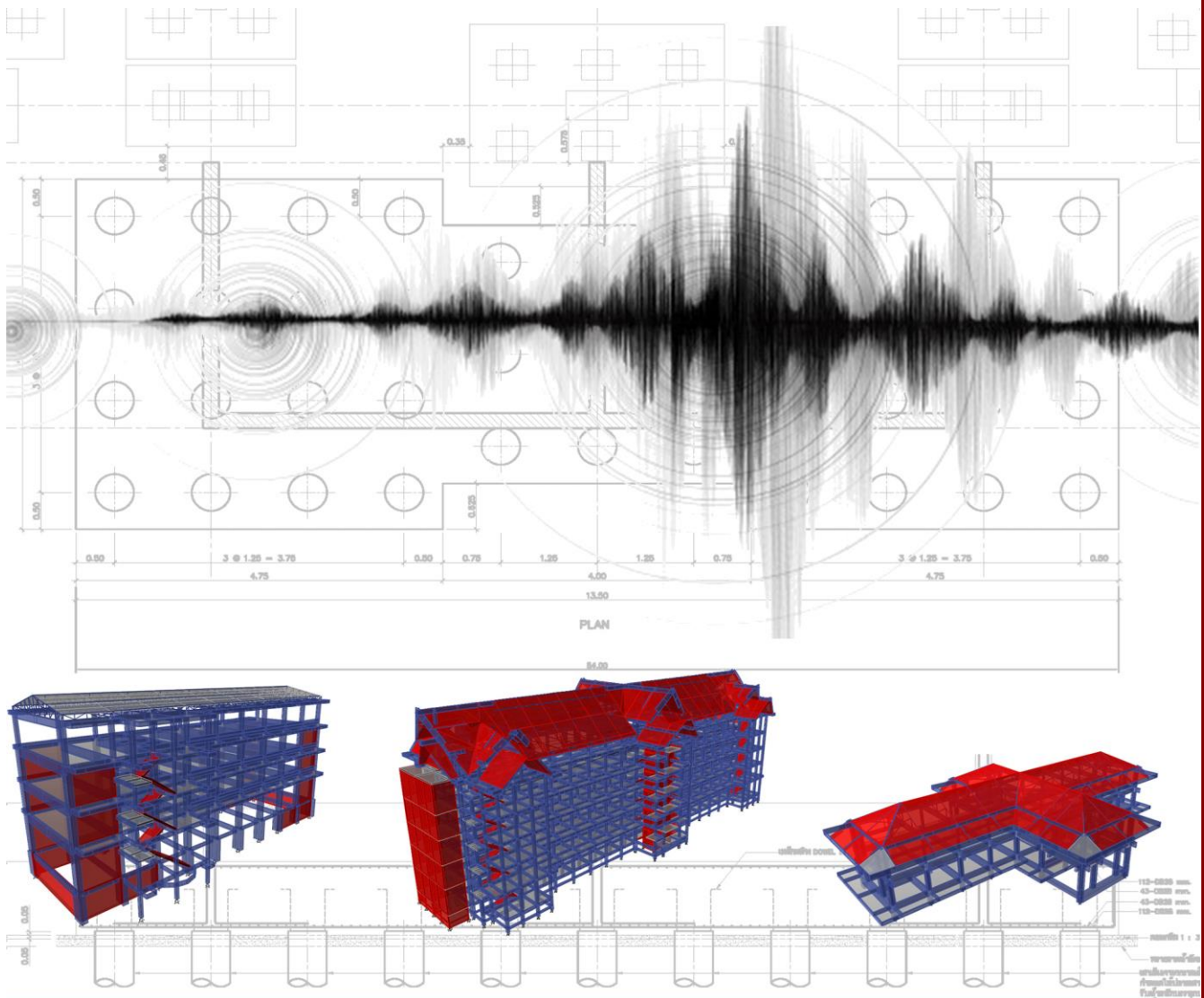


คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน
และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร
เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง
กระทรวงมหาดไทย
พ.ศ. 2561



คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน
และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร
เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

กรมโยธาธิการและผังเมือง
กระทรวงมหาดไทย

กรมโยธาธิการและผังเมือง

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร
เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ISBN : 978-974-458-628-5

สงวนลิขสิทธิ์ตามพระราชบัญญัติลิขสิทธิ์ พ.ศ.2558

โดย สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ถนนพระราม 6 แขวงสามเสนใน

เขตปทุมธานี กรุงเทพฯ 10400

โทร. 0-2299-4813 โทรสาร 0-2299-4797

พิมพ์ที่ : บริษัทสหมิตรพรินต์ติ้งแอนด์พับลิชชิ่ง จำกัด

59/4 หมู่ 10 ถนนกาญจนาภิเษก

ตำบลบางม่วง อำเภอบางใหญ่

จังหวัดนนทบุรี 11140

คำนำ

เหตุแผ่นดินไหวที่ตำบลทรายขาว อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย เมื่อวันที่ ๕ พฤษภาคม พ.ศ. ๒๕๕๗ ได้สร้างความเสียหายต่ออาคาร โบราณสถาน สถานที่ราชการ สาธารณูปโภค และบ้านเรือนของประชาชนเป็นจำนวนมาก เหตุการณ์ดังกล่าวได้ย้ำเตือนว่า บางพื้นที่ของประเทศไทยมีความเสี่ยงต่อภัยแผ่นดินไหวที่รุนแรง ซึ่งพร้อมจะสร้างความสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนได้ ถึงแม้กระทรวงมหาดไทย โดยกรมโยธาธิการและผังเมือง ได้กำหนดกฎ ระเบียบ เกี่ยวกับการก่อสร้างอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวไว้แล้วก็ตาม แต่ข้อกำหนดเหล่านั้นส่วนใหญ่มุ่งเน้นในเรื่องเกี่ยวกับการก่อสร้างอาคารขึ้นใหม่ มิได้มีบทบังคับย้อนหลังไปถึงอาคารที่มีอยู่เดิมให้ต้องประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้ต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้ ซึ่งหากอาคารที่มีอยู่เดิมเหล่านั้นไม่ได้รับการออกแบบและคำนวณให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ก็อาจเสียหายหรือไม่สามารถใช้งานได้เมื่อมีแผ่นดินไหวขนาดรุนแรงเกิดขึ้น กรมโยธาธิการและผังเมือง จึงเห็นความสำคัญและความจำเป็นที่จะต้องดำเนินการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารที่มีอยู่เดิม โดยเฉพาะอาคารภาครัฐที่ใช้เป็นอาคารสาธารณะ หรือใช้เป็นอาคารชุมนุมคน รวมถึงอาคารภาครัฐที่ใช้เป็นยุทธศาสตร์ในการอำนวยความสะดวก ศูนย์บัญชาการ หรือศูนย์บรรเทาทุกข์สาธารณภัยในขณะเกิดภัยแผ่นดินไหว ซึ่งหากอาคารเหล่านี้เสียหายหรือพังทลายจะทำให้เกิดความสูญเสียอย่างรุนแรง ไม่สามารถใช้ประโยชน์ตามเป้าหมายการบริหารราชการต่อไปในภาวะฉุกเฉินได้

การประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารที่มีอยู่เดิมให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ยังถือว่าเป็นเรื่องที่ยากใหม่สำหรับวิศวกรทั้งภาครัฐและเอกชน การคำนวณโครงสร้างมีความซับซ้อนมากกว่าการคำนวณโครงสร้างสำหรับการก่อสร้างอาคารใหม่ กรมโยธาธิการและผังเมือง จึงร่วมกับมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ที่ปรึกษาโครงการศึกษา วิเคราะห์ ออกแบบ และกำหนดวิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหว ให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่กำหนด ๓ หลัง ทำการศึกษา วิเคราะห์ ออกแบบ และกำหนดวิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารภาครัฐ รวมทั้งจัดทำคู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ซึ่งการจัดทำคู่มือปฏิบัติฉบับนี้ได้นำข้อมูลจากการดำเนินการทั้งสามอาคารมาประยุกต์ใช้ เพื่อให้เป็นตัวอย่างของการปฏิบัติที่มีความชัดเจน เข้าใจง่าย บุคลากรทั้งภาครัฐและเอกชนสามารถนำไปใช้ปฏิบัติได้อย่างมีประสิทธิภาพ

กรมโยธาธิการและผังเมือง หวังเป็นอย่างยิ่งว่า คู่มือปฏิบัติฉบับนี้จะมีส่วนช่วยให้การประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารที่มีอยู่เดิมในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเป็นไปอย่างถูกต้องตามหลักวิชาการ อันเป็นการเพิ่มความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวให้มากยิ่งขึ้น



