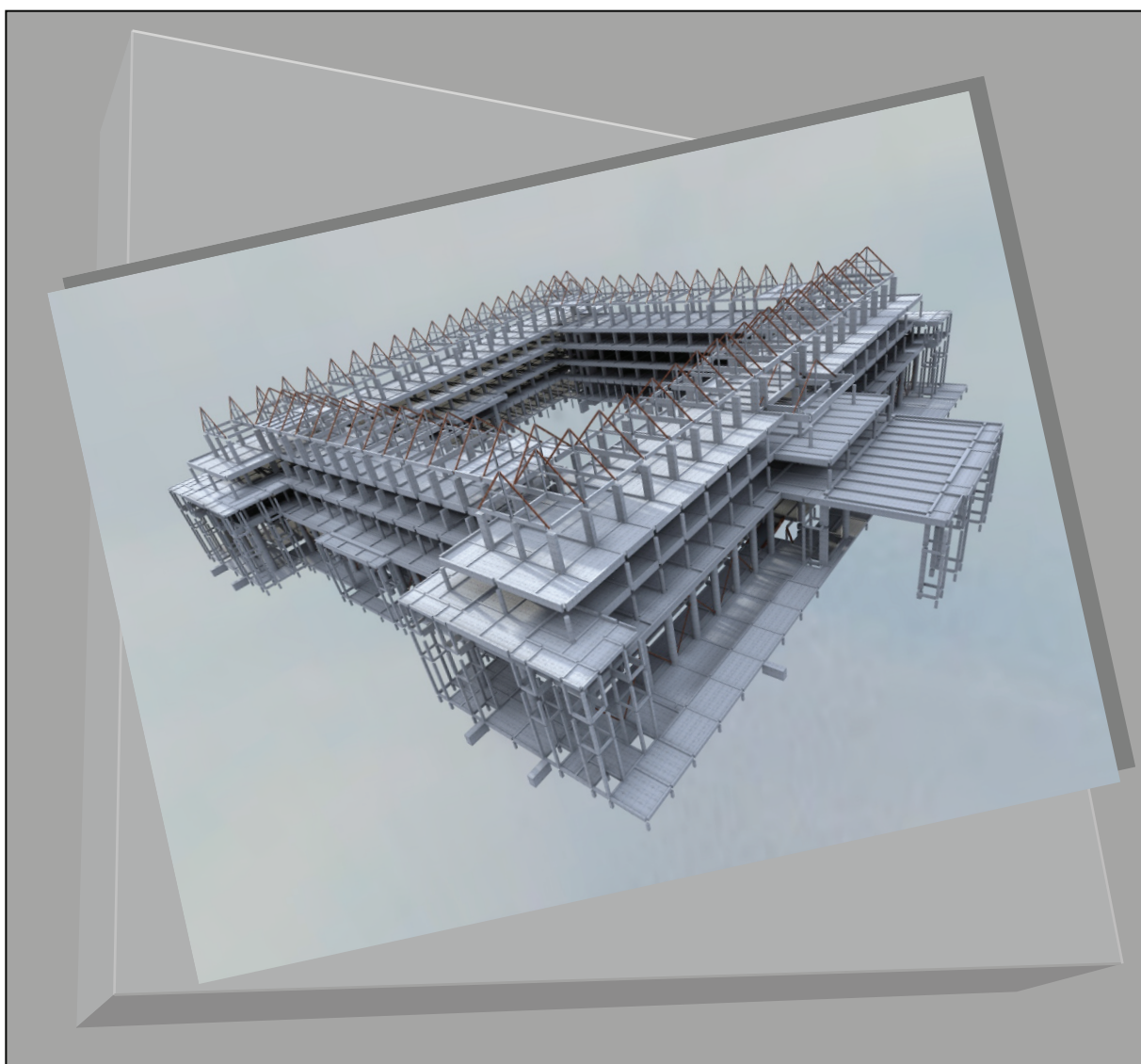


คู่มือการปฏิบัติประมาณมาตรฐานการประเมิน และการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร ในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง
กระทรวงมหาดไทย
พ.ศ. 2557



คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐาน
การประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร
ในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

กรมโยธาธิการและผังเมือง
กระทรวงมหาดไทย

กรมโยธาธิการและผังเมือง

คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร
ในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว / กรมโยธาธิการและผังเมือง

1. คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร
ในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ISBN 978-974-458-451-9

สงวนลิขสิทธิ์ตามพระราชบัญญัติลิขสิทธิ์ พ.ศ. 2537

โดย สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ถนนพระราม 6 แขวงสามเสนใน

เขตปทุมธานี กรุงเทพฯ 10400

โทร. 0-2299-4321 โทรสาร 0-2299-4321

พิมพ์ที่ : บริษัท สหมิตรพรินต์ติ้งแอนด์พับลิชชิ่ง จำกัด

59/4 ซอยวัดพระเงิน ถนนกาญจนาภิเษก

ตำบลบางม่วง อำเภอบางใหญ่ จังหวัดนนทบุรี 11140

พิมพ์ครั้งที่ 1 พ.ศ. 2557 จำนวน 250 เล่ม

คำนำ

กฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคารเป็นกฎหมายที่มีวัตถุประสงค์และเจตนารมณ์ในการควบคุมอาคารให้มีความมั่นคงแข็งแรงและปลอดภัย ซึ่งในปี 2540 ได้มีการออกกฎกระทรวง ฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 กำหนดให้การก่อสร้างอาคารใน 9 จังหวัดทางภาคเหนือ และจังหวัดกาญจนบุรี รวม 10 จังหวัด ซึ่งเป็นเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ต้องมีการคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคาร เพื่อให้ต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวดังกล่าวได้ โดยได้ยกเว้นให้อาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ได้รับใบอนุญาตหรือใบรับแจ้งการก่อสร้าง หรืออาคารที่มีอยู่ก่อนวันที่กฎกระทรวงใช้บังคับให้ได้รับการยกเว้นต่อมาได้มีการปรับปรุงแก้ไขข้อกำหนดบางประการโดยกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 แต่อย่างไรก็ตาม อาคารเก่าที่ไม่อยู่ภายใต้บังคับของกฎกระทรวงดังกล่าวควรมีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงว่ามีความปลอดภัยจากแผ่นดินไหวมากน้อยเพียงใด และหากผลการประเมินแสดงว่าอาคารนั้นมีความมั่นคงแข็งแรงไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสมแล้วก็ควรเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้สามารถต้านทานแรงดังกล่าวได้ ประกอบกับได้มีการออกกฎกระทรวงกำหนดหลักเกณฑ์การอนุญาตดัดแปลงอาคารเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว พ.ศ. 2555 ซึ่งจะต้องมีการประเมินและคำนวณออกแบบการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร แต่เนื่องจากในปัจจุบันยังไม่มีมาตรฐานสำหรับการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร อีกทั้งการจะนำมาตรฐานต่างประเทศมาใช้ ก็ต้องมีการประยุกต์เปลี่ยนแปลงให้เหมาะสมกับสภาพความรุนแรงของแผ่นดินไหว และสภาพการก่อสร้างอาคารของประเทศไทยด้วย

กรมโยธาธิการและผังเมืองในฐานะที่เป็นหน่วยงานหนึ่งที่มีภารกิจในการกำหนดมาตรการกำกับดูแลความปลอดภัยในชีวิตและทรัพย์สินที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างอาคารในประเทศไทย ได้ตระหนักถึงปัญหาดังกล่าวข้างต้น จึงได้มอบหมายให้คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นผู้ศึกษาและจัดทำคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร ซึ่งจะทำให้ประเทศไทย มีแนวทางในการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว อันเป็นการเพิ่มความปลอดภัยในชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนในพื้นที่ดังกล่าว

กรมโยธาธิการและผังเมืองขอขอบคุณ คณะทำงานของคณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในการจัดทำคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303) ให้สำเร็จลุล่วง ไปด้วยดีและหวังเป็นอย่างยิ่งว่าการนำคู่มือฉบับนี้ไปใช้ประกอบการปฏิบัติตามมาตรฐาน จะทำให้อาคาร ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทยมีความปลอดภัยเพิ่มมากยิ่งขึ้น



(นายมนทล สูดประเสริฐ)
อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง

บทนำ

การประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวเป็นศาสตร์ใหม่สำหรับวิศวกรทั่วไปในประเทศไทย เนื่องจากใช้หลักการของการออกแบบเชิงสมรรถนะ (performance based design) ซึ่งวิศวกรทั่วไปไม่คุ้นเคย อีกทั้งวิทยาการที่เกี่ยวข้องยุ่งยากซับซ้อนกว่าที่ใช้ในมาตรฐานการออกแบบอาคารใหม่

คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวฉบับนี้จัดทำขึ้นเพื่ออธิบายหลักการพื้นฐานซึ่งทำให้วิศวกรเข้าใจและใช้มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1303-57) ได้อย่างถูกต้อง อีกทั้งมีตัวอย่างประกอบพอสมควร ได้แก่ ตัวอย่างการประเมินความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร โดยวิธี m-factor โดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อในอาคารด้วย ตัวอย่างการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกของเสาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น การเสริมกำลังของชิ้นส่วนเสาโดยวิธีพอกด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย การเสริมกำลังอาคารโดยใช้ค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ การคำนวณกำลังต้านทานด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานราก และการคำนวณแรงถอนของกำแพงไคอะเฟรม

คณะทำงานขอขอบคุณกรมโยธาธิการและผังเมืองที่ได้สนับสนุนงบประมาณในการดำเนินงานขอขอบคุณคณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษา สำหรับการอำนวยความสะดวกต่างๆ และขอขอบคุณคณะผู้ทรงคุณวุฒิ ซึ่งประกอบด้วย ศ.ดร.ทักษิณ เทพชาตรี ศ.ดร.สมชาย ชูชีพสกุล รศ.ดร.การุญ จันทรางศุ ดร.สมศักดิ์ เลิศบรรณพงษ์ คุณอนุชิต เจริญสุขกุล และคุณสุรัชย์ พรภัทรกุล สำหรับข้อคิดเห็นที่มีคุณค่าทางวิชาการซึ่งช่วยให้การจัดทำเอกสารสมบูรณ์ยิ่งขึ้น



(ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หัวหน้าคณะทำงาน

**คณะกรรมการจัดทำคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรง
ของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**

หัวหน้าคณะกรรมการ

ศ.ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

คณะกรรมการหลัก

- | | |
|--------------------------------|---------------------------------------|
| 1. รศ.ดร.เป็นหนึ่งใน วานิชชัย | สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย |
| 2. รศ.ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 3. รศ.ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 4. รศ.ดร.สุทัศน์ ติลาทวิวัฒน์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 5. รศ.ดร.อมร พิมานมาศ | สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร |
| 6. ผศ.ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 7. ผศ.ดร.อาณัติ เรืองรัศมี | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 8. ผศ.ดร.วรรณสิริ พันธุ์ไธ | มหาวิทยาลัยมหิดล |

คณะกรรมการสนับสนุน

- | | |
|--------------------------------|--|
| 1. ผศ.ดร.สมบูรณ์ เชื้อเงิน | มหาวิทยาลัยพะเยา |
| 2. ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ |
| 3. นาย ทศพร ประเสริฐศรี | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 4. นาย ปิยะลักษณ์ วันทนาศิริ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 5. นาย จักรพันธ์ วุฒิเมืองขวัญ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 6. นางสาว ชนิภา เนตรรัตน์ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 7. นางสาว ชัยนัฏ แวหามะ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 8. นาย วัชรพงษ์ นาอะวงศ์ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |

คณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษา
เรื่อง คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรง
ของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ประธานกรรมการ

ดร.เสถียร เจริญเหรียญ

ผู้อำนวยการสำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

คณะกรรมการ

นายสินธุ์ บุญสิทธิ์

นายวิจารณ์ ตันติธรรม

วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ

วิศวกรโยธาชำนาญการ

สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

นายพรชัย สังข์ศรี

นายวิโชติ กันภัย

วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ

วิศวกรโยธาปฏิบัติการ

สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

กรรมการและเลขานุการ

กรรมการและผู้ช่วยเลขานุการ

ดร.ทยากร จันทรางศุ

นายวรกร ฆะรัตน์

วิศวกรโยธาชำนาญการ

วิศวกรโยธาปฏิบัติการ

สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

นางสาวณัฏกานต์ ดุจจานุทัศน์

วิศวกรโยธาปฏิบัติการ

สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

สารบัญ

หน้า

คำนำ.....	i
บทนำ	iii
ส่วนที่ 1 หลักการพื้นฐานการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร.....	1
1.1 เป้าหมายการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร	1
1.2 กระบวนการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร	4
ส่วนที่ 2 การประเมินโครงสร้างอาคาร	7
2.1 การวิเคราะห์โครงสร้าง	7
2.2 เกณฑ์การประเมินโครงสร้าง.....	9
2.3 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิติเชิงเส้น	13
2.4 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิติไม่เชิงเส้น	17
2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของเสา.....	21
ส่วนที่ 3 แนวคิดการเสริมกำลังอาคาร	25
3.1 หลักการเสริมกำลังอาคาร	25
3.2 วิธีพอกโครงสร้าง	25
3.2.1 การพอกโครงสร้างด้วยคอนกรีตหรือเหล็ก.....	25
3.2.2 การพอกโครงสร้างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย.....	28
3.3 การติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือน	36
3.3.1 ค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ	36
3.4 การเสริมความแข็งแรงของฐานราก.....	43
3.4.1 การตรวจสอบสภาพทางธรณีวิทยา	43
3.4.2 การประมาณกำลังรับน้ำหนักของฐานราก	44
3.4.3 ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานของฐานราก.....	45
บรรณานุกรม.....	49
ภาคผนวก ก ตัวอย่างการประเมินอาคาร	51

คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ส่วนที่ 1 หลักการพื้นฐานการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร

1.1 เป้าหมายการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร

เป้าหมายหลักของการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร คือการทำให้อาคารสามารถต้านทานแผ่นดินไหวรุนแรงที่อาจเกิดขึ้นได้ ณ ตำแหน่งอาคารนั้นๆ โดยมีความเสียหายในระดับที่ยอมรับได้ และผู้ที่อยู่อาศัยในอาคารนั้นมีความปลอดภัย

ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่มักนำมาใช้พิจารณาในการเสริมความแข็งแรงของอาคารเก่า หรือนำมาใช้ในการออกแบบอาคารใหม่นั้นมีหลายระดับ ได้แก่

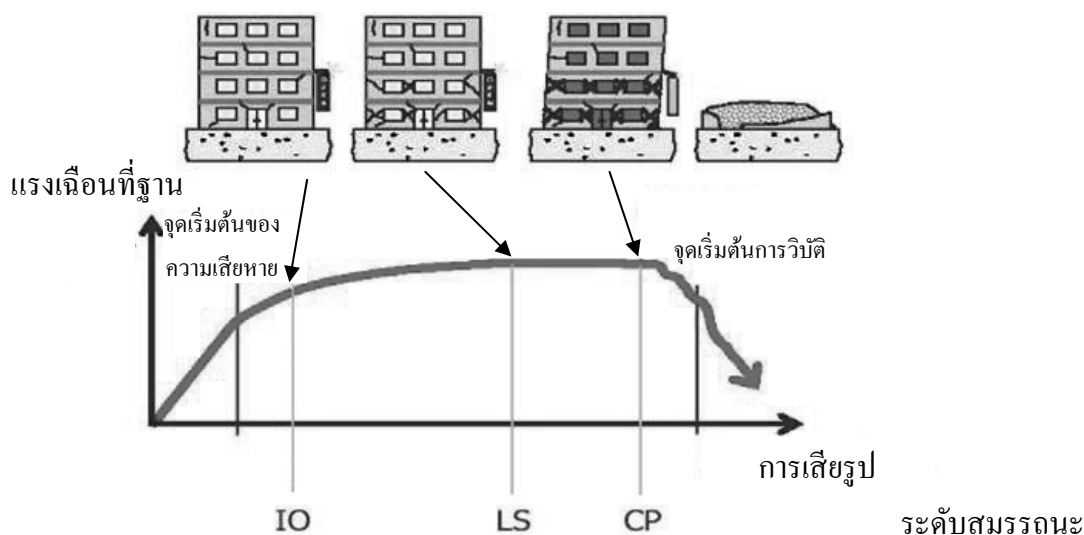
- (1) ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 2,500 ปี (เรียกในที่นี้ว่าแผ่นดินไหว 2,500 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี
- (2) ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 1,000 ปี (เรียกในที่นี้ว่าแผ่นดินไหว 1,000 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 5 ในช่วงเวลา 50 ปี
- (3) ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 500 ปี (เรียกในที่นี้ว่าแผ่นดินไหว 500 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 10 ในช่วงเวลา 50 ปี
- (4) ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 225 ปี (เรียกในที่นี้ว่าแผ่นดินไหว 225 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 20 ในช่วงเวลา 50 ปี

จากการศึกษาภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย พบว่า

- (1) แผ่นดินไหว 1,000 ปี มีระดับความรุนแรงประมาณสองในสามของแผ่นดินไหว 2,500 ปี
- (2) แผ่นดินไหว 500 ปี มีระดับความรุนแรงประมาณหนึ่งในสองของแผ่นดินไหว 2,500 ปี
- (3) แผ่นดินไหว 225 ปี มีระดับความรุนแรงประมาณหนึ่งในสามของแผ่นดินไหว 2,500 ปี

เมื่ออาคารต้องเผชิญกับแผ่นดินไหวที่รุนแรงอาจเกิดความเสียหายขึ้นได้ ระดับของความเสียหายนี้ ขึ้นกับหลายปัจจัย เช่น ความแข็งแรงของโครงสร้าง ความผิดปกติของรูปทรงโครงสร้างอาคาร ความเหนียวของชิ้นส่วน ฯลฯ ระดับสมรรถนะของอาคาร สามารถแบ่งได้เป็นหลายระดับ ดังนี้

- (1) ระดับอาคารปฏิบัติงานได้ (เรียกว่า Operational level หรือ OP)
- (2) ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (เรียกว่า Immediate Occupancy level หรือ IO)
- (3) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (เรียกว่า Life Safety level หรือ LS)
- (4) ระดับป้องกันการพังทลาย (เรียกว่า Collapse Prevention level หรือ CP)



รูปที่ 1.1-1 ตัวอย่างระดับสมรรถนะต่างๆของอาคาร

ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงน้อยมาก หากอาคารแทบไม่เสียหาย สามารถใช้งานได้ตามปกติแต่อาจไม่ได้เต็มที่ โดยที่อาจต้องพึ่งระบบฉุกเฉิน ลักษณะนี้เรียกว่าเป็นระดับอาคารปฏิบัติงานได้ (OP) เมื่อแผ่นดินไหวรุนแรงขึ้น ส่งผลให้อาคารเกิดความเสียหายมากขึ้น หากโครงสร้างเกิดความเสียหายเล็กน้อย โดยคงมีกำลังและสติเฟื่องเดิมเกือบทั้งหมด และอาคารมีสภาพสามารถกลับเข้าใช้งานต่อได้ทันที แม้ว่าระบบสาธารณูปโภคต่างๆอาจใช้งานไม่ได้ อาคารถือว่ามีความสมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) ถ้าแผ่นดินไหวรุนแรงจนทำให้อาคารเกิดความเสียหายในระดับที่กำลังต้านทานแรงด้านข้างและสติเฟื่องส่วนใหญ่ยังคงอยู่ โดยอาคารไม่พังทลาย แต่จำเป็นต้องทำการซ่อมแซมอาคารค่อนข้างมากก่อนกลับเข้าใช้งานตามปกติได้ อย่างไรก็ตาม ค่าซ่อมแซมอาจสูงมากจนไม่คุ้มแก่การซ่อมแซม สมรรถนะเช่นนี้ จัดว่าอยู่ในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) แต่ถ้าแผ่นดินไหวรุนแรงมากขึ้นจนทำให้อาคารสูญเสียความสามารถต้านทานแรงด้านข้างเกือบหมด แต่ชิ้นส่วนเสาและกำแพงคอนกรีต (ถ้ามี) ยังคงกำลังความสามารถแบกรับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงของโลกได้ อาคารจัดว่ามีความสมรรถนะในระดับป้องกันการพังทลาย (CP) รายละเอียดของระดับความเสียหายเหล่านี้ แสดงไว้ในตารางที่ 3.4-1 และ 3.4-2 ในมยพ. 1303-57 [1] รูปที่ 1.1-1 แสดงตัวอย่างระดับสมรรถนะต่างๆของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวที่เพิ่มความรุนแรงมากขึ้นๆ

ในการออกแบบอาคารใหม่ในประเทศไทย มาตรฐาน มยพ.1302-52 [2] ได้ให้ข้อมูลเกี่ยวกับ “แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake หรือ MCE)” สำหรับทุกๆอำเภอและทุกจังหวัดในประเทศไทย และกำหนดให้ “แผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake หรือ DBE)” มีค่าเท่ากับสองในสามของ MCE โดยนิยามแล้ว MCE คือแผ่นดินไหว 2,500 ปี และ DBE มีค่าโดยประมาณเทียบเท่าแผ่นดินไหว 1,000 ปี

การกำหนดระดับสมรรถนะที่ต้องการภายใต้ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว (อาจกำหนดมากกว่า 1 ชุดได้) คือการกำหนดเป้าหมายสมรรถนะ (performance objective) และเป็นพื้นฐานของการออกแบบเชิงสมรรถนะ (performance-based design)

เมื่ออาคารได้รับการออกแบบตามขั้นตอนและวิธีการที่กำหนดไว้ใน มยพ.1302-52 [2] อย่างถูกต้องสมบูรณ์แล้ว สามารถคาดหวังได้ว่าอาคารมีระดับความเสียหายไม่เกิน LS เมื่อเผชิญกับ DBE (หรือแผ่นดินไหว 1,000 ปี) และอาคารมีระดับความเสียหายไม่เกิน CP เมื่อเผชิญกับ MCE (หรือแผ่นดินไหว 2,500 ปี) นี่เป็นระดับเป้าหมายสมรรถนะที่ยอมรับได้สำหรับอาคารที่สร้างใหม่ตามมยพ.1302-52 [2]

ในการเสริมความแข็งแรงของอาคารเก่า (ที่มีได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว) มักเป็นเรื่องยากในทางปฏิบัติในการกำหนดเป้าหมายให้อาคารเหล่านี้มีสมรรถนะเทียบเท่าอาคารใหม่ที่ออกแบบตามมยพ.1302-52 [2] ทั้งนี้เพราะ

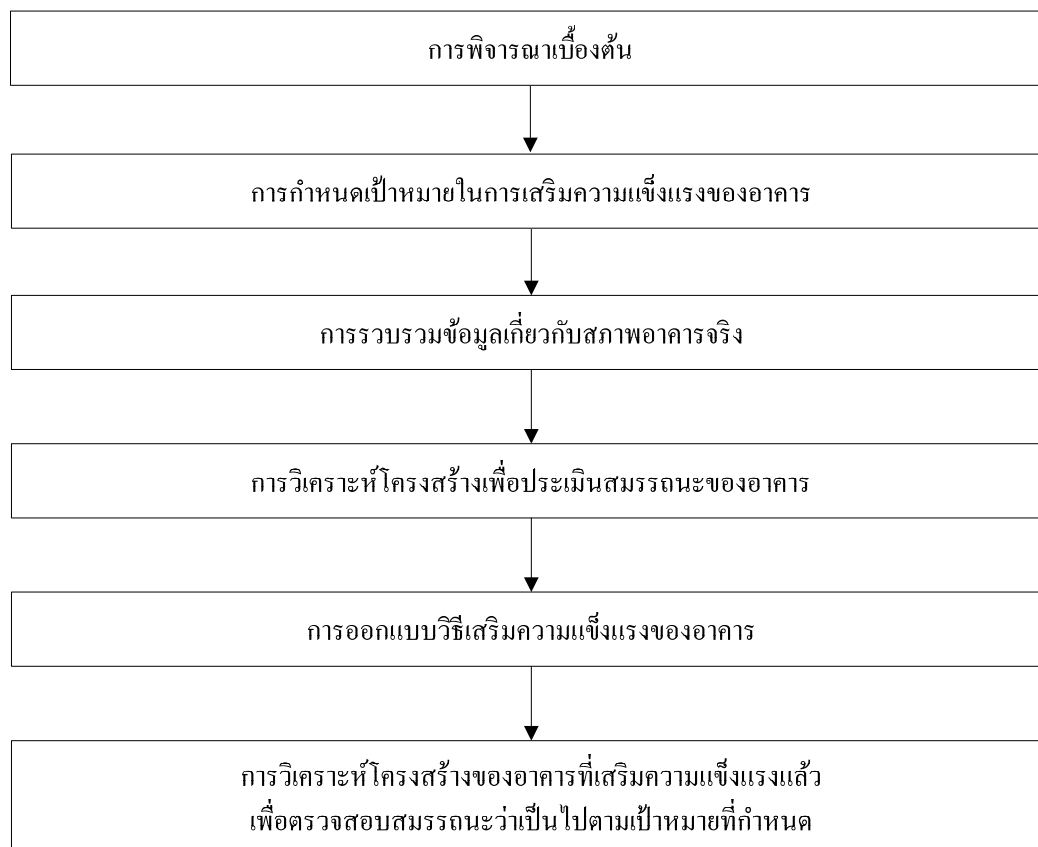
- (1) การเสริมความแข็งแรงโครงสร้าง มักมีค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูงและมีข้อจำกัดในเชิงปฏิบัติค่อนข้างมาก
- (2) อาคารเก่า มักมีอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ สั้นกว่าอาคารใหม่ ดังนั้นจึงมีโอกาสน้อยกว่าการเผชิญกับแผ่นดินไหวรุนแรงมาก เช่น MCE

ดังนั้น มยพ. 1303-57 [1] จึงได้กำหนดให้พิจารณาแผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake หรือ BSE) ซึ่งเทียบเท่าแผ่นดินไหว 225 ปี และกำหนดให้ตั้งเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงอาคารทั่วไป ให้มีระดับความเสียหายไม่เกิน LS เมื่อเผชิญกับ BSE และสำหรับอาคารสำคัญ ให้มีระดับความเสียหายไม่เกิน IO เมื่อเผชิญกับ BSE การกำหนด BSE ด้วยระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับลดลง เมื่อเทียบกับมาตรฐานสำหรับอาคารใหม่ เป็นไปตามหลักการในมาตรฐานประเทศสหรัฐอเมริกา และนิวซีแลนด์

เห็นได้ว่า ระดับสมรรถนะของอาคารที่เสริมความแข็งแรงที่ระบุนี้ ต่ำกว่าระดับสมรรถนะของอาคารใหม่ที่ออกแบบตาม มยพ.1302-52 [2] ด้วยเหตุผลตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ในกรณีที่การเสริมความแข็งแรงให้มีระดับสมรรถนะสูงกว่าที่กำหนดในมยพ. 1303-57 [1] สามารถทำได้ง่ายในทางปฏิบัติ และเป็นที่ต้องการของเจ้าของอาคาร วิศวกรผู้ออกแบบสามารถกำหนดเป้าหมายให้สูงกว่าที่ระบุในมยพ. 1303-57 [1] ได้ตามความเหมาะสม (เช่น กำหนดให้อาคารมีความเสียหายไม่เกิน LS เมื่อเผชิญกับแผ่นดินไหว 500 ปี เป็นต้น) และในทางกลับกัน ในกรณีที่การเสริมความแข็งแรงของอาคาร ให้เป็นไปตามเป้าหมายที่ระบุในมยพ. 1303-57 [1] ทำได้ยาก หรือเป็นไปได้ไม่ได้ในเชิงปฏิบัติ วิศวกรผู้ออกแบบอาจจำเป็นต้องลดเป้าหมายลง เป็นการเสริมความแข็งแรงอาคารอย่างจำกัด (Limited Rehabilitation Objective) ตามข้อกำหนดในข้อ 3.3.2 (3) ของ มยพ.1303-57 [1] และในทุกๆกรณี การกำหนดเป้าหมาย ควรเป็นการตกลงร่วมกันระหว่างเจ้าของอาคาร และวิศวกรผู้ออกแบบการเสริมกำลังอาคารนี้

1.2 กระบวนการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร

กระบวนการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร สามารถนำมาสรุปเป็นขั้นตอนหลักๆได้ ดังรูปที่ 1.2-1



รูปที่ 1.2-1 กระบวนการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร

ในการพิจารณาเบื้องต้น เจ้าของอาคารควรได้รับทราบว่าการเสริมความแข็งแรงของอาคาร สามารถทำได้หลายระดับ โดยที่ค่าใช้จ่ายในแต่ละระดับมีความแตกต่างกัน การกำหนดว่าอาคารควรเสริมความแข็งแรงในระดับต่างๆขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย แต่ปัจจัยที่สำคัญที่สุดปัจจัยหนึ่งคือ “ลักษณะการใช้งานของอาคาร” ในกรณีของอาคารทั่วไป ควรเสริมความแข็งแรงให้มีระดับความเสียหายไม่เกิน LS เมื่ออาคารต้องเผชิญกับแผ่นดินไหวในระดับ BSE (ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในข้อ 1.1) แต่หากอาคารที่พิจารณานั้น เป็นอาคารที่เก็บวัตถุอันตราย เช่น สารเคมีอันตราย วัตถุไวไฟ ฯลฯ ความเสียหายของอาคารนั้น อาจส่งผลกระทบต่ออาคารและผู้คนโดยรอบ ดังนั้น จึงอาจจำเป็นต้องพิจารณากำหนดเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงของอาคารให้สูงกว่าอาคารทั่วไป ในทำนองเดียวกัน อาคารที่มีคุณค่าทางประวัติศาสตร์ อาคารที่จำเป็นต้องใช้งานในภาวะฉุกเฉิน และอาคารสำคัญอื่นๆอาจต้องพิจารณากำหนดเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงให้สูงกว่าอาคารทั่วไป

เมื่อพิจารณาถึงความเสี่ยงแผ่นดินไหวของอาคาร โดยทั่วไปแล้ว ผู้เกี่ยวข้องมักมุ่งเน้นไปที่ความเสี่ยงที่เกิดจากการสั่นสะเทือนของพื้นดินที่ทำให้อาคารเสียหาย แต่ในความเป็นจริง ความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวยังมีอีกหลายรูปแบบ เช่น การเกิดทรายเหลว (soil liquefaction) จนทำให้อาคารทรุด จม หรือลึ้มคว่ำ หรือในบริเวณที่มีความลาดชัน หรือใกล้พื้นที่ลาดชันอาจเกิดดินถล่ม (landslide) จนทำให้อาคารเสียหายได้ (ดูรายละเอียดในส่วนที่ 6 ของ มยพ.1303-57 [1]) ดังนั้น การพิจารณาจึงต้องครอบคลุมถึงประเด็นความเสี่ยงเหล่านี้ด้วย

