตัวเลขสรุปภาพรวมการเปรียบเทียบผลการทดลองบนจุดเชื่อมต่อทั้ง 3 แบบ

ข้อมูลการเปรียบเทียบในรูป 5.1 และตารางสรุปผลในตาราง 5.1 ชี้ให้เห็นว่าแบบจำลอง SS2 มีความสามารถทนรับแรงด้านข้างได้ดีและสามารถทนต่อการเอียงตัว (Drift) สูงสุดของเสาได้ดีกว่าแบบจำลอง S1 และ SS1 สำหรับแบบจำลอง SS2 ก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉาะทะลุที่แผ่นพื้น สามารถทนต่อการเอียงตัวสูงสุดเพิ่มขึ้น 2.0 เท่าและ 1.33 เท่าเมื่อเทียบกับผลการทดสอบบนแบบจำลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน (Prawatwong et al. (2012)) และ SS1 ที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิด (Prawatwong et al. (2020)) ตามลำดับ นอกจากนี้ยังพบว่าแบบจำลองจุดเชื่อมต่อ SS2 ที่มีการใส่หมุดเฉือนเกิดพฤติกรรมแบบเหนียวก่อนการวิบัติที่ภาวะขีดสุด พฤติกรรมแบบเหนียวสามารถสังเกตจากเส้นกราฟข้อมูลของแบบจำลอง SS2 (ในรูป 5.1) ในช่วง Drift ระหว่าง 2.00% ถึง 4.00% พบว่าหลังถึงจุดรับแรงสูงสุดที่  $Drift = 2.00\%$  ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเมื่อ Drift เพิ่มขึ้นถึงค่า 4.00% ซึ่งพฤติกรรมที่เกิดขึ้นมีความแตกต่างโดดเด่นจากการทดลองกับแบบจำลอง S1 ที่ไม่ได้มีการเสริมหมุดเฉือนที่เกิดการวิบัติแบบเปราะทันทีหลังจากเส้นกราฟขึ้นไปแตะจุดสูงสุดของความสามารถในการรับแรงทางด้านข้าง ซึ่งข้อมูลการเปรียบเทียบ Backbone Curve ในรูป 5.1 บ่งชี้ว่าการใส่หมุดเฉือนที่เหมาะสมในแผ่นพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อสามารถเปลี่ยนพฤติกรรมการวิบัติของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นจากการวิบัติแบบเปราะไปเป็นการวิบัติแบบเหนียว ซึ่งพฤติกรรมแบบเหนียวดังกล่าวเป็นพฤติกรรมที่พึงปรารถนาในการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว

### 5.1.2 การเสื่อมสภาพของความแกร่ง (Stiffness Degradation)



รูปที่ 5.2 แสดงวิธีคำนวณค่าสติฟเนส ( $K$ ) และค่าการสลายพลังงานต่อรอบจากผลการทดลอง

ภายใต้การโยกตัวสลับทิศจากแผ่นดินไหวรุนแรงพฤติกรรมของโครงสร้างมักเกิดการแตกร้าว และจะเกิดการเสื่อมสภาพความแกร่ง (Stiffness Degradation) ลงเมื่อความรุนแรงของการแตกร้าวเพิ่มขึ้น Stiffness Degradation ถูกใช้แพร่หลายในการอธิบายการเปลี่ยน ค่าความแกร่ง (Stiffness,  $K$ ) ของโครงสร้าง ในการรับแรงทางด้านข้างในการทดสอบแบบจำลองภายใต้การโยกตัวสลับทิศที่เพิ่มระดับความรุนแรงขึ้น

ในหัวข้อนี้ผลการทดลองจากรูปที่ 4.1 - 4.11 ในบทที่ 4 ถูกนำมาวิเคราะห์ค่า Stiffness ของโครงสร้างในการรับแรงทางด้านข้างและ Stiffness Degradation ในรอบการเคลื่อนตัวต่างๆ เพื่ออธิบายพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของโครงสร้างที่ทำการทดสอบ ซึ่งในแต่ละรอบการเคลื่อนตัว ค่า Stiffness ของโครงสร้างในการรับแรงทางด้านข้าง หากจากค่าอัตราส่วนของแรงสูงสุด ( $P_i$ ) ที่วัดได้ต่อระยะการเคลื่อนตัวสูงสุด ( $u_i$ ) ของปลายเสาที่ตำแหน่งที่ให้แรงทางด้านข้างกระทำ ตามสมการ  $K = P_i / u_i$  ที่แสดงไว้ในรูปที่ 5.2

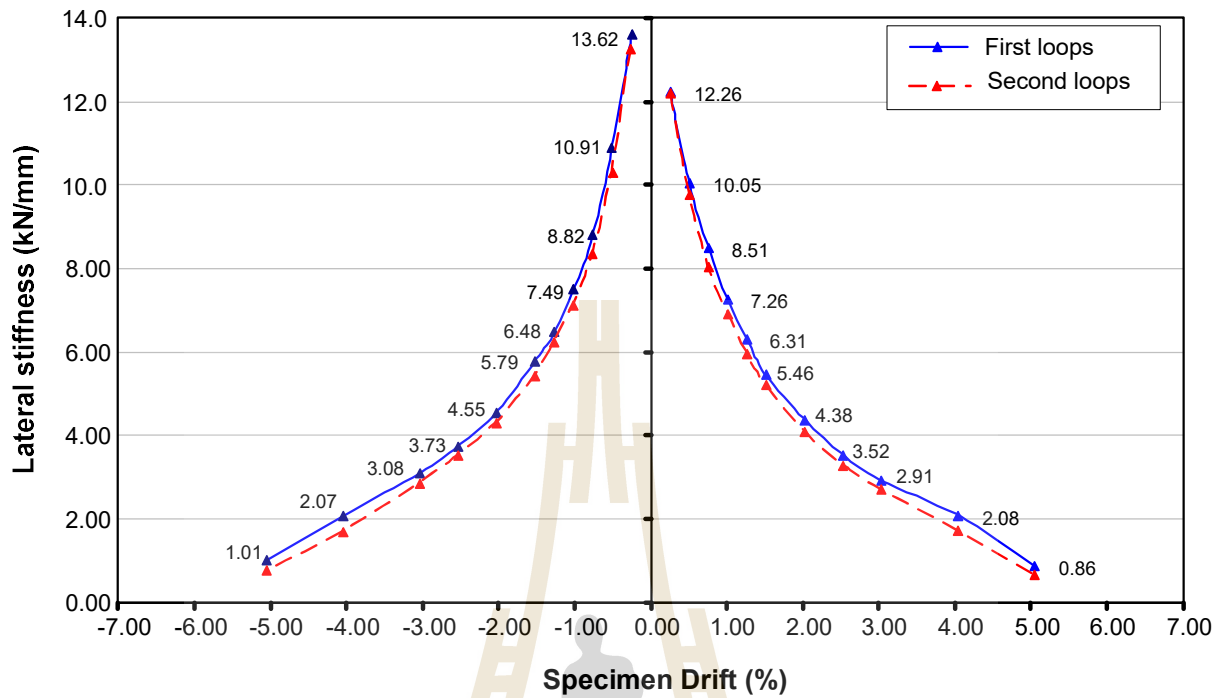
ตารางที่ 5.2 แสดงค่าสติฟเนส ( $K$ ) ที่ได้จากการทดลองรับแรงสลับทิศทางด้านข้างของโครงสร้างแบบจำลอง SS2 ที่เปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาค่าต่างๆ ทั้งในการโยกตัวรอบแรกและรอบการให้แรงซ้ำ ในขณะที่รูปที่ 5.3 และ 5.4 แสดงกราฟการเสื่อมค่าสติฟเนสของแบบจำลองที่เปอร์เซ็นต์การเอียงตัวต่างๆ ที่ได้จากการทดสอบแบบจำลอง

ตารางที่ 5.2 ค่าสติฟเนส (K) จากการทดลองรับแรงสลับทิศทางด้านข้างของโครงสร้างแบบจำลอง SS2

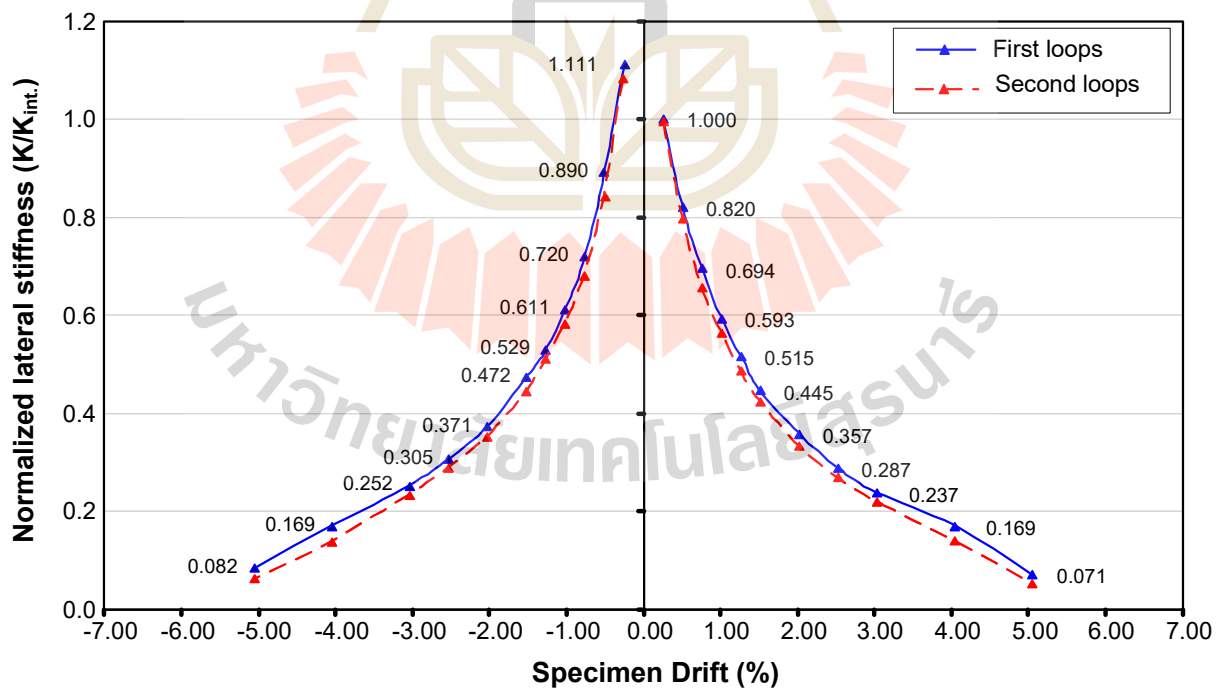
เปอร์เซ็นต์การเอียงของ เสา Drift (%)	ค่าสติฟเนส (K) เมื่อทดลองรับแรงทาง ด้านข้าง kN/mm		เปอร์เซ็นต์การเอียงของ เสา Drift (%)	ค่าสติฟเนส (K) เมื่อทดลองรับแรงทาง ด้านข้าง kN/mm	
	รอบแรก	รอบที่ 2		รอบแรก	รอบที่ 2
+0.25	12.26	12.20	-0.25	13.62	13.26
+0.50	10.05	9.75	-0.50	10.91	10.30
+0.75	8.51	8.03	-0.75	8.82	8.34
+1.00	7.26	6.91	-1.00	7.49	7.13
+1.25	6.31	5.95	-1.25	6.48	6.24
+1.50	5.46	5.19	-1.50	5.79	5.43
+2.00	4.38	4.08	-2.00	4.55	4.30
+2.52	3.52	3.28	-2.52	3.73	3.53
+3.00	2.91	2.69	-3.00	3.08	2.85
+4.00	2.08	1.70	-4.00	2.07	1.68
+5.00	0.86	0.64	-5.00	1.01	0.75

ค่าสติฟเนสในตาราง 5.2 และรูปที่ 5.3 ชี้ให้เห็นว่าค่าสติฟเนสของโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อมีการเสื่อมลดลงเมื่อค่าเปอร์เซ็นต์ Drift เพิ่มมากขึ้น โดยอัตราการลดลงเกิดการลดลงอย่างรวดเร็วในช่วงแรก ระหว่างช่วง Drift = 0.5% ถึง 1.00% โดยที่ Drift = 1.00% ค่าสติฟเนสคงเหลือประมาณ 60% ของค่าเริ่มต้น (ดูรูป 5.4) หลังจากนั้นช่วง Drift = 1.00% ถึง Drift = 4.00% อัตราการลดค่าสติฟเนสของโครงสร้างจึงเริ่มลดลง ที่ Drift = 4.00% ก่อนการวิบัติพบว่าค่าสติฟเนสคงเหลือประมาณ 16.9% ของค่าสติฟเนสเริ่มต้น

เมื่อพิจารณาผลภาพรวมความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาแบบจำลอง SS2 ที่แสดงในรูป 4.12 พบว่าโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อยังคงสามารถรับแรงทางด้านข้างได้ดีหลังจากแตะจุดสูงสุดที่ค่า Drift 2.00% ไปจนถึงค่า Drift = 4.00% ซึ่งจากผลการทดลองในช่วงดังกล่าวชี้ให้เห็นว่าโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อมีความเหนียวสามารถให้ตัวได้ดี เมื่อถูกแรงทางด้านข้างกระทำแบบเป็นวัฏจักรเกิดการเสื่อมลดความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างไม่มากนักจนกระทั่งถึงค่า Drift = 4.00%



รูปที่ 5.3 แสดงการเสื่อมลดค่าสติฟเนสของแบบจำลอง SS2 ที่เปอร์เซ็นต์การเอียงตัวต่างๆ



รูปที่ 5.4 แสดงการเสื่อมลดค่าสติฟเนสของแบบจำลอง SS2 เทียบกับค่าสติฟเนสเมื่อเริ่มทดลองรอบแรก

สำหรับผลการทดลองให้แรงสลับที่ค้ำ ผลการทดลองพบว่าในรอบการให้แรงซ้ำค่าสติฟเนสเกิดการเสื่อมลดจากการให้แรงรอบแรกเพียงเล็กน้อย ซึ่งค่าสติฟเนสที่ได้จากรอบการทดลองให้แรงซ้ำแสดงในตาราง 5.2 และกราฟเส้นประในรูปที่ 5.3

### 5.1.3 ค่าการสลายพลังงานและการสลายพลังงานสะสม

ความสามารถในการกระจายพลังงาน (Energy dissipation capacity) เป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับการประเมินความสามารถของโครงสร้างเพื่อความอยู่รอดเมื่อถูกกระทำจากแรงทางด้านข้างกระทำแบบเป็นวัฏจักรก่อนการวิบัติของโครงสร้าง ผลการทดลองจากรูปที่ 4.1 - 4.11 ในบทที่ 4 ถูกนำมาคำนวณค่าการสลายพลังงาน (Energy Dissipation) ในแต่ละรอบของการเคลื่อนตัวแบบวัฏจักรครบ 1 รอบ และค่าการสลายพลังงานสะสม (Cumulative Energy Dissipation) เพื่อดูความสามารถในการกระจายพลังงานของโครงสร้าง โดยพลังงานที่กระจายไปภายในวงรอบหรือรอบที่  $i$  ( $E_{Di}$ ) ได้มาจากพื้นที่ที่ล้อมรอบด้วยเส้นโค้งการกระจัด-แรงภายในวงรอบ  $i$  ตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 5.2 ค่าการสลายพลังงานและค่าการสลายพลังงานสะสมที่คำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.3

จากค่าในตารางที่ 5.3 จะเห็นว่าโครงสร้างทดลอง SS2 จะมีการสลายพลังงานในแต่ละรอบของการเคลื่อนตัวแบบวัฏจักรครบ 1 รอบเพิ่มมากขึ้นเมื่อมีการเพิ่มเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาครบ 1 รอบในรอบแรก อย่างไรก็ตามในรอบของการให้แรงซ้ำพบว่าค่าการสลายพลังงานจะมีค่าลดลงจากรอบแรก ซึ่งการที่ค่าการสลายพลังงานรอบที่ 2 มีค่าลดลงจากรอบแรกอาจพิจารณาได้ว่าอาจจากสาเหตุของการแตกร้าวในรอบที่ 2 เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มเติมน้อยลงเมื่อเทียบกับที่เกิดขึ้นระหว่างการให้แรงรอบแรก

ค่าการสลายพลังงานสะสม (Cumulative Energy Dissipation) ก่อนเกิดการวิบัติ (ในตารางที่ 5.3) ถูกนำมาพล็อตเป็นกราฟเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากผลการทดสอบบนแบบจำลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนและ SS1 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิดที่ได้จากโครงการวิจัยก่อนหน้า Prawatwong et al. (2012) และ Prawatwong et al. (2020) โดยการเปรียบเทียบแสดงไว้ในรูปที่ 5.5

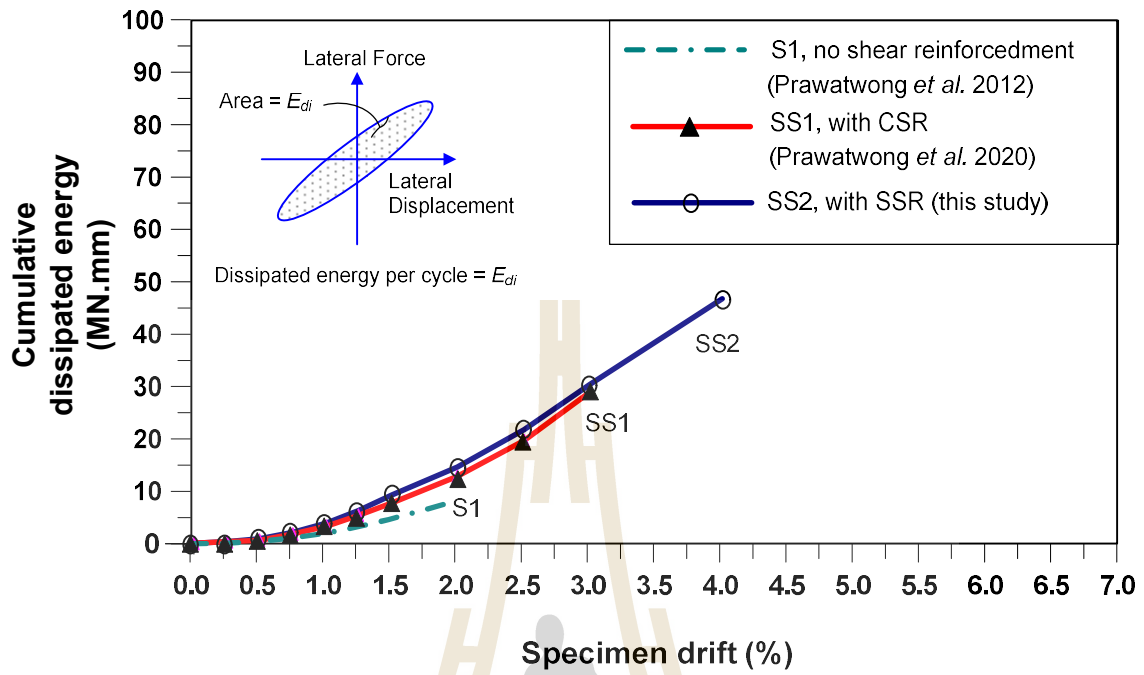
จากการเปรียบเทียบในรูปที่ 5.5 พบว่าตัวอย่างทดสอบ SS2 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบ Double Head Studs แสดงความสามารถในการสลายพลังงานได้มากกว่า SS1 ที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิดถึง 1.6 เท่า โดยตัวอย่างทดสอบ SS2 ที่ทดสอบในโครงการนี้สามารถสลายพลังงานได้สูงถึง 46.54 MN.mm ในขณะที่ SS1 สามารถสลายพลังงานได้เพียง 28.71 MN.mm ก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ และมากกว่าตัวอย่างทดสอบ S1 ถึง 5.8 เท่า



ตารางที่ 5.3 ความสามารถในการสลายพลังงานที่ตรวจวัดได้จากการทดลอง

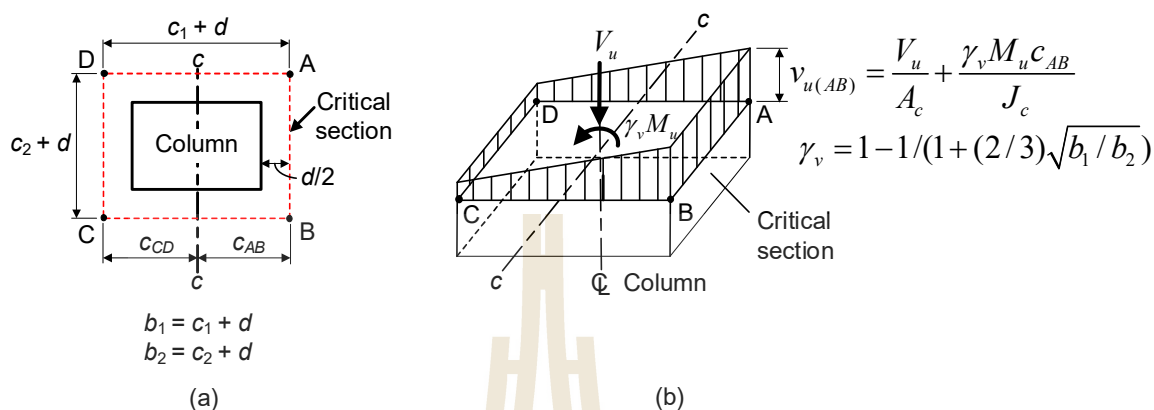
รอบการเอียงตัว สูงสุด	เปอร์เซ็นต์การ เอียงของเสา Drift (%)	การสลายพลังงาน ในแต่ละรอบ, $E_{Di}$ MN-mm	การสลายพลังงาน สะสม SS2 MN-mm	การสลายพลังงาน สะสม SS1* MN-mm
	0.00%	0.00	0.00	0.00
รอบแรก	0.25%	103.89	103.89	91.69
รอบที่ 2	0.25%	62.69	166.58	148.48
รอบแรก	0.50%	381.69	548.27	460.84
รอบที่ 2	0.50%	233.67	781.94	664.23
รอบแรก	0.75%	736.72	1,518.67	1,233.94
รอบที่ 2	0.75%	486.53	2,005.20	1,646.89
รอบแรก	1.00%	1,030.19	3,035.39	2,521.11
รอบที่ 2	1.00%	765.63	3,801.02	3,197.85
รอบแรก	1.25%	1,315.62	5,116.64	4,327.47
รอบที่ 2	1.25%	1,055.01	6,171.66	5,192.88
รอบแรก	1.50%	1,735.19	7,906.84	6,497.13
รอบที่ 2	1.50%	1,395.68	9,302.52	7,738.35
รอบแรก	2.00%	3,046.09	12,348.61	10,637.70
รอบที่ 2	2.00%	2,211.11	14,559.72	12,651.01
รอบแรก	2.50%	3,937.67	18,497.38	16,632.46
รอบที่ 2	2.50%	3,054.55	21,551.93	19,623.20
รอบแรก	3.00%	4,758.17	26,310.10	24,359.09
รอบที่ 2	3.00%	3,880.25	30,190.36	28,709.34
รอบแรก	4.00%	9,149.57	39,339.92	Fail
รอบที่ 2	4.00%	7,202.31	46,542.23	Fail
รอบแรก	5.00%	10,721.83	Fail	Fail
รอบที่ 2	5.00%	5,787.76	Fail	Fail

\*ผลการทดลองบนแบบจำลองที่ใส่เหล็กรับแรงเฉือนรูปแบบเหล็กปลอกปิดโดย Prawatwong et al. (2020)



รูปที่ 5.5 กราฟเปรียบเทียบความสามารถในการสลายพลังงานสะสม

## 5.1.4 หน่วยแรงเฉือน



รูปที่ 5.6 แสดงหน้าตัดวิกฤติที่ใช้คำนวณหาหน่วยแรงเฉือน

เพื่อเปรียบเทียบความสามารถต้านทานหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) ที่บริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบๆ เสาจากผลทดสอบแบบจำลองชนิดต่างๆ ผลการทดสอบถูกนำมาคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่บริเวณหน้าตัดวิกฤติที่ระยะ  $d/2$  จากขอบเสา โดยใช้สมการตามมาตรฐาน ACI 318-14 Section 8.4.4.2.2 ดังแสดงในสมการ 5.1 และ 5.2

$$v_{u,AB} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (5.1)$$

$$v_{u,CD} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c} \quad (5.2)$$

ในสมการ 5.1 และ 5.2 ค่า  $\gamma_v$  สามารถหาได้จากสมการ  $\gamma_v = 1 - 1 / (1 + (2/3) \sqrt{b_1/b_2})$  (5.3)

ในสมการ 5.1 - 5.2  $A_c = b_0 d$  เมื่อ  $b_0 = 2(b_1 + b_2)$  = ความยาวเส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤติสำหรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น  $d$  = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดพื้น  $c_{AB}$ ,  $c_{CD}$  = ระยะที่วัดจากตำแหน่งศูนย์กลางของหน้าตัดวิกฤติไปเส้นตรง AB และเส้นตรง CD ตามลำดับ (ดูรูป 5.6 (a)) และ  $J_c$  คือ polar moment of inertia ของหน้าตัดวิกฤติ ค่า  $J_c$  หาได้จากสมการ 5.4 ตามที่มาตรฐาน ACI ระบุ คือ

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (5.4)$$

โดยในสมการ 5.1 และ 5.2 มาตรฐาน ACI พิจารณาว่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่บริเวณหน้าตัดวิกฤต รอบหัวเสาเกิดจากหน่วยแรงเฉือน 2 ชนิดมากระทำร่วมกัน คือ หน่วยแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear Stress) จากแรงในแนวตั้ง และหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากแรงพลิกทางด้านข้างทำให้เกิดโมเมนต์ดัดส่งผ่านไปเป็นหน่วยแรงเฉือนที่บริเวณจุดเชื่อมต่อ (Shear Stress due to Moment Transfer) เมื่อรวมหน่วยแรงทั้งสองส่วนเข้าด้วยกันจะได้หน่วยแรงเฉือนสุทธิ (Total Shear Stress) ดังสมการที่ 5.1 และ 5.2 อย่างไรก็ตามในที่นี้ผู้วิจัยคำนวณหน่วยแรงเฉือนสุทธิด้านที่เกิดการวิบัติแบบเจาะทะลุก่อนและนำมาใช้เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองชนิดอื่นๆ

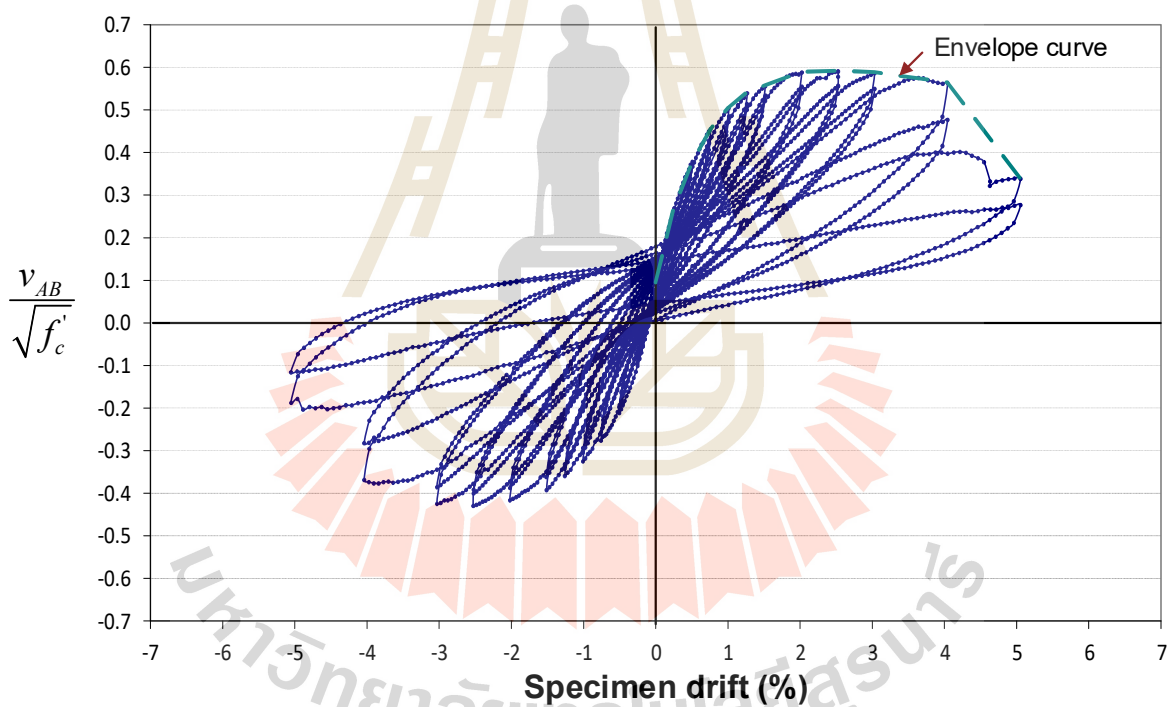
ตารางที่ 5.4 หน่วยแรงเฉือนสุทธิสูงสุดบริเวณหน้าตัดวิกฤตของแบบจำลองชนิดต่างๆ<sup>a</sup>