(นายมนทล สุตประเสริฐ)
อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง

บทนำ

มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303-57) พร้อมคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานฯ จัดพิมพ์ขึ้นในปี พ.ศ. 2557 โดยกรมโยธาธิการและผังเมือง ตามเป้าหมายที่มุ่งหวังให้วิศวกรในประเทศเริ่มตระหนักถึงความสำคัญของการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่มีความเสี่ยงต่อภัยแผ่นดินไหว รวมถึงแนะนำหลักการออกแบบโครงสร้างเชิงสมรรถนะ (Performance Based Design) ซึ่งเป็นหลักการออกแบบแนวทางใหม่ที่วิศวกรภายในประเทศยังไม่คุ้นเคย อย่างไรก็ตามด้วยแนวทางการประเมินและวิธีการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างโดยวิธีเอ็มแฟคเตอร์ (M-factor Method) ที่แสดงไว้ในคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานฯ นั้น มีความซับซ้อนกว่าวิธีการวิเคราะห์ออกแบบอาคารใหม่ตาม มยผ. 1302-52 ซึ่งวิศวกรในประเทศมีความคุ้นเคยอยู่บ้างแล้ว นอกจากนี้การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการที่ 2 ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อ 3.3.4 ของ มยผ. 1303-57 ยังขาดการขยายความหรือแสดงตัวอย่างในคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานฯ ดังนั้นคู่มือการประเมิน วิเคราะห์ ออกแบบและกำหนดวิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวฉบับนี้ จึงจัดทำขึ้นเพื่อแสดงรายละเอียดและตัวอย่างเพิ่มเติมขึ้นจาก มยผ. 1303-57 และคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานฯ ดังกล่าวข้างต้น

คู่มือปฏิบัติฉบับนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อแสดงตัวอย่างการประเมิน วิเคราะห์ และออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคารในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ตามแนวทางและวิธีการที่ระบุไว้ใน มยผ. 1303-57 โดยแสดงหลักเกณฑ์ในการวิเคราะห์ ออกแบบและกำหนดวิธีเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร แนวทางการรวบรวมและตรวจสอบสภาพของอาคาร การประเมินและการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารผ่านอาคารต้นแบบจำนวน 3 หลังที่กำหนดให้ตั้งอยู่ในบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว หรือพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวบริเวณที่ 2 ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 สำหรับอาคารตัวอย่าง 2 หลังแรกได้แสดงวิธีการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยวิธีการที่ 2 ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อ 3.3.4 ของ มยผ. 1303-57 ซึ่งเป็นวิธีการที่มีความใกล้เคียงกับการออกแบบอาคารใหม่ตาม มยผ. 1302-52 ส่วนตัวอย่างที่ 3 ได้แสดงวิธีการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยวิธีการที่ 1 ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อ 3.3.4 ของ มยผ. 1303-57 ซึ่งเป็นการตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคาร โดยอาศัยวิธีเอ็มแฟคเตอร์

คณะทำงานขอขอบคุณกรมโยธาธิการและผังเมืองที่ให้การสนับสนุนงบประมาณในการศึกษาและจัดทำคู่มือฉบับนี้ พร้อมทั้งขอขอบคุณคณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษารวมถึงเจ้าหน้าที่สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบที่เกี่ยวข้องทุกท่านสำหรับความช่วยเหลือด้านข้อมูล ข้อเสนอแนะ และการอำนวยความสะดวกต่างๆ ในระหว่างการศึกษาและจัดทำคู่มือฉบับนี้



(ศาสตราจารย์ ดร.สมชาย ชูชีพสกุล)

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

หัวหน้าคณะทำงาน

**คณะกรรมการจัดทำคู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้าง
ของอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**

หัวหน้าคณะกรรมการ

ศ.ดร.สมชาย ชูชีพสกุล

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

คณะกรรมการ

- | | |
|-----------------------------------|--|
| 1. รศ.ดร.สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 2. รศ.เอนก ศิริพานิชกร | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 3. รศ.ดร.ทวิช พูลเงิน | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 4. ผศ.ดร.ชัยณรงค์ อธิสกุล | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 5. ผศ.ดร.สมโพธิ อยู่ไ้ว | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 6. ผศ.ดร.ณัฐภูมิ ธนศรีสถิตย์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ |
| 7. อ.ไมเคิล ปรีพล ตั้งตรงจิตร | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 8. ดร.เชิดชัย ประภาณวรัตน์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 9. นายพีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 10. นายพรเทพ วัฒนากุลแก้ว | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 11. นายทวีชัย ทวีผลสมเกียรติ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ |
| 12. นายกसान จันทร์โต | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 13. นายวรวิทย์ เอกอินทุมาศ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 14. นายภาสุ สายรวมญาติ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 15. นางสาวสาธินี พฤตวิจิตร | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 16. นายบดีรินทร์ โชตินันท์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 17. นางสาวดา ไวยวุฒิ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 18. นางสาวอังคนารัตน์ กาญจนมณีนิล | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 19. นางสาวจิราพร โสมแก้ว | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |

คณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษา
เรื่อง คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้าง
ของอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ประธานกรรมการ

ดร.เสถียร เจริญเหรียญ
วิศวกรใหญ่

คณะกรรมการ

นายวิจิต อรุณมานะกุล
ผู้อำนวยการสำนักสนับสนุนและพัฒนาตามผังเมือง

นายวินิจ ชัยชนะศิริวิทยา
วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

นายนิเวศน์ ล้ำเลิศลักษณ์ชัย
วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

นางอภิญญา จำว้าง
วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

ดร.ทยากร จันทรางศุ
วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

กรรมการและเลขานุการ

ดร.นครินทร์ สิงห์รัตน์
วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

กรรมการและผู้ช่วยเลขานุการ

นางสาวอดิษฐ์ สิ้นศิลาเกตู
วิศวกรโยธาปฏิบัติการ
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

นายกฤตธี กลิ่นนุช
วิศวกรโยธาปฏิบัติการ
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

สารบัญ

	หน้า
คำนำ	i
บทนำ	ii
ส่วนที่ 1 หลักเกณฑ์ในการวิเคราะห์ ออกแบบและกำหนดวิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว	
1.1 เป้าหมายระดับสมรรถนะของอาคารและระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว	1
1.2 การประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว	3
ส่วนที่ 2 การรวบรวมและตรวจสอบข้อมูลอาคารตามการก่อสร้างจริง	
2.1 การรวบรวมข้อมูลอาคารตามการก่อสร้างจริง	5
2.2 การตรวจสอบข้อมูลและประเมินสภาพอาคาร	6
ส่วนที่ 3 วิธีการวิเคราะห์เพื่อการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว	
3.1 วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง	11
3.2 วิธีการประเมินความสามารถของอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว	12
3.3 วิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรง	12
ส่วนที่ 4 ตัวอย่างการวิเคราะห์เพื่อประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคารตัวอย่างจำนวน 3 หลัง	
4.1 อาคารต้นแบบหลังที่หนึ่ง	17
4.2 อาคารต้นแบบหลังที่สอง	67
4.3 อาคารต้นแบบหลังที่สาม	123
บรรณานุกรม	173

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรง ให้กับโครงสร้างของอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ส่วนที่ 1 หลักเกณฑ์ในการวิเคราะห์ ออกแบบและกำหนดวิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร
เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

1.1 เป้าหมายระดับสมรรถนะของอาคารและระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว

การกำหนดเป้าหมายระดับสมรรถนะเป็นขั้นตอนแรกของกระบวนการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารซึ่งผู้ออกแบบและเจ้าของอาคารต้องมีข้อตกลงร่วมกัน ทั้งนี้การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารจะกระทำขึ้นเพื่อแก้ไขโครงสร้างอาคารให้มีความแข็งแรงเป็นไปตามเป้าหมายและวัตถุประสงค์ที่กำหนดได้ สำหรับการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคาร เพื่อบรรลุวัตถุประสงค์ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้น มยผ. 1303-57 [1] ได้จำแนกระดับสมรรถนะของอาคารไว้ 4 ระดับ ได้แก่ ระดับอาคารปฏิบัติงานได้ (Operational Level – OP) ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level – IO) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level – LS) และระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level – CP) ซึ่งสามารถอธิบายโดยสรุปได้ดังนี้

1) ระดับอาคารปฏิบัติงานได้ (Operational Level – OP)

- อาคารมีสภาพใกล้เคียงกับสภาพก่อนเกิดแผ่นดินไหว ไม่มีการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นอย่างถาวร โครงสร้างโดยรวมยังคงสติเฟื่องและกำลังส่วนใหญ่ของเดิมไว้ได้
- ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างไม่มีความเสียหาย ระบบไฟฟ้าและสาธารณูปโภคต่างๆ ใช้งานได้ถึงแม้ว่าอาจต้องใช้ระบบฉุกเฉินช่วยสนับสนุน
- อาคารยังคงมีความปลอดภัยสามารถเข้าใช้อาคารได้ทันที
- จัดเป็นระดับสมรรถนะอาคารที่มีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินในระดับต่ำที่สุด

2) ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level – IO)

- อาคารมีสภาพใกล้เคียงกับสภาพก่อนเกิดแผ่นดินไหวไม่มีการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นอย่างถาวร โครงสร้างโดยรวมยังคงสติเฟื่องและกำลังส่วนใหญ่ของเดิมไว้ได้
- ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างเกิดความเสียหายน้อย
- ซ่อมแซมอาคารเล็กน้อยก็สามารถใช้งานได้ตามปกติ
- จัดเป็นระดับสมรรถนะอาคารที่มีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินในระดับต่ำมาก

