



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ “การประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของระบบโครงสร้างอาคาร
ซึ่งประกอบด้วยเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน ที่ออกแบบเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง
เป็นหลัก ในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร”

โดย รองศาสตราจารย์ ดร.เป็นหนึ่ง วานิชัย และคณะ

สิงหาคม พ.ศ. 2550

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ “การประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของระบบโครงสร้างอาคารซึ่งประกอบด้วยเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน ที่ออกแบบเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเป็นหลัก ในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร”

คณะผู้วิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร.เป็นหนึ่งใน วานิชชัย
อรรถพร ประวัตินวงศ์

สังกัด

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย

ชุดโครงการ สนับสนุนผู้ปฏิบัติการวิจัยในภาคอุตสาหกรรม (IRAS)

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)

และบริษัทปูนซีเมนต์นครหลวง จำกัด (มหาชน)

(ความเห็นในรายงานผลการวิจัยเป็นของผู้วิจัย สกว. และบริษัทปูนซีเมนต์นครหลวง จำกัด (มหาชน)
ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

Executive Summary

อาคารที่ใช้โครงสร้าง Slab-Column Frame ไร้คานรองรับ ที่มีอยู่จำนวนมากในกรุงเทพมหานคร ส่วนใหญ่ออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเป็นหลัก บทเรียนจากอดีตในต่างประเทศพบว่าอาคารชนิดนี้ เมื่อต้องรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งพร้อมกับแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหว พื้นบริเวณวิกฤติซึ่งอยู่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับพื้นไร้คาน (Slab-Column Connection) มีศักยภาพในการเกิดความเสียหายในรูปแบบการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ซึ่งหากไม่มีการป้องกันที่ดี รูปแบบความเสียหายดังกล่าวสามารถทำให้เกิดความเสียหายรุนแรงจากการที่แผ่นพื้นเกิดการหลุดตกกระแทกกันลงมา ทำให้เกิดการวิบัติแบบดำเนินต่อเนื่อง (Progressive Collapse) จนทำให้อาคารทั้งหลังเกิดการวิบัติได้ หากเหตุการณ์ดังกล่าวเกิดขึ้นกับอาคารที่มีอยู่จำนวนมากในเขตกรุงเทพมหานครอาจนำไปสู่ความสูญเสียต่อชีวิตผู้คน ทรัพย์สิน และเศรษฐกิจของประเทศ

งานวิจัยนี้เป็นการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ใช้โครงสร้าง Slab-Column Frame ที่พื้นเป็นคอนกรีตอัดแรงหล่อในที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับเสาโดยไม่มีคานรองรับ ระบบการอัดแรงแผ่นพื้นเป็นชนิดมีการยึดเหนี่ยว (Bonded System) ซึ่งนิยมนำมาสร้างใช้งานในอาคารในประเทศไทย การประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารชนิดดังกล่าวทำได้โดยการประเมินจากการทดสอบแบบจำลองบริเวณวิกฤติบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน (Slab-Column Connections) ในห้องปฏิบัติการ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งคงที่และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายเสากระทำสลับทิศไปมาเป็นรอบ (Quasi-Static Reverse Cyclic Loading Test) โดยมีการเพิ่มขนาดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่รอบการเคลื่อนตัวต่างๆ จนโครงสร้างเกิดการวิบัติ ผลกระทบของตัวแปรที่สำคัญที่ทำการวิจัย ได้แก่ อัตราส่วน V_g/V_0 บริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบๆเสา เมื่อ V_g คือ แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง และ V_0 คือ ความสามารถรับแรงเฉือน ของพื้นบริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบๆเสา

การทดลองทดสอบแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ แบ่งออกเป็น 2 การทดลอง การทดลองที่ 1 ได้ทำการศึกษาไปแล้วก่อนหน้านี้ (Pongpornsup 2003) แบบจำลองถูกออกแบบให้เป็นตัวแทนของบริเวณวิกฤติในอาคารที่มีอยู่เป็นจำนวนมากในประเทศไทย โดยพื้นเป็นพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดแผ่นเรียบไร้คานรองรับ (Flat Plate) มีค่าอัตราส่วน $V_g/V_0 = 0.28$ ซึ่งเท่ากับค่าเฉลี่ยการออกแบบที่รวบรวมจากข้อมูลการออกแบบกลุ่มตัวอย่างอาคาร 5 หลังในเขตกรุงเทพมหานคร ซึ่งผลทดสอบความสามารถด้านทาน แผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการ พบว่าพื้นสามารถเกิด

การวิบัติแบบการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) เมื่อการเอียงตัววิกฤติของเสาอยู่ระหว่าง 1.75 - 2.00% ซึ่งทำให้ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำเมื่อเทียบกับข้อกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว Uniform Building Code (UBC-97) ที่ระบุว่าสำหรับโครงสร้างที่มีการสั่น 0.7 วินาทีหรือมากกว่า การเอียงตัววิกฤติในการออกแบบไม่ควรเกิน 2.00 % และสำหรับโครงสร้างที่มีการสั่นน้อยกว่า 0.7 วินาที การเอียงตัววิกฤติในการออกแบบไม่ควรเกิน 2.50 %

การทดลองที่ 2 ที่ได้ทำการทดสอบในการวิจัยนี้ ใช้แบบจำลองจากการทดลองที่ 1 เป็นชิ้นตัวอย่างควบคุม (Control Specimen) แบบจำลองถูกปรับปรุงโดยใช้ข้อมูลความเสียหายที่เกิดขึ้นจากการทดสอบแบบจำลองที่ 1 ประกอบการออกแบบ โดยมีเป้าหมายหลักเพื่อหาวิธีการออกแบบบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารให้มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น อัตราส่วน V_u/V_o ในการทดลองที่ 2 ถูกปรับลดลงเหลือ 0.13 โดยเพิ่มความหนาพื้นเฉพาะบริเวณรอบหัวเสาทำเป็น Drop Panel หนาตามมาตรฐานที่แนะนำโดย ACI 318-05 และปรับปรุงการเสริมเหล็กกับการตัดบริเวณรอบหัวเสา พร้อมทั้งออกแบบเหล็กเสริมป้องกันการตกหล่นของแผ่นพื้น

ผลทดสอบพบว่า แบบจำลองในการทดลองที่ 2 มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับการทดลองที่ 1 ที่เป็นพื้นแผ่นเรียบไม่มี Drop panel โดยแบบจำลองในการทดลองที่ 2 มีความสามารถรองรับเปอร์เซ็นต์การเอียงตัววิกฤติของเสาได้สูงถึง 6.00% หรือเพิ่มขึ้นประมาณ 3 เท่า ก่อนเกิดการวิบัติจากการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ซึ่งค่าการเอียงตัววิกฤติดังกล่าวให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงเมื่อเทียบกับข้อกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว Uniform Building Code (UBC-97)

ผลการศึกษาทำให้ได้ข้อมูลเป็นแนวทางพัฒนาวิธีการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในอนาคต สำหรับอาคารที่จะสร้างขึ้นใหม่ที่มีการใช้ระบบโครงสร้าง Slab-Column Frame

นอกจากนั้นจากการตรวจสอบผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical Modeling) ที่สร้างขึ้นหลายแบบจำลอง โดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element แล้วนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองที่ 1 พบว่าแบบจำลองเชิงตัวเลข เพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างที่เหมาะสมที่ให้ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างใกล้เคียงกับผลการทดลอง จะต้องมีการคิดถึงผลของ Rigid Zone ของพื้นซึ่งหล่อเป็นเนื้อเดียวกับเสาภายในหน้าตัดเสาบริเวณจุดเชื่อมต่อ

บทคัดย่อ

ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับพื้นแผ่นเรียบไร้คาน ซึ่งมีศักยภาพในการเกิดความเสียหายในรูปแบบการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ถูกประเมินโดยวิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการในการทดลองที่ผ่านมา การทดสอบแบบจำลองที่มีการเพิ่ม Drop Panel ได้พื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อถูกประเมินเพิ่มเติมเพื่อหาวิธีการปรับปรุงการออกแบบของ บริเวณจุดเชื่อมต่อสำหรับอาคารที่ใช้โครงสร้าง Slab-Column Frame ไร้คานรองรับที่มีอยู่จำนวนมากในกรุงเทพมหานคร

การทดสอบแบบจำลองบริเวณวิกฤติบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน (Slab-Column Connections) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งคงที่และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายเสากระทำสลับทิศไปมาเป็นรอบ (Quasi-Static Reverse Cyclic Loading Test) ถูกทำการทดสอบจนโครงสร้างเกิดการวิบัติ ผลการเพิ่ม Drop Panel ต่อพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวถูกนำเสนอศึกษาโดยการเปรียบเทียบกับทดลองที่ผ่านมาที่ไม่มี Drop Panel ผลทดสอบพบว่าความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว เพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับการทดลองที่ไม่มีการเพิ่ม Drop panel โดยรองรับเปอร์เซ็นต์การเอียงตัววิกฤติของเสาได้สูงถึง 6.00% หรือเพิ่มขึ้นประมาณ 3 เท่า ก่อนเกิดการวิบัติจากการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ซึ่งค่าการเอียงตัววิกฤติดังกล่าวให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงเมื่อเทียบกับข้อกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว Uniform Building Code (UBC-97) ผลการศึกษาทำให้ได้ข้อมูลเป็นแนวทางพัฒนาวิธีออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในอนาคต สำหรับอาคารที่จะสร้างขึ้นใหม่ที่มีการใช้ระบบโครงสร้าง Slab-Column Frame

นอกจากนั้นจากการตรวจสอบผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical Modeling) ที่สร้างขึ้นหลายแบบจำลอง โดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element แล้วนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองที่ 1 พบว่าแบบจำลองเชิงตัวเลข เพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างที่เหมาะสมที่ให้ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างใกล้เคียงกับผลการทดลอง จะต้องมีการคิดถึงผลของ Rigid Zone ของพื้นซึ่งหล่อเป็นเนื้อเดียวกับเสาภายในหน้าตัดเสาบริเวณจุดเชื่อมต่อ

ABSTRACT

The seismic capacity of a three-fifth scaled bonded post-tensioned (PT) interior slab-column connection model with drop panel was experimentally assessed. The model was intended to represent an improved design of typical slab-column connections without drop panel in Thailand. A quasi-static reversed cyclic loading test was carried out to the model up to failure. The effect of incorporating drop panel in the PT slab-column region on its seismic performance was identified by comparing the test results with those of a connection model without drop panel, which was previously tested. The experimental results show that the connection with drop panel was able to undergo up to 6% drift prior to punching shear. Compared to the connection without drop panel, the connection with drop panel has remarkably demonstrated drift capacity approximately three times as much. In addition, the normalized energy dissipation capacity of the connection with drop panel was significantly larger than that of the connection without drop panel by more than 300%. The test results of this study will provide valuable information to develop guidelines for future seismic design of new flat plate buildings.

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี คณะผู้วิจัยซึ่งประกอบด้วย รองศาสตราจารย์ ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย และนายอรรถพร ประวัตินวงศ์ ขอขอบคุณ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่ให้การสนับสนุนทุนวิจัยภายใต้สัญญาเลขที่ RDG 4950007 โดยเฉพาะ ศาสตราจารย์ ดร. ปิยะวัติ บุญหลง (ผู้อำนวยการ สกว.) รองศาสตราจารย์ ดร. สุธีระ ประเสริฐสรรพ (ผู้อำนวยการสกว. ฝ่าย 5) รองศาสตราจารย์ ดร. อัญชลีพร วาริตสวัสดิ์ หล่อทองคำ ตลอดจนเจ้าหน้าที่ผู้เกี่ยวข้องของโครงการนี้ทุกท่าน และบริษัทปูนซีเมนต์นครหลวง จำกัด (มหาชน) ที่ร่วมให้การสนับสนุนทุนวิจัย

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณ บริษัท Freyssinet (Thailand) จำกัด และบริษัท อรุณ ชัยเสรี คอนกรีตติ้งเอนจิเนียริ่ง จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างระบบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คานที่มีการใช้งานในประเทศไทย ขอขอบคุณ บริษัท เชนเนอรัล เอนจิเนียริ่ง จำกัด (มหาชน) ที่ให้ความอนุเคราะห์ทั้งข้อมูลเกี่ยวกับการออกแบบ ภาพถ่ายการก่อสร้าง และให้ยืมเครื่องมือในการอัดแรง บริษัท ผลิตภัณฑ์คอนกรีตซีแพค จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับการออกแบบ วัสดุที่ใช้ในการอัดแรงแผ่นพื้น อุปกรณ์สมัยดีปลาย และช่วยเหลือเกี่ยวกับเทคนิคในการก่อสร้าง นอกจากนี้ขอขอบคุณห้องปฏิบัติการวิศวกรรมโครงสร้าง สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่ให้ความอนุเคราะห์สนับสนุนเครื่องมือในการทดสอบ ตลอดจนช่างเทคนิค

ผู้วิจัยขอขอบคุณ Mr. Chondro Hidayat Tandian นักศึกษาปริญญาโท จากสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่มีส่วนร่วมในการออกแบบและสร้างแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ รวมถึงการร่วมสำรวจระหว่างทดสอบอย่างใกล้ชิด ตลอดจนช่วยจัดทำภาพร่างรอยแตกที่เกิดขึ้นระหว่างทำการทดสอบ และขอขอบคุณ คุณชินภัทร บัวชาติ นักศึกษาปริญญาเอก สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้าง จากสถาบันเดียวกัน ที่คอยช่วยเหลือผลักดันเปลี่ยนระหว่างการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ขอขอบคุณ ดร.สรศักดิ์ สยามิภักดิ์ ที่ช่วยเหลือหาวิธีแก้ปัญหาเกี่ยวกับเครื่องมือในระหว่างเตรียมการทดสอบ และสุดท้ายขอขอบคุณ รศ. ดร.อมร พิมานมาศ ที่ให้ความอนุเคราะห์โปรแกรมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข

รศ. ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย

นายอรรถพร ประวัตินวงศ์

31 มีนาคม 2550

สารบัญ

หน้า

Executive Summary	(ก)
บทคัดย่อ	(ค)
Abstract	(ง)
กิตติกรรมประกาศ	(จ)
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(4)
สารบัญรูป	(5)

บทที่

1. บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์	8
1.3 ขอบเขตของการศึกษา	9
2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้องและข้อมูลพื้นฐาน	10
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	10
2.1.1 การทดลองจุดเชื่อมต่อสำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ไม่มีการอัดแรง	10
2.1.2 การทดลองจุดเชื่อมต่อสำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ชนิดมีการเพิ่ม Drop panel หรือ Shear capital บริเวณรอบหัวเสา	20
2.1.3 การทดลองจุดเชื่อมต่อสำหรับพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดพื้นแผ่นเรียบ	25
2.2 ข้อมูลอาคารในกรุงเทพมหานคร	32
3. วิธีการศึกษาวิจัย	35
3.1 วิธีการศึกษาวิจัย	35

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.1.1 การออกแบบการทดลองเพื่อประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว	35
3.1.2 การติดตั้งเครื่องมือวัดและระบบป้องกันการบิดตัวด้านข้าง	40
3.1.3 การทดสอบความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการ และการบันทึกข้อมูล	40
3.1.4 การสำรวจข้อมูลหลังการวิบัติ	42
3.1.5 คุณสมบัติทางกลของวัสดุ	42
3.1.6 การหาแบบจำลองเชิงตัวเลขที่เหมาะสมที่สามารถใช้ประเมินพฤติกรรมการต้านทาน แผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อ โดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element	43
4. ผลการวิจัยและวิจารณ์	
4.1 ผลทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุ	46
4.2 ผลการทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการ	47
4.2.1 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา	47
4.2.2 ความเครียดที่ตำแหน่งจุดตรวจวัดต่างๆ	49
4.2.3 ผลการสำรวจพัฒนาการของรอยแตกขณะทดสอบ	51
4.2.4 ผลการหาแบบจำลองเชิงตัวเลขที่เหมาะสม	55
5. สรุปผลและข้อเสนอแนะ	
5.1 สรุปผลการศึกษา	61
บรรณานุกรม	62
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก. แบบรายละเอียดของแบบจำลอง Slab-column Connection	67
ภาคผนวก ข. พัฒนาการของรอยแตกบนแผ่นพื้นระหว่างการทดสอบ	83

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

ภาคผนวก ค. ความเครียดจากการตรวจวัด	98
ภาคผนวก ค.1 ความเครียดบนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง	99 - 114
ภาคผนวก ค.2 ความเครียดบนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel	115 - 139
ภาคผนวก ค.3 ความเครียดบนลวดอัดแรง PC-Strands	140 - 156
ภาคผนวก ค.4 ความเครียดบนเหล็กเสริมบนบริเวณหัวเสา	157 - 173
ภาคผนวก ง. การสำรวจหลังการวิบัติและภาพตัดขวาง	174

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่

2.1 ข้อมูลการทดสอบจุดเชื่อมต่อภายในอาคารที่นำมาสร้างแบบจำลองทำนายการวิบัติ ในรูปแบบของการเฉือนทะลุโดย Hueste and Wight (1999)	13
3.1 ข้อมูลดัชนีการออกแบบจุดเชื่อมต่อพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดแผ่นเรียบ ที่ได้จากแบบ ก่อสร้างอาคารตัวอย่างจำนวน 5 หลังในเขตกรุงเทพมหานคร และที่ใช้ออกแบบ การทดลองที่ 1 (AIT 2003)	36
4.1 ผลการทดสอบค่าเฉลี่ยกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุต่างๆ	46

สารบัญรูป

หน้า

รูปที่

1.1 ระบบโครงสร้าง Slab-Column Frame	1
1.2 การวิบัติแบบการเฉือนทะลุบริเวณแผ่นพื้นรอบๆเสา	2
1.3 แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ที่นิยมใช้ในอาคารในประเทศไทย	3
1.4 แผนที่แสดงความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพมหานคร	4
1.5 ภาพตัดขวางทางธรณีวิทยาของการตกตะกอนทับถมตามแนวเส้นตรงตัดขวาง ทิศเหนือ-ใต้ ผ่านกรุงเทพมหานคร	4
1.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่งในการสั่นและคาบการสั่นตาม ธรรมชาติของชั้นดินอ่อนบริเวณกรุงเทพมหานคร	5
1.7 การวิบัติแบบค้ำเนินต่อเนื่อง (Progressive Collapse) ของอาคาร ในเหตุการณ์ แผ่นดินไหว ปี ค.ศ.1985 Michoacan Earthquake	7
2.1 การหาการเอียงตัวของเสาเทียบกับพื้นเมื่อจัดการทดลองแบบต่างๆ	11
2.2 การระบุความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Displacement Ductility)	11
2.3 ผลของ V_g / V_0 (Gravity Shear Ratio): (ก) การเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift), (ข) ความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Ductility)	12
2.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง V_g / V_0 และความสามารถในการเอียงตัววิกฤติของเสา สำหรับจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นและเสาภายในอาคารที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน	15
2.5 เหล็กปลอกในพื้น	16
2.6 รูปทรงบริเวณจุดเชื่อมต่อหลังเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุบนแผ่นพื้น (ก) ชนิดไม่มีเหล็กกลางของพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสา (ข) มีเหล็กกลางของพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสา	17
2.7 แบบจำลองของจุดเชื่อมต่อระหว่างการวิบัติแบบเฉือนทะลุ	18
2.8 รายละเอียดแบบจำลองที่ใช้ในการทดสอบโดย Wey and Durrani	21
2.9 ผลการทดสอบโดย Wey and Durrani	22

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

2.10 ตำแหน่งที่เป็นไปได้ สำหรับการเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ	23
หากขนาดความยาวของ Shear Capital ไม่เพียงพอ	
2.11 ขนาดความยาวของ Shear Capital ที่น้อยที่สุด เสนอโดย Wey and Durrani	24
2.12 การจัดการทดลองโดย Trongtham and Hawkins	25
2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางด้านข้างและการโก่งตัวที่ขอบ สำหรับจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นชนิดต่างๆ บริเวณเสาภายในอาคาร จากการทดลองของ Trongtham and Hawkins 1977	26
2.14 รูปแบบการวิบัติของแผ่นพื้น 2 รูปแบบ ทดลองโดย Foutch et al.	27
2.15 การเสริมเหล็กบนและล่างในแผ่นพื้นของแบบจำลองโดย AIT (2003)	28
2.16 การวางลวดอัดแรงในพื้นแบบจำลองโดย AIT (2003)	29
2.17 การจัดการทดสอบและติดตั้งเครื่องมือในห้องปฏิบัติการโดย AIT (2003)	29
2.18 ผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ทดสอบโดย AIT (2003)	30
2.19 รอยแตกที่ผิวบนสุดของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ ทดสอบโดย AIT (2003)	30
2.20 ภาพถ่ายรอยแตกด้านบนหลังจากเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ ทดสอบโดย AIT (2003)	31
2.21 ระบบพื้นแผ่นเรียบไร้คาน (Solid Flat Slab)	32
2.22 พื้นที่มี Drop Panel บริเวณหัวเสา (Solid Flat Slab with Drop Panel)	33
2.23 อาคารที่ใช้พื้นที่มี Drop Panel บริเวณหัวเสา	33
2.24 พื้นที่มีคานกว้างแบน Banded Beam	34
3.1 การจำลองโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคาร ชนิดพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ ไม่มี Drop Panel ในการทดลองที่ 1 (AIT 2003)	36
3.2 การจำลองโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารชนิดพื้นคอนกรีตอัดแรงที่มีการเพิ่ม Drop Panel บริเวณรอบหัวเสา	37
3.3 การจัดการทดสอบ	38
3.4 แสดงระดับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ปลายเสาด้านบนในแต่ละรอบ (AIT 2006)	39
3.5 แผนภาพแสดงกระบวนการเก็บข้อมูลการทดสอบ	39

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

3.6 การจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการ	41
3.7 การจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ภาพด้านข้าง	41
3.8 การจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ภาพด้านบน	42
3.9 แบบจำลองโดยใช้เทคนิค Nonlinear Finite Element แบบที่ 1	43
3.10 แผนภาพแสดงขั้นตอนการหาแบบจำลองที่เหมาะสม	45
4.1 ความสัมพันธ์ของแรงทางด้านข้างและการเอียงตัวของเสาจากการทดสอบจุดเชื่อมต่อ ที่มี Drop Panel (SC2D)	47
4.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบจุดเชื่อมต่อ ที่มี Drop Panel และไม่มี	48
4.3 ความเครียดที่เกิดขึ้นภายในที่ตรวจวัดได้ที่ตำแหน่ง Gauge No. ST8 (PC Wire)	49
4.4 การกระจายตัวของ Strain บนลวด PC Wire เมื่อเสาเกิดการเอียงตัว (Drift %) ค่าต่างๆ	50
4.5 การกระจายตัวของ Strain บน Bottom Bar เมื่อเสาเกิดการเอียงตัว (Drift %) ค่าต่างๆ	50
4.6 แนวรอยแตกด้านหน้าเสาบริเวณขอบนอกของ Drop Panel เริ่มปรากฏ ที่ +0.75% Drift	52
4.7 การเปิดอ้าของแนวแตกด้านหน้าเสาบริเวณขอบนอกของ Drop Panel ที่ +5.00 % Drift	52
4.8 ความเสียหายขณะทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ที่ + 6.00% Drift (รอบที่ 2)	53
4.9 ความเสียหายขณะทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ที่ - 6.00% Drift (รอบที่ 2)	53
4.10 เปรียบเทียบรูปแบบของรอยแตกและการวิบัติที่เกิดขึ้นในการทดสอบความสามารถ ต้านทานแผ่นดินไหวระหว่างจุดเชื่อมต่อที่มี Drop Panel (SC2D) และ ไม่มี Drop Panel (SC1, AIT 2003)	54
4.11 แบบจำลองโดยใช้ Nonlinear Finite Element แบบที่ 1 ที่ไม่มีการคิดถึงผลของ Rigid Zone ของพื้นบริเวณภายในหน้าตัดเสา	55
4.12 แบบจำลองโดยใช้ Nonlinear Finite Element แบบที่ 2	56
4.13 แบบจำลองโดยใช้ Nonlinear Finite Element แบบที่ 3	56
4.14 ผลเปรียบเทียบการวิเคราะห์ความสัมพันธ์เปลือกนอกระหว่างแรง และการเอียงตัวของเสา โดยใช้แบบจำลองแบบต่างๆ	57
4.15 ผลเปรียบเทียบระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข รอบที่ Drift = 0.25%	57