Specimen	$V_u$ (kN)	$M_u$ (kN.m)	$\gamma_v$	Shear stress, $v_{u,AB}$ (MPa)			$v_u / \sqrt{f'_c}$
				From direct shear	From moment transfer	Total	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
S1 <sup>b</sup>	118	193	0.467	0.65	2.86	3.51	0.55
SS1 <sup>c</sup>	141	325	0.463	0.59	3.46	4.05	0.56
SS2 <sup>*</sup>	141	288	0.463	0.59	3.07	3.66	0.59

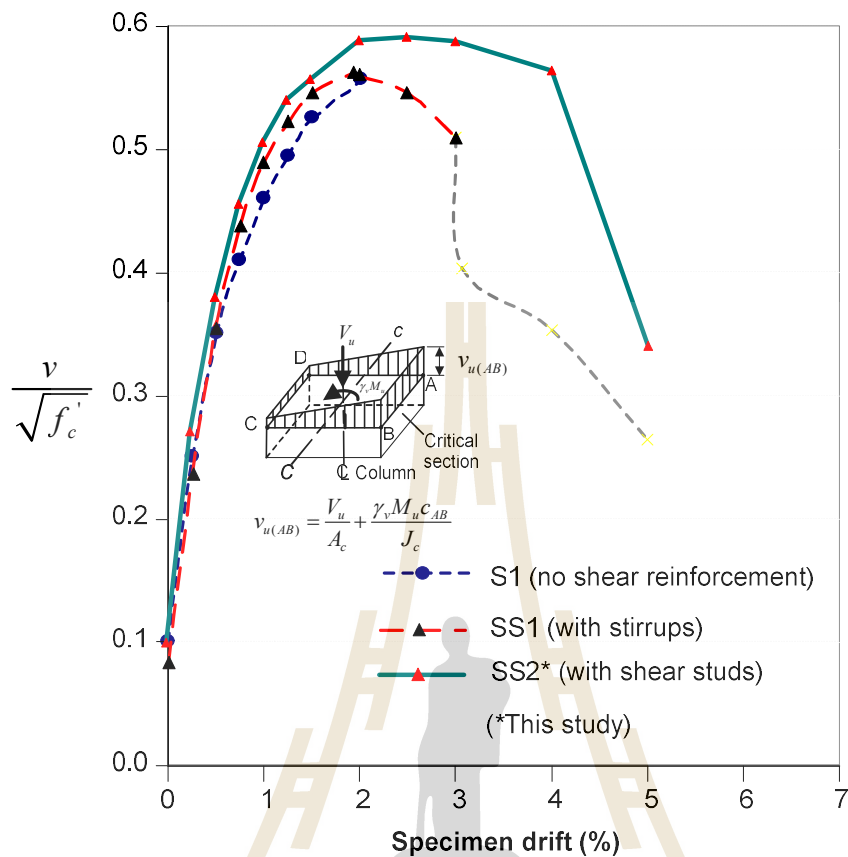
Note: <sup>a</sup> No load factors were used in calculations: Data in Column 3 was calculated from data in positive drift;  $M_u$  is maximum unbalanced moment at center of connection: Maximum unbalanced moment induced by lateral force = lateral force X 1.8 m; <sup>b</sup> Prawatwong et al. (2012); <sup>c</sup> Prawatwong et al. (2020); <sup>\*</sup> This study.

ตารางที่ 5.4 แสดงหน่วยแรงเฉือนสุทธิสูงสุดบนหน้าตัดวิกฤต AB ( $v_{u,AB}$ ) ที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองชนิดต่างๆ S1 และ SS1 จาก Prawatwong et al. (2012) และ Prawatwong et al. (2020) และ SS2 ที่ได้จากการทดลองในโครงการวิจัยนี้ ผลจากแบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมหมุดเฉือน ค่า  $M_u = 288$  kN-m. ในตาราง 5.4 หาโดยนำแรงด้านข้างสูงสุดด้าน Drift (+) คูณด้วยความสูง (1.8 m) ของเสา ส่วนแรงเฉือนจากแรงโน้มถ่วงระหว่างทำการทดลอง  $V_u = 141$  kN ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis) เพื่อให้ได้  $V_u/V_0 = 0.28$  ที่อธิบายไว้ก่อนหน้านี้อแล้วในบทที่ 3 ซึ่งเมื่อคำนวณโดยใช้สมการ 5.1 ได้ค่าหน่วยแรงเฉือนสุทธิสูงสุด  $v_{u,AB} = 3.66$  MPa แต่เพื่อใช้เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากวิจัยอื่นๆและเปรียบเทียบกับสมการตามมาตรฐาน ACI มีการนำ  $v_{u,AB}$  มาหารด้วยรากที่สองของกำลังอัดประลัยของคอนกรีตพื้นแบบจำลองและค่าที่ได้แสดงไว้ในคอลัมน์ที่ 8 ของตาราง 5.4

รูปที่ 5.7 แสดงการผันแปรของระดับหน่วยแรงเฉือนสุทธิ  $v_{AB}$  ที่คำนวณได้บนหน้าตัดวิกฤติ AB ต่อรากที่สองของกำลังอัดประลัยของคอนกรีตแผ่นพื้นจากการทดสอบแบบจำลอง SS2 ที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างรวม 3,589 จังหวะตลอดจนสิ้นสุดการทดลอง ในรูป 5.7 เส้นโค้งกระดูกสันหลัง (Backbone Curve) หรือโค้งแสดงความสัมพันธ์เปลือกนอก (Envelope Curve) ถูกลากขึ้นเพื่อใช้ประกอบพิจารณาความสัมพันธ์ของระดับของหน่วยแรงเฉือนสุทธิที่หน้าตัดวิกฤติและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาในภาพรวม เพื่อนำไปใช้ในการเปรียบเทียบกับผลการทดลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนและ SS1 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิด ซึ่งการเปรียบเทียบบดงกล่าวได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.8 จากนั้นหน่วยแรงเฉือนสุทธิสูงสุดที่ได้จากการทดลองที่แสดงในตารางที่ 5.4 (และรูปที่ 5.7) ถูกนำมาพล็อตเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากตัวอย่างทดสอบอื่นๆ ที่มีการทดสอบโดยนักวิจัยหลายกลุ่มในอดีตและเปรียบเทียบกับสมการกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตอัดแรงตามที่ระบุโดย ACI 318-14 ในรูปที่ 5.9



รูปที่ 5.7 การผันแปรระดับของหน่วยแรงเฉือนสุทธิที่คำนวณได้บนหน้าตัดวิกฤติ AB จากผลการทดสอบแบบจำลอง SS2 ที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวตลอดการทดลอง

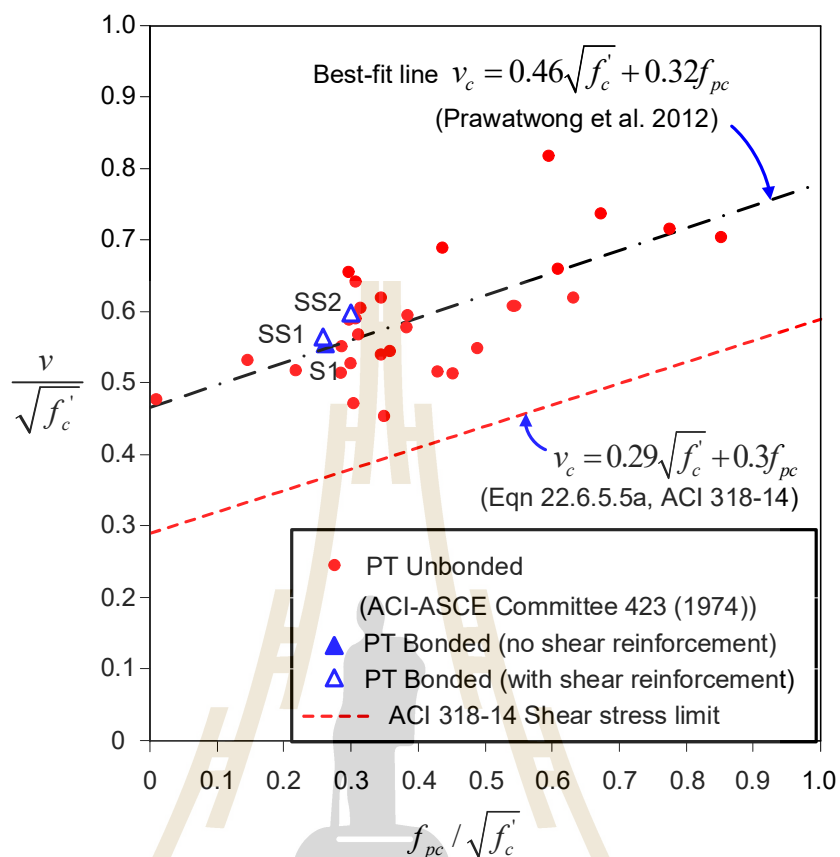


Note: 1. Effective depth  $d = 0.8h$  was assumed according to ACI 318-02.  
 2. Combined stresses were calculated at  $d/2 = 60$  mm from column face.

**รูปที่ 5.8** แสดงการเปรียบเทียบระดับของหน่วยแรงเฉือนสุทธิ  
 ที่คำนวณได้บนหน้าตัดวิกฤติ AB จากผลการทดสอบแบบจำลองชนิดต่างๆ

จากรูป 5.8 เมื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพการใช้หมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นแบบจำลอง SS2 กับ SS1 และ S1 ข้อมูลในรูปแบบแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นช่วยเพิ่มประสิทธิภาพของจุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสาให้มีความสามารถในการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายใต้แรงสลับทิศแบบวัฏจักรให้ดีขึ้นมากอย่างมีนัยสำคัญ ผลที่ได้จากการเปรียบเทียบถ้าใช้กำลังอัดประลัยของคอนกรีตพื้นเท่ากันบ่งชี้ว่า SS2 สามารถต้านทานหน่วยแรงเฉือนได้สูงกว่าที่ได้จากผลการทดสอบโดยใช้แบบจำลอง S1 และ SS1 และข้อมูลในรูป 5.8 แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าหลังจากหน่วยแรงเฉือนขึ้นไปแตะจุดสูงสุดที่ Drift = +2.0% หมุดเฉือนยังสามารถช่วยป้องกันไม่ให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติจากการเฉาะทะลุได้ถึงจนกระทั่งถึง Drift = +4.0% โดยมีการเสื่อมลดกำลังรับแรงเฉือนเพียงเล็กน้อยและที่ภาวะขีดสุดยังพบว่าเกิดการวิบัติที่หน้าตัดไถลออกไปนอกบริเวณที่มีการวางหมุดเฉือน (ดูรูป 4.27 ในบทที่ 4)



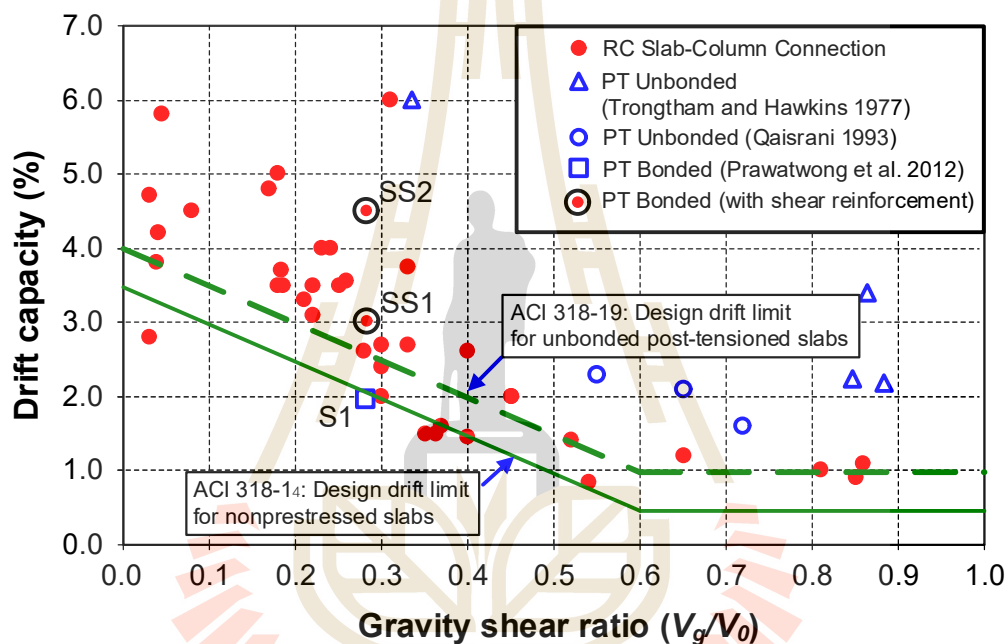


รูปที่ 5.9 แสดงการเปรียบเทียบหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการทดลองกับผลจากนักวิจัยอื่นๆ และกับสมการกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตอัดแรงตามที่ระบุโดย ACI 318-14

หากเปรียบเทียบการใช้เหล็กปลอกปิดในแผ่นพื้นแบบจำลอง SS1 Prawatwong et al. (2020) กับผลการทดลองจากแบบจำลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น ข้อมูลในรูป 5.8 และรูปที่ 5.9 ชี้ให้เห็นว่าการเสริมเหล็กปลอกปิดในแผ่นพื้นช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรให้ดีขึ้นได้เพียงเล็กน้อย อย่างไรก็ตามผลการเปรียบเทียบระหว่าง SS1 กับ S1 (ในรูปที่ 5.8) แสดงให้เห็นว่าการเสริมเหล็กปลอกปิดสามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพได้ดีปานกลางในด้านที่ช่วยหน่วงการวิบัติจากการเฉาะทะลุหลังจากหน่วยแรงเฉือนขึ้นไปแตะจุดสูงสุดที่ Drift = +2.0% โดยเหล็กปลอกปิดยังคงสามารถช่วยป้องกันไม่ให้ตัวอย่างทดสอบจากการวิบัติแบบเฉาะทะลุในช่วงระหว่าง Drift = 2.0% ถึง Drift = 3.0% โดยในช่วง Drift = 2.0% ถึง Drift = 3.0% เกิดการเสื่อมลดกำลังรับแรงเฉือนลงไปบางส่วน นอกจากนี้ผลการทดลองโดย Prawatwong et al. (2020) พบว่าเมื่อ Drift เกินกว่า 3.0% ที่ภาวะขีดสุดการวิบัติแบบเฉาะทะลุยังคงเกิดขึ้นภายในในบริเวณที่มีการวางเหล็กปลอกปิดรับแรงเฉือน

อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบผลการทดลองที่มีการใส่เหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ( $v_c$ ) ที่แสดงเป็นเส้นประในรูป 5.9 ตามสมการที่ 22.6.5.5a ตามมาตรฐาน ACI 318-14 พบว่าการใส่เหล็กปลอกปิดในแผ่นพื้น SS1 (Prawatwong et al. (2020)) และการใช้หมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น SS2 ที่ทดสอบในโครงการนี้ ทั้งคู่ให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตตามที่มาตรฐาน ACI 318-14 กำหนด

### 5.1.5 เปรียบเทียบความสามารถในการเอียงตัววิกฤติ



รูปที่ 5.10 เปรียบเทียบความสามารถในการเอียงตัววิกฤติกับงานวิจัยก่อนหน้า

รูปที่ 5.10 เปรียบเทียบความสามารถในการเอียงตัววิกฤติกับงานวิจัยก่อนหน้า ข้อมูลจากผลการทดสอบการรับแรงทางด้านข้างของบริเวณจุดเชื่อมต่อ SS2 และผลการทดสอบในอดีตอื่นๆ ที่มีการทดสอบที่ระดับ  $V_g/V_0$  ค่าต่างๆ ถูกพล็อตเพื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับ  $V_g/V_0$  และความสามารถในการเอียงตัววิกฤติ โดยข้อมูลส่วนใหญ่ที่แสดงในรูป 5.10 มาจากผลการทดสอบของตัวอย่างจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา (RC) ที่ไม่มีการอัดแรง รวบรวมโดย Pan และ Moehle (1989) ในขณะที่ผลการทดสอบบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded PT Slabs) ที่มีอยู่จำนวนหนึ่งทดสอบโดย Trongtham และ Hawkins (1977) และ Qaisrani (1993) และในรูปที่ 5.10 ชีตจำกัดการออกแบบสำหรับเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา (Design drift limit) สำหรับบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้น

คอนกรีตเสริมเหล็ก (RC) ที่ไม่มีการอัดแรง (Nonprestressed Slabs) ที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI 318 ฉบับก่อนปี 2019 และสำหรับบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดลวดอัดแรงไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded PT Slabs) ที่เสนอโดย Zhou et al. (2017) ที่มีการระบุเพิ่มเข้ามาใหม่ ใน ACI 318-19 ปี 2019 หมวดที่ 18.14.5.1(b) โดยขีดจำกัดดังกล่าวมาจากฐานข้อมูลการทดสอบ ถูกเขียนซ้อนลงไปเพื่อใช้อ้างอิงและเปรียบเทียบ โดยบทบัญญัติเกี่ยวกับแผ่นดินไหวในมาตรฐาน ACI 318-19 หมวด 18.14.5 ระบุว่าเมื่อค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัว (Drift) ที่ต้องการออกแบบเกินขีดจำกัดที่กำหนดต้องมีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนขั้นต่ำในพื้นที่สำหรับบริเวณจุดเชื่อมต่อหรือต้องมีการตัดแปลงอื่นๆ ในการออกแบบเพื่อให้เป็นไปตามขีดจำกัดการออกแบบที่ต้องการ และเมื่อใช้การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนการเสริมนั้นต้องเป็นไปตามข้อกำหนดกำลังขั้นต่ำและยึดออกไปอย่างน้อย  $4h$  และตั้งฉากกับขอบของเสาหรือจตุรรองรับ โดยที่  $h$  คือความหนาของแผ่นพื้น

ข้อมูลในรูป 5.10 แสดงให้เห็นประโยชน์ของการใส่หมุดรับแรงเฉือน ชนิดที่ 2 (Double head studs) ในพื้นคอนกรีตอัดแรงที่ลวดอัดแรงมีการยึดเหนี่ยว (Bonded PT Slabs) ซึ่งผลการทดลองตัวอย่างทดสอบ SS2 ที่มีการใส่หมุดรับแรงเฉือนที่ทดสอบในโครงการวิจัยนี้ ให้ความสามารถในการเอียงตัวสูงสุดของเสาเพิ่มขึ้นจากตัวอย่างทดสอบ S1 ที่ไม่มีการใส่เหล็กรับแรงเฉือนและจากตัวอย่างทดสอบ SS1 ที่มีการใส่เหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิด (Closed-Hoop Stirrups) อย่างมีนัยสำคัญ ที่ค่า Gravity shear ratio ( $V_g/V_o$ ) เท่ากัน โดยผลการทดลองตัวอย่างทดสอบ SS2 ที่มีการใส่หมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นให้ค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาสูงสุดถึง  $Drift = 4.51\%$  ก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉาะทะลุที่ภาวะขีดสุด ซึ่งมากกว่า S1 และ SS1 ถึง 2.26 เท่า และ 1.50 เท่าตามลำดับ และผลการทดสอบ SS2 แสดงความสามารถทนการเอียงตัวของเสาได้สูงกว่าขีดจำกัดของการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนขั้นต่ำตามบทบัญญัติเกี่ยวกับแผ่นดินไหว ACI 318-19 หมวด 18.14.5 ทั้งสองกรณี คือ ทั้งกรณีพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรง ชนิดลวดอัดแรงไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded PT Slabs) และกรณีพื้นที่ไม่มีการอัดแรง (Nonprestressed Slabs)

อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาผลที่ได้จากตัวอย่างทดสอบ S1 (Prawatwong et al. 2012) ในรูปที่ 5.10 พบว่าค่าความสามารถในการเอียงตัววิกฤติมีค่าต่ำกว่าเส้นขีดจำกัดการออกแบบที่ต้องจัดเตรียมเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น ตามหมวดที่ 18.14.5.1(b) ที่ระบุโดยมาตรฐาน ACI 318-19 ดังนั้นจึงมีความเป็นไปได้ว่าขีดจำกัดการออกแบบในหมวดที่ 18.14.5.1(b) ตามมาตรฐาน ACI 318-19 ที่ระบุสำหรับบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดลวดอัดแรงไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded PT Slabs) อาจจะไม่เหมาะสมกับการนำเป็นค่าอ้างอิงในการออกแบบจัดเตรียมเหล็กรับแรงเฉือนบริเวณจุดเชื่อมต่อสำหรับในกรณีเป็นพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded PT Slabs)

## บทที่ 6

### สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

งานวิจัยนี้แบบจำลองย่อส่วน ขนาด 3/5 เท่าของโครงสร้างจริง ของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารที่มีการเสริม Shear Studs ถูกออกแบบ ก่อสร้าง และทำการทดลองให้การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสลับทิศแบบวัฏจักรเพื่อจำลองผลจากแผ่นดินไหว โดยระหว่างการทดลองมีการเพิ่มระดับความรุนแรงขึ้นเพื่อสำรวจพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณวิกฤติที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวโดยละเอียด ตั้งแต่พฤติกรรมช่วง Linear Elastic จนกระทั่งถึงภาวะขีดสุด โดยมีวัตถุประสงค์หลัก คือ

1. สำรวจพฤติกรรมตอบสนองที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดลวดอัดแรงมีการยึดเหนี่ยว ที่มีการเสริม Shear Studs ในแผ่นพื้น
2. ค้นหาวิธีการที่มีประสิทธิภาพ ในการเพิ่มขีดความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว
3. ศึกษาผลของการใส่หมุดเดือในแผ่นพื้นเพื่อใช้ในการป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุและเพิ่มขีดความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว สำหรับพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดที่นิยมใช้แพร่หลายในการก่อสร้างในประเทศไทย
4. ประเมินความเหมาะสมของ มาตรฐานการออกแบบ ACI Building Code ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานการเฉือนทะลุและขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design Drift Limit) ในการออกแบบพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้การโยกตัวจากแรงแผ่นดินไหว

ข้อมูลการตรวจวัดการตอบสนองจากช่องรับสัญญาณทั้งหมด 127 ช่องถูกตรวจวัดในระหว่างการทดสอบ ประสิทธิภาพโดยรวมของการใส่หมุดรับแรงเดือในแผ่นพื้นถูกประเมินและเปรียบเทียบกับผลจากงานวิจัยในอดีตในรูปแบบของความสัมพันธ์ของการต้านทานแรงทางด้านข้างกับค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา (Lateral Force - Drift Response) ความสามารถรับแรงทางด้านข้างสูงสุดของบริเวณจุดเชื่อมต่อ (Connection Ultimate Strength) ความสามารถทนรับการเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift Capacity) ก่อนการวิบัติแบบเฉาะทะลุ

รายงานฉบับนี้ที่รายละเอียดของการทดลอง นำเสนอข้อมูลที่วัดได้และการสังเกต และอธิบายผลลัพธ์ ซึ่งข้อสรุปเบื้องต้นของการศึกษาได้แสดงไว้ในส่วนต่อไป

## 6.1 สรุปผลการวิจัย

### พฤติกรรมตอบสนองต่อการเคลื่อนตัวสลับทิศแบบวัฏจักร

1. โครงสร้างแบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมหมุดรับแรงเฉือน ชนิดที่ 2 (Double Head Studs) ในแผ่นพื้น ในช่วงต้นของการโยกตัวที่องศาการเอียงตัวของเสาต่ำช่วงระหว่าง Drift = 0.25% ถึง 0.50% โครงสร้างมีพฤติกรรมตอบสนองคล้ายระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นที่มีการสลายพลังงานต่ำ ซึ่งพิจารณาได้จากเส้นวงรอบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาที่มีลักษณะยาวและแคบ (ดูรูปที่ 4.1 ถึง 4.2) ที่ Drift = 0.50% เริ่มสำรวจพบการแตกร้าวเริ่มแรกขนาดเล็กจากการตัดบนแผ่นพื้นด้านทิศเหนือและใต้ในทิศทางเดียวกันกับการโยกตัว เมื่อทำการเพิ่มระดับการโยกตัวให้องศาการเอียงตัวของเสาเพิ่มมากขึ้นพบพัฒนาการของรอยแตกร้าวในแผ่นพื้น และเกิดการเสื่อมลดลงของความแกร่งในการรับแรงทางด้านข้าง (Stiffness Degradation) ในขณะที่โครงสร้างมีการสลายพลังงานเพิ่มมากขึ้นตามระดับองศาการเอียงตัวที่เพิ่มขึ้น ที่ Drift = 0.75% พบการแตกร้าวจากการบิดตัวของพื้นเริ่มเกิดขึ้นทางด้านข้างของเสา และเริ่มเด่นชัดขึ้นเมื่อองศาการเอียงตัวของเสาเพิ่มขึ้นถึง Drift = 1.00% เมื่อเพิ่มการเอียงตัวสูงขึ้นไปสู่ Drift = 1.25% เริ่มปรากฏรอยแตกในแนวทแยงมุม 45 องศาจากมุมเสา (ดูรูปที่ 4.16) และช่วง Drift = 1.50% - 4.00% รอยแตกร้าวจากการบิดตัวทางด้านข้างและรอยแตกออกจากมุมเสาเหล่านี้ค่อย ๆ แพร่ขยายพัฒนาเด่นชัดขึ้นไปตามเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสาที่เพิ่มขึ้น ผลสำรวจรอยแตกร้าวในรูปที่ 4.16 - 4.24 ระหว่าง Drift 1.25% - 4.00% พบว่ารอยแตกตามยาวในทิศทางที่แรงสลับทิศจากการทดลอง (ทิศเหนือ-ใต้) บริเวณในขอบเขตที่มีการวางหมุดเฉือนมีการขยายแนวเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย จนเมื่อเพิ่ม Drift ถึงค่า 4.51% ที่ภาวะขีดสุดพบการวิบัติแบบเจาะทะลุ (Punching Failure) เกิดขึ้นที่แผ่นพื้นด้านทิศใต้ หลังจากนั้นเมื่อให้แรงสลับทิศเกิดการเจาะทะลุด้านทิศเหนือตามมา
2. ระหว่างทดลองพบว่าโครงสร้างมีการสลายพลังงานเพิ่มมากขึ้นตามระดับองศาการเอียงตัวที่เพิ่มขึ้น แต่ที่องศาการเอียงตัวของเสาสูงสุดเท่าเดิมพบว่าการสลายพลังงานในรอบการโยกตัวซ้ำเกิดขึ้นน้อยกว่าค่าการสลายพลังงานที่วัดได้ในการโยกตัวรอบแรก (ดูตาราง 5.3)
3. แบบจำลอง SS2 แสดงพฤติกรรมแบบเหนียว เส้น Backbone Curve (ในรูป 5.1) แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างหลังรับแรงทางด้านข้างถึงระดับสูงสุดที่ Drift = 2.00% แล้ว ช่วง Drift = 2.00% ถึง 4.00% บริเวณจุดเชื่อมต่อยังคงสามารถทนรับองศาการเอียงตัวของเสาจากการโยกตัวสลับทิศได้ดีโดย