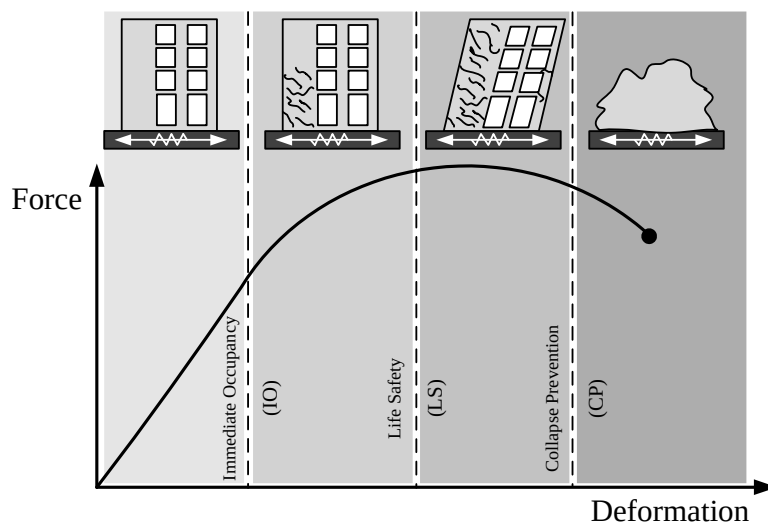
3) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level – LS)

- โครงสร้างมีความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญภายหลังการเกิดแผ่นดินไหวแต่ไม่พังทลาย
- ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น ชิ้นส่วนทางสถาปัตยกรรม ระบบเครื่องจักรกลและไฟฟ้าเกิดความเสียหายแต่ไม่มีความเสี่ยงจากวัตถุตกหล่น
- อาคารไม่สามารถใช้งานได้ทันที ต้องทำการตรวจสอบและซ่อมแซมอาคารก่อนกลับเข้าใช้งาน
- จัดเป็นระดับสมรรถนะอาคารที่มีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินในระดับต่ำ

4) ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level – CP)

- อาคารเกิดความเสียหายโดยรวมรุนแรงมาก
- โครงสร้างอาคารมีสติฟเนสและกำลังคงค้างอยู่น้อยมากแต่ยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกจากแรงโน้มถ่วงได้ ทำให้สามารถอพยพผู้ใช้อาคารส่วนใหญ่ได้
- มีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตของผู้ใช้อาคารบางส่วนเนื่องจากการพังทลายของชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง

เป้าหมายระดับสมรรถนะของอาคารที่กำหนดขึ้นจะสัมพันธ์กับระดับความรุนแรงของแรง (Force) ที่กระทำต่ออาคาร โดยเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำต่ออาคารกับการเสียรูปของอาคารที่เกิดขึ้นจะทำให้สามารถระบุระดับสมรรถนะของอาคารได้ตามขนาดของแรงที่กระทำต่ออาคารได้ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 1.1-1 ทั้งนี้รายละเอียดของระดับสมรรถนะของอาคารแสดงไว้ในหัวข้อ 3.4 ตาม มยผ. 1303-57 [1]



รูปที่ 1.1-1 การระบุสมรรถนะของอาคารตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเสียรูป

จากระดับสมรรถนะของอาคารที่กล่าวมาแล้วข้างต้นจะเห็นว่าการประเมินระดับสมรรถนะของอาคารจะขึ้นอยู่กับระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่เลือกใช้ในการประเมิน ทั้งนี้คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว [2] (คู่มือปฏิบัติประกอบ มยผ. 1303-57) ได้อธิบายถึงระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวไว้ค่อนข้างชัดเจน ดังนั้นคู่มือฉบับนี้จึงขอยกคำศัพท์และสาระสำคัญที่อ้างอิงจากคู่มือข้างต้น [2] มาสรุปเพื่อให้เกิดความเข้าใจตรงกันอีกครั้งดังนี้

- มาตรฐาน มยผ. 1302-52 [3] สำหรับการออกแบบอาคารใหม่ ได้กำหนดค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake, MCE) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และคาบการสั่น 1 วินาที สำหรับอำเภอและจังหวัดต่างๆ ทั่วประเทศไทย ยกเว้นพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ ทั้งนี้ มยผ. 1302 นิยามแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา หรือ MCE ไว้ดังนี้ “แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา หมายถึง แผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาซึ่งความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ (Probability of Exceedance) มีค่าเท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี หรือแผ่นดินไหวที่มีคาบการกลับ (Return Period) ประมาณ 2,500 ปี”

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

- การคำนวณแรงที่ใช้สำหรับการออกแบบอาคารใหม่ตาม มยผ. 1302-52 [3] จะใช้แผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake, DBE) ซึ่งหมายถึงแผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงเท่ากับ 2 ใน 3 ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (MCE) ซึ่งในคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐาน มยผ. 1307-57 เรื่องการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ระบุว่าการศึกษากัยแผ่นดินไหวในประเทศไทยพบว่าความรุนแรงของแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบนี้มีคาบการกลับที่ประมาณ 1,000 ปี [2]
- สำหรับการประเมินและการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารเก่า มยผ. 1303-57 [1] ระบุให้สเปกตรัมผลตอบแทนมีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบอาคารใหม่ที่ระบุไว้ใน มยผ. 1302-52 [3] ซึ่งแผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงระดับนี้เรียกว่าแผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE) โดยแผ่นดินไหวระดับนี้สำหรับประเทศไทยจะสอดคล้องกับแผ่นดินไหวที่มีคาบการกลับประมาณ 225 ปี

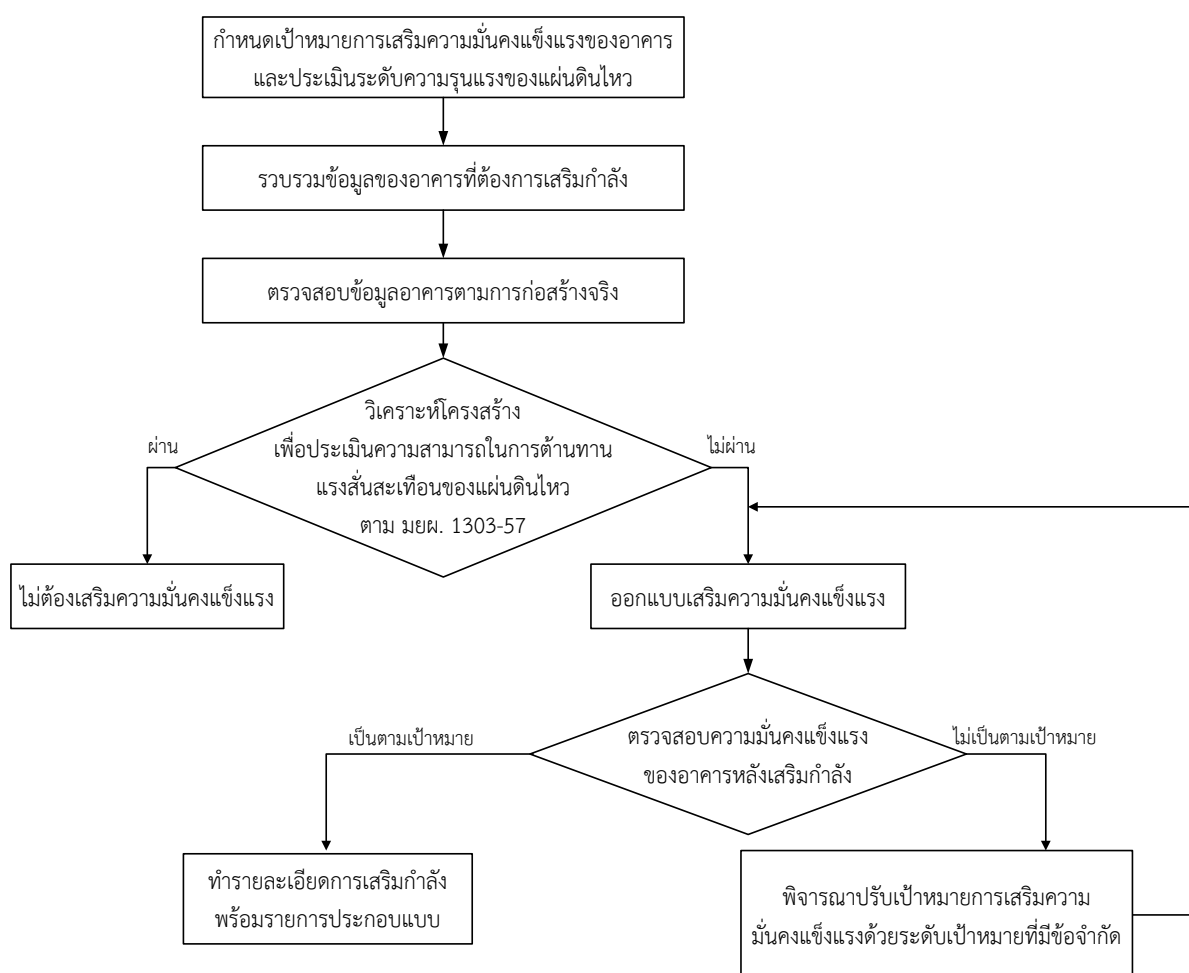
ตามข้อสรุปข้างต้น แผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน หรือ BSE จะใช้สำหรับการประเมินและออกแบบเสริมกำลังอาคารเก่า โดย มยผ. 1303-57 [1] ระบุให้กำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับ BSE ไว้ดังนี้