ผู้ที่เกี่ยวข้องควรทราบว่า การเสริมความแข็งแรงของอาคาร อาจส่งผลกระทบต่อการใช้งานของอาคาร กล่าวคือ อาจต้องหยุดการใช้งานอาคารบางส่วนในระหว่างที่มีการก่อสร้างเพื่อเสริมกำลังโครงสร้าง อีกทั้งยังควรทราบว่า การเสริมกำลังโครงสร้าง มักมีข้อจำกัดในทางปฏิบัติอยู่หลายประการ ยกตัวอย่างเช่น การเสริมกำลังอาคารที่มีคุณค่าทางประวัติศาสตร์ ต้องไม่ให้มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ลักษณะ หรือส่งผลกระทบต่อความงดงามของอาคาร ข้อจำกัดเหล่านี้ อาจทำให้การเสริมความแข็งแรงของอาคารทำได้อย่างยากลำบาก และมีค่าใช้จ่ายสูง

ผู้ที่เกี่ยวข้องควรทราบอีกด้วยว่า ยังมีทางเลือกอื่นๆอีกหลายวิธีที่สามารถลดความเสี่ยงต่อภัยจากแผ่นดินไหว เช่น การปรับเปลี่ยนลักษณะการใช้งานของอาคารเพื่อลดจำนวนผู้ใช้งานอาคารนั้นๆ หรือการทุบอาคารทิ้งแล้วสร้างอาคารใหม่แทนที่ ฯลฯ

การเสริมความแข็งแรงของอาคารนั้นมีหลายวิธี เช่น การเพิ่มสติฟเนสของโครงสร้างอาคาร การเพิ่มความแข็งแรง (strength) ของอาคาร การปรับเปลี่ยนเพิ่มลดชิ้นส่วนบางส่วน บางตำแหน่ง เพื่อให้อาคารมีรูปทรงที่เป็นปกติ (configuration regularity) การเชื่อมยึดโยงโครงสร้างบางส่วนเข้าด้วยกัน การลดความสูงของอาคาร การติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานเข้าไปในอาคาร ดังนั้นจึงมีทางเลือกหลายแนวทาง และแต่ละแนวทาง มีความยากง่าย และค่าใช้จ่ายแตกต่างกัน

ประเด็นที่กล่าวมานี้ เป็นประเด็นที่ควรทราบและนำมาพิจารณาในเบื้องต้น

ขั้นตอนต่อมา คือการกำหนดเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงของอาคาร ในขั้นนี้ นอกเหนือจากประเด็นต่างๆ ที่ต้องนำมาพิจารณาดังกล่าวไปแล้วข้างต้น ผู้ที่เกี่ยวข้องควรตระหนักด้วยว่า แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริง อาจมิได้มีลักษณะเป็นไปตามที่ระบุไว้ในมาตรฐาน (เช่น อาจมีค่าสเปกตรัมผลตอบแทนแตกต่างจากที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน) ข้อมูลเกี่ยวกับสภาพโครงสร้างของอาคารอาจไม่ถูกต้องสมบูรณ์ (เช่น ค่ากำลังวัสดุจริงอาจเสื่อมสภาพแตกต่างจากค่าที่คาดคะเนไว้ การเสริมเหล็กในชิ้นส่วน คสล. อาจไม่ตรงตามแบบที่ระบุ ฯลฯ) อีกทั้งแบบจำลองโครงสร้างมีข้อสมมติฐานหลายข้อที่อาจไม่ถูกต้องแม่นยำสมบูรณ์ ดังนั้น ความเสียหายที่เกิดขึ้นจริงอาจไม่เป็นไปตามที่กำหนดไว้ตามเป้า การดำเนินตามมาตรฐานนี้จึงมิได้เป็นการประกันว่าอาคารมีพฤติกรรมหรือความเสียหายเป็นไปตามที่กำหนด ผู้ที่เกี่ยวข้องจำเป็นต้องเข้าใจถึงความไม่แน่นอนของกระบวนการนี้

การรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับสภาพอาคารจริง ควรทำตามขั้นตอนที่ระบุไว้ในข้อ 4.2 ของ มยผ. 1303-57 [1] เพื่อให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องใกล้เคียงความเป็นจริงที่สุดเท่าที่สามารถทำได้ในทางปฏิบัติ

การวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อประเมินสมรรถนะของอาคาร ควรทำให้ถูกต้องตามข้อกำหนดที่ระบุไว้ใน ส่วนที่ 5 ของ มยผ. 1303-57 [1]

การออกแบบวิธีเสริมความแข็งแรงของอาคาร ควรทำให้ถูกต้องตามข้อกำหนดที่ระบุไว้ในส่วนที่ 8 ของ มยผ. 1303-57 [1] และต้องตรวจสอบว่าอาคารที่เสริมความแข็งแรงแล้ว มีสมรรถนะเป็นไปตาม เป้าหมายที่กำหนดหรือไม่ หากผลการวิเคราะห์ชี้ว่าอาคารที่เสริมความแข็งแรงยังมีสมรรถนะที่ต่ำกว่า เป้าหมายที่กำหนด มีความจำเป็นต้องดำเนินการออกแบบวิธีเสริมความแข็งแรงใหม่จนกว่าอาคารที่มี สมรรถนะเป็นไปตามเป้าหมายที่กำหนด เมื่อเสร็จสิ้นกระบวนการนี้แล้ว ควรทำการประเมินค่าใช้จ่ายในการ เสริมความแข็งแรงของอาคารเพื่อนำมาประกอบการพิจารณา หากพบว่าค่าใช้จ่ายสูงเกินไป อาจจำเป็นต้อง ปรับปรุงวิธีการเสริมความแข็งแรง หรือเปลี่ยนวิธีการเสริมความแข็งแรงเพื่อให้ได้วิธีที่มีประสิทธิภาพ ที่ สามารถนำมาปฏิบัติได้จริงภายใต้งบประมาณที่มี

2.1 การวิเคราะห์โครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างมีอยู่หลายวิธี แต่ละวิธีมีความยากง่ายแตกต่างกัน โดยวิธีที่ให้คำตอบได้ถูกต้องที่สุด ทำได้ยากกว่าวิธีแบบง่าย วิธีวิเคราะห์แบ่งคร่าวๆ ได้เป็น 2 กลุ่ม คือ

- (1) วิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (linear procedures) ซึ่งสมมติว่าวัสดุมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น
- (2) วิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (nonlinear procedures) ซึ่งสามารถคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นและไม่เชิงเส้นของวัสดุได้ จึงมีความถูกต้องสมจริงมากกว่า โดยเฉพาะในกรณีที่แผ่นดินไหวรุนแรงและโครงสร้างมีการครากเกิดขึ้น

ในแต่ละกลุ่มยังแบ่งได้เป็น

- (1) วิธีแบบสถิต (static) ซึ่งสมมติให้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็นแรงแบบสถิต
- (2) วิธีแบบพลศาสตร์ (dynamic) ซึ่งพิจารณาแรงแผ่นดินไหวและการตอบสนองของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงตามเวลาและคำนึงถึงแรงเฉื่อยเนื่องจากมวลด้วย ซึ่งทำให้มีความถูกต้องและสมจริงมากกว่า

ดังนั้นหากวัสดุในโครงสร้างที่ตอบสนองต่อแผ่นดินไหวมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นเชิงเส้นแล้ว วิธีวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure หรือ NDP) ถือว่าเป็นวิธีที่ให้คำตอบถูกต้องที่สุด แต่หากวัสดุยังคงอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น วิธีวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้น (linear dynamic procedure หรือ LDP) ถือว่าเป็นวิธีที่ให้คำตอบถูกต้องเช่นกัน

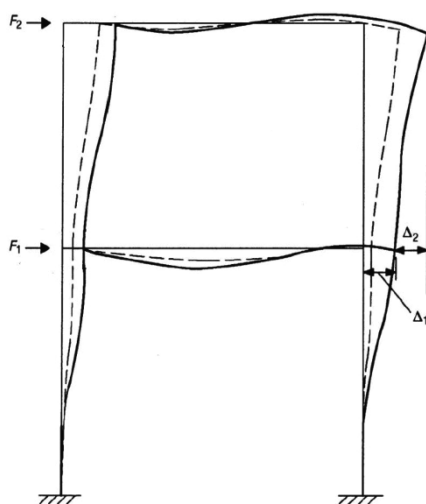
ในความเป็นจริงเมื่อแผ่นดินไหวมีความรุนแรง โครงสร้างมีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นเชิงเส้น วิธีวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (nonlinear static procedure หรือ NSP) หรือที่เรียกว่าวิธีแบบแรงกระทำด้านข้าง (static pushover analysis) จึงเป็นวิธีที่นิยมใช้ในการประเมินโครงสร้างเพราะสามารถทำได้ไม่ยากนัก และมีความถูกต้องในระดับที่ยอมรับได้ [3]

วิธีการวิเคราะห์ 2 กลุ่มหลักคือแบบเชิงเส้น (linear) และไม่เชิงเส้น (nonlinear) แต่ละกลุ่มมีข้อจำกัดดังนี้ คือ

- (1) วิธีแบบเชิงเส้น ไม่ควรใช้กับอาคารที่มีความผิดปกติซึ่งเกิดจากความไม่สม่ำเสมอของการกระจายมวล สติฟเนส (stiffness) และกำลัง (strength) หรือมีความไม่ต่อเนื่องของชิ้นส่วน โครงสร้างหลักสำหรับถ่ายแรงด้านข้างลงสู่ฐานราก นอกจากโครงสร้างมีการตอบสนองแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น หรือมีการครากน้อยมาก และวิธีนี้ไม่ควรใช้วิเคราะห์โครงสร้างที่ติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงาน (energy dissipation device) หรือมีการแยกฐานออกจากพื้นดิน (base isolation) เพื่อลดแรงจากแผ่นดินไหว วิธีวิเคราะห์ในกลุ่มวิธีแบบเชิงเส้นนี้ มีทั้งแบบสถิตและแบบพลศาสตร์ ในกรณีที่โครงสร้างสูงเกิน 33 เมตร หรือความกว้างอาคารที่ชั้นใดชั้นหนึ่ง

มีค่ามากกว่า 1.4 เท่าของความกว้างอาคารชั้นถัดไป หรือมีผลของการบิดตัวของอาคารรอบแกนดิ่ง หรือมีความไม่สม่ำเสมอตามความสูงของอาคารที่ทำให้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift) ที่ชั้นใดชั้นหนึ่งมากกว่าร้อยละ 150 ของชั้นถัดไป หรือมีโครงสร้างด้านทานแรงด้านข้างในสองทิศทางที่ไม่ได้ตั้งฉากกัน ไม่ควรใช้วิธีแบบสถิติ แต่ให้ใช้วิธีแบบพลศาสตร์ เงื่อนไขของการใช้วิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้นได้ถูกระบุไว้ใน มยพ.1303-57 [1] ข้อ 5.2.1

- (2) วิธีแบบไม่เชิงเส้น สามารถใช้กับโครงสร้างที่ไม่สม่ำเสมอได้ ซึ่งสามารถใช้วิธีนี้ต่อเมื่อมีข้อมูลเกี่ยวกับโครงสร้างอย่างละเอียด ทั้งขนาดของชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้เป็นโครงสร้าง และรายละเอียดการเสริมเหล็ก ไม่ควรใช้วิธีแบบสถิติหากการตอบสนองของโครงสร้างมีผลเนื่องจากโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐาน นอกจากทำการวิเคราะห์ควบคู่กับวิธีพลศาสตร์แบบเชิงเส้น โดยต้องรวมผลของโหมดต่างๆอย่างเพียงพอ (รวมหลายโหมดจนทำให้มวลประสิทธิผลของโครงสร้างมีส่วนร่วมไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดในโครงสร้าง) ไม่แนะนำให้ใช้วิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้นวิเคราะห์โครงสร้างไม้ และในกรณีที่ใช้วิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น ต้องมีการตรวจทานผลการวิเคราะห์โดยผู้เชี่ยวชาญด้านการออกแบบโครงสร้างด้านแผ่นดินไหวและการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น



รูปที่ 2.1-1 การเสียรูปของโครงสร้างทำให้เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift หรือ Δ)

ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง ซึ่งได้แก่ แรงภายใน การเคลื่อนที่ และการเสียรูป เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift) ดังรูปที่ 2.1-1 หรือการหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานหรือเสา (plastic hinge rotation) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหว เรียกว่าการตอบสนอง (response) ในระหว่างที่เกิดการสั่นสะเทือนพบว่า การตอบสนองแปรเปลี่ยนตามเวลาเนื่องจากการสั่นไหว โดยที่วิศวกรผู้ออกแบบสนใจ

เฉพาะการตอบสนองสูงสุด (peak response) ที่เกิดขึ้น และการเสียรูปถาวร (permanent deformation) ที่คงค้างหลังจากการสั่นสะเทือนหยุดแล้ว ซึ่งค่าการตอบสนองเหล่านี้บางครั้งเรียกว่าค่าที่ต้องต้านทาน (seismic demand) ใช้สำหรับเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับเพื่อประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว ถ้าการตอบสนองของโครงสร้างน้อยกว่าค่าเกณฑ์การยอมรับทุกประเด็น สามารถสรุปได้ว่าโครงสร้างมีระดับสมรรถนะเป็นตามที่คาดหวังไว้

2.2 เกณฑ์การประเมินโครงสร้าง

การประเมินโครงสร้างในภาพรวม ทำโดยนำค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไปคำนวณอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift ratio) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกับความสูงระหว่างพื้นช่วงชั้นที่กำลังพิจารณา โดยทั่วไปคิดเป็นค่าร้อยละ แล้วนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมรับ หรือที่เรียกว่า เกณฑ์การยอมรับ (acceptance criteria)

ค่าของเกณฑ์การยอมรับขึ้นอยู่กับระดับสมรรถนะ (performance level) ที่ต้องการ ระบบโครงสร้างของอาคาร วัสดุที่ใช้เป็นโครงสร้างหลัก และประเภทของชิ้นส่วนโครงสร้างที่กำลังพิจารณา ยกตัวอย่าง เช่น โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นโครงข้อแข็ง (concrete moment-resisting frame) ที่มีระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต ต้องมีอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไม่เกินร้อยละ 2 ระหว่างที่เกิดการสั่นสะเทือน (transient) และหลังจากการสั่นสะเทือนหยุดแล้ว (permanent) ต้องมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นคงค้างไม่เกินร้อยละ 1 สำหรับโครงสร้างประเภทเดียวกันนี้ที่มีระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย ต้องมีอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไม่เกินร้อยละ 4 ทั้งระหว่างที่เกิดการสั่นสะเทือนและหลังจากการสั่นสะเทือนหยุดแล้ว ดังตารางที่ 3.4-2 ในมยพ. 1303-57 [1]

สำหรับโครงสร้างประเภทอื่น อาจมีเกณฑ์การยอมรับต่างกัน เช่น โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงรับแรงเฉือน (shear wall) จัดเป็นระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิตในกรณีที่มีอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไม่เกินร้อยละ 1 ระหว่างที่เกิดการสั่นสะเทือน และหลังจากการสั่นสะเทือนหยุดแล้วต้องมีอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นคงค้างไม่เกินร้อยละ 0.5 และสำหรับระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย ต้องมีอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไม่เกินร้อยละ 2 ทั้งระหว่างที่เกิดการสั่นสะเทือนและหลังจากการสั่นสะเทือนหยุดแล้ว ซึ่งสังเกตได้ว่าถ้ามีกำแพงรับแรงเฉือนยอมให้มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นน้อยกว่ากรณีที่ไม่มีการรับแรงเฉือน

นอกจากการประเมินโครงสร้างในภาพรวมแล้ว ยังต้องประเมินโครงสร้างระดับชิ้นส่วนย่อย (components) ด้วย ซึ่งการวิบัติของชิ้นส่วนย่อยต่างๆ ในโครงสร้างแบ่งได้เป็นการวิบัติแบบเหนียว (ductile) และแบบเปราะ (brittle) ซึ่งการตรวจสอบการวิบัติแบบเหนียว ให้ใช้ค่าการเสียรูปในการตรวจสอบ เรียกว่า พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (deformation-controlled action) เช่น การคดที่ปลายคาน ซึ่งใช้ค่าการเสียรูปเช่น การหมุนของจุดหมุนพลาสติก (plastic-hinge rotation) ในการเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับ ส่วนลักษณะการวิบัติที่เป็นแบบเปราะซึ่งวิบัติทันทีทันใดที่แรงที่เกิดขึ้นมีค่าเกินกำลังต้านทานของวัสดุ ให้

ใช้ค่าแรงในการตรวจสอบ เรียกว่า พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (force-controlled action) เช่น แรงเฉือนในเสา ตารางที่ 2.2-1 แสดงตัวอย่างการจำแนกว่าการวิบัติในชิ้นส่วนต่างๆ เป็นแบบที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปหรือโดยแรง

ตารางที่ 2.2-1 การจำแนกพฤติกรรมของชิ้นส่วน

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป	พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง
โครงต้านแรงดัด		
คาน	โมเมนต์ดัด	แรงเฉือน
เสา	-	แรงตามแนวแกน หรือแรงเฉือน
จุดต่อ	-	แรงเฉือน
กำแพงรับแรงเฉือน		
	โมเมนต์ดัด หรือแรงเฉือน	แรงตามแนวแกน
โครงแกนแนง		
แกนแนง	แรงตามแนวแกน	-
คาน	-	แรงตามแนวแกน
เสา	-	แรงตามแนวแกน
จุดถ่ายแรงเฉือน (shear link)	แรงเฉือน	แรงตามแนวแกน หรือ โมเมนต์ดัด
โคอะแฟรม		
	โมเมนต์ดัด หรือแรงเฉือน	แรงตามแนวแกน แรงเฉือน หรือ โมเมนต์ดัด

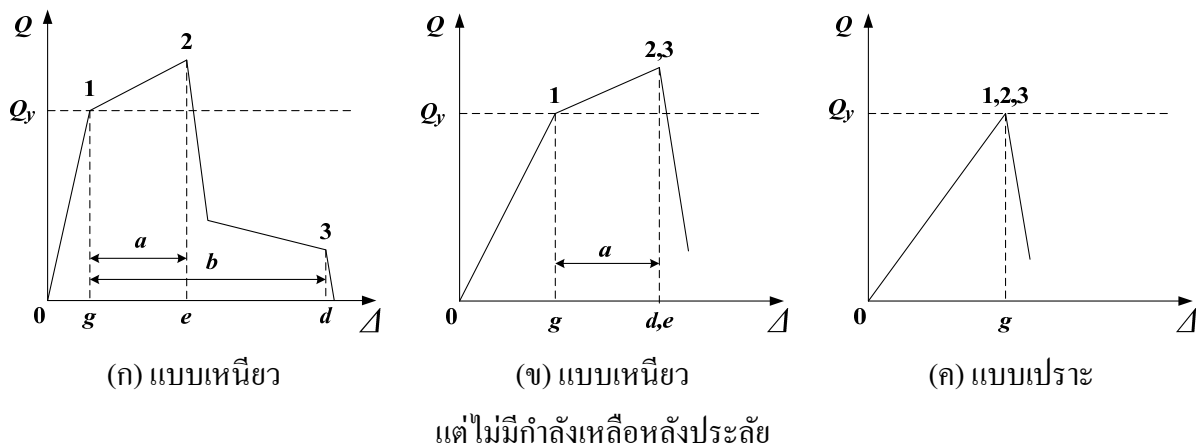
ในกรณีที่โคอะแฟรมรับแรงด้านข้างจากองค์อาคารด้านแรงแผ่นดินไหวในแนวดิ่งซึ่งอยู่เหนือจากระดับของโคอะแฟรม ให้จัดว่า โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเป็นพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง

ที่จุดต่อของโครงต้าน โมเมนต์ดัด แรงเฉือนที่เกิดขึ้น ให้จัดเป็นแรงที่ทำให้เกิดพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป

หากโคอะแฟรมรับแรงด้านข้างจากชิ้นส่วนต้านแรงแผ่นดินไหวในระดับชั้นที่อยู่เหนือจากโคอะแฟรมที่พิจารณา แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดจัดเป็นพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง

พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบเหนียวหรือแบบเปราะสามารถแสดงโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างได้เป็น 3 ลักษณะ ดังรูปที่ 2.2-1 ซึ่งพฤติกรรมที่เป็นแบบ

เหนียวหรือเปราะ ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง เช่น คุณสมบัติของวัสดุ ปริมาณการเสริมเหล็กปลอก รายละเอียดของการก่อสร้าง เป็นต้น



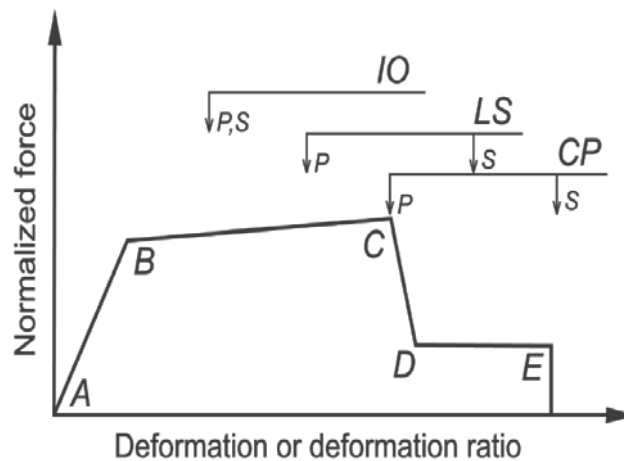
รูปที่ 2.2-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

ชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมตามรูปที่ 2.2-1 (ก) และรูปที่ 2.2-1 (ข) มีพฤติกรรมที่มีความเหนียว กล่าวคือหลังจากเกิดการครากแล้วยังรับแรงต่อไปได้เมื่อการเสียรูปเพิ่มขึ้นเกินจุดคราก หากรับแรงได้เพิ่มมากขึ้นกว่าที่จุดครากเรียกว่ามีความเครียดแข็งเพิ่มขึ้น (strain hardening) ซึ่งความชันของกราฟยังเป็นบวก แต่มีค่าความชันน้อยกว่าช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้นตอนต้นอยู่มาก ซึ่งโดยปกติ มีค่าไม่เกินร้อยละ 10 ของช่วงอิลาสติก รูปที่ 2.2-1 (ก) ต่างจากรูปที่ 2.2-1 (ข) ตรงที่เมื่อโครงสร้างรับแรงถึงจุดประลัย (ultimate) แล้ว และเมื่อแรงต้านทานเริ่มลดลง ชิ้นส่วนโครงสร้างตามรูปที่ 2.2-1 (ก) ยังมีกำลังต้านทานเหลืออยู่บ้าง (residual strength) เมื่อการเสียรูปเพิ่มขึ้นต่อไป ในขณะที่ชิ้นส่วนโครงสร้างตามรูปที่ 2.2-1 (ข) ไม่มีกำลังคงเหลือ หลังจากรับแรงถึงจุดสูงสุด เกณฑ์การยอมรับสำหรับชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบเหนียวดังรูปที่ 2.2-1 (ก) และรูปที่ 2.2-1 (ข) จัดเป็นค่าการเสียรูป (displacement-controlled)

หากนำค่าจากเกณฑ์การยอมรับที่ระดับสมรรถนะต่างๆ เช่น IO LS และ CP ของชิ้นส่วนโครงสร้างหลักที่มีความเหนียว มาบ่งชี้ในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานและการเสียรูป ดังรูปที่ 2.2-2 ซึ่งเห็นได้ว่า ทั้ง 3 ระดับสมรรถนะยอมให้เกิดการครากได้ แต่อย่างน้อยแตกต่างกันไปตามระดับสมรรถนะ สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันทียอมให้มีการครากค่อนข้างน้อย ส่วนระดับป้องกันการพังทลายยอมให้มีการเสียรูปเกินจุดครากไปมากแต่ต้องยังไม่ถึงจุดประลัย แต่เกณฑ์การยอมรับสำหรับโครงสร้างรองที่มีความเหนียวอาจยอมให้เกิดการเสียรูปเกินจุดสูงสุดได้สำหรับระดับปลอดภัยต่อชีวิตและระดับป้องกันการพังทลาย ดังรูปที่ 2.2-2

หากใช้การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นที่มีการจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นอย่างชัดเจน ทำให้สามารถคำนวณค่าการเสียรูป เช่น มุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกได้โดยตรงจากการวิเคราะห์ และสามารถนำค่าการเสียรูปที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวไปเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับ

(ค่าที่ยอมให้) ตามระดับสมรรถนะที่กำลังพิจารณาดังที่กำหนดใน 5 สดมภ์ทางขวาของตารางที่ 7.3-1 ถึง 7.3-3 ในมยพ.1303-57 [1] การตรวจสอบดังกล่าวนี้ ให้เป็นไปตามข้อ 5.4.3.2.1 ในมยพ.1303-57 [1]



รูปที่ 2.2-2 เกณฑ์การยอมรับสำหรับระดับสมรรถนะต่างๆ

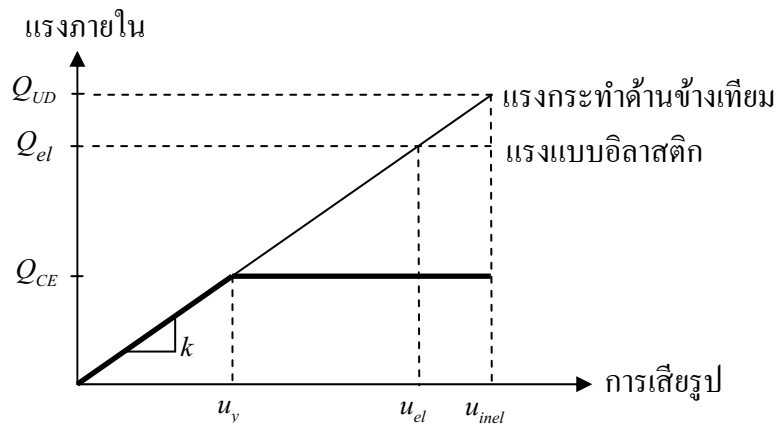
แต่ถ้าใช้การวิเคราะห์แบบเชิงเส้น แรงที่ใช้กระทำต่อโครงสร้างและวิเคราะห์แบบเชิงเส้นคือค่าแรงที่ทำให้โครงสร้างมีการเสียรูปใกล้เคียงกับการเสียรูปที่เกิดขึ้นจริงแบบอินอีลาสติก (u_{inel}) ในการวิเคราะห์แบบสถิตเรียกว่า แรงด้านข้างเทียม (pseudo-lateral force) แรงนี้คำนวณตามสมการที่ 5.3-3 ในมยพ.1303-57 [1] ซึ่งอาจมีค่ามากกว่าแรงแบบอินอีลาสติก ($S_a W$) เนื่องจากการคูณด้วยตัวประกอบ C_1 , C_2 และ C_m ซึ่ง C_1 ปรับเพิ่มการตอบสนองแบบอินอีลาสติก (u_{el}) ให้เป็นแบบอินอีลาสติก (u_{inel}) C_2 ปรับเพิ่มการตอบสนองเนื่องจากผลของการเชื่อมต่อทางด้านสตีเฟนและกำลังของชิ้นส่วน และ C_m ปรับค่าการตอบสนองเนื่องจากคำนึงถึงการมีส่วนร่วมของมวลประสิทธิผลของโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐาน ซึ่งการเปรียบเทียบแรงภายในเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างเทียม (Q_{UD}) และแรงแบบอินอีลาสติก (Q_{el}) กับกำลังครากของชิ้นส่วน (Q_{CE}) แสดงได้ดังรูปที่ 2.2-3

จากรูปที่ 2.2-3 u_y คือการเสียรูปของชิ้นส่วนที่จุดคราก โดยจากข้อ 5.4.2.2.1 ในมยพ.1303-57 [1] m คือตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สอดคล้องกับระดับสมรรถนะที่กำลังพิจารณา ซึ่ง mu_y หมายถึง การเสียรูปที่ยอมให้สำหรับระดับสมรรถนะที่กำลังพิจารณา ดังนั้นเกณฑ์การยอมรับต้องเป็นไปตามสมการ

$$mu_y \geq u_{inel}$$

ซึ่งหากคูณทั้งสองข้างของสมการด้วยค่าสตีเฟน (k) และคูณค่ากำลังรับแรงข้างซ้ายของสมการด้วยตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) ทำให้ได้สมการที่ 5.4-3 ใน มยพ.1303-57 [1]

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$$



รูปที่ 2.2-3 แรงภายในและการเสียรูปของชิ้นส่วนเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างเทียม

สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบเปราะตามรูปที่ 2.2-1 (ค) ซึ่งไม่มีการคราก ซึ่งเมื่อรับแรงถึงจุดครากแล้ว ส่งผลให้ชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดการวิบัติทันทีโดยไม่สามารถรับแรงได้อีกต่อไป เกณฑ์การยอมรับสำหรับชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบเปราะดังรูปที่ 2.2-1 (ค) ได้กำหนดโดยค่าแรง (force-controlled) ซึ่งคล้ายกับการตรวจสอบกำลังต้านทานแรงตามปกติ

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF}$$

โดยที่ Q_{CL} = ค่าขอบเขตล่าง (lower bound) ของกำลังรับแรงของชิ้นส่วน

Q_{UF} = แรงที่เกิดขึ้นที่ต้องต้านทานในชิ้นส่วนที่กำลังพิจารณา

ซึ่งหากคำนวณแรงภายในเนื่องจากแผ่นดินไหวตามแรงกระทำด้านข้างเทียม ต้องลดทอนแรงด้วยค่าตัวประกอบ C_1 , C_2 และ J เพราะแรงที่เกิดขึ้นจริง คำนวณโดยใช้แรงแบบอีลาสติกที่ไม่ต้องเพิ่มค่าด้วยค่าตัวประกอบ C_1 , C_2 และแรงที่เกิดขึ้นจริง อาจถูกจำกัดโดยความสามารถในการส่งถ่ายแรงของชิ้นส่วนอื่นมายังชิ้นส่วนที่กำลังพิจารณา จึงยอมให้มีการลดทอนด้วยตัวประกอบการส่งผ่านแรง (J) ตามสมการที่ 5.4-2 ข้อ 5.4.2.1.2 ใน มยพ.1303-57 [1]