เกิดการเสื่อมลดความสามารถรับแรงทางด้านข้างลงเพียงเล็กน้อย ซึ่งพฤติกรรมแบบเหนียวดังกล่าวเป็นคุณสมบัติที่ดีในการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว

4. ข้อมูลความเครียดในหมุดเดือนในพื้นที่แบบจำลอง SS2 บ่งชี้ว่าระหว่างการทดลองหมุดเดือนแต่ละตัวยังคงมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเชิงเส้นตรง (Linear Elastic) โดยความเครียดสูงสุดที่วัดได้ในหมุดเดือนแต่ละตัว (รูปที่ 4.28 - 4.47 และ ในตาราง 4.2) ให้ค่าต่ำกว่าค่าความเครียดที่จุดครากของเหล็ก ซึ่งค่าความเครียดดังกล่าวประกอบกับภาพตัดขวางในรูปที่ 4.26 และ 4.27 บ่งชี้ถึงความสามารถในการจำกัดความเครียดของคอนกรีตที่อยู่โดยรอบหมุดเดือนได้ดีและช่วยป้องกันไม่ให้ตัวอย่างทดสอบแตกร้าวหรือการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Failure) ในขอบเขตที่มีการวางหมุดเดือน
5. ผลการตัดคอนกรีตสำรวจภายในพบเส้นแนวการเจาะทะลุอยู่บริเวณด้านนอกขอบเขตการเสริมหมุดเดือน (ดูภาพตัดขวาง รูปที่ 4.26 และ 4.27) ซึ่งบ่งชี้ถึงประสิทธิภาพของหมุดเดือนในการป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติแบบเจาะทะลุ (Punching shear) ในแผ่นพื้นในขอบเขตที่มีการวางหมุดเดือนได้ดี
6. จากพฤติกรรมที่ตรวจพบระหว่างการทดลอง ที่สรุปในข้อ 3, 4 และผลการตัดสำรวจในข้อ 5 บ่งชี้ว่าแบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมหมุดเดือนชนิด Double Head Studs ให้การตอบสนองต่อการโยกตัวสลับทิศแบบวัฏจักรจากผลของแผ่นดินไหวได้ดีมีความเหนียวจนถึง  $Drift = 4.00\%$  และการเสริมหมุดเดือนชนิด Double Head Studs ที่มีการออกแบบอย่างเหมาะสมน่าจะเป็นเป็นวิธีการหนึ่งที่มีประสิทธิภาพในการออกแบบต้านทานการโยกตัวจากแผ่นดินไหว

#### การเพิ่มขีดความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

1. ผลการเปรียบเทียบ Backbone Curve (ในรูป 5.1) ระหว่างแบบจำลอง SS2 กับแบบจำลอง S1 ที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนจาก Prawatwong et al. (2012) และ SS1 ที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิดจาก Prawatwong et al. (2020) ที่มีค่า  $V_s/V_0 = 0.28$  เท่ากัน ผลการเปรียบเทียบชี้ให้เห็นว่าแบบจำลอง SS2 มีความสามารถทนรับการเคลื่อนตัวด้านข้างได้ดีและสามารถทนต่อการเอียงตัว (Drift) สูงสุดของเสาได้ดีกว่าแบบจำลอง S1 และ SS1 โดยแบบจำลอง SS2 ก่อนเกิดการวิบัติสามารถทนต่อการเอียงตัวสูงสุดเพิ่มขึ้น 2.0 เท่าและ 1.33 เท่าเมื่อเทียบกับผลการทดสอบบนแบบจำลอง S1 และ SS1 ตามลำดับ



2. ผลการเปรียบเทียบค่าการสลายพลังงานสะสม (Cumulative Energy Dissipation) ก่อนเกิดการวิบัติจากการเปรียบเทียบในรูปที่ 5.4 พบว่าตัวอย่างทดสอบ SS2 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบ Double Head Studs แสดงความสามารถในการสลายพลังงานได้มากกว่า SS1 ที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบเหล็กปลอกปิดถึง 1.6 เท่า โดยตัวอย่างทดสอบ SS2 ที่ทดสอบในโครงการนี้สามารถสลายพลังงานได้สูงถึง 46.54 MN.mm ในขณะที่ SS1 สามารถสลายพลังงานได้เพียง 28.71 MN.mm ก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ และมากกว่าตัวอย่างทดสอบ S1 ถึง 5.8 เท่า
3. ผลการเปรียบเทียบระดับหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่หน้าตัดวิกฤติในแผ่นพื้นของแบบจำลอง SS2 กับ SS1 และ S1 ในรูปที่ 5.6 พบว่าตัวอย่างทดสอบ SS2 ที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบ Double Head Studs สามารถต้านทานหน่วยแรงเฉือนสูงสุดได้สูงกว่าที่ได้จากผลการทดสอบโดยใช้แบบจำลอง S1 และ SS1 โดยหลังจากหน่วยแรงเฉือนขึ้นไปแตะจุดสูงสุดที่  $\text{Drift} = +2.0\%$  หมุดเฉือนยังสามารถช่วยป้องกันไม่ใหตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติจากการเจาะทะลุได้จนถึงกระทั่ง  $\text{Drift} = +4.0\%$  โดยมีการเชื่อมลดกำลังรับแรงเฉือนเพียงเล็กน้อย ซึ่งข้อมูลการเปรียบเทียบในรูปที่ 5.6 แสดงให้เห็นชัดเจนว่าการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น SS2 ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพของจุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสาให้มีความสามารถในการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายใต้แรงสลับทิศแบบวัฏจักรให้ดีขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

**ความเหมาะสมของมาตรฐานการออกแบบ ACI Building Code ด้านกำลังต้านทานการเฉือนทะลุและขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design Drift Limit) ในการออกแบบพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้การโยกตัวจากแรงแผ่นดินไหว**

1. ผลการเปรียบเทียบหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการทดลองจากโครงการวิจัยนี้ (SS2) และจากผลทดสอบที่ผ่านมาในอดีต ทั้ง S1 จาก Prawatwong et al. (2012) และ SS1 จาก Prawatwong et al. (2020) โดยใช้ค่า  $V_u/V_o = 0.28$  เท่ากัน พบว่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่คำนวณได้บนหน้าตัดวิกฤติที่ระยะ  $d/2$  โดยรอบเสาของแบบจำลองที่ภาวะขีดสุดทั้งหมดมีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงเฉือนทะลุของคอนกรีตตามสมการ 22.6.5.5a ที่ระบุโดย ACI 318-14 (ดูรูป 5.7) ซึ่งค่ากำลังที่ได้จากการทดลองมีค่ามากกว่าแสดงถึงความเหมาะสมของสมการ 22.6.5.5a ในการนำไปใช้อ้างอิงขีดจำกัดกำลังรับแรงเฉือนทะลุของคอนกรีตในการออกแบบจุดเชื่อมต่อภายใต้ภายใต้การโยกตัวจากแรงแผ่นดินไหวสำหรับกรณีพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรงชนิดที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded PT Slabs)

2. ผลการเปรียบเทียบความสามารถในการเอียงตัววิกฤติ ในรูป 5.8 พบว่าผลที่ได้จากตัวอย่างทดสอบ S1 (Prawatwong et al. 2012) ให้ค่าความสามารถในการเอียงตัววิกฤติที่ต่ำกว่าเส้นขีดจำกัดการออกแบบที่ต้องจัดเตรียมเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่เพิ่มเข้ามาใหม่ ในหมวดที่ 18.14.5.1(b) ตามมาตรฐาน ACI 318-19 ดังนั้นจึงมีความเป็นไปได้ว่าขีดจำกัดการออกแบบในหมวดที่ 18.14.5.1(b) ตามมาตรฐาน ACI 318-19 ที่ระบุสำหรับบริเวณจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดลวดอัดแรงไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded PT Slabs) อาจจะไม่เหมาะสมกับการนำไปเป็นค่าอ้างอิงในการออกแบบจัดเตรียมเหล็กรับแรงเฉือนบริเวณจุดเชื่อมต่อในกรณีเป็นพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded PT Slabs)

## 6.2 ข้อเสนอแนะ

จากข้อกำหนดเรื่องจำนวนผลการทดสอบจุดเชื่อมต่อภายใต้แรงสลับทิศกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรในกรณีพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรงชนิดที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded PT Slabs) ยังมีน้อย ดังนั้นบทบัญญัติเกี่ยวกับแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI 318-19 หมวด 18.14.5 ฉบับปรับปรุงล่าสุดปัจจุบัน จึงยังไม่มีข้อสรุปที่ชัดเจนในประเด็นขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design Drift Limit) สำหรับการออกแบบจุดเชื่อมต่อกรณีพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรงชนิดที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded PT Slabs) ซึ่งเป็นที่นิยมใช้งานในประเทศไทย ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการทดสอบความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อชนิดนี้เพิ่มเติม ที่ค่า Gravity Shear Ratio ( $V_g/V_o$ ) อื่นๆ เพื่อจะได้มีฐานข้อมูลเพียงพอก่อนที่จะได้ข้อสรุป



## บรรณานุกรม

- กฤษฎา โพธิ์สัย (2017). การทดสอบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่มีหมุดรับแรงเฉือนภายใต้แรงสลับทิศ. วิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโท. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- ชนกร ชุนฤทธิ์, พิสมนต์ อุดมวรรัตน์, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์, อติสร โอวาทศิริวงศ์, และอำนาจ คำพานิช (2020). พฤติกรรมโครงสร้างจุดต่อพื้น-เสาเสริมหมุดเหล็กภายใต้แรงด้านข้างแบบวัฏจักร. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25.
- ACI Committee 318 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute (ACI). Farmington Hills, USA.
- ACI Committee 318 (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary, American concrete institute (ACI). Farmington Hills, USA.
- ACI-ASCE Committee 352 (1988). Guide for Design of Slab-column Connections in Monolithic Concrete Structures (ACI 352.1R-11). American Concrete Institute (ACI). Farmington Hills, USA.
- ACI-ASCE Committee 423, (1974). Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates. ACI Journal. 67, 12: 61-71.
- ASTM A1044/A1044M-16a (2016). Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete.
- Brown S. J. (2003). Seismic Response of Slab Column Connections, Ph.D. dissertation, Univ. of Calgary, Alberta
- Cao H. J. (1993). Seismic Design of Slab-Column Connections, Masters dissertation, Univ. of Calgary, Alberta
- Choi, M. S.; Cho, I. J.; Han, B. S.; Ahn J. M.; and Shin, S. W. (2007). Experimental Study of Interior Slab-Column Connections Subjected to Vertical Shear and Cyclic Moment Transfer, Key Engineering Materials, 348, 641-644.
- Dechka, D. C. (2001). Response of Shear-Stud-Reinforced Continuous Slab-Column Frames to Seismic Loads, Ph.D. dissertation, Univ. of Calgary, Canada, 472 pp

- Durrani, A. J., and Du, Y. (1992). Seismic Resistance of Slab-Column Connections in Existing Non-Ductile Flat-Plate Buildings. Tech. Rep. NCEER-92-O010, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- Farhey, D. N., Adin. M. A., and Yankelevsky D. Z. (1993). RC Flat Slab-Column Subassemblages Under Lateral Loading, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 119(6), 1903-1916.
- Fick, D. R., Sozen, M. A., and Kreger, M. E. (2014). Cyclic Lateral Load Test and the Estimation of Elastic Drift Response of a Full-Scale Three-Story Flat-Plate Structure, *ACI Special Publication*, 296, 1-14.
- Gayed, R. B. and Ghali, A. (2006). Seismic-resistant Joints of Interior Columns with Prestressed Slabs, *ACI Structural Journal*, 103(5), 710-719.
- Ghali, A.; Elmasri, M. Z.; and Dilger, W. (1976). Punching of Flat Plates under Static and Dynamic Horizontal Forces, *ACI Journal Proceedings*, 73(10), 566-572.
- Hammill, N., and Ghali, A. (1994). Punching shear resistance of corner slab-column connections, *ACI Structural Journal*, 91(6): 697-707.
- Han, S. W.; Kee, S. H.; Park, Y. M.; Ha, S. S.; and Wallace, J. W. (2009). Effects of Bottom Reinforcement on Hysteretic Behavior of Posttensioned Flat Plate Connections, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 135(9), 1019-1033.
- Han, S. W.; Kee, S.; Kang, T. H.; Ha, S.; Wallace, J. W.; and Lee, L. (2006). Cyclic Behaviour of Interior Post-Tensioned Flat Plate Connections, *Magazine of Concrete Research*, 58(10), 699-712.
- Hanson, N. W. and Hanson, J. M. (1968). Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns, *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, 10(1), 2-16.
- Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Hanna, S. N. (1975). The Effects of Shear Reinforcement on the Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(4), 572-582.
- Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Sheu, M. S. (1974). Cyclic Behavior of Six Reinforced Concrete Slab-Column Specimens Transferring Moment And Shear, Progress Report 1973-74, Division of Structures and Mechanics, Department of Civil Engineering, Univ. of Washington

- Hawkins, N.M. and Mitchell, D. (1979). Progressive collapse of flat-plate structure, *ACI Structural Journal*, Vol. 76, No. 7, pp. 775–809.
- Himawan, A. and Teng, S. (2014). Cyclic Behavior of Post-Tensioned Slab-Rectangular Column Connections, *ACI Structural Journal*, 111(1), 177-187.
- Hueste, M.B.D., Browning, J., Lepage, A., and Wallace, J.W. (2007). Seismic design criteria for slab-column connections, *ACI Structural Journal*, 104(4), 448-458.
- Hueste, M.D. and Wight, J.K. (1999). A nonlinear punching shear failure model for interior slab-column connections, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 9, pp. 997–1008.
- Hwang, S. (1989) An Experimental Study of Flat-Plate Structures under Vertical and Lateral Loads, Ph.D. dissertation, Univ. of California, Berkeley, 278 pp.
- Islam, S. and Park, R. (1976) Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure, *Journal of the Structural Division*, 102(3), 549-568.
- Kang, S. M.; Park, H. G.; and Kim, Y. N. (2013) Lattice-Reinforced Slab-Column Connections under Cyclic Lateral Loading, *ACI Structural Journal*, 110(6), 929-939.
- Kang, T. H. and Wallace, J. W. (2006). Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections, *ACI Structural Journal*, 103(4), 531-540.
- Kang, T. H. and Wallace, J. W. (2008). Seismic Performance of Reinforced Concrete Slab-Column Connections with Thin Plate Stirrups, *ACI Structural Journal*, 105(5), 617-625.
- Kang, T. H. K. (2004). Shake Table Tests and Analytical Studies of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Flat Plate Frames, Ph.D. dissertation, Univ. of California, Los Angeles, 309 pp
- Luckkikanun A, Prawatwong U, Warnitchai P. (2019). Cyclic testing of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud. 16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC16), Brisbane, Australia.
- Megally, S. and Ghali, A. (2000). Punching shear design of earthquake-resistant slab-column connections, *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 5, pp. 720–730.
- Mitchell, D., Adams, J., Devall, R.H., Lo, R.C. and Weichert, D. (1986). Lessons from the 1985 Mexican earthquake, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 13, No. 5, pp. 535–557.



- Morrison, D. G. and Sozen, M. A. (1981). Response of Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads, Volume 1, Technical Report to NSF, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign
- Pan, A.D; Moehle J.P. (1988). Reinforced Concrete Flat Plates under Lateral Loading. An Experimental Study Including Biaxial Effects, Report UCB/EERC-88/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- Pan A.D; Moehle J.P. (1989). Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates, ACI Structural Journal, 86 (3), 250-258.
- Pan, A. and Moehle, J. P. (1989) "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates," ACI Structural Journal, 86(3), 250-258.
- Pan, A.P. and Moehle, J.P. (1992). "An experimental study of slab column connections", ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 6, pp. 626-638.
- Park, H. G.; Kim, Y. N.; Song, J. G.; and Song, S. M. (2012) "Lattice Shear Reinforcement for Enhancement of Slab-Column Connections," ASCE Journal of Structural Engineering, 138(3), 425-437.
- Prawatwong U, Warnitchai P, and Luckkikanun A. (2020). Seismic performance of post-tensioned flat plate systems with shear reinforcements. 17<sup>th</sup> World conference on earthquake engineering (17WCEE). Sendai, Japan
- Prawatwong, U.; Warnitchai, P.; and Tandian, C. (2012) "Seismic Performance of Bonded Post-Tensioned Slab-Column Connections with and without Drop Panels," Advances in Structural Engineering, 15(10), 1653-1672.
- Qaisrani, A. N. (1993) "Interior Post-Tensioned Flat-Plate Connections Subjected to Vertical and Biaxial Lateral Loading," Ph.D. dissertation, Univ. of California, Berkeley
- Ramos, A., Marreiros R., Almeida A., Isuffi B., and Inácio M. (2017), "Punching of flat slabs under reversed horizontal cyclic loading," ACI Special Publication SP-315 and fib Bulletin 81, ACI - fib International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs, American Concrete Institute (ACI) and fib (International Federation for Structural Concrete), SP-315-08, 253-272.

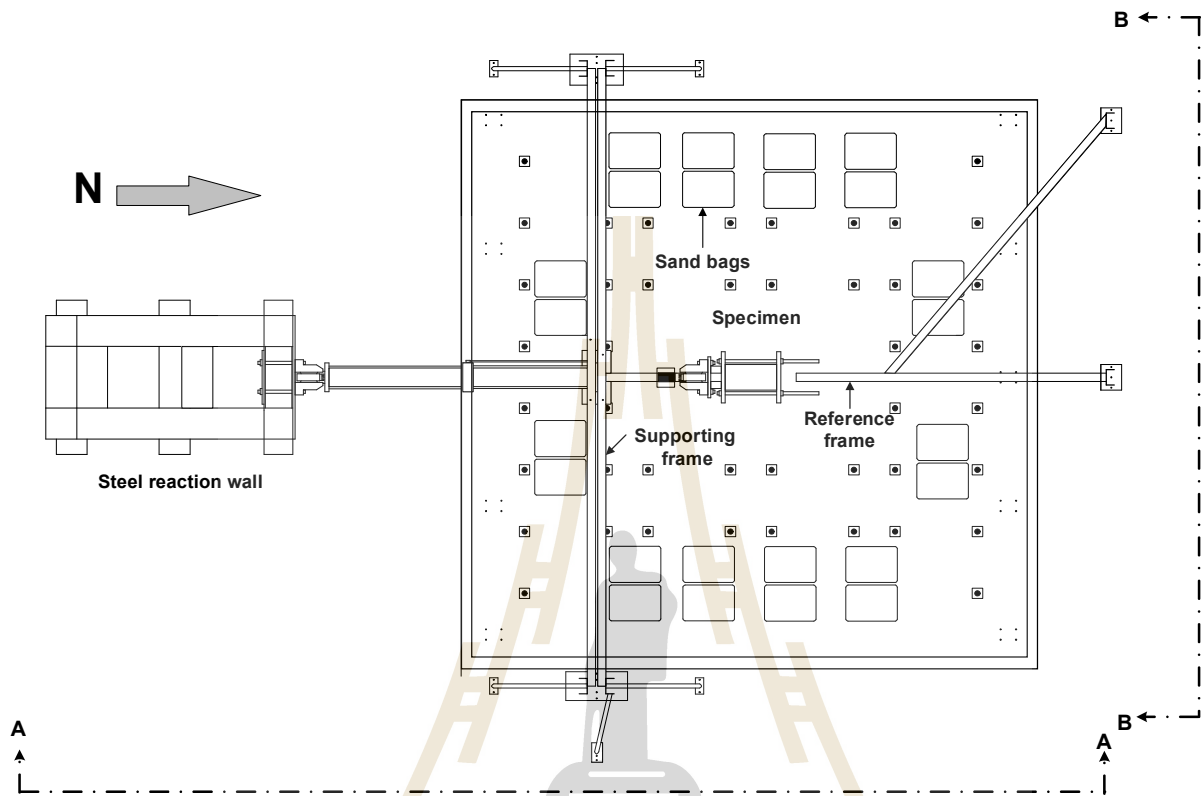
- Rha, C.; Kang, T. H.; Shin, M.; and Yoon, J. B. (2014) "Gravity and Lateral Load-Carrying Capacities of Reinforced Concrete Flat Plate Systems," *ACI Structural Journal*, 111(4), 753-764.
- Robertson, I. and Johnson G. (2006). Cyclic Lateral Loading of Nonductile Slab-Column Connections, *ACI Structural Journal*, 103(3), 356-364.
- Robertson, I.N. (1990). Seismic Response of Connections in Indeterminate Flat-Slab Subassemblies, Ph.D. dissertation, Rice University, Houston, 278 pp.
- Robertson, I.N.; Kawai, T.; Lee, J.; and Enomoto, B. (2002) Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 99(5), 605-613.
- Robertson, I.N.; Kawai, T.; Lee, J.; and Enomoto, B. (2002). Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 99(5), 605-613.
- Song, J. K.; Kim, J.; Kim, H. B.; and Song, J. W. (2012). Effective Punching Shear and Moment Capacity of Flat Plate-Column Connection with Shear Reinforcements for Lateral Loading, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 19-29.
- Symonds, D. W.; Hawkins, N. M.; and Mitchell, D. (1976). Slab-Column Connections Subjected to High Intensity Shears and Transferring Reversed Moments, Technical Report SM 76-2, Department of Civil Engineering, Univ. of Washington.
- Tan, Y. and Teng, S. (2005). Interior Slab-Rectangular Column Connections under Biaxial Lateral Loadings, *ACI Special Publication*, 232, 147-174.
- Tian, Y.; Jirsa, J. O.; Bayrak, O.; and Argudo, J. F. (2008). Behavior of Slab-Column Connections of Existing Flat-Plate Structures, *ACI Structural Journal*, 105(5), 561-569.
- Trongtham, N. and Hawkins, N. M. (1977). Moment Transfer to Columns in Unbonded Post-Tensioned Prestressed Concrete Slabs, Department of Civil Engineering, Univ. of Washington.
- Zhou, Y. and Hueste, M.D. (2017), "Review of Test Data for Interior Slab-Column Connections with Moment Transfer," *ACI Special Publication SP-315 and fib Bulletin 8*, *ACI - fib International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs*, American Concrete Institute (ACI) and fib (International Federation for Structural Concrete), SP-315-08, 141-166.

Zee, H. L. and Moehle, J. P. (1984). Behavior of Interior and Exterior Flat Plate Connections Subjected to Inelastic Load Reversals, Technical Report to NSF, Univ. of California, Earthquake Engineering Research Center.

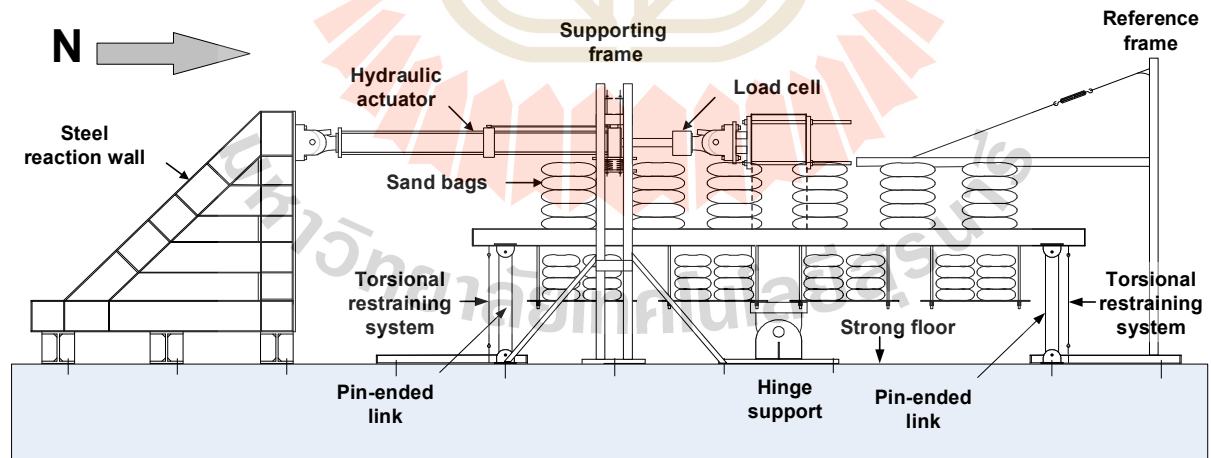


ภาคผนวก ก  
รายละเอียดของแบบจำลอง SS2

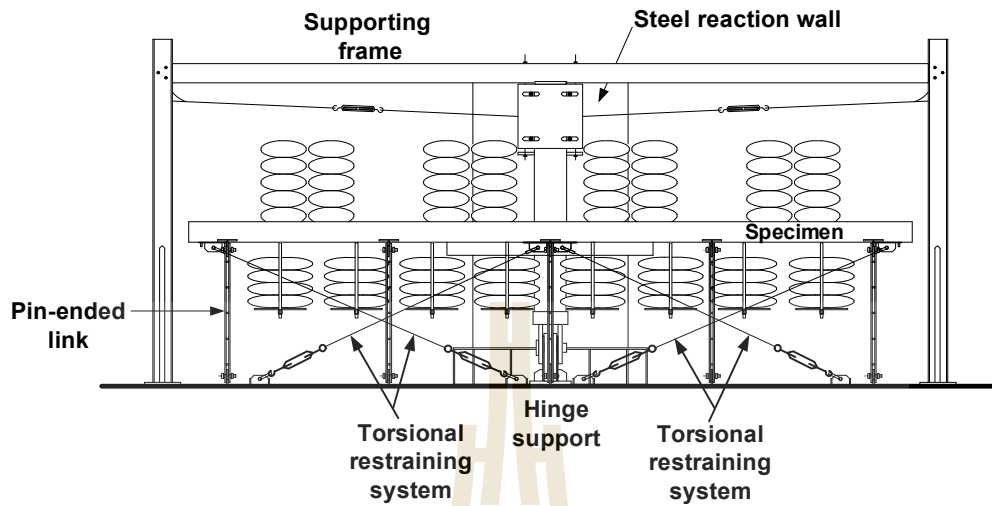
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



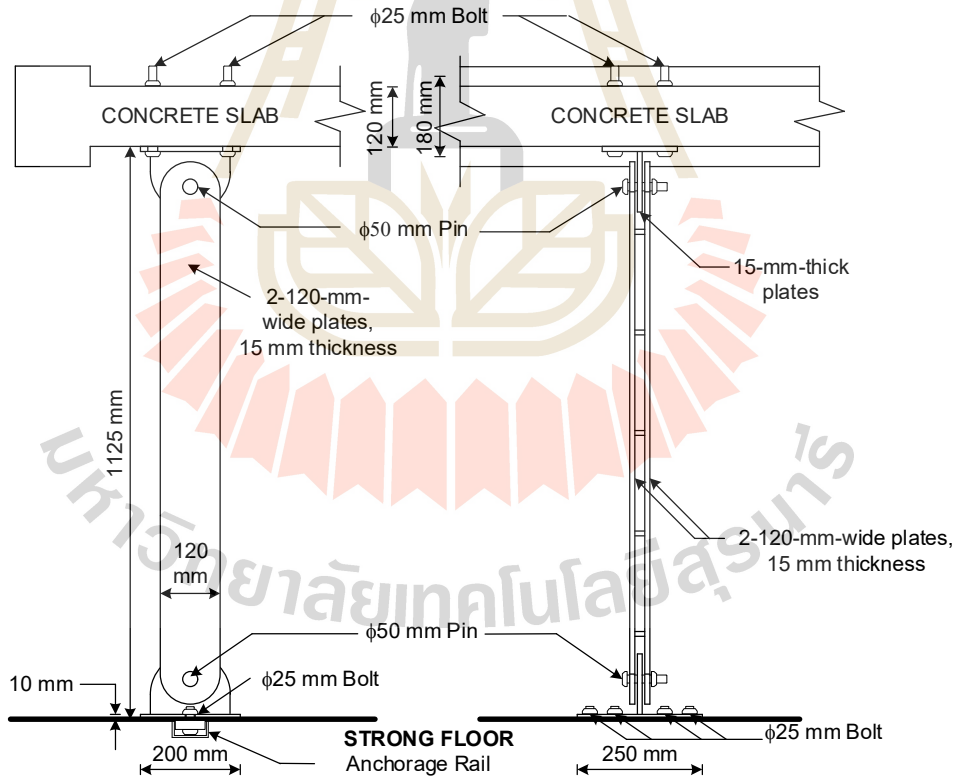
รูปที่ ก.1 แสดงภาพการจัดการทดลองมุมมองจากทางด้านบน