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

4.16 ผลเปรียบเทียบระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข รอบที่ Drift = 0.75%	58
4.17 ผลเปรียบเทียบระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข รอบที่ Drift = 1.00%	58
4.18 ผลเปรียบเทียบระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข รอบที่ Drift = 1.25%	59
4.19 ผลเปรียบเทียบระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข รอบที่ Drift = 1.50%	59
4.20 ผลเปรียบเทียบระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข รอบที่ Drift = 2.00%	60
4.21 ผลเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง Nonlinear FEM แบบที่ 3 กับผลการทดลอง (AIT 2003) ภายใต้การวิเคราะห์แบบมีการเอียงตัวทางด้านข้างของเสา สลับทิศไปมา	60
ก.1 แสดงขนาดมิติของแบบจำลองสำหรับทดสอบ (Specimen Dimension)	68
ก.2 แสดงการจัดการทดสอบ รูปด้านข้าง (Test Setup – Elevation)	68
ก.3 แสดงการจัดการทดสอบ รูปด้านบน (Test Setup – Plan)	69
ก.4 แสดงการจัดวางน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง	70
ก.5 แสดงระบบด้านการบิดตัว (Torsional Resisting System)	71
ก.6 แสดงแบบรายละเอียดฐานรองรับเสา (Detail of Column Base)	72
ก.7 แสดงจุกรองรับแบบ Pin-ended Link ที่ขอบของแผ่นพื้น	73
ก.8 แสดงการเสริมเหล็กใน Drop Panel และตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges	74
ก.9 แสดงการเสริมเหล็กกลางในแผ่นพื้น และตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges	75
ก.10 แสดงการเสริมเหล็กบนในแผ่นพื้น และตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges	76
ก.11 แสดงตำแหน่งลวดอัดแรงในแผ่นพื้น และตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges	77
ก.12 แสดงการเสริมเหล็กในเสา และตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges	78
ก.13 แสดงลวดอัดแรงในเสา	79

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ก.14 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดภายนอก ด้านบนแผ่นพื้น	80
ก.15 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดภายนอก รูปด้านข้าง	81
ก.16 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดภายนอก บริเวณหัวเสา	82
ข.1 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 0.25% drift	84
ข.2 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 0.25% drift	84
ข.3 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 0.50% drift	85
ข.4 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 0.50% drift	85
ข.5 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 0.75% drift	86
ข.6 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 0.75% drift	86
ข.7 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 1.00% drift	87
ข.8 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 1.00% drift	87
ข.9 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 1.25% drift	88
ข.10 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 1.25% drift	88
ข.11 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 1.50% drift	89
ข.12 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 1.50% drift	89
ข.13 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 2.00% drift	90
ข.14 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 2.00% drift	90
ข.15 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 2.50% drift	91
ข.16 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 2.50% drift	91
ข.17 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 3.00% drift	92
ข.18 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 3.00% drift	92
ข.19 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 4.00% drift	93
ข.20 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 4.00% drift	93
ข.21 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 5.00% drift	94
ข.22 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 5.00% drift	94

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ข.23 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 6.00% drift (รอบที่ 1)	95
ข.24 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 6.00% drift (รอบที่ 1)	95
ข.25 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 6.00% drift (รอบที่ 2)	96
ข.26 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 6.00% drift (รอบที่ 2)	96
ข.27 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ + 6.00% drift (รอบที่ 3)	97
ข.28 รูปแบบของการแตกที่ผิวบนพื้น บริเวณวิกฤติที่ - 6.00% drift (รอบที่ 3)	97
ค1.1 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. BOT1, BOT3, BOT5, BOT6, BOT4 และ BOT2 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	99
ค1.2 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. BOT1, BOT3, BOT5, BOT6, BOT4 และ BOT2 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	99
ค1.3 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. BOT1, BOT3, BOT5, BOT6, BOT4 และ BOT2 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	100
ค1.4 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. BOT1, BOT3, BOT5, BOT6, BOT4 และ BOT2 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	101
ค1.5 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. BOT1, BOT3, BOT5, BOT6, BOT4 และ BOT2 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	101
ค1.6 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. BOT1, BOT3, BOT5, BOT6, BOT4 และ BOT2 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	102
ค1.7 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11, BOT12 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	103
ค1.8 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11, BOT12 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	103
ค1.9 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11, BOT12 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	104

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค1.10 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	105
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11, BOT12 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	
ค1.11 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	105
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11, BOT12 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	
ค1.12 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	106
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11, BOT12 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	
ค1.13*ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	107
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	
ค1.14*ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรงในทิศทางตะวันออก-ตก	107
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	
ค1.15*ความเครียด (Strain)บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	108
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	
ค1.16*ความเครียด(Strain)บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	109
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	
ค1.17*ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	109
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	
ค1.18*ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	110
Gauge No. BOT14, BOT13, BOT11 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	
ค1.19 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	111
Gauge No. BOT9, BOT8, BOT7, BOT15, BOT6, BOT10 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	
ค1.20 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	111
Gauge No. BOT9, BOT8, BOT7, BOT15, BOT6, BOT10 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	
ค1.21 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	112
Gauge No. BOT9, BOT8, BOT7, BOT15, BOT6, BOT10 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	
ค1.22 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	113
Gauge No. BOT9, BOT8, BOT7, BOT15, BOT6, BOT10 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค1.23 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	113
Gauge No. BOT9, BOT8, BOT7, BOT15, BOT6, BOT10 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	
ค1.24 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของพื้นคอนกรีตอัดแรง ในทิศทางตะวันออก-ตก	114
Gauge No. BOT9, BOT8, BOT7, BOT15, BOT6, BOT10 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	
ค2.1 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	116
Gauge No. DRP11, DRP12, DRP2, DRP13 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	
ค2.2 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	116
Gauge No. DRP11, DRP12, DRP2, DRP13 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	
ค2.3 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	117
Gauge No. DRP11, DRP12, DRP2, DRP13 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	
ค2.4 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	118
Gauge No. DRP11, DRP12, DRP2, DRP13 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	
ค2.5 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	118
Gauge No. DRP11, DRP12, DRP2, DRP13 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	
ค2.6 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	119
Gauge No. DRP11, DRP12, DRP2, DRP13 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	
ค2.7 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	120
Gauge No. DRP5, DRP6, DRP3, DRP10, DRP4 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	
ค2.8 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	120
Gauge No. DRP5, DRP6, DRP3, DRP10, DRP4 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	
ค2.9 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	121
Gauge No. DRP5, DRP6, DRP3, DRP10, DRP4 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	
ค2.10 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	122
Gauge No. DRP5, DRP6, DRP3, DRP10, DRP4 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค2.11 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	122
Gauge No. DRP5, DRP6, DRP3, DRP10, DRP4 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	
ค2.12 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	123
Gauge No. DRP5, DRP6, DRP3, DRP10, DRP4 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	
ค2.13 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางตะวันออก-ตก	124
Gauge No. DRP11, DRP5 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	
ค2.14 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	124
Gauge No. DRP11, DRP5 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	
ค2.15 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	125
Gauge No. DRP11, DRP5 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	
ค2.16 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	126
Gauge No. DRP11, DRP5 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	
ค2.17 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	126
Gauge No. DRP11, DRP5 (-2.00% ถึง -3.50% drift)	
ค2.18 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	127
Gauge No. DRP11, DRP5 (-2.00% ถึง -5.66% drift)	
ค2.19 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	128
Gauge No. DRP12, DRP6 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	
ค2.20 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	128
Gauge No. DRP12, DRP6 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	
ค2.21 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	129
Gauge No. DRP12, DRP6 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	
ค2.22 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้	130
Gauge No. DRP12, DRP6 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค2.23 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP12, DRP6 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	130
ค2.24 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP12, DRP6 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	131
ค2.25 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP2, DRP3 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	132
ค2.26 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP2, DRP3 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	132
ค2.27 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP2, DRP3 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	133
ค2.28 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP2, DRP3 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	134
ค2.29 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP2, DRP3 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	134
ค2.30 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP2, DRP3 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	135
ค2.31 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP13, DRP10 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	136
ค2.32 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP13, DRP10 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	136
ค2.33 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP13, DRP10 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	137
ค2.34 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP13, DRP10 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	138

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค2.35 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP13, DRP10 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	138
ค2.36 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมล่างของ Drop Panel ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. DRP13, DRP10 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	139
ค3.1 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. ST1, ST3, ST5, ST7, ST8, ST6, ST4, ST2 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	141
ค3.2 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. ST1, ST3, ST5, ST7, ST8, ST6, ST4, ST2 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	141
ค3.3 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. ST1, ST3, ST5, ST7, ST8, ST6, ST4, ST2 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	142
ค3.4 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. ST1, ST3, ST5, ST7, ST8, ST6, ST4, ST2 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	143
ค3.5 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. ST1, ST3, ST5, ST7, ST8, ST6, ST4, ST2 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	143
ค3.6 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. ST1, ST3, ST5, ST7, ST8, ST6, ST4, ST2 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	144
ค3.7* ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. ST1, ST3, ST5, ST7, ST8, ST6, ST4, ST2 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	144
ค3.8 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST7, ST16, ST18 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	145
ค3.9 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST7, ST16, ST18 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	145
ค3.10 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST7, ST16, ST18 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	146

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค3.11 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST7, ST16, ST18 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	147
ค3.12 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST7, ST16, ST18 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	147
ค3.13 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST7, ST16, ST18 (-0.25% ถึง -5.67% drift)	148
ค3.14 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST8, ST9, ST11 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	149
ค3.15 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST8, ST9, ST11 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	149
ค3.16 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST8, ST9, ST11 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	150
ค3.17 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST8, ST9, ST11 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	151
ค3.18 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST8, ST9, ST11 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	151
ค3.19 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST8, ST9, ST11 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	152
ค3.20 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST15, ST14, ST12 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	153
ค3.21 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST15, ST14, ST12 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	153
ค3.22 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST15, ST14, ST12 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	154

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค3.23 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST15, ST14, ST12 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	155
ค3.24 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST15, ST14, ST12 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	155
ค3.25 ความเครียด (Strain) บนลวดอัดแรง PC-Strands ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. ST15, ST14, ST12 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	156
ค4.1 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. T1, T3, T4, T2 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	158
ค4.2 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. T1, T3, T4, T2 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	158
ค4.3 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. T1, T3, T4, T2 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	159
ค4.4 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. T1, T3, T4, T2 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	160
ค4.5 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. T1, T3, T4, T2 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	160
ค4.6 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางเหนือ-ใต้ Gauge No. T1, T3, T4, T2 (-0.25% ถึง -6.00% drift)	161
ค4.7 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T12, T3, T13 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	162
ค4.8 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T12, T3, T13 (+0.25% ถึง +3.5% drift)	162
ค4.9 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T12, T3, T13 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	163

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค4.10 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T12, T3, T13 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	164
ค4.11 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T12, T3, T13 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	164
ค4.12 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T12, T3, T13 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	165
ค4.13 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T10, T9, T8 (+0.25% ถึง +2.55% drift)	166
ค4.14 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T10, T9, T8 (+0.25% ถึง +3.50% drift)	166
ค4.15 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T10, T9, T8 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	167
ค4.16 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T10, T9, T8 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	168
ค4.17 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T10, T9, T8 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	168
ค4.18 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T10, T9, T8 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	169
ค4.19 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T7, T6, T4, T11 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	170
ค4.20 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T7, T6, T4, T11 (+0.25% ถึง +2.00% drift)	170
ค4.21 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T7, T6, T4, T11 (+0.25% ถึง +6.00% drift)	171

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

ค4.22 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T7, T6, T4, T11 (-0.25% ถึง -2.00% drift)	172
ค4.23 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T7, T6, T4, T11 (-0.25% ถึง -3.50% drift)	172
ค4.24 ความเครียด (Strain) บนเหล็กเสริมบน ในทิศทางตะวันออก-ตก Gauge No. T7, T6, T4, T11 (-0.25% ถึง -5.66% drift)	173
ง. 1 ความเสียหายด้านบนหลังการทดสอบ	175
ง. 2 ความเสียหายด้านล่างหลังการทดสอบ	175
ง. 3 การรื้อถอนแบบจำลองและสำรวจข้อมูลภายในภาคตัดขวางหลังการวิบัติ	176
ง. 4 ภาพถ่ายภาคตัดขวางหลังการวิบัติ ขณะดำเนินการรื้อถอน	176
ง. 5 ภาพถ่ายภาคตัดขวางหลังการวิบัติ หลังตัดเสร็จสมบูรณ์	177

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

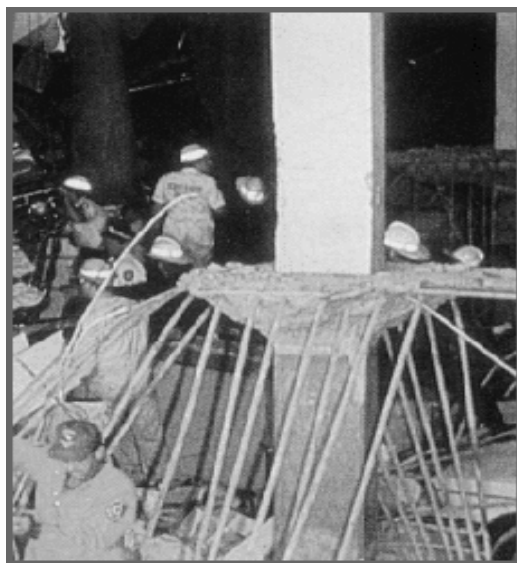
ระบบโครงสร้างอาคาร ซึ่งในแต่ละชั้นประกอบด้วยพื้นคอนกรีตอัดแรงไว้คานรองรับ โดยพื้นหล่อเป็นเนื้อเดียวกับเสาประกอบกันเป็นโครงสร้างอาคาร หรือที่เรียกโดยทั่วไปว่าระบบ Slab-Column Frame (รูปที่ 1.1) เป็นระบบโครงสร้างชนิดหนึ่งที่นิยมนำมาใช้อย่างแพร่หลายสำหรับการก่อสร้างอาคารซึ่งมีความสูงขนาดปานกลางในหลายประเทศรวมถึงประเทศไทย แต่ในบางประเทศ เช่น สหรัฐอเมริกา ไม่อนุญาตให้ใช้ในพื้นที่ ซึ่งมีความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวสูง [FEMA-274 1997] เนื่องจากแผ่นพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นกับเสา (Slab-column Connections) มีศักยภาพในการเกิดการวิบัติแบบเปราะในรูปแบบของการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 เมื่ออาคารจำเป็นต้องต้านทานแผ่นดินไหว



รูปที่ 1.1

ระบบโครงสร้าง Slab-Column Frame

(แหล่งที่มา: National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkley)



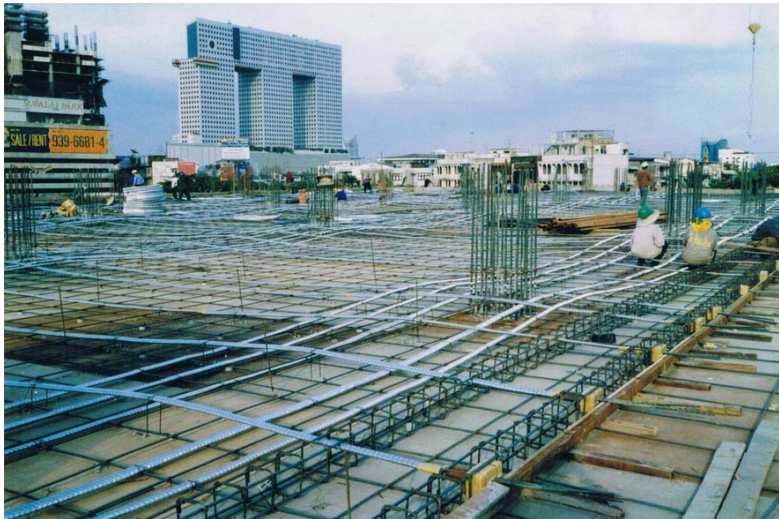
รูปที่ 1.2

การวิบัติแบบการเฉือนทะลุบริเวณแผ่นพื้นรอบๆ เสา

(แหล่งที่มา: <http://www.studrails.com>)

ในประเทศไทยนิยมใช้ระบบโครงสร้าง Slab-Column Frame ในอาคารขนาดกลาง สูงระหว่าง 5-15 ชั้น ซึ่งปัจจุบันมีเป็นจำนวนมากโดยเฉพาะในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร อาคารเหล่านี้รวมถึง คอนโดมิเนียม สำนักงาน โรงพยาบาล และอาคารเพื่อดำเนินกิจกรรมอื่นๆ โดยแผ่นพื้นที่ได้รับคามนิยมส่วนใหญ่เป็นพื้นคอนกรีตอัดแรง (Prestressed Concrete Slab) หล่อในที่ โดยหล่อเป็นเนื้อเดียวกับเสาและไม่มีคานรองรับ ซึ่งหลังจากมีการเทและบ่มพื้นคอนกรีตจนกระทั่งคอนกรีตแข็งตัวได้กำลังตามที่ต้องการแล้วมีการทำการอัดแรงโดยใช้ลวดอัดแรง 2 ทิศทาง ทำให้เกิดแรงพยุ่งในแนวตั้งเกิดขึ้นบนแผ่นพื้น แม้ว่าพื้นคอนกรีตอัดแรงหล่อในที่โดยทั่วไปสามารถจำแนกออกได้เป็น 2 ชนิด ตามลักษณะการยึดเหนี่ยวระหว่างเนื้อคอนกรีตกับลวดอัดแรง ได้แก่ ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded) กับชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded) แต่สำหรับการออกแบบอาคารในประเทศไทย แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded) ดังรูปที่ 1.3 เป็นที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายกว่า ชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded) ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลอาคารส่วนใหญ่ไม่ได้ออกแบบเพื่อดันทานแผ่นดินไหว แม้ว่าประเทศไทยมีกฎกระทรวงว่าด้วยการออกแบบอาคารเพื่อดันทานแผ่นดินไหว ซึ่งมีผลบังคับใช้ใน ปี พ.ศ. 2540 แต่กฎกระทรวงดังกล่าวไม่ได้ใช้บังคับทั่วประเทศ แต่บังคับใช้เฉพาะจังหวัดที่มีข้อมูล (ก่อนปี พ.ศ. 2540) บ่งชี้ว่ามีอันตรายจากแผ่นดินไหวจริงๆ ในภาคเหนือ 9 จังหวัด และภาคตะวันตก 1 จังหวัด ได้แก่ เชียงราย เชียงใหม่ แม่ฮ่องสอน พะเยา น่าน ลำพูน ลำปาง แพร่ ตากและ กาญจนบุรี [สมศักดิ์ เลิศ

บรรพช 1998] สำหรับกรุงเทพมหานครในอดีตไม่มีกฎหมายที่มีผลบังคับใช้ให้ผู้ออกแบบอาคารต้องคำนึงถึงผลจากแผ่นดินไหว ดังนั้นการออกแบบพื้นคอนกรีตอัดแรงส่วนใหญ่ จึงนิยมออกแบบโดยรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเป็นหลัก โดยไม่ได้ตระหนักถึงผลของแผ่นดินไหวซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติแบบการเลื่อนทะลุนบนแผ่นพื้นบริเวณวิกฤติรอบๆ เสา ดังกล่าว

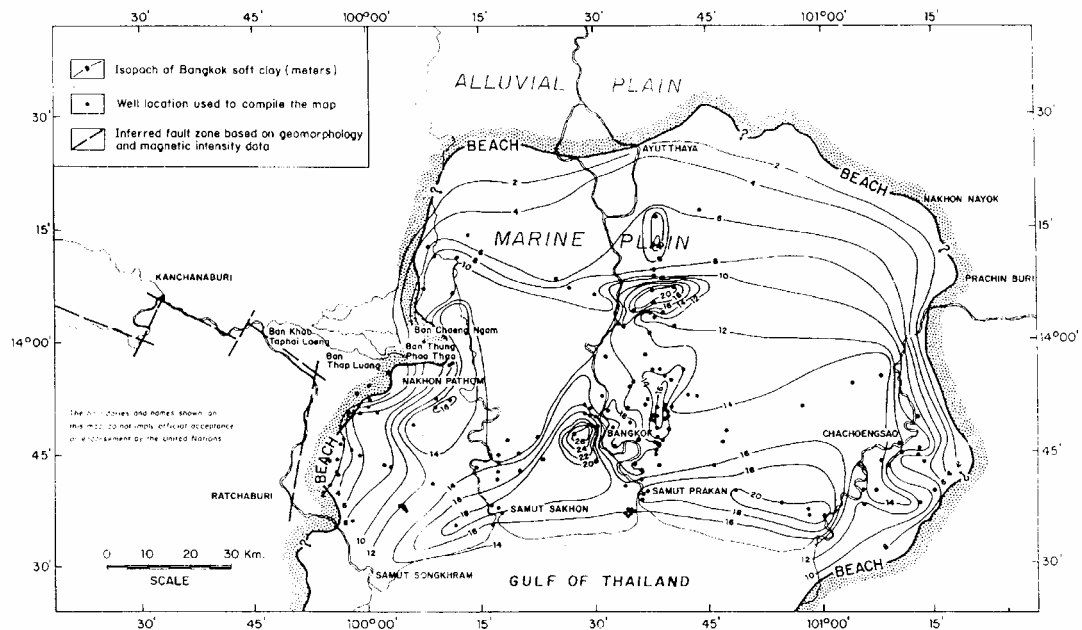


รูปที่ 1.3

แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ที่นิยมใช้ในอาคารในประเทศไทย

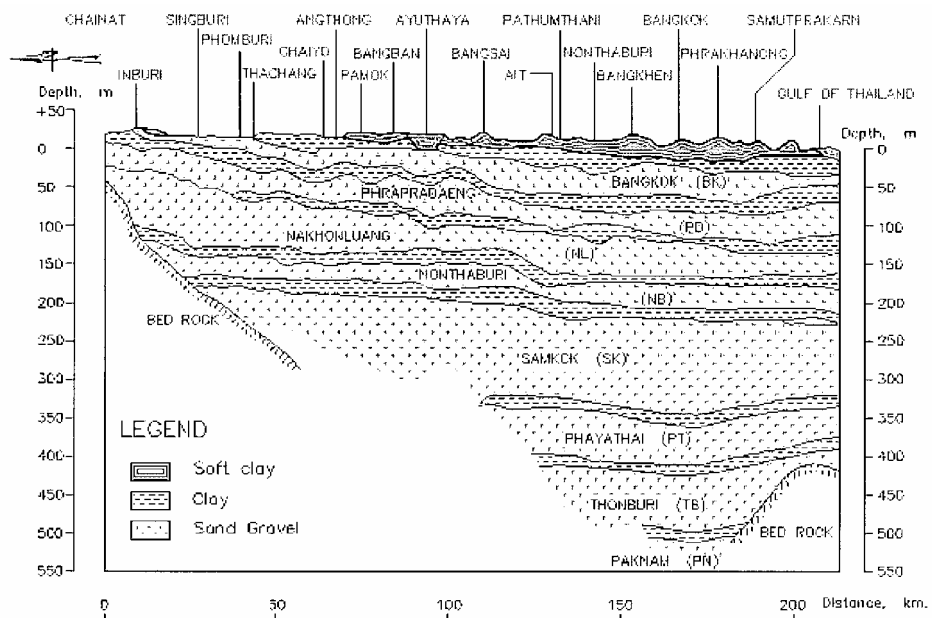
การศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของแผ่นดินไหวต่ออาคารในเขตกรุงเทพมหานคร ในอดีตมีการศึกษาคิดตามตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหวในเขตกรุงเทพมหานคร [Lukkunaprasit et al. 1996] โดยการใช้เครื่องมือวัดอัตราเร่งของพื้นดินติดตั้งอยู่ภายในอาคาร 3 หลัง ที่มีสถานที่ตั้งแตกต่างกัน และมีการบันทึกข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวระยะไกลที่เกิดขึ้นระหว่างปี พ.ศ. 2535-2538 ผลการศึกษาดังกล่าวชี้ให้เห็นว่าแผ่นดินไหวระยะไกลสามารถทำให้เกิดคลื่นแผ่นดินไหวที่สามารถตรวจวัดได้ในเขตกรุงเทพมหานคร พร้อมทั้งมีการเสนอแนะในรายงานการศึกษาว่า ถึงแม้ความเร่งของพื้นดินที่มีการตรวจวัดได้จะมีขนาดไม่มากนักแต่ควรมีการศึกษาติดตามถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวระยะไกลต่ออาคารบ้านเรือนในเขตกรุงเทพมหานคร

จากข้อมูลที่มีผู้ศึกษาเกี่ยวกับสภาพชั้นดินบริเวณกรุงเทพมหานครทำให้สามารถระบุได้ว่ากรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนพื้นที่ราบขนาดใหญ่ซึ่งเกิดจากการตกตะกอนทับถมกันของชั้นดินบริเวณแอ่งที่ลุ่มปากแม่น้ำเจ้าพระยา โดยมีชั้นดินเหนียวอ่อนตกตะกอนทับถมอยู่ด้านบนดังแสดงในรูปที่ 1.4 และรูปที่ 1.5



รูปที่ 1.4

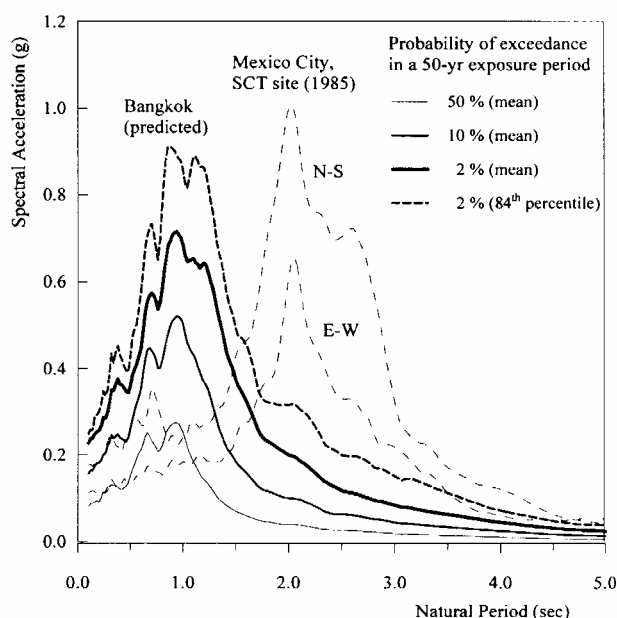
แผนที่แสดงความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพมหานคร
(แหล่งที่มา: Rau and Nutalaya, 1981; ESCAPE 1988)