ค่า m สำหรับชิ้นส่วนประเภทต่างๆ กำหนดไว้ในข้อ 7.3 ถึง 7.5 ในส่วนที่ 7 ของมยพ.1303-57 [1] สำหรับหลักเกณฑ์การเลือกค่า κ ให้ไว้ในข้อ 4.2.7 ใน มยพ.1303-57 [1]

2.3 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตเชิงเส้น

จากที่กล่าวข้างต้นแล้วว่าพฤติกรรมจริงของโครงสร้างที่ตอบสนองต่อแผ่นดินไหวเป็นแบบพลศาสตร์ และอาจมีการเสียรูปเข้าสู่ช่วงอนีลาสติก การวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบสถิตเชิงเส้น (linear static procedure หรือ LSP) จึงเป็นการวิเคราะห์แบบประมาณ โดยหาค่าการตอบสนองของโครงสร้างซึ่งได้แก่ แรงภายใน

และการเสียรูปที่ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริง โดยใช้แรงกระทำด้านข้างเทียม (pseudo-lateral force) กระทำแบบสถิตต่อแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง แล้วทำการวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น

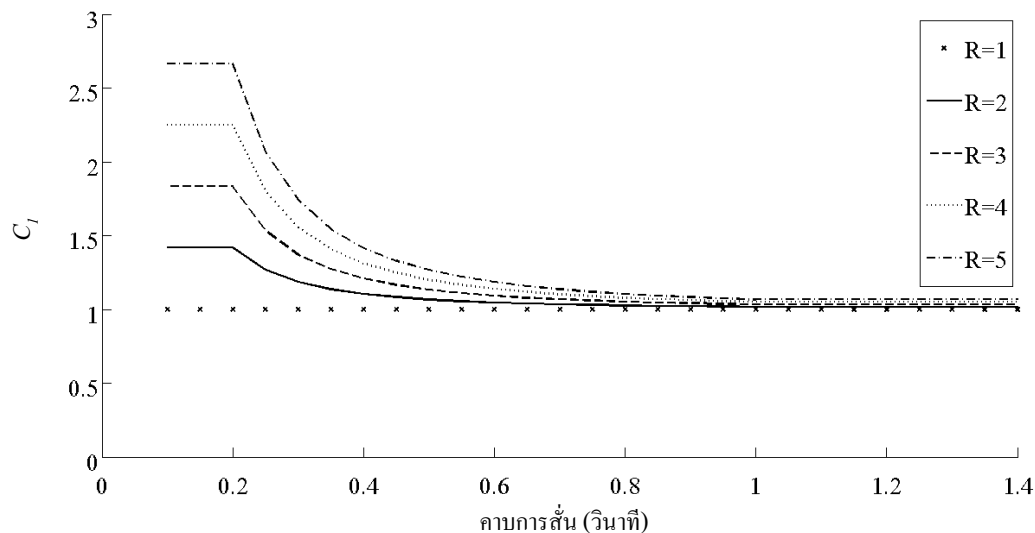
แรงกระทำด้านข้างเทียม เป็นแรงที่ใช้กระทำต่อโครงสร้างเพื่อให้โครงสร้างมีการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกับที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริง กำหนดตามสมการที่ 5.3-3 ในมยพ.1303-57 [1] ดังนี้

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W$$

โดยที่	V	=	แรงด้านข้างเทียม (pseudo-lateral force)
	C_1	=	ตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบอินอีลาสติกกับการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบแบบอีลาสติกเชิงเส้น ขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนกำลัง (R) ตามสมการที่ 5.3-9 ในมยพ.1303-57 [1]
	C_2	=	ตัวประกอบปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อขึ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง การเสื่อมถอยของสติฟเนสแบบวัฏจักร และการเสื่อมถอยด้านกำลังต่อการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคาร
	C_m	=	ตัวประกอบของมวลประสิทธิผล เพื่อคำนึงถึงการมีส่วนร่วมของมวลประสิทธิผล
	S_a	=	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นพื้นฐานและอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา
	W	=	น้ำหนักประสิทธิผลของอาคาร
	R	=	อัตราส่วนกำลัง เป็นอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ฐานที่ต้องต้านทานหากโครงสร้างเป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้นกับกำลังต้านทานแรงเฉือนรวมที่ฐานที่จุดครากประสิทธิผล
			$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m$
	V_y	=	กำลังรับแรงเฉือนรวมที่ฐานที่จุดครากประสิทธิผล (effective yield strength หรือ V_y) อ้างอิงข้อ 5.3.3.2.5 ใน มยพ. 1303-57 [1] ซึ่งต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้นก่อน จึงไม่สามารถดำเนินการได้ในทางปฏิบัติ เพราะเป็นขั้นตอนที่ซับซ้อนไม่สามารถทำได้ในเบื้องต้น จึงอนุโลมให้ใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานแบบอีลาสติก (elastic base shear capacity) ซึ่งได้แก่ผลรวมกำลังรับแรงเฉือนของชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่งที่ชั้นล่างสุดของอาคาร แทนค่าตัวแปร V_y ในการคำนวณค่าอัตราส่วนกำลัง (R)

แรงด้านข้างเทียมได้จากการปรับแก้ค่าแรงเฉือนที่ฐานแบบอีลาสติกเชิงเส้น ($S_a W$) ด้วยตัวประกอบ C_1 C_2 และ C_m

C_1 มีค่ามากกว่า 1 ซึ่งทำให้แรงต้านข้างเทียมมากกว่าแรงแบบอีลาสติก แสดงถึงการเสียรูปแบบอนีลาสติกที่มากกว่าการเสียรูปแบบอีลาสติก ในกรณีที่โครงสร้างมีคาบการสั่นพื้นฐาน (T) น้อยกว่า 1 วินาที และอัตราส่วนกำลัง (R) มีค่ามากกว่า 1 กล่าวคือกำลังรับแรงเฉือนที่ฐานน้อยกว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานแบบอีลาสติกเชิงเส้น ค่าปรับแก้ C_1 แสดงในรูปที่ 2.3-1 ซึ่งเห็นได้ว่า C_1 อาจมีค่าสูงมากเมื่อคาบการสั่นน้อยกว่า 0.5 วินาทีและอัตราส่วนกำลัง (R) มีค่ามากกว่า 1

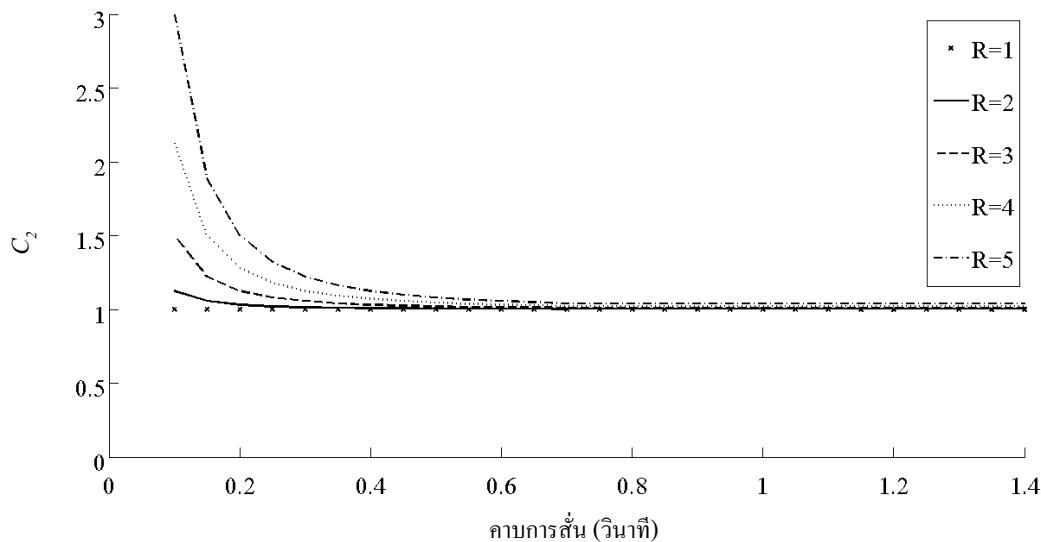


รูปที่ 2.3-1 ตัวประกอบ C_1 ที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบอนีลาสติกกับการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบแบบอีลาสติกเชิงเส้น กรณีที่ตั้งบนชั้นดินชนิด D

C_2 ขยายค่าการเสียรูปแบบเนื่องจากผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อชิ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง (pinched hysteresis shape) การเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังต้านทาน เมื่อคาบการสั่นพื้นฐาน (T) น้อยกว่า 0.7 วินาที C_2 อาจมีค่าสูงมากเมื่อคาบการสั่นน้อยกว่า 0.2 วินาที และอัตราส่วนกำลัง (R) มีค่ามากกว่า 1 ดังรูปที่ 2.3-2

C_m มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 ดังตารางที่ 5.3-1 ใน มยพ. 1303-57 [1] ซึ่งเป็นการปรับแก้ความแตกต่างระหว่างมวลทั้งหมดของอาคารกับมวลประสิทธิภาพประจำโหมดที่ใช้ในการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานในทฤษฎีพลศาสตร์โครงสร้าง

สังเกตได้ว่าแรงต้านข้างเทียม ($C_1 C_2 C_m S_d W$) สำหรับการประเมินโครงสร้างตาม มยพ.1303-57 [1] มีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารสำหรับออกแบบอาคารใหม่ ($\frac{I}{R} S_d W$) ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ในมยพ. 1302-52 [2] ค่อนข้างมากเพราะ แรงเฉือนที่ฐานอาคารสำหรับออกแบบอาคารใหม่ได้จากแรงแบบอีลาสติกที่ลดทอนด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) จากข้อ 2.3.1 ในมยพ.1302-52 [2] ทำให้มีค่าต่ำกว่าแรงแบบอีลาสติก แรงที่ใช้ในการออกแบบเป็นแรงที่ใช้กำหนดค่ากำลังต้านทานที่จุดครากของชิ้นส่วนต่างๆ ซึ่งปกติมีค่าต่ำกว่าแรงแบบอีลาสติก ($S_d W$) ในขณะที่แรงต้านข้างเทียมสำหรับการประเมินอาคารเป็นแรง



รูปที่ 2.3-2 ตัวประกอบ C_2 ที่ปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อขึ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง การเสื่อมถอยของสติฟเนสแบบวัฏจักร และการเสื่อมถอยด้านกำลัง ต่อการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารที่ทำให้ได้ค่าการเสียรูปของโครงสร้างเท่ากับ (หรือใกล้เคียง) ค่าที่มีการตอบสนองแบบอินอีลาสติก (u_{inel}) ดังแสดงในรูปที่ 2.2-3

แรงภายในโครงสร้างเนื่องจากแรงต้านข้างเทียมอาจมีค่ามากกว่าแรงภายในที่อาจเกิดขึ้นจริง เพราะแบบจำลองคณิตศาสตร์ของโครงสร้างเป็นแบบเชิงเส้น แรงภายในจึงไม่ถูกจำกัดไว้หลังการคราก ซึ่งในสภาพจริงแรงภายในของชิ้นส่วนหนึ่งๆ อาจถูกจำกัดเนื่องจากการครากของชิ้นส่วนที่ส่งถ่ายแรงมาให้ ดังนั้นการตรวจสอบแรงภายในชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบเปราะ ซึ่งถือว่ามีความผิดปกติที่ถูกควบคุมโดยแรง จึงให้คำนวณแรงที่ต้องต้านทาน (Q_{UF}) ตามสมการที่ 5.4-2 ในมยพ.1303-57 [1] คือ

$$Q_{UF} = Q_G + \frac{Q_E}{C_1 C_2 J}$$

โดยที่ Q_G = แรงภายในเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลกทั้งน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบางส่วน
 Q_E = แรงภายในเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวซึ่งเรียกว่า แรงกระทำด้านข้างเทียม
 J = ตัวประกอบลดการส่งผ่านแรงซึ่งมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1 ถ้าชิ้นส่วนที่อยู่ในเส้นทางส่งถ่ายแรงมาให้ชิ้นส่วนที่กำลังพิจารณา ยังคงมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกทั้งหมดให้ใช้ J เท่ากับ 1 แต่ถ้าชิ้นส่วนเหล่านั้นมีการครากเกิดขึ้นสามารถใช้ค่า J ที่มากกว่า 1 ได้ เช่น เท่ากับ 1.5 และ 2 สำหรับที่ตั้งอาคารที่มี

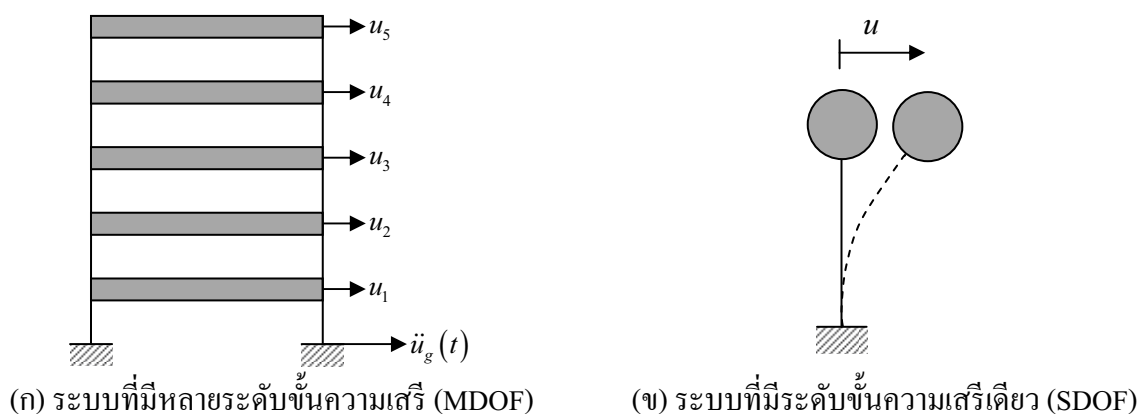
ระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวปานกลาง และสูงตามลำดับ

ดังนั้นแรงที่ต้องต้านทาน (Q_{UF}) สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงอาจมีค่าต่ำกว่าแรงภายในที่คำนวณได้โดยตรงภายใต้แรงด้านข้างเทียบเพราะยอมให้มีการลดทอนด้วยตัวประกอบ $C_1 C_2 J$

ตัวอย่างของการประเมินอาคารด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงเส้นแสดงไว้ในภาคผนวก ก

2.4 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น

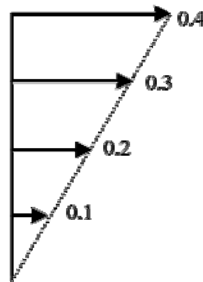
การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นหรือที่เรียกกันทั่วไปว่า วิธีวิเคราะห์โดยการผลักด้านข้าง (pushover analysis) ใช้วิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่เป็นระบบหลายระดับขั้นความเสรี (multi-degree-of-freedom system หรือ MDOF) ดังตัวอย่างโครงสร้างในรูปที่ 2.4-1 (ก) เพื่อหาตอบสนองต่อการกระตุ้นจากแผ่นดินไหว วิธีนี้ถือว่าเป็นวิธีแบบประมาณเพราะในสภาพความเป็นจริง แผ่นดินไหวกระทำต่อโครงสร้างโดยการกระตุ้นที่ฐานของอาคารด้วยความเร่งของพื้นดิน (ground acceleration) ซึ่งแปรเปลี่ยนตามเวลา แต่ในวิธีสถิตไม่เชิงเส้นให้สมมติว่าแรงจากแผ่นดินไหวเป็นแรงแบบสถิตที่กระทำต่อโครงสร้างโดยมีรูปแบบการกระจายแรงที่คงที่ (force distribution pattern) ดังเช่นในรูปที่ 2.4-2 และมีสมมติฐานว่าสามารถประมาณค่าการตอบสนองของระบบ MDOF ได้จากการตอบสนองของระบบ SDOF ที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่เทียบเท่ากับระบบ MDOF นั้น (equivalent single-degree-of-freedom system) ได้ ดังรูปที่ 2.4-1 (ข)



รูปที่ 2.4-1 ระดับขั้นความเสรีของระบบ

เมื่อต้องการหาการตอบสนองสูงสุดของอาคารที่เป็นระบบ MDOF สามารถทำได้โดยหาการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF เทียบเท่าเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่กำลังพิจารณาโดยการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ของระบบ SDOF แล้วนำค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF เทียบเท่าไปประมาณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของยอดอาคาร (target roof displacement) จากนั้นนำแรงกระทำด้านข้างที่เป็นตัวแทนของแรงแผ่นดินไหวที่มีรูปแบบการกระจายแรงที่คงที่มาก่อให้เกิดอาคารโดยค่อยๆ เพิ่มแรงและวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิต

(ไม่มีแรงเฉื่อย) และคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุที่เกิดการคราก จนกระทั่งยอดอาคารมีการเคลื่อนที่เท่ากับที่ได้ประมาณค่าไว้ จึงหยุดการเพิ่มแรง



รูปที่ 2.4-2 ตัวอย่างรูปแบบการกระจายแรงแบบสถิต (force distribution pattern)
ซึ่งเป็นสัดส่วนกับรูปร่างโหมดพื้นฐาน ในวิธีวิเคราะห์โดยการปลัดด้านข้าง

ที่สภาวะสุดท้ายนี้ แรงภายใน การเคลื่อนที่ และการเสียรูป เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift) หรือการหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานหรือเสา (plastic hinge rotation) ถือว่าเป็นค่าตอบสนองสูงสุด (peak response) ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวนั้น โดยต้องนำค่าเหล่านี้ไปเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับเพื่อประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว

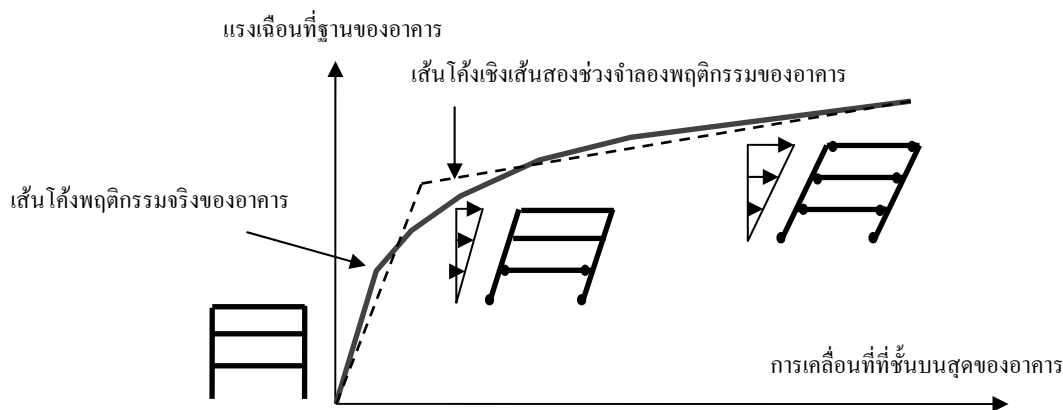
ดังนั้นตัวแปรสำคัญที่กำหนดระดับการตอบสนองของอาคาร คือ ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (target roof displacement หรือ δ_t) ซึ่งประมาณค่าจากการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF เทียบเท่าตามสมการที่ 5.3-8 ในมยพ.1303-57 [1]

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

การเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF แบบอีลาสติก ($S_a = S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$) ซึ่งขึ้นอยู่กับการสั่น และอัตราส่วนความหน่วง ให้คูณด้วยตัวประกอบ $C_1 C_2$ เพื่อขยายค่าเนื่องจากการตอบสนองแบบอินอีลาสติก และการเสื่อมถอยของวัสดุ และถูกคูณด้วยตัวประกอบ C_0 ซึ่งเป็นตัวประกอบของการมีส่วนร่วม (participation factor) เพื่อแปลงการเคลื่อนที่ของระบบ SDOF ให้เป็นการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของระบบ MDOF ดังตารางที่ 5.3-2 ใน มยพ.1303-57 [1]

ตัวประกอบ C_1 ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนกำลัง R ซึ่งเกี่ยวข้องกับอัตราส่วนระหว่างแรงเฉื่อยที่ต้องต้านทานหากโครงสร้างตอบสนองแบบอีลาสติกเชิงเส้น ($S_d W$) กับกำลังต้านทานแรงเฉื่อยที่จุดครากของอาคาร (V_y) ดังนั้นจึงต้องทำการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้นเพื่อหาลำดับต้านทานแรงเฉื่อยที่จุดครากของอาคาร (V_y) โดยใช้แรงกระทำด้านข้างที่มีรูปแบบการกระจายแรงคงที่กระทำต่ออาคาร โดยค่อยๆเพิ่มแรงให้มาก

ขึ้น แล้ววาดกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (base shear force) ซึ่งมีค่าเท่ากับผลรวมของแรงต้านข้างทั้งหมดที่กระทำ และการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร (roof displacement) แบบจำลองคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์ ต้องคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นเนื่องจากการครากที่เกิดขึ้นเมื่อแรงภายในมากกว่ากำลังครากของวัสดุ เส้นกราฟที่ได้มีชื่อเรียกว่า เส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (pushover curve) ดังรูปที่ 2.4-3 ซึ่งแสดงให้เห็นจุดครากของอาคารในภาพรวม เพื่อใช้หาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดครากของอาคาร (V_y)



รูปที่ 2.4-3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (pushover curve)

ในการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่สามารถพิจารณาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุ จำเป็นต้องกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานและการเสียรูปเกินช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้นดังที่ได้แสดงตัวอย่างในรูปที่ 2.2-1 และรูปที่ 2.2-2 และโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้ ต้องมีความสามารถในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นได้ด้วย ซึ่งมีอยู่หลายโปรแกรม ยกตัวอย่างเช่น SAP2000 ETABS Perform3D ซึ่งสามารถทำการวิเคราะห์แบบแรงกระทำด้านข้าง (pushover analysis) ได้และสามารถให้ผู้ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับของการเสียรูปได้ด้วยโดยใช้สัญลักษณ์ IO LS และ CP ซึ่งโปรแกรมสามารถแสดงระดับสมรรถนะได้ด้วยสีที่แตกต่างกันเมื่อมีการเสียรูปอยู่ในแต่ละช่วง ข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานและการเสียรูปเกินช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น และเกณฑ์การยอมรับของการเสียรูปของชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยการเสียรูปอยู่ในตารางในข้อ 7.3 ถึง 7.5 ในมยพ.1303-57 [1]

หลังจากได้ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบสถิตไม่เชิงเส้นต้องทำการตรวจสอบตามเกณฑ์การประเมินดังข้อ 2.2 ในเอกสารนี้ ได้แก่ การประเมินในภาพรวม (ข้อ 3.4.1 ในมยพ.1303-57 [1]) เช่น ค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการประเมินชิ้นส่วนย่อยซึ่งประกอบด้วยชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมที่ควบคุมโดยการเสียรูป (ข้อ 5.4.3.2.1 ใน มยพ.1303-57 [1]) และชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรง (ข้อ 5.4.3.2.3 ในมยพ.1303-57 [1])

ขั้นตอนของการวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบสถิตไม่เชิงเส้น (NSP) สรุปได้ดังนี้

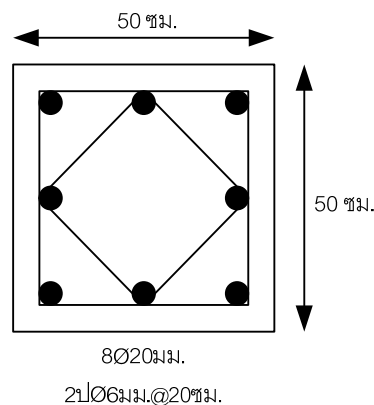
- (1) สร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ของโครงสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนที่จำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุ เช่น จุดหมุนแบบพลาสติกที่ปลายเสาหรือคาน โดยสามารถคำนวณคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกตามแนวทางที่กำหนดในข้อ 7.2.1.2.2 ของ มยพ. 1303-57 [1] ซึ่งมีตัวอย่างแสดงในข้อ 2.5 ของคู่มือฉบับนี้ ซึ่งอ้างอิงตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลองในตารางที่ 7.3-1 ถึง 7.3-3 7.3-8 ถึง 7.3-9 และ 7.4-1 ถึง 7.4-3 ใน มยพ. 1303-57 [1]
- (2) วิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าคุณสมบัติประจำโหมดต่างๆ เช่น คาบธรรมชาติ รูปร่างโหมดมวลประสิทธิผล
- (3) ประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (δ_i) ตามสมการที่ 5.3-8 ใน มยพ.1303-57 [1] โดยสมมติให้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e) เท่ากับคาบการสั่นพื้นฐานแบบอีลาสติกไปก่อน
- (4) ให้แรงกระทำแนวตั้งจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบางส่วนค้างไว้ แล้วให้แรงกระทำด้านข้างซึ่งมีการกระจายแรงตามแนวตั้งที่เป็นสัดส่วนกับรูปร่างของโหมดพื้นฐาน
- (5) เพิ่มแรงกระทำด้านข้างโดยมีรูปแบบการกระจายแรงตามแนวตั้งคงเดิมจนทำให้การเคลื่อนที่ของยอดอาคารไปถึงร้อยละ 150 ของการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร
- (6) วาดกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (pushover curve) แล้วลากเส้นกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติตามข้อ 5.3.3.2.5 ใน มยพ.1303-57 [1] เพื่อหาค่าแรงที่จุดครากประสิทธิผล (V_y) และสติเฟนส์ด้านข้างประสิทธิผล (K_e)
- (7) คำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e) ตามสมการที่ 5.3-7 ใน มยพ.1303-57 [1] และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคารตามสมการที่ 5.3-8 ใน มยพ.1303-57 [1] อีกครั้งโดยใช้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผลที่ได้ และใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (S_d) ที่สอดคล้องกับคาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล
- (8) หากค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (δ_i) ที่ได้ในขั้นตอนที่ 7 มากกว่าค่าเดิมจากขั้นตอนที่ 3 เกินร้อยละ 50 ให้ทำขั้นตอนที่ 5 ถึง 7 ซ้ำอีกครั้ง
- (9) ทำการให้แรงกระทำต่อโครงสร้างดังขั้นตอนที่ 4 และ 5 จนกระทั่งการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารเท่ากับค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (δ_i) แรงภายในและการเสียรูปที่สถานะนี้เป็นค่าตัวแทนของการตอบสนองสูงสุดของอาคารที่โครงสร้างต้องต้านทาน
- (10) ในการประเมินภาพรวม ให้นำค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไปเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ในตารางที่ 3.4-2 ใน มยพ.1303-57 [1] ตามระดับสมรรถนะที่ต้องการ
- (11) สำหรับการประเมินชิ้นส่วนย่อย ให้นำค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติกไปเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ในตารางที่ 7.3-1 ถึง 7.3-3 7.3-8 ถึง 7.3-9 และ 7.4-1 ถึง 7.4-3 ใน มยพ.1303-57 [1] ตามระดับสมรรถนะที่ต้องการ

- (12) ตรวจสอบแรงภายในในชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรงตามเกณฑ์การยอมรับในข้อ 5.4.3.2.3 และใช้สมการที่ 5.4-4 ใน มยพ.1303-57 [1]

2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของเสา

ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแบบไม่เชิงเส้นจำเป็นต้องกำหนดคุณสมบัติของชิ้นส่วนที่ใช้จำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในแบบจำลองคณิตศาสตร์ เช่น จุดหมุนพลาสติก ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดทาน (หรือกำลัง) และการเสียรูป พารามิเตอร์ของความสัมพันธ์ดังกล่าวได้แก่ กำลังดัดทานที่จุดคราก การเสียรูปที่จุดคราก กำลังดัดทานที่จุดประลัย (จุดสูงสุด) การเสียรูปที่จุดประลัย กำลังดัดทานคงค้างหลังจากประลัย และการเสียรูปสูงสุดที่ชิ้นส่วนดัดทานได้ พารามิเตอร์เหล่านี้ต้องคำนวณโดยใช้ข้อมูลของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง เช่น ขนาดหน้าตัด รายละเอียดการเสริมเหล็กปดกและเหล็กตามยาว ค่าแรงตามแนวแกน และแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นซึ่งใช้ในการออกแบบ โดยข้อนี้แสดงตัวอย่างการคำนวณพารามิเตอร์ต่างๆ ดังกล่าวสำหรับเสาตัวอย่างหนึ่งต้น

เสาตัวอย่างที่พิจารณาเป็นเสาขนาดหน้าตัด 50x50 เซนติเมตรซึ่งมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ 2.5-1



รูปที่ 2.5-1 หน้าตัดเสาตัวอย่าง

- (1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงวิกฤตที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนมาจากกรณีรายการน้ำหนักบรรทุกรวมแบบ 11-YPXNTP (0) ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนมีค่าดังต่อไปนี้
- แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (P_G)
- $$= 50,106 \quad \text{กก. (แรงอัด)}$$
- แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (P_E)
- $$= 30,093 \quad \text{กก. (แรงดึง)}$$
- แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (V_{GY})

$$= 2,154 \quad \text{กิโลกรัม}$$

แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากแรงเฉือนทางด้านข้าง (V_{EY})

$$= 18,168 \quad \text{กิโลกรัม}$$

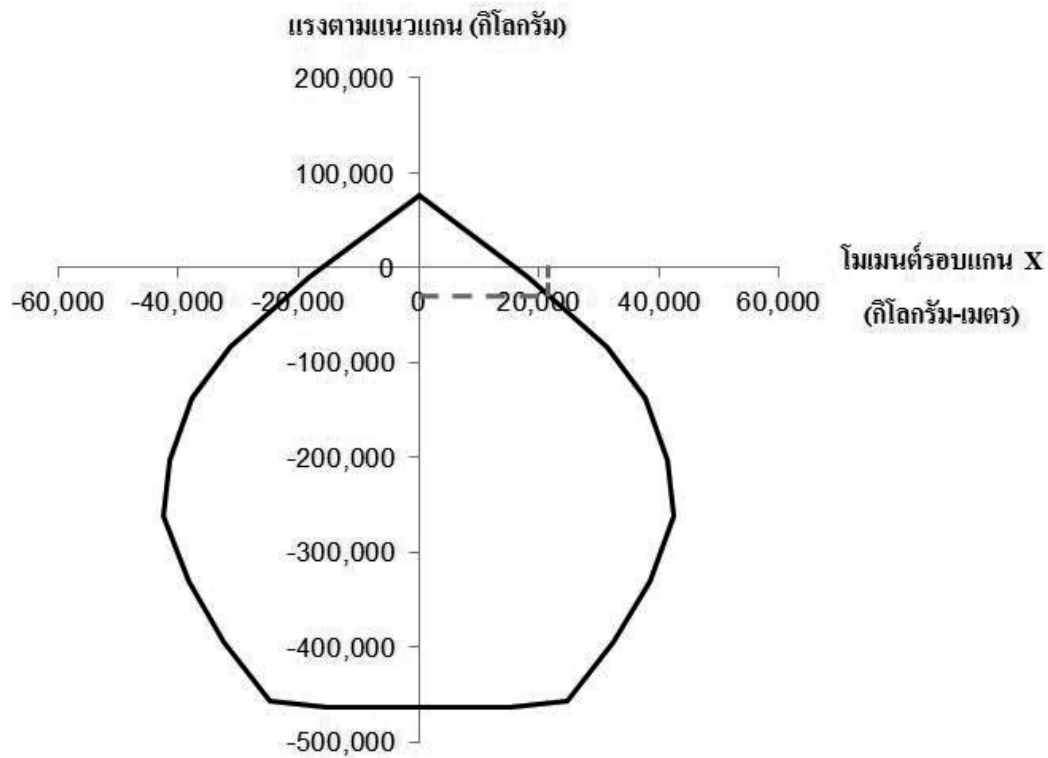
$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{50,106 - 30,093}{(50 \times 50) \times 240} = 0.033$$