รูปที่ ก.2 รูปตัด A - A แสดงแผนภาพการจัดการทดลองมุมมองทางด้านข้าง

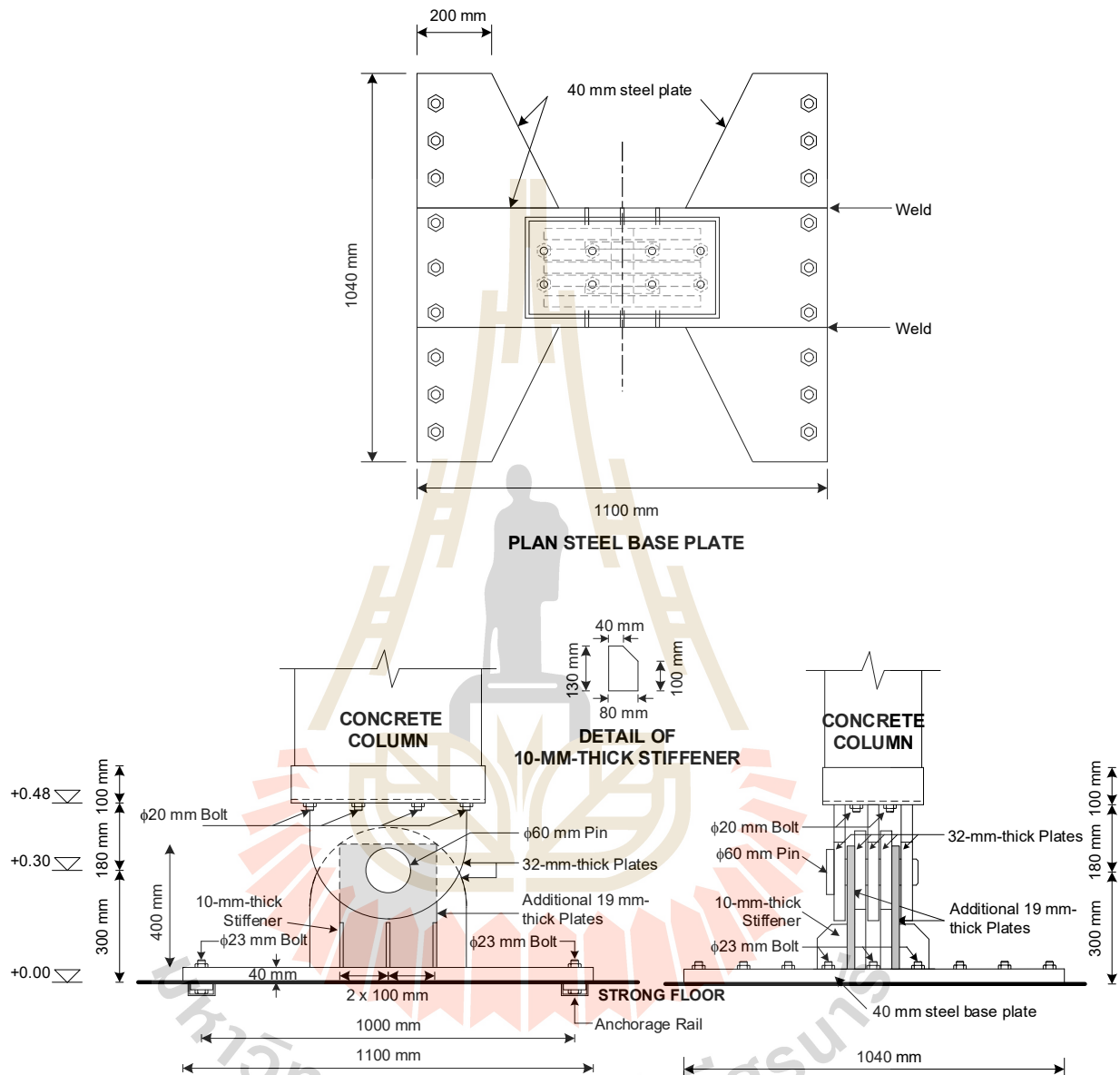


รูปที่ ก.3 รูปตัด B - B แสดงระบบป้องกันการบิดตัวด้านข้าง

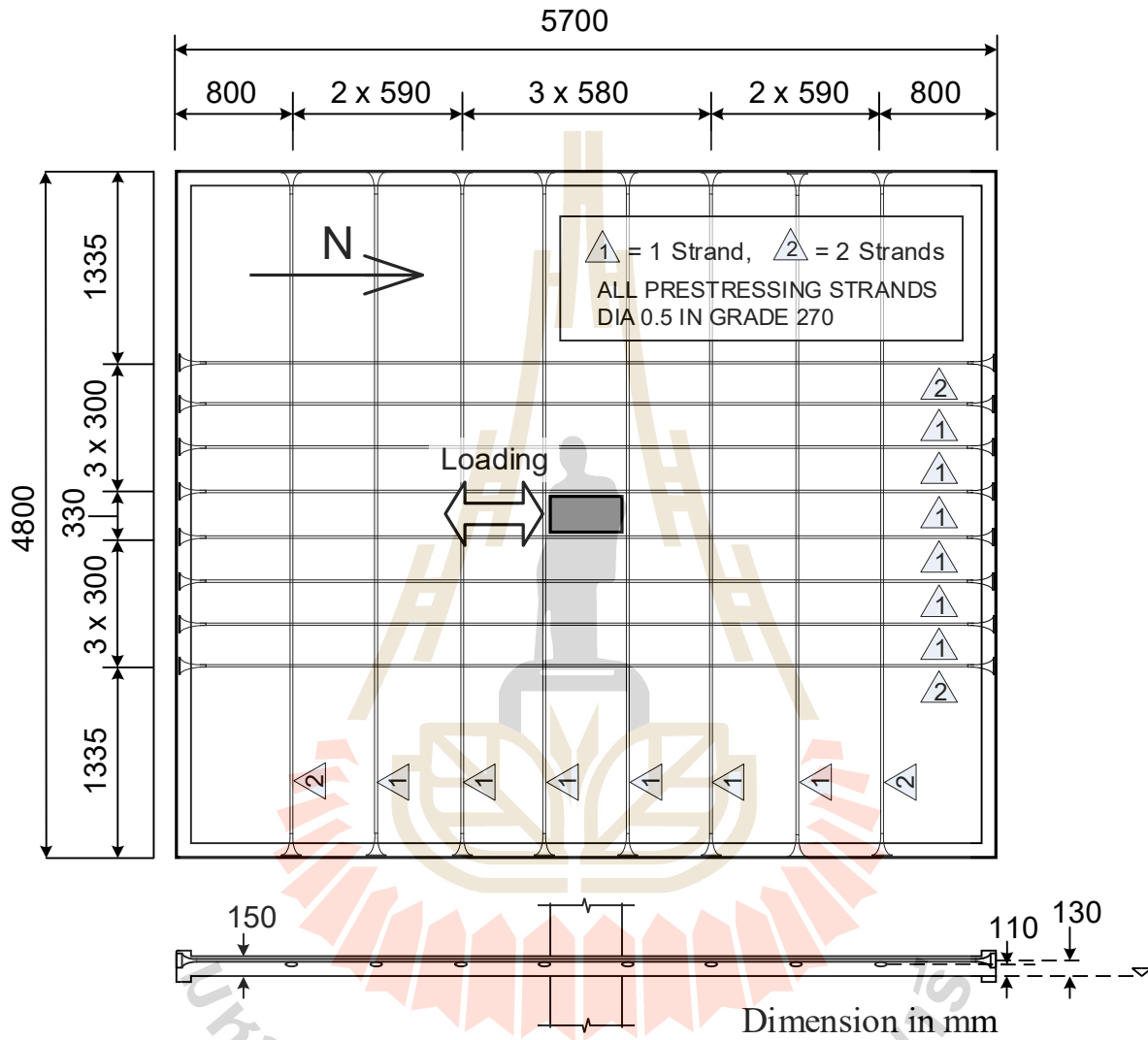


รูปที่ ก.4 แสดงรายละเอียดจุดรองรับแบบหมุนที่ปลายแผ่นพื้น (Pin-ended link)



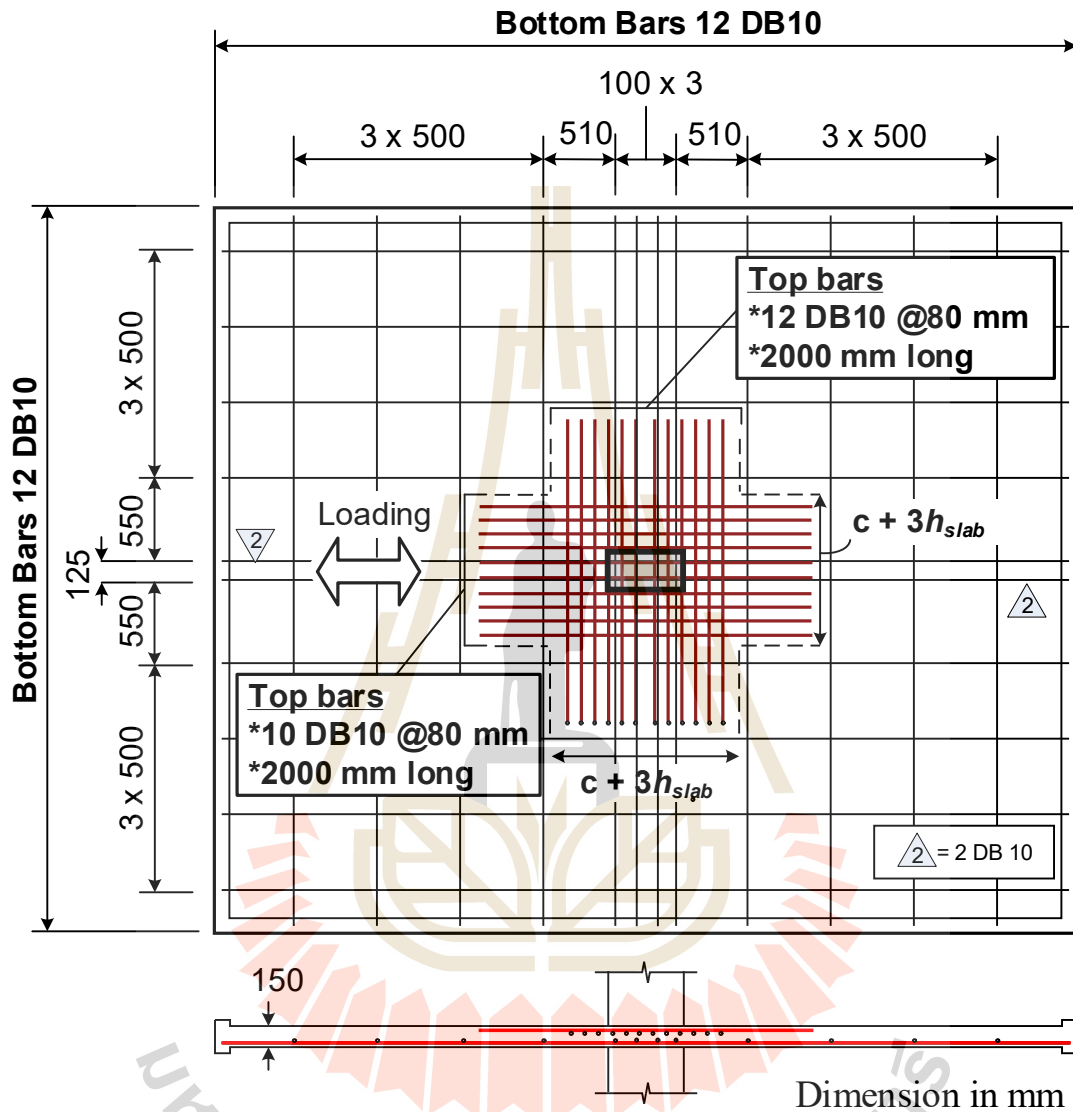


รูปที่ ก.5 แบบแสดงรายละเอียดจุดรองรับแบบบานพับที่ตำแหน่งใต้เสา

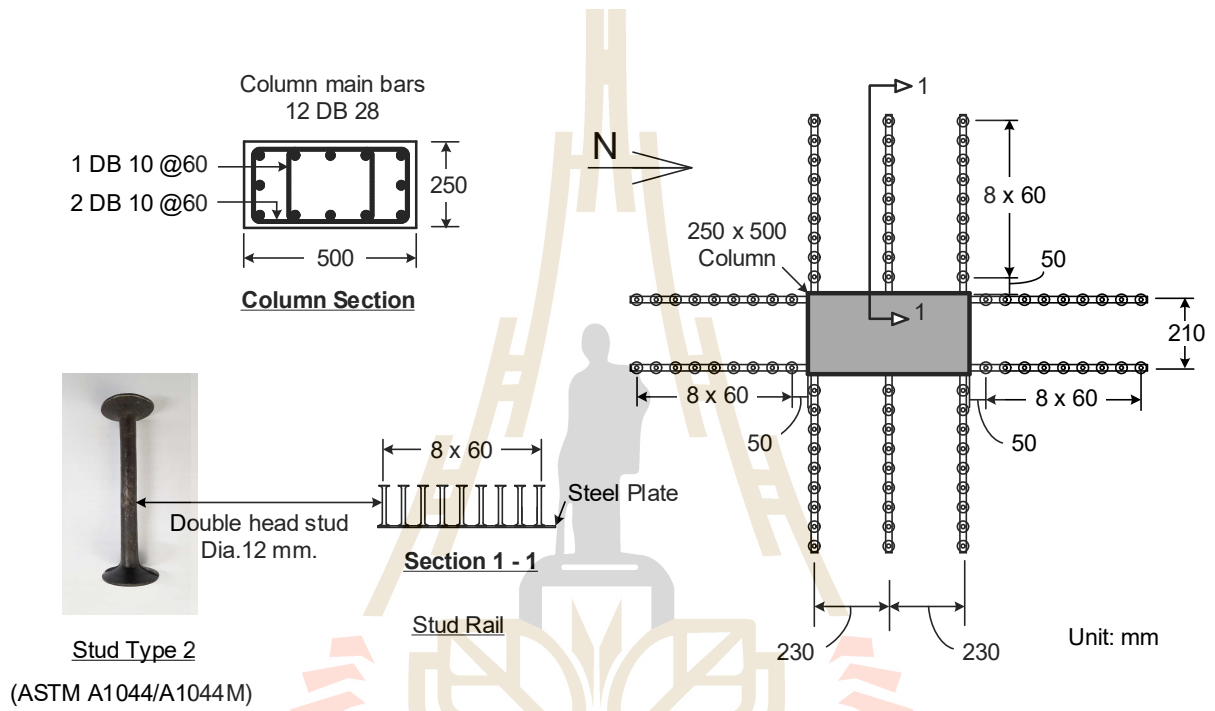


รูปที่ ก.6 แบบแสดงการวางลวดอัดแรงในแผ่นพื้น

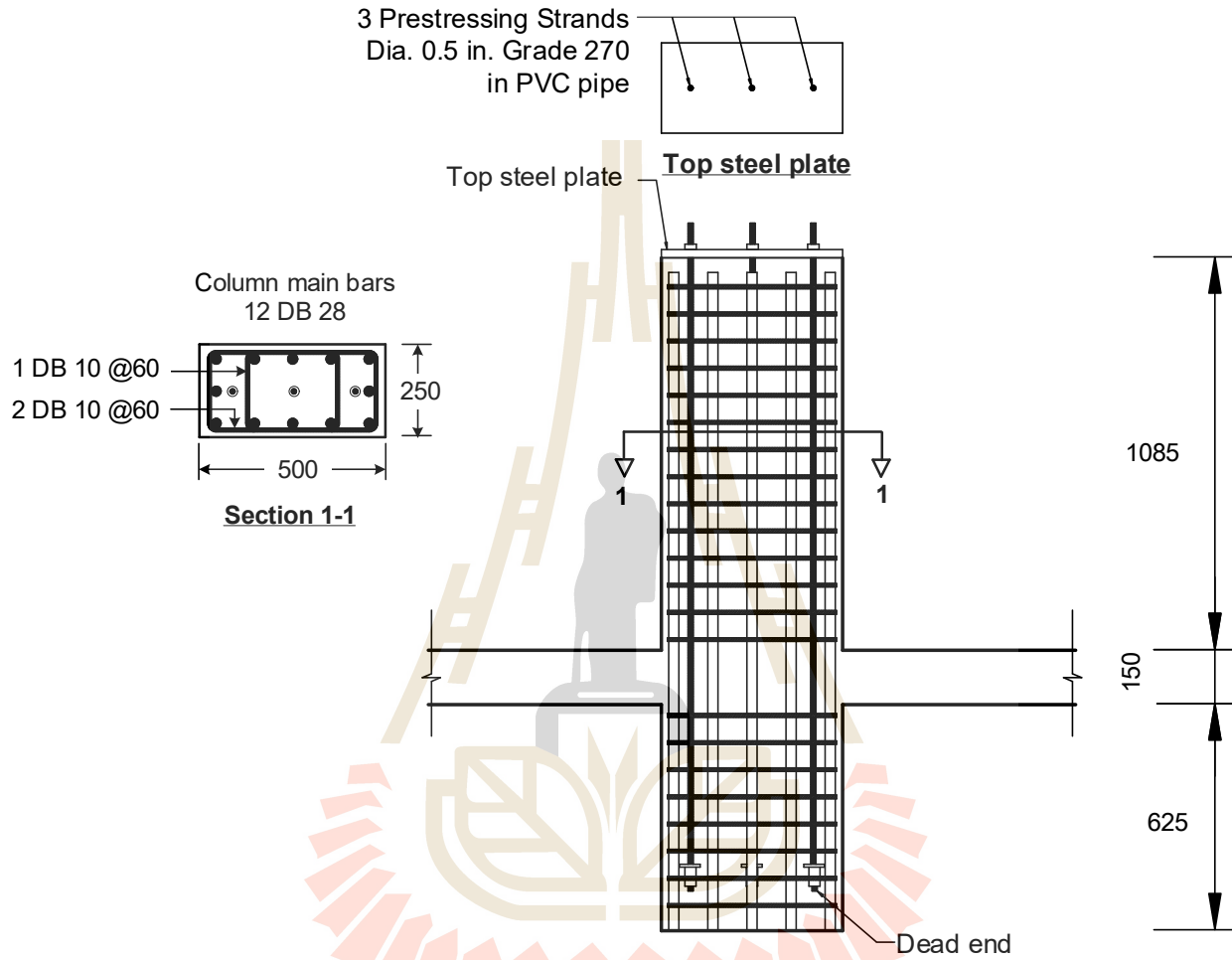
(แบบจำลอง SS2)



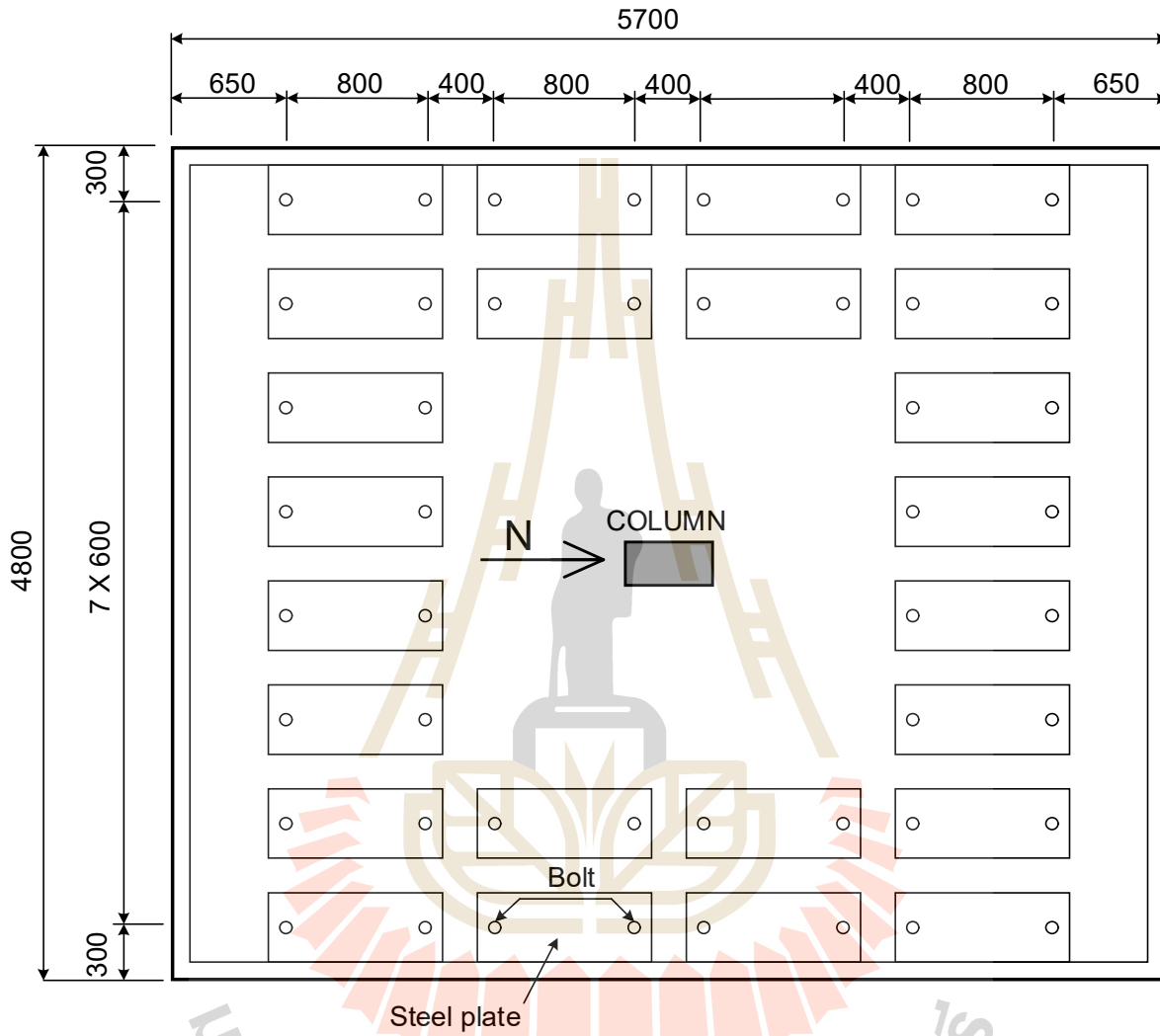
รูปที่ ก.7 แบบแสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กบนและเหล็กล่างในแผ่นพื้น  
(แบบจำลอง SS2)



รูปที่ ก.8 แบบแสดงการวางแท่งหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นบริเวณใกล้ตำแหน่งเสา  
(แบบจำลอง SS2)

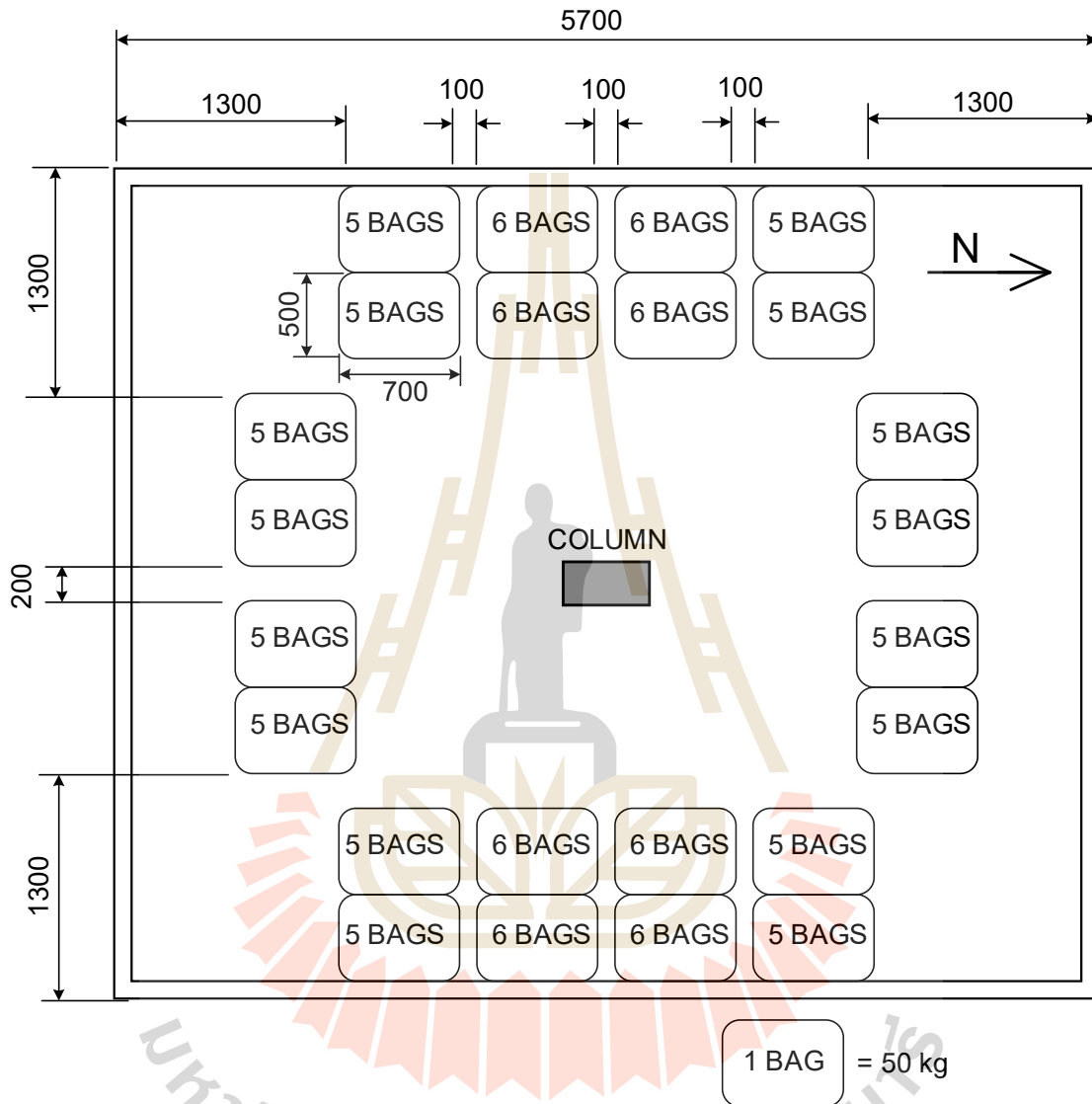


รูปที่ ก.9 แบบแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมในเสาและลวดอัดแรงในเสา  
(แบบจำลอง SS2)