รูปที่ 1.5

ภาพตัดขวางทางธรณีวิทยาของการตกตะกอนที่บมตามแนวเส้นตรงตัดขวางทิศเหนือ-ใต้ผ่าน
กรุงเทพมหานคร (แหล่งที่มา: Dr. Noppadol, AIT; Personal communication by Prof. Yamazaki)

ซึ่งเมื่อไม่นานมานี้ผลการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับความเสี่ยงของกรุงเทพมหานครจากแผ่นดินไหวที่มีแหล่งกำเนิดจากระยะไกล [Warnitchai et al. 2000] และการขยายความสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในบริเวณเขตกรุงเทพมหานคร [Ashford et al. 2000] บ่งชี้ว่าถึงแม้กรุงเทพจะตั้งอยู่เป็นระยะทางไกลจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวแต่อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครยังคงอยู่ในความเสี่ยงจากความสั่นสะเทือนอย่างรุนแรงเนื่องจากชั้นดินอ่อนของกรุงเทพมหานครมีความสามารถขยายคลื่นความสั่นสะเทือนประมาณ 3-4 เท่าของคลื่นแผ่นดินไหวที่เดินทางมาถึง และโครงสร้างที่มีคาบการสั่นตามธรรมชาติ (Natural Period) อยู่ในช่วงระหว่าง 0.5-1.5 วินาที มีโอกาสเกิดการสั่นพ้องอย่างรุนแรงกับคาบการสั่นตามธรรมชาติของชั้นดินเหนียวอ่อนของกรุงเทพมหานคร (รูปที่ 1.6) จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวระยะไกล และอาจนำไปสู่ความเสียหายของโครงสร้างได้ ซึ่งในอดีตเคยมีบทเรียนการเกิดภัยพิบัติอย่างรุนแรงในต่างประเทศจากแผ่นดินไหวระยะไกลและการขยายคลื่นความสั่นสะเทือนของชั้นดินอ่อนซึ่งมีลักษณะเป็นแอ่งคล้ายคลึงกันกับชั้นดินอ่อนของกรุงเทพมหานครมาแล้ว โดยเหตุการณ์ดังกล่าวเกิดขึ้นที่เมืองหลวงของประเทศเม็กซิโกในปี ค.ศ. 1985 (Michoacan earthquake) ถึงแม้ว่าจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวดังกล่าวจะอยู่ห่างออกไปราว 350 กิโลเมตร จากเมืองหลวงของประเทศเม็กซิโก แต่ทำให้เกิดการพังทลายของอาคารขนาดสูง 7-14 ชั้นในเมืองหลวงของประเทศเม็กซิโก ซึ่งทำให้มีผู้บาดเจ็บล้มตายเป็นจำนวนมาก



รูปที่ 1.6

ความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่งในการสั่นและคาบการสั่นตามธรรมชาติ
ของชั้นดินอ่อนบริเวณกรุงเทพมหานคร (แหล่งที่มา: Warnitchai et al., 2000)

ตัวอย่างเหตุการณ์ผลกระทบของแผ่นดินไหวระยะไกลต่ออาคารที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร มีตัวอย่างที่เห็นได้ชัดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว 2 ครั้ง เมื่อไม่นานมานี้ ครั้งแรกเมื่อวันที่ 22 มกราคม พ.ศ. 2546 ซึ่งเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 6.6 ริคเตอร์ ที่มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่หมู่เกาะสุมาตราประเทศอินโดนีเซียห่างจากกรุงเทพฯ กว่า 1,000 กิโลเมตร แต่ทำให้เกิดการโยกตัวอย่างรุนแรงของอาคารสูงหลายหลัง แม้ว่าเหตุการณ์แผ่นดินไหวดังกล่าวจะไม่ทำให้เกิดความเสียหายเกิดขึ้น แต่ได้สร้างความตื่นตระหนกต่อผู้คนจำนวนมากที่อยู่ในอาคารเหล่านั้น ครั้งที่สองเมื่อวันที่ 22 กันยายน พ.ศ. 2546 เป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 6.5 ริคเตอร์ มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ประเทศพม่าซึ่งตำแหน่งอยู่ห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 850 กิโลเมตร แต่ส่งผลให้อาคารสูงบางหลังในกรุงเทพฯ เกิดการแตกร้าวเสียหายเล็กน้อยบางส่วนในส่วนที่เป็นผนังก่ออิฐฉาบปูนซึ่งไม่ใช่ส่วนสำคัญของโครงสร้าง อย่างไรก็ตามเหตุการณ์แผ่นดินไหวเหล่านี้ได้พิสูจน์ความเป็นจริงของผลการศึกษาวิจัยที่เคยมีผู้ศึกษาไว้ในอดีตว่า ชั้นดินเหนียวอ่อนของกรุงเทพฯ มีความสามารถขยักคลื่นความสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่เดินทางมาถึง และโครงสร้างอาคารที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนกรุงเทพมหานครสามารถเกิดการสั่นพ้องทำให้เกิดการโยกตัวอย่างรุนแรงจนอาจสร้างความเสียหายให้แก่ตัวอาคารได้ แม้ว่าเหตุการณ์ดังกล่าวยังไม่ส่งผลกระทบอย่างรุนแรงจนกระทั่งเกิดการวิบัติของอาคารบ้านเรือน แต่เหตุการณ์ดังกล่าวเป็นสัญญาณเตือนภัยที่เรามีโอกาสที่จะเผชิญกับผลกระทบที่รุนแรงกว่านี้หากเกิดแผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่กว่า 6.6 ริคเตอร์ ในระยะที่ไกลกว่า 850 กิโลเมตร ซึ่งอาจส่งผลให้อาคารสูงและสิ่งปลูกสร้างเป็นจำนวนมากเสียหายจนพังทลายลงมาได้ [เป็นหนึ่ง วานิชชัย 2005]

นอกจากนี้ Federal Emergency Management Agency [FEMA-274 1997] มีการบ่งชี้และให้คำแนะนำเกี่ยวกับระบบโครงสร้าง Slab-Column Frame โดยเฉพาะบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา (Slab-column Connection) จากข้อมูลการวิจัยในห้องปฏิบัติการและการสำรวจภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวในต่างประเทศ โดยระบุว่าหากน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงในแนวดิ่ง ทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนในทิศทางตั้งฉากกับแผ่นพื้น (Gravity Load Shear Stresses) ในระดับที่มีความเข้มข้นสูงบริเวณหน้าตัดวิกฤติอันหนึ่งของแผ่นพื้นรอบๆ เสา บริเวณจุดเชื่อมต่อง่าจะมีความสามารถเพียงเล็กน้อยในการส่งถ่ายโมเมนต์ที่กระทำโดยน้ำหนักบรรทุกทางด้านข้าง (Moment due to Lateral Loads) และจะเกิดการวิบัติแบบเปราะหักโมเมนต์ดังกล่าวส่งผลให้เหล็กเสริมในแผ่นพื้นถึงจุดที่เกิดการคลาก (Yielding) และนอกจากนั้นมีการบ่งชี้ว่าบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา (Slab-column Connection) ที่ออกแบบเพียงพอต่อการต้านทานน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเป็นหลักอาจเกิดการวิบัติในรูปแบบการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ในทิศทางตั้งฉากกับแผ่นพื้นเมื่อต้องทำการส่งถ่ายทั้งน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวพร้อมๆ กัน อย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าการวิบัติในรูปแบบดังกล่าวจะเป็นความเสียหายที่เกิดขึ้นที่บริเวณใดบริเวณหนึ่งโดยเฉพาะ แต่ผลอาจทำให้เกิดการวิบัติแบบดำเนินต่อเนื่อง (Progressive Collapse) ของทั้งโครงสร้างทั้งหลังได้ เนื่องจากการที่พื้นด้านบนตกกระแทกทับกันลงมาทำให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงต่อเนื่อง ซึ่งลักษณะการวิบัติแบบดำเนิน

ต่อเนื่องดังกล่าวเคยเกิดขึ้นมาแล้วในอดีต ในเหตุการณ์แผ่นดินไหวระยะไกลที่เมืองหลวงของประเทศเม็กซิโก เมื่อปี ค.ศ. 1985 ดังแสดงในรูปที่ 1.7 หากเหตุการณ์ดังกล่าวเกิดขึ้นกับอาคารที่ใช้ระบบโครงสร้าง Slab-column Frame ที่มีอยู่เป็นจำนวนมากในเขตกรุงเทพมหานคร จะนำไปสู่ความสูญเสียอย่างประเมินค่าไม่ได้ต่อชีวิตผู้คนและเศรษฐกิจของประเทศ



รูปที่ 1.7

การวิบัติแบบดำเนินต่อเนื่อง (Progressive Collapse) ของอาคารในเหตุการณ์แผ่นดินไหว ปี ค.ศ.1985

Michoacan Earthquake (แหล่งที่มา: Lehman et al., 2000)

ทางหนึ่งที่จะบรรเทาความสูญเสียที่อาจเกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว คือ การศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและการประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวที่มีอยู่เดิมของอาคารเหล่านั้น โดยเฉพาะบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงและเสา ซึ่งผลการศึกษาจะนำไปสู่การค้นหาวิธีการปรับปรุงอาคารที่มีอยู่เดิมให้มีความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวได้ดียิ่งขึ้นก่อนที่จะเกิดความเสียหายที่ไม่อาจประเมินค่าได้ หรือนำไปสู่การค้นหาวิธีการที่เหมาะสมในการออกแบบอาคารที่จะสร้างขึ้นใหม่ให้มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

เนื่องจากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา (Slab-column Connection) และกลไกการวิบัติภายใต้การกระทำของแรงทางด้นข้างจากแผ่นดินไหวเป็นพฤติกรรมที่ซับซ้อน ก่อนการวิบัติ

คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงทำให้พฤติกรรมของโครงสร้างก่อนการวิบัติมีการดำเนินไปจนถึงช่วงที่มีพฤติกรรมเป็นแบบอินอีลาสติก (Inelastic) ในอดีตจึงมีการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างและกลไกการวิบัติจากแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อดังกล่าวโดยการทดสอบแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการโดยนักวิจัยหลายกลุ่มในต่างประเทศ [Islam and Park 1976; Ghali et al. 1976; Hawkins et al. 1977; Morrison et al. 1983; Zee and Moehle 1984; Pan and Moehle 1988; Robertson and Durrani 1990; Durrani and Du 1992; Hwang and Moehle 1993; Farhey et al. 1993; Roberson et al. 2002, etc.]

อย่างไรก็ตามผลการศึกษาที่ได้จากแบบจำลองย่อส่วนเหล่านี้ยังไม่สามารถระบุถึงพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงที่มากระทำทางด้านข้างของโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสาในระบบโครงสร้าง Slab-Column Frame ชนิดที่นิยมใช้ในประเทศไทยได้อย่างมีประสิทธิภาพ เนื่องจากแบบจำลองย่อส่วนทั้งหมดเหล่านี้จำลองย่อส่วนจากโครงสร้างที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต่างจากระบบโครงสร้างชนิดที่นิยมใช้ในประเทศไทย ตัวอย่างเช่น ไม่มีการอัดแรงในแผ่นพื้นคอนกรีต หรือมีการอัดแรงในแผ่นพื้นคอนกรีตแต่เป็นการอัดแรงแบบไร้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมอัดแรงเป็นต้น

ดังนั้นความรู้เกี่ยวกับพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและกลไกการวิบัติของจุดเชื่อมต่อชนิดที่เป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทยจึงอยู่ในภาวะขาดแคลน และนำไปสู่ความขาดแคลนแบบจำลองที่เหมาะสมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง (Analytical Model) จึงจำเป็นต้องมีการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและกลไกการวิบัติของจุดเชื่อมต่อชนิดที่มีการอัดแรงในแผ่นพื้นคอนกรีตชนิดที่มีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded) ระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมอัดแรง ซึ่งเป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทย และหาแบบจำลองทางโครงสร้างที่เหมาะสมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในบริเวณดังกล่าวในช่วงอินอีลาสติก

1.2 วัตถุประสงค์

- 1) ศึกษาพฤติกรรมตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและกลไกการวิบัติของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คานชนิดที่นิยมใช้ในประเทศไทย
- 2) หาแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้าง (Analytical Model) ที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน เพื่อใช้ในการวิเคราะห์และประเมินพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว
- 3.) ศึกษาผลกระทบของตัวแปรที่สำคัญ ต่อพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน

1.3 ขอบเขตของการศึกษา

ขอบเขตงานวิจัยมุ่งเน้นที่การประเมินพฤติกรรมตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คานซึ่งเป็นบริเวณวิกฤติ ในจุดเชื่อมต่อที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กซึ่งเป็นแบบอย่างที่ย้ายคลึงกับอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร เป็นหลัก และหาแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้าง (Analytical Model) ที่เหมาะสมสำหรับประเมินพฤติกรรมตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมดังกล่าวโดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element

ตัวแปรหลักที่ทำการศึกษา คือ อัตราส่วน V_g/V_o ของบริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบๆเสา เมื่อ V_g คือ แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง และ V_o คือความสามารถรับแรงเฉือน ของพื้นบริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบๆเสา

บทที่ 2

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องและข้อมูลพื้นฐาน

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในอดีตมีนักวิจัยจำนวนมากศึกษาทดลองเกี่ยวกับความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา (Slab-Column Connections) โดยทดลองทดสอบแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการ ซึ่งสามารถจำแนกชนิดของการทดลองตามโครงสร้างของแบบจำลองได้เป็น 3 ชนิด ได้แก่

- 1.) การทดลองจุดเชื่อมต่อ สำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ไม่มีการอัดแรง ชนิดพื้นแผ่นเรียบ
- 2.) การทดลองจุดเชื่อมต่อ สำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ชนิดมีการเพิ่ม Drop Panel หรือ Shear Capital
- 3.) การทดลองจุดเชื่อมต่อ สำหรับพื้นเป็นคอนกรีตอัดแรง ชนิดพื้นแผ่นเรียบ

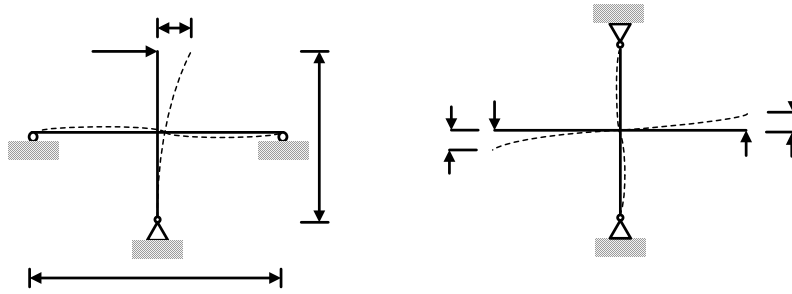
2.1.1 การทดลองจุดเชื่อมต่อ สำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ไม่มีการอัดแรง

พบว่าตั้งแต่ปี ค.ศ. 1976 มีผู้ทำการทดสอบแบบจำลองจุดเชื่อมต่อชนิดนี้จำนวนมาก [Islam and Park 1976; Ghali et al. 1976; Hawkins et al. 1977; Morrison et al. 1983; Zee and Moehle 1984; Pan and Moehle 1988; Robertson and Durrani 1990; Durrani and Du 1992; Hwang and Moehle 1993; Farhey et al. 1993; Roberson et al. 2002; etc.] ซึ่งนักวิจัยแต่ละรายมีการจัดการทดลองแตกต่างกันหลายรูปแบบ

Pan and Moehle (1989) ได้รวบรวมข้อมูลการทดลองที่นักวิจัยแต่ละรายทำการทดสอบ ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1976 เพื่อศึกษาตัวแปรสำคัญที่ส่งผลต่อการเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift %) ขณะเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุบนแผ่นพื้น และความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Lateral Displacement Ductility, μ) ของบริเวณจุดเชื่อมต่อ จากผลของแผ่นดินไหวรุนแรงที่คาดว่าจะเกิดขึ้น โดยการเอียงตัวของเสาคิดเป็นเปอร์เซ็นต์คำนวณได้จากสมการ 2.1

$$Drift(\%) = (D_h / h_c) \times 100 \quad (2.1)$$

เมื่อ D_h เป็นการเปลี่ยนตำแหน่งที่ปลายเสาด้านบนขณะทำการทดสอบ และ h_c เป็นระยะที่วัดจากปลายบนสุดของเสาถึงจุดรองรับด้านล่าง ดังรูปที่ 2.1

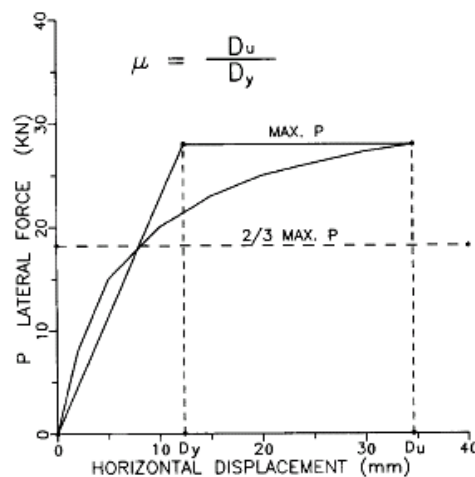


รูปที่ 2.1 การหาการเอียงตัวของเสาเทียบกับพื้นเมื่อจัดการทดลองแบบต่างๆ

ส่วนความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (μ) ระบุได้โดยการคำนวณจากสมการ 2.2

$$\mu = D_u / D_y \quad (2.2)$$

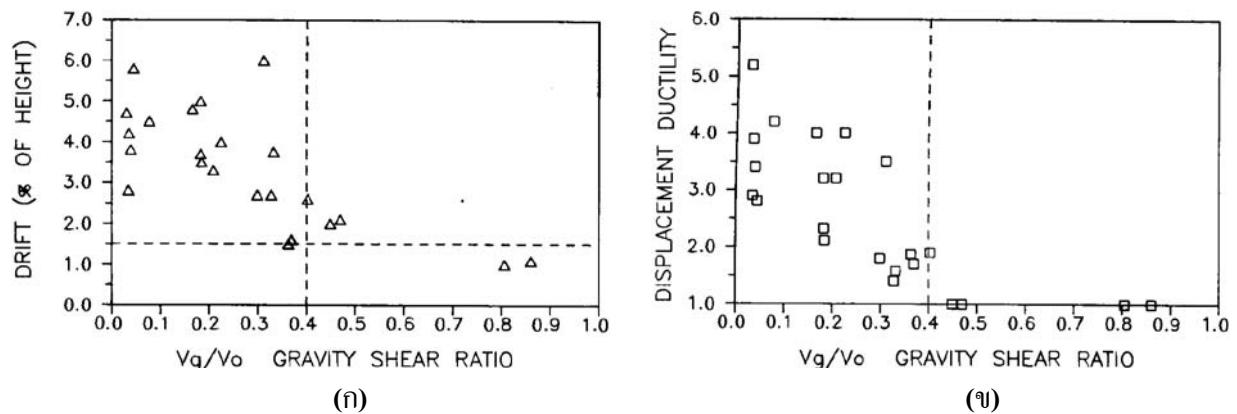
เมื่อ D_u คือระยะการเปลี่ยนตำแหน่งที่ปลายเสาด้านบนสุดที่สภาวะประลัย (Ultimate Displacement) และ D_y เป็นระยะการเปลี่ยนตำแหน่งที่ปลายบนสุดของเสาที่จุดคราก (Yield Displacement) โดยจุดครากที่ใช้หา D_y กำหนดจากจุดตัดกันของเส้นตรงที่ลากจากจุด 0, 0 ผ่านจุดที่แรงทางกระทำทางด้านข้างเท่ากับ $2/3$ ของกำลังรับแรงทางด้านข้างสูงสุด กับ เส้นตรงในแนวราบที่ผ่านจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดขณะเกิดการวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 การระบุความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Displacement Ductility)

(แหล่งที่มา: Pan and Mochle, 1989)

Pan and Moehle นำข้อมูลการทดสอบในอดีตมาทำเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง V_g/V_0 กับ การเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift %) ขณะเกิดการวิบัติแบบเฉือนที่ฐานบนแผ่นพื้น และความสัมพันธ์ระหว่าง V_g/V_0 กับความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Ductility) ได้ดังรูปที่ 2.3 (ก) และ 2.3 (ข)



รูปที่ 2.3

ผลของ V_g/V_0 (Gravity Shear Ratio): (ก) การเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift),

(ข) ความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Ductility)

(แหล่งที่มา: Pan and Moehle, 1989)

จากการศึกษาของ Pan and Moehle พบว่า อัตราส่วน V_g/V_0 บริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบๆเสา (Gravity Shear Ratio) เป็นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลต่อความทนต่อการเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift %) และความเหนียวในการทนต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (μ) ของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา เมื่อ V_g = แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง และ V_0 = ความสามารถรับแรงเฉือน ของพื้นบริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบๆเสา

นอกจากนั้นผลที่ได้ยังบ่งชี้ว่าจุดเชื่อมต่อมีความเหนียวสามารถทนต่อการเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift) อย่างน้อย 1.50 % ก่อนเกิดการวิบัติจากการเฉือนที่ฐานเมื่อ $V_g/V_0 \leq 0.4$ แต่สำหรับการทดสอบที่มีค่า $V_g/V_0 > 0.4$ พบว่า จุดเชื่อมต่อเกิดการวิบัติจากการเฉือนที่ฐานในรูปแบบเปราะ ($\mu \leq 1$) เกิดขึ้น

ภายหลังปี ค.ศ. 1989 มีการศึกษาผลของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_g) บริเวณหน้าตัดวิกฤติ ต่อพฤติกรรมทางด้านทานแผ่นดินไหว ที่พื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อมีรายละเอียดการเสริมเหล็กรูปแบบต่างๆ อีกจำนวนหนึ่ง [Robertson and Durrani 1992, Durrani et al. 1995, Robertson and Johnson 2006] ซึ่งส่วนใหญ่ พบว่า ความทนต่อการเอียงตัววิกฤติของเสา ก่อนเกิดการวิบัติจากการเฉือนที่ฐานมีค่าลดลง เมื่อมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งบริเวณหน้าตัดวิกฤติบนแผ่นพื้น

Huest and Wight (1999) ทำการศึกษาหาแบบจำลองเพื่อใช้ทำนายการวิบัติในรูปแบบของการเฉือนทะลุของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กบริเวณจุดเชื่อมต่อที่อยู่ภายในอาคารภายใต้การกระทำจากแผ่นดินไหว โดยใช้ข้อมูลการทดลองที่มีผู้ทำไว้ในอดีต ดังแสดงในตารางที่ 2.1 ไปสร้างความสัมพันธ์ทางสถิติ ซึ่งได้เป็นเส้นตรง 3 เส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า V_g/V_o ในช่วงต่างๆ กับความสามารถทนต่อการเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift) ขณะจุดเชื่อมต่อเกิดการวิบัติแบบการเฉือนทะลุ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 และ Huest and Wight ได้เสนอแบบจำลองโดยใช้เส้นตรง 3 เส้นดังกล่าว สำหรับใช้ทำนายค่าการเอียงตัววิกฤติของเสาเมื่อเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure Prediction Model) อย่างไรก็ตามแบบจำลองที่ Huest and Wight เสนอ ไม่ได้มีการระบุความสัมพันธ์เมื่อ $V_g/V_o < 0.20$

ตารางที่ 2.1

ข้อมูลการทดสอบจุดเชื่อมต่อภายในอาคารที่นำมาสร้างแบบจำลองทำนายการวิบัติในรูปแบบของการเฉือนทะลุ โดย Hueste and Wight (1999)

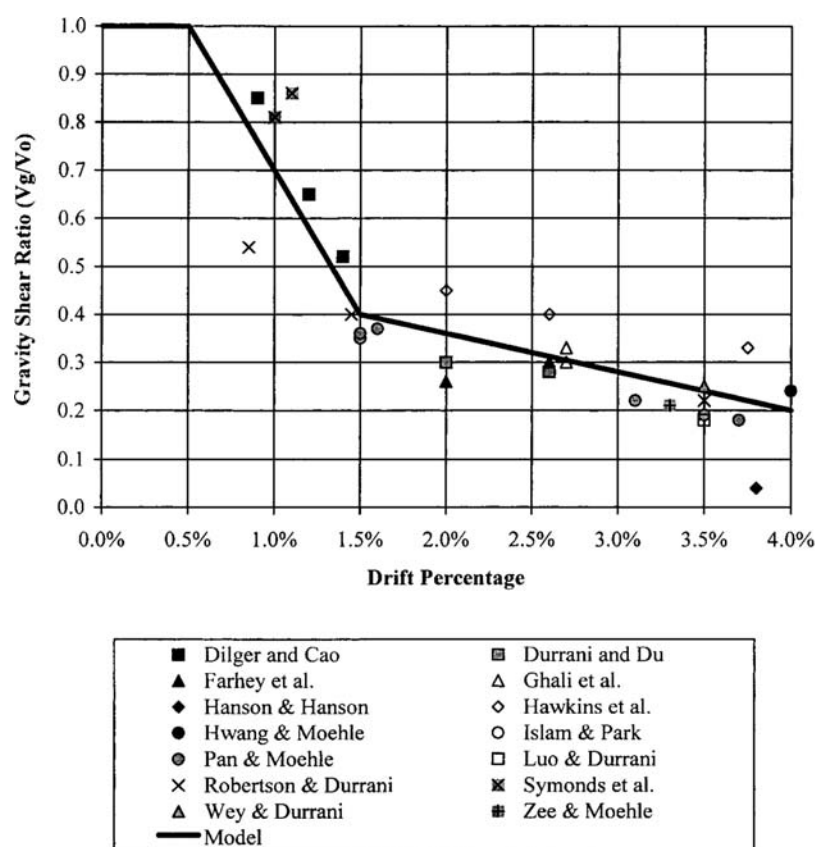
ผู้ทดสอบ (1)	Label (2)	Mode* (3)	V_g/V_o (4)	การเอียงตัวสูงสุด ของเสา (%) (5)
Ghali et al. (1976)	SM 1.0	<i>F-P</i>	0.33	2.70
	SM 1.5	<i>F-P</i>	0.30	2.70
Zee and Moehle (1984)	INT	<i>F-P</i>	0.21	3.30
Pan and Moehle (1989)	AP1	<i>F-P</i>	0.37	1.60
	AP2	<i>F-P</i>	0.36	1.50
	AP3	<i>F-P</i>	0.18	3.70
	AP4	<i>F-P</i>	0.19	3.50
Pan and Moehle (1992)	1	<i>P</i>	0.35	1.50
	3	<i>F-P</i>	0.22	3.10
Robertson and Durrani (1992)	2C	<i>F-P</i>	0.22	3.50
	6LL	<i>P</i>	0.54	0.85
	7L	<i>P</i>	0.40	1.45
Durrani and Du (1995)	DNY 2	<i>P</i>	0.30	2.00
	DNY 4	<i>F-P</i>	0.28	2.60