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{4 \times [\pi \times (0.6^2) / 4]}{50 \times 20} = 0.00113$$

$$\frac{V_y}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{(18,168 + 2,154) \times 9.81 / 10^6}{0.5 \times 0.45 \times \sqrt{240 \times 0.098}} = 0.18$$

- (2) คำนวณหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้สำหรับการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมูมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเสา

นำข้อมูลในข้อ (1) ไปคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆจากตารางที่ 7.3-2 ได้ค่า a b และ c เท่ากับ 0.0143 0.0175 และ 0.2 เรเดียนตามลำดับ และสามารถหาค่ามูมหมุนพลาสติกที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะ IO LS และ CP ได้จากสมการเกณฑ์การยอมรับในตารางเดียวกันนี้ ได้ค่าเท่ากับ 0.005 0.0107 และ 0.0125 เรเดียน ตามลำดับ จากปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 2.5-2 สามารถหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดคราก (M_y) ได้เท่ากับ 24,815 กิโลกรัม-เมตร ภายใต้แรงอัดในแนวแกนซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (P_G) ที่มีค่าเท่ากับ 50,106 กิโลกรัม



รูปที่ 2.5-2 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัด และโมเมนต์ดัดของหน้าตัดเสา

- (3) สร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและมูมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเสา

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y)

$$= 24,815 \quad \text{กิโลกรัม-เมตร}$$

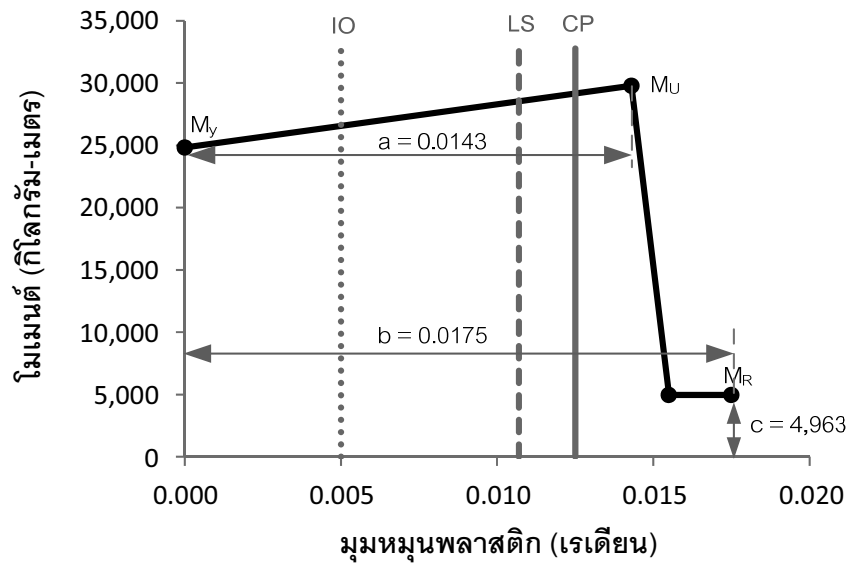
กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย (M_U)

$$= 1.2 * 24,815 = 29,778 \quad \text{กิโลกรัม-เมตร}$$

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดคงค้าง (M_R)

$$= 0.2 * 24,815 = 4,963 \quad \text{กิโลกรัม-เมตร}$$

จากข้อมูลข้างต้นนำไปสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมูมหมุนพลาสติกสำหรับเสาตัวอย่างได้ดังแสดงในรูปที่ 2.5-3



รูปที่ 2.5-3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเสาตัวอย่าง

3.1 หลักการเสริมกำลังอาคาร

หลักการสำคัญอันหนึ่งในการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคารคือ การพยายามลดความไม่สม่ำเสมอที่มีอยู่ของโครงสร้างอาคาร (reduction of existing irregularities) เช่นโดยการเสริมกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีต หรือโครงแกนเหล็ก (มยพ. 1303-57 [1] ข้อ 8.3) ในตำแหน่งที่เหมาะสม การเสริมกำแพงรับแรงเฉือน หรือโครงแกนเหล็ก ยังอาจใช้ได้ดีในกรณีที่ต้องเพิ่มสติเฟเนสและกำลังโดยรวมให้แก่อาคารเดิม แต่พึงตรวจสอบฐานรากว่าเพียงพอรับแรงที่อาจเพิ่มขึ้นจากแผ่นดินไหวหรือไม่ นอกจากนี้อาจทำการปรับเปลี่ยนชิ้นส่วนโครงสร้างเฉพาะที่ (local modification of components) โดยการพอกโครงสร้างด้วยคอนกรีต เหล็ก หรือพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อเพิ่มกำลังของชิ้นส่วนให้เพียงพอรับแรงที่ต้องต้านทานจากผลของแผ่นดินไหว หรือต้องการเพิ่มความเหนียวของชิ้นส่วน (มยพ. 1303-57 [1] ข้อ 8.2) การติดตั้งระบบอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนโดยใช้ อุปกรณ์สลายพลังงานแบบพาสซีฟ (ในมยพ. 1303-57 [1] ข้อ 8.4) หรือการใช้ค้ำยันที่ไม่โก่งเคาะ (มยพ. 1303-57 [1] ข้อ 8.5) เพื่อเพิ่มความหน่วงให้ระบบโครงสร้าง จัดเป็นทางเลือกที่เหมาะสมในกรณีที่ต้องการลดผลจากแผ่นดินไหวในโครงสร้างโดยรวม

3.2 วิธีพอกโครงสร้าง

การเสริมกำลังโดยวิธีพอกโครงสร้าง จัดเป็นแนวทางการปรับปรุงชิ้นส่วนโครงสร้างเฉพาะที่ใช้ในกรณีที่ต้องการ โดยที่วัสดุที่นำมาพอกโครงสร้างได้แก่ คอนกรีต เหล็ก และพอลิเมอร์เสริมเส้นใย

3.2.1 การพอกโครงสร้างด้วยคอนกรีตหรือเหล็ก

การเสริมกำลังชิ้นส่วนด้วยวิธีการหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก (concrete jacketing) และการหุ้มด้วยแผ่นเหล็ก (steel plate jacketing) เป็นวิธีการเสริมให้ชิ้นส่วนมีกำลังต้านทานแรงจากแผ่นดินไหว หรือมีความเหนียวของหน้าตัดที่เพิ่มขึ้น เพื่อให้สามารถต้านแผ่นดินไหวที่มากระทำต่อโครงสร้างได้ ข้อดีของวิธีทั้งสองคือมีราคาถูกและช่างก่อสร้างทั่วไปมีความคุ้นเคย แต่มีข้อเสียคืออาจเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่ให้แก่ชิ้นส่วน อีกทั้งการทำงานบางครั้งต้องรบกวนโครงสร้างเดิมมาก

สำหรับโครงสร้างอาคารที่ออกแบบและก่อสร้างโดยที่ไม่ได้คำนึงผลของแรงแผ่นดินไหวนั้น ชิ้นส่วนในโครงสร้าง เช่น เสา คาน จุดต่ออาจมีกำลังรับน้ำหนักหรือความเหนียวที่ไม่เพียงพอในการต้านแรงด้านข้างที่เกิดขึ้น ดังนั้นจึงเป็นสาเหตุให้ชิ้นส่วนเหล่านั้นเกิดการวิบัติในรูปแบบต่างๆ เช่น การวิบัติเฉือนที่เกิดขึ้นในเสา (ดังรูปที่ 3.2-1) และการวิบัติเชิงดัดในเสา (ดังรูปที่ 3.2-2)



รูปที่ 3.2-1 ตัวอย่างการวิบัติเนื่องที่เกิดขึ้นในเสา

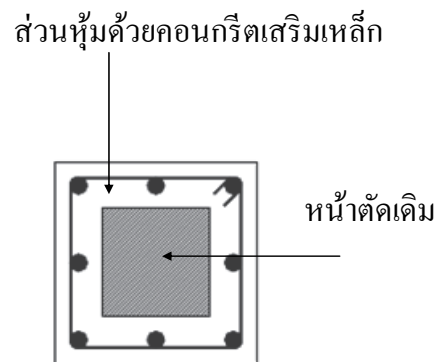


รูปที่ 3.2-2 ตัวอย่างการวิบัติแบบแรงดัดที่ปลายบนและปลายล่างของเสา

สำหรับการวิบัติเนื่อง สามารถสังเกตเห็นรอยร้าวทแยงได้ ดังรูปที่ 3.2-1 ส่วนการวิบัติเชิงดัด ซึ่งโดยส่วนใหญ่ เกิดขึ้นที่ปลายของชิ้นส่วน เช่น ปลายเสาด้านบนและปลายเสาด้านล่าง ดังรูปที่ 3.2-2 ซึ่งสังเกตเห็นการแตกกะเทาะของคอนกรีตและตามมาด้วยเหล็กยื่นคู้และเหล็กปลอกขาด การวิบัติทั้งสองลักษณะข้างต้นเป็นการวิบัติที่พบได้บ่อยในโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

เพื่อป้องกันการวิบัติเนื่องและดัดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน อาจใช้วิธีการเสริมกำลังด้วยการหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete jacketing) และการหุ้มด้วยแผ่นเหล็ก (steel plate jacketing) ซึ่งทั้งสองวิธีนี้สามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนและกำลังต้านโมเมนต์ให้แก่ชิ้นส่วนได้เป็นอย่างดี ตัวอย่างการหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงดังรูปที่ 3.2-3 ซึ่งแสดงให้เห็นหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเดิมและส่วนหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก (concrete jacketing) ในส่วนหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นประกอบด้วยเหล็กแกน เหล็กปลอก และคอนกรีตหุ้ม ซึ่งเพิ่มกำลังต้านทานแรงดัด แรงเฉือน และเสริมความแข็งแรงที่บริเวณรอยต่อที่ทาบทเหล็กด้วย ข้อพิจารณาที่สำคัญในการออกแบบและก่อสร้างส่วนหุ้มคอนกรีตเสริมเหล็ก ต้องคำนึงการถ่ายเทแรงเฉือนที่ผิวสัมผัส

ระหว่างหน้าตัดคอนกรีตเดิมและส่วนหุ้ม ซึ่งอาจต้องออกแบบเหล็กเดือย (dowel bars) เพื่อยึดวัสดุใหม่ และวัสดุเดิมเข้าไว้ด้วยกันเป็นหน้าตัดเชิงประกอบ (composite section)



รูปที่ 3.2-3 การหุ้มหน้าตัดด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก

นอกจากการหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก การหุ้มด้วยแผ่นเหล็กจัดเป็นอีกวิธีหนึ่งที่สามารถนำมาใช้ เพิ่มกำลังรับ โมเมนต์ดัด แรงเฉือนและการทาบท่อเหล็กเสริม ดังแสดงในรูปที่ 3.2-4



รูปที่ 3.2-4 การหุ้มเสาด้วยแผ่นเหล็ก

การหุ้มหน้าตัดด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหรือแผ่นเหล็กนั้น นอกจากสามารถเพิ่มกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด กำลังต้านทานแรงเฉือน และกำลังที่รอยต่อทาบทเหล็กเสริมแล้ว ยังช่วยเพิ่มความเหนียว (ductility) ให้แก่ชิ้นส่วนโดยกลไกการโอบรัดหน้าตัด (confinement action) อีกด้วย ซึ่งทำให้ชิ้นส่วนสามารถเคลื่อนที่ด้านข้างได้มากขึ้น โดยไม่เกิดการวิบัติ พฤติกรรมการโอบรัดเกิดขึ้นจากหน่วยแรงโอบรัดด้านข้างซึ่งถูกสร้างขึ้นโดยส่วนหุ้มคอนกรีตเสริมเหล็กหรือแผ่นเหล็กที่หุ้มหน้าตัด และทำให้กำลังรับแรงอัดและความเครียดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตเดิมนั้นสูงขึ้น ซึ่งมีผลให้กำลังรับน้ำหนักและความเหนียวมีค่าเพิ่มขึ้น

การออกแบบการเสริมกำลังด้วยการหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กและการหุ้มด้วยแผ่นเหล็กนั้น ต้องพิจารณาปัจจัย ดังนี้

- (1) กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด
- (2) กำลังต้านทานแรงเฉือน
- (3) กำลังของการทาบทต่อเหล็กเสริม
- (4) ความเหนียวของหน้าตัด
- (5) การถ่ายแรงเฉือนที่รอยต่อระหว่างหน้าตัดเดิมและส่วนหุ้ม

รายละเอียดของสมการที่ใช้ในการคำนวณ แสดงไว้ในภาคผนวก ข ของ มยพ.1303-57 [1] ซึ่งเป็นสมการที่อ้างอิงจากมาตรฐาน Eurocode 8 [4] เป็นหลัก

3.2.2 การพอกโครงสร้างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย

เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหว อาจมีชิ้นส่วนอาคารในบางบริเวณที่มีอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานและกำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่า 1 จำเป็นต้องเสริมความแข็งแรงด้านการเฉือนของชิ้นส่วนเหล่านั้น อาจทำการเสริมกำลังได้โดยวิธีพอกโครงสร้างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย เพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนของชิ้นส่วน ข้อมูลเบื้องต้นสำหรับการออกแบบเสริมกำลังชิ้นส่วนโดยวิธีพอกโครงสร้างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย มีดังนี้

- (1) คุณสมบัติหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องเสริมกำลัง จากข้อมูลอาคารก่อสร้างจริง
 - ก) ความสูงของเสา (column height หรือ H)
 - ข) ช่วงแรงเฉือน (shear span หรือ L)
 - ค) ความลึกของหน้าตัดเสา (column depth หรือ D)
 - ง) ความกว้างของหน้าตัดเสา (column width หรือ B)
 - จ) ระยะหุ้มคอนกรีต (concrete covering หรือ c_c)
 - ฉ) กำลังอัดประลัยคอนกรีต (concrete strength หรือ f'_c)
 - ช) แรงกระทำตามแนวแกน (axial load หรือ P)

- ช) ค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาเมื่อถึงค่าความโค้งที่จุดคราก (moment capacity at yield curvature หรือ M_{yi})
- ฅ) ค่าความโค้งหน้าตัดเสาที่จุดคราก (yield curvature หรือ ϕ_y)
- ญ) ตำแหน่งแกนสะเทิน (neutral axis depth หรือ c_u)
- ฎ) รายละเอียดการเสริมเหล็กในหน้าตัดเสาที่ต้องเสริมกำลัง
- ฏ) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม (bar diameter หรือ d)
- ฐ) พื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กเสริม (bar area หรือ A_s)
- ฑ) ค่ากำลังแรงดึงคราก (yield strength หรือ f_{sy}')
- (2) รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกในหน้าตัดเสาที่ต้องเสริมกำลัง
 - ก) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก (bar diameter หรือ d_h)
 - ข) พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก (bar area หรือ A_h)
 - ค) ระยะเรียงของเหล็กปลอก (spacing หรือ s)
- (3) คุณสมบัติของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ใช้พอกโครงสร้าง ซึ่งได้จากเอกสารระบุข้อมูลผลิตภัณฑ์ของผู้ผลิต
 - ก) โมดูลัสยืดหยุ่น (jacket modulus หรือ E_j)
 - ข) หน่วยแรงดึงประลัย (ultimate strength หรือ f_{ju})
 - ค) ความเครียดประลัย (ultimate strain หรือ ε_{ju})

หลังจากการรวบรวมข้อมูลคุณสมบัติของหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก คุณสมบัติของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ใช้พอกเสา และแรงภายในที่เกิดขึ้นในเสา ซึ่งได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารประกอบด้วย แรงอัดตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นทั้งสองทิศทาง ทำการตรวจสอบเกณฑ์การพอกโครงสร้างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อออกแบบเสริมกำลังขึ้นชั้นส่วน โดยมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- (4) ตรวจสอบเกณฑ์การพอกโครงสร้าง จากความต้องการกำลังรับแรงเฉือน เพื่อเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของชิ้นส่วน โดยพิจารณาผลต่างระหว่างแรงเฉือนประลัยที่ต้องต้านทาน V_u (แรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร) และกำลังต้านทานแรงเฉือน V_n ตามสมการที่ (ข.3-12) ในภาคผนวก ข ของมยพ. 1303-57 [1] ซึ่งพิจารณาตัวคูณลดกำลังแล้ว ความหนาของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ต้องใช้ สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (ข.3-15) และ (ข.3-16) ในภาคผนวก ข ของมยพ. 1303-57 [1] สำหรับเสาหน้าตัดกลมและเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมตามลำดับ และระยะการพันพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อเสริมกำลังรับแรงเฉือนเป็นไปตามข้อ ข.3.5 ในภาคผนวก ข ของมยพ. 1303-57 [1]

- (5) ตรวจสอบเกณฑ์การพอกโครงสร้าง จากการเพิ่มความสามารถในการเสียรูป โดยทำให้ชิ้นส่วนเกิดพฤติกรรมของการโอบรัดบริเวณจุดหมุนพลาสติก เพื่อป้องกันการวิบัติที่ตำแหน่งดังกล่าว ความหนาของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ต้องใช้ สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (ข.3-17) ในภาคผนวก ข ของมยพ. 1303-57 [1] และระยะการพันพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อการโอบรัด เป็นไปตามข้อ ข.3.5 ในภาคผนวก ข ของมยพ. 1303-57 [1]
- (6) ตรวจสอบเกณฑ์การพอกโครงสร้าง จากการบีบรัดกรณีมีการต่อทาบเหล็กเสริม เพื่อป้องกันการวิบัติของชิ้นส่วนบริเวณที่มีการต่อทาบเหล็กเสริม ความหนาของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ต้องใช้ สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (ข.3-24) ในภาคผนวก ข ของมยพ. 1303-57 [1] และระยะการพันพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อการโอบรัด เป็นไปตามข้อ ข.3.5 ในภาคผนวก ข ของมยพ. 1303-57 [1]

3.2.2.1 ตัวอย่างการออกแบบเสริมกำลังชิ้นส่วนโดยวิธีพอกโครงสร้างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย

หน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก รายละเอียดการเสริมเหล็กและเหล็กปลอก แรงภายในของเสา และคุณสมบัติของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ใช้เป็นตัวอย่างการออกแบบเสริมกำลัง โดยการพอกโครงสร้างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย มีรายละเอียดดังตารางที่ 3.2-1 ถึงตารางที่ 3.2-4

ตารางที่ 3.2-1 คุณสมบัติหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เป็นตัวอย่างการออกแบบเสริมกำลัง

ความกว้างของหน้าตัดเสา (B)	400 มิลลิเมตร
ความลึกของหน้าตัดเสา (D)	400 มิลลิเมตร
ความสูงของเสา (L)	3,000 มิลลิเมตร
ระยะหุ้มคอนกรีต (c_c)	41 มิลลิเมตร
กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)	20 เมกะปาสกาล
ช่วงแรงเฉือน (L_{sp})	1,500 มิลลิเมตร (สมมติให้มีค่าเท่ากับร้อยละ 50 ของความสูงของเสา)
ความลึกของแกนสะเทิน (c_u)	159 มิลลิเมตร
ความโค้งงอของเสาที่จุดคราก (ϕ_y)	8.7×10^{-6} มิลลิเมตร ⁻¹
กำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดคราก (M_{yi})	2.89×10^5 กิโลนิวตัน · มิลลิเมตร
ความเหนียวจากการเคลื่อนที่ (μ_Δ)	6 (เสามีความต้องการความเหนียวสูง)

ตารางที่ 3.2-2 รายละเอียดการเสริมเหล็กในหน้าตัดเสาที่ใช้เป็นตัวอย่างการออกแบบเสริมกำลัง

เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม (d_s)	25 มิลลิเมตร
พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมหนึ่งเส้น (A_s)	491 ตารางมิลลิเมตร
หน่วยแรงดึงครากของเหล็กเสริม (f_y)	300 เมกะปาสกาล
เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอก (d_h)	9 มิลลิเมตร
พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกหนึ่งเส้น (A_h)	63.6 ตารางมิลลิเมตร
ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก (s)	400 มิลลิเมตร
หน่วยแรงดึงครากของเหล็กปลอก (f_{yh})	240 เมกะปาสกาล

ตารางที่ 3.2-3 แรงภายในของเสาที่ใช้เป็นตัวอย่างการออกแบบเสริมกำลัง

แรงตามแนวแกนที่ต้องต้านทาน (P_u)	-517 กิโลนิวตัน (แรงอัด)
แรงเฉือนที่ต้องต้านทานในทิศทาง 2 (V_{u2})	61.6 กิโลนิวตัน
แรงเฉือนที่ต้องต้านทานในทิศทาง 3 (V_{u3})	143 กิโลนิวตัน
โมเมนต์ที่ต้องต้านทานในทิศทาง 2 (M_{u2})	45.6 กิโลนิวตัน·ม.
โมเมนต์ที่ต้องต้านทานในทิศทาง 3 (M_{u3})	-
อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานและกำลังต้านทาน (DCR)	1.2

ตารางที่ 3.2-4 คุณสมบัติของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ใช้เป็นตัวอย่างการออกแบบเสริมกำลัง

โมดูลัสยืดหยุ่นของพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (E_j)	124 กิกะปาสกาล
หน่วยแรงดึงประลัยของพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (f_{jd})	1,300 เมกะปาสกาล
ความเครียดออกแบบของพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (ε_{jd})	0.004 มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร

เนื่องจากเสาดังกล่าวมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยม ต้องคำนวณเส้นผ่าศูนย์กลางประสิทธิภาพ (D_e) ตามสมการที่ (ข.3-23) ในมยพ. 1303-57 [1] ดังนี้

$$K = \left(\frac{A}{B} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{400mm}{400mm} \right)^{\frac{2}{3}} = 1$$

$$b = \sqrt{\left(\frac{A}{2K}\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{(400mm)}{2(1)}\right)^2 + \left(\frac{(400mm)}{2}\right)^2} = 283mm$$

$$a = K b = (1)(283mm) = 283mm$$

$$D_e = \frac{b^2}{a} + \frac{a^2}{b} = \frac{(283mm)^2}{(283mm)} + \frac{(283mm)^2}{(283mm)} = 566mm$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากคอนกรีตและเหล็กปลอก สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (7.3-1) ในมยพ. 1303-57 [1]

$$V_n = k \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M / Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g$$

พิจารณาแรงภายในของเสาจากตารางที่ 3.2-3 เพื่อหาอัตราส่วนระหว่างค่าโมเมนต์ต่อแรงเฉือน คูณกับความลึกประสิทธิภาพภายใต้แรงกระทำที่ใช้ออกแบบสำหรับเสาในสองทิศทาง โดยค่าดังกล่าว ต้องอยู่ระหว่าง 2 ถึง 4 จากการคำนวณพบว่า อัตราส่วนระหว่างค่าโมเมนต์ต่อแรงเฉือน คูณกับความลึกประสิทธิภาพภายใต้แรงกระทำที่ใช้ออกแบบสำหรับเสาในสองทิศทางทั้งสองทิศทาง มีค่าน้อยกว่า 2 จึงกำหนดให้ค่าดังกล่าวมีค่าเท่ากับ 2

$$(M / Vd)_2 = \frac{M_{u3}}{V_{u2} d_2} = \frac{(0kN \cdot mm)}{(61.6kN)(0.8 \times 400mm)} = 0$$

$$(M / Vd)_3 = \frac{M_{u2}}{V_{u3} d_3} = \frac{(4.56 \times 10^4 kN \cdot mm)}{(143kN)(0.8 \times 400mm)} = 1$$

$$M / Vd = 2$$

ค่าคงที่ k ซึ่งขึ้นอยู่กับความเหนียวเชิงเคลื่อนที่ หาได้จากการพิจารณาอัตราส่วนระหว่างแรง ที่ต้องต้านทานและกำลังต้านทาน ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.2 ซึ่งได้ k เท่ากับ 1 และค่าคงที่ λ ขึ้นอยู่กับชนิด ของคอนกรีต มีค่าเท่ากับ 1 สำหรับเสาคอนกรีตมวลปกติ (normal weight concrete)

จากข้อมูลในข้างต้น สามารถคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดเสาเนื่องจากคอนกรีต และเหล็กปลอกได้ ดังนี้

$$V_c = \lambda k \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M / Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g$$

$$V_c = (1)(1) \left(\frac{0.5 \sqrt{(20 \text{ MPa})}}{(2)} \sqrt{1 + \frac{(517 \text{ kN})}{0.5 \sqrt{(20 \text{ MPa})} A_g}} \right) (0.8) (1.6 \times 10^5) = 224 \text{ kN}$$

$$V_s = k \frac{A_v f_y d}{s} = (1) \frac{(2 \times 63.6 \text{ mm}^2) (300 \text{ MPa}) (0.8 \times 400 \text{ mm})}{(400 \text{ mm})} = 30.5 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = (224 \text{ kN}) + (30.5 \text{ kN}) = 254.5 \text{ kN}$$

กำลังต้านทานที่พอลิเมอร์เสริมเส้นใยต้องรับ (V_j) คำนวณจากผลต่างระหว่างกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดในสภาพที่สามารถรับโมเมนต์ส่วนเกินได้เต็มที่และเกิดจุดหมุนพลาสติกที่ปลายบนและล่างของเสา (V_o) ซึ่งพิจารณาตัวคูณลดกำลังต้านทานแรงเฉือนแล้ว รวมถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเนื่องจากคอนกรีตและเหล็กปลอก (V_n) หากไม่มีผลการวิเคราะห์อย่างละเอียดที่น่าเชื่อถือ สามารถประมาณค่า V_o ได้ดังนี้

$$V_o = 1.5 \frac{M_{yi}}{L} = \frac{(1.5) (2.89 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{mm})}{(1500 \text{ mm})} = 289 \text{ kN}$$

$$V_j = \frac{V_o}{\phi_v} - V_n = \frac{(289 \text{ kN})}{(0.85)} - (254.5 \text{ kN}) = 85.8 \text{ kN}$$

ความหนาของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนนอกบริเวณจุดหมุนพลาสติกหาได้จากการจัดรูปสมการที่ (ข.3-15) หรือ (ข.3-16) ในมยพ. 1303-57 [1] สำหรับเสาน้ำตดกลมหรือเสาน้ำตดสี่เหลี่ยมตามลำดับ ในตัวอย่างนี้ ให้ใช้สมการที่ (ข.3-16) เนื่องจากเสาดังกล่าวเป็นเสาน้ำตดสี่เหลี่ยม

$$t_v = \frac{V_j}{2 \times f_{jd} \times D_e \times \cot \theta} = \frac{(85.8 \text{ kN})}{2 (1,300 \text{ MPa}) (566 \text{ mm}) (\cot 45^\circ)} = 0.1 \text{ mm}$$

พิจารณาการเพิ่มความสามารถในการเสีรูปของเสาเนื่องจากผลการโอบรัด เพื่อคำนวณความหนาของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ต้องพันในบริเวณจุดหมุนพลาสติกจากสมการที่ (ข.3-17) ในมยพ. 1303-57 [1]

$$t_c = 0.09 \frac{D_e (\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_{cc}}{\varphi_f \cdot f_{ju} \cdot \varepsilon_{ju}}$$

ความเครียดประลัยของคอนกรีตภายหลังการโอบรัด (ε_{cu}) ขึ้นอยู่กับความยาวของจุดหมุนพลาสติก ค่าความเหนียวจากความโค้งที่ต้องการ (μ_Φ) ในกรณีนี้ กำหนดให้ค่าความเหนียวจากการเคลื่อนที่มีค่าเท่ากับ 6 ซึ่งจัดว่าเสามีความต้องการความเหนียวสูง เพื่อความปลอดภัยในการต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากภัยแผ่นดินไหว

$$L_p = 0.08L + 0.0022 f_y \cdot d_s = 0.08(1500mm) + 0.0022(300MPa)(25mm) = 285mm$$

$$\mu_\Phi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3 \cdot (L_p/L) \cdot [1 - 0.5(L_p/L)]} = 1 + \frac{(6) - 1}{3 \times \frac{(285mm)}{(1500mm)} \times \left[1 - 0.5 \frac{(285mm)}{(1500mm)} \right]} = 10.7$$

$$\varepsilon_{cu} = \mu_\Phi \Phi_y c_u = (10.7) (8.7 \times 10^{-6} mm^{-1}) (159mm) = 1.48 \times 10^{-2}$$

แทนค่าต่างๆลงสมการที่ (ข.3-17) ในมยพ. 1303-57 [1] สำหรับการคำนวณความหนาของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อการโอบรัดในบริเวณจุดหมุนพลาสติก

$$t_c = 0.09 \frac{(566mm) ((1.48 \times 10^{-2}) - 0.004) (1.5 \times 20MPa)}{(0.9) (1,300MPa) (0.01)} = 1.4mm$$

ตรวจสอบความหนาขั้นต่ำเพื่อป้องกันการโก่งเดาะในช่วงความยาวเสาที่เกิดจุดหมุนพลาสติกตามสมการที่ (ข.3-22) ในมยพ. 1303-57 [1]

$$\frac{L}{D} = \frac{(1500mm)}{(400mm)} = 3.75$$

เนื่องจากอัตราส่วนระหว่างช่วงแรงเฉือนและความลึกของเสามีค่าน้อยกว่า 4 จึงคำนวณความหนาขั้นต่ำเพื่อป้องกันการโก่งเดาะในช่วงความยาวเสาที่เกิดจุดหมุนพลาสติก