- 1) อาคารทั่วไปให้เสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) โดยระบุให้อาคารมีสมรรถนะในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ภายใต้แผ่นดินไหวระดับ BSE
- 2) อาคารสำคัญให้เสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยระดับเป้าหมายการเสริมสมรรถนะที่ดีกว่าระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Enhanced Rehabilitation Objective) โดยระบุให้อาคารมีสมรรถนะในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ภายใต้แผ่นดินไหวระดับ BSE ทั้งนี้อาคารสำคัญได้แก่อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน สถานศึกษาที่รับนักเรียนหรือนักศึกษาได้ตั้งแต่สองร้อยห้าสิบคนขึ้นไป และอาคารเก็บวัตถุอันตราย ตามที่ได้ระบุไว้ใน มยผ. 1303-57 หัวข้อ 3.3.2 [1]
- 3) อาคารที่มีข้อจำกัดในด้านการปฏิบัติซึ่งทำให้การเสริมกำลังตามเป้าหมายที่กำหนดไว้ใน มยผ. 1303-57 [1] ไม่สามารถกระทำได้อาจพิจารณาลดเป้าหมายการเสริมกำลังด้วยระดับเป้าหมายอย่างจำกัด โดยอาจพิจารณาเสริมกำลังอาคารด้วยแรงแผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงต่ำกว่าระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน หรือ BSE ทั้งนี้วิศวกรผู้ออกแบบต้องระบุเป้าหมายและทำรายงานระบุข้อจำกัดของการเสริมความมั่นคงแข็งแรง รวมถึงให้เหตุผลของการเลือกใช้เป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารอย่างจำกัด ซึ่งภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้วโครงสร้างอาคารต้องเป็นไปตามข้อกำหนดที่ระบุไว้ใน ข้อ 3.3.2 ของ มยผ. 1303-57 [1]

1.2 การประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

การประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารจะเริ่มต้นจากการกำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารตามความสำคัญของอาคารดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 1.1 จากนั้นจะทำการรวบรวมข้อมูลต่างๆ ของอาคารที่ต้องการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ซึ่งข้อมูลของอาคารที่รวบรวมได้จะต้องนำมาตรวจสอบความถูกต้องตามการก่อสร้างจริงอีกครั้ง โดยรายละเอียดของการรวบรวมและตรวจสอบข้อมูลอาคารตามการก่อสร้างจริงได้แสดงไว้ในส่วนที่ 2 ของคู่มือฉบับนี้ เมื่อทราบข้อมูลอาคาร

ครบถ้วนแล้ว ในลำดับถัดไปจะดำเนินการประเมินสภาพอาคารเดิมเพื่อประเมินสมรรถนะในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวตามวิธีการที่ระบุไว้ใน มยผ. 1303-57 [1] หากผลการประเมินพบว่าอาคารเดิมมีความมั่นคงแข็งแรงเพียงพอตามระดับสมรรถนะของอาคารที่ได้กำหนดไว้ก็ไม่จำเป็นต้องทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรง แต่หากวิเคราะห์โครงสร้างแล้วพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารไม่เป็นไปตามเป้าหมายที่กำหนดจะต้องทำการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร หลังจากนั้นจะตรวจสอบผลการออกแบบอีกครั้งเพื่อยืนยันว่าการเสริมความมั่นคงแข็งแรงเป็นไปตามเป้าหมายระดับสมรรถนะที่กำหนด ในกรณีที่ผลการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงเป็นไปตามเป้าหมายและสามารถกระทำได้ในทางปฏิบัติจึงดำเนินการทำรายละเอียดการเสริมกำลังพร้อมรายการประกอบแบบต่อไป แต่หากพบว่าผลการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงไม่เป็นไปตามเป้าหมายหรือไม่สามารถกระทำได้ในทางปฏิบัติ ผู้ออกแบบและเจ้าของอาคารอาจต้องหารือเพื่อพิจารณาปรับลดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้เป็นระดับเป้าหมายอย่างจำกัดตามที่ระบุไว้ในข้อ 3.3.2 ของ มยผ. 1303-57 [1] ทั้งนี้ตัวอย่างวิธีการวิเคราะห์เพื่อประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบจำนวน 3 หลังได้แสดงไว้ในส่วนที่ 3 ของคู่มือนี้ ขั้นตอนการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารเพื่อวัตถุประสงค์ในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสรุปได้เป็นผังงานดังรูปที่ 1.2-1



รูปที่ 1.2-1 ขั้นตอนการประเมินและออกแบบเสริมความแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ส่วนที่ 2 การรวบรวมและตรวจสอบข้อมูลอาคารตามการก่อสร้างจริง

2.1 การรวบรวมข้อมูลอาคารตามการก่อสร้างจริง

ข้อมูลเพื่อการประเมินสมรรถนะในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวของอาคารนั้นต้องรวบรวมให้ได้ครบถ้วนที่สุดเท่าที่จะสามารถกระทำได้ ทั้งนี้ข้อมูลอาคารเบื้องต้นของอาคารที่ต้องทราบมีดังนี้ [4,5]

- **ข้อมูลทั่วไปของอาคาร** ได้แก่ ชื่ออาคาร สถานที่ตั้งอาคาร จำนวนชั้น ขนาดพื้นที่ ชื่อเจ้าของอาคาร ผู้ครอบครองอาคาร ผู้จัดการอาคาร ผู้ออกแบบอาคาร ผู้ควบคุมงาน และผู้ดำเนินการก่อสร้าง วันที่ได้รับใบอนุญาตก่อสร้าง วันที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ
- **ประเภทของอาคารและลักษณะการใช้อาคาร** อาทิ อาคารเป็นอาคารทั่วไปหรือเป็นอาคารสำคัญ เป็นอาคารสูงหรือเป็นอาคารขนาดใหญ่ เป็นอาคารสำหรับการชุมนุมคน การใช้งานอาคารเป็นตามประเภทของอาคารหรือไม่ จำนวนผู้ใช้อาคาร กิจกรรมการใช้อาคารต่างๆ เวลาทำการ การติดต่อกับผู้จัดการอาคาร อาคารมีการเก็บเชื้อเพลิงหรือวัตถุอันตรายอย่างไร เป็นต้น
- **รูปแบบอาคารและระบบโครงสร้าง** ได้แก่ ข้อมูลแบบก่อสร้าง ข้อกำหนดและรายการประกอบแบบ ประวัติการต่อเติมอาคาร ทั้งนี้ข้อมูลแบบก่อสร้างจริงมีความสำคัญอย่างมากที่จะช่วยทำให้การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารมีความถูกต้องแม่นยำมากยิ่งขึ้น ดังนั้นในกรณีที่ไม่มีแบบก่อสร้างหรือมีข้อมูลไม่ครบถ้วน ผู้ประเมินจำเป็นต้องทำการประเมินสภาพอาคารแบบละเอียด และควรจัดทำผังอาคารแต่ละชั้นขึ้นมาใหม่เพื่อประโยชน์ในการประเมินรูปแบบการรับน้ำหนักบรรทุก ทั้งนี้จากข้อมูลแบบก่อสร้างที่มีหรือข้อมูลที่จัดทำขึ้นใหม่นี้จะนำมาใช้ในการพิจารณารายละเอียดของระบบโครงสร้างในประเด็นต่างๆ ได้แก่ ระบบต้านทานแรงด้านข้าง (Lateral-Force-Resisting-System) ได้รับการออกแบบให้ต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวหรือไม่ รูปแบบเป็นอย่างไร ระบบต้านทานแรงในแนวตั้ง (Vertical-Force-Resisting System) เป็นรูปแบบใด มีความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายแรงหรือไม่ ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non-structural Component) มีผลกระทบต่อสติเฟเนสหรือกำลังของโครงสร้าง หรือมีผลกระทบต่อความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายน้ำหนักบรรทุกในโครงสร้าง (Structural Load Path) หรือไม่
- **สมบัติของชิ้นส่วน** ได้แก่ ขนาดและรายละเอียดทางเรขาคณิตของชิ้นส่วนโครงสร้าง สมบัติวัสดุ รายละเอียดการยึดต่อกัน (Interconnection) กับชิ้นส่วนอื่น ที่เพียงพอต่อการวิเคราะห์กำลังและการเคลื่อนที่ ในกรณีที่ข้อมูลไม่เพียงพอจำเป็นต้องทำการประเมินสภาพอาคารอย่างละเอียดเพิ่มเติม
- **ประเภทชั้นดินและฐานราก** ได้แก่ สภาพผิวดินและสภาพดินฐานราก ณ บริเวณที่ตั้งอาคาร รวมถึงรูปแบบของฐานราก ทั้งนี้ในกรณีที่ข้อมูลไม่เพียงพอหรือมีความจำเป็นอื่นๆ ผู้ประเมินต้องพิจารณาสำรวจตรวจสอบสภาพดินและรูปแบบฐานรากโดยละเอียดเพิ่มเติม
- **ข้อมูลระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว ณ ตำแหน่งที่ตั้งอาคาร** อาจพิจารณาตามข้อมูลอ้างอิงที่กำหนดไว้ใน มยผ. 1302-52 [3] และ มยผ. 1303-57 [1]