ตารางที่ 2.1 (ต่อ)

ข้อมูลการทดสอบจุดเชื่อมต่อภายในอาคารที่นำมาสร้างแบบจำลองทำนายการวิบัติในรูปแบบของการเฉือนทะลุ
โดย Hueste and Wight (1999)

ผู้ทำการทดลอง	Label	Mode	V_g/V_o	การเอียงตัวสูงสุด ของเสา (%)
Dilger and Cao (1991)	CD1	<i>P</i>	0.85	0.90
	CD2	<i>P</i>	0.65	1.20
	CD8	<i>P</i>	0.52	1.40
Farhey et al. (1993)	3	<i>P</i>	0.26	3.56
	4	<i>P</i>	0.30	2.40
Hanson and Hanson (1968)	B7	<i>F-P</i>	0.04	3.80
Hawkins et al. (1974)	S1	<i>P</i>	0.33	3.75
	S2	<i>P</i>	0.45	2.00
	S3	<i>P</i>	0.45	2.00
Hawkins et al. (1974)	S4	<i>P</i>	0.40	2.60
Hwang and Moehle (2000)	Four interior joints	<i>F-P</i>	0.24	4.00
Islam and Park (1976)	3C	<i>F-P</i>	0.23	4.00
Luo and Durrani (1995)	8I	<i>F-P</i>	0.18	3.50
Symonds et al. (1976)	S6	<i>P</i>	0.86	1.10
	S7	<i>P</i>	0.81	1.00
Wey and Durrani (1992)	SC0	<i>P</i>	0.25	3.50

*สัญลักษณ์ *P* หรือ *F-P* ถูกนำมาใช้ระบุรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นของชิ้นตัวอย่างทดสอบแต่ละชิ้น เมื่อ *P* แทนการวิบัติแบบการเฉือนทะลุ (Pure Punching Failure) และ *F-P* แทนการวิบัติแบบการคัดก่อนเกิดการเฉือนทะลุตามมา (Flexure Failure Prior to Punching Failure)



รูปที่ 2.4

ความสัมพันธ์ระหว่าง V_g/V_o และความสามารถในการเอียงตัววิกฤติของเสา
สำหรับจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นและเสาภายในอาคารที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน
(แหล่งที่มา: Hueste and Wight 1999)

จากการสำรวจผลการศึกษาในอดีตอีกจำนวนหนึ่งพบว่า นอกจาก V_g/V_o แล้ว ยังมีตัวแปรอื่นๆ ที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการต้านทานแผ่นดินไหวและการวิบัติของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสา ตัวแปรเหล่านี้ ได้แก่ ความต่อเนื่องของเหล็กเสริมล่างของแผ่นพื้นผ่านหน้าตัดเสา [Pan and Moehle 1989; Durrani et al. 1995; Robertson and Johnson 2006] การเพิ่มความหนาของแผ่นพื้นบริเวณรอบๆ เสาโดยการทำให้เป็น Drop Panel [Wey, E. H. and Durrani, A. J., 1992] อัตรา รูปแบบ และทิศทางในการให้แรงกระทำต่อโครงสร้าง [Morrison, D. G., Hirasawa, I., and Sozen, M. A., 1983; Pan and Moehle 1989] ปริมาณเหล็กเสริมบนบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา [Ghali et al. 1976] ปริมาณเหล็กรับแรงเฉือนบริเวณรอบๆ หัวเสา [Islam and Park 1976; Roberson et al. 2002] ขนาดหน้าตัดเสา [ACI-ASCE 426] เป็นต้น

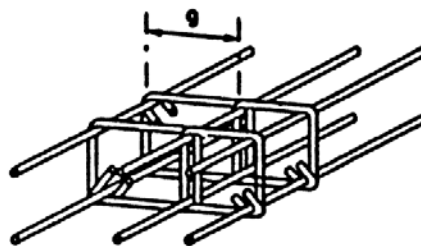
สำหรับการศึกษาการวิบัติแบบค้ำเนินต่อเนื่อง (Progressive Collapse) สำหรับโครงสร้าง Flat Plate และการป้องกันการเกิดการวิบัติแบบค้ำเนินต่อเนื่อง

Hawkins and Mitchell 1979, Mitchell and Cook 1984 ทำการทดลองกับชิ้นตัวอย่างทดสอบจำนวนมาก เพื่อศึกษาปัจจัยเริ่มต้นของการวิบัติแบบค้ำเนินต่อเนื่องสำหรับโครงสร้างพื้นไร้คานชนิดแผ่นเรียบ (Flat Plate Structures) พบว่าการวิบัติแบบต่อเนื่อง สามารถเริ่มต้นเกิดจากการวิบัติแบบเฉือนทะลุ บริเวณเสาตั้งที่อยู่ภายใน (Interior Column) ส่วนการเฉือนทะลุบริเวณเสาตั้งที่อยู่ภายนอก (Exterior Column) มีแนวโน้มเป็นไปได้ต่ำที่จะเป็นจุดเริ่มต้นของการวิบัติแบบต่อเนื่อง โดยการวิบัติเกิดการแพร่กระจายออกไป เนื่องจากความสามารถในการรับแรงดัดและแรงเฉือนรวมกันของพื้นรอบๆ เสาทั้งหลายไม่เพียงพอในการแบกรับแรงภาระต่างๆ ที่เพิ่มขึ้น

นอกจากนั้น Hawkins and Mitchell ศึกษาเปรียบเทียบวิธีป้องกัน 4 วิธี ได้แก่ (1) ออกแบบโดยให้น้ำหนักบรรทุกสูงกว่าปกติ (2) ใช้เหล็กปลอกรับแรงเฉือนแบบบ่วงปิด (3) ออกแบบใช้เหล็กเสริมล่างของพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาให้รับแรงเฉือนแบบ Dowel Action (4) ออกแบบเหล็กเสริมล่างของพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาให้รับแรงแบบ Tensile Membrane Action ได้ข้อสรุปดังนี้

1. การออกแบบให้น้ำหนักบรรทุกสูงกว่าการออกแบบตามปกติ (Higher Live Loadings) เป็นวิธีที่ไม่เหมาะสมเนื่องจากพื้นที่ออกแบบได้หนาและหนักรกว่าวิธีอื่นๆ เป็นการฟุ่มเฟือยไม่ประหยัด และโครงสร้างที่ได้ไม่จำเป็นว่าจะสามารถป้องกันการวิบัติแบบค้ำเนินต่อเนื่องได้

2. การออกแบบโดยใช้เหล็กปลอกรับแรงเฉือนแบบบ่วงปิด (Closed Hoop Stirrup) สามารถป้องกันการเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ และปรับปรุงเพิ่มความสามารถการรับแรงแบบ Tensile Membrane ของพื้นได้



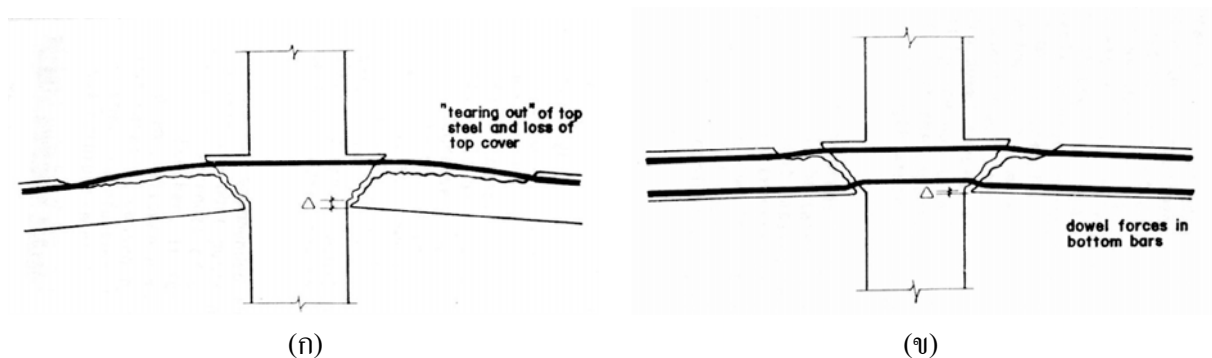
รูปที่ 2.5

เหล็กปลอกในพื้น (แหล่งที่มา: ACI-ASCE Committee 421 1999)

อย่างไรก็ตาม Hawkins and Mitchell ระบุว่าวิศวกรจำนวนมากไม่ยอมรับการใช้เหล็กปลอกรับแรงเฉือนแบบบ่วงปิด เพราะการติดตั้งให้มีประสิทธิภาพ จะต้องมีการรัดยึดมุมด้านในของเหล็กปลอกกับเหล็กล่างหรือเหล็กบนรับการดัดในแผ่นพื้นและปลายมีการดัดงอ 135° ทำให้เกิดปัญหายุงยากในการติดตั้ง

3. การออกแบบเหล็กเสริมล่างของพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาให้รับแรงเฉือนแบบ Dowel Action ในสถานะใช้งาน สามารถทำให้เกิดกลไกรับแรงส่งถ่ายแรงเฉือนไปสู่เสาหลังการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ได้ ดังรูปที่ 2.6 โดยรูปทรงการเสียรูปหลังเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ ชี้ให้เห็นว่า เหล็กล่างของพื้นซึ่งต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสามีประสิทธิภาพส่งถ่ายแรงไปสู่เสาได้ดีกว่าเหล็กบนของพื้น โดยที่หลังเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุเหล็กบนของพื้นมีแนวโน้มหักหลุดออกจากแผ่นพื้น

นอกจากนั้นยังพบว่าเหล็กล่างต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสามีความสามารถรับแรงเฉือนคงค้างมากกว่าหรือเท่ากับ กำลังรับแรงเฉือนคราก ($0.5A_s'f_v$) การส่งถ่ายแรงเฉือนไปสู่เสาหลังการวิบัติแบบเฉือนทะลุมีกลไกคล้ายคลึง Tensile Membrane



รูปที่ 2.6

รูปทรงบริเวณจุดเชื่อมต่อหลังเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุบนแผ่นพื้น

(ก) ชนิดไม่มีเหล็กล่างของพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสา (ข) มีเหล็กล่างของพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสา

(แหล่งที่มา: Hawkins and Mitchell 1979)

4. การออกแบบเหล็กเสริมล่างของแผ่นพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาให้รับแรงแบบ Tensile Membrane Action เป็นทฤษฎีที่เชื่อว่าสามารถอธิบายปรากฏการณ์ทางธรรมชาติด้วยหลักทางกลศาสตร์ได้ดีที่สุด ที่สามารถหยุดยั้งการเกิดการวิบัติแบบดำเนินต่อเนื่อง

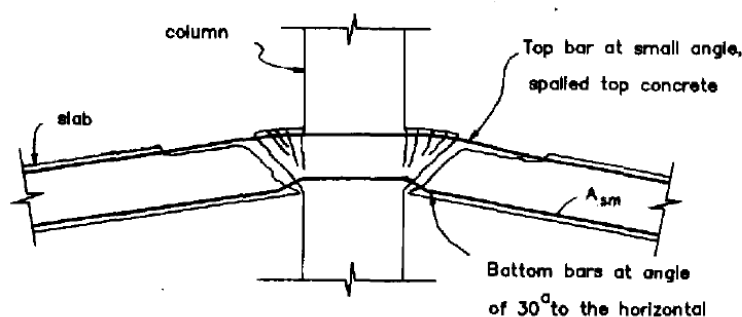
Hawkins and Mitchell แนะนำว่าควรออกแบบ Tensile Membrane ให้มีกำลังอย่างน้อยเท่ากับน้ำหนักสูงสุดที่คาดว่าโครงสร้างต้องแบกรับตลอดอายุใช้งาน หากไม่มีการเตรียม Tension Membrane ที่เหมาะสม กำลังรับแรงเฉือนหลังการวิบัติแบบเฉือนทะลุควรใช้เพียง 0.5 เท่าของกำลังที่จุดครากของเหล็กล่างต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาทั้งหมด

ภายหลังปี 1984 พบว่ามีผู้รายงานผลของเหล็กเสริมล่างของแผ่นพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสา ต่อพฤติกรรมการต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อ ทั้งก่อนหรือหลังเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุบนแผ่นพื้น ในงานวิจัยต่างๆอีก จำนวนหนึ่ง [Pan and Moehle 1989; Durrani et al. 1995; Robertson and Johnson 2006]

สำหรับการออกแบบป้องกันการวิบัติแบบดัดเนิ่นต่อเนื่องให้กับระบบโครงสร้าง

ACI-ASCE Committee 352 แนะนำการออกแบบเหล็กเสริมกันการแยกตัวหลุดหล่นของแผ่นพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คานในอาคาร Slab-Column Frame โดยระบุว่า ควรมีการเตรียมเหล็กเสริมต้านทานการวิบัติแบบดัดเนิ่นต่อเนื่องให้กับระบบโครงสร้าง

สำหรับจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คานที่อยู่ภายในอาคาร (Interior Slab-Column Connections) ปริมาณเหล็กเสริมล่างต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาแต่ละทิศทางหลักควรมีพื้นที่หน้าตัดอย่างน้อย (A_{sm}) เท่ากับค่าที่คำนวณได้จากสมการ (2.3) ที่มีการพัฒนารอบแนวคิดจากแบบจำลองกลไกการวิบัติแบบ Tensile Membrane Action ดังรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7

แบบจำลองของจุดเชื่อมต่อระหว่างการวิบัติแบบเฉือนทะลุ

(แหล่งที่มา: ACI-ASCE Committee 352.1R 1989, Reapproved 1997)

$$A_{sm} = \frac{0.5w_u l l_2}{\phi f_y} \quad (2.3)$$

เมื่อ

A_{sm} = พื้นที่หน้าตัดน้อยที่สุดของเหล็กเสริมล่างประสิทธิภาพที่มีการต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาหรือตาข่ายในแต่ละทิศทางหลักที่วางอยู่บนจตุรรองรับ

w_u = น้ำหนักบรรทุกกระจายสม่ำเสมอที่มีการคูณด้วยตัวคูณปัจจัยแล้ว แต่ไม่น้อยกว่าสองเท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานคงที่ของแผ่นพื้น

l_1 และ l_2 = ช่วงห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของจตุรรองรับ (Span) ในทิศทางหลักแต่ละทิศทาง

f_y = ค่าลึงครากของเหล็กเสริม A_{sm}

$$\phi = 0.9$$

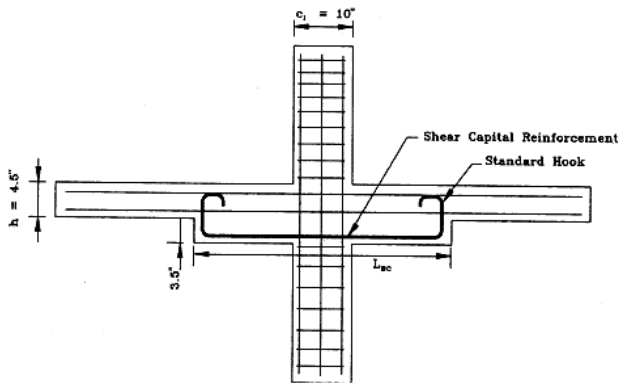
สำหรับจุดเชื่อมต่อที่อยู่ขอบอาคาร (Edge Connections) ปริมาณเหล็กเสริม A_{sm} อาจลดลงเหลือ 2/3 ของค่าที่คำนวณได้จากสมการ (2.3) และสำหรับจุดเชื่อมต่อที่อยู่มุมอาคาร (Corner Connections) อาจลดลงเหลือ 1/2 ของค่าที่คำนวณได้จากสมการ (2.3) หากช่วงห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของจตุรรองรับ (Span) ที่อยู่ติดกันมีความยาวไม่เท่ากัน ในการคำนวณให้ใช้ค่าช่วงห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของจตุรรองรับ (Span) ค่าที่มากกว่า

2.1.2 การทดลองจุดเชื่อมต่อสำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ชนิดมีการเพิ่ม Drop Panel หรือ Shear Capital บริเวณรอบหัวเสา

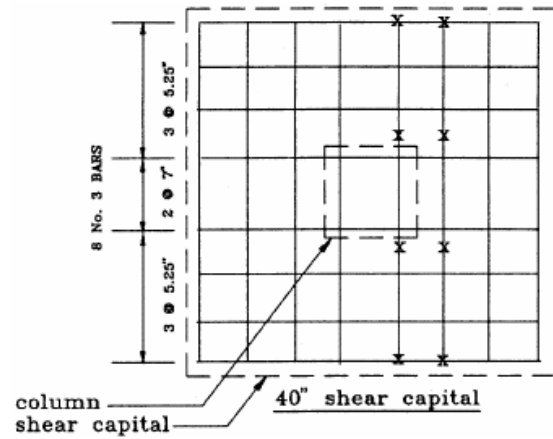
Drop Panel หรือ Shear Capital ใช้กันบ่อยในอาคาร Slab-Column Frame เพื่อเพิ่มความสามารถรับแรงเฉือนของพื้น หรือลดปริมาณเหล็กเสริมบนรับการตัดจากโมเมนต์ลบบริเวณรอบหัวเสา ACI 318-05 Building Code ระบุว่าความต่างระหว่าง Drop Panel กับ Shear Capital คือ Drop Panel มีการเพิ่มความหนาของพื้นจากจุดศูนย์กลางของเสาออกไปอย่างน้อยด้านละ $1/6$ เท่าของระยะวัดจากจุดศูนย์กลางระหว่างจุดรองรับในแต่ละด้าน ส่วน Shear Capital มีการเพิ่มความหนาเป็นแป้นรอบหัวเสาเพียง $1/10$ เท่าของระยะระหว่างจุดรองรับในแต่ละด้าน ในการใช้งานมีการระบุว่าหากใช้ Drop Panel เพื่อลดปริมาณเหล็กบนบริเวณหัวเสา ควรเพิ่มความหนาน้อย $1/4$ เท่าของความหนาพื้น อย่างไรก็ตามสำหรับ Drop Panel ที่มีการเพิ่มความหนาน้อยกว่า $1/4$ เท่าของความหนาพื้น อาจใช้ได้เพียงการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของแผ่นพื้น

แม้ว่า อาคาร Slab-Column Frame หลายหลังในประเทศไทย มีการออกแบบใช้งาน Drop Panel แต่พบว่าในอดีตมีเพียงนักวิจัยในต่างประเทศจำนวนไม่มาก [Wey and Durrani 1992, Megally and Ghali 2000 and 2002, Dovich and Wight 2005] ศึกษาผลของ Drop Panel หรือ Shear Capital ต่อพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อของ Slab-Column Frame

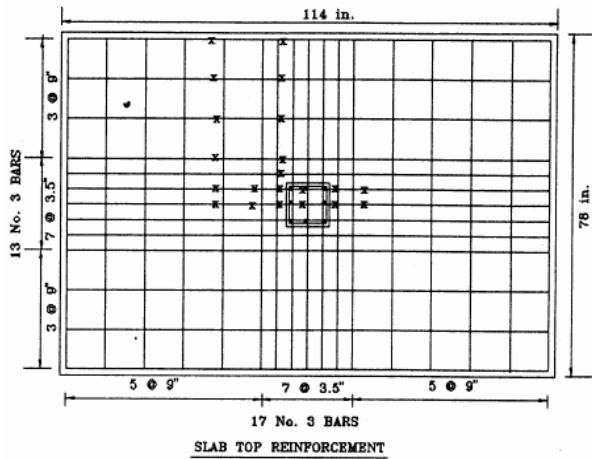
Wey and Durrani (1992) ทดสอบพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อสำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก ชนิดมีการเพิ่ม Drop Panel หรือ Shear Capital รอบหัวเสา สำหรับจุดเชื่อมต่อที่อยู่ภายในอาคาร (Interior Slab-Column Connections) ในการศึกษาของ Wey และ Durrani แบบจำลอง 4 ชั้น ถูกทดสอบภายใต้แรงชนิดเดียวกันกับแรงจากผลของแผ่นดินไหว แบบจำลอง 3 ชั้น (SC02, SC04, SC06) บริเวณหัวเสามีการเพิ่ม Shear Capital หรือ Drop Panel ซึ่งมีความลึกเท่ากัน แต่ขนาด กว้าง x ยาว และการเสริมเหล็กใน Shear Capital ทั้ง 3 ชั้น แตกต่างกัน รายละเอียดของแบบจำลองในการศึกษาของ Wey และ Durrani แสดงดังรูปที่ 2.8 ก. ถึง 2.8 จ. ส่วนอีกชิ้นที่เหลือบริเวณหัวเสาเป็นพื้นเป็นชนิดแผ่นเรียบธรรมดา ซึ่งผลการทดสอบได้นำมาแสดงในรูปความสัมพันธ์ของแรงกระทำทางด้นข้าง สดฟเนส การเสื่อมลดสดฟเนส กับค่าการเอียงตัวของเสา (Drift) ค่าต่างๆ ขณะทำการทดสอบ ซึ่งได้ผลดังรูป 2.9 ก. ถึง 2.9 ค.