3.2.2.2 ตัวอย่างการพันพอลิเมอร์เสริมเส้นใย

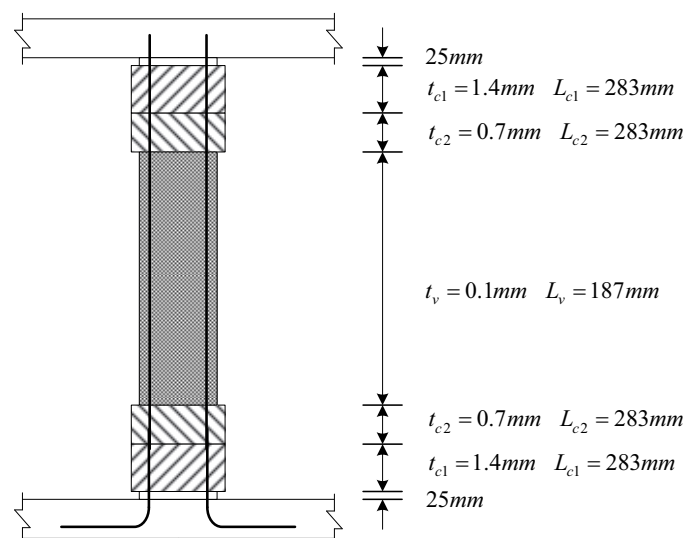
หลังจากการคำนวณความหนาพอลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ต้องใช้ในแต่ละบริเวณ ต้องกำหนดระยะการพัน ซึ่งเป็นไปตามข้อ ข.3.5 มยพ. 1303-57 [1] โดยที่ระยะ L_{c1} ของบริเวณพันหลักเพื่อการโอบรัด (primary confinement region) ที่ใช้ความหนา t_c คำนวณได้ดังนี้

$$L_{c1} = \max \left\{ \frac{0.5D_e}{L/8} \right\} = \max \left\{ \frac{0.5(566mm)}{(1500mm)/8} \right\} = \max \left\{ \frac{283mm}{188mm} \right\} = 283mm$$

ระยะ L_{c2} ของบริเวณพันรองเพื่อการโอบรัด (secondary confinement region) ใช้ความหนาร้อยละ 50 ของ t_c หาได้ในลักษณะเดียวกับการคำนวณ L_{c1}

$$L_{c2} = L_{c1} = 283mm$$

ระยะ L_s ที่พันเพื่อเสริมกำลังรับแรงเฉือนในบริเวณที่มีการต่อทาบ โดยใช้ความหนา t_s ต้องมีค่าไม่น้อยกว่าระยะต่อทาบของชิ้นส่วน และในบริเวณอื่นนอกเหนือจากระยะ L_{c1} L_{c2} และ L_s ให้ใช้ความหนาของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยเท่ากับ t_v โดยที่ระยะการพันพอลิเมอร์เสริมเส้นใยและความหนาที่ใช้ แสดงดังรูปที่ 3.2-5



รูปที่ 3.2-5 การพันเสาตัวอย่างด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใย

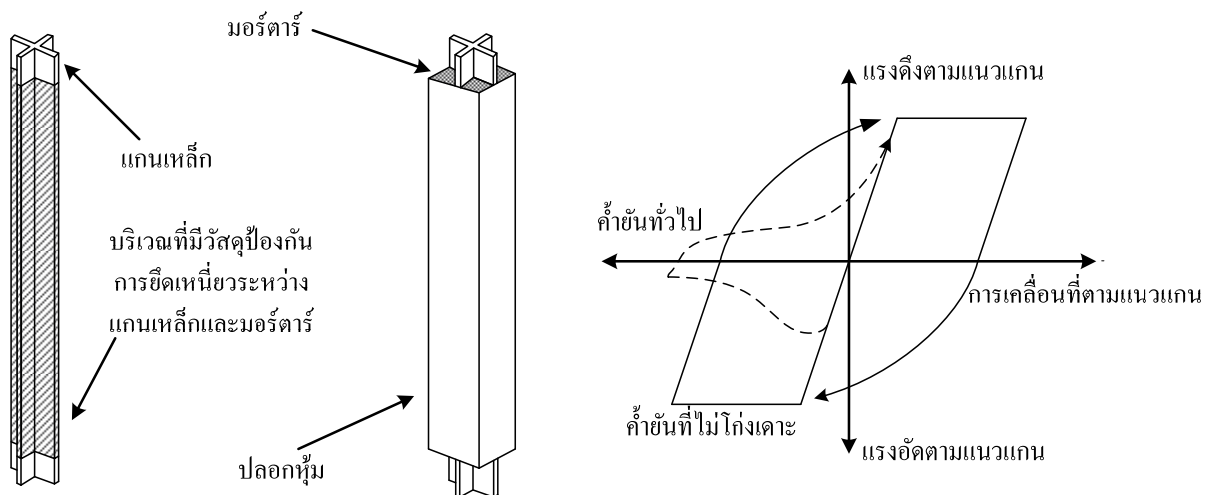
3.3 การติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือน

อุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือน ทำหน้าที่รับแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างอาคารและสลายพลังงานออกได้อย่างมีประสิทธิภาพมากกว่าชิ้นส่วนรับแรงทั่วไป สามารถแบ่งได้ 2 ประเภทคือ อุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนที่มีคุณสมบัติขึ้นกับการเคลื่อนที่ และอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนที่มีคุณสมบัติขึ้นกับความเร็วน

อุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนที่มีคุณสมบัติขึ้นกับการเคลื่อนที่ คืออุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนที่มีพฤติกรรมเปลี่ยนแปลงตามการเคลื่อนที่ของอุปกรณ์ที่เพิ่มขึ้นจากแรงกระทำเท่านั้น ในคู่มือปฏิบัติการนี้ ได้แสดงหลักการทำงานของค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะซึ่งจัดเป็นอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนที่มีคุณสมบัติขึ้นกับการเคลื่อนที่ โดยมีรายละเอียดดังข้อ 3.3.1

3.3.1 ค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ

ค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ (Buckling Restrained Brace หรือ BRB) คือค้ำยันที่ถูกป้องกันไม่ให้เกิดการโก่งเดาะออกด้านข้าง (lateral buckling) ทั้งในระนาบและออกนอกระนาบของค้ำยัน BRB มีลักษณะเป็นแกนเหล็กที่ใส่อยู่ปอดเหล็กโดยมีการกรอกคอนกรีตเข้าไปในปอดเหล็ก องค์ประกอบหลักของ BRB มีอยู่สี่ส่วน ดังแสดงในรูปที่ 3.3-1 คือ แกนเหล็ก (steel core) วัสดุป้องกันการยึดเหนี่ยว (unbonding material) มอร์ต้าหรือวัสดุกรอกบรรจุภายใน (encasing mortar) และปลอกหุ้ม (steel tube) ซึ่งอยู่ภายนอก ลักษณะการรับแรงของ BRB คือแกนเหล็กภายในทำหน้าที่รับแรงโดยวัสดุป้องกันการยึดเหนี่ยวนั้น ทำให้แกนเหล็กที่อยู่ภายในสามารถเคลื่อนที่อย่างอิสระ ในขณะที่วัสดุกรอกบรรจุภายในและปลอกหุ้มทำหน้าที่ป้องกันการโก่งเดาะออกด้านข้างของแกนเหล็ก ลักษณะการรับแรงเช่นนี้สามารถรักษาระดับกำลังของแกนเหล็กภายในจนสามารถ รับทั้งแรงดึงและแรงอัดจนถึงกำลังครากของแกนเหล็กภายในได้ เนื่องจากแกนเหล็กภายในสามารถเสียรูปได้ดีโดยไม่เกิดการโก่งเดาะ จึงสามารถสลายพลังงานจากแผ่นดินไหวได้สูง



รูปที่ 3.3-1 องค์ประกอบหลักและพฤติกรรมการรับแรงของ BRB [5]

การออกแบบ BRB ตามมยพ. 1303-57 [1] ให้พิจารณาเป็นแบบอุปกรณ์สลายพลังงานที่มีคุณสมบัติขึ้นกับระยะเคลื่อนที่ กล่าวคือ เป็นอุปกรณ์ที่อาศัยการครากของโลหะในการสลายพลังงาน การสลายพลังงานของ BRB มีพฤติกรรมไม่ขึ้นกับความเร็วและความถี่ของการสั่นไหว ในการคำนวณออกแบบสามารถทำได้ทั้งวิธีเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้น วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง วิธีประวัติเวลาเชิงเส้น และวิธีสถิตไม่เชิงเส้น ได้ใช้หลักการ อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า โดยมีแนวคิดคือ การที่ติดตั้ง BRB ที่สามารถสลายพลังงานจากแผ่นดินไหวได้นั้น ทำให้โครงสร้างมีพฤติกรรมเสมือนว่าโครงสร้างโดยรวมมีค่าความหน่วง (damping) เพิ่มขึ้น ในการวิเคราะห์ ให้ทำการคำนวณหาอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิผลของโครงสร้าง (β_{eff}) ที่ขึ้นกับอัตราส่วนของพลังงานที่สลายโดย BRB ต่อพลังงานความเครียดในโครงสร้าง ตามที่กำหนดในสมการที่ 8.4-5 ใน มยพ.1303-57 [1]

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum W_j}{4\pi W_k}$$

โดยที่ β = อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างที่ไม่มี BRB (กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.05)
 $\sum W_j$ = ผลรวมของพลังงานที่สลายโดย BRB ในการเคลื่อนที่ 1 รอบ
 W_k = พลังงานความเครียดสูงสุดของโครงสร้าง (คำนวณจากสมการที่ 8.4-6 ใน มยพ.1303-57)

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i \delta_i$$

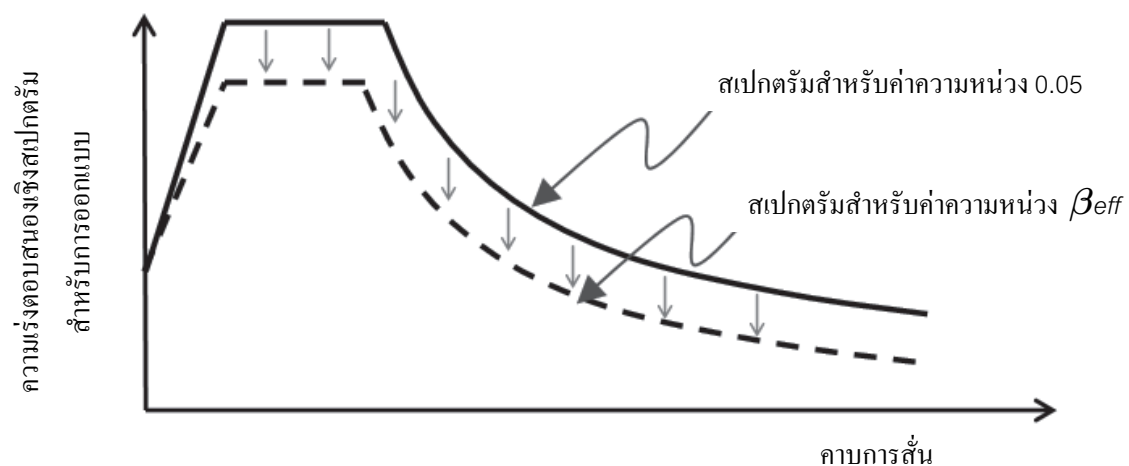
โดยที่ F_i = แรงเฉื่อยที่ชั้น i
 δ_i = การเคลื่อนที่ที่ชั้น i

เมื่อได้คำนวณค่าอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิผลของโครงสร้าง (β_{eff}) สามารถนำค่านี้ไปปรับลดค่าสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบ หรือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่ใช้ (โดยทั่วไป กำหนดไว้ที่ค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับร้อยละ 5) ตามวิธีการปรับค่าความหน่วงที่มีกำหนดไว้ในข้อ 3.5.1 ใน มยพ.1303-57 หรือสามารถนำค่าอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิผลของโครงสร้างนี้ไปใช้ในการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา การเพิ่มค่าความหน่วงทำได้

ค่าแรงที่ใช้ในการออกแบบ หรือค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมายที่มีค่าลดลง ทั้งนี้เนื่องจากค่าความหน่วงที่เสมือนว่าเพิ่มสูงขึ้นจากการติดตั้ง BRB ในโครงสร้าง หลักการของการใช้อัตราส่วนความหน่วงประสิทธิภาพของโครงสร้างในการปรับลดค่าสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบแสดงในรูปที่ 3.3-2

สำหรับการคำนวณด้วยวิธีเชิงเส้นมีข้อจำกัดที่สำคัญคือ สามารถใช้ได้กรณีที่อัตราส่วนความหน่วงประสิทธิภาพที่ได้จาก BRB ไม่เกินร้อยละ 30 ในโหมดการสั่นพื้นฐาน และในแบบจำลองได้ใช้ค่าสติเฟนสแบบเซกแคนท์ (secant stiffness) ที่คำนวณจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของ BRB

ส่วนการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นนั้น สามารถทำได้โดยการจำลองพฤติกรรมการรับแรงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปในแนวแกน (force-deformation) ของ BRB ได้โดยตรงในแบบจำลอง โดยไม่จำเป็นต้องคำนวณหาอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิภาพ

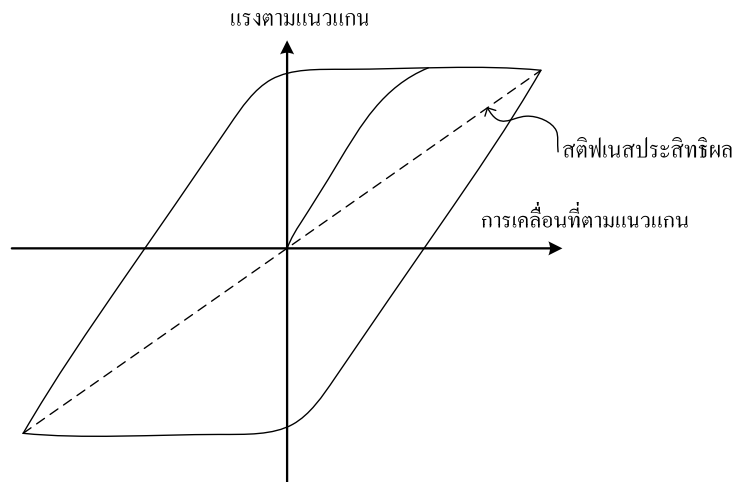


รูปที่ 3.3-2 การปรับลดค่าสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบ
โดยการใช้อัตราส่วนความหน่วงประสิทธิภาพ

จากหลักการข้างต้นเมื่อนำมาประยุกต์กับการวิเคราะห์โครงสร้าง สามารถสรุปขั้นตอนได้ดังนี้

- (1) ในแบบจำลอง อาจใช้ค่าสติเฟนสก่อนการครากของ BRB ในขั้นแรก
- (2) ทำการคำนวณความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับค่าความหน่วงร้อยละ 5
- (3) ทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้าง ทำให้ได้ค่าระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างปลายของ BRB ที่ติดตั้งไว้แต่ละตัว
- (4) คำนวณหาสติเฟนสประสิทธิภาพ (effective stiffness) ของ BRB แต่ละตัวโดยใช้ค่าระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ได้ ตามรูปที่ 3.3-3
- (5) คำนวณหาอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิภาพตามสมการที่ 8.4-5 ใน มยพ.1303-57
- (6) ทำการคำนวณความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับค่าความหน่วงประสิทธิภาพ

- (7) ทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้าง ทำให้ได้ค่าระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างปลายของ BRB ที่ติดตั้งไว้แต่ละตัวใหม่
- (8) ทำการคำนวณเช่นนี้วนซ้ำ (ถ้าจำเป็น) ในข้อ (4) ถึง (7) จนได้ค่าระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างปลายของ BRB มีความแตกต่างกันน้อย



รูปที่ 3.3-3 สติเฟนสประสิทธิภาพของค้ำยันที่ไม่โก่งเคาะ

พิจารณาอาคารสำนักงานตัวอย่างดังที่แสดงไว้ในภาคผนวก ก เพื่อใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณค่าสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบโดยใช้อัตราส่วนความหน่วงประสิทธิภาพเนื่องจากการเสริมกำลังอาคารด้วยค้ำยันที่ไม่โก่งเคาะ โดยเริ่มต้นจากกรณีของอาคารสำนักงานตัวอย่างที่ยังไม่ได้ทำการเสริมกำลัง สามารถคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง X และ Y ที่ฐานของอาคารได้ ตามที่แสดงไว้ในตารางที่ ก.5-2 และตารางที่ ก.5-3 ตามลำดับ

$$V_x = C_{1x} C_{2x} C_m S_{ax} W = (1.09)(1)(0.9)(0.16g)(2.74 \times 10^5 kN) = 4.41 \times 10^4 kN$$

$$V_y = C_{1y} C_{2y} C_m S_{ay} W = (1.11)(1)(0.9)(0.18g)(2.74 \times 10^5 kN) = 4.89 \times 10^4 kN$$

จากการประเมินชิ้นส่วน โครงสร้างของอาคารภายใต้แรงด้านข้างเทียมตามที่แสดงไว้ในตารางที่ ก.5-2 และตารางที่ ก.5-3 พบว่ามีชิ้นส่วนที่อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานและกำลังต้านทาน (DCR) มีค่ามากกว่า 1 ซึ่งจำเป็นต้องทำการเสริมกำลังอาคาร

หลังจากทำการเสริมกำลังอาคารเป็นที่เรียบร้อยแล้ว ต้องคำนวณคาบการสั่นพื้นฐานค่าใหม่ ซึ่งเป็นค่าสำหรับอาคารที่ทำการเสริมกำลังแล้ว สมมติให้คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารหลังการเสริมกำลังมีค่าดังนี้

$T_x = 1.05$ วินาที เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 3.3-5 พบว่า $S_{ax} = 0.15g$

$T_y = 1.04$ วินาที เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 3.3-5 พบว่า $S_{ay} = 0.15g$

สมมติให้น้ำหนักของอาคารหลังทำการเสริมกำลัง มีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก และคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง X และ Y ที่ฐานของอาคาร สำหรับกรณีที่อาคารทำการเสริมกำลังแล้ว ดังนี้

$$V_x = C_{1x} C_{2x} C_m S_{ax} W = (1.09)(1)(0.9)(0.15g)(2.74 \times 10^5 kN) = 4.03 \times 10^4 kN$$

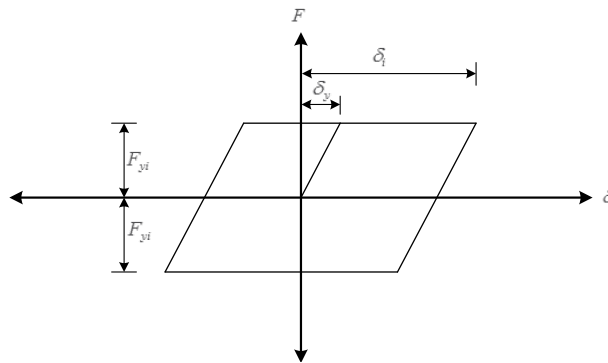
$$V_y = C_{1y} C_{2y} C_m S_{ay} W = (1.11)(1)(0.9)(0.15g)(2.74 \times 10^5 kN) = 4.14 \times 10^4 kN$$

เมื่ออาคารที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ รับแรงกระทำด้านข้างเทียมที่ปรับค่าแล้ว ดังที่คำนวณไว้ในข้างต้น ส่งผลให้ค้ำยันที่โก่งเดาะเกิดการเคลื่อนที่ตามแนวแกนมากกว่าค่าการเคลื่อนที่ตามแนวแกน ณ จุดคราก ในที่นี้พิจารณาค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ ชั้นส่วนที่ i (ถือว่าเป็นค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ ชั้นส่วนใดๆในอาคาร ซึ่งเกิดการเคลื่อนที่ตามแนวแกน เกินกว่าค่าที่จุดคราก) เพื่อใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณงานที่ทำโดยค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ ในการเคลื่อนที่ 1 รอบ (W_{ji}) กำหนดให้ข้อมูลเบื้องต้นที่ใช้ในการคำนวณ เป็นไปตามตารางที่ 3.3-1

ตารางที่ 3.3-1 ข้อมูลสำหรับการคำนวณงานที่ทำโดยค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ ในการเคลื่อนที่ 1 รอบ

แรงตามแนวแกนในค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ (F_i)	323 กิโลนิวตัน (แรงดึง)
ความยาวของค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ (L_i)	4,717 มิลลิเมตร
การเคลื่อนที่ตามแนวแกนเนื่องจากแรง F_i (δ_i)	7.5 มิลลิเมตร
การเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (δ_y)	5.7 มิลลิเมตร
แรงตามแนวแกน ณ จุดคราก (F_{yi})	244 กิโลนิวตัน

กรณีที่ไม่มีข้อมูลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ สามารถใช้แบบจำลองของความสัมพันธ์ดังกล่าว ที่ได้รับการยอมรับในสากล ซึ่งในตัวอย่างนี้ ใช้แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่แบบอีลาสโตพลาสติก (elasto-plastic model) แสดงดังรูปที่ 3.3-4



รูปที่ 3.3-4 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่แบบอีลาสโตพลาสติก

จากแบบจำลองดังรูปที่ 3.3-4 สามารถคำนวณงานที่ทำโดยค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ ชั้นส่วนที่ i ในการเคลื่อนที่ 1 รอบ ได้จากพื้นที่ใต้กราฟทั้งหมด ดังนี้

$$W_{ji} = 4F_{yi}(\delta_i - \delta_y) = (4)(244kN)(7.5mm - 5.7mm) = 293kN \cdot mm$$

ทำการคำนวณในลักษณะเดียวกัน กับค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะทั้งหมดในอาคาร ที่เกิดการคราก เมื่อรวมผลของค่างานที่ทำโดยค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะทั้งหมด ทำให้ได้ผลรวมของงานที่ทำโดยค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ ในการเคลื่อนที่ 1 รอบ ($\sum W_j$) โดยกำหนดให้ n คือจำนวนของค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะทั้งหมด ที่เกิดการคราก และคำนวณค่า $\sum W_j$ ได้ ดังนี้

$$\sum W_j = \sum_{i=1}^n W_{ji} = 1.16 \times 10^6 kN \cdot mm$$

พลังงานความเครียดสูงสุดของอาคารในชั้นที่ i (ถือว่าเป็นชั้นใดๆของอาคาร ที่มีแรงด้านข้างเทียมกระทำ และสัญลักษณ์ i ที่ใช้ต่อไปนี้ ไม่มีความเกี่ยวเนื่องกับค้ำยันที่ไม่โก่งเดาะ ชั้นส่วนที่ i ซึ่งได้กล่าวไว้ในส่วนก่อนหน้า) หาได้จากผลคูณของ แรงด้านข้างเทียมที่กระทำในชั้นที่ i และการเคลื่อนที่ด้านข้างของชั้นที่ i

จากการกระจายแรงด้านข้างเทียมกระทำที่ฐานอาคารตามมยผ. 1303-57 [1] เพื่อคำนวณแรงด้านข้างเทียมที่กระทำในแต่ละชั้น รวมทั้งทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างสำหรับทุกชั้น ซึ่งสามารถคำนวณพลังงานความเครียดสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นได้ ในตัวอย่างนี้ พิจารณาการรวมแรงที่มีแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคารทั้งสองทิศทาง (แผ่นดินไหวในทิศทาง X และ Y คิดเป็น ร้อยละ 30 และ 100 ตามลำดับ) เพื่อแสดงการคำนวณพลังงานความเครียดสูงสุดของอาคาร (W_k) ภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง ดังตารางที่ 3.3-2

จากข้อมูลดังที่ได้กล่าวไว้ในข้างต้น สามารถคำนวณอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิผลได้ ดังนี้

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_k} = 0.05 + \frac{(1.16 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm})}{4\pi (1.33 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm})} = 0.12$$

หาตัวประกอบปรับค่าสเปกตรัมผลตอบสนองจาก มยพ.1303-57 [1]

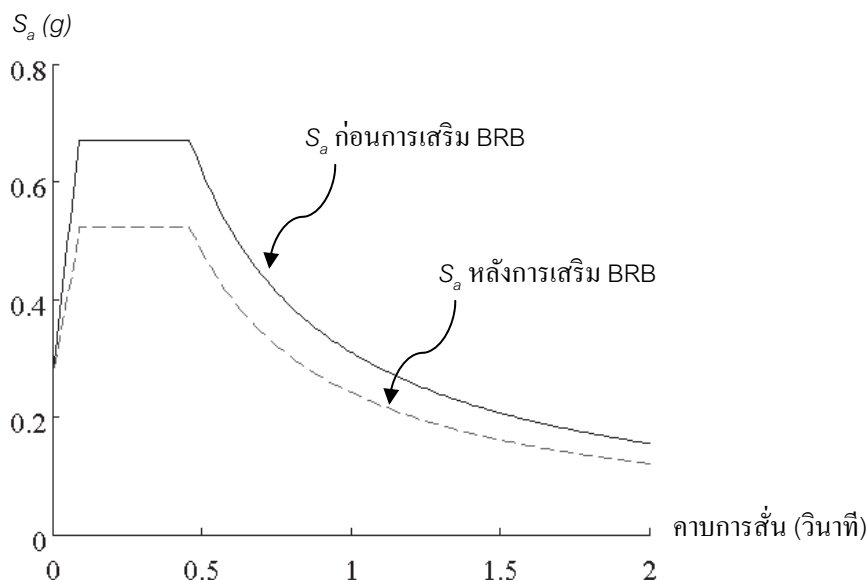
$$B_1 = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta_{eff})} = \frac{4}{5.6 - \ln(100(0.12))} = 1.28$$

จากการใช้ค่าตัวประกอบปรับสเปกตรัมผลตอบสนองตาม มยพ.1303-57 [1] ทำให้ได้สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ปรับลดค่าแล้ว ซึ่งรูปที่ 3.3-5 แสดงสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบก่อนการปรับลดค่า (เส้นทึบ) และสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบหลังการปรับลดค่า (เส้นประ)

ตารางที่ 3.3-2 การคำนวณพลังงานความเครียดสูงสุดของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง

ชั้นที่	F_{xi} (กิโลนิวตัน)	F_{yi} (กิโลนิวตัน)	u_{xi} (มิลลิเมตร)	u_{yi} (มิลลิเมตร)	$W_{kx} = F_{xi}u_{xi}$ (กิโลนิวตัน · มิลลิเมตร)	$W_{ky} = F_{yi}u_{yi}$ (กิโลนิวตัน · มิลลิเมตร)	$W_k = W_{kx} + W_{ky}$ (กิโลนิวตัน · มิลลิเมตร)
พื้นที่ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	1,559	5,330	25.4	103	19,781	274,196	293,977
5	3,493	11,940	21.3	75.3	37,204	449,782	486,985
4	2,988	10,215	17.6	58.2	26,330	297,307	323,636
3	2,561	8,753	12.7	37.5	16,266	164,242	180,508
2	1,156	3,951	6.59	20.7	3,811	40,793	44,603
1	269	918	1.26	3.92	170	1,800	1,969
ทางเดิน	76	261	0.33	1.06	12.4	139	151
รวม							1,331,830

เมื่อได้แรงกระทำด้านข้างเทียมค่าใหม่ จากสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ปรับลดค่าแล้ว ให้ทำการคำนวณซ้ำในกระบวนการทั้งหมดที่กล่าวมาข้างต้น จนพบว่าอัตราส่วนความหน่วงค่าใหม่ มีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ตามเกณฑ์ที่ตั้งไว้ เมื่อเทียบกับอัตราส่วนความหน่วงในรอบการคำนวณก่อนหน้านี้



รูปที่ 3.3-5 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบก่อนการปรับลดค่า
และสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบหลังการปรับลดค่า

3.4 การเสริมความแข็งแรงของฐานราก

นอกเหนือไปจากวิธีการเสริมกำลังดังที่ได้กล่าวมาในข้างต้น ซึ่งจัดเป็นแนวทางการเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างส่วนบน (super-structure) ฐานรากซึ่งจัดเป็นโครงสร้างส่วนล่าง (sub-structure) ต้องมีการตรวจสอบความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวด้วยเช่นกัน โดยมีรายละเอียด ดังนี้

3.4.1 การตรวจสอบสภาพทางธรณีวิทยา

สภาพธรณีวิทยาที่มีผลกระทบต่อความแข็งแรงของฐานรากในขณะรับแรงสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวที่สำคัญได้แก่ การสูญเสียกำลังรับน้ำหนักแบกทานของดินรากฐานเนื่องจากแรงสั่นสะเทือน โดยในดินทรายสามารถเกิดปรากฏการณ์ทรายเหลวได้ ในขณะที่ แรงสั่นสะเทือนส่งผลให้เกิดการสูญเสียกำลังแบบวัฏจักรในดินเหนียวอ่อน (cyclic softening)

ผลกระทบโดยตรงจากการสูญเสียกำลังรับน้ำหนักแบกทานของดินเนื่องจากการสั่นสะเทือนได้แก่ การลดลงของกำลังรับน้ำหนักแบกทานของดินรากฐานในทิศทางต่างๆ ซึ่งอาจนำไปสู่การวิบัติของอาคารได้ ในขณะที่ผลกระทบทางอ้อมอื่นๆ เช่น การสูญเสียเสถียรภาพและการเคลื่อนที่ของลาดดินในบริเวณใกล้เคียงกับอาคาร เป็นต้น ซึ่งอาจส่งผลกระทบทางลบต่ออาคารเช่นกัน

3.4.1.1 การตรวจสอบความเสี่ยงในการเกิดปรากฏการณ์ทรายเหลว (liquefaction susceptibility)