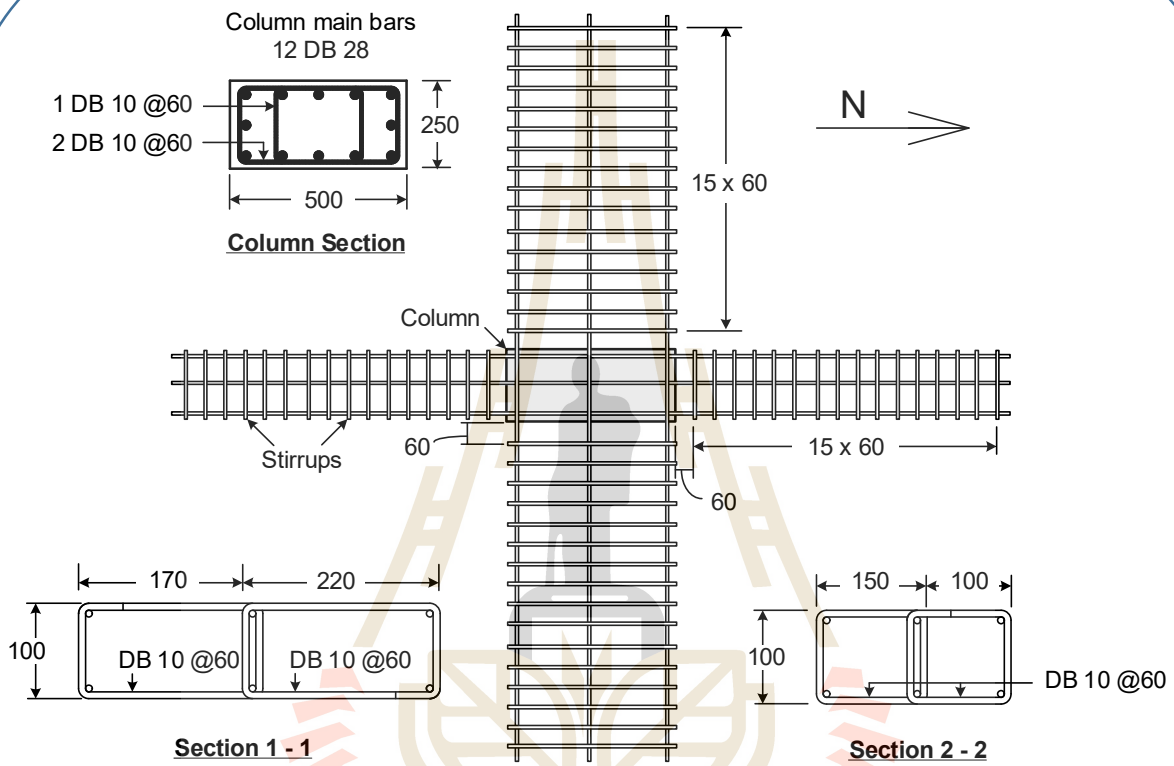


รูปที่ ก.10 แสดงตำแหน่งซึ่งชำห้อยถ่วงรายใต้แผ่นพื้นแผ่น  
(รับน้ำหนักถ่วงถ่วงแผ่นละ 350 กิโลกรัม)





รูปที่ ก.11 แสดงตำแหน่งจัดวางถุงทรายด้านบนแผ่นพื้น



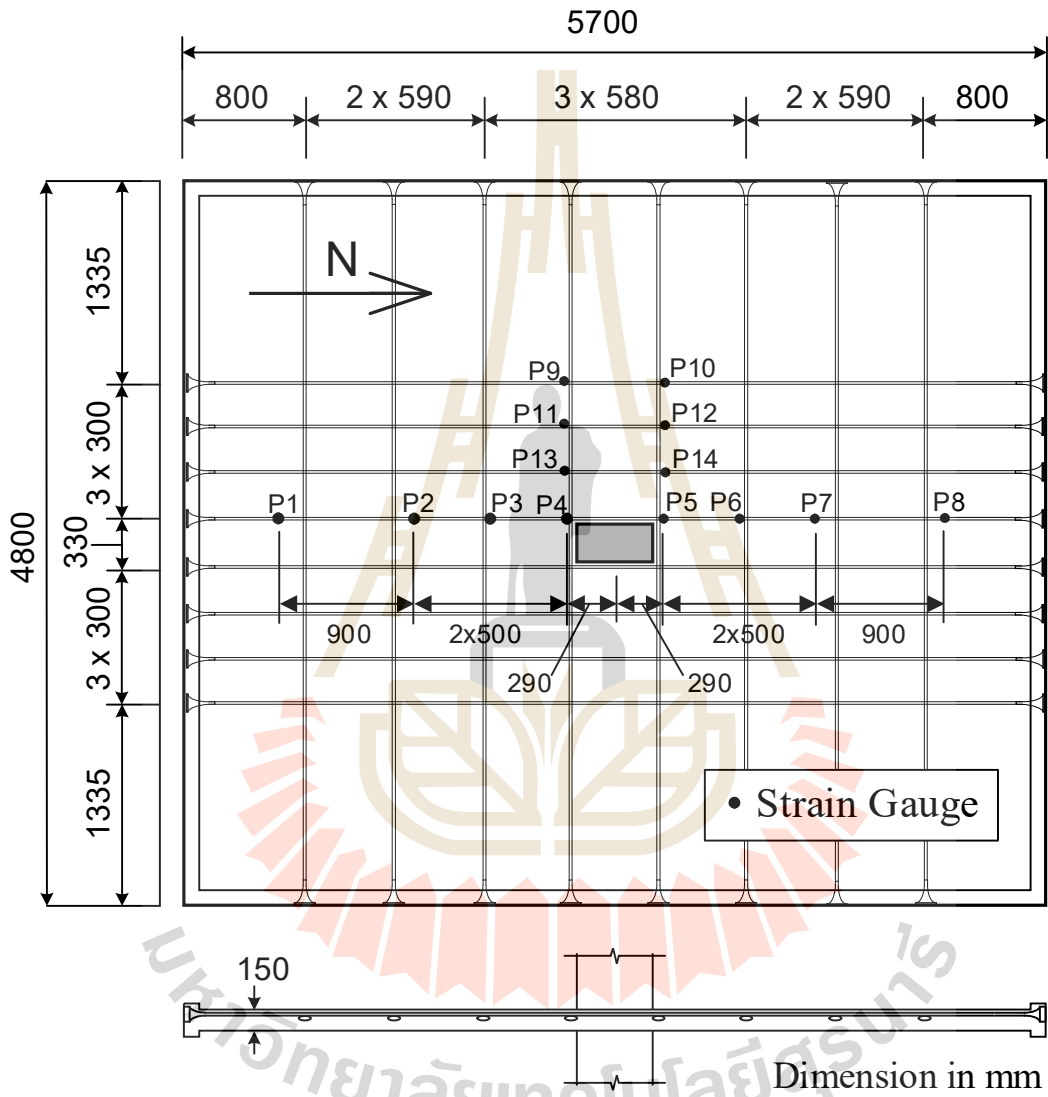
รูปที่ ก.12 รายละเอียดเหล็กปลอกปิด ในแบบจำลอง (SS1) ที่ทดสอบไปแล้วก่อนหน้านี้  
ที่นำมาใช้ในการเปรียบเทียบ

(SS1 ทดสอบโดย Prawatwong et al. 2020)

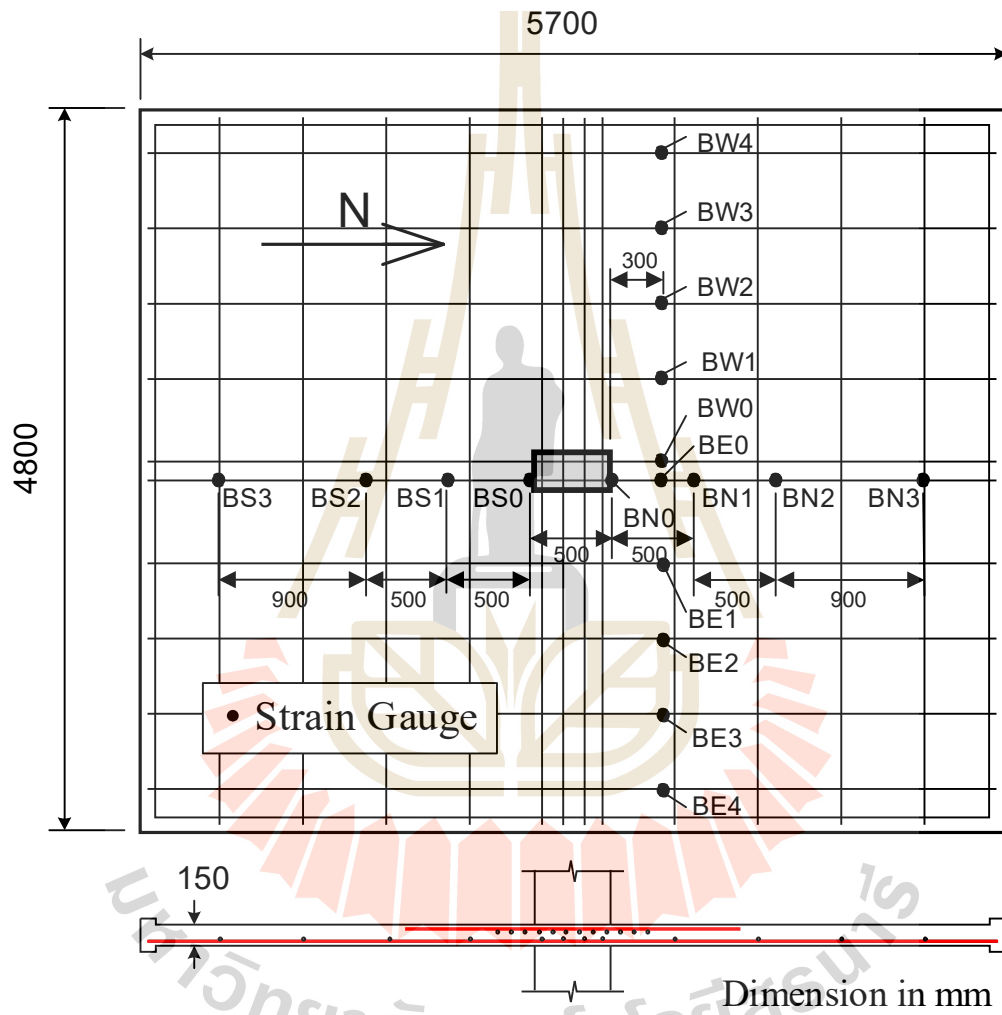


ภาคผนวก ข  
ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัด

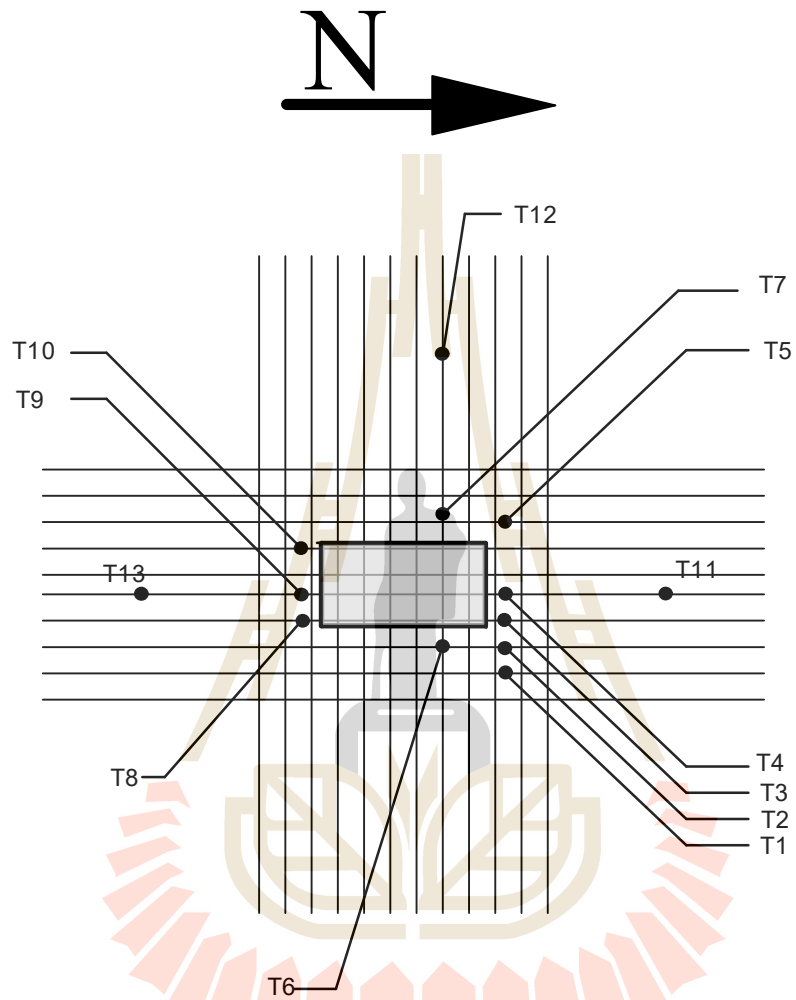
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ ข.1 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดบนลวดอัดแรง



รูปที่ ข.2 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดในเหล็กเสริมล่าง

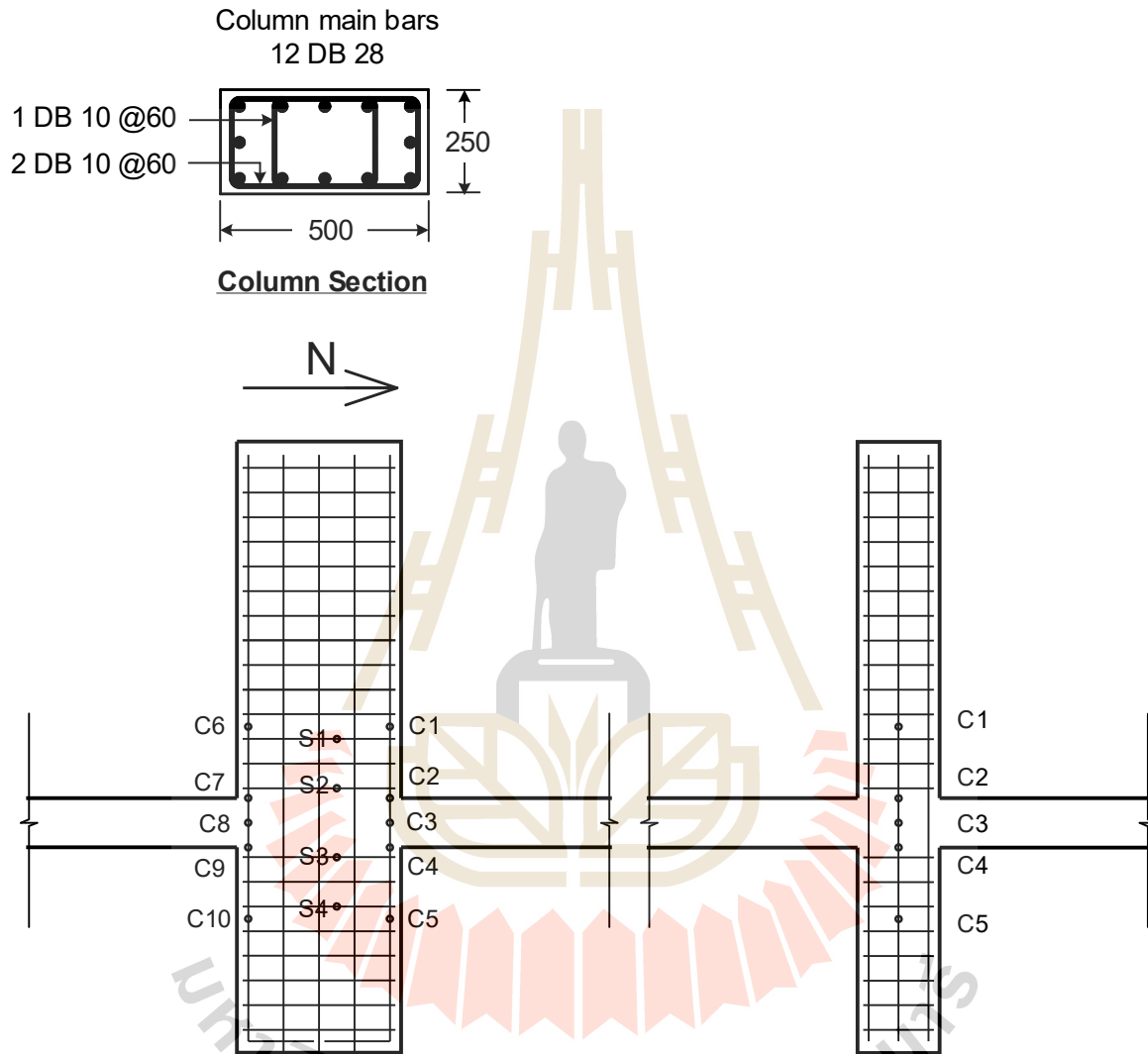


**Notes on strain gauges:**

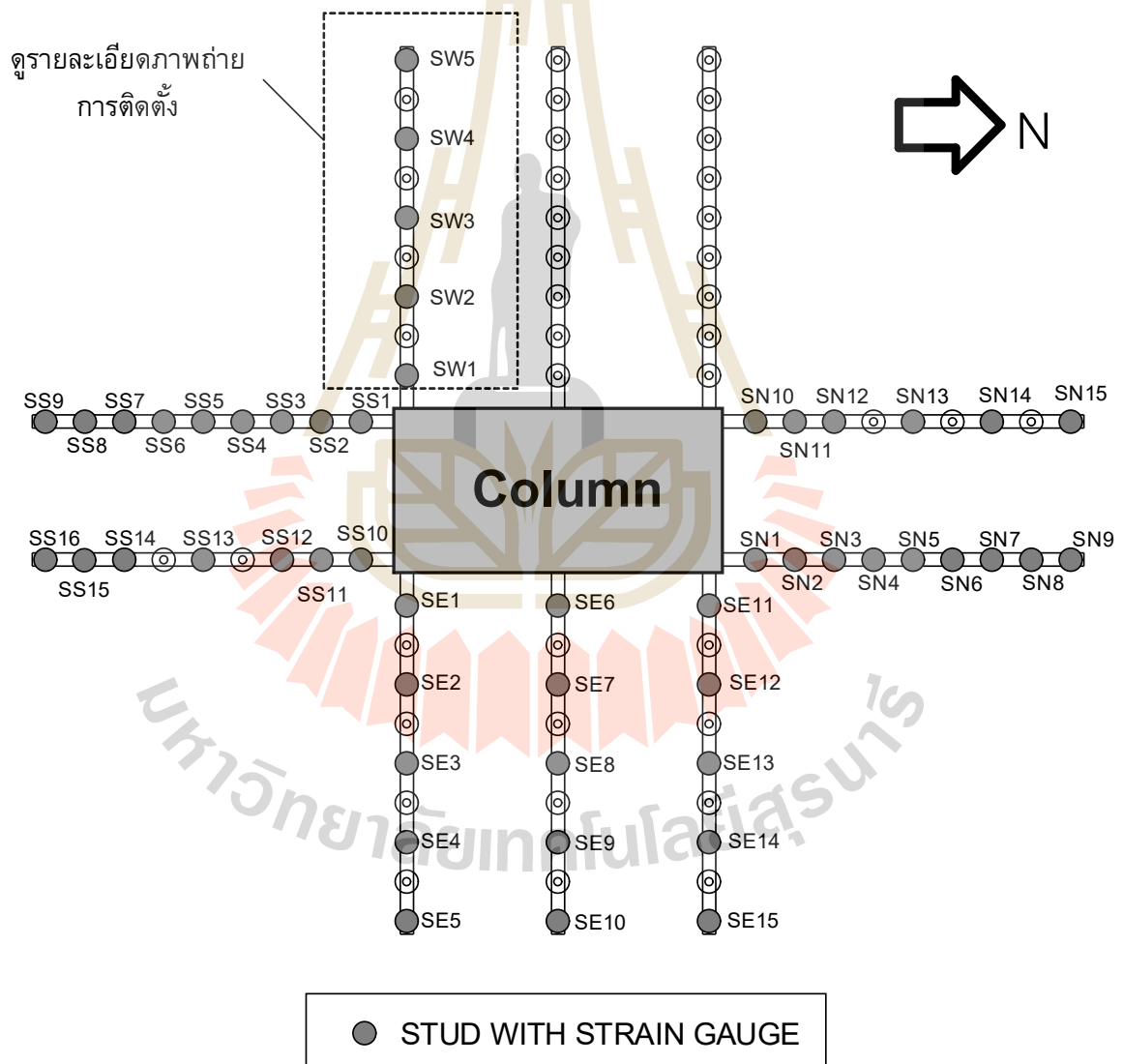
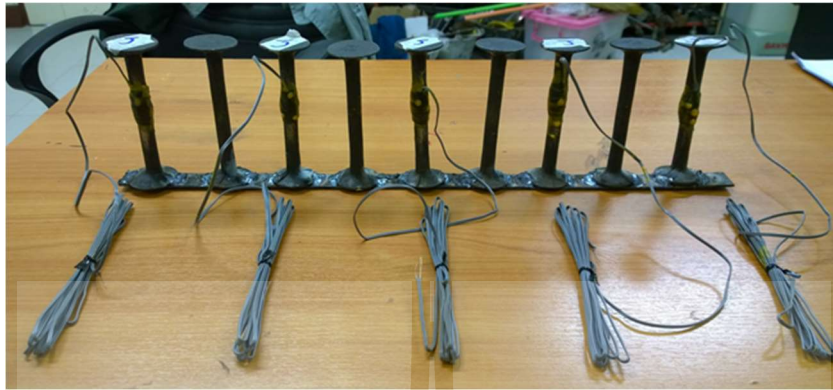
- \*T1 - T10 were located at 60 mm from column face
- \*T11 - T13 were located at 300 mm from end of rebar

รูปที่ ข.3 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดในเหล็กเสริมบน

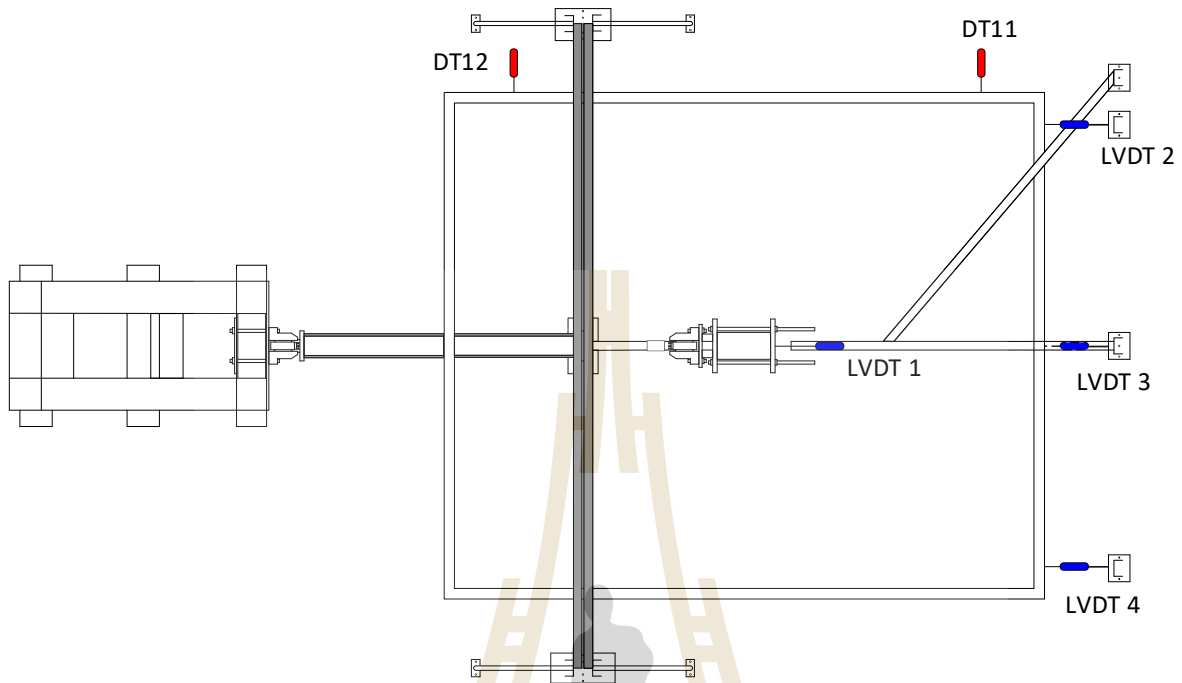




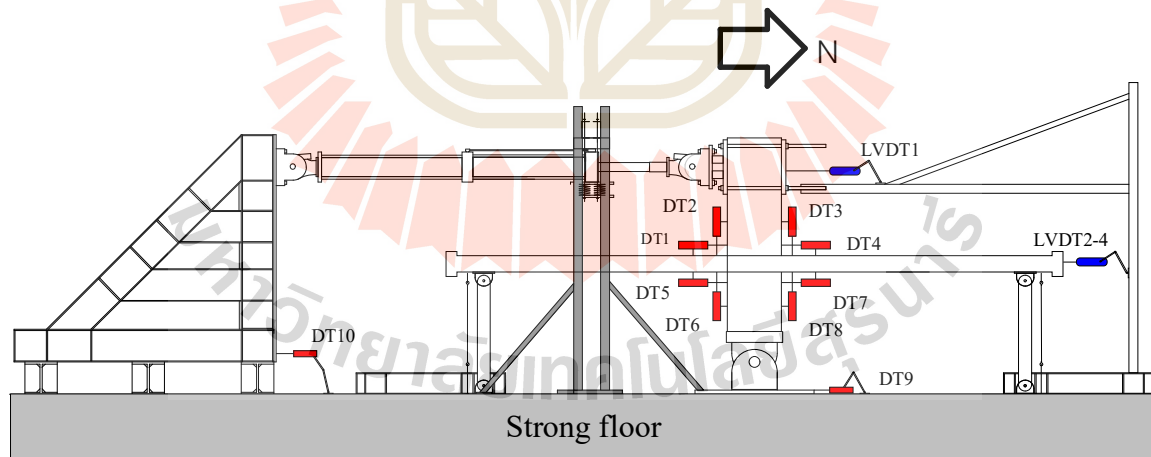
รูปที่ ข.4 ตำแหน่งการติดตั้งแถวความเครียดที่เหล็กเสริมในเสา



รูปที่ ข.5 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดในหมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น



รูปที่ ข.6 รูปแปลนตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดภายนอก  
(Displacement transducer และ LVDT)



—■— Displacement transducer

รูปที่ ข.7 รูปด้านข้างแสดงตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดภายนอก  
(Displacement transducer และ LVDT)

ภาคผนวก ค  
รายการช่องสัญญาณ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตาราง ค.1 – Chanel List of PT Flat Plate Specimen with Double Head Studs (SS2)

First data logger					
Ch.	ID	Description	Gauge type	Unit	Condition
0	HF	Force act at column	DC 64 volt	kN	Work
1	HD	Displacement of column	DC 64 volt	mm	Work
2	P1	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
3	P2	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
4	P3	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
5	P4	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
6	P5	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
7	P6	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
8	P7	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
9	P8	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
10	P9	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
11	P10	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
12	P11	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
13	P12	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
14	P13	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
15	P14	Strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
16	SN1	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
17	SN2	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
18	SN3	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
19	SN4	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
20	SN5	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
21	SN6	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
22	SN7	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
23	SN8	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
24	SN9	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work

Ch.	ID	Description	Gauge type	Unit	Condition
25	SN10	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
26	SN11	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
27	SN12	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
28	SN13	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
29	SN14	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
30	SN15	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
31	SS1	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
32	SS2	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
33	SS3	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
34	SS4	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
35	SS5	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
36	SS6	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
37	SS7	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
38	SS8	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
39	SS9	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
40	SS10	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
41	SS11	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
42	SS12	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
43	SS13	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
44	SS14	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
45	SS15	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
46	SS16	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
47	SE1	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
48	SE2	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
49	SE3	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
50	SE4	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
51	SE5	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
52	SE6	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work



Ch.	ID	Description	Gauge type	Unit	Condition
53	SE7	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
54	SE8	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
55	SE9	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
56	SE10	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
57	SE11	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
58	SE12	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
59	SE13	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
60	SE14	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
61	SE15	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
62	SW1	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
63	SW2	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
64	SW3	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
65	SW4	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
66	SW5	Strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
67	BN0	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
68	BN1	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
69	BN2	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
70	BN3	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
71	BE0	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
72	BE1	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
73	BE2	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
74	BE3	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
75	BE4	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
76	BW0	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
77	BW1	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
78	BW2	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
79	BW3	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
80	BW4	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work

Ch.	ID	Description	Gauge type	Unit	Condition
81	BS0	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
82	BS1	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
83	BS2	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
84	BS3	Strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	**Dead**
85	T1	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
86	T2	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
87	T3	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
88	T4	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
89	T5	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
90	T6	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
91	T7	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
92	T8	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
93	T9	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
94	T10	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
95	T11	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
96	T12	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
97	T13	Strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
98	C1	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
99	C2	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	**Dead**
100	C3	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	**Dead**
101	C4	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
102	C5	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
103	C6	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	**Dead**
104	C7	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
105	C8	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
106	C9	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
107	C10	Strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
108	S1	Strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	Work

Ch.	ID	Description	Gauge type	Unit	Condition
109	S2	Strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
110	S3	Strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
111	S4	Strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	Work
112	DT1	Displacement transducer		mm	Work
113	DT2	Displacement transducer		mm	Work
114	DT3	Displacement transducer		mm	Work
115	DT4	Displacement transducer		mm	Work
116	DT5	Displacement transducer		mm	Work
117	DT6	Displacement transducer		mm	Work
118	DT7	Displacement transducer		mm	Work
119	DT8	Displacement transducer		mm	Work
120	DT9	Displacement transducer		mm	Work
121	DT10	Displacement transducer		mm	Work
122	DT11	Displacement transducer		mm	Work
123	DT12	Displacement transducer		mm	Work

Second data logger					
Ch.	ID	Description	Gauge type	Unit	Condition
1	LVDT 1	LVDT	DC64 Volt	mm	Work
2	LVDT 2	LVDT	DC64 Volt	mm	Work
3	LVDT 3	LVDT	DC64 Volt	mm	Work
4	LVDT 4	LVDT	DC64 Volt	mm	Work

ภาคผนวก ง  
บทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการเผยแพร่ในระหว่างศึกษา

**Prawatwong, U.**, Warnitchai, P., & Luckkikanun, A. (2020). Seismic performance enhancement of post-tensioned flat plate systems with shear reinforcements. *17<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE)*, Sendai, Japan, September 13-18, 2020.