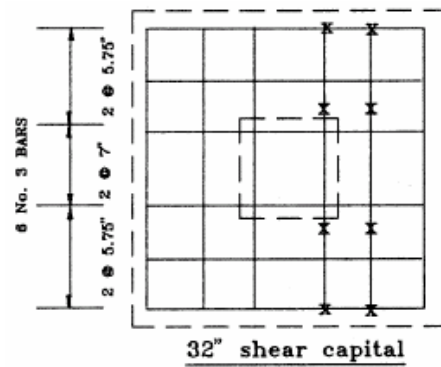
(ก) การเสริมเหล็กในแบบจำลองที่ใช้ทดสอบ



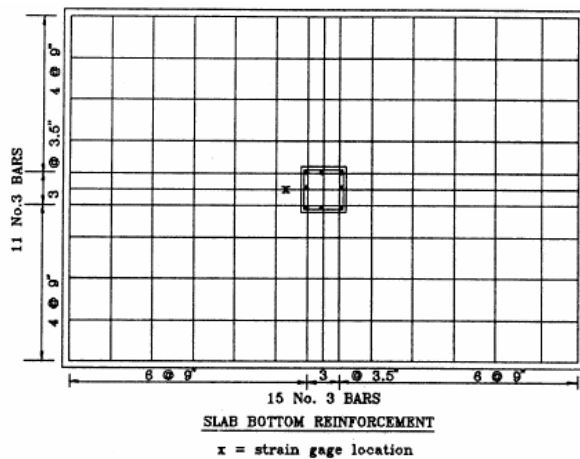
(ง) เหล็กเสริมใน Drop Panel (SC02)



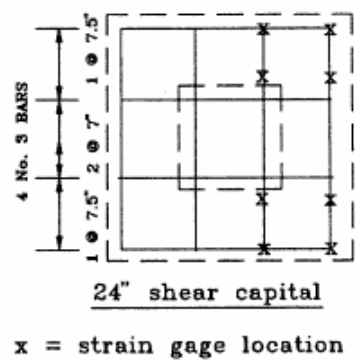
(ข) เหล็กเสริมบนในแผ่นพื้น



(จ) เหล็กเสริมใน Shear Capital (SC04)



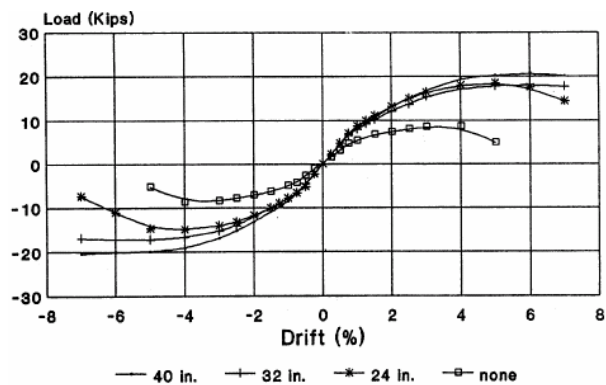
(ค) เหล็กเสริมล่างในแผ่นพื้น



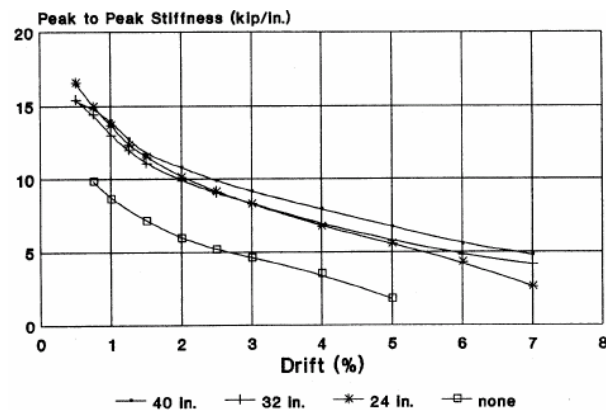
(ฉ) เหล็กเสริมใน Shear Capital (SC06)

รูปที่ 2.8 รายละเอียดแบบจำลองที่ใช้ในการทดสอบโดย Wey and Durrani

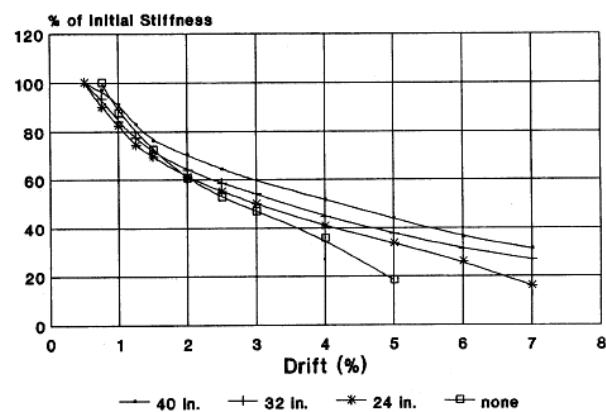
(แหล่งที่มา: Wey and Durrani, 1992)



(ก) ความสัมพันธ์เปลี่ยนนอกระหว่างแรงต้านข้างกับการเอียงตัว (Drift %)



(ข) สติฟเนสทางด้นข้างที่การเอียงตัวค่าต่างๆ



(ค) การเสื่อมลดสติฟเนสทางด้นข้างที่การเอียงตัวค่าต่างๆ

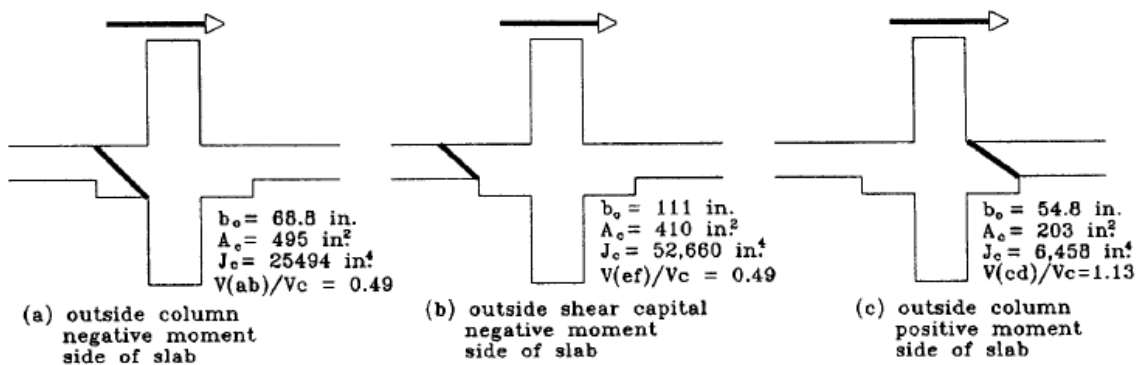
รูปที่ 2.9

ผลการทดสอบโดย Wey and Durrani, 1992

Wey and Durrani ได้อธิบายสรุปผลการศึกษาดังนี้

- (1) การเพิ่ม Shear Capital หรือ Drop Panel ที่มีรายละเอียดเหมาะสมในบริเวณจุดเชื่อมต่อ จะทำให้มีการเพิ่ม กำลังรับแรงด้านข้าง (Lateral Strength) สติฟเนส (ดังรูปที่ 2.9 ก-ข) และการสลายพลังงาน (Energy Dissipation) เพิ่มขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่เป็นพื้นเรียบ
- (2) ขนาด Shear Capital หรือ Drop Panel ที่มีขนาดแตกต่างกันไม่ส่งผลที่สำคัญต่อสติฟเนสด้านข้างแรกเริ่ม (ดังรูปที่ 2.9 ข) แต่การเพิ่มขนาดความกว้างของ Shear Capital หรือ Drop Panel มีผลต่อค่าการเสื่อมลดของสติฟเนส (Stiffness Degradation) การเพิ่มขนาดความกว้างอาจนำไปสู่การลดลงของการเสื่อมลดสติฟเนสทางด้านข้าง (ดังรูปที่ 2.9 ค)
- (3) เมื่อแรงกระทำทางด้านข้างทำให้เกิดโมเมนต์บวกมากๆ อาจเกิดการวิบัติในรูปแบบการเฉือนทะลุกลับด้าน (Invert Punching Shear Failure) ดังรูปที่ 2.10 หากขนาดความยาวของ Shear Capital (L_{sc}) ไม่เพียงพอ (ในการทดลองแบบจำลอง SC06 เพียงขึ้นเดียวเกิดการเฉือนทะลุกลับด้าน)

Wey และ Durrani ได้เสนอขนาดความยาวของ Shear Capital $= 4h + c_1$ เป็นความยาวที่น้อยที่สุดที่ป้องกันการเกิดการเฉือนทะลุกลับด้าน ซึ่งได้มีการเสนอแบบจำลองที่ใช้ในการหาค่าที่ให้ไว้ในรูปที่ 2.11

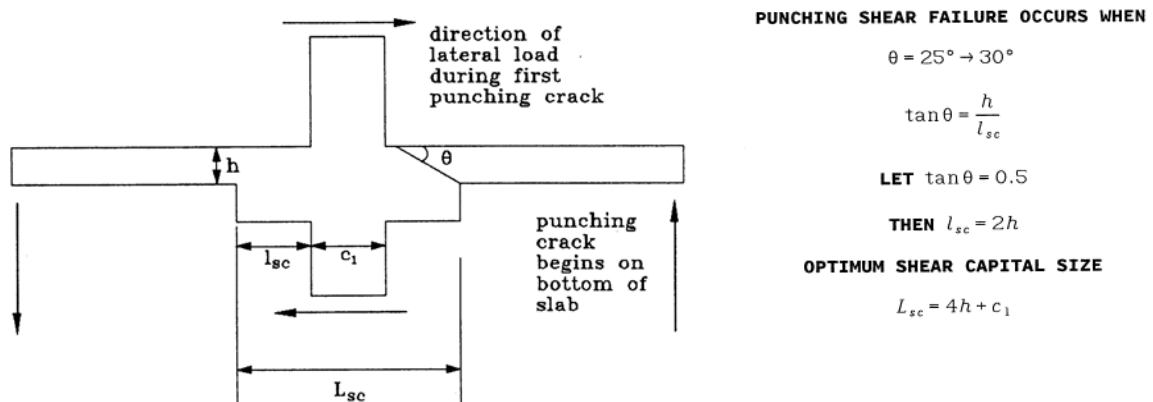


รูปที่ 2.10

ตำแหน่งที่เป็นไปได้ สำหรับการเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ

หากขนาดความยาวของ Shear Capital ไม่เพียงพอ

(แหล่งที่มา: Wey and Durrani, 1992)



รูปที่ 2.11

ขนาดความยาวของ Shear Capital ที่น้อยที่สุด เสนอโดย Wey and Durrani

(แหล่งที่มา: Wey and Durrani, 1992)

- (4) จากการสำรวจอย่างละเอียดจากการทดสอบ พบว่าในการส่งถ่ายบางส่วนของ Unbalanced Moment ไปสู่เสาโดยการคัต ความกว้างในการถ่ายแรงของพื้นประสิทธิผลจากที่ ACI 318 ระบุจาก $c_2 + 3h$ ควรเพิ่มเป็น $L_{sc} + 3h$
- (5) การส่งถ่ายโมเมนต์จากพื้นไปยัง Shear Capital ปรากฏเด่นชัดในรูปแบบการคัต และการใช้สัมประสิทธิ์การส่งถ่ายโดยการคัต $\gamma_f = 0.6$ ตามที่แนะนำโดย ACI ทำให้การประเมินความสามารถส่งถ่ายการคัตของจุดเชื่อมต่อต่ำกว่าความเป็นจริง
- (6) บริเวณขอบของ Shear Capital หรือ Drop Panel เหล็กแนวตั้งควรมีการฝังยึดเข้าไปในแผ่นพื้นและควรมีการเสริมเหล็กแนวราบเพื่อป้องกันการคัตกลับทิศจากโมเมนต์บวก

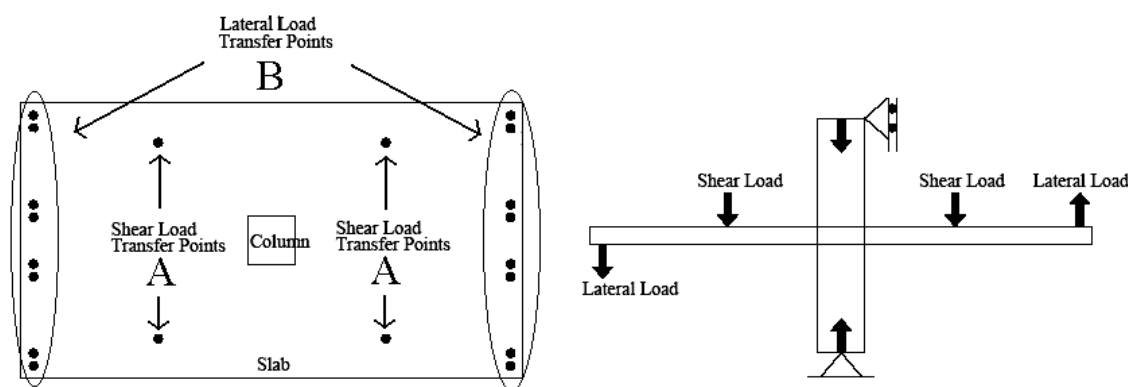
จากการทบทวนบทความที่ตีพิมพ์ในวารสารต่างๆ หลังจาก ค.ศ. 1992 จนถึงปัจจุบันพบนักวิจัยจำนวนน้อยราย [Megally and Ghali 2000, 2002; Dovich and Wight 2005] ที่ศึกษาทดลองเกี่ยวกับผลของ Shear Capital และ Drop Panel บริเวณรอบหัวเสา ต่อพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อสำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก นอกจากนั้นไม่พบว่ามีการศึกษาผลของ Shear Capital และ Drop Panel ต่อพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อสำหรับพื้นคอนกรีตอัดแรง

2.1.3 การทดลองจุดเชื่อมต่อ สำหรับพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดพื้นแผ่นเรียบ

ในต่างประเทศพบผู้ศึกษาทดลองเกี่ยวกับความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อที่พื้นเป็นคอนกรีตอัดแรงชนิดพื้นแผ่นเรียบ จำนวนหนึ่ง [Trongtham and Hawkins 1977, 1981; Foutch et al. 1990; Martinez-Cruzado et al. 1994; Ritchie and Ghali 2005; Gayed and Ghali 2006] โดยทั้งหมดที่พบเป็นการทดลองกับจุดเชื่อมต่อพื้นคอนกรีตอัดแรงเป็นชนิดพื้นแผ่นเรียบ และเป็นการอัดแรงระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded System) ซึ่งไม่เป็นที่นิยมใช้ในงานก่อสร้างในประเทศไทย

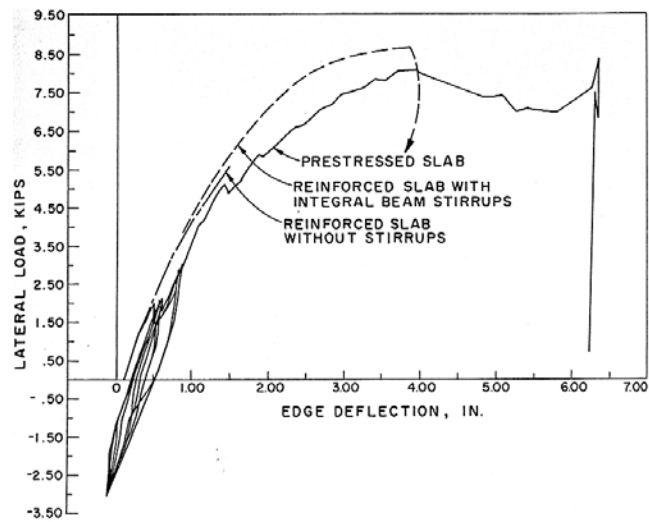
Trongtham and Hawkins 1977, 1981 ศึกษาการส่งถ่ายโมเมนต์ไปยังเสา ในพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ โดยทำการควบคุมแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณหน้าตัดวิกฤติของจุดเชื่อมโดยใช้แรงในแนวดิ่งกระทำที่จุด A ในทิศทางเดียวกันทั้งสองด้าน ส่วนผลของแรงทางด้านข้างที่บริเวณหน้าตัดวิกฤติควบคุมโดยใช้แรงในแนวดิ่งที่จุด B ซึ่งอยู่ที่ปลายอิสระทั้งสองด้านกระทำในทิศทางตรงกันข้ามกัน ดังรูปที่ 2.12 ในการศึกษาได้มีการทดลองเปรียบเทียบผลระหว่างจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ ระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว กับจุดเชื่อมต่อของโครงสร้างอีก 2 ชนิด ได้แก่ จุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาไม่อัดแรง ที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือน และที่มีการเสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือน

Trongtham and Hawkins พบว่าจุดเชื่อมต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงที่อยู่ภายในอาคาร (Interior Post-Tensioned Slab-Column Connection) ที่ทำการทดสอบสามารถรับการโก่งตัวที่ปลายสุดก่อนเกิดการวิบัติได้มากกว่าจุดเชื่อมต่อของพื้นอีก 2 ชนิด ที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ทั้งชนิดไม่มีการเสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือนและชนิดเสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแผ่นพื้น ซึ่งผลได้แสดงในรูปที่ 2.13 และ Trongtham and Hawkins ระบุในรายงานเบื้องต้นว่า “การอัดแรงทำให้พื้นถูกบีบรัดเข้าด้วยกันอย่างยอดเยี่ยมทำให้แน่ใจในพฤติกรรมแบบเหนียวสำหรับการรับภาระแรงจากแผ่นดินไหว”



รูปที่ 2.12

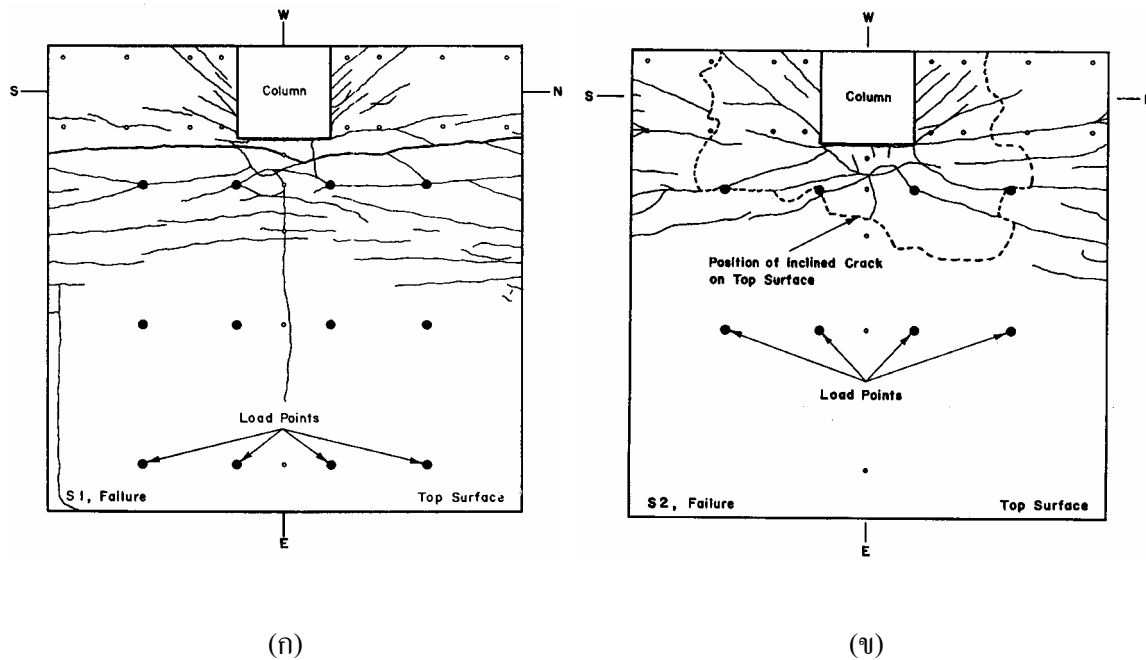
การจัดการทดลองโดย Trongtham and Hawkins 1977, 1981



รูปที่ 2.13

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางดัดข้างและการโก่งตัวที่ขอบ สำหรับจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นชนิดต่างๆ บริเวณเสาภายในอาคาร จากการทดลองของ Trongtham and Hawkins 1977

Foutch et al. (1990) ทดสอบแบบจำลองบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบกับเสา ซึ่งแผ่นพื้นมีการอัดแรงแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded) ที่อยู่บริเวณขอบนอกของอาคาร แบบจำลองถูกย่อส่วนลงเหลือขนาด $2/3$ ของแบบที่มีการตัดส่วนมาจากแบบก่อสร้าง ตัวแปรที่พิจารณาในการทดสอบคือ อัตราส่วนแรงดัด (Moment, M) ต่อแรงเฉือน (Shear Force, V) บนพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อ ผลทดสอบบ่งชี้ว่าการวิบัติสามารถเกิดได้ 2 รูปแบบเป็นหลัก ได้แก่ รูปแบบการวิบัติจากการดัด และจากการเฉือนทะลุ ดังรูปที่ 2.14 โดยรูปแบบการวิบัติขึ้นกับอัตราส่วนแรงดัด ต่อแรงเฉือน (M/V) บนแผ่นพื้นโกสั่ว เสา



รูปที่ 2.14

รูปแบบการวิบัติของแผ่นพื้น 2 รูปแบบ ทดลองโดย Foutch et al.

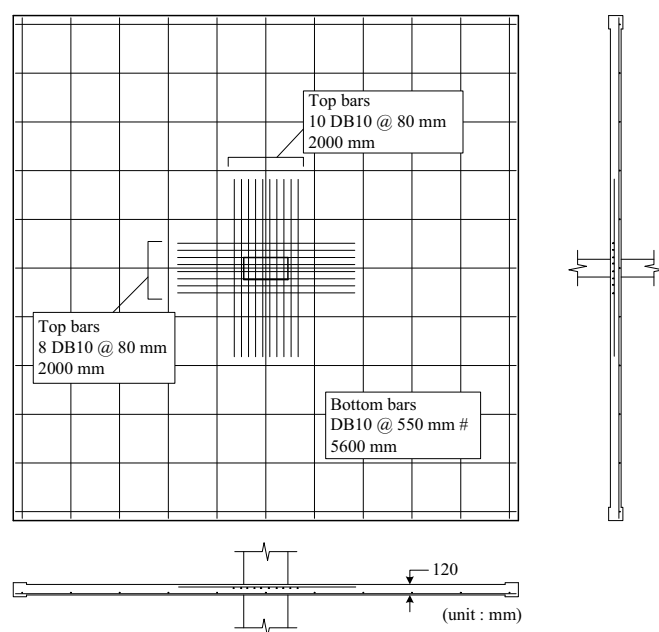
(ก) การวิบัติจากการคัดเป็นหลัก (ข) การวิบัติจากการเฉือนเป็นหลัก

(แหล่งที่มา: Foutch et al. 1990)

Martinez-Cruzado et al. (1994) ทดสอบแบบจำลองของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบกับเสา ที่พื้นมีระบบการอัดแรงชนิดไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded) ภายใต้แรงในแนวราบที่ตั้งฉากกันทั้งสองทิศทาง (Biaxial) จากผลของแผ่นดินไหว แบบจำลองที่ทดสอบจำลองจากโครงสร้างต้นแบบที่ออกแบบตามข้อกำหนดของ ACI Building CODE เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเป็นหลักเพียงอย่างเดียว จุดเชื่อมต่อ 3 ชนิดซึ่งถูกย่อส่วนลงเหลือขนาด 43% ของโครงสร้างต้นแบบ ถูกทดสอบ ได้แก่ จุดเชื่อมต่อที่อยู่ภายในอาคาร จุดเชื่อมต่อที่อยู่ขอบนอกของอาคาร และจุดเชื่อมต่อที่อยู่มุมของอาคาร ตัวแปรที่ทำการศึกษาคืออิทธิพลของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งจากแรงโน้มถ่วงเริ่มแรกต่อการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวจำลอง

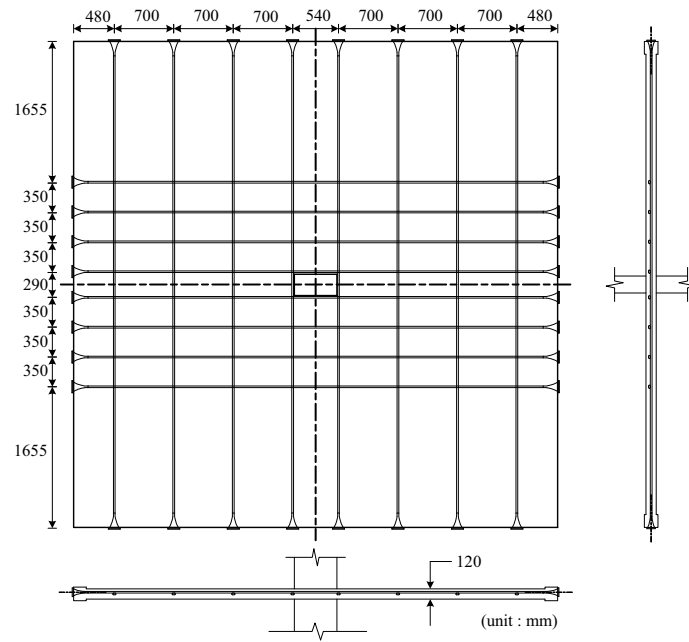
ผลการศึกษาบ่งชี้ว่าน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงเริ่มแรกมีอิทธิพลอย่างยิ่ง ต่อพฤติกรรมของบริเวณจุดเชื่อมต่อและมีอิทธิพลอย่างยิ่งต่อการเสียรูปในภาวะขีดสุดของบริเวณจุดเชื่อมต่อ นอกจากนั้นแบบจำลองที่รับภาระน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงเริ่มแรกน้อยค่ากำลังการรับแรงทางด้านข้างและค่าสตีฟเนสสูงกว่าอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่รับภาระน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงเริ่มแรกสูง

AIT (2003) มีการศึกษาพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบไร้คาน ที่อยู่ภายในอาคาร (Interior slab-column connection) ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded System) โดยทดสอบแบบจำลองย่อส่วนขนาด 3/5 ของบริเวณจุดเชื่อมต่อที่ออกแบบจากดัชนีของโครงสร้างที่ได้จากกลุ่มตัวอย่างอาคาร 5 หลังซึ่งมีจำนวนชั้นอยู่ระหว่าง 15-30 ชั้นที่มีการใช้งานในประเทศไทย การทดสอบกระทำภายใต้ภาระน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงในแนวตั้งคงที่และทำให้เกิดการเอียงตัวของเสา (Drift) ค่าต่างๆ โดยทำให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายเสาด้านบนกระทำสลับทิศเป็นวัฏจักรอย่างช้าๆ (Quasi-Static Cyclic Loading Test) รายละเอียดโครงสร้างที่ทดสอบ การจัดการทดสอบ ผลทดสอบ และภาพรอยแตกที่เกิดขึ้นระหว่างทดสอบ แสดงในรูปที่ 2.15, 2.16, 2.17, 2.18 2.19 และ 2.20 ตามลำดับ ผลการทดสอบพบว่าพื้นสามารถเกิดการเนือ้นทะลุเมื่อการเอียงตัวของเสา (Drift) สูงสุดผ่าน 2.00 % และความสามารถรับแรงทางด้านข้างหลังการวิบัติลดลงอย่างทันทีทันใด