- (1) ตรวจสอบจากข้อมูลจากการสำรวจชั้นดิน ในกรณีที่พบชั้นดินทรายในระดับตื้น (น้อยกว่า 10 ถึง 15 เมตรจากผิวดิน) และชั้นดินทรายนี้นั้นมีค่า Standard Penetration (SPT) ต่ำกว่า 10 ถึง 15 ควรทำการตรวจสอบความเสี่ยงการเกิดปรากฏการณ์ทรายเหลวตามวิธีที่เหมาะสม (อาทิ วิธีการตามเอกสารที่อ้างถึง [6] และ วิธีการอื่นๆ)
- (2) ในกรณีที่ชั้นดินมีความเสี่ยงในการเกิดปรากฏการณ์ทรายเหลว ต้องกำหนดกระบวนการในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักให้เหมาะสม อาทิเช่น
 - ก) ตัดกำลังรับน้ำหนักแบกทานของชั้นดินทรายนั้นๆ ออกจากการวิเคราะห์
 - ข) ลดทอนกำลังรับน้ำหนักแบกทานของชั้นดินทรายนั้น ลงในสัดส่วนที่เหมาะสมซึ่งต้องมีการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์แบบแรงดันประสิทธิผลของชั้นดินในบริเวณนั้นเพื่อกำหนดสัดส่วนการลดทอนกำลัง
 - ค) มีกระบวนการทางธรณีเทคนิคเพื่อเสริมความแข็งแรงของชั้นดินและลดความเสี่ยงในการเกิดปรากฏการณ์ทรายเหลว เช่น การทำการอัดแน่นเชิงพลศาสตร์ (dynamic compaction) เป็นต้น
 - ง) ตรวจสอบลาดดินที่ตัวอาคารตั้งอยู่และโดยรอบตัวอาคารว่ายังคงมีเสถียรภาพเพียงพอในกรณีที่เกิดปรากฏการณ์ทรายเหลวหรือไม่

3.4.1.2 การตรวจสอบเสถียรภาพของลาดดินที่ตั้งอาคาร และ ลาดดินในบริเวณโดยรอบตัวอาคาร

เสถียรภาพของลาดดินในบริเวณโดยรอบตัวอาคาร สามารถตรวจสอบโดยการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินโดยวิธีการที่เหมาะสมและมีการกำหนดค่าแรงดันดินด้านข้างเพิ่มเติมที่เกิดจากการสั่นสะเทือนที่เหมาะสมและการเกิดปรากฏการณ์ทรายเหลว (ถ้ามี)

3.4.2 การประมาณกำลังรับน้ำหนักของฐานราก

กำลังรับน้ำหนักแบกทานตามแนวดิ่งและตามแนวราบของฐานราก รวมถึงกำลังรับน้ำหนักด้านข้างเพิ่มเติมของฐานราก สามารถประมาณค่าได้ ตามรายละเอียด ดังนี้

3.4.2.1 การประมาณกำลังรับน้ำหนักแบกทานตามแนวดิ่งและแนวราบของฐานราก

การประมาณกำลังรับน้ำหนักแบกทานของฐานรากภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ต้องวิเคราะห์ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำตามแนวดิ่งและแนวราบ ตามวิธีการคำนวณกำลังรับน้ำหนักแบกทานที่เหมาะสมตามหลักการทางธรณีเทคนิค

3.4.2.2 การประมาณกำลังรับน้ำหนักด้านข้างของฐานรากเพิ่มเติม

การประมาณกำลังรับน้ำหนักด้านข้างของฐานรากเนื่องจากดิน มีรายละเอียดดังนี้

- (1) การรับน้ำหนักด้านข้างจากแรงดันดินแบบพาสซีฟ ที่ต่อมของฐานรากเสาเข็มและฐานรากแผ่ ในกรณีที่ชั้นดินนั้น ไม่เกิดปรากฏการณ์ทรายเหลว สามารถคำนวณแรงดัน

ดินแบบพาสซีฟ ตามวิธีการที่เป็นที่ยอมรับทางธรณีเทคนิค โดยกำหนดค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ ที่เหมาะสม

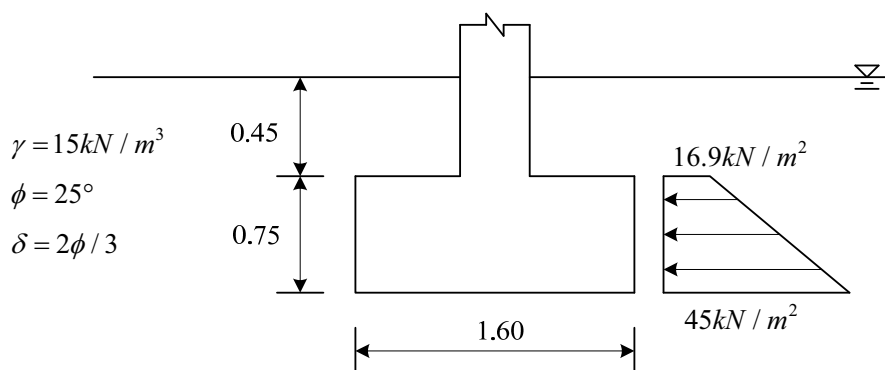
- (2) การรับน้ำหนักด้านข้างจากแรงเสียดทานที่บริเวณฐานของตอม่อของหัวหุ้มเสาเข็มและที่ฐานของฐานรากแผ่ ในกรณีที่ชั้นดินนั้น ไม่เกิดปรากฏการณ์ทรายเหลว ทั้งนี้ ค่าสัมประสิทธิ์มุมเสียดทานระหว่างดินและฐานรากมีค่าระหว่างร้อยละ 20 ถึง 50 ของมุมเสียดทานของดินรากฐาน
- (3) ในกรณีที่สามารถตรวจสอบได้อย่างชัดเจนที่มีการติดตั้งเหล็กเดือย (dowel bars) ที่เหมาะสมที่บริเวณรอยต่อระหว่างเสาเข็มและหัวหุ้มเสาเข็ม สามารถนำกำลังรับน้ำหนักแบกทานด้านข้างของเสาเข็มเข้ามาร่วมคำนวณการรับน้ำหนักด้านข้างของฐานรากได้ โดยพิจารณาผลกระทบของการเกิดปรากฏการณ์ทรายเหลวด้วย

3.4.3 ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานของฐานราก

กำลังต้านทานด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานราก แรงถอนของกำแพงไคอะแฟรม มีรายละเอียด ดังนี้

3.4.3.1 การคำนวณกำลังต้านทานด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานราก

พิจารณาฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 1.6 เมตร หนา 0.75 เมตร ลึก 0.45 เมตรจากผิวดิน โดยที่หน่วยน้ำหนักของดิน (γ) และมุมเสียดทาน (ϕ) มีค่าเท่ากับ 15 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และ 25 องศา ตามลำดับ กำหนดให้มุมเสียดทานระหว่างคอนกรีตและดิน (δ) มีค่าเป็นสองในสามของมุมเสียดทาน และฐานรากแผ่มีการกระจายกำลังต้านทานด้านข้างแบบพาสซีฟ ดังแสดงในรูปที่ 3.4-1



รูปที่ 3.4-1 ข้อมูลของฐานรากอาคาร

จากข้อมูลในรูปที่ 3.4-1 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์ของกำลังต้านทานแบบพาสซีฟ (coefficient of passive resistance หรือ K_p) ตามสมการของคูลอมบ์ (Coulomb's equation) ได้ ดังนี้

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 2.5$$

แรงดันดินแบบพาสซีฟ (passive earth pressure หรือ p_p) คำนวณได้ตามสมการ

$$p_p = \gamma h K_p$$

คำนวณกำลังดันทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) ดังนี้

$$P_p = \frac{1}{2}(16.8 + 45)(0.75)(1.6) = 37kN$$

คำนวณแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (F_f) ดังนี้

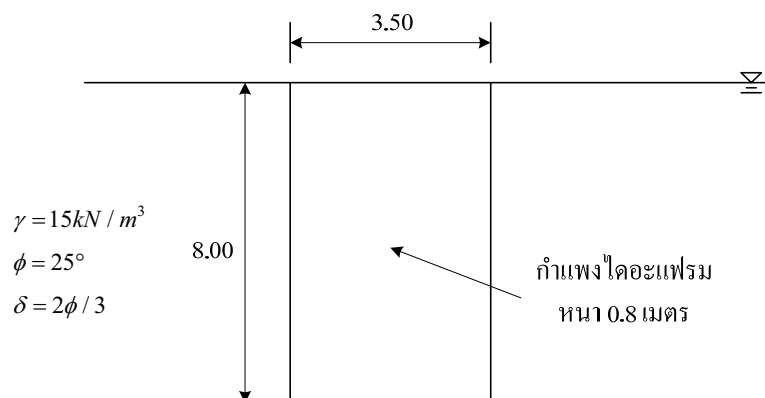
$$F_f = P_v \tan(\delta) = (280)(0.25) = 70kN$$

กำลังดันทานด้านข้างของฐานราก (P) เกิดจากผลรวมของกำลังดันทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) และแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (F_f) ตามสมการ

$$P = P_p + F_f = (37kN) + (70kN) = 107kN$$

3.4.3.2 การคำนวณแรงถอนของกำแพงไคอะแฟรม

ในการคำนวณแรงถอนของกำแพงไคอะแฟรม กำหนดให้กำแพงไคอะแฟรมมีความกว้าง 3.5 เมตร หนา 0.80 เมตร กำแพงมีความลึก 8 เมตร โดยที่หน่วยน้ำหนักของดินและมุมเสียดทาน มีค่าเท่ากับ 15 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และ 25 องศา ตามลำดับ มุมเสียดทานระหว่างคอนกรีตและดิน (δ) มีค่าเป็นสองในสามของมุมเสียดทาน ดังรูปที่ 3.4-2



รูปที่ 3.4-2 ข้อมูลของกำแพงไคอะแฟรมและเสาเข็มเจาะแบบสั้เหล็ยม

จากข้อมูลในรูปที่ 3.4-2 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์ของแรงดันดิน (k) ได้ดังนี้

$$k = (1 - \sin \phi)(OCR)^{\sin(\phi)} = 0.58$$

โดยที่ OCR = สัมประสิทธิ์การกดทับ (overconsolidation ratio) ต้องมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1 ขึ้นกับคุณสมบัติของดิน โดยในตัวอย่างนี้สมมติให้ OCR มีค่าเท่ากับ 1

คำนวณสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างคอนกรีตกับดิน (μ) ได้จากสมการ

$$\mu = \tan(\delta) = 0.25$$

ตารางที่ 3.4-1 การคำนวณความเสียหายของกำแพงไคอะแฟรมแบบสี่เหลี่ยม

ความลึก (เมตร)	ความหนาของผิวที่ พิจารณา (มิลลิเมตร)	แรงดันดินใน แนวตั้ง (กิโลนิวตัน ต่อตารางเมตร)	แรงดันดินใน แนวราบ (กิโลนิวตัน ต่อตารางเมตร)	แรงกดทับ บนกำแพง ไคอะแฟรม (กิโลนิวตัน ต่อเมตร)	แรงเสียหาย ต่อความยาว กำแพง 1 เมตร (กิโลนิวตัน ต่อเมตร)
0	-	0	0	0	0
1	1,000	15	8.7	2.17	0.54
2	1,000	30	17.4	6.53	1.63
3	1,000	45	26.1	10.88	2.72
4	1,000	60	34.8	15.23	3.81
5	1,000	75	43.5	19.58	4.90
6	1,000	90	52.2	23.93	5.98
7	1,000	105	60.9	28.28	7.07
8	1,000	120	69.6	32.63	8.16
รวม					34.8

จากตารางที่ 3.4-1 สามารถสรุปค่ากำลังรับแรงถอนของกำแพงไคอะแฟรมได้ดังนี้

ตารางที่ 3.4-2 กำลังรับแรงถอนของกำแพงไคอะแฟรม

ประเภทของกำลังต้านทาน	ขนาดของกำลังต้านทาน
กำลังรับแรงเสียดทานของกำแพงไคอะแฟรม (1 ด้าน)	121.8 กิโลนิวตัน
กำลังรับแรงเสียดทานของกำแพงไคอะแฟรม (2 ด้าน)	243.6 กิโลนิวตัน
น้ำหนักของกำแพงไคอะแฟรม	440 กิโลนิวตัน
กำลังรับแรงถอน	683.6 กิโลนิวตัน

ข้อควรระวังในการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนจากรายการคำนวณดังกล่าว กำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงไคอะแฟรม (3.5 เมตร) ซึ่งมีความลึก 8 เมตร มีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเสียดทานของกำแพงไคอะแฟรมซึ่งมีค่าเท่ากับ 243.6 กิโลนิวตัน อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่ต้องรับแรงถอนและแรงเฉือนไปพร้อมกัน ควรตรวจสอบความปลอดภัยโดยให้ค่าแรงสุทธิเนื่องจากแรงถอนและแรงเฉือนไม่เกินค่ากำลังรับแรงเสียดทานของกำแพงไคอะแฟรม

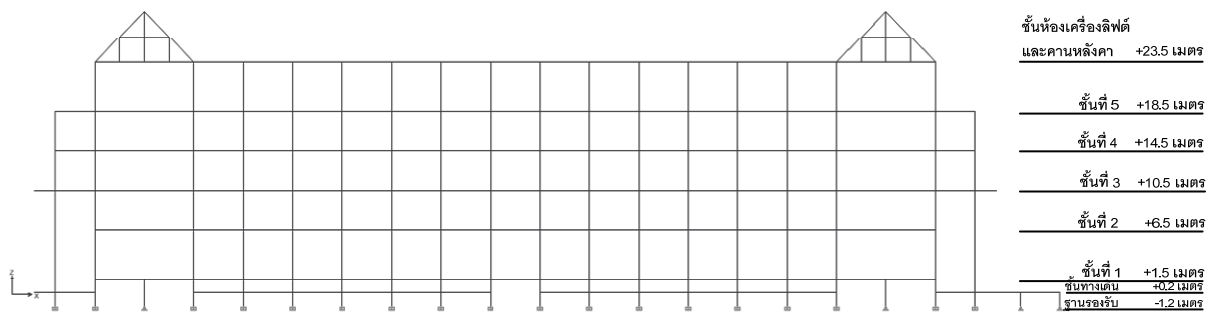
- [1] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ.1303)”, 2557.
- [2] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ.1302)”, 2552.
- [3] Applied Technology Council (ATC), “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40).”, Redwood City, California., 1996.
- [4] European Committee for Standardization (CEN), “Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings.”, 2005.
- [5] Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., and Kimura, I., “Design Procedures for Buildings Incorporation Hysteretic Damping Devices.”, Proceedings of the 69th Annual Convention, SEAOC, Sacramento, CA., 1999.
- [6] Seed, B.H., Tokimatsu, K., Harder, L., and Chung, R., “Influence of SPT Procedure in Soil Liquefaction Resistance Evaluation.”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111, No.12, 1985.
- [7] Broms, B., “The Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils.”, Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE, Vol.90, No.SM3, May, 123-156., 1964.

ก.1 อาคารตัวอย่าง

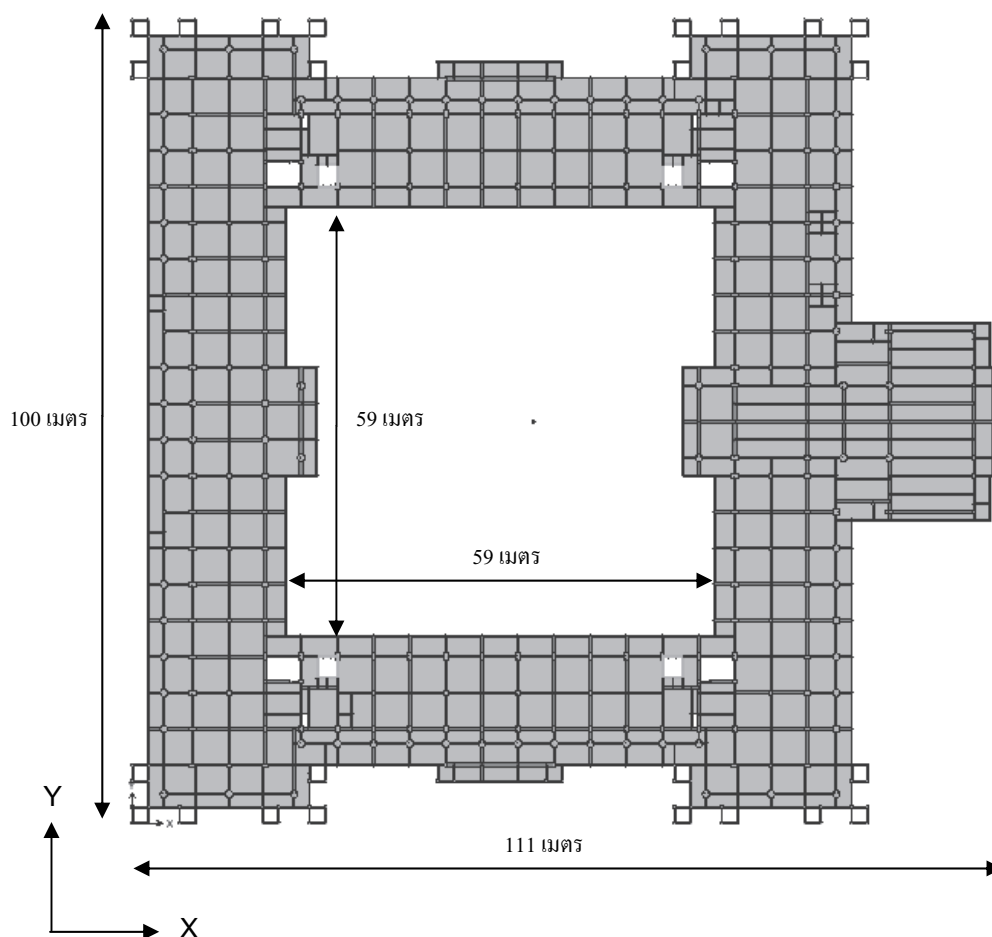
อาคารที่ใช้เป็นตัวอย่างแสดงการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวในคู่มือนี้เป็นอาคารสำนักงานแห่งหนึ่ง สมมติว่าตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ โดยรูปที่ ก.1-1 แสดงทัศนมิติ (perspective) ของอาคาร รูปร่างของอาคารมีลักษณะเป็นทรงสี่เหลี่ยมสูง 5 ชั้น พื้นที่ตรงกลางเปิดโล่ง ความสูงรวม 24.7 เมตรจากระดับหลังฐานรากถึงพื้นห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา ดังแสดงในรูปที่ ก.1-2 ขนาดอาคารภายนอกกว้าง 100 เมตร ยาว 111 เมตร และขนาดพื้นที่เปิดโล่งภายในกว้าง 59 เมตร และยาว 59 เมตร ดังแสดงในรูปที่ ก.1-3 ลักษณะของโครงสร้างเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งประกอบไปด้วยพื้นหล่อในที่ คาน เสาและกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคารประกอบด้วยโครงต้านแรงค้ำและกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก ในตัวอย่างนี้มีการจำลองชิ้นส่วนผนังอิฐก่อ (infilled wall panel) ไว้ในแบบจำลองคณิตศาสตร์ของอาคารด้วย เพื่อให้สามารถคำนึงถึงพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของอาคารที่สมจริงยิ่งขึ้น โดยใช้แบบจำลองประเภทชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (compression strut model) ดังแสดงในรูปที่ ก.1-4



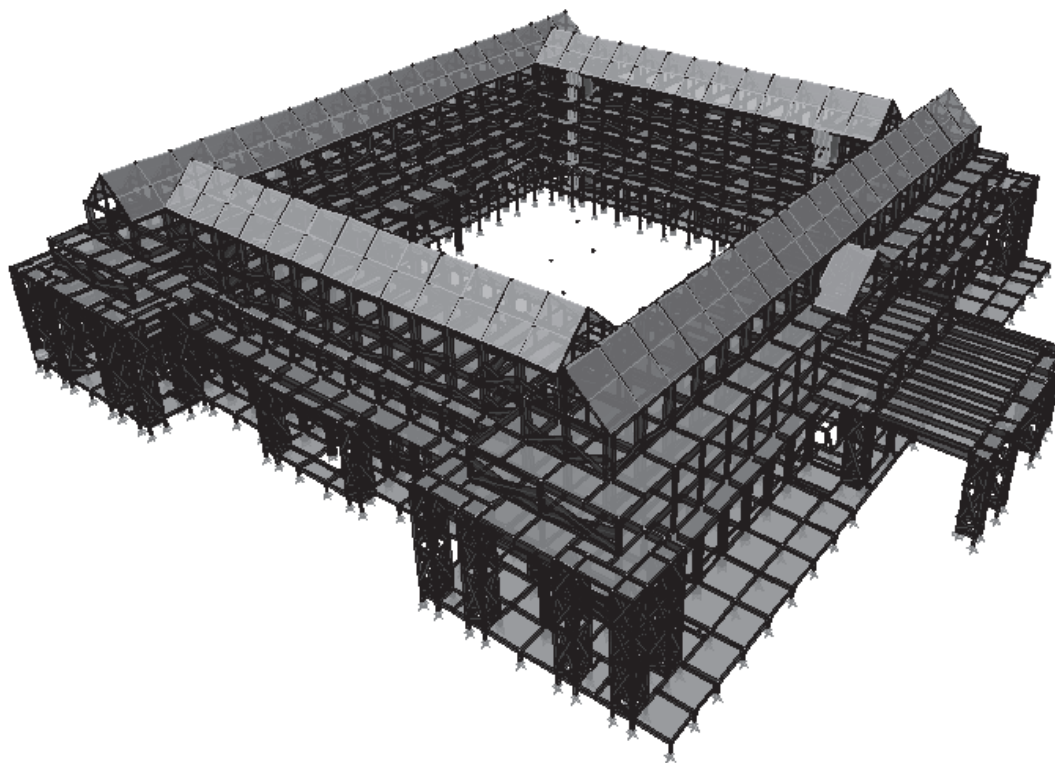
รูปที่ ก.1-1 ทัศนมิติของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ ก.1-2 รูปตัดขวางแสดงระดับความสูง



รูปที่ ก.1-3 แบบแปลนโครงสร้างชั้นที่สามของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ ก.1-4 แบบจำลองคณิตศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

ก.2 คุณสมบัติของวัสดุ

ค่าคุณสมบัติของวัสดุต่างๆสำหรับการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวอาคารตัวอย่าง มีค่าดังต่อไปนี้

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)	= 23.5	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็ก SR-24	= 235	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็ก SD-30	= 294	เมกะปาสกาล
โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c)	= $4700\sqrt{f'_c}$	
	= 22,940	เมกะปาสกาล

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตและกำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กอ้างอิงตามข้อกำหนดของผู้ออกแบบ ส่วนคุณสมบัติของผนังอิฐก่อก่ออ้างอิงตาม มยพ.1303-57 ข้อ ก.1.4

กำลังรับแรงอัดประลัยของผนังอิฐ (f'_m)	= 600	ปอนด์ต่อตารางนิ้ว
	= 4.1	เมกะปาสกาล
โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐ (E_m)	= $550f'_m$	
	= 2,275	เมกะปาสกาล

ก.3 น้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคาร

น้ำหนักบรรทุกคงที่แยกตามรายชั้นของอาคารแสดงดังตารางที่ ก.3-1 โดยน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่แสดงในตารางดังกล่าวเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) และน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (super-imposed dead load)

ตารางที่ ก.3-1 น้ำหนักบรรทุกคงที่ของแต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (กิโลนิวตัน)
พื้นห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	+23.5	14,946
5	+18.5	44,131
4	+14.5	49,800
3	+10.5	61,089
2	+6.5	45,934
1	+1.5	38,351
ทางเดินรอบนอกอาคาร	+0.2	24,332
หลังฐานราก	-1.2	
รวมความสูงทั้งหมดจากระดับหลังฐานราก	24.7	278,614

ก.4 สเปกตรัมการตอบสนอง

การสร้างสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน พิจารณาแผ่นดินไหวที่มีคาบการกลับ 225 ปี ซึ่งมีความรุนแรงประมาณครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบตาม มยผ. 1302-52 ซึ่งมีรายละเอียดการคำนวณดังต่อไปนี้

สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ และมีชั้นดินประเภท D สามารถอ่านค่า S_s และ S_1 จากตารางที่ 1.4-1 ใน มยผ. 1302-52 ได้เท่ากับ 0.878 และ 0.248 ตามลำดับ จากค่าดังกล่าวนำไปหาค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร ได้ค่า F_a และ F_v เท่ากับ 1.149 และ 1.904 ตามลำดับ หลังจากนั้นจึงปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมให้เหมาะสมกับประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.149 * 0.878 = 1.009$$

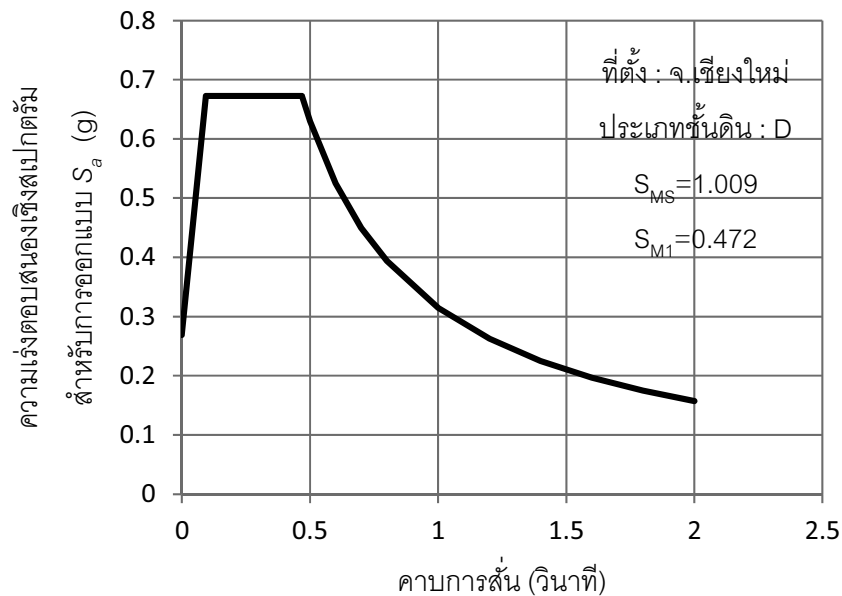
$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.904 * 0.248 = 0.472$$

จากนั้นคำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) ได้ดังนี้

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} * 1.009 = 0.672$$

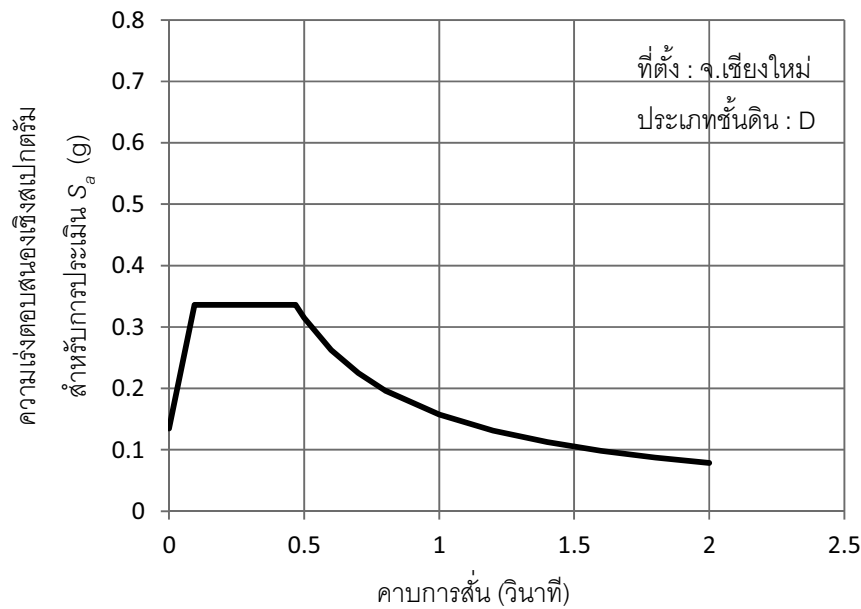
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} * 0.472 = 0.314$$

จากค่าพารามิเตอร์ข้างต้นนำไปสร้างสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารให้สามารถต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ดังแสดงในรูปที่ ก.4-1



รูปที่ ก.4-1 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารให้ต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ตาม มยผ.1302-52

จากสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบข้างต้น นำไปปรับให้เป็นสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการประเมินโครงสร้างที่มีระดับความรุนแรงสอดคล้องกับแผ่นดินไหวที่คาบการกลับ 225 ปี โดยการลดค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (S_a) ลงครึ่งหนึ่ง ได้ดังแสดงในรูปที่ ก.4-2



รูปที่ ก.4-2 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการประเมินโครงสร้างที่สอดคล้องกับแผ่นดินไหว
ที่มีคาบการกลับ 225 ปี ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ตาม มยพ.1303-57

ก.5 ตัวอย่างการคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียม

การคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียมที่ใช้กระทำต่ออาคารตัวอย่าง ในการวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1) คำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารซึ่งอาจใช้สมการที่ 5.3-1 ใน มยพ.1303-57 หรือการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (eigenvalue analysis) จากแบบจำลองคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร ซึ่งได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในแต่ละทิศทางดังนี้

$$T_x = 0.959 \quad \text{วินาที}$$

$$T_y = 0.881 \quad \text{วินาที}$$

2) คำนวณค่าตัวประกอบที่จำเป็นในการคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียม ได้แก่ C_1 , C_2 และ C_m

$$a = 60 \quad \text{สำหรับประเภทชั้นดินชนิด D} \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.3.1.3.1})$$

ในการคำนวณตัวประกอบ C_1 ต้องใช้ค่า R ซึ่งในเบื้องต้นยังไม่ทราบค่า ในที่นี้จึงสมมุติว่า $DCR_{\max} = 10$

$$\text{และคำนวณค่า } R \text{ ตามสมการ } R = \frac{DCR_{\max}}{1.5} C_m = \frac{10 * 0.9}{1.5} = 6$$

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT^2} \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.3.1.3.1})$$

$$= 1 + \frac{6-1}{60 * 0.96^2} = 1.09$$

$$C_2 = 1 \quad \text{เนื่องจากคาบการสั่นพื้นฐานมากกว่า 0.7 วินาทีทั้งสองทิศทาง}$$

$$C_m = 0.9 \quad \text{สำหรับ โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตที่สูงมากกว่า 3 ชั้น}$$

2) คำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียบที่ฐานของอาคารในแต่ละแนวแกนหลัก

ค่าการสั่นไหวพื้นฐานของอาคารในทิศทาง X เท่ากับ 0.959 วินาที และจากรูปที่ ก.4-2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม $S_{ax} = 0.164$

$$V_x = C_1 C_2 C_m S_{ax} W \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.3.1.3.1})$$

$$= 1.09 * 1.0 * 0.9 * 0.164 * 278,614$$

$$= 44,758 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สำหรับแรงกระทำด้านข้างเทียบที่ฐานของอาคารในแนวแกน Y มีหลักการคำนวณเช่นเดียวกับแรงกระทำด้านข้างเทียบที่ฐานของอาคารในแนวแกน X โดยค่าแรงกระทำด้านข้างเทียบที่ฐานของอาคารในแนวแกน Y แสดงอยู่ในตารางที่ ก.5-1

ตารางที่ ก.5-1 การคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียบที่ฐานของอาคารในแต่ละทิศทางหลัก