Luckkikanun, A., **Prawatwong, U.**, & Warnitchai, P. (2019). Cyclic Testing of Bonded Post-tensioned Interior Slab-Column Connections with Shear Stud. *16<sup>th</sup> East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC16)*, Brisbane, Australia, December 3-6, 2019, (pp. 1625-1634).

## SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF POST-TENSIONED FLAT PLATE SYSTEMS WITH SHEAR REINFORCEMENTS

U. Prawatwong<sup>(1)</sup>, P. Warnitchai<sup>(2)</sup>, A. Luckkikanun<sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Lecturer, Suranaree University of Technology, unnop@sut.ac.th

<sup>(2)</sup> Professor, Asian Institute of Technology, pennung@ait.ac.th

<sup>(3)</sup> Master student, Suranaree University of Technology, luckkikanun.a@gmail.com

### Abstract

The use of post-tensioned (PT) slabs for building structural systems has become increasingly popular in many countries, but little research has been conducted on the seismic performance of bonded PT slab-column connections. It is widely known that slab-column connections are the most critical regions in a flat plate system. Under a strong earthquake ground motion, sudden and brittle punching failure may occur at a slab-column connection region due to a combination of direct gravity shear and eccentric shear from an excessive earthquake-induced unbalanced moment between slab and column. In addition, extensive cracks in the connection region caused by repeated reversals of large lateral deformation may significantly deteriorate the shear strength of the connection. The punching shear failure at one connection may, in turn, initiate a progressive collapse of the entire building structures as notoriously shown in some literature.

There are several solutions to the problem of punching failure in slabs near the connections. The common solutions used in practice in Thailand are the use of drop panels or slab shear reinforcements. In an attempt to eliminate the use of drop panels, the use of flat plate floor systems consisting of a PT concrete slab-column system incorporating shear reinforcements within the slab-column connection region has become increasingly popular in medium to high-rise buildings in Thailand. However, no experimental studies of bonded PT slab-column connections involving shear reinforcements subjected to earthquake-type loading have been found in any literature. Very few guidelines and little information are available for designers to design the connections under earthquake loading. Therefore, experimental investigations on the seismic performance of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements are needed.

In this paper, the results of a series of tests on two 3/5 scaled bonded PT interior slab-column connection models under simulated-earthquake loading will be presented. The purpose of the tests is to investigate the seismic performance of bonded PT interior slab-column connections containing shear reinforcements. In the first model, the slab-column connection was reinforced with shear reinforcements in the form of closed-hoop stirrups usually found in Thailand. In the second model, the slab-column connection was reinforced against punching shear by type 2 double-head studs according to ASTM A1044M. Both models were tested under a constant gravity load level combined with incrementally increasing lateral displacement reversals up to failure. During the tests, the models were carefully instrumented to provide detailed data on its behavior throughout its entire loading history. Relevant design equations suggested by ACI 318-08 Building Code provisions as well as previous similar tests by others were compared with the test results from this study. The test results suggested that the shear reinforcement in the form of double-head studs effectively and significantly enhances the poor performance of the typical bonded PT interior connections. However, the experimental results from this study pointed out that the conventional shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrups may not provide a significant increase in punching shear strength for the thin slab under earthquake type loading.

*Keywords: post-tensioned slab; slab-column connection; punching shear; shear reinforcement; double head stud*



## 1. Introduction

The post-tensioned (PT) flat plate is a simple structural system that consists of a PT flat slab support directly by columns. This system is very popular as a gravity load-resisting system for slab-column frames in many countries, primarily due to its ease of construction and architectural and serviceability reasons. The long development of post-tensioning systems for cast-in-place flat plate in each country has resulted in either an “unbonded” system or a “bonded” system. Bonded systems are more popular in Thailand and Australia because the practical benefit is that, the bond between the concrete and the tendons offers more flexibility regarding structural modifications such as openings for stairwells, utility access, and future expansion. It is widely known that slab-column connections are the most critical regions in a flat plate system. Under a strong earthquake ground motion, sudden and brittle punching failure may occur at a slab-column connection region due to a combination of direct gravity shear and eccentric shear from an excessive earthquake-induced unbalanced moment between slab and column. In addition, extensive cracks in the connection region caused by repeated reversals of large lateral deformation may significantly deteriorate the shear strength of the connection. The punching shear failure at one connection may, in turn, initiate a progressive collapse of the entire building structures as notoriously shown in some literature [1].

Although extensive tests on the seismic performance of slab-column connections have been carried out over the past four decades, most of these works focused on the seismic response of reinforced concrete (RC) flat plates. A limited number of studies [2, 3, 4, 5, 6] investigated the seismic capacity of PT flat plates. The updated database of slab-column connection tests in literature was collected and reviewed in [7]. As shown in the database, almost all tested PT specimens were hitherto made to represent unbonded flat plate connections. Only two PT specimens were tested [6] to assess the seismic behavior of bonded flat plate connections, which are the prevailing type of flat plate construction in Thailand.

To prevent slab-column connections from punching failure, there are several solutions used in practice. A common solution is to increase the slab thickness around the columns; this can be achieved by the use of drop panels. Under earthquake loading, the test results in [6] suggested that a properly designed drop panel is an effective way to greatly enhance the overall performance of the bonded PT slab-column connection. However, it should be noted that this solution required additional concrete and labor-intensive formwork. In an attempt to eliminate the use of drop panels, the use of flat plate floor systems consisting of a PT slab incorporating shear reinforcements within the slab-column connection region as recommended in [8] has become increasingly popular in medium to high-rise buildings in Thailand. However, no experimental results of bonded PT slab-column connections involving shear reinforcements subjected to earthquake-type loading have been found in any literature. The seismic behaviors of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements are of severe lack. Very few guidelines and little information are available for designers to design the connections under earthquake loading. As a result, the effect of shear reinforcements on deformation capacity enhancement for bonded PT slab-column connections under earthquake-type loading is still questionable. Therefore, experimental investigations on the seismic behavior of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements are necessary.

This paper deals with reversed-cyclic tests to failure on two three-fifth scale models of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcements in the form of closed-hoop stirrups and double-headed studs. Each specimen was subjected to a lateral quasi-static cyclic loading routine to investigate its seismic performance through the elastic and inelastic ranges and finally until failure. The effect of incorporating shear reinforcements in the PT slab-column region on its seismic performance was identified by comparing the test results with those of connection models without shear reinforcement, which has been tested earlier as reported in [6]. The results from this study and the comparisons will provide useful information on the cyclic performance of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcements. It will be a guideline for structural designers in the future.

## 2. Experimental program

### 2.1. Specimens description

Two specimens with shear reinforcements were designed and constructed after typical connections found in most PT flat plate buildings in Thailand. The typical span, story height, and slab thickness of flat plate with shear reinforcement building in Thailand were in the range of 5.70 to 10.70 meters, 3.00 meters and 0.25 meters, respectively. Both specimens were approximately 3/5 scaled of the typical interior slab-column connections in the prototype buildings. The first specimen, denoted by SS1, was designed to investigate the seismic performance of bonded PT slab-column connections containing punching shear reinforcement in the form of conventional closed-hoop stirrups as found in most PT flat plate buildings in Thailand. The second specimen, denoted by SS2, was designed to investigate the effect of double-head studs to improve the seismic performance of the first connection. Each of the specimens was identical in slab dimension, column dimension, tendon layout, and prestressing forces. All of them were of normal weight concrete.

Fig. 1 shows the dimensions of the tested specimens. The slabs were all 5000-mm spans, one of which was reinforced against punching shear with shear reinforcements in the form of closed-hoop stirrups and the other was reinforced by type 2 double-head studs according to ASTM standard [9]. The thickness of the slab in each of the specimens was 150 mm. The size of the column was 250 x 500 mm, while the height was 1800 mm. As each specimen was developed based on the assumption that inflection points in the interior connection under earthquake-type loading occur at slab mid-span and column mid-story, half the total height of an interior column above and below the slab and half of the slab spans between adjacent columns on all four sides were modeled. To simulate a moment-free boundary condition, pin connections were attached to the points of contra-flexure under lateral loading. This model of connection was designed to produce bending moment and shear of the slab comparable to the prototype in the vicinity of the column where the most damage was expected. The validation of this model and assumption were well explained in [10].

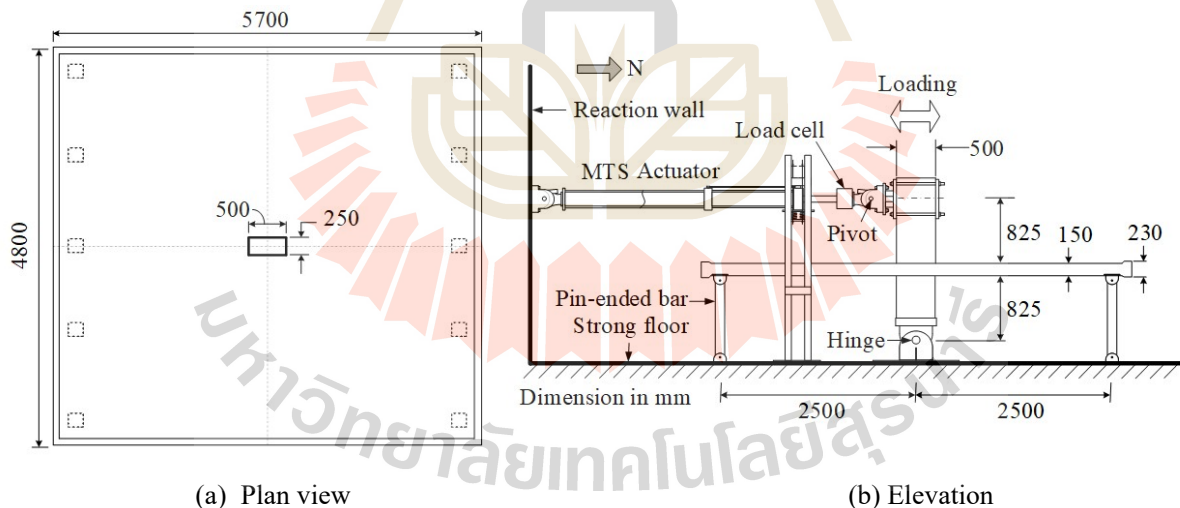


Fig. 1 - Interior slab column connection specimens and its dimensions

Fig. 2 and Fig. 3 provide the details of reinforcement in both specimens. In both specimens, all strands in PT slab were ASTM A-416, Grade 270, 7-wire strands with nominal diameter of 12.7 mm. Eight straight tendons with ten strands were banded in the direction of loading with a spacing of 300 mm, except the two strands located near to the column had spacing of 330 mm. The other eight straight tendons with ten strands were distributed uniformly in perpendicular to the loading direction. Each strand was inserted into a flat (20 mm in height) galvanized ducts. To prevent damage due to high concentrations of stresses at the edges of the slab, an edge beam with sufficient reinforcing bars was provided on all sides of the slab. After the concrete slab gained sufficient strength, each strand was tensioned individually by a hydraulic jack. The average

applied stress in each strand was approximately 80% of ultimate strength. After prestressing the strands and filling the end recesses, all galvanized ducts were grouted to provide an effective bond between the strands and the ducts. The tendons layouts and their profile in the slab of the specimens are shown in Fig. 2(a).

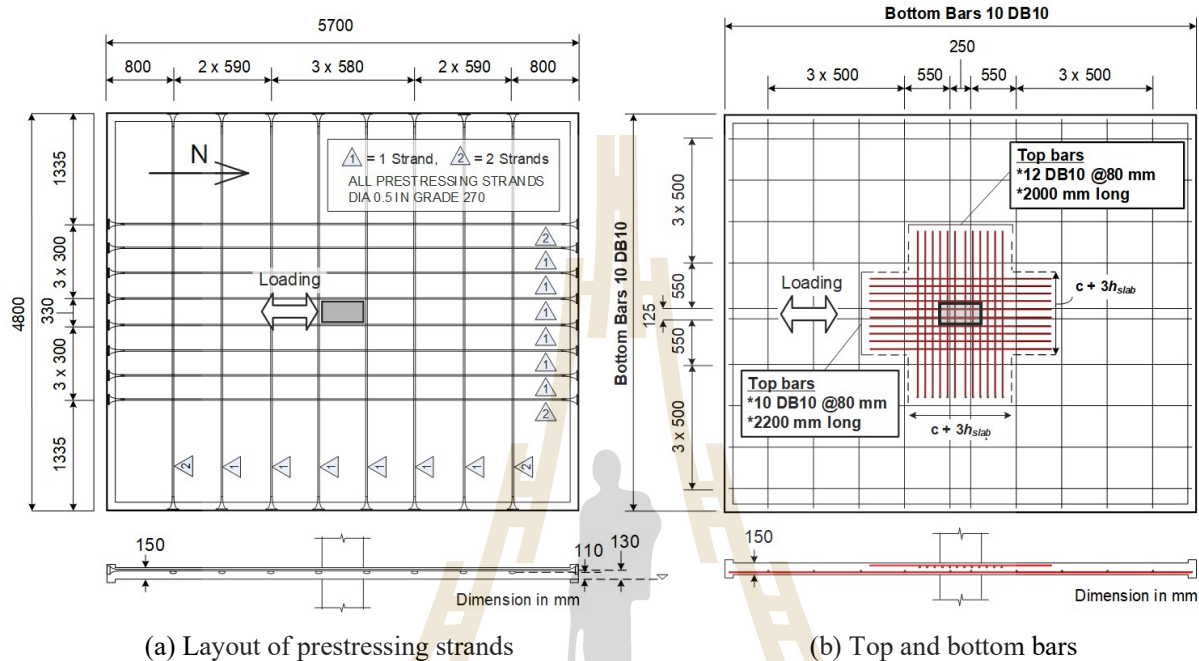


Fig. 2 - Layout of prestressing strands, and supplementary reinforcements in slabs of both specimens

Fig. 2(b) shows the supplementary reinforcement bars in the slabs of both specimens. In the slabs, DB10 (10 mm diameter) deformed bars were used for the supplementary top and bottom reinforcements. Both specimens contained the top reinforcement bars at the top of its slab according to ACI 318-14 Code [11] Section 8.6.2.3. For prestressed slabs, the code requires that a minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement equal to  $0.00075 hl$ , where  $h$  is the total slab thickness and  $l$  is length of span in direction parallel to that of the reinforcement being determined, should be provided in the pre-compressed tension zone over the effective width of the slab near the supporting column in both directions. The top reinforcement bars were distributed in each direction within an effective width of  $c + 3h$  and extend away from the column face at least  $l_n/6$ , where  $c$  is the column width and  $l_n$  is the length of clear span, in accordance with ACI 318-14 Code Section 8.7.5.3 and 8.7.5.5.1. For bottom reinforcement, DB10 deformed bars were provided as temperature and shrinkage reinforcement in both directions. A nominal clear concrete cover of 10 mm was specified for both top and bottom reinforcement. All bar arrangements were in such a way that the top and bottom bars in the direction of loading were placed at the outmost layer.

Fig. 3 shows the details of shear reinforcements in PT slabs near the slab-column connection of each of the test specimens and column reinforcement. Fig. 3(a) shows the layout of conventional stirrups reinforcement in Specimen SS1. As shown in section 1-1 and 2-2 of Fig. 3(a), each stirrup is DB10 bends in a closed-hoop stirrup. The spacing is 60 mm extends from column face 960 mm each direction. On the other hand, Fig. 3(b) shows the stud-shear reinforcement layout in Specimen SS2. Ten stud rails were placed around the column. Stud spacing is 60 mm ( $0.5d$ ). The first studs were placed away from the column face 50 mm. As mentioned earlier, all of the studs are type 2 double-head stud following ASTM standard [9]. The total height of the stud rails is 120 mm. The details design of the stud rails can be seen in [12] Fig. 3(a) also provides column reinforcement details of both specimens. Twelve bars DB28 yielding stresses of 400 MPa were the main reinforcement in the column. The shear reinforcements of the column were stirrups fabricated from bars type DB10 with a spacing of 60 mm. The nominal clear cover for the column reinforcement is 15 mm. It is expected that the column could behave in elastic manner during the test.

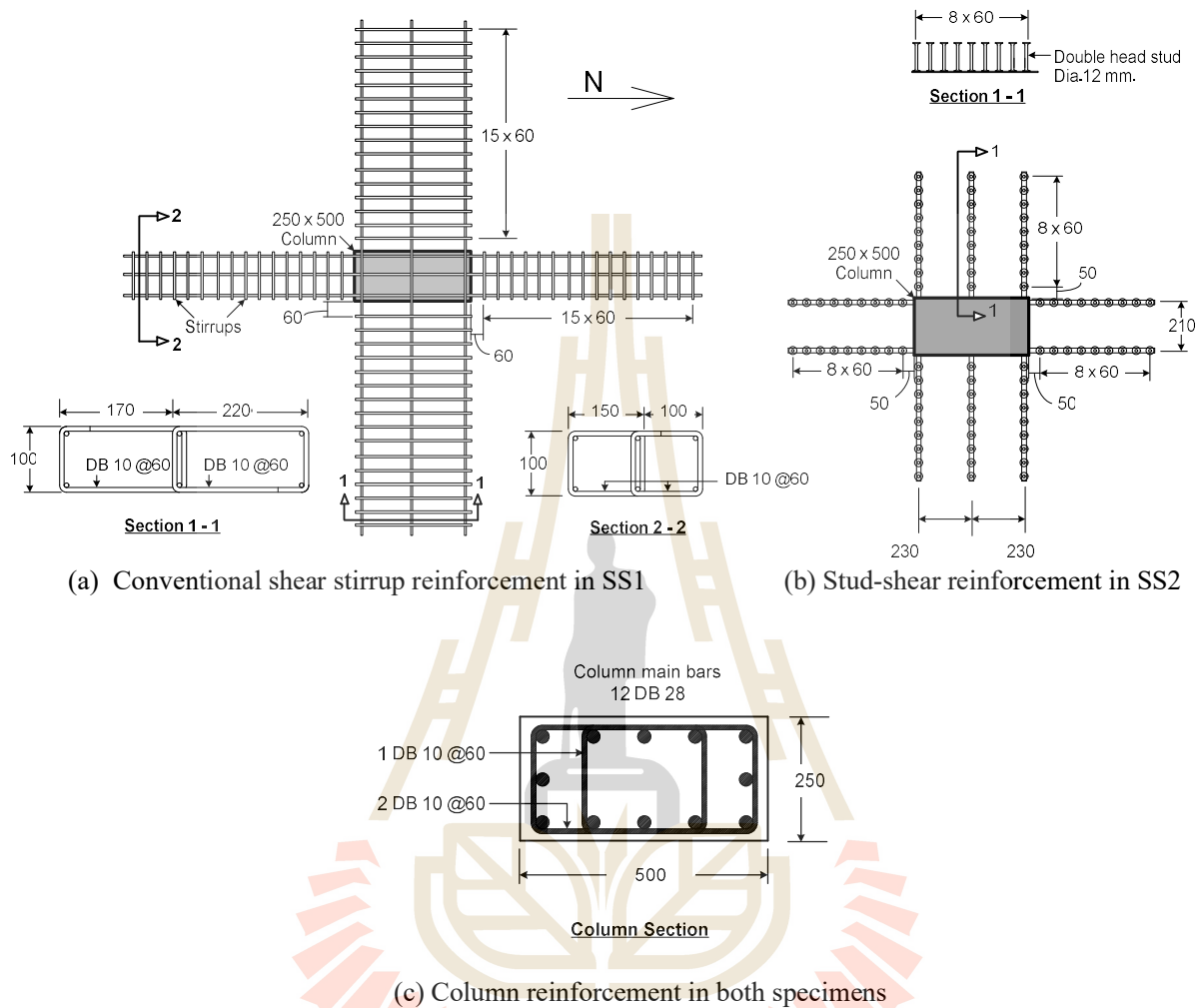


Fig. 3 - Details of shear reinforcement in PT slabs and column reinforcement of the test specimens

To assess the actual strength of the concrete used in each of the test specimens, compression tests on cylinders of 150 x 300 mm were carried out on the testing day. The results are listed in Table 1. The yielding stress of DB10, 7-wires strand, and double-head stud used in the models are also presented in Table 1.

Table 1. Material properties

Concrete	Compressive strength on test day, MPa		Steel	Yielding stress, MPa	
	SS1	SS2		SS1	SS2
Bottom column	43.26 (94 days)	47.41 (138 days)	DB10	416	374
Top column	61.91 (35 days)	49.45 (31 days)	7-wires strand	1,729	1,710
Slab	52.02 (38 days)	38.52 (33 Days)	Shear stud	-	380



## 2.2. Testing of specimens

It is well known that a major parameter that influences the lateral displacement capacity of the slab–column connections is the gravity shear ratio ( $V_g/V_0$ ), where  $V_g$  is the direct gravity shear force acting on the slab critical section and  $V_0$  is the slab punching strength in the absence of moment transfer. In this study, all specimens were subjected to similar gravity loading, so that similar magnitude of direct gravity shear force ( $V_g$ ) in the column vicinity of the connections could be maintained. Thus, all slabs were subjected to the combination of slab self-weight and sandbags with the appropriate amount and location. The quantity and location of sandbags in the test slabs were determined from elastic finite element analysis such that the computed gravity shear ratio ( $V_g/V_0$ ) was equal to 0.28, which is the same as Specimen S1 without shear reinforcement from the previous test as reported in [6].

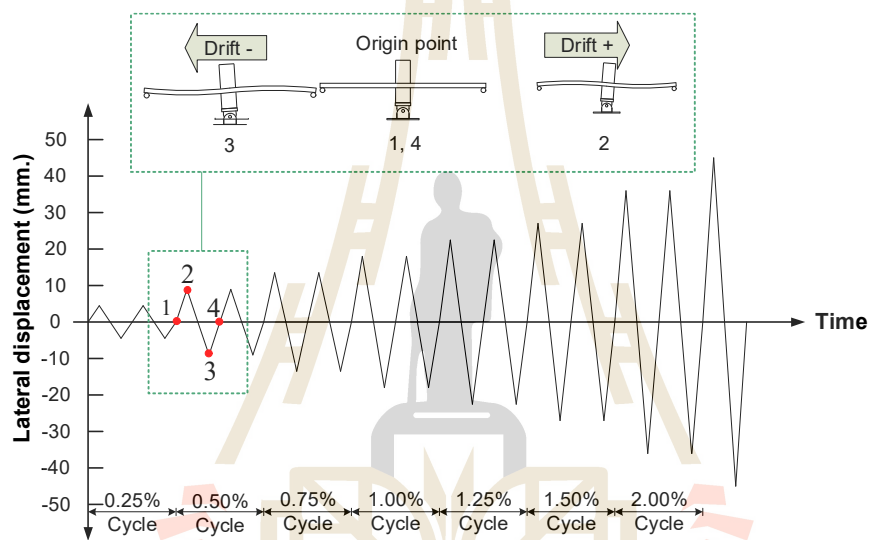


Fig. 4 - Pattern of lateral loading

As depicted in Fig. 1, the lateral load was applied to each of the specimens by an MTS servo-controlled hydraulic actuator attached to the top of the column. The hydraulic actuator was mounted to a rigid reaction wall after the application of the sandbags. The North-South direction was designated as the loading direction and the East-West direction as the transverse direction. A typical displacement-controlled reversed cyclic lateral loading test was carried out to both specimens with monotonically increasing target drifts of 0.25%, 0.50%, 0.75%, 1.00%, 1.25%, 1.50%, 2.00%, 2.50%, 3.00%, 4.00%, and so on... At each target drift, two complete cyclic displacement loops were conducted. Fig. 4 depicts the pattern of the lateral cyclic loading. The loading was terminated after the punching cone had formed completely. Note that the respective target drift is defined as the ratio of the lateral displacement of the column at lateral loading point to the column height, which is 1.8 meter.

During the tests, all models were carefully instrumented to provide detailed data on its behavior throughout its entire loading history. The data measured and recorded include: (1) lateral force and displacement at the top column, (2) lateral displacement and rigid-body twisting angle of slab, (3) strain profile in reinforcing bars and prestressing strands, and (4) strain in punching shear reinforcements. In addition, photos were taken and at peak positive and negative drift every cycle of loading to record the development of visible cracks on the top and bottom slab surface. Five video cameras were recorded continuously throughout the tests.

### 3. Experimental results

Experimental results obtained from tests of both specimens are presented and discussed in the following sections. Due to space limitation, only some results are presented and discussed in this paper. The discussion includes the seismic performance of SS1 and SS2, which highlight the overall behaviors of the test connections under the lateral cyclic loading applied in this study. Subsequently, further analyses of the lateral force-drift response in terms of eccentric shear stresses and drift capacity are discussed. Comparisons with previous similar tests by others are made.

#### 3.1 Overall response

The lateral load-drift hysteretic response of each specimen was plotted using the data recorded at the point of the application of the actuator. The hysteretic responses of both tests, SS1 and SS2, are shown in Fig. 5(a) and 5(b), respectively. As shown in the figures, both specimens display long and narrow hysteresis loops in the drift range from 0.25% to 1.50%, demonstrating a limited ability to dissipate energy. In one cycle of lateral drift, each test specimen behaved similarly to a linear elastic structure with viscous damping. This is similar to that found in the previous tests on the specimens without shear reinforcement as reported in [6]. As the drift level became higher, in general, specimen stiffness degraded more and the hysteresis loops were wider. No significant pinching was observed from the hysteresis loops of either specimen. All specimens experienced punching failure. The punching failure of Specimen SS1 is indicated in Fig. 5(a) by the sudden drop in lateral load capacity after completing two cycles at 3% drift in positive directions. The punching failure was found inside the shear-reinforced zone. On the other hand, SS2 was able to avoid punching shear failure and sustain lateral drifts as high as 4% with no more than a 15% decrease in peak lateral load capacity. The punching failure in SS2 was found outside the shear-reinforced zone. The failure plane suggested that the shear reinforcement in the form of double-head studs in SS2 was effective to prevent the punching shear failure inside the shear-reinforced zone.