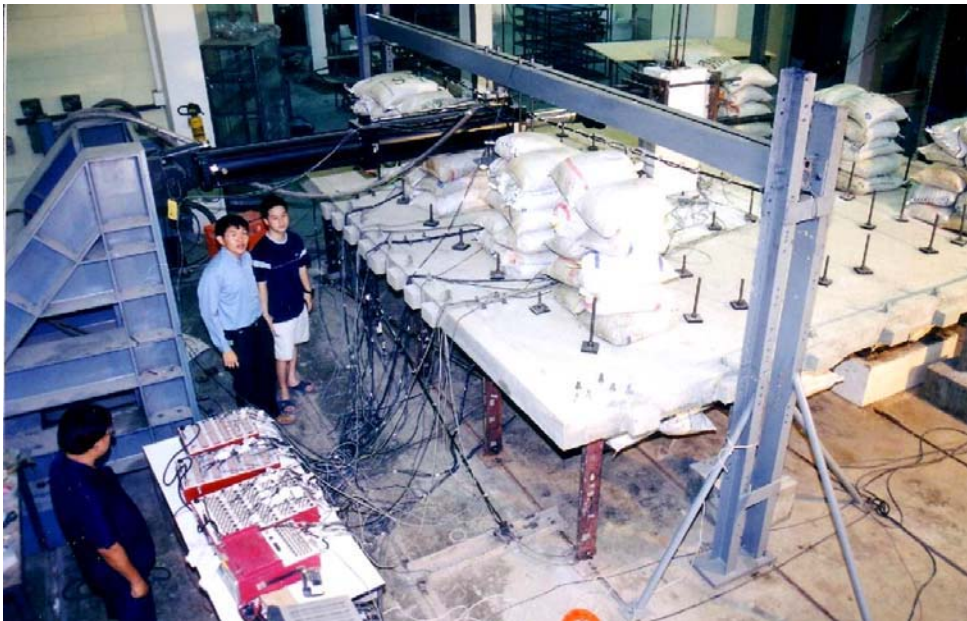


รูปที่ 2.15

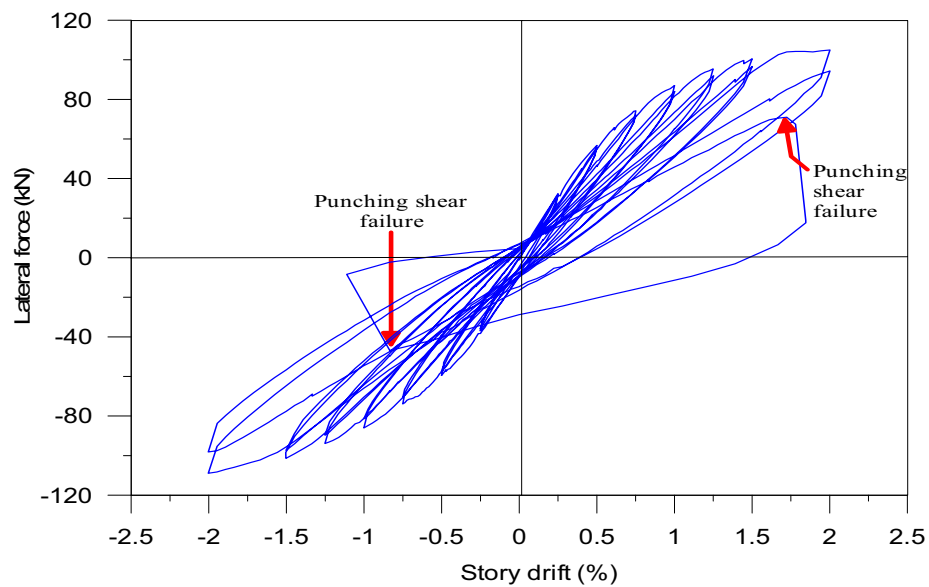
การเสริมเหล็กบนและล่างในแผ่นพื้นของแบบจำลองโดย AIT (2003)



รูปที่ 2.16
การวางลวดอัดแรงในพื้นที่แบบจำลองโดย AIT (2003)

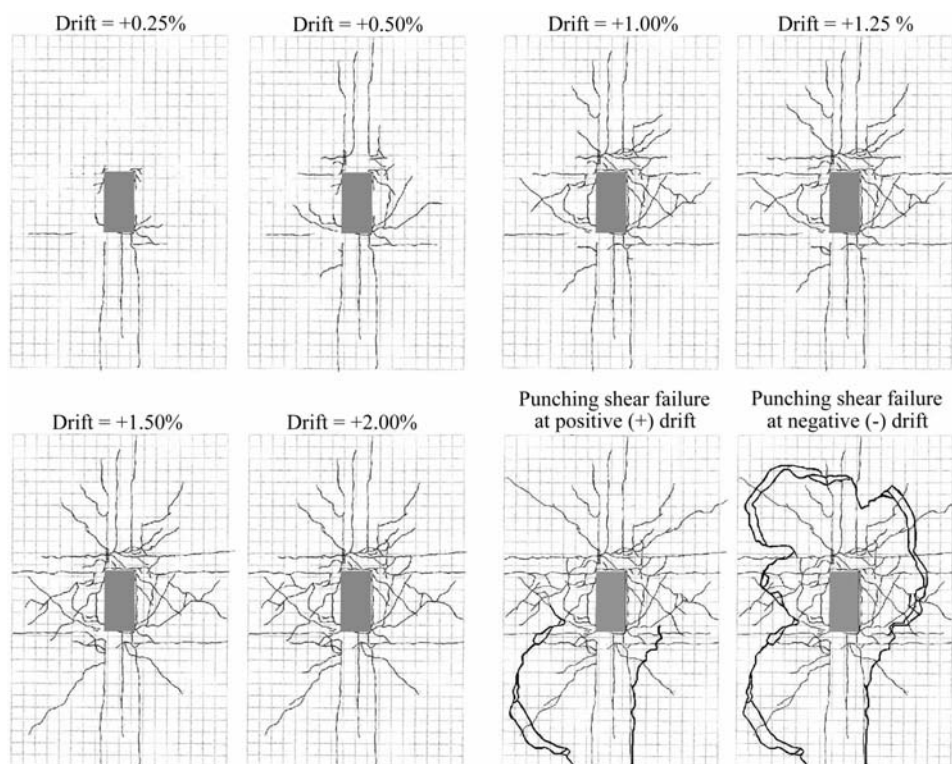


รูปที่ 2.17
การจัดการทดสอบและติดตั้งเครื่องมือในห้องปฏิบัติการ โดย AIT (2003)



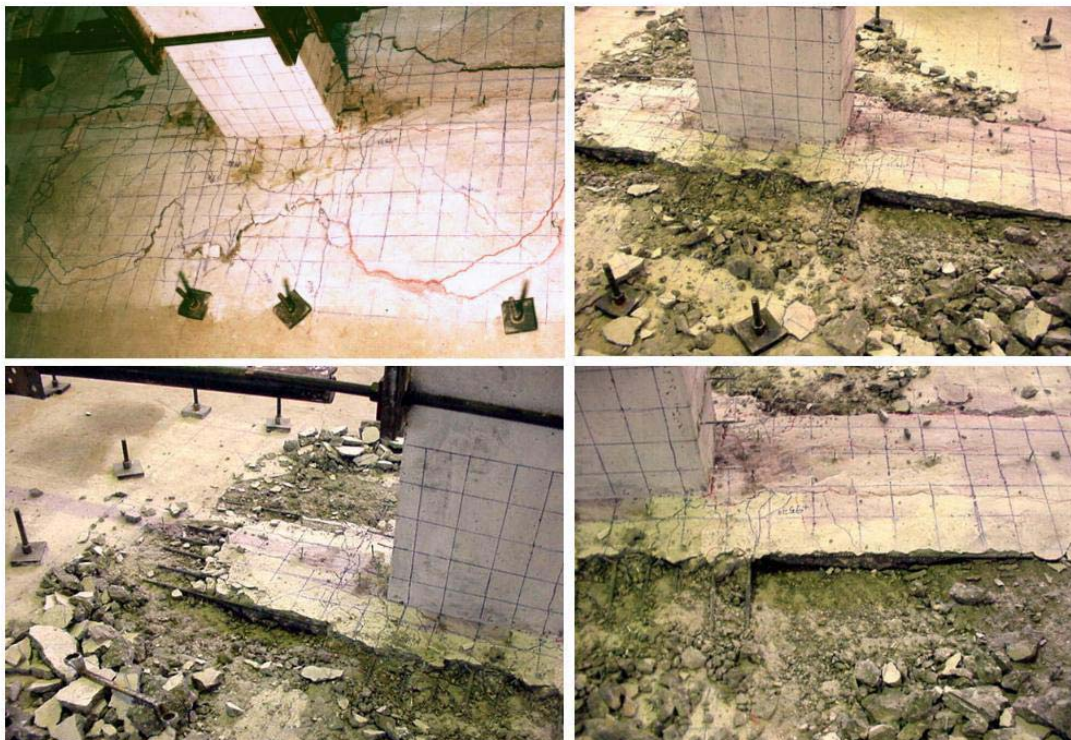
รูปที่ 2.18

ผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ทดสอบโดย AIT (2003)



รูปที่ 2.19

รอยแตกที่ผิวบนสุดของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ ทดสอบโดย AIT (2003)



รูปที่ 2.20

ภาพถ่ายรอยแตกด้านบนหลังจากเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ ทดสอบโดย AIT (2003)

ผลทดสอบโดย AIT (2003) บ่งชี้เป็นนัยว่าพื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน ที่นิยมออกแบบใช้งานในประเทศไทย (ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว) อาจเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ ซึ่งเป็นการวิบัติแบบเปราะได้ หากมีความจำเป็นต้องต้านทานแผ่นดินไหว และค่าการเอียงตัววิกฤติของเสา (Drift) สูงสุดก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุที่ได้จากการทดสอบให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างต่ำ เมื่อเทียบกับมาตรฐานที่ระบุสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เช่น UBC-1997 หรือ ACI318-05 ดังนั้นการหาวิธีการปรับปรุงการออกแบบเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวเป็นสิ่งจำเป็น

2.2 ข้อมูลอาคารในกรุงเทพมหานคร

จากการสำรวจข้อมูลโครงสร้างอาคารที่ใช้พื้นคอนกรีตอัดแรง ที่นิยมออกแบบใช้งานในประเทศไทย รวมถึงกรุงเทพมหานคร โดยวิธีการสำรวจจากสถานที่ซึ่งกำลังมีการดำเนินการก่อสร้าง การติดตามจากภาพถ่าย งานก่อสร้างในอดีตและสัมภาษณ์วิศวกรผู้ออกแบบจากบริษัทที่ชำนาญการออกแบบและก่อสร้างระบบแผ่นพื้น คอนกรีตอัดแรง จำนวน 4 บริษัท ได้แก่ บริษัท อรุณ ชัยเสรี คอนซัลติ้งเอนจิเนียริ่ง จำกัด บริษัท เชนเนอรัล เอนจิเนียริ่ง บมจ. (GEL) บริษัท Freyssinet (Thailand) จำกัด และบริษัท ผลิตภัณฑ์คอนกรีตซีแพค จำกัด พบว่า รูปแบบการออกแบบระบบแผ่นพื้น ที่สำรวจพบส่วนใหญ่นิยมใช้ทั่วไป อยู่ 3 ชนิด ได้แก่ (1) พื้นแผ่นเรียบไร้คาน (Solid Flat Slab) (2) พื้นแผ่นเรียบไร้คานที่มี Drop Panel บริเวณหัวเสา (Solid Flat Slab with Drop Panel) (3) พื้นที่มีคานกว้างแบน (Banded Flat Slab) เสริมความแข็งแรงระหว่างเสา ดังแสดงในรูปที่ 2.21- รูปที่ 2.24



รูปที่ 2.21
ระบบพื้นแผ่นเรียบไร้คาน (Solid Flat Slab)



รูปที่ 2.22

พื้นที่มี Drop Panel บริเวณหัวเสา (Solid Flat Slab with Drop Panel)



รูปที่ 2.23

อาคารที่ใช้พื้นที่มี Drop Panel บริเวณหัวเสา



รูปที่ 2.24

พื้นที่มีคานกว้างแบน Banded Beam

ในงานวิจัยนี้ Drop Panel บริเวณหัวเสา ที่มีการใช้ทั่วไปในทางปฏิบัติถูกนำมาศึกษาประเมินพฤติกรรมในการต้านทานแผ่นดินไหวเปรียบเทียบกับพื้นแผ่นเรียบไร้คาน (Solid Flat Slab) ที่มีการประเมินไปแล้วก่อนหน้านี้ เพื่อหาวิธีการปรับปรุงการออกแบบให้อาคาร Slab-Column Frame มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวด้วยอัตราส่วนความปลอดภัยที่สูงขึ้น

บทที่ 3

วิธีการศึกษาวิจัย

3.1 วิธีการศึกษาวิจัย

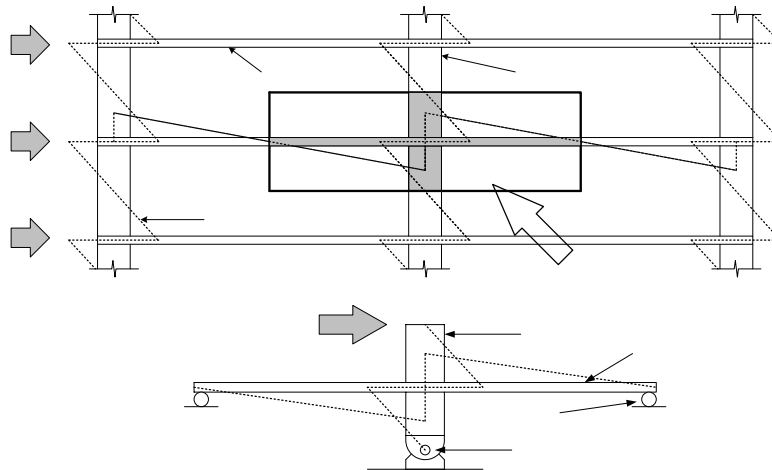
วิธีการศึกษาวิจัยแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ (1) การทำการทดลองเพื่อประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว ของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงไว้คาน (Slab-Column Connections) ในห้องปฏิบัติการ (2) การหาแบบจำลองเชิงตัวเลขที่เหมาะสมที่สามารถใช้ประเมินพฤติกรรมการด้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อ โดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element

3.1.1 การออกแบบการทดลองเพื่อประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว

การทดลองที่เกี่ยวข้องมีการแบ่งออกเป็น 2 การทดลอง ได้แก่ การทดลองที่ 1 ซึ่งได้ทดลองแล้วในการวิจัยก่อนหน้านี้ (AIT 2003) โดยในการออกแบบการทดลองที่ 1 แบบจำลองย่อส่วน (SC1) ขนาด 3/5 ของโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารถูกออกแบบอย่างระมัดระวัง เพื่อเป็นตัวแทนสำหรับโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคาร ชนิดพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ ที่นิยมออกแบบใช้งานทั่วไป ซึ่งมีอยู่เป็นจำนวนมากในเขตกรุงเทพมหานคร การออกแบบการทดลองมีการควบคุมให้แบบจำลองเกิดพฤติกรรมภายใต้การกระทำของแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวคล้ายคลึงกับพฤติกรรมของโครงสร้างที่อยู่ภายในอาคารให้มากที่สุด (ดังรูปที่ 3.1)

ในการออกแบบแบบจำลองในการทดลองที่ 1 (AIT 2003) ตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อถูกออกแบบให้มีค่าใกล้เคียงกับดัชนีการออกแบบบริเวณจุดเชื่อมต่อที่ได้สำรวจจากแบบก่อสร้างอาคารตัวอย่างจำนวน 5 หลังในเขตกรุงเทพมหานคร ตารางที่ 3.1 แสดงข้อมูลดัชนีการออกแบบบริเวณจุดเชื่อมต่อที่ได้สำรวจจากแบบก่อสร้างอาคารตัวอย่างจำนวน 5 หลังในเขตกรุงเทพมหานครและดัชนีที่ใช้ในการออกแบบแบบจำลองบริเวณจุดเชื่อมต่อ สำหรับการทดลองที่ 1

ผลทดสอบในการทดลองที่ 1 (AIT 2003) พบว่าพื้นสามารถเกิดการวิบัติแบบการเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) เมื่อผ่านการเอียงตัววิกฤติของเสา 2.00% ซึ่งค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำเมื่อเทียบกับข้อกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหว Uniform Building Code (UBC-97) ที่ระบุไว้สำหรับโครงสร้างที่มีคาบการสั่น 0.7 วินาทีหรือมากกว่า การเอียงตัววิกฤติในการออกแบบไม่ควรเกิน 2.00 % และสำหรับโครงสร้างที่มีคาบการสั่นน้อยกว่า 0.7 วินาที การเอียงตัววิกฤติในการออกแบบไม่ควรเกิน 2.50 %



รูปที่ 3.1

การจำลองโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคาร ชนิดพื้นคอนกรีตอัดแรงแผ่นเรียบ
ไม่มี Drop Panel ในการทดลองที่ 1 (AIT 2003)

ตารางที่ 3.1 — ข้อมูลดัชนีการออกแบบจุดเชื่อมต่อพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดแผ่นเรียบที่ได้จากแบบก่อสร้าง
อาคารตัวอย่างจำนวน 5 หลังในเขตกรุงเทพมหานคร และที่ใช้รูปแบบการทดลองที่ 1 (AIT 2003)

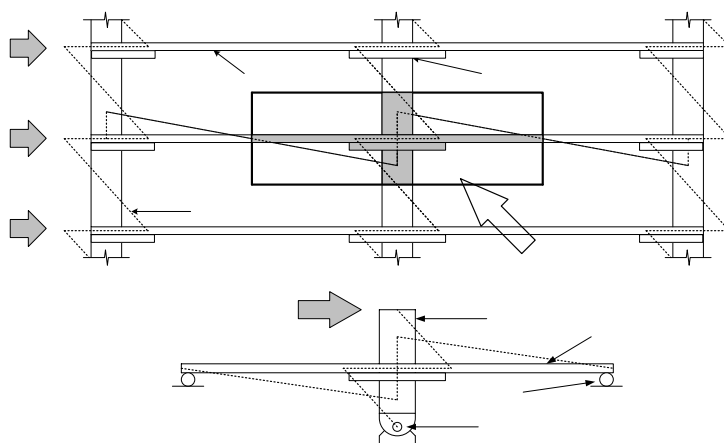
No	ชนิดอาคาร	Slab Span (mm)	ขนาดเสา (mm x mm)	V_g / V_0	b_0 / d	b_1 / b_2	β_c	$f_{pc} / \sqrt{f'_c}$	ρ_s
				(1)	(2)	(3)	(4)	(5) [†]	(6) ^{††}
1	สำนักงาน	8000	400x1000	0.27	21.50	2.07	2.50	3.1565	0.0138
2	สำนักงาน	7000	400x800	0.30	19.00	1.71	2.00	3.8089	0.0109
3	สำนักงาน	8000	400x800	0.29	19.00	1.71	2.00	3.1565	0.0092
4	มหาวิทยาลัย	8000	500x800	0.23	18.77	1.44	1.60	3.9220	0.0072
5	โรงพยาบาล	8400	500x700	0.37	18.29	1.30	1.40	3.2621	0.0083
	ค่าสูงสุด	8400		0.37	21.50	2.07	2.50	3.9220	0.0138
	ค่าต่ำสุด	7000		0.23	18.29	1.30	1.40	3.1565	0.0072
	ค่าเฉลี่ย	7880		0.29	19.31	1.65	1.90	3.4612	0.0099
	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	522		0.05	1.26	0.30	0.42	0.3737	0.0026
ดัชนีที่ใช้รูปแบบการทดลอง									
	SC1 [*] - ออกแบบ	5000	250x500	0.28	18.29	1.70	2.00	3.5110	0.0098

สำหรับการทดลองที่ 2 เป็นการทดลองต่อเนื่องจากการทดลองที่ 1 ที่ปรับปรุงการออกแบบขึ้นมาใหม่ โดยใช้แบบจำลองจากการทดลองที่ 1 เป็นชิ้นตัวอย่างควบคุม (Control Specimen) แบบจำลองในการทดลองที่ 2 ถูกปรับปรุงโดยใช้ข้อมูลความเสียหายที่เกิดขึ้นจากการทดสอบแบบจำลองที่ 1 ประกอบการออกแบบ

วัตถุประสงค์หลัก คือ การหาวิธีการปรับปรุงเพิ่มความสามารถของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารให้สามารถต้านทานแรงจากแผ่นดินไหวให้ดีขึ้นเทียบกับการทดลองที่ 1 และศึกษาผลของตัวแปรหลัก ได้แก่ V_g/V_0 ต่อความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นคอนกรีตอัดแรงและเสา

ความคาดหวัง ที่คาดว่าจะได้จากการทดลองที่ 2 คือ สามารถปรับปรุงความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคารให้สามารถต้านทานแรงจากแผ่นดินไหวให้ดียิ่งขึ้น โดยการปรับลดอัตราส่วน V_g/V_0

การออกแบบแบบจำลองย่อยส่วน ในการทดลองที่ 2 ได้ทำการปรับลดตัวแปรหลัก คือ อัตราส่วน V_g/V_0 ให้มีค่าลดลงจากการทดลองที่ 1 โดยออกแบบให้พื้นบริเวณจุดเชื่อมต่อมีความหนามากขึ้นโดยการเพิ่ม Drop Panel ดังแสดงในรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2

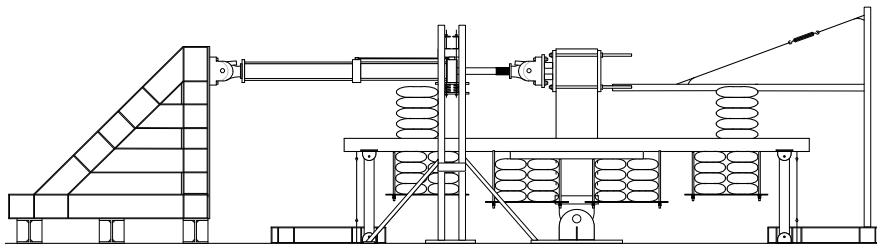
การจำลองโครงสร้างบริเวณจุดเชื่อมต่อภายในอาคาร ชนิดพื้นคอนกรีตอัดแรง
ที่มีการเพิ่ม Drop Panel บริเวณรอบหัวเสา

การเพิ่ม Drop Panel เป็นการเพิ่มความสามารถในการรับแรงเฉือนในแนวตั้งของบริเวณหน้าตัดวิกฤติ (V_0) โดยระดับของแรงเฉือนบริเวณหน้าตัดวิกฤติรอบหัวเสาจากแรงโน้มถ่วงในแนวตั้ง (V_g) เพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยจากน้ำหนักของความหนาส่วนที่เพิ่มขึ้นของพื้นบริเวณ Drop Panel จะทำให้ได้ค่าอัตราส่วน V_g/V_0 มีค่าลดลง

ในการทดลองที่ 2 หลังจากออกแบบเพิ่มความหนาของแผ่นพื้นโดยทำเป็น Drop Panel เรียบร้อยแล้ว แบบจำลองจุดเชื่อมต่อ (SC2D) ที่มีการใส่ Drop Panel มีค่า $V_g / V_0 = 0.13$

นอกจากนั้นได้มีการปรับปรุงรูปแบบการเสริมเหล็กบริเวณ Drop Panel ให้สอดคล้องกับพฤติกรรมการต้านทานแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้น รวมถึงมีการวางเหล็กเสริมล่างในแผ่นพื้นต่อเนื่องผ่านหน้าตัดเสาอย่างน้อยด้านละ 2 เส้น เพื่อป้องกันการหลุดหล่นของแผ่นพื้นภายหลังเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) ตามข้อกำหนดการออกแบบ ACI 318-2005 รายละเอียดของแบบจำลองย่อยส่วนการจัดการทดสอบ รวมถึงตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ แสดงในแบบรายละเอียดในภาคผนวก ก.

ในการทดลองที่ 2 ทราบบรรจุกระสอบซึ่งน้ำหนักกระสอบละ 50 กิโลกรัมถูกออกแบบใช้น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งโดยจัดเรียงตามตำแหน่งต่างๆ เหมือนกันกับการทดลองที่ 1 ดังรูป ก. 4 ในภาคผนวก ก.