- **ข้อมูลส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง** ได้แก่ ชั้นส่วนอาคารที่ไม่ได้รับการออกแบบให้เป็นโครงสร้างสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกใดๆ เช่น ชั้นส่วนในหมวดงานสถาปัตยกรรม และงานระบบ ซึ่งจำเป็นต้องสำรวจตรวจสอบว่าชั้นส่วนเหล่านี้มีโอกาสที่จะได้รับผลกระทบจากแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวหรือไม่ และพิจารณาความเป็นอันตรายต่อผู้ใช้อาคารเมื่อเกิดความเสียหายต่อชั้นส่วนเหล่านี้
- **อาคารและสิ่งก่อสร้างข้างเคียง** ได้แก่ ระยะห่างของอาคารกับอาคารข้างเคียง และมีส่วนใดส่วนหนึ่งของอาคารข้างเคียงอยู่ภายในระยะร้อยละ 1 ของความสูงจากพื้นถึงพื้นชั้นที่พิจารณา ในบริเวณซึ่งอาจเกิดการชนกันพิจารณาผลกระทบของการก่อสร้างเพื่อเสริมกำลังอาคารที่มีต่ออาคารข้างเคียง ข้อจำกัดอื่นๆ ที่อาจเป็นอุปสรรคต่อการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร

2.2 การตรวจสอบข้อมูลและการประเมินสภาพอาคาร

ข้อมูลของอาคารตามการก่อสร้างจริงที่รวบรวมได้ต้องตรวจสอบข้อมูลก่อนการนำไปใช้ประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวของอาคาร นอกจากนี้ยังจำเป็นต้องประเมินสภาพอาคารโดยการลงพื้นที่ตรวจสอบสภาพอาคารด้วยสายตาเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบก่อสร้างที่รวบรวมได้ รวมถึงการเสื่อมสภาพขององค์อาคารและวัสดุต่างๆ

กรณีไม่พบการเสื่อมสภาพของวัสดุ ผู้ประเมินสามารถใช้ค่าสมบัติของวัสดุจากเอกสารการก่อสร้างเดิมที่รวบรวมได้โดยไม่ต้องทำการทดสอบวัสดุ แต่การนำค่าสมบัติของวัสดุที่ได้มาจากการรวบรวมเอกสารร่วมกับการตรวจสอบประเมินสภาพด้วยสายตาตามใช้ มยพ.1303-57 [1] กำหนดให้ใช้ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) สำหรับการคำนวณกำลังขององค์อาคารเท่ากับ 0.75

กรณีพบการเสื่อมสภาพของวัสดุหรือกรณีที่ต้องการประเมินสภาพแบบละเอียด ผู้ประเมินต้องดำเนินการทดสอบตามเกณฑ์ที่ระบุไว้ในหัวข้อ 4.2.6.2.1 ของ มยพ. 1303-57 [1] ทั้งนี้หากสมบัติเชิงกลของโครงสร้างมีค่าสัมประสิทธิ์ของการแปรผัน (Coefficient of Variation) มีค่าไม่เกินร้อยละ 25 สามารถใช้ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูลเท่ากับ 1.0 ได้ แต่หากสัมประสิทธิ์ของการแปรผันมีค่ามากกว่าร้อยละ 25 หรือมีความไม่มั่นใจในข้อมูล ให้ใช้ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นเท่ากับ 0.75 ทั้งนี้การประเมินสภาพอาคารโดยการตรวจสอบด้วยสายตา และการประเมินสภาพอาคารแบบละเอียดมีแนวทางการปฏิบัติดังหัวข้อต่อไปนี้

2.2.1 การประเมินสภาพอาคารโดยการตรวจสอบพินิจ

การประเมินสภาพอาคารโดยการตรวจสอบพินิจเป็นกิจกรรมบังคับที่จำเป็นต้องดำเนินการเมื่อต้องการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารเดิม ทั้งนี้ก่อนลงพื้นที่สำรวจผู้ประเมินควรเตรียมความพร้อมในเรื่องต่างๆ ได้แก่ การรวบรวมข้อมูลอาคาร พิกัดที่ตั้ง แบบก่อสร้าง ภาพถ่าย แผนที่การจัดทำรายการข้อมูลอาคารที่จำเป็นต้องตรวจสอบเพิ่มเติม การจัดเตรียมอุปกรณ์สำหรับการสำรวจ การประสานงานกับผู้จัดการอาคารเพื่อขอเข้าสำรวจ นอกจากนี้ควรกำหนดเป้าหมายของการตรวจสอบ โดยมีประเด็นหลักที่ควรคำนึงถึงความถูกต้องดังต่อไปนี้

- ตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลอาคารตามแบบก่อสร้างกับสภาพอาคารจริงในประเด็น ขนาดมิติ และจำนวนองค์อาคาร
- ความต่อเนื่องของระบบการถ่ายน้ำหนักบรรทุก รายละเอียดของจุดต่อ ขนาดของสลักเกลียว ความหนาของวัสดุต่อยึด เป็นไปตามที่ระบุในแบบก่อสร้าง
- การต่อเติมหรือดัดแปลงอาคาร

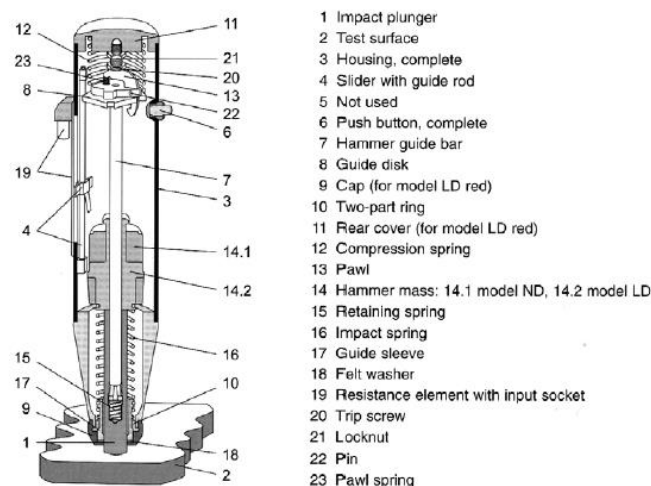
- การปรับเปลี่ยนรูปแบบการใช้งาน
- ความทรุดเอียงของอาคาร
- การเสื่อมสภาพขององค์อาคารและวัสดุ ซึ่งผู้สำรวจต้องบันทึกรายละเอียดที่เกี่ยวข้องกับความเสียหายและการเสื่อมสภาพให้ละเอียดครบถ้วน อาทิ ความบกพร่องของการก่อสร้าง ทิศทางและลักษณะรอยร้าว ขนาดความกว้างและความลึกของรอยร้าว การสลายตัวของวัสดุ การสึกกร่อนของผิววัสดุ การวิบัติของวัสดุอุดรอยต่อ การรั่วซึมของน้ำ การหลุดล่อนของผิวคอนกรีต การเกิดสนิมเหล็ก เป็นต้น
- น้ำหนักบรรทุกหรือแรงต่างๆ ที่กระทำต่อโครงสร้างสอดคล้องกับสมมติฐานตามข้อมูลที่ได้รับ
- ความเสี่ยงของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างต่อการเกิดอันตรายต่อผู้ใช้อาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหว
- การตรวจสอบต้องครอบคลุมถึงฐานรากในส่วนที่มองเห็นได้
- การตรวจสอบสามารถกระทำในลักษณะสุ่มได้โดย มยพ. 1303-57 [1] กำหนดให้มีตัวแทนไม่น้อยกว่าร้อยละ 20 ของชิ้นส่วนและจุดต่อในแต่ละชั้น
- สภาพแวดล้อมโดยรอบอาคารและสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ความยากง่ายในการปรับเปลี่ยนอาคารเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรง
- การจัดการระบบสาธารณูปโภคต่างๆ ภายในอาคารและ มีความเกี่ยวข้องมากน้อยเพียงใดกับรูปแบบการเสริมความมั่นคงแข็งแรงอาคาร

2.2.2 การประเมินสภาพอาคารแบบละเอียด

เมื่อข้อมูลของแบบก่อสร้างมีไม่ครบถ้วน หรือขาดความเชื่อมั่นในข้อมูลที่ได้รับ การประเมินสภาพอาคารแบบละเอียดมีความจำเป็นมาก ซึ่งข้อมูลต่างๆรวมถึงผลจากการประเมินสภาพด้วยการตรวจพินิจที่พบ การเปลี่ยนแปลงและการเสื่อมสภาพขององค์อาคารเป็นจำนวนมาก โดยการตรวจสอบสภาพอาคารแบบละเอียดกระทำได้หลายวิธีดังนี้

1) การทดสอบแบบไม่ทำลาย ด้วยวิธีหาค่าความแข็งแรงของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก (Rebound Hammer) ตาม มยพ. 1502-51 [6]

มยพ.1502-51 ได้ครอบคลุมการใช้ค้อนกระแทก (Rebound Hammer) ในการวัดค่าการสะท้อนอุปกรณ์และส่วนประกอบของค้อนกระแทก ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 2.2-1



รูปที่ 2.2-1 ส่วนประกอบของค้อนกระแทกแบบสมิทท์ (Schmidt's Rebound Hammer) [6]