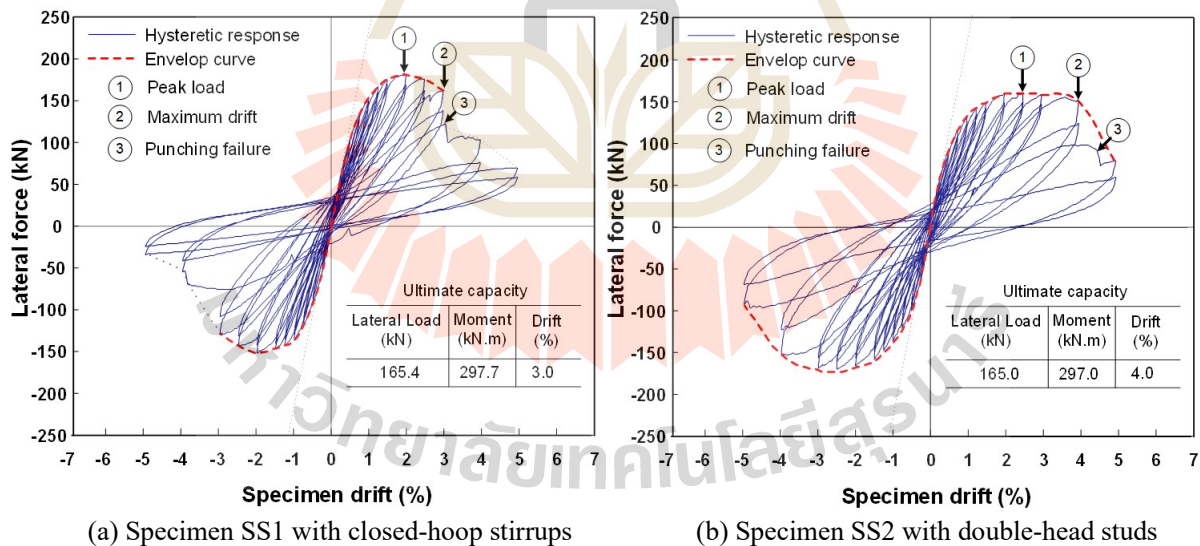


Fig. 5 - Lateral force-drift results

Fig. 6 compares the envelope curves of both PT specimens from this study and the PT specimen without shear reinforcement from [6]. All PT specimens in Fig. 6 were bonded system and designed with the same gravity shear ratio. The specimen S1 was used as the control specimen. As can be seen from the figure, both specimens with shear reinforcement exhibit lateral load-carrying capacity and drift capacity higher than the control specimen without shear reinforcement. The data shows the beneficial effect of both types of shear reinforcement in providing an overall increase.



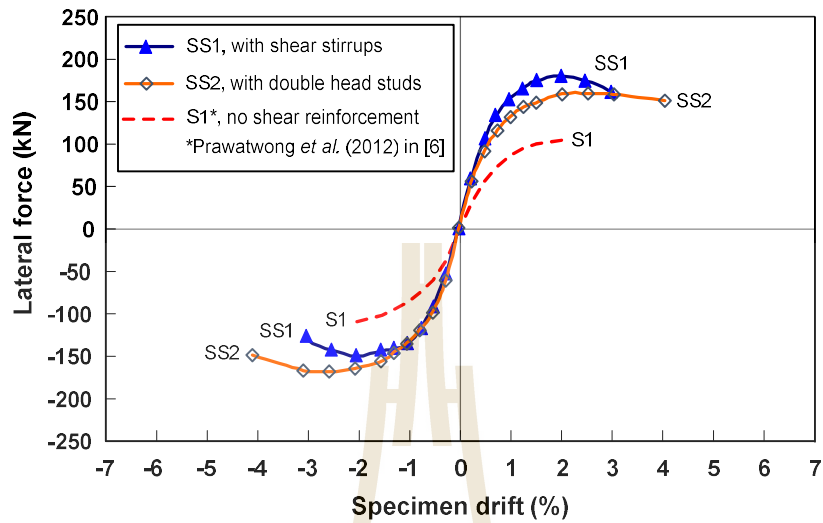


Fig. 6 - Envelope curves of the tested specimens

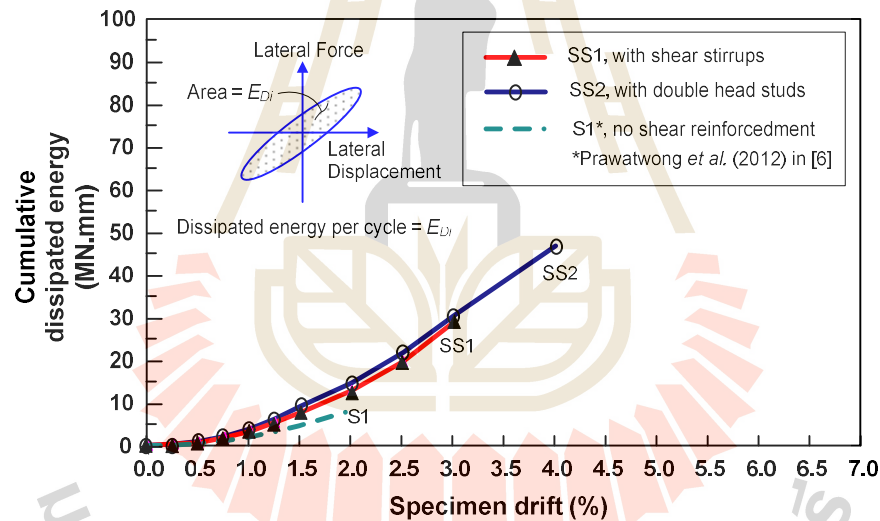


Fig. 7 – Cumulative dissipated energy of the tested specimens

Energy dissipation capacity is an important parameter for evaluating the structure capacity to survive in cyclic loading without collapse. Fig. 7 shows the cumulative dissipated energy of all specimens prior to punching. The dissipated energy within loop or cycle  $i$  ( $E_{Di}$ ) was obtained from the area enclosed by the force-displacement curve within loop or cycle  $i$ . The cumulative dissipated energy up to  $j$  percent drift is defined as the summation of the dissipated energy of all cycles which the specimen experienced up to  $j$  percent drift. Those cycles that resulted in a drop in lateral load resistance of more than 20% of the peak load were excluded in the calculation. From Fig. 7, the specimen with double-head studs exhibited the ability to dissipate energy larger than the specimen without shear reinforcement by almost 575%. In advance of the punching shear occurrence, the specimen with double-head studs was able to dissipate energy up to 46.54 MN.mm, while the one with closed-loop stirrups was able to dissipate energy up to 28.71 MN.mm.

### 3.2 Comparison of shear stresses

To compare the increase in punching resistance provided by the different punching shear reinforcement systems, the ACI model for the design of slab-column connections without punching shear reinforcement as shown in Fig. 8 is used to calculate the eccentric shear stress due to a gravity shear  $V_u$  and an unbalanced moment  $M_u$  along the critical section at  $d/2$  from the column face.

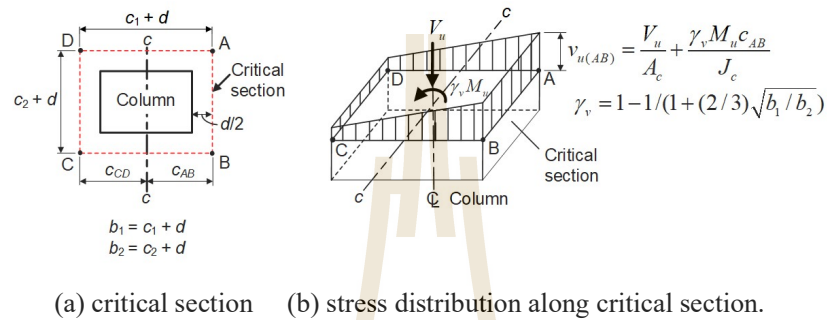


Fig. 8 – Critical sections at an interior column for linear varying shear stress according to ACI Building Code

The maximum shear stresses at the critical sections are expressed by the well-known equations shown below.

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (1)$$

where  $A_c = b_0 d$ ;  $b_0 = 2(b_1 + b_2)$  = perimeter of critical section for shear in slab;  $d$  is the effective depth of the slab;  $c_{AB}$  is the distance from the centroidal axis of the critical section to line AB (see Fig. 8(a));  $J_c$  is a property of the critical perimeter analogous to the polar moment of inertia;  $\gamma_v$  is the fraction of the unbalanced moment transferred by eccentricity of shear stress and is given in Fig. 8(b).

For each specimen, the unbalanced moment  $M_u$  can be accurately determined by multiplying the peak lateral force by the column height (1800 mm) of the specimen. The gravity shear  $V_u$  in each specimen is computed from a linear finite element analysis. Based on the peak unbalanced moment ( $M_u$ ) and the gravity load ( $V_u$ ) on the test specimens, the maximum shear stresses according to the ACI model for SS1 and SS2 were obtained by Eq. (1) and listed in Columns 7 of Table 2.

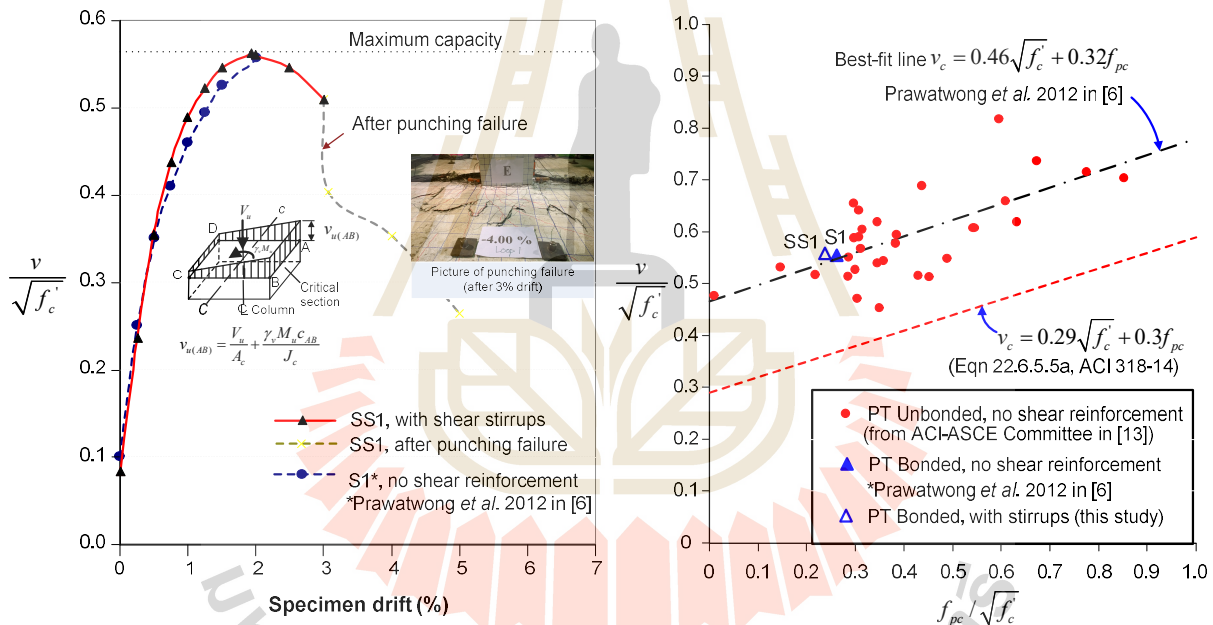
Table 2 – Ultimate Shear Stresses <sup>a</sup>

Specimen	$V_u$ (kN)	$M_u$ (kN.m)	$\gamma_v$	Shear stress, $v_u$ (MPa)			$v_u / \sqrt{f'_c}$
				From direct shear	From moment transfer	Total	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
S1 <sup>b</sup>	118	193	0.467	0.65	2.86	3.51	0.55
SS1	141	325	0.463	0.59	3.46	4.05	0.56
SS2	141	288	0.463	0.59	3.07	3.66	0.59

Notes: <sup>a</sup> No load factors were used in calculations. <sup>b</sup> Control specimen with no shear reinforcement from [6].

In Fig. 9(b), the maximum shear stresses  $v_u$  of SS1 in Table 2 are plotted and compared with shear stress limits expressed by Eqn (22.6.5.5a) of ACI 318–14 and by previous works from other investigators. Both shear stress  $v_u$  and  $f_{pc}$  are normalized by the square root of the slab compressive strength in SI units (MPa). The test data from previous works, represented by the red dots, were summarized by ACI-ASCE Committee in [13]. They were mostly obtained from tests conducted for connections transferring shear only, and all tested PT specimens were unbonded flat plate connections that failed in shear. All of them were without shear reinforcement. To determine the true stress limit, an empirical best-fit equation was derived in [6] and depicted in Fig. 9(b). This best-fit equation, therefore, represents the most likely value of shear stress at failure in slab-column connections without punching shear reinforcement.

The comparisons of the ultimate shear stress in Fig. 9(a) and 9(b) pointed out that the ultimate shear stress of SS1 with conventional stirrup reinforcement under lateral cyclic loading was not much increased by the presence of shear reinforcement. However, the results in Fig. 9(a) show that the punching shear failure in SS1 occurred much later after one side of the connection reached the ultimate shear stresses at the drift level of 2%. This implied that the presence of conventional stirrup reinforcement in SS1 was helpful to enhance lateral drift capacity after one side of the connection reached the ultimate shear stress.



Note: 1. Effective depth  $d = 0.8h$  was assumed according to ACI 318-02.

2. Combined stresses were calculated at  $d/2 = 60$  mm from column face.

(a) Variation of maximum shear stress on critical section of SS1 versus the previous work with no shear reinforcement

(b) Test data of Specimen SS1 versus the other works and ACI 318-14 equation

Fig. 9 – Comparison of shear stresses

### 3.3 Comparison of drift capacity

Fig. 10 shows a plot of the gravity shear ratio and drift capacity at punching of both specimens from this study, along with other test results of slab-column specimens without shear reinforcement. Most of the test results of RC slab-column specimens were collected and compiled in [14], while those of unbonded PT slab-column interior connections were tested and reported in [15, 3] and summarized in [5]. ACI 318-14 design

drift limit for slab-column connections is also plotted in Fig. 10 for reference. For bonded PT slab-column connections, the data from SS1 and SS2 shows the beneficial effect of both types of shear reinforcements in providing an overall increase in the lateral drift capacity for a gravity shear ratio equal to 0.28.

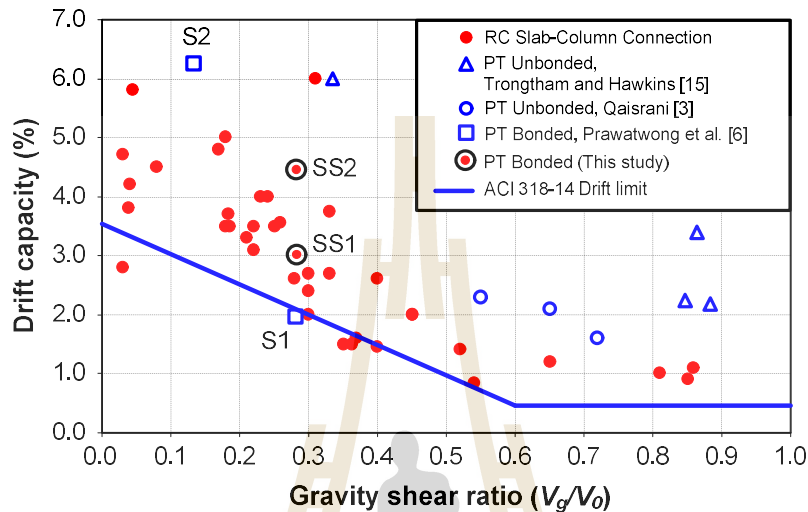


Fig. 10 – Gravity shear ratio versus drift capacity at punching for RC and PT slab-column connections

#### 4. Summary and conclusions

Two three-fifth scale models of bonded PT interior slab-column connections were design and constructed to represent typical details of slab-column connections with shear reinforcements in PT flat plate buildings in Thailand. The models were tested under a conventional reversed cyclic lateral loading until failure to investigate their seismic performance. Based on the results of the experimental investigations conducted on bonded PT interior slab-column connections with different punching shear reinforcement systems and comparing the results with the models without shear reinforcement, the following conclusions can be drawn:

1. During the test, both specimens essentially behaved like a linear elastic system with viscous damping. As the drift level increased, the lateral stiffness of the specimens decreasingly degraded. SS2 with double-head studs exhibited dramatic increases in lateral drift capacity, compared to those of SS1.
2. Punching shear reinforcement in the form of double-head studs effectively and significantly enhances the poor performance of the typical bonded PT interior connections. The specimen SS2 with double head studs showed ductile behavior under reversed cyclic loading. The ductile behavior was clearly demonstrated by its lateral forced-drift relationship.
3. The experimental results from this study pointed out that the conventional shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrups may not provide a significant increase in punching shear strength for the thin slab under earthquake type loading. However, the test results suggested that the presence of conventional stirrup reinforcement in SS1 was helpful to enhance energy dissipation capacity and lateral drift capacity.

#### 5. Acknowledgements

The experimental works were conducted with funding provided by Thailand Research Fund (TRF) and National Research Council of Thailand (NRCT). The prestressing strands, ducts and anchors used in the tests were donated by Concrete Products and Aggregate Company (CPAC) Limited. Double head studs were donated by SNP Post-tension co., Ltd. For initial backgrounds data was supported by Postteck Prestressing co., Ltd. Heartfelt gratitude is conveyed to them for their great supports in the research program.



## 6. Copyrights

17WCEE-IAEE 2020 reserves the copyright for the published proceedings. Authors will have the right to use content of the published paper in part or in full for their own work. Authors who use previously published data and illustrations must acknowledge the source in the figure captions.

## 7. References

- [1] Hawkins NM, Mitchell D. (1979): Progressive collapse of flat-plate structure, *ACI Structural Journal*, **76** (7), 775-809.
- [2] Hawkins NM (1981): Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction. *PCI Journal*, **26** (1), 94-116.
- [3] Qaisrani AN (1993): Interior Post-Tensioned Flat-Plate Connections Subjected to Vertical and Biaxial Lateral Loading, *PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of California-Berkeley, Berkeley, California, USA.*
- [4] Gayed RB, Ghali A (2006): Seismic-Resistant Joints of Interior Columns with Prestressed Slabs. *ACI Structural Journal*, **103** (5), 710-719.
- [5] Kang THK, Wallace JW (2006): Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections, *ACI Structural Journal*, **103** (4), 531-540.
- [6] Prawatwong U, Warnitchai, P, Tandian, CH (2012): Seismic Performance of Bonded Post-tensioned Slab-column Connections with and without Drop Panel, *Advances in Structural Engineering*, **15** (10), 1653-1672.
- [7] Yan Zhou, Marry Beth D. Hueste. (2016): Review of test data for interior slab-column connections with moment transfer, *ACI-fib International symposium punching shear of structural concrete slab*, 141-166.
- [8] ACI Committee 421.1R-08. (2008): Guide to shear reinforcement for slab, *American concrete institute*, Farmington Hills, USA.
- [9] ASTM A1044/A1044M-16a. (2016): Standard specification for steel stud assemblies for shear reinforcement of concrete.
- [10] Pan AD, Moehle JP (1988): Reinforced Concrete Flat Plates under Lateral Loading: An Experimental Study Including Biaxial Effects, *Report UCB/EERC-88/16*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- [11] ACI Committee 318 (2014). Building code requirements requirement for structural concrete and commentary, *American concrete institute*, Farmington Hills, USA.
- [12] Luckkikanun A, Prawatwong U, Warnitchai P (2019): Cyclic testing of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud. *16<sup>th</sup> East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC16)*, Brisbane, Australia.
- [13] ACI-ASCE Committee 423 (1974): Tentative recommendations for prestressed concrete flat plates. *American concrete institute*, **71** (2), 61-71.
- [14] Pan AD, Moehle JP, (1989): Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates, *ACI Structural Journal*, **86** (3), 250-258.
- [15] Trongtham N, Hawkins NM (1977): Moment Transfer to Columns in Unbonded Post-Tensioned Prestressed Concrete Slabs, *Report SM77-3, Department of Civil Engineering, University of Washington-Seattle, Seattle, Washington, USA.*



## CYCLIC TESTING OF BONDED POST-TENSIONED INTERIOR SLAB-COLUMN CONNECTIONS WITH SHEAR STUD

A. Luckkikanun<sup>1</sup>, U. Prawatwong<sup>1\*</sup> and P. Warnitchai<sup>2</sup>

<sup>1</sup>School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand

<sup>2</sup>School of Engineering and Technology, Asian Institute of Technology, Pathumthani, Thailand

Emails: luckkikanun.a@gmail.com, unnop@sut.ac.th, pennung@ait.ac.th

\*Corresponding author

**Abstract.** *The use of flat plate floor systems consisting of a post-tensioned concrete slab-column system incorporating shear reinforcement within the slab-column connection region has become increasingly popular in medium to high-rise buildings in Thailand. However, no experimental studies of bonded PT slab-column connections involving shear reinforcements subjected to earthquake-type loading have been found in literatures. Very few guidelines and little information are available to designers for design the connections under earthquake loading. Therefore, experimental data on seismic behavior of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements is needed.*

*This paper presents the results of reversed-cyclic tests to failure on a three-fifth scaled model of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud. The main objective of this study is to investigate the seismic performance of bonded post-tensioned interior slab-column connections containing shear reinforcements in the form of double head studs. A lateral quasi-static cyclic loading routine, simulating earthquake actions, was adopted to investigate the seismic performance. Overall performance is examined in term of lateral load-carrying capacity, maximum drift, and stiffness degradation. The results show that the model with double head studs is able to undergo up to 4.00 % drift prior to failure and the mode of failure is flexural punching failure. Comparing results with the model without shear reinforcement, which has been tested earlier. The model with shear studs can carry more drift capacity than the model without shear reinforcement approximately twice. The test results from this study will be useful for seismic design and evaluation of seismic performance of the entire slab-column frame building in the future.*

**Keywords:** *Slab-column connection; Bonded post-tensioned; Shear stud; Cyclic test;*

### 1. INTRODUCTION

Post-tensioned (PT) slab is divided into two types; bonded system and unbonded system. In Thailand, bonded system is much more popular than unbonded system. Under earthquake type loading, it is widely known that brittle punching failure may occur in the slab near the column due to transfer of shear forces and unbalance moments between the slab and column. Hawkins and Mitchell (1979) have shown that the punching failure at an interior slab-column connection can sometimes initiate a progressive collapse throughout the entire structure.

To protect slab-column connections from punching shear failure, several methods were used in design practice. A common method is to provide shear reinforcement within slab around the column perimeter as recommended by ACI-421-R08. This method allows the use of shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrup and vertical shear stud. Nevertheless, the experimental investigation by Prawatwong et al. (2018) has pointed out that under earthquake type loading shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrup may not provide a significant increase in punching shear strength of the thin bonded PT slabs. Thus, the use of vertical shear stud is an another choice. In case of unbonded slab-column connections, a number of experimental studies were found in literature. (Kang 2004, Gayed and Ghali 2006). Ghali and Youakim (2005) suggested that the main advantages of using double-headed stud are more



efficient anchorage, simpler installation, less congestion of reinforcement, more improved confinement, and more effective with thin slab. Recently, Yan Zhou and Hueste (2016) has reviewed of test data for unbonded PT interior slab-column connections with moment transfer. The data shows that drifts capacity of PT slab-column connections with shear stud are higher than without shear stud. However, it should be note that the bonded PT slab-column connection with shear stud has not been found in the review or any other researches. Therefore, the seismic performance of PT bonded slab-column connections with shear stud is still unclear.

This paper deals with reversed-cyclic tests to failure on a three-fifth scale model of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcement in the form of double headed stud. The specimen was subjected to a lateral quasi-static cyclic loading routine to investigate its seismic performance through the elastic, inelastic ranges and finally until failure. The effect of incorporating shear stud in the PT slab-column region on its seismic performance was identified by comparing the test results with those of connection model without shear reinforcement, which has been tested earlier (Prawatwong et al. 2012). The results from this study will provide useful information on cyclic performance of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcement. It will be a guideline for structural designers in the future.

## 2. EXPERIMENTAL PROGRAM

### 2.1. Description of specimen

To study the lateral cyclic performance of bonded PT slab-column connection with shear stud, that are typical in Thailand, an effort was made to acquire architectural and structural drawings of three representative buildings with bonded PT floors. Some important structural parameters associated with cyclic behavior are computed from the drawing; they are herein called “structural indices”. These indices are: gravity shear ratio ( $V_g/V_0$ ), critical section perimeter-to-depth ratio ( $b_0/d$ ), side ratio ( $b_1/b_2$ ), prestressing ratio ( $f_{pc}/\sqrt{f'_c}$ ), distance between column face to critical section divided by depth ( $\alpha/d$ ), spacing between first peripheral line of shear stud and column face divided by depth ( $s_0/d$ ), spacing between peripheral line of shear stud and column face divided by depth ( $s/d$ ).

To compare the results with previous experiment without shear stud, which has been tested earlier. The gravity shear ratio was controlled equal to S1 from previous experiment (Pawatwong et. al. 2012), while the other parameters are given in Table 1. In part of shear stud parameters, the average value of the buildings sample was used except the ( $s_0/d$ ) due to the area restriction since the first stud was placed close to the tendon and column as shown in Table 1.

Table 1. Structural indices of slab-column connections in three representative buildings.

Building	Span (mm)	Column size (mm x mm)	Structural indices						
			$\frac{V_g}{V_0}$	$\frac{b_0}{d}$	$\frac{b_1}{b_2}$	$\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\alpha}{d}$	$\frac{s_0}{d}$	$\frac{s}{d}$
Condo	5800	400x1200	0.31	15.43	2.18	0.23	3.20	0.18	0.35
Apartment	10700	300x600	0.39	12.66	1.59	0.42	5.10	0.24	0.63
Personal house	5700	250x250	0.33	10.25	1.00	0.39	4.38	0.31	0.63
Average Value			0.34	12.75	1.57	0.35	4.23	0.24	0.54
<b>Specimen in this research</b>									
S1 (without stud rails)	5000	250x500	0.28	18.29	1.70	0.27	-	-	-
SS2 (with stud rails)	5000	250x500	0.28	18.29	2.00	0.29	4.42	0.42	0.50

\*Detailed definitions of parameter can find more in ACI 421.1 R-08 and Prawatwong et. al. (2012)

Figure 1 shows the dimension of the tested specimen. The typical span, story height, and slab thickness of flat plate with shear reinforcement building in Thailand were in the range of 5.70 to 10.70 meters, 3.00 meters and 0.25 meter, respectively. The test specimen was scaled to 3/5 of full-scale. At 3/5-scale, the span length of full-scale prototype structure was scaled down to 4.80 m, the 3.00 m story height to 1.80 m, and the 0.25 m slab thickness to 0.15 m. The slab was supported along each transverse edge by 5 pin-ended bars to simulate a moment-free boundary condition. The validation of this model and assumption for interior slab-column connections are well explained by Pan and Moehle (1988).