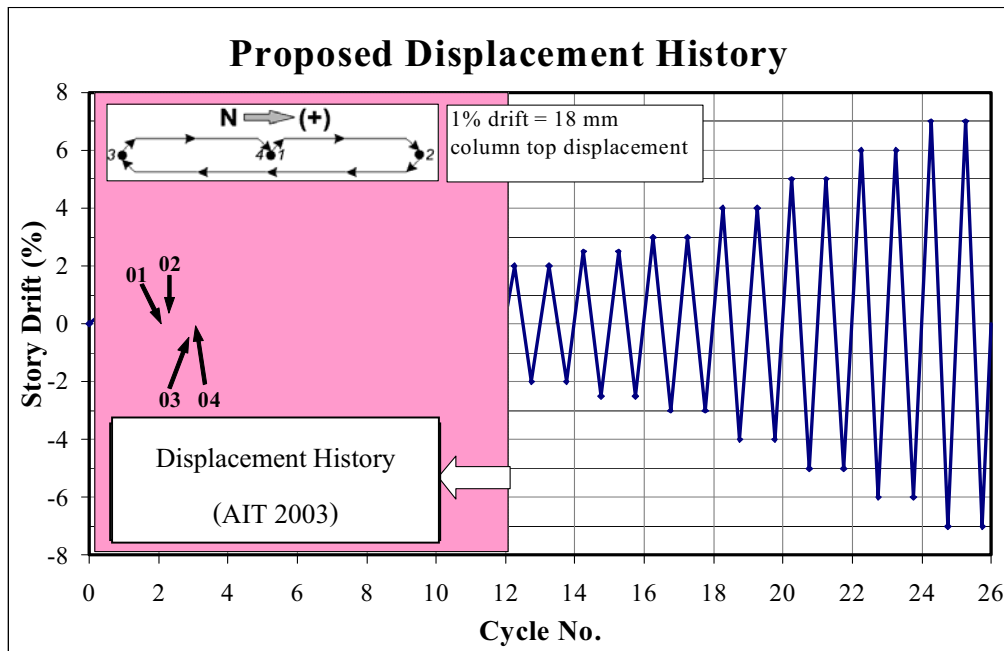


รูปที่ 3.3

การจัดการทดสอบ

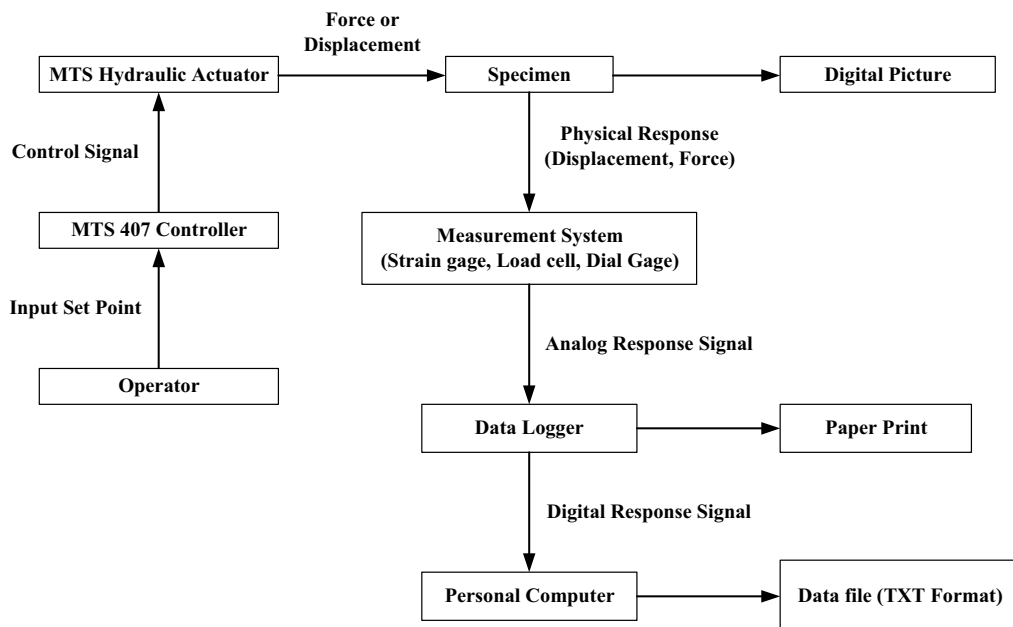
วิธีการจำลองผลจากแผ่นดินไหวที่กระทำต่อบริเวณ Slab-column Connection ในห้องปฏิบัติการ ทำโดยใช้ MTS Hydraulic Actuator ยึดติดกับปลายเสาด้านบนของแบบจำลอง โดยปลายด้านตรงกันข้ามยึดติดกับผนังรับแรงปฏิกิริยาแสดงดังรูปที่ 3.3 ในระหว่างการทดลองจะทำการผลักหรือดึงให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง สลับทิศที่ปลายเสาด้านบนของแบบจำลอง โดยค่อยๆ เพิ่มระดับการเคลื่อนตัวสูงสุดทุกๆ 2 รอบ เพื่อให้เกิดการเอียงของเสา (% Drift) เพิ่มขึ้นทุกๆ 2 รอบ จนกระทั่งแบบจำลองเกิดการวิบัติ โดยมีการกำหนดระดับการเคลื่อนตัวด้านข้างของปลายเสาด้านบนดังแสดงในรูปที่ 3.4

โดยตลอดการทดสอบออกแบบให้มีการตรวจจับข้อมูลที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวจากเครื่องมือวัดที่ติดตั้งไว้ผ่านอุปกรณ์ตรวจจับข้อมูล (Data Logger) และส่งไปบันทึกลงยังคอมพิวเตอร์ กระบวนการเก็บบันทึกข้อมูลระหว่างการทดสอบมีแผนภาพแสดงดังรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.4

แสดงระดับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ปลายเสาด้านบนในแต่ละรอบ (AIT 2006)



รูปที่ 3.5

แผนภาพแสดงกระบวนการเก็บข้อมูลการทดสอบ

3.1.2 การติดตั้งเครื่องมือวัดและระบบป้องกันการบิดตัวด้านข้าง

เครื่องมือวัดหลายชนิดถูกออกแบบติดตั้งไว้ให้วัดข้อมูลที่จังหวะการเคลื่อนตัวต่างๆขณะทำการทดสอบ ซึ่งเครื่องมือวัดที่ทำการติดตั้งมีการเชื่อมต่อสายสัญญาณจากเครื่องมือวัดเหล่านั้นเข้าสู่ Data Logger เครื่องมือวัดที่ทำการติดตั้งแบ่งออกเป็น 4 กลุ่มหลักๆ ได้แก่

(1) เครื่องมือวัดความเครียด (Strain Gauges) ซึ่งติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งบนเหล็กเสริมต่างๆและลวดอัดแรง ก่อนมีการเทคอนกรีต

(2) เครื่องมือวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างภายนอกบนแผ่นพื้นบริเวณรอบหัวเสา

(3) เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของระบบที่ตำแหน่งต่างๆ

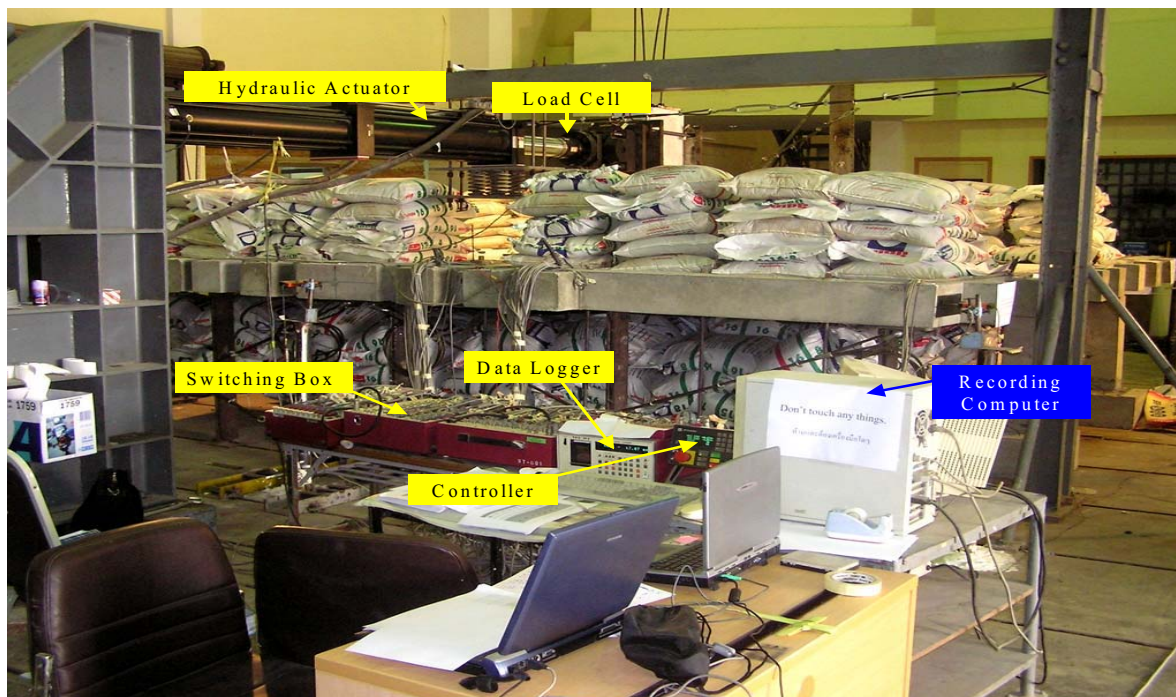
(4) เครื่องมือวัดแรง (Load Cell) ที่ปลายเสาด้านบน

สำหรับรายละเอียดตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดในการทดลอง แสดงในภาคผนวก ก. รูปที่ ก.8 - ก.16 นอกจากนี้ได้มีการติดตั้งระบบป้องกันการบิดตัวด้านข้างขณะทดสอบดังแสดงในรูปที่ ก.5

3.1.3 การทดสอบความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการและการบันทึกข้อมูลระหว่างทดสอบ

หลังจากสร้างแบบจำลองในห้องปฏิบัติการจนเสร็จสมบูรณ์แล้ว แบบจำลอง SC2D ที่มีการเพิ่ม Drop Panel ได้ถูกทดสอบเพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งคงที่และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายเสากระทำสลับทิศไปมาเป็นรอบ (Quasi-Static Reverse Cyclic Loading Test) โดยมีการเพิ่มขนาดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่รอบการเคลื่อนตัวต่างๆ จนโครงสร้างเกิดการวิบัติระหว่างทดสอบมีการบันทึกข้อมูลแรงกระทำทางด้านข้าง (Lateral Force) การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายบนสุดของเสา (Lateral Displacement) ความเครียด (Strain) ที่ตำแหน่งต่างๆ เช่น เหล็กเสริมบน (Top Reinforcement) เหล็กเสริมล่าง (Bottom Reinforcement) เหล็กเสริมใน Drop Panel และบนลวดตีเกลียวกำลังสูง (PC Wire) และข้อมูลอื่นๆ ทั้งหมด ผ่านเครื่องมือวัดต่างๆ ที่ติดตั้งไว้ก่อนหน้านี้ ที่ทุกจังหวะที่มีการเพิ่มหรือลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างอย่างช้าๆ อย่างต่อเนื่องรวม 4,116 จังหวะ จนกระทั่งแบบจำลองเกิดการวิบัติ โดยการจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แสดงดังรูปที่ 3.6-3.8

ระหว่างดำเนินการทดสอบ ที่ทุกๆ จังหวะการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละรอบ มีการสำรวจพัฒนาการของรอยแตก (Development of Crack) บนพื้นบริเวณรอบหัวเสา และบันทึกข้อมูลรอยแตกที่ตำแหน่งต่างๆ ลงเป็นภาพถ่ายโดยใช้กล้องดิจิทัล จากนั้นภาพถ่ายถูกนำมาวัดใหม่ให้สมบูรณ์ให้เห็นพัฒนาการรอยแตกที่ผิวบนพื้นที่ % Drift ต่างๆ ซึ่งพัฒนาการของรอยแตกที่ด้านบนแผ่นพื้นที่ % Drift ต่างๆ แสดงไว้ในภาคผนวก ข.



รูปที่ 3.6
การจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 3.7
การจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ภาพด้านข้าง



รูปที่ 3.8

การจัดการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ภาพด้านบน

3.1.4 การสำรวจข้อมูลหลังการวิบัติ

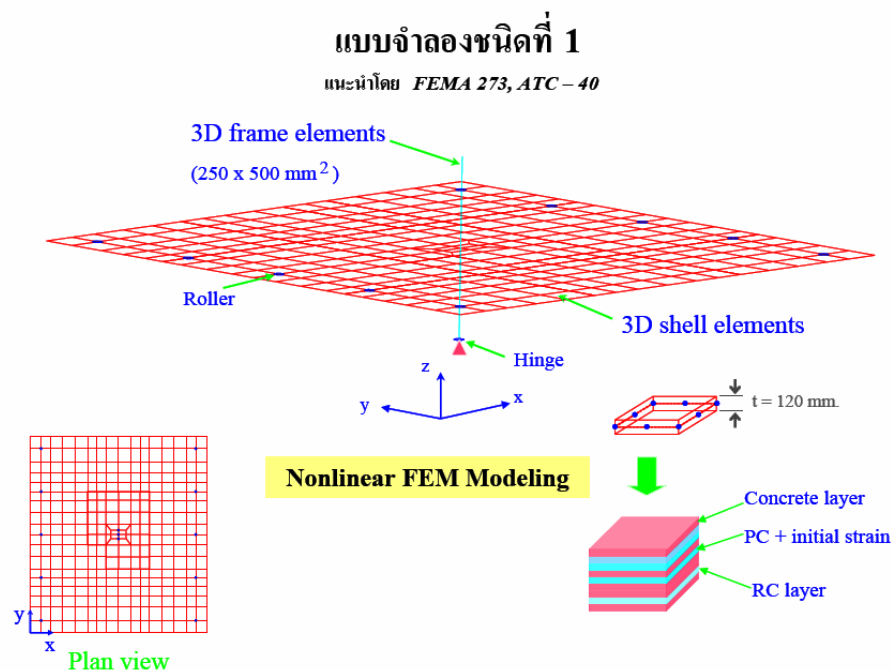
หลังทำการทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของแบบจำลองจนกระทั่งแบบจำลองเกิดการวิบัติ มีการออกแบบสำรวจภายหลังการวิบัติเพื่อศึกษากลไกการวิบัติที่เกิดขึ้น โดยได้มีการสำรวจด้านบนและด้านล่างของแผ่นพื้นอย่างละเอียดพร้อมทั้งบันทึกข้อมูลไว้ในรูปของภาพถ่ายความเสียหายภายนอก จากนั้นทำการตัดบริเวณวิกฤติที่เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงภายหลังการทดสอบในระหว่างดำเนินการรื้อถอน เพื่อศึกษารูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นภายในจากภาพถ่ายความเสียหาย ภาพดังแสดงไว้ในภาคผนวก ง.

3.1.5 คุณสมบัติทางกลของวัสดุ

ทำการทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง ได้แก่ (1) กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุต่างๆ (2) กำลังรับแรงดึงของเหล็กตีเกลียวกำลังสูง (3) กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมผลทดสอบผลทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุสรุปไว้ใน บทที่ 4 ในหัวข้อ 4.1

3.1.6 การหาแบบจำลองเชิงตัวเลขที่เหมาะสมเพื่อใช้ประเมินพฤติกรรมการต้านทานแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อ โดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element

การจำลองวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Modeling) โดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element เป็นแนวทางการใช้ทฤษฎีทางกลศาสตร์วัสดุที่พฤติกรรมไม่เป็นเส้นตรงสำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก (Nonlinear Mechanics of Reinforce Concrete) ร่วมกับเทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element โดยมีหลักการโดยสังเขปว่า โครงสร้างที่จะทำการวิเคราะห์สามารถมองเชิงอุดมคติว่าเป็นการประกอบจากชิ้นส่วนองค์ประกอบย่อยหลายๆ ชิ้น ตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9

แบบจำลองโดยใช้เทคนิค Nonlinear Finite Element แบบที่ 1

ซึ่งความสัมพันธ์ของแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชิ้นส่วนองค์ประกอบย่อยแต่ละชิ้นหาได้จาก การจำลองความสัมพันธ์ทางกลของแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัสดุ (Constitutive Modeling) ซึ่งมีความสัมพันธ์ไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear Materials) ในชิ้นส่วนองค์ประกอบย่อยแต่ละชิ้นนั้น ส่วนผลเฉลยพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างสามารถหาได้โดยการแก้ปัญหาระบบสมการสมดุลแบบไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear Equilibrium) ของทุกชิ้นพร้อมกัน พร้อมกับกำหนดเงื่อนไขเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่

สอดคล้องกัน (Compatibility) ของชิ้นส่วนองค์ประกอบย่อยทั้งหมด และการยึดรั้งของจุกรองรับ ผ่านกระบวนการวิเคราะห์แก้ปัญหาเชิงตัวเลข

ความแม่นยำของการวิเคราะห์โครงสร้างในช่วงอินelasติกสำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการใช้วิธีการ Nonlinear Finite Element ขึ้นกับการเลือกใช้ชนิดขององค์ประกอบย่อยแต่ละชิ้นที่มาประกอบเป็นโครงสร้าง และระเบียบแบบแผนของ Nonlinear Constitutive Materials ที่เลือกใช้ ต้องให้เกิดความสอดคล้องกับข้อเท็จจริงกับเงื่อนไขปัจจัยแวดล้อม โดยจะต้องมีการตรวจสอบความถูกต้องก่อนนำไปใช้

ในการหาแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างที่เหมาะสม กระบวนการทำแบ่งออกเป็นขั้นตอนหลัก 3 ส่วน ได้แก่ (1) การสร้างแบบจำลองวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Modeling) และ (2) การแปลความหมาย (Interpretation) (3) การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองเชิงตัวเลข (Verification) โดยมีแผนภาพแสดงขั้นตอนการวิจัยดังรูปที่ 3.10

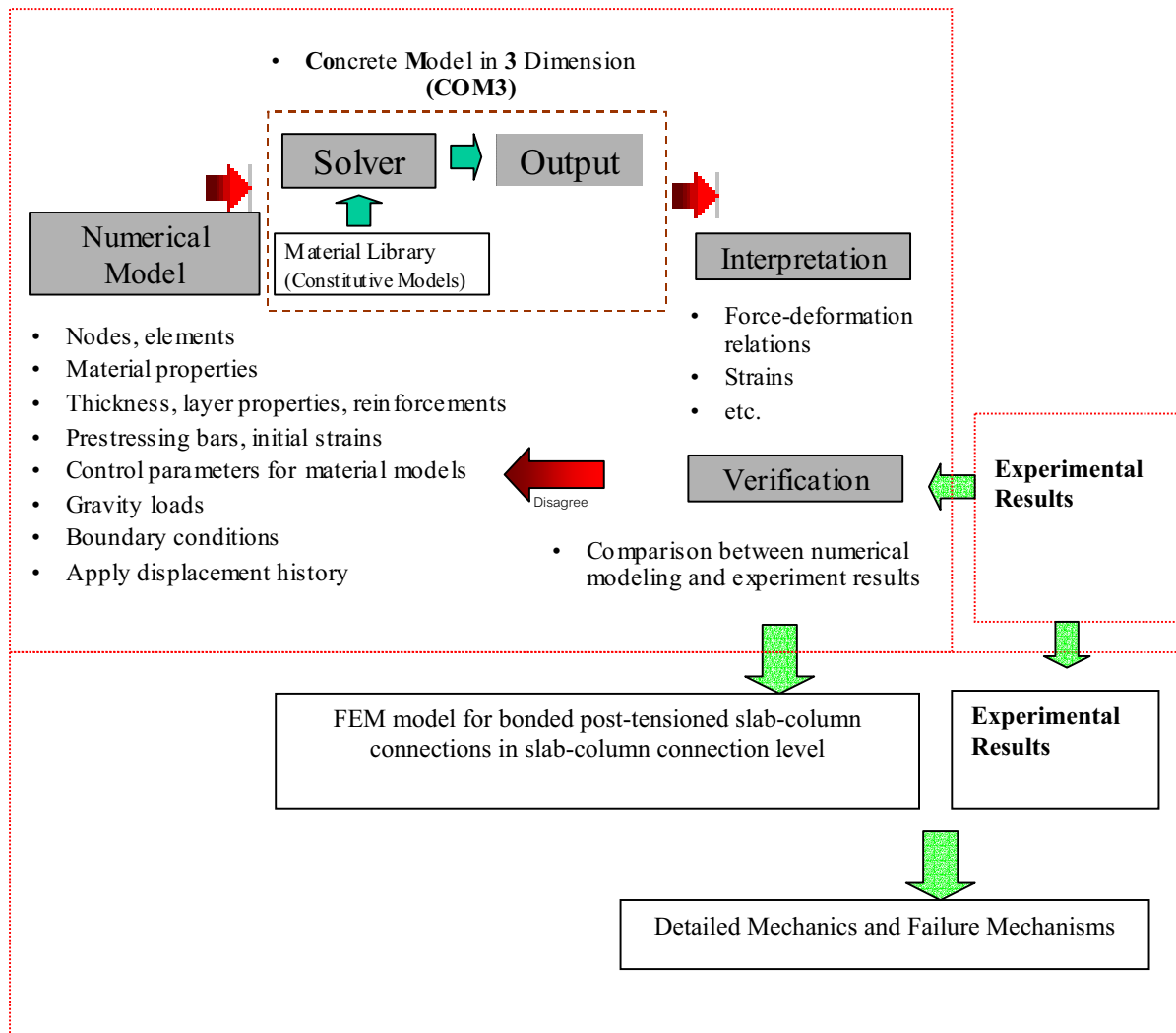
วิธีการทำวิจัย

ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ภาษา FORTRAN สร้างแบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical Model) โดยใช้เทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element จำลองการทดลองที่ 1 ในห้องปฏิบัติการ (AIT 2003) จากนั้นใช้รูปที่โปรแกรมวิเคราะห์แบบจำลองคอนกรีตและคอนกรีตเสริมเหล็กชื่อ COM3 (Concrete Model in 3 Dimension Problems) ซึ่งมีฐานข้อมูลความสัมพันธ์ทางกลของแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัสดุซึ่งไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear Materials) บรรจุอยู่ภายในวิเคราะห์หาผลเฉลยเชิงตัวเลขของแบบจำลองที่สร้างไว้ผ่านกระบวนการวิเคราะห์แก้ปัญหาเชิงตัวเลข

นำผลเฉลยเชิงตัวเลขเหล่านั้นมาแปลผลแล้วนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น ผลความสัมพันธ์ของแรงกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างหรือความเครียดต่างๆที่ได้จากการตรวจวัด เป็นต้น

หากตรวจสอบแล้วพบว่าให้ค่าที่สอดคล้องกัน ก็จะสามารถนำค่าผลเฉลยจากการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลขที่มีการตรวจสอบความถูกต้องแล้วไปแปลผลเพื่อสร้างมโนทัศน์ให้เห็นภาพพฤติกรรมต่างๆ รวมถึงกลไกการวิบัติที่ชัดเจนขึ้น ซึ่งพฤติกรรมบางชนิดไม่สามารถสร้างมโนทัศน์จากผลการทดลองซึ่งมีการตรวจวัดจำกัดเพียงเฉพาะบางจุดที่สำคัญได้

อย่างไรก็ตามหากผลการเปรียบเทียบได้ความละเอียดถูกต้องไม่เพียงพอตามที่ต้องการ กระบวนการเลือกแบบจำลองเชิงตัวเลขต้องถูกทำซ้ำด้วยการปรับปรุงตัวแปรต่างๆ ร่วมกับการค้นหาสาเหตุจากปรากฏการณ์ธรรมชาติที่เกิดขึ้นโดยการศึกษาจากข้อมูลตรวจวัดจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ แล้วปรับปรุงแบบจำลองให้เหมาะสม



รูปที่ 3.10
แผนภาพแสดงขั้นตอนการหาแบบจำลองที่เหมาะสม

บทที่ 4

ผลการวิจัยและวิจารณ์

4.1 ผลทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุ

ในการวิจัยได้มีการทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง ได้แก่ (1) กำลังอัด
ประลัยของคอนกรีตที่อายุต่างๆ (2) กำลังรับแรงดึงของเหล็กดีเกิลียวกำลังสูง (3) กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม
ผลทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุสรุปได้ดังนี้

ตารางที่ 4.1

ผลการทดสอบค่าเฉลี่ยกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุต่างๆ

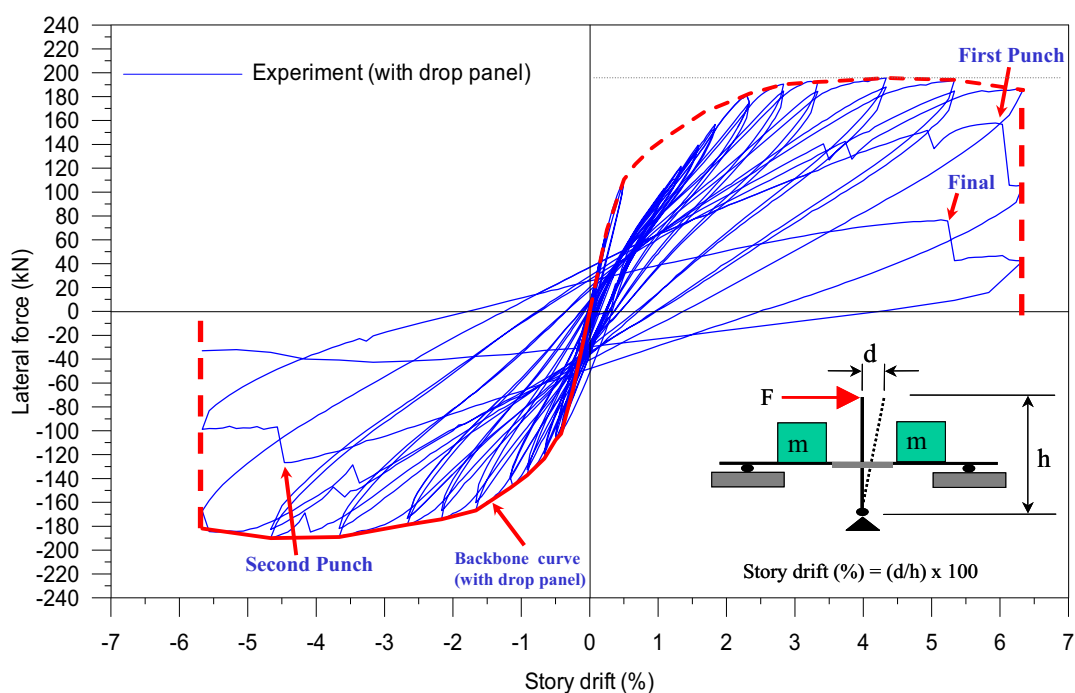
โครงสร้าง	อายุ (วัน)	ค่าเฉลี่ยกำลังอัดประลัย (MPa)
พื้น	6	31.82
	14	39.11
	28	45.53
	43(วันทดสอบ)	45.84
เสาด้านล่างแผ่นพื้น	28	65.74
	63(วันทดสอบ)	69.40
เสาด้านล่างแผ่นพื้น	28	68.38
	40 (วันทดสอบ)	72.22

ลวดดีเกิลียวกำลังสูงที่ใช้ในแบบจำลองเป็นลวดดีเกิลียวกำลังสูง มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.5 นิ้ว (12.7 cm.) ชั้นคุณภาพ Grade 270 มีหน่วยแรงที่จุดคลาก (Yielding Stress) เฉลี่ยเท่ากับ 1762.89 MPa และมีกำลังรับหน่วยแรงดึงสูงสุด (Ultimate Strength) เฉลี่ยเท่ากับ 1946.95 MPa และค่า Modulus of Elasticity เท่ากับ 207,686 MPa ส่วนเหล็กเสริมในแผ่นพื้นมีหน่วยแรงที่จุดคลาก (Yielding Stress) เท่ากับ 324.11 MPa และมีกำลังรับหน่วยแรงดึงสูงสุด (Ultimate Strength) เฉลี่ยเท่ากับ 490.80 MPa