วิธีการใช้งานค้อนกระแทก ในการประเมินกำลังอัดของคอนกรีตมีปัจจัยที่มีผลต่อการทดสอบและข้อควรระวัง รวมถึงการสรุปผลการทดสอบและการแปลผลการทดสอบให้เป็นไปตามที่มาตรฐานระบุไว้ โดยการทดสอบนี้จะไม่ส่งผลเสียหายต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง สามารถทำการตรวจสอบได้อย่างสะดวกและรวดเร็ว แม้ว่าค่าที่ได้จะเป็นเพียงค่าที่ใกล้เคียงกับค่าที่แท้จริง ดังนั้นจะต้องมีการนำมาตีความร่วมกับผลทดสอบตัวอย่างจากการเจาะแก่นคอนกรีตจึงจะเพียงพอที่จะนำผลมาใช้ในการประเมินค่าความแข็งแรงของโครงสร้าง โดยข้อมูลจากการทดสอบด้วยค้อนกระแทกจะใช้ประกอบการวิเคราะห์โครงสร้างต่อไป โดยจำนวนน้อยที่สุดสำหรับการทดสอบหาค่าสมบัติของวัสดุคอนกรีตและแนวทางในการเลือกตำแหน่งสำหรับการทดสอบขององค์อาคารทั้งหมด ให้เป็นไปตามเกณฑ์ใน มยผ.1303-57 (ข้อ 4.2.6.2.1)

2) การทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต โดยวิธีการเจาะแก่นคอนกรีต

การทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต การเก็บชิ้นตัวอย่างจะประกอบด้วยการนำชิ้นส่วนแก่นแท่งคอนกรีตมาตรฐานออกมาจากโครงสร้างเดิม โดยการเจาะแก่นคอนกรีต (Core Drilling) ทั้งนี้ต้องเลือกบริเวณที่คาดว่าจะมีหน่วยแรงอัดน้อยที่สุด หรือบริเวณที่กระทบต่อเหล็กเสริมน้อยที่สุด ก่อนตัวอย่างที่ได้ต้องนำไปทดสอบหาลำดับต้านทานแรงอัดของคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ สำหรับการคำนวณกรณีที่ตัวอย่างรูปทรงกระบอกที่ได้จากการเจาะมีอัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่าหรือเท่ากับ 2.00 ให้ปรับแก้ค่าความต้านทานแรงอัดที่คำนวณได้ โดยคูณด้วยค่าคงที่ตามตารางที่ 2.2-1 เพื่อให้ได้ผลเทียบเท่ากับก้อนตัวอย่างมาตรฐาน โดยรายละเอียดการนำชิ้นส่วนแท่งคอนกรีตออกจากโครงสร้างให้ใช้ตามวิธีที่ระบุในมาตรฐาน ASTM C42/C42M-03 [7] และวิธีการทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตให้ใช้ตามวิธีที่ระบุใน มยผ. 1210-50 [8] โดยค่ากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ได้จากห้องปฏิบัติการจะนำไปแปลผลร่วมกับค่าที่ได้จากการทดสอบด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยค้อนกระแทก (Rebound Hammer Test)

ตารางที่ 2.2-1 ค่าคงที่สำหรับปรับแก้ค่าความต้านทานแรงอัดสำหรับตัวอย่างที่ได้จากการเจาะ

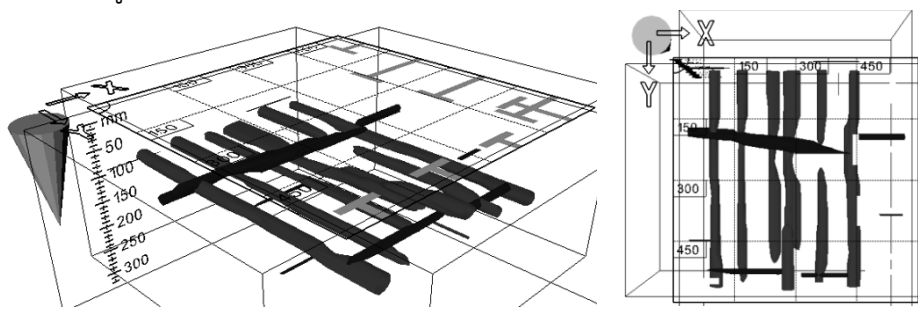
อัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่างที่เจาะ (L/D)	ตัวคูณสำหรับแก้ไขค่าความต้านทานแรงอัด
2.00	1.00
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1.00	0.87

3) การทดสอบแบบไม่ทำลาย ด้วยวิธีทดสอบคอนกรีตโดยใช้คลื่นอัลตราโซนิก (Ultrasonic Pulse Velocity) ตาม มยผ. 1504-51 [9]

การทดสอบคอนกรีตด้วยคลื่นอัลตราโซนิกสามารถประเมินสภาพของคอนกรีตในโครงสร้างคอนกรีต โดยอาศัยการวัดความเร็วของคลื่นเสียงอัลตราโซนิกที่เคลื่อนที่ในคอนกรีต หลักการทำงานของเครื่องทดสอบ คือ การปล่อยคลื่นอัลตราโซนิกเข้าไปในคอนกรีต และจับเวลาที่คลื่นใช้ในการเคลื่อนที่จากตัวส่งสัญญาณไปยังตัวรับสัญญาณ โดยมีระยะห่างระหว่างตัวรับและตัวส่งสัญญาณคงที่ ซึ่งผลของการทดสอบด้วยวิธีนี้สามารถตรวจสอบความเป็นเนื้อเดียวกันของคอนกรีต เปรียบเทียบคุณภาพของคอนกรีตที่ตำแหน่งต่างๆ ประเมินคุณภาพของงานซ่อมแซม และประเมินความลึกของรอยร้าวได้

4) การสำรวจเหล็กเสริมตาม มยพ. 1505-51 [10]

การตรวจสอบด้วยเครื่องมือแบบ Ferro Scan เป็นการตรวจสอบเพื่อหาตำแหน่ง และจำนวนเหล็กเสริมของโครงสร้าง ซึ่งการตรวจสอบด้วยวิธีนี้เป็นการตรวจสอบแบบไม่ทำลาย (Non-Destructive Test) และไม่มีผลเสียหายต่อโครงสร้าง สามารถทำการตรวจสอบได้อย่างสะดวกและรวดเร็ว ได้ผลการทดสอบค่อนข้างชัดเจนโดยเฉพาะตำแหน่งและจำนวนของเหล็กเสริม โดยสามารถนำผลการตรวจสอบที่ได้มาพิจารณา ร่วมกับการทดสอบอื่นๆ เพื่อประเมินค่าความแข็งแรงของโครงสร้างต่อไป การทดสอบจะเริ่มจากการตรวจสอบสภาพผิวตัวอย่างทดสอบ โดยผิวที่ต้องการตรวจสอบต้องค่อนข้างเรียบ จากนั้นทำการสแกนด้วยเครื่องมือสแกนเพื่อหาเหล็กเสริมในทิศทางที่สนใจ เมื่อทำการสแกนแล้วเสร็จ จะได้ผลการตรวจสอบ ประกอบด้วย ตำแหน่ง และระยะเรียงของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต ตัวอย่างผลการสำรวจเหล็กเสริมในคอนกรีตด้วย Ferro Scan เป็นดังรูปที่ 2.2-2



รูปที่ 2.2-2 ตัวอย่างผลของการสำรวจเหล็กเสริมในคอนกรีตด้วย Ferro Scan

5) การเจาะสำรวจและการทดสอบในสนาม

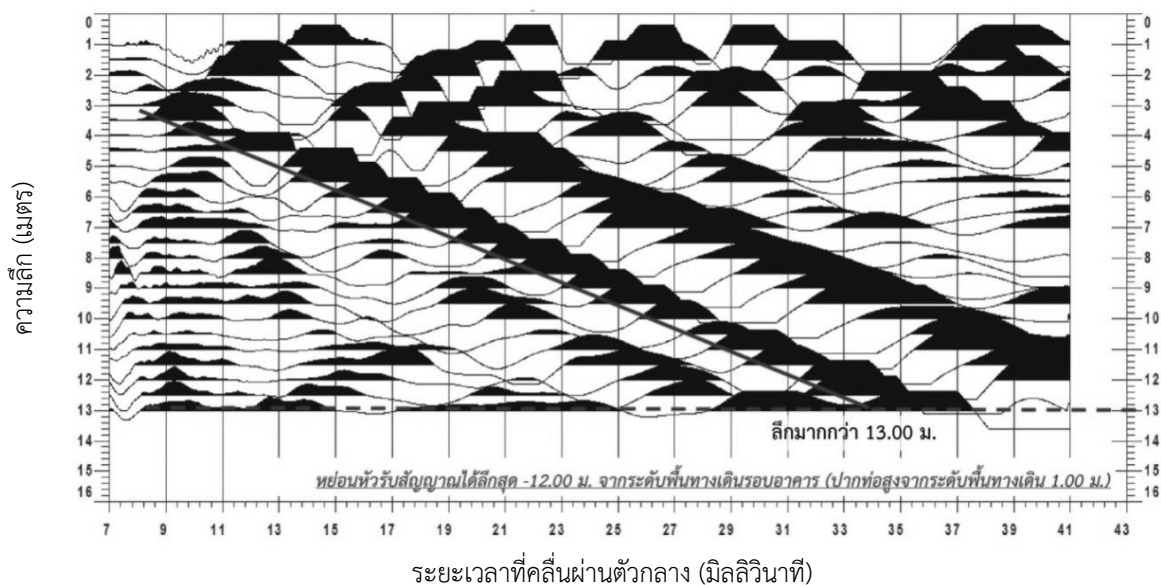
การเจาะสำรวจดินจะใช้วิธี Boring Test คือใช้แท่งเหล็กที่เป็นสว่านหรือตัวกระทุ้งกวนดินและใช้น้ำเป็นตัวพาเอาดินขึ้นมาจากหลุมเจาะ ขั้นตอนเจาะสำรวจดินจะเริ่มต้นด้วยการตอกท่อเหล็กป้องกันดินพัง (Steel Casing) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 4 นิ้ว ยาวประมาณ 3.00-6.00 เมตร นำแท่งเหล็กที่เป็นตัวกวนดินซึ่งต่ออยู่กับท่อส่ง (Rod) หย่อนลงไปกวนดิน ท่อส่งเป็นท่อกลางขณะกวนดินจะเปิดน้ำให้ไหลในท่อส่งไปออกที่ปลายล่างตลอดเวลา การกวนดินจะกระทำอย่างต่อเนื่องจนได้ความลึกเพิ่มขึ้นตามลำดับ และจะเก็บดินตัวอย่างทุกๆ ช่วงความลึกดังรูปที่ 2.2-3 เมื่อได้ดินตัวอย่างแล้วจะนำเข้าห้องปฏิบัติการเพื่อหาสมบัติต่างๆ ของดิน เช่นความชื้นของดิน (Water Content), ชีดจำกัดเหลว (Liquid Limit), ชีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit), หน่วยน้ำหนัก (Unit Weight) ชนิดของดิน และกำลังรับแรงเฉือนของดิน เพื่อนำไปใช้ในการกำหนดสมบัติสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างต่อไป