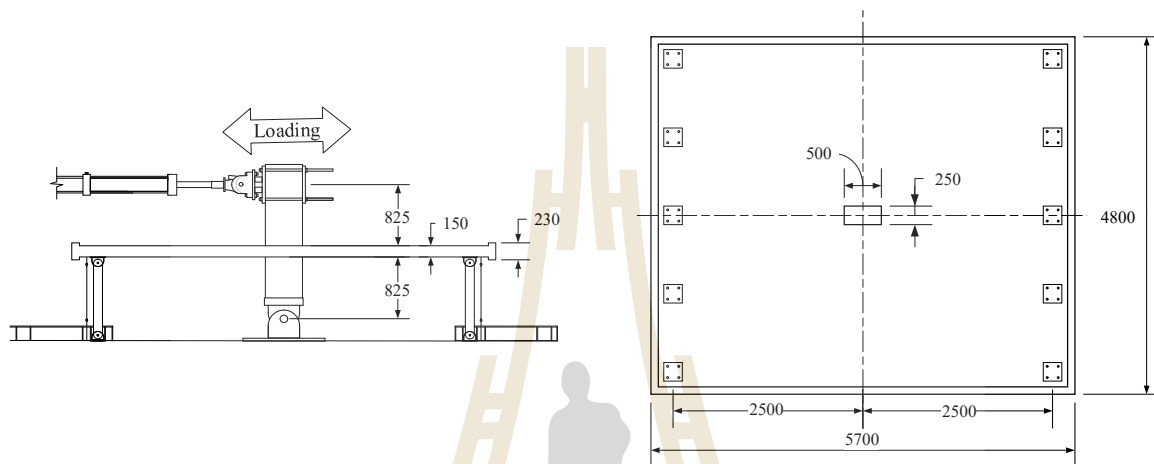
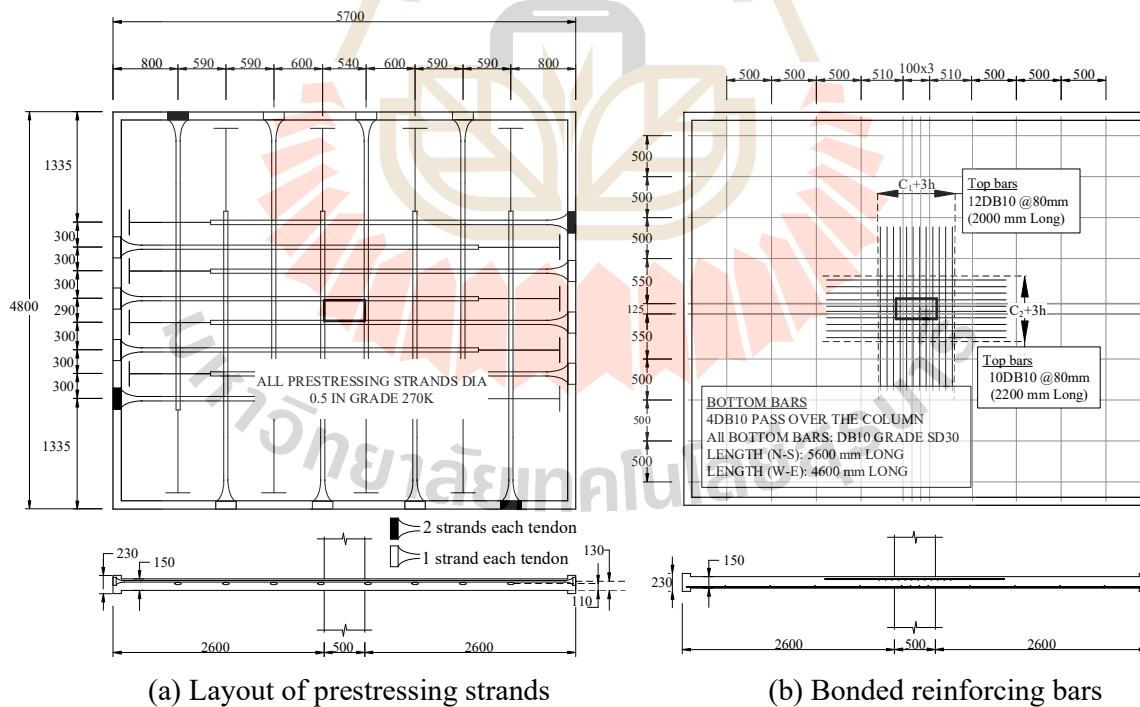


Figure 1. Interior slab column connection specimen with dimension



(a) Layout of prestressing strands

(b) Bonded reinforcing bars

Figure 2. Layout of prestressing strands, and bonded reinforcing bars in slab

Figure 2(a) shows the layout of bonded PT strands in the specimen. The strands were grade 270, 12.7 mm (1/2 in) diameter. Every strand was tensioned to about 80% of ultimate strength ( $0.8f_{pu}$ ). Eight tendons with ten strands were banded in the direction of loading with a spacing of 300 mm, except the two strands located near to the column had spacing of 290 mm. The other eight tendons with ten strands were distributed uniformly in perpendicular to the loading direction.

Figure 2(b) shows the layout of bonded reinforcing bars in slab. The deformed bars diameter 10 millimeter (DB10) were used for top and bottom reinforcement. The minimum top reinforcement at least  $0.00075A_{cf}$  was placed within an effective slab width of  $c + 3h$  and extends away from the column face at least  $l_n/6$  in accordance with ACI 318-14 (Section 8.6.2.3, 8.7.5.3, 8.7.5.5.1), where  $A_{cf}$  is the larger gross sectional area of the slab-beam strips in two orthogonal equivalent frames intersecting a column, and  $c$  is the column width,  $h$  is the slab thickness, and  $l_n$  is length of clear span. For bottom reinforcement, DB10 bar were mesh bottom bar was provided as temperature and shrinkage reinforcement. In addition, the quantity of slab-bottom reinforcement through the column head, satisfied the ACI-ASCE 352.1 R-89 (ACI-ASCE Committee 352 1989), was provided in both directions.

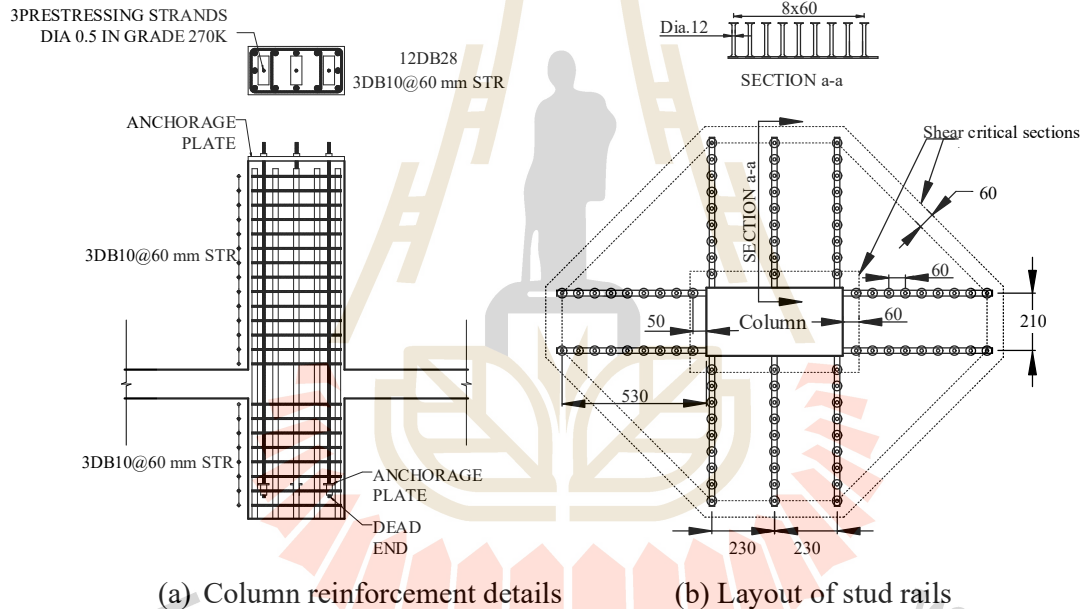


Figure 3. Column reinforcement details, and layout of stud rails

Figure 3(a) shows column reinforcement detail. Twelve bars DB28 yielding stresses of 40 MPa were continuous from bottom to top part of the column. The shear reinforcements of the column were stirrups fabricated from bars type DB10 with spacing of about 60 mm. The nominal clear cover for the column reinforcement is 15 mm. It is expected that the column could behave in elastic manner during the test.

Figure 3(b) shows the shear studs layout in the test specimen. All of them were type 2 double headed stud following ASTM A1044/A1044M. Total height of stud rails were 120 mm. From the average value of parameters related to shear studs, ten stud rails were placed around the column. Stud spacing were 60 mm (0.5d). The first studs were placed away from the column face 50 mm.

Table 2. Material properties

Concrete	Compressive strength at test date (MPa)	Steel	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)
Bottom column	47.41 (138 days)	DB10	374	636
Top column	49.45 (31 days)	7-wires strand	1710	1901
Slab	38.52 (33 Days)	Shear stud	380	537

## 2.2. Testing procedures

Figure 4 shows the experimental setup. The simulation of gravity load was simulated by a large number of sand bags. They were piled up on and hanged underneath the slab in order to correctly simulate the gravity load effect. The amount and distribution of sand bags were determined by finite element analysis such that the computed gravity shear ratio ( $V_g/V_0$ ) was equal to 0.28. After the application of the gravity loading, the lateral load was applied to the top column by MTS servo controlled hydraulic actuator mounted horizontally to a rigid reaction wall. The hydraulic actuator was pinned at its ends to allow rotation during the test. The bottom part of the column was connected to concrete strong floor of the structural laboratory. Torsional restraining systems were installed in both end of the slab to prevent this rigid-body twisting of the specimen. The systems consisted of two wire ropes on each side, which diagonally crossed from either of the slab corners to the channel firmly anchored to the strong floor.

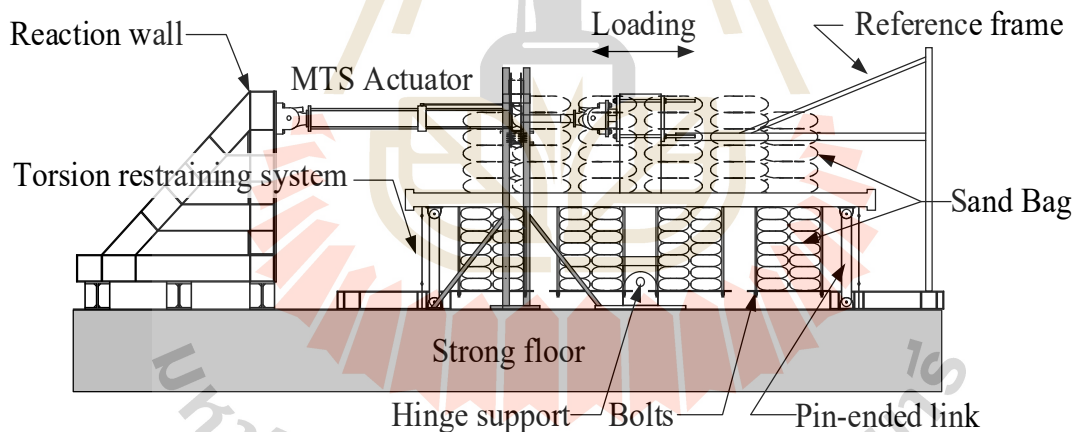


Figure 4. Experimental setup

Figure 5 shows the pattern of lateral loading. A typical displacement controlled cyclic loading test was carried out with monotonically increasing drift levels of  $\pm 0.25\%$ ,  $\pm 0.50\%$ ,  $\pm 0.75\%$ ,  $\pm 1.00\%$ ,  $\pm 1.25\%$ ,  $\pm 1.50\%$ ,  $\pm 2.00\%$ ,  $\pm 2.50\%$ ,  $\pm 3.00\%$ ,  $\pm 4.00\%$ , and  $\pm 5.00\%$ . For each drift level, two completed cyclic displacement loops were made.

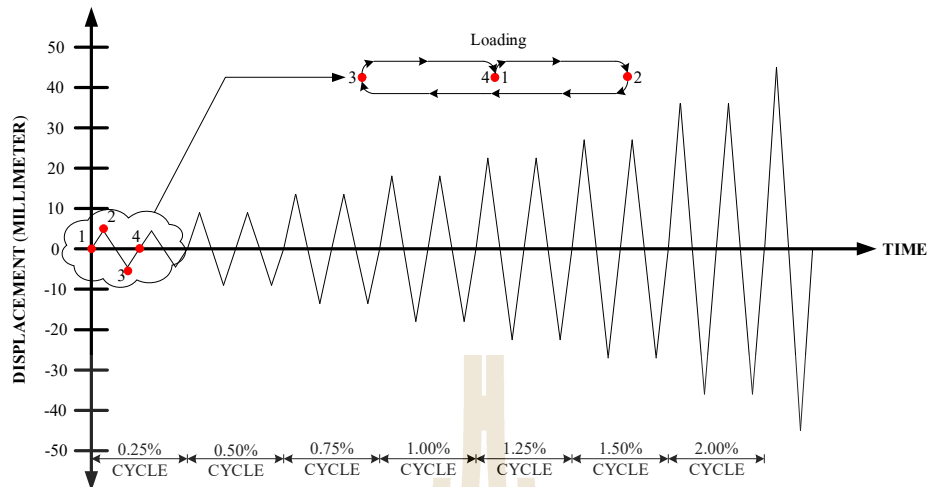


Figure 5. Pattern of lateral loading

During the test, all measurement data were recorded at each loading step. The data measured and recorded in the experiment include: 1) lateral force and displacement at the top column end, 2) strain in stud rails, 3) strain in top and bottom bars of slab at various locations, and 4) strain distribution along some prestressing strands. Photos were taken and at peak positive and negative drift every cycle of loading to record the development of visible cracks on the top and bottom slab surface. Five video security cameras were also continuously recorded throughout the testing.

### 3. EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSION

Due to space limitation, only some results are presented in this paper. The relation between lateral force and lateral drift is shown in Figure 6. The first stage (0.00 to  $\pm 1.5\%$ ), hysteretic loop in every loading cycle was long and narrow, indicating a limited ability to dissipate energy. Afterward, the second stage  $\pm 2.00\%$  to  $\pm 4.00\%$  loop 1 hysteretic loop began to grow larger and lateral force has saturated, indicating a yielding of the connections occur in this stage. The stiffness was degrading down. The final stage punching, at  $\pm 4.00\%$  loop 2, shows lateral load decrease about 77% from peak load. The specimen has failed at 4.51% while specimen was going to +5.00% loop 1. Lateral load decreased down from 100 kN to 76 kN, suddenly. The specimen has failed by flexural punching mode.

Figure 7 shows comparing the backbone curve between the results from this study and the model without shear reinforcement. As can be seen in Figure 7, the model S1, without shear reinforcement, could only withstand 2.0% drift. After the maximum lateral load of 107 kN was attained, this specimen suddenly failed in brittle punching shear and completely lost its lateral strength and stiffness while no peak load saturation was perceived in advance. On the other hand, SS2 with double head studs attained 65% higher lateral load-carrying capacity than the control specimen (S1). In addition, the specimen SS2 with double head studs apparently failed in a more ductile manner than the one without shear studs. As can be seen in Figure 6 and 7, SS2 exhibited a saturation of peak load for a drift of 2% to 4%, indicating that flexural yielding took place long before punching failure. Until the end of the test, the specimen with double head studs showed much higher drift capacity at about 4% at punching failure than the one without shear reinforcement.



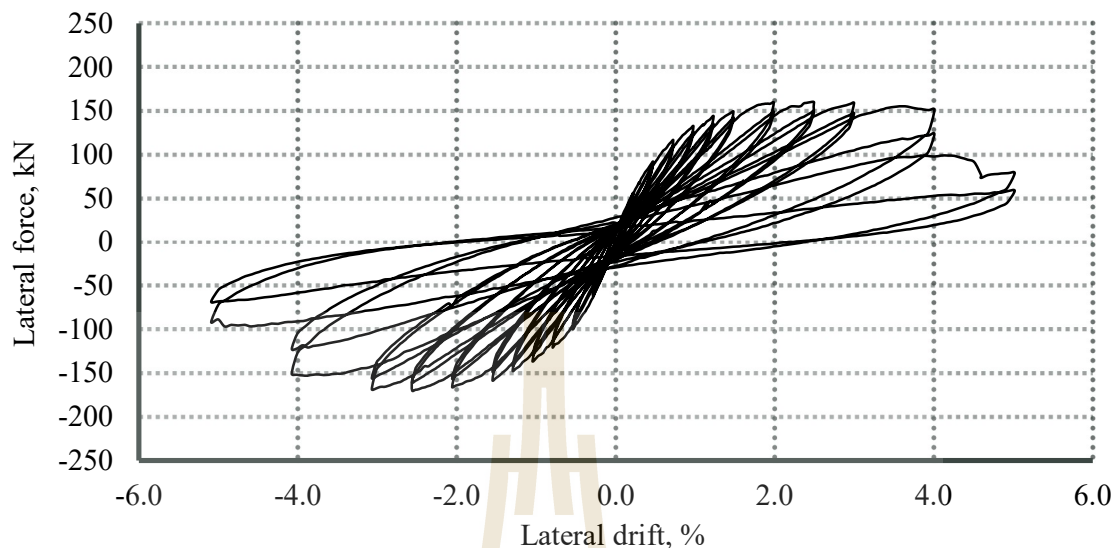


Figure 6. Relation between lateral load and lateral drift

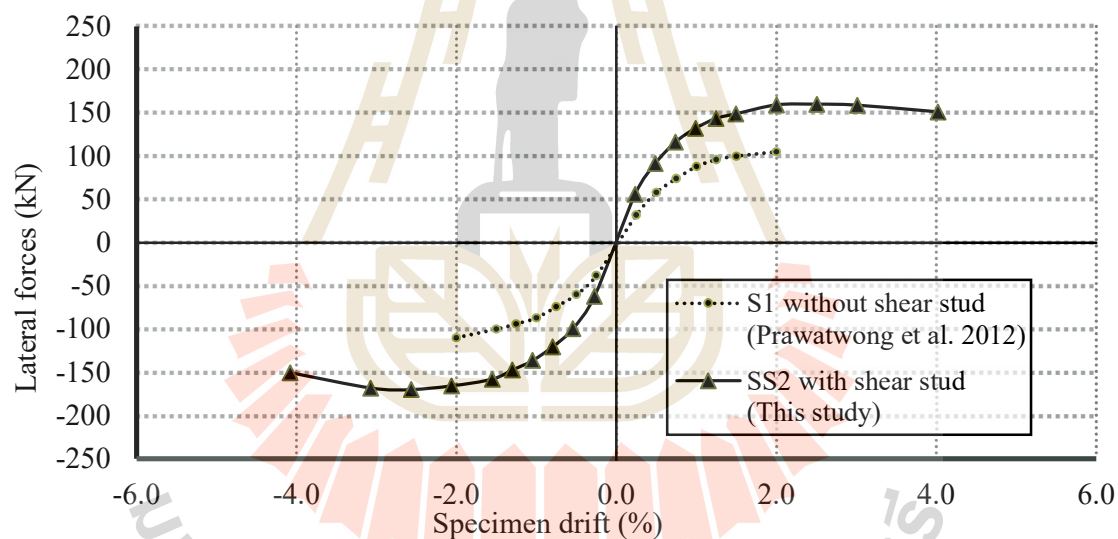


Figure 7. Comparing results with the model without shear reinforcement

## 5. SUMMARY AND CONCLUSIONS

A three-fifth scale model of bonded post-tensioned (PT) interior slab-column connection was design and constructed to represent a typical detail of slab-column connections with double head studs in medium to high rise buildings in Thailand. The model was tested under a conventional reversed cyclic loading with monotonically increasing drift levels until failure to investigate its seismic performance. Based on the experimental results and comparing results with the model without shear reinforcement, the following conclusions are drawn:

1. During the test, the specimen with double head studs essentially behaved like a linear elastic system with viscous damping. As the drift level increased, the lateral stiffness of specimen decreasingly degraded.



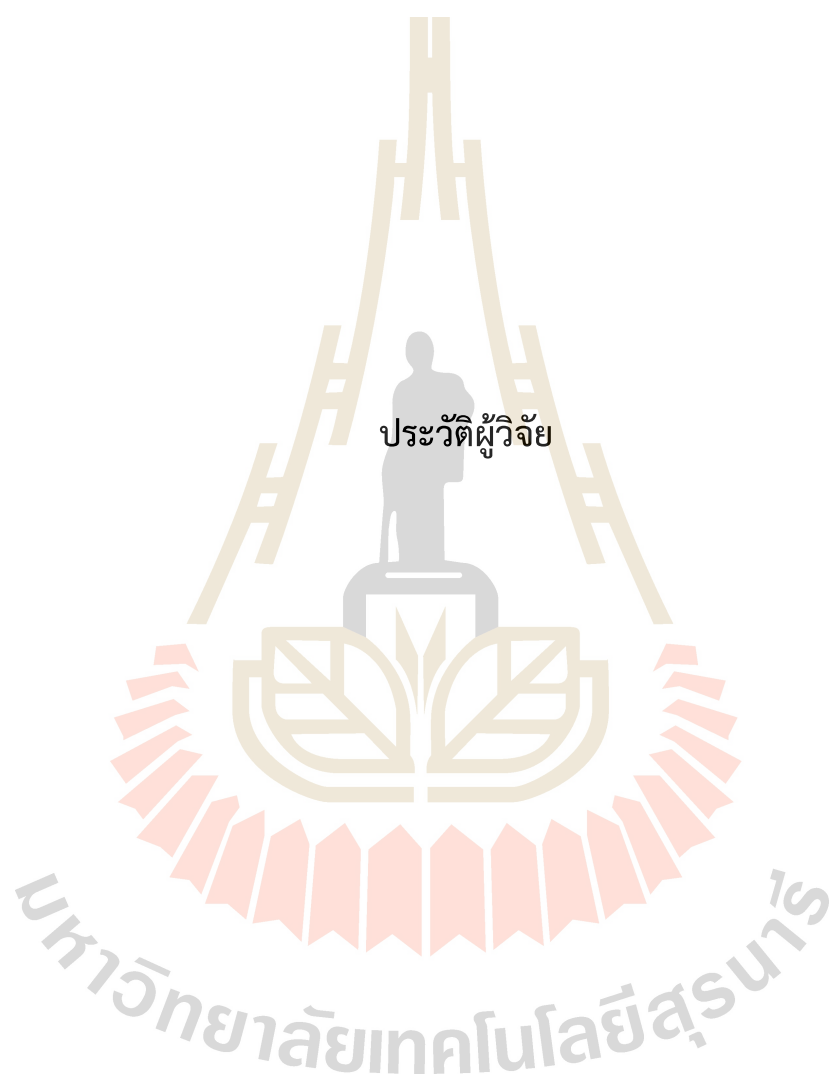
2. The specimen with double head studs in this study showed ductile behavior under reversed cyclic loading. The ductile behavior was clearly demonstrated by its lateral forced-drift relationship. Specimen SS2 experienced saturation of peak load from about 2.0% to 4.0% drifts, indicating flexural yielding took place before punching failure.
3. The test results suggest that the use of double head studs in bonded PT slab is an effective solution to enhance the overall seismic performance of bonded PT interior slab-column connection. SS2 exhibited dramatic increases in lateral strength, lateral stiffness and lateral deformation capacity, compared to those of S1.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This experimental work was conducted with funding provided by National Research Council of Thailand (NRCT). The prestressing strands, ducts and anchors used in the tests were donated by Concrete Products and Aggregate Company (CPAC) Limited. Double head studs were donated by SNP Post-tension co., Ltd. For initial backgrounds data was supported by Postteck Prestressing co., Ltd. Heartfelt gratitude is conveyed to them for their great supports in the research program.

## REFERENCES

- ACI Committee 318. (2014). Building code requirements requirement for structural concrete and commentary (ACI 318R-14), American concrete institute,
- ACI Committee 352.1R-89. (1989). Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures, American concrete institute
- ACI Committee 421.1R-08. (2008). Guide to shear reinforcement for slab, American concrete intitute
- Amin Ghali and Samer A. Youakim (2005), Headed Studs in Concrete: State of the Art. ACI Structural Journal, Volumn 102, No 67, 657-667
- ASTM A1044/A1044M-16a. (2016), Standard specification for steel stud assemblies for shear reinforcement of concrete
- Gayed, R.B. and Ghali, A. (2006), Seismic-resistant joints of interior columns with prestressed slab, ACI Structural Journal, 103(5), 710-719
- Hawkins, N.M. and Mitchell, D. (1979), Progressive collapse of flat-plate structure, ACI Structural Journal, Volume 76, No 7, 775-809
- Kang, T.H.K. (2004), Shake table tests and analytical studies of reinforced and post-tensioned concrete flat plate frames, Ph.D. dissertation, Univ. of California, LA, 309 pp.
- Pan, A.P. and Moehle, J.P. (1988), Reinforced concrete flat plates under lateral loading: an experimental study including biaxial effect, report UCB/EERC-88/16, Earthquake engineering research center, University of California – Berkeley, California USA.
- Prawatwong, U., Warnitchai, P. & Tandian, C.H. (2012), Seismic performance of bonded-post-tensioned slab-column connections with and without drop panels, Advances in structural engineering, Volume 15, 1653-1672.
- Prawatwong, U., Warnitchai, P. & Luckkikanun, A. (2018), Cyclic testing of bonded posttensioned interior slab-column connections with shear reinforcement, International conference on continental earthquakes, 4<sup>th</sup> ICEE-0000000139, Chengdu, Sichuan, China.
- Yan Zhou and Marry Beth D. Hueste. (2016), Review of test data for interior slab-column connections with moment transfer, ACI-fib International symposium punching shear of structural concrete slab, 141-166



## ประวัติผู้วิจัย

ชื่อ นายอรรณพ ประวัตินวงศ์

ตำแหน่งปัจจุบัน อาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา  
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

หน่วยงานและสถานที่อยู่ที่ติดต่อได้สะดวก  
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี  
111 ถ.มหาวิทยาลัย อ.เมือง จ.นครราชสีมา 30000  
โทรศัพท์ 044-224429  
E-mail: [unnop@sut.ac.th](mailto:unnop@sut.ac.th)

### ประวัติการศึกษา

- 2557 Doctor of Engineering (Structural Engineering),  
Asian Institute of Technology, Thailand
- 2537 วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโครงสร้าง)  
มหาวิทยาลัยขอนแก่น
- 2533 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)  
มหาวิทยาลัยขอนแก่น

### ประวัติการอบรม ศึกษาดูงาน

- 2541 ดูงานการติดตั้งเครื่องกำเนิดแสงซินโครตรอน ณ ประเทศญี่ปุ่น  
ผู้ให้ทุน: กระทรวงวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีและสิ่งแวดล้อม
- 2541 ดูงาน Institute of Molecular Science ณ ประเทศญี่ปุ่น  
ผู้ให้ทุน: Institute of Molecular Science, Japan
- 2544 ฝึกอบรมด้านแผ่นดินไหว ณ มลฑลยูนนาน ประเทศสาธารณรัฐประชาชนจีน  
29 สิงหาคม – 30 กันยายน ผู้ให้ทุน: สาธารณรัฐประชาชนจีน

ประสบการณ์การทำงาน

2540 – ปัจจุบัน อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

2537 – 2540 วิศวกรโยธา

บริษัทอุตสาหกรรมปิโตรเคมีกัลไทยจำกัด (มหาชน)

สาขาวิชาการที่มีความชำนาญพิเศษ

- วิศวกรรมโครงสร้าง และพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

PUBLICATION/PRESENTATIONS

1. Prawatwong, U., Wanitchai, P. & Lukkikanum. (2020). "Seismic Performance Enhancement of Post-tensioned Flat Plate Systems with Shear Reinforcement". *17<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE)*. Japan.
2. Lukkikanum A., Prawatwong, U., and Wanitchai, P. (2019). Cyclic Testing of Bonded Post-Tensioned Interior Slab-Column Connections with Shear Stud. *16<sup>th</sup> East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC16)*. Brisbane, Australia.
3. Prawatwong, U., Wanitchai, P. & Lukkikanum A. (2018). Cyclic Testing of Bonded Post-Tensioned Interior Slab-Column Connections with Shear Reinforcements. *4<sup>th</sup> International Conference on Continental Earthquakes (4<sup>th</sup> ICCE)*. China Earthquake Administration (CEA). 12 - 14 May 2018. Chengdu, China.
4. Prawatwong, U., Warnitchai, P. and Tandian, C.H. (2012). "Seismic Performance of Bonded Post-Tensioned Slab-Column Connections with and without Drop Panels". *Advances in Structural Engineering Journal*. Volume 15 No. 10.
5. Prawatwong, U., Warnitchai, P. and Tandian, C.H. (2012). "Bonded PT Slab-column Connections with and without Drop Panel Subjected to Earthquake Loading". *15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*. Lisbon, Portugal.
6. Prawatwong, U., Tandian, C.H. and Warnitchai, P. (2008). "Seismic Performance of Post-tensioned Interior Slab-column Connections with and Without Drop Panel". *14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*. Beijing, China.

7. **Prawatwong, U.**, Tandian, C. H., Warnitchai, P. (2007). "Seismic Performance Enhancement of Post-tensioned Flat Plate Systems with Drop Panel". *8<sup>th</sup> Pacific Conference on Earthquake Engineering (8PCEE)*. Singapore.
8. Warnitchai, P., Pongpornsup S., **Prawatwong U.** and Pimanmas A. (2004). "Seismic Performance of Post-tensioned Interior Flat Slab-column Connections". *3<sup>rd</sup> International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia*. 147–156. Agra, India.