	T (วินาที)	C_1	C_2	C_m	S_a	V (กิโลนิวตัน)
ทิศทาง X	0.959	1.09	1.0	0.9	0.164	44,758
ทิศทาง Y	0.881	1.10	1.0	0.9	0.178	49,471

3) กระจายแรงกระทำด้านข้างเทียบไปตามแต่ละชั้นของอาคาร

จากค่าแรงกระทำด้านข้างเทียบที่ฐานของอาคารที่คำนวณได้ ให้กระจายแรงกระทำด้านข้างไปในแต่ละชั้นตามความสูงดังแสดงในตารางที่ ก.5-2 และตารางที่ ก.5-3

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.3.1.3.2})$$

$$k = 1.0 \quad \text{เมื่อ } T \leq 0.5 \text{ วินาที}$$

$$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2} \quad \text{เมื่อ } 0.5 < T < 2.5 \text{ วินาที}$$

$$k = 2.0 \quad \text{เมื่อ } T \geq 2.5 \text{ วินาที}$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.3.1.3.2})$$

k มีค่าเท่ากับ 1.23 และ 1.19 สำหรับทิศทางในแกน X และ Y ตามลำดับ เนื่องจาก T_x และ T_y มีค่าเท่ากับ 0.959 และ 0.881 วินาทีตามลำดับ (มยพ.1303-57 ข้อ 5.3.1.3.2)

ตารางที่ ก.5-2 การกระจายตัวของแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง X แต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (w_x) (กิโลนิวตัน)	h_x (เมตร)	$w_x h_x^k$	C_{vx}	แรงกระทำด้านข้างเทียม (F_x) (กิโลนิวตัน)
พื้นที่ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	14,946	24.7	770,930	0.129	5,794
5	44,131	19.7	1,723,643	0.289	12,955
4	49,800	15.7	1,471,409	0.247	11,059
3	61,089	11.7	1,257,266	0.211	9,450
2	45,934	7.7	565,174	0.095	4,248
1	38,351	2.7	130,074	0.022	978
ทางเดิน	24,332	1.4	36,801	0.006	277
รวม	278,614		5,955,297		44,758

หมายเหตุ h_x วัดจากระดับบนสุดของฐานราก

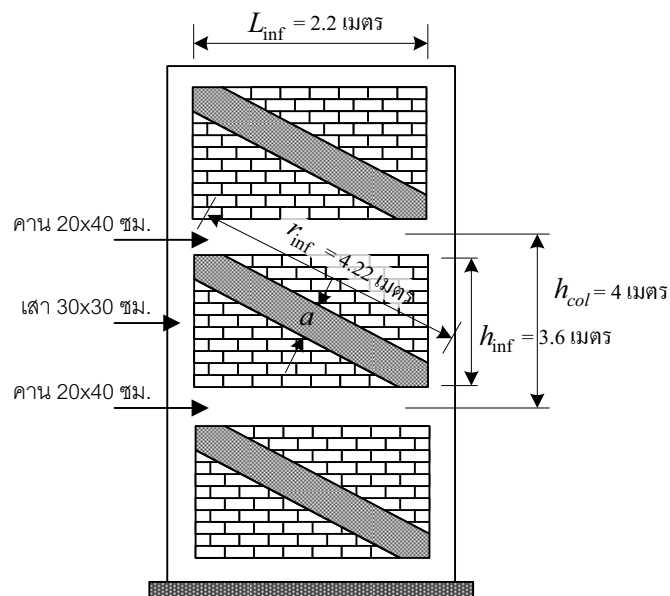
ตารางที่ ก.5-3 การกระจายตัวของแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง Y แต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (w_y) (กิโลนิวตัน)	h_y (เมตร)	$w_y h_y^k$	C_{vy}	แรงกระทำด้านข้างเทียม (F_y) (กิโลนิวตัน)
พื้นที่ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	14,946	24.7	680,266	0.127	6,277
5	44,131	19.7	1,534,418	0.286	14,158
4	49,800	15.7	1,321,525	0.246	12,193
3	61,089	11.7	1,142,226	0.213	10,539
2	45,934	7.7	521,910	0.097	4,816
1	38,351	2.7	125,130	0.023	1,155
ทางเดิน	24,332	1.4	36,321	0.007	335
รวม	278,614		5,361,796		49,471

หมายเหตุ h_y วัดจากระดับบนสุดของฐานราก

ก.6 ตัวอย่างการคำนวณความกว้างประสิทธิผลของผนังอิฐก่อ

ผนังอิฐก่อที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างในการคำนวณเป็นผนังอิฐซึ่งก่อระหว่างเสาในชั้นที่ 4 ตำแหน่งมุมของอาคาร โดยมีรายละเอียดต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ ก.6-1



รูปที่ ก.6-1 ลักษณะผนังอิฐก่อซึ่งก่อระหว่างเสาในชั้นที่ 4 บริเวณมุมของอาคาร

1) จากขนาด ลักษณะและคุณสมบัติของโครงเฟรมและผนังอิฐก่อ อันได้แก่

ความสูงเสาจากแนวถึงกลางของคาน (h_{col})	= 4	เมตร
ความสูงของแผ่นผนังก่อ (h_{inf})	= 3.6	เมตร
ค่าคาดหวังของโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุโครงข้อแข็ง (E_{fe})	= 22,940	เมกะปาสกาล
ค่าคาดหวังของโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่อ (E_{me})	= 2,275	เมกะปาสกาล
โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (I_{col})	= 0.000675	เมตร ⁴
ความยาวของแผ่นผนังก่อ (L_{inf})	= 2.2	เมตร
ความยาวแนวทแยงของผนังอิฐก่อ (r_{inf})	= 4.22	เมตร
ความหนาของแผ่นผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (t_{inf})	= 0.1	เมตร

2) คำนวณหาความกว้างของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด

จากพารามิเตอร์ที่ทราบค่าดังกล่าวข้างต้น นำไปแทนค่าเพื่อหาค่ามุมที่เป็นอัตราส่วนระหว่างความสูงของผนังก่อต่อความยาว (θ)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ ก.2})$$

$$= \tan^{-1} \left(\frac{3.6}{2.2} \right) = 1.02 \quad \text{เรเดียน}$$

คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อ (λ_1)

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25}$$

$$= \left[\frac{(2,275)(0.1)\sin(2*1.02)}{4*(22,940)(0.000675)(3.6)} \right]^{0.25}$$

$$= 0.9767 \quad \text{เมตร}^{-1}$$

แทนค่า λ_1 ในสมการที่ ก.2-1 ตาม มยพ.1303-57 เพื่อคำนวณหาความกว้างประสิทธิภาพของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (a)

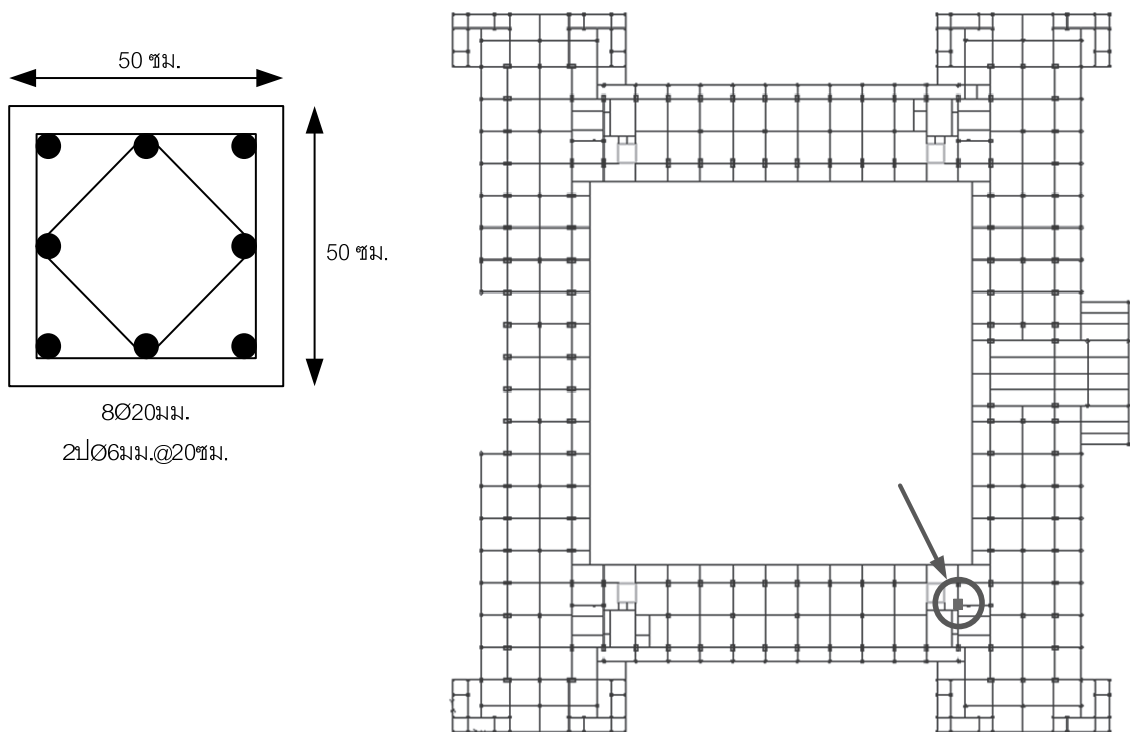
$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ ก.2})$$

$$= 0.175[0.9767 * 4]^{-0.4} (4.22)$$

$$= 0.43 \quad \text{เมตร}$$

ก.7 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของเสา

เสาดตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นเสาซึ่งตั้งอยู่ใกล้กับกำแพงรับแรงเฉือน ในชั้นที่ 4 เสดังกล่าวมีหน้าตัดขนาด 50x50 เซนติเมตรและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ ก.7-1



ก) รายละเอียดหน้าตัดเสาดตัวอย่าง

ข) ตำแหน่งของเสาดตัวอย่างในชั้นที่ 4

รูปที่ ก.7-1 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดเสาดตัวอย่าง

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนเสา ในกรณีที่วิกฤตที่สุดจากการรบกวนน้ำหนักบรรทุกแบบต่างๆ มีค่าดังต่อไปนี้

แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (P_G)	= -491	กิโลนิวตัน (แรงอัด)
แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (P_E)	= 295	กิโลนิวตัน (อัด/ดึง)
โมเมนต์ค้ครอบแกน X (M_{UDX})	= 400	กิโลนิวตัน·เมตร
โมเมนต์ค้ครอบแกน Y (M_{UDY})	= 66	กิโลนิวตัน·เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_{GX})	= 15	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (V_{EX})	= 19	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_{GY})	= 21	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (V_{EY})	= 178	กิโลนิวตัน

และมีค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประเมิน ได้แก่

ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ)	= 0.75
ค่า C_1 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.1 (ข้อ ก.4)
ค่า C_2 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.0 (ข้อ ก.4)
ค่า J สำหรับบริเวณที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง	= 1.5 (มยพ.1303-57 ข้อ

5.4.2.1.2)

2) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ของเสา

2.1) คำนวณหาค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) สำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก

ก่อนทำการคำนวณหาค่า m-factor ต้องมีการตรวจสอบเงื่อนไขของเหล็กปลอกเสียก่อนว่าเป็นไปตามเงื่อนไขใด โดยพิจารณาจากเงื่อนไขท้ายตารางที่ 7.3-6 ใน มยพ.1303-57

$$\frac{M_{UDX}}{V_{UDY}d} = \frac{400}{(178 + 21) * 0.45} = 4.46$$

$$\frac{M_{UDY}}{V_{UDX}d} = \frac{66}{(15 + 19) * 0.45} = 4.31$$

พบว่า M/Vd มีค่ามากกว่า 4 ซึ่งรายละเอียดการใช้สมการที่ 7.3-1 ใน มยพ.1303-57 ข้อ 7.3.2.3.1ระบุว่าหาก M/Vd มากกว่า 4 ให้ใช้ค่า M/Vd เท่ากับ 4 ในการคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนทะเล (V_0) ดังนั้น

$$V_0 = \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left[\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right] 0.8 A_g \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 7.3-1})$$

$$= \frac{(1.13/10^4) * 235 * 0.45}{0.2} + (1) \left[\frac{0.5\sqrt{23.5}}{4} \sqrt{1 + \frac{(491-295)/1000}{0.5\sqrt{23.5} * 0.25}} \right] 0.8 * 0.25 \text{ เมกะนิวตัน}$$

$$= (0.06 + 0.133) = 0.193 \text{ เมกะนิวตัน} = 193 \text{ กิโลนิวตัน}$$

คำนวณหาอัตราส่วน V_p / V_0 ในทิศทาง Y เนื่องจากเป็นแนวแกนหลักที่รับแรงเฉือนวิกฤตภายใต้การรวมน้ำหนักบรรทุก (load combination) ที่กำลังพิจารณา

$$V_{pY} / V_0 = (178 + 21) / 193 = 1.03$$

เนื่องจากเสาตัวอย่างมีเหล็กปลอกที่มีลักษณะเป็นวงรอบแบบปิด (closed hoop) ที่มีการงอ 90 องศา และมีค่า $V_p / V_0 > 1$ ทำให้ลักษณะการวิบัติตามเงื่อนไขท้ายตารางที่ 7.3-6 ใน มยพ.1303-57 ตามลักษณะของเหล็กปลอกเป็นการวิบัติแบบเฉือน

จากนั้นพิจารณาเงื่อนไขของแรงอัดตามแนวแกน ปริมาณการเสริมเหล็กปลอก และอัตราส่วนการรับแรงเฉือน ดังต่อไปนี้ ตามลำดับ

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{491 + 295}{(0.5 * 0.5) * 23.5 * 1000} = 0.134$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{4 * [\pi * (0.6^2) / 4]}{50 * 20} = 0.00113$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{178 + 21}{0.5 * 0.45 * \sqrt{23.5} * 1000} = 0.18$$

จากค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ข้างต้นรวมทั้งลักษณะการวิบัติที่เป็นแบบแรงเฉือน ทำให้สามารถอ่านค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) จากตารางที่ 7.3-6 ใน มยพ.1303-57 ข้อ 7.3.2.4.1 ได้เท่ากับ 1 สำหรับชิ้นส่วนหลัก (primary component) ที่ทุกระดับสมรรถนะของอาคาร

2.2) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์คัตจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์คัต

ข้อ 7.2.3 ใน มยพ. 1303-57 กำหนดให้หาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์คัตที่สอดคล้องกับแรงอัดตามแนวแกนที่ใช้ในการออกแบบซึ่งคำนวณแบบพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (P_{UF}) ดังสมการ

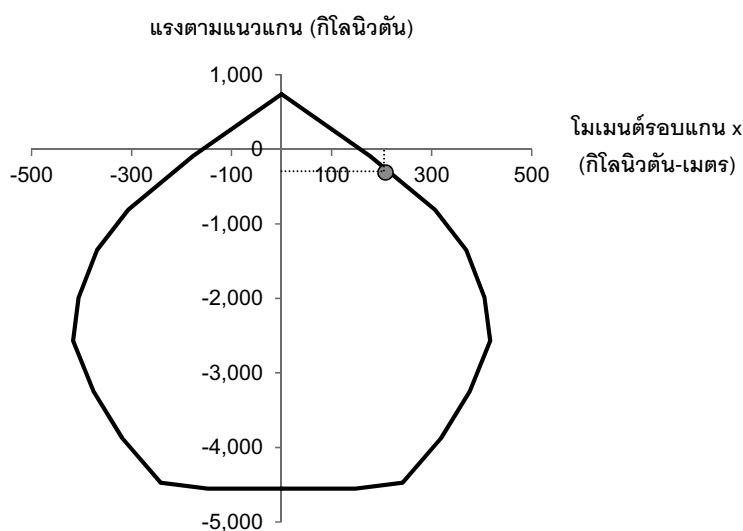
$$\text{กรณีที่แรงอัดหักล้างกัน} \quad P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{C_1 C_2 J} \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.4.2.1.2})$$

$$= -491 + \frac{295}{1.1 * 1.0 * 1.5} = -312 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

กรณีที่แรงอัดเสริมกัน $P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{C_1 C_2 J}$ (มยพ.1303-57 ข้อ 5.4.2.1.2)

$$= -491 - \frac{295}{1.1 * 1.0 * 1.5} = -670 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

จากค่า P_{UF} ที่คำนวณได้ นำไปหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์คดของเสาตัวอย่างโดยใช้ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์คดของเสาตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ ก.7-2 ซึ่งพบว่ากำลังต้านทานโมเมนต์คดรอบแกน X มีค่าเท่ากับ 208 และ 285 กิโลนิวตัน-เมตร ในกรณีที่แรงอัดหักล้างกันและแรงอัดเสริมกัน ตามลำดับ กำลังต้านทานโมเมนต์คดรอบแกน X และ Y มีค่าเท่ากันเพราะหน้าตัดเสาเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส



รูปที่ ก.7-2 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์คดรอบแกน X ของเสา C5

3) ประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานโมเมนต์คดของเสาตัวอย่าง

จากข้อมูลทั้งหมดข้างต้น นำมาตรวจสอบตามเกณฑ์การยอมรับ โดยพิจารณาผลของโมเมนต์คดรอบสองแกนหลัก (biaxial bending) ตามข้อ 7.2.3 ใน มยพ.1303-57 ดังนี้

กรณีที่แรงอัดหักล้างกัน

$$\left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} \right)^2 + \left(\frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \right)^2 = \left(\frac{400}{1 * 0.75 * 208} \right)^2 + \left(\frac{66}{1 * 0.75 * 208} \right)^2 = 6.76 > 1 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์}$$

กรณีที่แรงอัดเสริมกัน

$$\left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} \right)^2 + \left(\frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \right)^2 = \left(\frac{400}{1 * 0.75 * 285} \right)^2 + \left(\frac{66}{1 * 0.75 * 285} \right)^2 = 3.59 > 1 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์}$$

เนื่องจากตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง (m-factor) เท่ากับ 1 สำหรับทุกระดับสมรรถนะ ทำให้ผลการประเมินปรากฏว่า เสาดังกล่าวไม่ผ่านเกณฑ์ของทุกระดับสมรรถนะ ได้แก่ ระดับเข้าอยู่ได้ทันที (Immediate Occupancy performance level หรือ IO) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety performance level หรือ LS) และระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention level หรือ CP)

4) คำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสา

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคำนวณได้ตามสมการ

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 7.3-1})$$

ซึ่งค่า k ขึ้นอยู่กับความเหนียวที่ต้องการ (ductility demand) ซึ่งประมาณค่าได้จากค่า DCR (demand-capacity ratio) ที่มากที่สุดในส่วนนี้ ซึ่งค่า DCR ของโมเมนต์คัตคือ

$$DCR - M_x = \frac{M_{UDx}}{M_{CEx}} = \frac{400}{208} = 1.92$$

$$DCR - M_y = \frac{M_{UDy}}{M_{CEy}} = \frac{66}{208} = 0.32$$

ดังนั้นค่าความเหนียวที่ต้องการ ซึ่งนำค่ามาจาก DCR สูงสุด คือ 1.92 และจากสมการที่ 7.3-1 ใน มยพ. 1303-57 ค่า $k=1$ เมื่อความเหนียวที่ต้องการน้อยกว่าหรือเท่ากับ 2

$k=0.7$ เมื่อความเหนียวที่ต้องการมากกว่าหรือเท่ากับ 6

k มีค่าระหว่าง 0.7 ถึง 1 โดยแปรผันแบบเชิงเส้น เมื่อความเหนียวที่ต้องการมีค่าระหว่าง 2 ถึง 6

ดังนั้น k สำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาดังนี้เท่ากับ 1 (มยพ.1303-57 ข้อ 7.3.2.3.1) และกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตัวอย่างมีค่าเท่ากับ

$$V_n = kV_o \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 7.3-1})$$

$$V_{CLX} = 1.0 * 193 = 193 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

5) ประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานแรงเฉือนของเสาตัวอย่าง

คำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานโดยพิจารณาเป็นพฤติกรรมแบบที่ควบคุมโดยแรง ซึ่งยอมให้ปรับลดค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในส่วนเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างเทียมโดยการหารด้วยตัวประกอบ $C_1 C_2 J$ แล้วจึงนำไปรวมกับแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง ดังสมการ

$$V_{UFx} = V_G + \frac{V_{Ex}}{C_1 C_2 J} \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-2})$$

$$= 15 + \frac{19}{1.1 \cdot 1.0 \cdot 1.5} = 26$$

กิโลนิวตัน

$$V_{UFy} = V_G + \frac{V_{Ey}}{C_1 C_2 J}$$

(มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-2)

$$= 21 + \frac{178}{1.1 \cdot 1.0 \cdot 1.5} = 129$$

กิโลนิวตัน

$$\kappa V_{CLX} \geq V_{UFx}$$

(มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-4)

$$0.75 \cdot 193 > 26$$

$$145 > 26$$

ผ่านเกณฑ์การยอมรับ

$$\kappa V_{CLY} \geq V_{UFy}$$

(มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-4)

$$0.75 \cdot 193 > 129$$

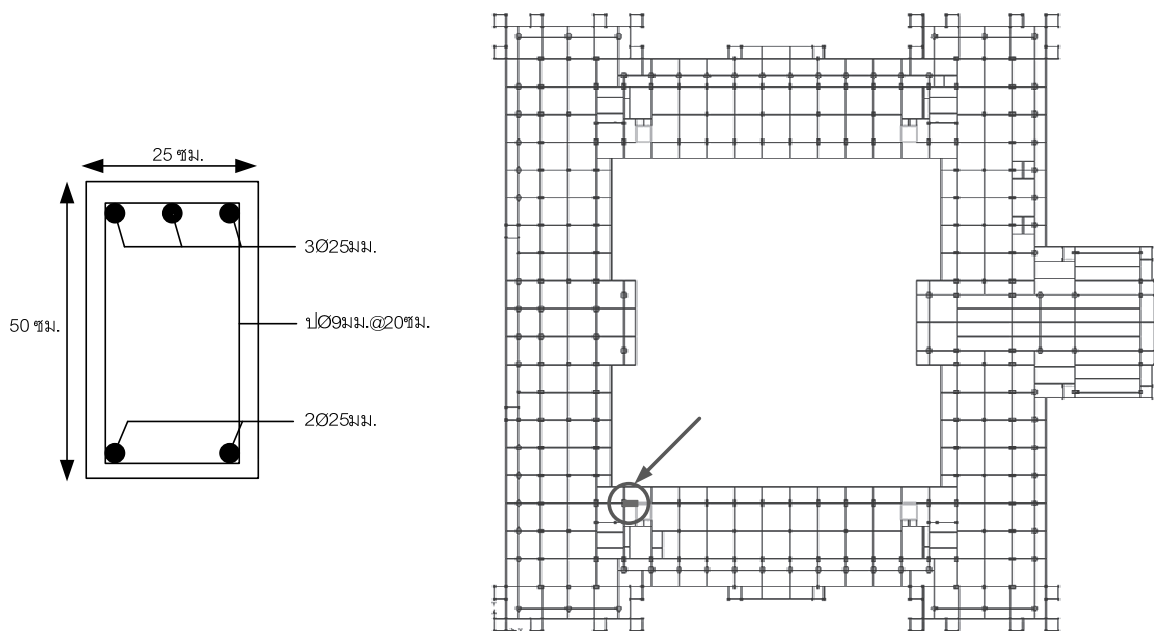
$$145 > 129$$

ผ่านเกณฑ์การยอมรับ

เนื่องจากค่า κV_{CL} มีค่ามากกว่าค่า V_{UF} ทั้งสองแกน X และ Y ทำให้ผลการประเมินปรากฏว่า เสาดังกล่าวมีกำลังต้านทานแรงเฉือนเพียงพอ

ก.8 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของคาน

คานตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นคานซึ่งเชื่อมติดกับกำแพงรับแรงเฉือน ในชั้น 3 หน้าตัดขนาด 25x50 เซนติเมตรและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ ก.8-1



ก) รายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่าง

ข) ตำแหน่งของคานตัวอย่างในชั้นที่ 3

รูปที่ ก.8-1 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่าง

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนคาน ในกรณีที่เกิดที่มากที่สุดจากการรวมน้ำหนักบรรทุกแบบต่างๆ มีค่าดังต่อไปนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P) = -64 กิโลนิวตัน (แรงอัด)

โมเมนต์ดัดรอบแกน y (M_y) = 344 กิโลนิวตัน-เมตร

แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_G) = 13 กิโลนิวตัน

แรงเฉือนเนื่องจากแรงเทียมทางด้านข้าง (V_E) = -306 กิโลนิวตัน

และมีค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประเมิน ได้แก่

ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) = 0.75

ค่า C_1 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง X = 1.09 (ข้อ ก.4)

ค่า C_2 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง X = 1.0 (ข้อ ก.4)

ค่า J สำหรับบริเวณที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง = 1.5

(มยพ.1303-57 ข้อ 5.4.2.1.2)

2) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.17 * \sqrt{23.5} * 0.25 * 0.45 * 1000 \\ &= 92 \end{aligned} \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 * (\pi * 0.9^2 / 4) * 10^{-4}] * 235 * 0.45 * 1000}{0.2} \\ &= 67 \end{aligned} \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 92 + 67 = 159 \end{aligned} \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

3) ประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานแรงเฉือนของคานตัวอย่าง

คำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานโดยพิจารณาเป็นพฤติกรรมแบบที่ควบคุมโดยแรง ซึ่งยอมให้ปรับลดค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างเทียมโดยการหารด้วยตัวประกอบ $C_1 C_2 J$ แล้วจึงนำไปรวมกับแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่ง ดังสมการ

$$\begin{aligned} V_{UF} &= V_G + \frac{V_E}{C_1 C_2 J} \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-2}) \\ &= 13 - \frac{306}{1.09 * 1.0 * 1.5} \end{aligned}$$

$$= -174$$

กิโลนิวตัน

$$\kappa V_{CL} \geq V_{UF}$$

(มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-4)

$$0.75 * 159 < 174$$

$$119 < 129$$

ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ

เนื่องจากค่า κV_{CL} มีค่าน้อยกว่าค่า V_{UF} ทำให้ผลการประเมินปรากฏว่า คานดังกล่าวมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

4) คำนวณหาลำกำลังต้านทานโมเมนต์คัตของคาน

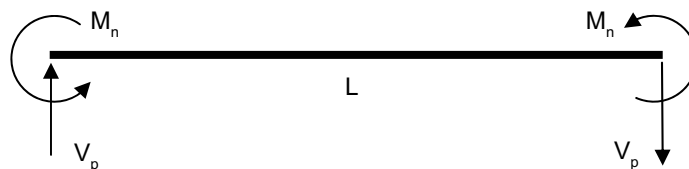
4.1) คำนวณหาลำกำลังต้านทานโมเมนต์คัตของคาน โดยใช้รายละเอียดการเสริมเหล็กที่ตำแหน่งปลายคานดังแสดงในรูปที่ ก.8-1 เนื่องจากโมเมนต์คัตที่ปลายคานด้านหนึ่งเป็นโมเมนต์บวกส่วนอีกด้านหนึ่งเป็นโมเมนต์ลบและมีการกลับทิศทางการโยกตัวของอาคาร ดังนั้นในที่นี้จึงพิจารณาลำกำลังต้านทานโมเมนต์บวกเพราะมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานโมเมนต์ลบ เนื่องจากหน้าตัดมีเหล็กเสริมล่างน้อยกว่าเหล็กเสริมบน กำลังต้านทานโมเมนต์บวกซึ่งเกิดขึ้นในสถานะที่เหล็กเสริมด้านบนรับแรงอัดแต่เหล็กเสริมด้านล่างรับแรงดึง มีค่าดังนี้

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d') \\ &= \left[0.85 * 23.5 * 0.047 * 0.25 * \left(0.45 - \frac{0.047}{2} \right) + (14.73 * 10^{-4}) * 37.17 * (0.45 - 0.05) \right] * 1000 \\ &= 99.6 + 21.9 = 121 \end{aligned}$$

กิโลนิวตัน-เมตร

4.2) คำนวณหาค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor)

ก่อนการคำนวณหาค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ของคาน ต้องจำแนกก่อนว่าพฤติกรรมของหน้าตัดดังกล่าวถูกควบคุมโดยการแรงคัตหรือแรงเฉือน



รูปที่ ก.8-2 แรงเฉือนมากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_p) ภายใต้อิทธิพลของโมเมนต์ระบุ

จากสมมูลของแรงที่กระทำต่อคานดังแสดงในรูปที่ ก.8-2 แรงเฉือนมากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_p) ภายใต้โมเมนต์ระบุ (nominal moment) ของหน้าตัดและเพื่อกำลึงส่วนเกินอีกร้อยละ 20 สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned} V_p &= \frac{2 * (1.2 M_n)}{L} \\ &= \frac{2 * 1.2 * 121}{2.2} \\ &= 132 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

จากสมการข้างต้นสังเกตได้ว่าการนำค่า 1.2 มาปรับเพิ่มกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน ซึ่งกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นดังกล่าวเป็นผลอันเนื่องมาจากผลของกำลังส่วนเกิน (over-strength) ในเหล็กเสริม เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือน (V_n) มีค่ามากกว่าแรงเฉือนมากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_p) ภายใต้โมเมนต์ $1.2 M_n$ จึงสรุปได้ว่า หน้าตัดดังกล่าวมีพฤติกรรมซึ่งถูกควบคุมโดยการดัด

การอ่านค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ของคานจากตารางที่ 7.3-5 ใน มยผ.1303-57 ต้องคำนวณหาอัตราส่วนปริมาตรการเสริมเหล็กตามยาวและอัตราส่วนการรับแรงเฉือน ดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned} \rho_{bal} &= \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 * 0.85 * 23.5}{294} \left(\frac{600}{600 + 294} \right) \\ &= 0.039 \end{aligned}$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{-0.0043}{0.039} = -0.11$$

$$\begin{aligned} \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} &= \frac{306 - 13}{0.25 * 0.45 * \sqrt{23.5} * 10^3} \\ &= 0.54 \end{aligned}$$

จากนั้นพิจารณาเงื่อนไขของหน้าตัดซึ่งถูกควบคุมโดยการดัด เงื่อนไขของเหล็กปลอกแบบไม่สอดคล้อง (nonconforming transverse reinforcement) อัตราส่วนปริมาตรการเสริมเหล็กและอัตราส่วนการรับแรงเฉือน ทำให้สามารถอ่านค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) จากตารางที่ 7.3-5 ได้เท่ากับ 1.25 2 และ 3 ตามลำดับ สำหรับระดับเข้าอยู่ใต้ทันที (Immediate Occupancy performance level หรือ IO)

ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety performance level หรือ LS) และระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention level หรือ CP)

5) ประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง

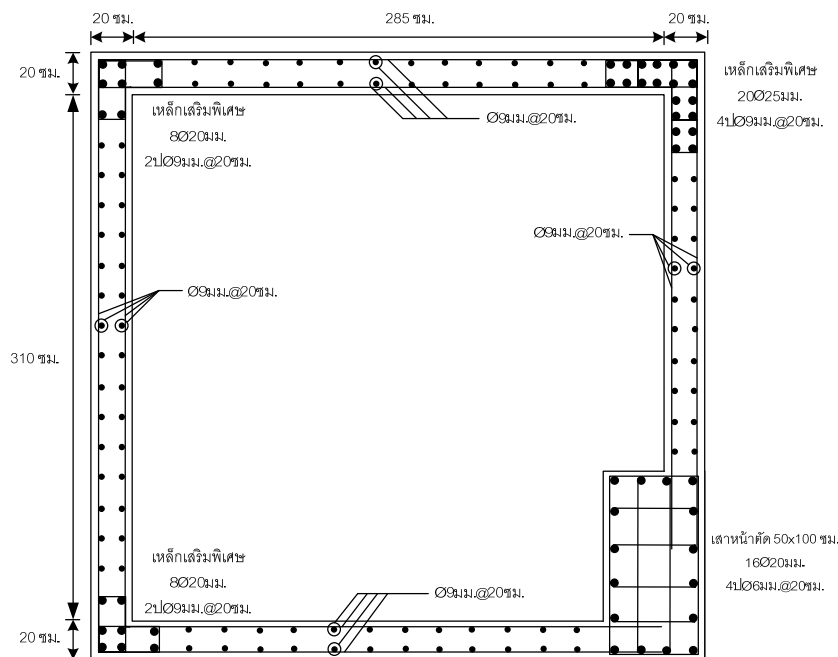
$$m\kappa M_{CE} \geq M_{UD} \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-3})$$

ระดับสมรรถนะ IO	$1.25 * 0.75 * 121 < 344$ $113 < 344$	ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ
ระดับสมรรถนะ LS	$2.0 * 0.75 * 121 < 344$ $181 < 344$	ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ
ระดับสมรรถนะ CP	$3.0 * 0.75 * 121 < 344$ $272 < 344$	ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ

เนื่องจาก $m\kappa M_{CE}$ มีค่าน้อยกว่า M_{UD} สำหรับทุกๆ ระดับสมรรถนะ ทำให้ผลการประเมินปรากฏว่า คานดังกล่าวไม่ผ่านเกณฑ์ของทุกระดับสมรรถนะ

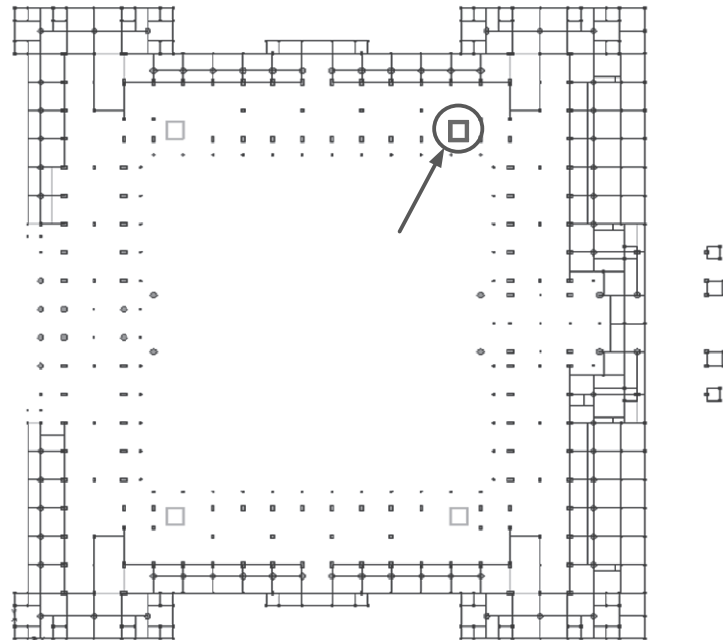
ก.9 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นหนึ่งในกำแพงรับแรงเฉือนที่ระดับชั้นทางเดินรอบนอกอาคาร ดังตำแหน่งและรายละเอียดการเสริมเหล็กที่แสดงในรูปที่ ก.9-1 (ต่อ)



(ก) รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง

รูปที่ ก.9-1 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง



(ข) ตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างในชั้นทางเดิน

รูปที่ ก.9-1 (ต่อ)

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือน ในกรณีที่วิกฤตที่สุดจากการร่อนน้ำหนักรรทุกแบบต่างๆ มีค่าดังต่อไปนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P)	= -1,040	กิโลนิวตัน (แรงอัด)
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_x)	= 36,796	กิโลนิวตัน·เมตร
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_y)	= -7,043	กิโลนิวตัน·เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_{GX})	= -23	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (V_{EX})	= 602	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_{GY})	= 13.5	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (V_{EY})	= 3,633	กิโลนิวตัน
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ)	= 0.75	
ค่า C_1 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.1	(ข้อ ก.4)
ค่า C_2 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.0	(ข้อ ก.4)
ค่า J สำหรับบริเวณที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง	= 1.5	(มยพ.1303-57 ข้อ 5.4.2.1.2)

2) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงเฉือน

2.1) คำนวณหาค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ของกำแพงตัวอย่าง

ก่อนการคำนวณหาค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ต้องตรวจสอบก่อนว่า พฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวถูกควบคุมโดยการดัดหรือถูกควบคุมโดยการเฉือน โดยพิจารณาจากอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) ของกำแพงภายใต้ทิศทางของแรงกระทำด้านข้างที่พิจารณาอ้างอิงตามมาตรฐาน ASCE41-13 ข้อ C10.7.1 ซึ่งระบุว่า ถ้าหาก

อัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) มีค่ามากกว่า 3.0 แสดงว่าพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวถูกควบคุมโดยการดัดเป็นหลัก

อัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) มีค่าน้อยกว่า 1.5 แสดงว่าพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวถูกควบคุมโดยการเฉือนเป็นหลัก

แต่ถ้าหากอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) มีค่าอยู่ระหว่าง 1.5 ถึง 3.0 แสดงว่าพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวถูกควบคุมโดยการดัดและการเฉือน

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างที่กำลังพิจารณามีค่าอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) = $24.7/3.5 = 7.06$

จากค่าอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) ข้างต้นมีค่ามากกว่า 3.0 แสดงว่าพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวถูกควบคุมโดยการดัดเป็นหลัก สำหรับแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง Y

การอ่านค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ของกำแพงรับแรงเฉือนจากตารางที่ 7.5-2 ใน มยพ.1303-57 ต้องคำนวณหาอัตราส่วนของแรงในแนวแกนและอัตราส่วนของแรงเฉือน ดังต่อไปนี้

$$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} = \frac{[(61.4 - 19.4) * 10^{-4}] * 235 + (1,040 * 10^{-3})}{0.2 * 3.5 * 23.5}$$
$$= 0.07$$

ในที่นี้จะแสดงการแทนค่าหาอัตราส่วนของแรงเฉือนโดยใช้หน่วยปอนด์ต่อตารางนิ้ว (psi) และหน่วยเมกะปาสกาล (MPa)

สำหรับการแทนค่าในหน่วยปอนด์ต่อตารางนิ้ว (psi) ต้องแปลงค่าแรงเฉือนให้อยู่ในหน่วยปอนด์และแปลงค่ากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตให้อยู่ในหน่วยปอนด์ต่อตารางนิ้ว (psi) หลังจากนั้นจึงนำไปเทียบกับเกณฑ์การยอมรับว่า อัตราส่วนของแรงเฉือนนั้นมีค่าน้อยกว่า 4 หรือมากกว่า 6

$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} = \frac{(3,633 + 13.5) * 224.8}{(0.2 * 39.37) * (3.5 * 2 * 39.37) * \sqrt{23.5 * 145}}$$
$$= 6.45$$

สำหรับหน่วยเมกะปาสกาล (MPa) ต้องแปลงค่าแรงเฉือนให้อยู่ในหน่วยเมกะนิวตันและแปลงค่ากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตให้อยู่ในหน่วยเมกะปาสกาล (MPa) หลังจากนั้นจึงนำไปเทียบกับเกณฑ์การยอมรับว่า อัตราส่วนของแรงเฉือนนั้นมีค่าน้อยกว่า 0.33 หรือมากกว่า 0.5

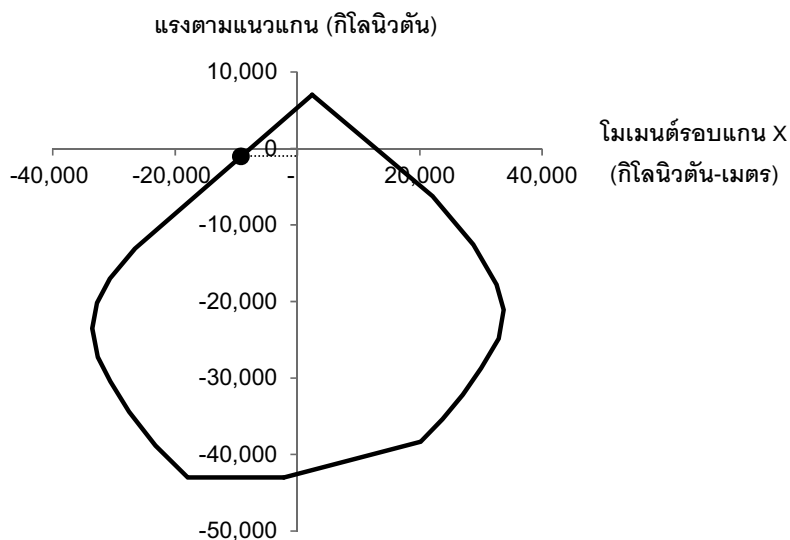
$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} = \frac{(3,633 + 13.5) * 1000}{0.2 * 3.5 * 2 * \sqrt{23.5}}$$

$$= 0.54$$

จากตารางที่ 7.5-2 ใน มยพ.1303-57 สามารถอ่านค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ที่ระดับเข้าอยู่ได้ทันที (Immediate Occupancy performance level หรือ IO) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety performance level หรือ LS) และระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention level หรือ CP) มีค่าเท่ากับ 1.5 2 และ 2.5 ตามลำดับ

2.2) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานของโมเมนต์คัต

จากค่าแรงอัดตามแนวแกน (P) ที่วิกฤตที่สุดจากการรวมน้ำหนักบรรทุกแบบต่างๆ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1,040 กิโลนิวตัน (แรงอัด) นำไปอ่านค่ากำลังต้านทานโมเมนต์คัตจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์คัตแสดงดังรูปที่ ก.9-2 ได้ค่ากำลังต้านทานของโมเมนต์คัตรอบแกน X มีค่าเท่ากับ 13,240 และ -9,235 กิโลนิวตัน-เมตร อย่างไรก็ตามการประเมินหาระดับสมรรถนะการต้านทานโมเมนต์คัตของกำแพงรับแรงเฉือนต้องใช้ค่ากำลังต้านทานโมเมนต์คัตที่น้อยกว่าไปตรวจสอบ



รูปที่ ก.9-2 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์คัตรอบแกน X ของกำแพงรับแรงเฉือน

3) ประเมินหาระดับสมรรถนะการต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงเฉือน

$$m\kappa M_{CE} \geq M_{UD} \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-3})$$

ระดับสมรรถนะ IO $1.5 * 0.75 * 9,235 < 36,796$

$$10,389 < 36,796 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

ระดับสมรรถนะ LS $2 * 0.75 * 9,235 < 36,796$

$$13,852 < 36,796 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

ระดับสมรรถนะ CP $2.5 * 0.75 * 9,235 < 36,796$

$$17,316 < 36,796 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

เนื่องจาก $m\kappa M_{CE}$ มีค่าน้อยกว่า M_{UD} สำหรับทุกๆ ระดับสมรรถนะ ทำให้ผลการประเมินปรากฏว่าการต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวไม่ผ่านเกณฑ์ของทุกระดับสมรรถนะ

4) คำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือน

กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตสำหรับชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนสามารถคำนวณได้จากค่าที่น้อยกว่าระหว่างค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตที่คำนวณได้จาก V_{c1} และ V_{c2} โดยพิจารณาเฉพาะกำแพงรับแรงเฉือนที่มีส่วนช่วยต้านทานแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง Y

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0.27\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \\ &= \left[0.27 * \sqrt{23.5} * 0.2 * (0.8 * 3.1) * 10^3 \right] + \frac{(1,040) * (0.8 * 3.1)}{4(3.1)} \\ &= 649 + 208 = 857 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.1\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \\ &= \left[0.05 * \sqrt{23.5} + \frac{3.1 * \left(0.1 * \sqrt{23.5} + \frac{0.2 * (1,040 * 10^{-3})}{3.1 * 0.2} \right)}{\frac{36,796}{13.5 + 3,633} - \frac{3.1}{2}} \right] 0.2 * (0.8 * 3.1) * 1000 \\ &= \left(0.242 + 3.1 * \frac{0.82}{8.54} \right) * 0.496 * 1000 \\ &= 268 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตสำหรับชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือน (V_c) มีค่าเท่ากับ 268 กิโลนิวตัน

สำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริม (V_s) สำหรับชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$= \frac{[2 * (\pi * 0.9^2 / 4) * 10^{-4}] * 235 * [0.8 * 3.1]}{0.2} * 1000$$

$$= 371 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนทั้งหมด (V_n) ของชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 268 + 371 = 639 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

เนื่องจากชิ้นส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนที่ต้านทานแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง Y มีจำนวน 2 ชิ้น ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ $639 \times 2 = 1,278$ กิโลนิวตัน

มีข้อสังเกตว่า ข้อ 7.2.2.3 ใน มยพ.1303-57 ยอมให้ใช้ค่าตัวประกอบลดกำลัง (ϕ) เท่ากับหนึ่ง

5) ประเมินระดับสมรรถนะการต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือน

$$m\kappa V_{CE} \geq V_{UD} \quad (\text{มยพ.1303-57 สมการที่ 5.4-3})$$

$$\text{ระดับสมรรถนะ IO} \quad 1.5 * 0.75 * 1,278 < 3,646$$

$$1,438 < 3,646 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

$$\text{ระดับสมรรถนะ LS} \quad 2 * 0.75 * 1,278 < 3,646$$

$$1,917 < 3,646 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

$$\text{ระดับสมรรถนะ CP} \quad 2.5 * 0.75 * 1,278 < 3,646$$

$$2,396 < 3,646 \quad \text{ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

เนื่องจาก $m\kappa V_{CE}$ มีค่าน้อยกว่า V_{UD} สำหรับทุกๆ ระดับสมรรถนะ ทำให้ผลการประเมินปรากฏว่าการต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวไม่ผ่านเกณฑ์ของทุกระดับสมรรถนะ

ก.10 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อ

กำแพงอิฐที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างในการคำนวณเป็นผนังอิฐซึ่งก่อระหว่างเสาในชั้นที่ 4 ตำแหน่งมุมของอาคาร

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในผนังอิฐก่อ ในกรณีที่เกิดที่สุดจากการรวมน้ำหนักบรรทุกแบบต่างๆ มีค่าดังต่อไปนี้

$$\text{แรงอัดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (P)} = -120 \quad \text{กิโลนิวตัน (แรงอัด)}$$

และจากคุณสมบัติของผนังอิฐก่อจากการคำนวณในข้อ ก.6 ได้แก่

$$\text{ความกว้างของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (a)} = 0.43 \quad \text{เมตร}$$

$$\text{ความหนาของแผ่นผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (t_{inf})} = 0.1 \quad \text{เมตร}$$

$$\text{กำลังรับแรงอัดคาคดหมายสูงสุดของกำแพงอิฐก่อ (f'_m)} = 4.1 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

$$\text{กำลังรับแรงเฉือนคาคดหมายของกำแพงอิฐก่อ (f'_{ve})} = 0.19 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

$$\begin{aligned} \text{ความยาวของแผ่นผนังก่อ } (L_{\text{inf}}) &= 2.2 && \text{เมตร} \\ \text{มุมที่เป็นอัตราส่วนระหว่างความสูงของผนังก่อต่อความยาว } (\theta) &= 1.02 && \text{เรเดียน} \end{aligned}$$

2) ประเมินกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อ

การตรวจสอบกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อต้องพิจารณาการวิบัติใน 2 ลักษณะคือ การวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน (compression failure mode) และการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (bed-joint sliding failure mode)

2.1) ตรวจสอบการวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน (compression failure mode)

กำลังต้านทานแรงอัดคาคงหมายของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (P_{CE}) สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\begin{aligned} P_{CE} &= at_{\text{inf}} f'_m \\ &= 0.43 * 0.1 * 4.1 * 1000 \\ &= 177 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

เนื่องจากแรงอัดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (P) มีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานแรงอัดคาคงหมายของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (P_{CE}) ดังนั้นการวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวแกนจึงไม่เกิดขึ้น

2.2) ตรวจสอบการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (bed-joint sliding failure mode)

กำลังต้านทานแรงเฉือนคาคงหมายของผนังอิฐก่อ (V_{ine}) สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\begin{aligned} V_{ine} &= A_{mi} f_{vie} && (\text{มยพ.1303-57 ข้อ ก.2.2}) \\ &= (0.1 * 2.2) * 0.19 * 1000 \\ &= 42 && \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

แรงเฉือนที่เกิดขึ้น (V) ในชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดสามารถคำนวณจากการแตกแรงอัดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (P) ดังนี้

$$\begin{aligned} V &= 120 * \cos(1.02) && (\text{มุม } \theta \text{ มีหน่วยเป็นเรเดียน}) \\ &= 63 && \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

เนื่องจากค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้น (V) มีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนคาคงหมายของผนังอิฐก่อ (V_{ine}) ดังนั้นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนจึงเกิดขึ้น ทำให้สรุปได้ว่าผนังอิฐก่อมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ

ก.11 ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานแรงต้านข้างของเสาเข็มในกรณีที่เป็นดินทรายแข็งตลอดความยาว

การตรวจสอบกำลังต้านทานของเสาเข็มจะตรวจสอบการวิบัติ 2 ลักษณะ คือการวิบัติเนื่องจากแรงต้านข้าง และการวิบัติเนื่องจากแรงถอนของเสาเข็ม การคำนวณกำลังต้านทานแรงต้านข้างและแรงถอนของเสาเข็มคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมขนาด 0.4x0.4 เมตร ในกรณีที่ดินใต้ฐานรองรับเป็นดินทรายแข็งตลอดความยาวเสาเข็ม 8 เมตร มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) จากคุณสมบัติของเสาเข็ม ได้แก่

ความกว้างเข็ม (d) = 0.4 เมตร

ความยาวเข็ม (l) = 8 เมตร

และคุณสมบัติของดินใต้ฐานราก อาทิ

หน่วยน้ำหนักของดินทรายแข็ง (γ) = 18 กิโลนิวตันต่อลบ.ม.

มุมเสียดทานของดินทรายแข็ง (ϕ) = 30 องศา

สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (K_o) = 0.5

2) กำลังต้านทานแรงด้านข้างของเสาเข็มจะควบคุมโดยค่าที่น้อยกว่าของกำลังต้านทานแรงดันด้านข้างของดินและกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตเสาเข็ม

การคำนวณกำลังต้านทานแรงดันด้านข้างของดินแบบพาสซีฟ มีดังต่อไปนี้

$$\frac{l}{d} = \frac{8}{0.4} = 20$$

$$\frac{e}{d} = 0 \quad (\text{พิจารณาเฉพาะแรงด้านข้าง})$$

จากค่าพารามิเตอร์ข้างต้นนำไปอ่านค่า $\frac{H}{K_p^2 \gamma d^3}$ จากรูปที่ ก.11-1 ได้เท่ากับ 50 ดังนั้นแรงดันด้านข้างของดินประลัย (H) มีค่าเท่ากับ

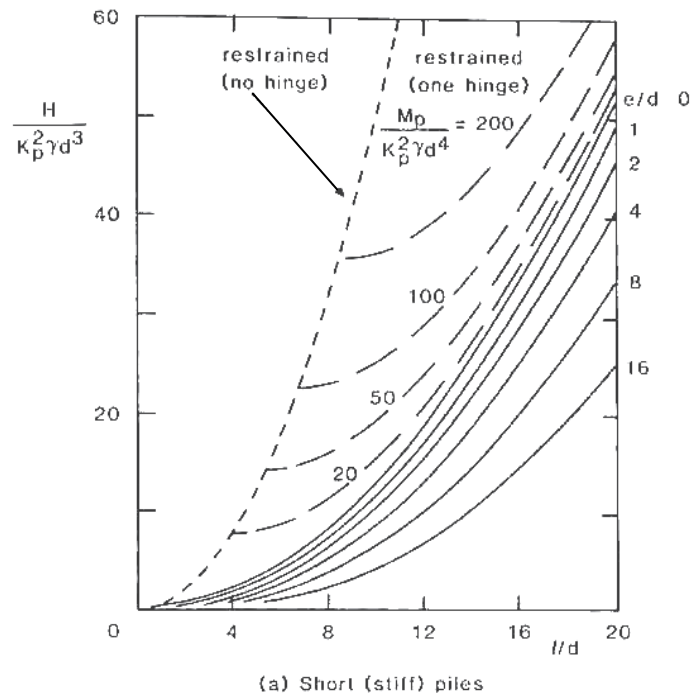
$$H = 50 * K_p^2 \gamma d^3$$

โดยค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ (K_p) มีค่าเท่ากับ

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] \\ &= \tan^2 \left[45 + \frac{30}{2} \right] = 3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= 50 (3^2 * 18 * 0.4^3) \\ &= 518 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้น กำลังต้านทานแรงด้านข้างประลัยของดิน เนื่องจากแรงดันแบบพาสซีฟ มีค่าเท่ากับ 518 กิโลนิวตัน



รูปที่ ก.11-1 แรงดันด้านข้างสำหรับดินทรายแข็งของเสาเข็มสั้น [7]

การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตในเสาเข็ม มีดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \\
 &= 0.17 \left[1 + \frac{225}{14 * (0.4 * 0.4) * 10^3} \right] \sqrt{23.5} * 0.4 * 0.35 * 10^3 \\
 &= 127 \quad \text{กิโลนิวตัน}
 \end{aligned}$$

เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนประลัยของคอนกรีตในเสาเข็มมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานแรงข้างของดิน ดังนั้นกำลังต้านทานแรงด้านข้างประลัยของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ 127 กิโลนิวตัน

3) กำลังต้านทานแรงถอนของเสาเข็มมีค่าเท่ากับผลรวมระหว่างแรงด้านที่ผิวและน้ำหนักของเสาเข็ม สำหรับการคำนวณหาแรงดันที่ผิวเสาเข็ม (F) มีดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned}
 F &= \sum_{i=1}^i F_i \\
 \text{โดย } F_i &= \mu N_i \\
 &= \mu \sigma_{hi} A_s \\
 &= \mu K_o \sigma_{vi} A_s \\
 &= \mu K_o (\gamma l_i) A_s
 \end{aligned}$$

$$\text{โดยที่ } \mu = \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)$$

$$\mu = \tan\left[\frac{2}{3}(30)\right] = 0.36$$

พิจารณาแรงต้านที่ผิวเสาเข็มทุกๆระยะ 1 เมตร

สำหรับ $0 < l \leq 1$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 0.5) * 0.4 * 1 \\ &= 2.59 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับ $1 < l \leq 2$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 1.5) * 0.4 * 1 \\ &= 7.78 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับ $2 < l \leq 3$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 2.5) * 0.4 * 1 \\ &= 12.96 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับ $3 < l \leq 4$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 3.5) * 0.4 * 1 \\ &= 18.14 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับ $4 < l \leq 5$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 4.5) * 0.4 * 1 \\ &= 23.33 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับ $5 < l \leq 6$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 5.5) * 0.4 * 1 \\ &= 28.51 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับ $6 < l \leq 7$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 6.5) * 0.4 * 1 \\ &= 33.7 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับ $7 < l \leq 8$ เมตร

$$\begin{aligned} F_i &= 4 * 0.36 * 0.5 * (18 * 7.5) * 0.4 * 1 \\ &= 38.88 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้น แรงต้านที่ผิวเสาเข็มตลอดความยาวเสาเข็ม (F) มีค่าเท่ากับ 165.9 กิโลนิวตัน

กำลังต้านทานแรงถอนประลัย = แรงต้านที่ผิวเสาเข็ม + น้ำหนักของเสาเข็ม

$$= 165.9 + (23.54 * 0.4 * 0.4 * 8) = 196.6 \text{ กิโลนิวตัน}$$

หากกำหนดให้ส่วนปลอดภัย (factor of safety) มีค่าเท่ากับ 3.0

$$\text{กำลังต้านทานแรงถอนของเสาเข็มที่ยอมให้ } (F_a) = \frac{165.9}{3} + (23.54 * 0.4 * 0.4 * 8) \\ = 86 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ก.12 ตัวอย่างการคำนวณการปรับขยายค่าแรงบิดโดยบังเอิญ

สำหรับกระบวนการเชิงเส้น การพิจารณาการปรับขยายค่าแรงบิดโดยบังเอิญต้องพิจารณาในทุกๆชั้นของไดอะแฟรมและทุกกรณีของการรื้อน้ำหนักรรทุก โดยพิจารณาจากอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดของไดอะแฟรมพื้นที่เทียบกับการเคลื่อนที่เฉลี่ยของไดอะแฟรมพื้นที่ (η) ในชั้นนั้นๆ

$$\eta = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{avg}}} \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.2.2.2.2})$$

การตรวจสอบเลือกพิจารณาเฉพาะกรณีของแรงกระทำด้านข้างเทียมในหนึ่งทิศทาง ซึ่งผลการตรวจสอบ แสดงดังตารางที่ ก.12-1

ตารางที่ ก.12-1 ค่าอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของไดอะแฟรมและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเฉลี่ยของไดอะแฟรม (η) แยกตามรายชั้นและรายการรื้อน้ำหนักรรทุก

รายการ รื้อน้ำหนักรรทุก	η						
	ชั้นทางเดิน	ชั้น 1	ชั้น 2	ชั้น 3	ชั้น 4	ชั้น 5	พื้นที่ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา
XPTP	1.16	1.14	1.13	1.14	1.14	1.14	1.13
XPTN	1.17	1.14	1.14	1.15	1.16	1.15	1.14
XNTP	1.17	1.14	1.14	1.15	1.16	1.15	1.14
XNTN	1.16	1.13	1.13	1.14	1.14	1.13	1.12
YPTP	1.12	1.16	1.16	1.17	1.17	1.15	1.13
YPTN	1.23	1.11	1.12	1.13	1.13	1.12	1.13
YNTP	1.23	1.12	1.11	1.13	1.13	1.12	1.13
YNTN	1.11	1.15	1.16	1.17	1.17	1.15	1.13

ถ้าหากค่า η ในชั้นใดมีค่ามากกว่า 1.2 แรงภายในและการเคลื่อนที่ของอาคารเนื่องจากแรงบิดโดยบังเอิญต้องคูณขยายค่าด้วยตัวประกอบ A_x

$$A_x = \left(\frac{\eta}{1.2} \right)^2 \leq 3.0 \quad (\text{มยพ.1303-57 ข้อ 5.2})$$

สำหรับการรื้อน้ำหนักรรทุกแบบ YPTN และ YNTP ในชั้นทางเดิน ตัวประกอบขยายค่ามีค่าเท่ากับ

$$A_x = \left(\frac{1.23}{1.2} \right)^2 = 1.05$$

ก.13 รายการคำนวณการปรับขยายผลของ P-Delta

การปรับขยายค่าการเคลื่อนที่และแรงภายในองค์อาคารอันเนื่องมาจากผลของ P-Delta ต้องกระทำหรือไม่นั้นสามารถพิจารณาจากค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient, θ) ตามที่กำหนดไว้ใน มยผ. 1302-52 [2] โดยถ้าหากค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 0.1 ผลของ P-Delta ไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณา

สำหรับอาคารสำนักงาน C_d มีค่าเท่ากับ 4.5 สำหรับระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา และตัวประกอบความสำคัญมีค่าเท่ากับ 1.5 สำหรับอาคารที่มีความสำคัญสูงมาก สำหรับค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient, θ) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\theta_i = \frac{P_x \Delta_i}{V_x h_{sx} C_d}$$

โดยที่

$$\Delta_i = \frac{(\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d}{I}$$

ตารางที่ ก.13-1 ค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพในแต่ละชั้นของอาคาร
อันเนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้างในทิศทาง X

ชั้น	P_x (กิโลนิวตัน)	δ_x (เมตร)	Δ_x	V_x (กิโลนิวตัน)	h_{sx} (เมตร)	θ
พื้นที่ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	14,946	0.085	0.058	5,794	5	0.007
5	59,077	0.066	0.037	18,749	4	0.006
4	108,877	0.053	0.047	29,808	4	0.010
3	169,966	0.038	0.047	39,258	4	0.011
2	215,900	0.022	0.055	43,506	5	0.012
1	254,251	0.004	0.009	44,484	1.3	0.009
ทางเดิน	278,614	0.001	0.002	44,758	1.4	0.002

ตารางที่ ก.13-2 ค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพในแต่ละชั้นของอาคาร
อันเนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้างในทิศทาง Y

ชั้น	P_y (กิโลนิวตัน)	δ_y (เมตร)	Δ_y	V_y (กิโลนิวตัน)	h_{sy} (เมตร)	θ
พื้นที่ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	14,946	0.076	0.032	6,277	5	0.003
5	59,077	0.065	0.034	20,435	4	0.005
4	108,877	0.054	0.046	32,628	4	0.009
3	169,966	0.038	0.054	43,167	4	0.012
2	215,900	0.020	0.050	47,983	5	0.010
1	254,251	0.004	0.001	49,138	1.3	0.001
ทางเดิน	278,614	0.003	0.010	49,471	1.4	0.009

จากผลการตรวจสอบดังแสดงในตารางที่ ก.13-1 และ ตารางที่ ก.13-2 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพมีค่าน้อยกว่า 0.1 แสดงว่าการปรับขยายค่าการเคลื่อนที่และแรงภายในชั้นส่วนอันเนื่องมาจากผลของ P-Delta ไม่จำเป็นต้องพิจารณา



สำนักควบคุมและตรวจสอบอาหาร

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ถนนพระรามที่ 6 แขวงสามเสนใน

เขตพญาไท กรุงเทพฯ 10400

โทร. 0-2299-4321 โทรสาร 0-2299-4321