รูปที่ 2.2-3 การเจาะสำรวจในสนามและตัวอย่างดิน

6) การตรวจสอบความยาวเสาเข็มด้วยวิธี Parallel Seismic Test

การตรวจสอบด้วยวิธี Parallel Seismic Test เป็นวิธีการทดสอบเพื่อหาค่าความยาวเสาเข็มของฐานอาคารในสนาม ที่ยอมรับกันว่าให้ค่าใกล้เคียงกับความเป็นจริงและยอมรับได้มากที่สุดก็คือ โดยหลักการของการทดสอบด้วยวิธีนี้ เป็นการทดสอบเพื่อประเมินความยาวและความสมบูรณ์ของเสาเข็ม โดยเสาเข็มที่ทำการตรวจหาความยาว จะอ้างอิงจากการขุดสำรวจฐานรากและเสาเข็ม การตรวจหาความยาวเสาเข็มด้วยวิธีนี้จะใช้วิธีตรวจจับคลื่นความสั่นสะเทือนที่เกิดจากการใช้ค้อนเคาะที่ฐานราก ด้วยการตรวจวัดค่าเวลาที่คลื่นวิ่งผ่านเสาเข็ม จากตำแหน่งหัวเสาเข็มวิ่งผ่านเข้าไปในโครงสร้างของเสาเข็มและส่งผ่านไปยังหัวรับสัญญาณที่ติดตั้งไว้ในท่อ PVC ที่ทำการเจาะฝังไว้ในบริเวณข้างเคียง โดยที่ท่อ PVC จะต้องอยู่ในแนวตั้งขนานกับเสาเข็มและมีความลึกมากกว่าความยาวเสาเข็มที่จะทดสอบ โดยคลื่นความสั่นสะเทือนจะเคลื่อนผ่านตัวเสาเข็มไปสู่ตัวรับสัญญาณที่หย่อนลงไปอยู่ในท่อ PVC เมื่อใดที่ตัวรับสัญญาณหย่อนลงลึกเลยความยาวเสาเข็ม คลื่นที่ตรวจวัดได้จากตัวรับสัญญาณจะเปลี่ยนแปลง ซึ่งกราฟความสัมพันธ์ระหว่างเวลาที่ตรวจวัดได้จากตัวรับสัญญาณเทียบกับความลึกดังรูปที่ 2.2-4 เป็นกราฟที่มีลักษณะเป็นเส้นตรง โดยตำแหน่งที่มีการเปลี่ยนแปลงค่าความชันของกราฟเส้นตรงเป็นตำแหน่งที่แสดงปลายของเสาเข็มนั้น



รูปที่ 2.2-4 ตัวอย่างผลการตรวจสอบความยาวเสาเข็มด้วยวิธี Parallel Seismic Test

**ส่วนที่ 3 วิธีการวิเคราะห์เพื่อการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร
เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**

3.1 วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง

คู่มือนี้มีเป้าหมายที่จะนำหลักการและข้อกำหนดที่ระบุไว้ใน มยผ. 1303-57 [1] มาขยายความและแสดงตัวอย่างการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวจำนวนทั้งสิ้น 3 อาคาร ในส่วนของการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารนั้น มยผ. 1303-57 [1] ได้แนะนำวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างไว้ 4 วิธีการ ซึ่งการเลือกใช้วิธีวิเคราะห์แบบใดขึ้นกับข้อจำกัดด้านข้อมูล เวลา ความซับซ้อนของโครงสร้าง ระดับความละเอียดที่จำเป็น และความรุนแรงของแผ่นดินไหว ซึ่งสามารถสรุปหลักการโดยสังเขปของแต่ละวิธีได้ดังนี้

วิธีสถิตเชิงเส้น (Linear Static) เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่สมมุติให้แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวกระจายเป็นแรงแบบสถิตกระทำทางด้านข้างของอาคาร และวิเคราะห์โครงสร้างโดยอยู่บนสมมุติฐานว่าโครงสร้างอาคารที่ถูกกระทำด้วยแผ่นดินไหวยังอยู่ในช่วงเชิงเส้น

วิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static) หรือที่เรียกว่า วิธี Pushover Analysis เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่สมมุติให้แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวกระจายเป็นแรงแบบสถิตกระทำทางด้านข้างของอาคาร เช่นเดียวกับวิธีแรก แต่จะอาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear) เพื่อใช้ประมาณผลตอบสนองของอาคารเนื่องมาจากแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic) เป็นวิธีวิเคราะห์ที่มีพื้นฐานบนหลักการพลศาสตร์ของโครงสร้าง (Structural Dynamics) โดยพิจารณาถึงผลตอบสนองของโครงสร้าง การเสียรูป และแรงภายในองค์อาคาร ที่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา การวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์มีวิธีวิเคราะห์อยู่สองวิธีหลัก ได้แก่ วิธีผลตอบสนองแบบโหมด (Response Spectrum Analysis) และวิธีแบบประวัติเวลา (Time-History Analysis) วิธีผลตอบสนองแบบโหมด เป็นวิธืหาการผลตอบสนองของโครงสร้างโดยพิจารณาการตอบสนองของโครงสร้างที่มีรูปแบบการสั่นไหวเป็นโหมดต่างๆ ที่สามารถหาได้จากการแก้สมการทางคณิตศาสตร์ ซึ่งในแต่ละโหมดจะเป็นตัวแทนการสั่นของโครงสร้างในลักษณะที่แตกต่างกัน ทั้งนี้การวิเคราะห์ในรูปแบบนี้จะสามารถหาผลการเสียรูปและแรงภายในองค์อาคารสูงสุดที่จะเกิดขึ้น ส่วนวิธีแบบประวัติเวลา เป็นวิธีวิเคราะห์ที่พิจารณาการตอบสนองของโครงสร้างที่มีต่อแผ่นดินไหวที่เนื่องมาจากการสั่นไหวของพื้นดิน โดยทำการแบ่งช่วงเวลาที่เกิดแผ่นดินไหวเป็นช่วงเวลาย่อยๆ และทำการหาผลตอบสนองของโครงสร้างในแต่ละช่วงเวลา วิธีนี้จะทำให้สามารถหาประวัติ (History) ของผลตอบสนองที่ต้องการได้ ตั้งแต่แผ่นดินไหวเริ่มต้นจนถึงสิ้นสุด

วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic) เป็นวิธีที่ให้ผลตอบสนองที่ใกล้เคียงความเป็นจริงที่สุด แต่การวิเคราะห์จะต้องใช้ข้อมูลที่ครบถ้วน และใช้เวลาในการวิเคราะห์อย่างมาก โดยมีหลักการที่ใกล้เคียงกับวิธีประวัติเวลาที่กล่าวไว้ข้างต้น แต่จะพิจารณาถึงการเสียรูปในช่วง Inelastic และการสูญเสียกำลังจากการเสียรูปแบบไปกลับ (Cyclic Strength Degradation) วิธีนี้จำเป็นสำหรับอาคารในเขตแผ่นดินไหวรุนแรงมาก เช่นในญี่ปุ่น หรือแคลิฟอร์เนีย

การเลือกใช้วิธีวิเคราะห์โครงสร้างทั้ง 4 วิธีที่กล่าวมาข้างต้น ขึ้นอยู่กับความซับซ้อนของโครงสร้าง ความรุนแรงของแผ่นดินไหว และความต้องการความละเอียดแม่นยำของผลการวิเคราะห์ สำหรับคู่มือฉบับนี้จะมุ่งเน้นวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตเชิงเส้นและพลศาสตร์เชิงเส้นเป็นหลัก ซึ่งวิธีการทั้ง 2 วิธีนี้เป็นวิธีการที่วิศวกรทั่วไปมีความคุ้นเคยและง่ายต่อความเข้าใจ อย่างไรก็ตามวิธีการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธีการนี้มี