4.2 ผลการทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวในห้องปฏิบัติการ

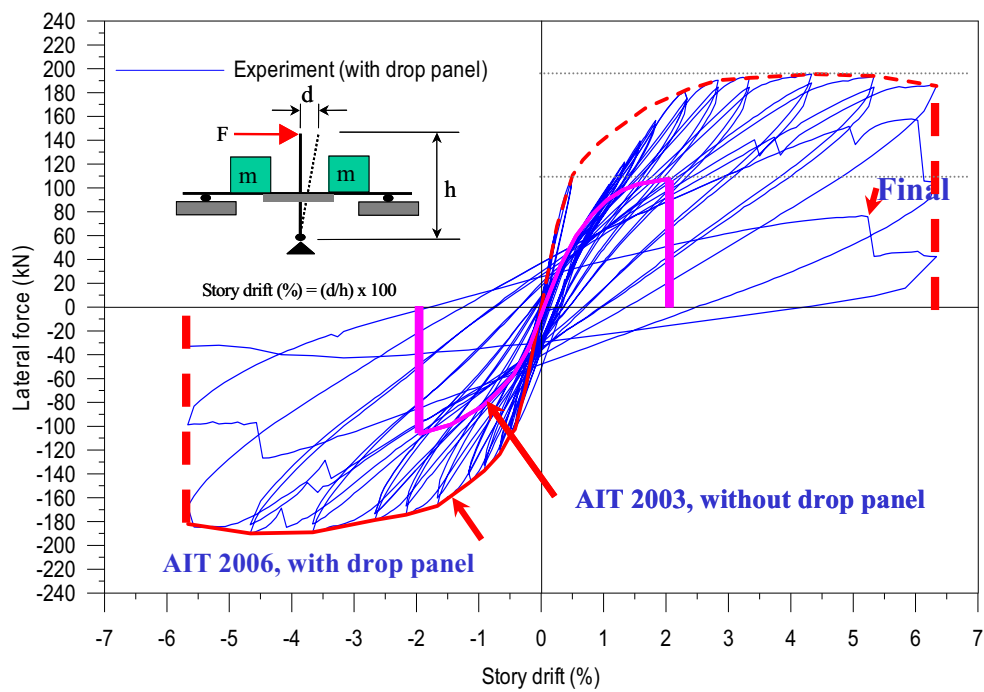
4.2.1 ความสัมพันธ์ของแรงต้านข้างและเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา

ภายหลังสิ้นสุดการทดสอบ ข้อมูลการตรวจวัดถูกนำมาประมวลผลได้ผลความสัมพันธ์ของแรงทางต้านข้าง (Lateral Force) ที่กระทำที่ปลายบนสุดของเสาและการเอียงตัวของเสา (Drift %) แสดงดังรูปที่ 4.1 และความสัมพันธ์เปลี่ยนนอกระหว่าง Post-Tensioned Slab-Column Connection ในการทดลองที่ 1 (AIT, 2003) และการทดลองที่ 2 (AIT, 2006) ถูกนำมาเปรียบเทียบ ผลแสดงดังรูปที่ 4.2 ผลการเปรียบเทียบพบว่า Post-Tensioned Slab-Column Connection ในการทดลองที่ 2 ที่มีการเพิ่มความหนา (h) ของแผ่นพื้นบริเวณรอบหัวเสาซึ่งเป็นบริเวณวิกฤติให้มีความหนามากขึ้นโดยทำเป็น Drop Panel ความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของแบบจำลองเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ โดยความสามารถทนแรงทางต้านข้างสูงสุด (Lateral Strength) สูงขึ้น 1.9 เท่า และความสามารถทนต่อการเคลื่อนตัวทางต้านข้างวัดเป็นเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของเสา (Drift %) เพิ่มขึ้น 3 เท่า เมื่อเทียบกับการทดลองที่ 1 (AIT, 2003)



รูปที่ 4.1

ความสัมพันธ์ของแรงทางต้านข้างและการเอียงตัวของเสาจากการทดสอบจุดเชื่อมต่อที่มี Drop Panel (SC2D)

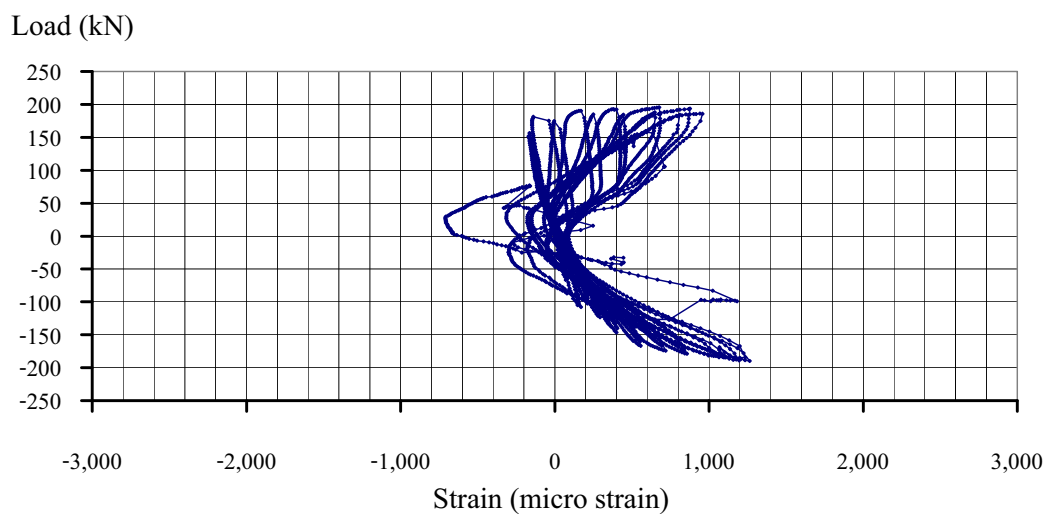


รูปที่ 4.2

เปรียบเทียบผลการทดสอบ จุดเชื่อมต่อที่มี Drop Panel และ ไม่มี

4.2.2 ความเครียดที่ตำแหน่งจุดตรวจวัดต่างๆ

ข้อมูลผลการตรวจวัดความเครียด (Strain) ที่แต่ละจุดตรวจวัดที่มีการติดตั้ง Strain Gauge ไว้ทั้งหมดได้ถูกนำมาเขียนกราฟเพื่อดูความเครียดที่เกิดขึ้นภายในที่ทุกจังหวะการเคลื่อนตัวขณะทำการทดสอบ ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 4.3

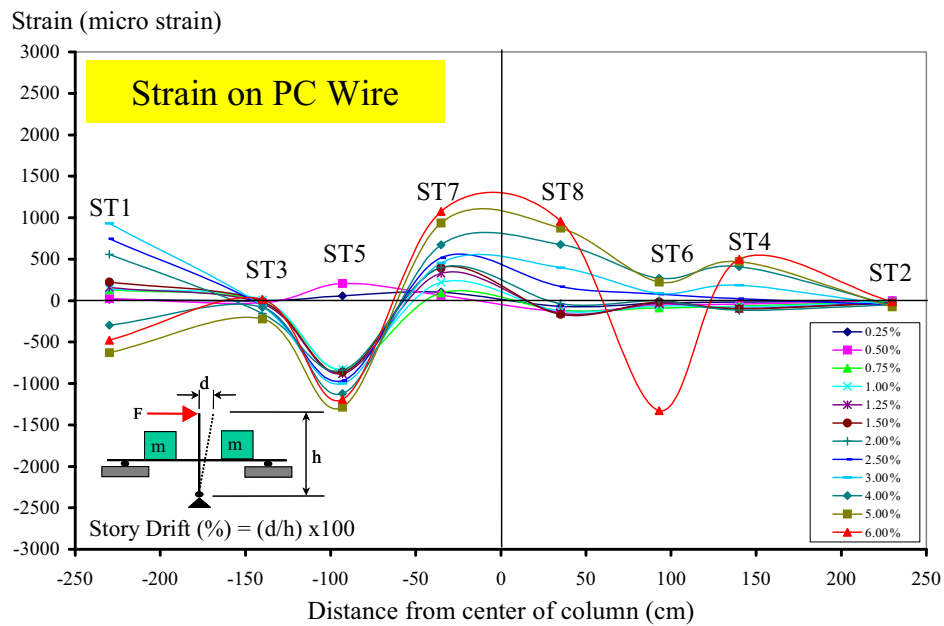


รูปที่ 4.3

ความเครียดที่เกิดขึ้นภายในที่ตรวจวัดได้ที่ตำแหน่ง Gauge No. ST8 (PC Wire)

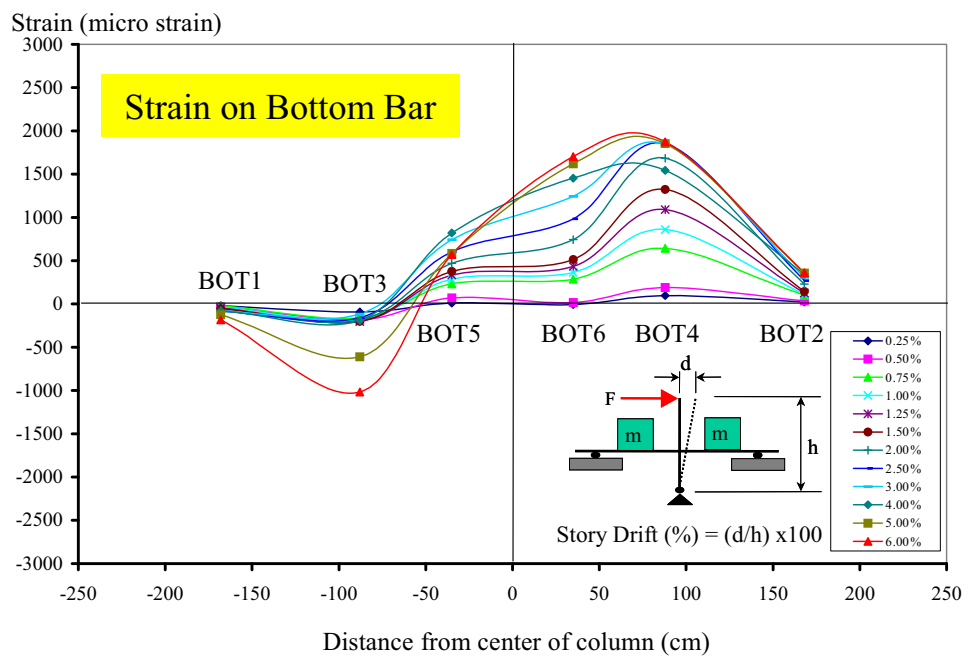
ข้อมูลความเครียดที่เกิดขึ้นภายในที่ได้จากการตรวจวัดที่ตำแหน่ง Strain Gauge หมายเลขต่างๆ ถูกนำมาประมวลผลตรวจดูพฤติกรรมการกระจายตัวของความเครียดโดยประมาณที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมล่าง เหล็กเสริมบนของแผ่นพื้น ในลวดกำลังสูงที่ใช้อัดแรง และเหล็กเสริมล่างใน Drop panel ขณะที่เสาะเกิดการเอียงตัว (Drift %) ที่ค่าต่างๆ ค่าการกระจายตัวของความเครียดที่ตรวจวัดได้บนเหล็กเสริมตำแหน่งต่างๆ แสดงในภาคผนวก ก1 – ก4

รูปที่ 4.4 – 4.5 เป็นตัวอย่างกราฟแสดงการกระจายตัวของความเครียดโดยประมาณบนลวดกำลังสูงที่ใช้อัดแรงและบนเหล็กเสริมล่างตามลำดับ



รูปที่ 4.4

การกระจายตัวของ Strain บนลวด PC Wire เมื่อเสาเกิดการเอียงตัว (Drift %) ค่าต่างๆ



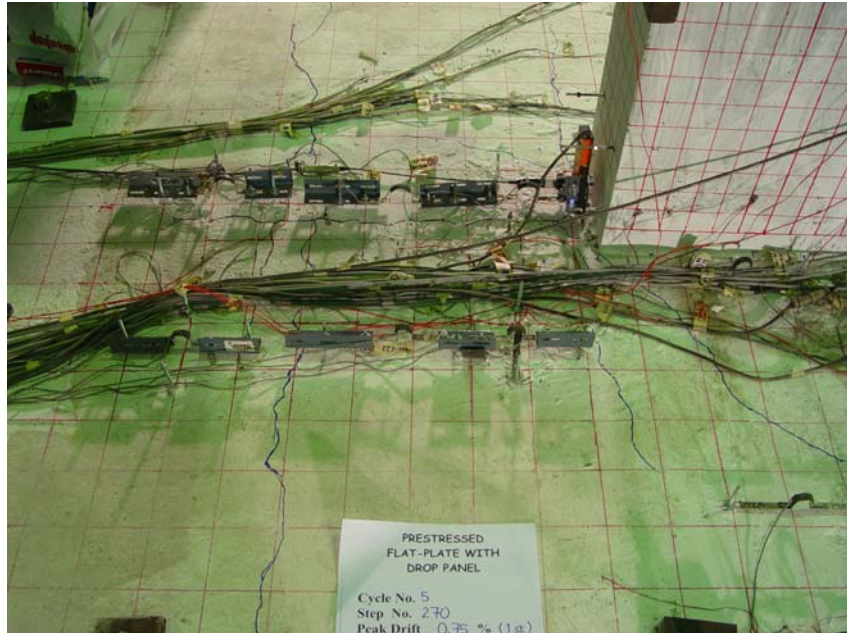
รูปที่ 4.5

การกระจายตัวของ Strain บน Bottom Bar เมื่อเสาเกิดการเอียงตัว (Drift %) ค่าต่างๆ

4.2.3 ผลการสำรวจพัฒนาการของรอยแตกขณะทดสอบ

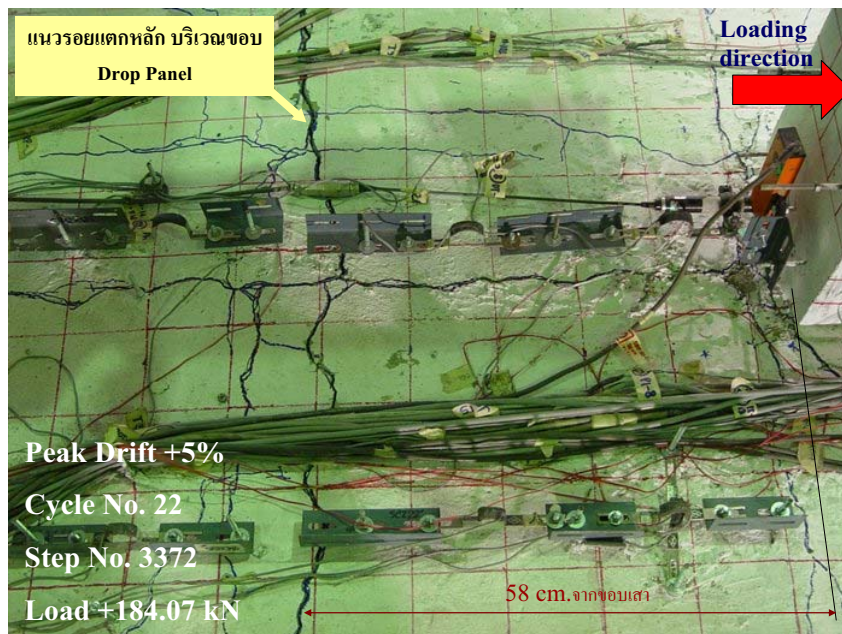
ระหว่างดำเนินการทดสอบที่ทุกจังหวะที่มีการเอียงตัวสูงสุดของเสาในแต่ละรอบการเคลื่อนตัว รอยแตกบริเวณผิวบนของพื้น ณ ตำแหน่งต่างๆ มีการบันทึกอย่างละเอียดด้วยกล้องดิจิทัล ข้อมูลภาพถ่ายรอยแตกที่บันทึกไว้ทั้งหมดนำมาประมวลผลโดยรวบรวมจากข้อมูลภาพถ่ายแล้ววาดขึ้นมาใหม่ให้สมบูรณ์ ซึ่งสามารถเห็นเป็นพัฒนาการของรอยแตกที่เกิดขึ้นเมื่อเสาเกิดการเอียงตัว (Drift %) ค่าต่างๆ จนกระทั่งแบบจำลองเกิดการวิบัติ ดังแสดงไว้ในภาคผนวก ข.

จากข้อมูลภาพถ่ายพบว่า เมื่อเสาเกิดการเอียงตัว $\pm 0.50\%$ บนแผ่นพื้นบริเวณขอบของ Drop Panel ในทิศทางตั้งฉากกับแรงด้านข้างที่กระทำ เริ่มปรากฏรอยแตกร้าวเล็กๆ และเริ่มเกิดการขยายตัวออกไปยาวมากขึ้น เมื่อเสาเกิดการเอียงตัว $\pm 0.75\%$ ดังแสดงในรูปที่ 4.6 หลังจากนั้นระหว่างที่เสาเกิดการเอียงตัว $\pm 1.50\%$ ถึง $\pm 5.00\%$ รอยแตกเริ่มเปิดอ้ามากขึ้นที่บริเวณขอบของ Drop Panel โดยที่รอยแตกอ้าเห็นได้ชัดเจนเมื่อเสาเกิดการเอียงตัว $\pm 5.00\%$ ดังแสดงในรูปที่ 4.7 โดยที่จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นยังไม่เกิดการสูญเสียความสามารถในการรองรับแรงทางด้านข้าง ขณะที่เสาเกิดการเอียงตัว $\pm 6.00\%$ รอบที่ 1 บริเวณพื้นที่อยู่ติดกับเสาด้านใน Drop Panel เริ่มเกิดรอยแตกร้าวเห็นได้ชัดเจนและความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างลดลงเมื่อเสาเกิดการเอียงตัวที่ประมาณ $+ 5.50\%$ ถึง $+ 6.00\%$ ในรอบการเอียงตัว $\pm 6.00\%$ รอบที่ 2 และรอบที่ 3 ตามลำดับ



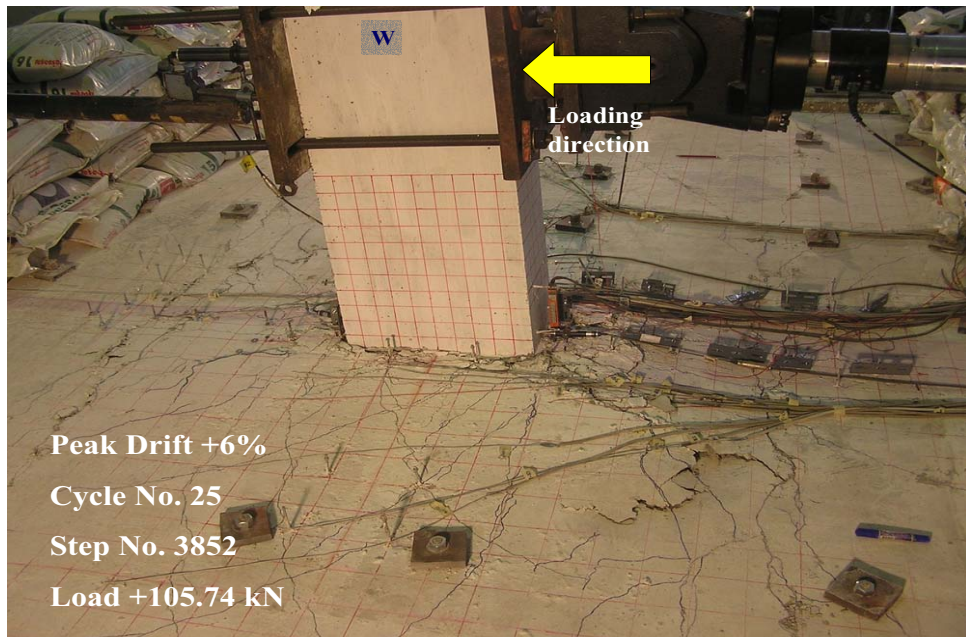
รูปที่ 4.6

แนวรอยแตกด้านหน้าเสาบริเวณขอบนอกของ Drop Panel เริ่มปรากฏ ที่ +0.75% Drift



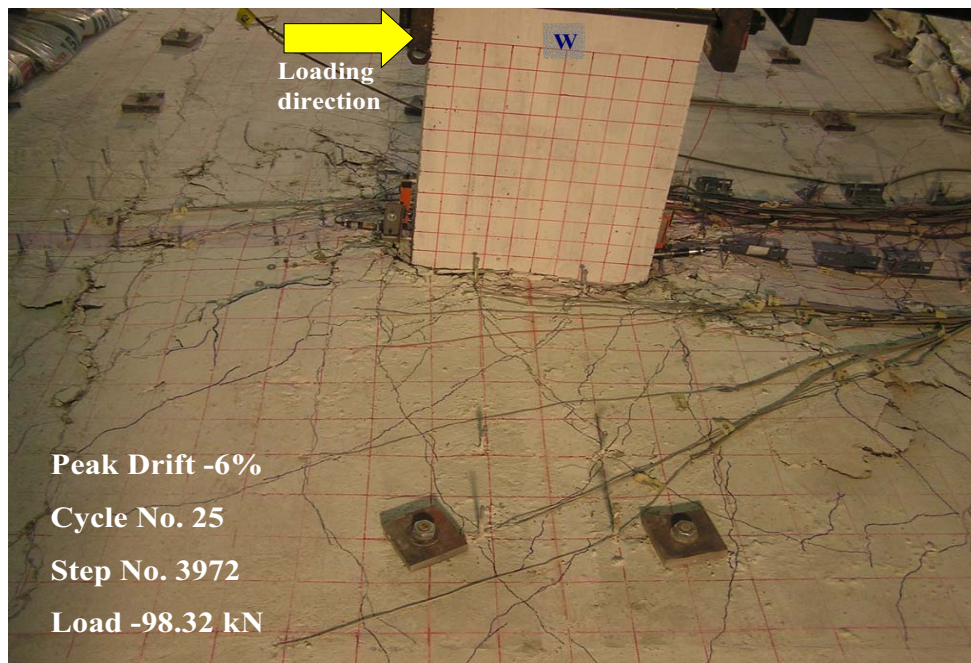
รูปที่ 4.7

การเปิดอ้าของแนวแตกด้านหน้าเสาบริเวณขอบนอกของ Drop Panel ที่ +5.00 % Drift



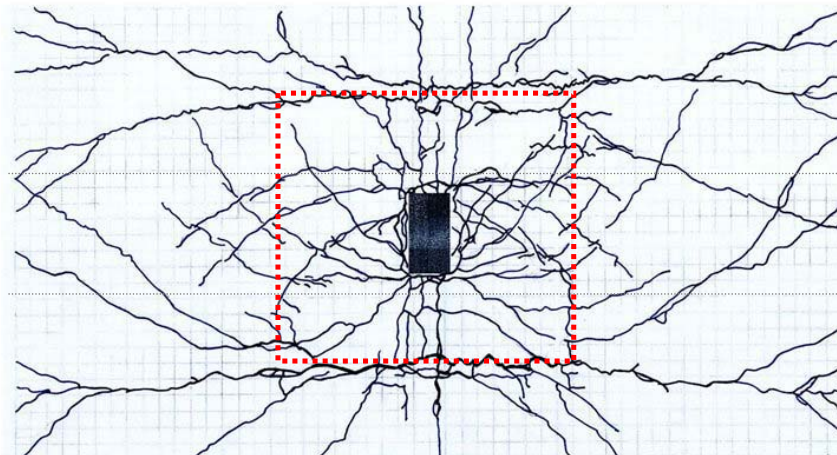
รูปที่ 4.8

ความเสียหายขณะทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ที่ + 6.00% Drift (รอบที่ 2)



รูปที่ 4.9

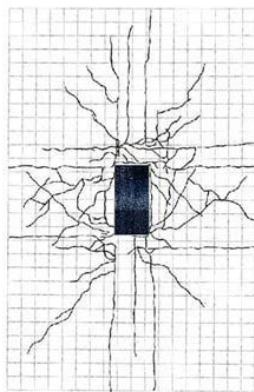
ความเสียหายขณะทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ที่ - 6.00% Drift (รอบที่ 2)



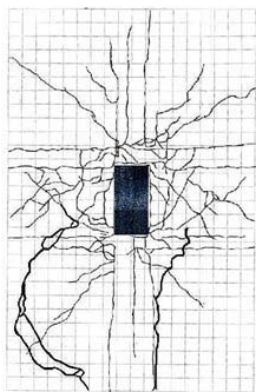
Loading
Direction
↑ Drift +
↓ Drift -

Slab-Column Connection with Drop Panel at +6.00% Drift
(First Loop)

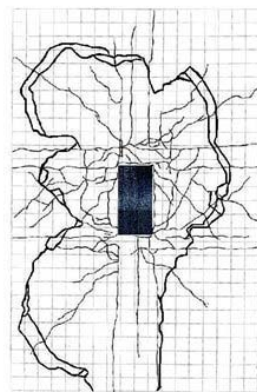
(SC2D)



Drift = +2.00%



Punching shear failure
at positive (+) drift



Punching shear failure
at negative (-) drift

Loading
Direction
↑ Drift +
↓ Drift -

Slab-Column Connection without Drop Panel at 2.00% Drift

(SC1, AIT 2003)

รูปที่ 4.10

เปรียบเทียบรูปแบบของรอยแตกและการวิบัติที่เกิดขึ้นในการทดสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว
ระหว่างจุดเชื่อมต่อที่มี Drop Panel (SC2D) และไม่มี Drop Panel (SC1, AIT 2003)