ข้อจำกัดในด้านความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้าง และอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทาน (Demand) กับกำลังต้านทาน (Capacity) หรืออัตราส่วน DCR (Demand-capacity Ratio) ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อ 5.2.1 ของ มยผ. 1303-57 [1] ดังนั้นในกรณีที่ต้องการใช้วิธีการแบบเชิงเส้นประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารหลังจากที่ทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้ว จำเป็นต้องตรวจสอบความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงอาคารและอัตราส่วน DCR ว่าเป็นไปตามข้อกำหนดที่ระบุไว้ในหัวข้อ 5.2.1 และ 5.2.3 ของ มยผ. 1303-57 [1]

3.2 วิธีการประเมินความสามารถของอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถของอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวนั้น มยผ. 1303-57 [1] หัวข้อ 3.3.4 ได้กำหนดวิธีการประเมินไว้ 2 วิธี ดังนี้

1) วิธีการตรวจสอบระดับสมรรถนะหรือวิธีการและข้อกำหนดในส่วนที่ 5 ของ มยผ. 1303-57 [1]

วิธีการนี้จะทำการประเมินระดับสมรรถนะของอาคารโดยใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวที่ได้รับการปรับแก้ตามหัวข้อ 3.5.1 หรือ 3.5.2 ใน มยผ. 1303-57 [1] ซึ่งระบุให้สเปกตรัมผลตอบสนองแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างมีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ตาม มยผ. 1302-52 [3] ทั้งนี้ในกรณีที่ใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้นการประเมินระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนอาคารจะอาศัยค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สอดคล้องกับระดับสมรรถนะต่างๆ ของโครงสร้างตามที่ระบุไว้ในส่วนที่ 7 ของ มยผ. 1303-57 [1] รวมถึงค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) ซึ่งได้กล่าวไว้แล้วในส่วนที่ 2 ของคู่มือนี้

2) วิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่

วิธีการนี้จะใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวตามหัวข้อ 3.5.1 หรือ 3.5.2 ใน มยผ. 1303-57 [1] เช่นเดียวกับวิธีการตรวจสอบระดับสมรรถนะ แต่จะอาศัยข้อกำหนดและเงื่อนไขต่างๆ ที่เกี่ยวกับผลของแรงแผ่นดินไหว ตลอดจนวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างตาม มยผ. 1302-52 [3] โดยให้ใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) ตามตารางที่ 3.3-1 ในมาตรฐาน 1303-57 [1] โดยทำการตรวจสอบว่าค่าแรงภายในที่เกิดจากแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวซึ่งได้ลดทอนด้วยค่า R แล้ว รวมกับผลของแรงอื่นๆ ตามที่กำหนดใน มยผ. 1302-52 [3] ต้องมีค่าไม่เกินกำลังต้านทานของชิ้นส่วนนั้นซึ่งได้รับการลดทอนกำลังด้วยค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) แล้ว ทั้งนี้วิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่นี้จะไม่สามารถระบุระดับสมรรถนะของอาคารได้อย่างการประเมินด้วยวิธีการตรวจสอบระดับสมรรถนะ

3.3 วิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารสามารถทำได้หลายวิธี มยผ. 1303-57 [1] ส่วนที่ 8 ได้แนะนำวิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงไว้พอสังเขป โดยแนวทางการเสริมกำลังอาคารด้วยวิธีการต่างๆ จำแนกได้เป็น 4 แนวทางหลัก ดังต่อไปนี้

3.3.1 การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่ชิ้นส่วนโครงสร้างเดิมเฉพาะที่

การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่ชิ้นส่วนโครงสร้างเดิมเฉพาะที่ (Local Modification of Components) ที่สามารถดำเนินการได้ด้วยวิธีการต่างๆ ดังต่อไปนี้

- การเสริมกำลังเฉพาะที่โดยการหุ้มด้วยปลอกเหล็ก

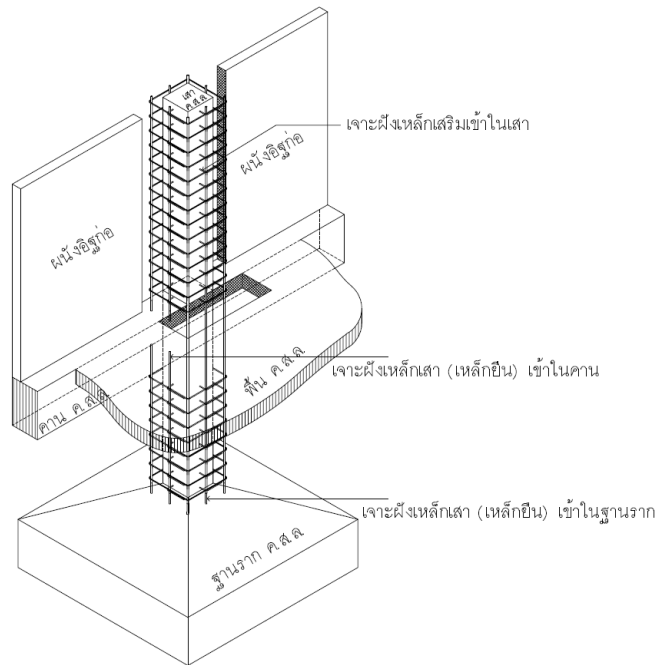
เทคนิคการเสริมกำลังเฉพาะโดยการหุ้มด้วยปลอกเหล็ก (Steel Jacketing) เป็นวิธีที่ได้มีการศึกษาอย่างกว้างขวางในอดีต โดยในช่วงแรก งานวิจัยที่เกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาโดยหุ้มด้วยปลอกเหล็ก จะเป็นการศึกษาเพื่อนำมาใช้ในการเสริมกำลังเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก [11] และเป็นวิธีที่นิยมใช้เรื่อยมาซึ่งในปัจจุบันที่ได้มีการนำไปใช้ในการเสริมกำลังเสาอาคาร โดยลักษณะการเสริมกำลังจะกระทำโดยนำเหล็กแผ่นมาประกอกรอบเสาโดยการเชื่อมในที่ และมีการเว้นระยะช่องว่างไว้เล็กน้อยสำหรับการอัดซีเมนต์เข้าไปในช่องว่างเพื่อให้แผ่นเหล็กกับเนื้อวัสดุเดิมของเสาประสานกัน ในการหุ้มอาจพันตลอดช่วงความสูงของเสา หรือหุ้มเฉพาะบริเวณที่จะเกิดจุดหมุนพลาสติก โดยจะหุ้มให้พ้นจากโคนเสาเป็นระยะเล็กน้อย การหุ้มเสาลักษณะนี้สามารถนำมาแก้ปัญหากำลังรับแรงเฉือน ปัญหาการวิบัติจากการต่อทาบเหล็กเสริม และปัญหาจากการมีปริมาณเหล็กปลอกต่ำเกินไป ซึ่งปัญหาเหล่านี้ล้วนเป็นปัญหาของเสาอาคารที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ลักษณะรูปแบบการหุ้มเสาด้วยแผ่นเหล็กแสดงในรูปที่ 3.3-1



รูปที่ 3.3-1 ตัวอย่างและรายละเอียดการเสริมกำลังเสาด้วยการหุ้มด้วยแผ่นเหล็ก [12]

- การเสริมกำลังเฉพาะที่โดยการพอกด้วยคอนกรีต (Concrete Jacketing)

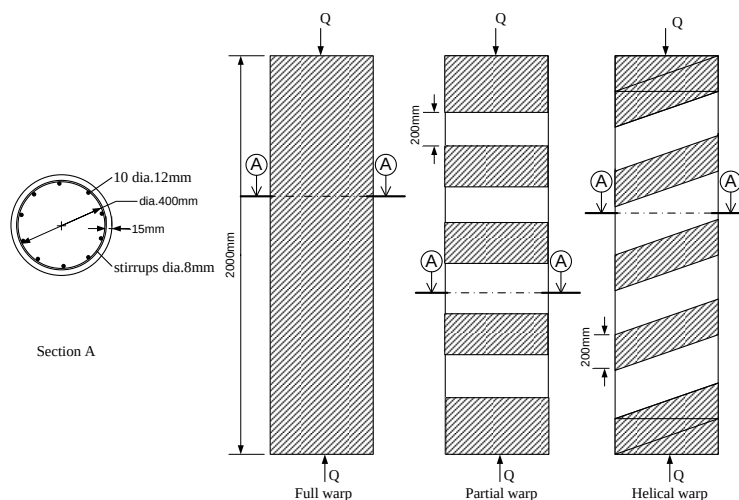
เทคนิคการเสริมกำลังโดยการพอกด้วยคอนกรีตเป็นวิธีการที่ได้มีการใช้อย่างกว้างขวาง โดยในหลักการคือการขยายขนาดขององค์อาคาร และอาศัยการยึดเกาะระหว่างองค์อาคารเก่ากับส่วนที่พอกใหม่ ให้ทำงานพร้อมกันในลักษณะองค์อาคารรับแรงอัด (Composite Member (FEMA 172) [13]) โดยองค์อาคารเก่าและส่วนที่จะพอกใหม่จะถ่ายผ่านแรงถึงกันผ่านพื้นผิวที่มีการเตรียมให้มีความขรุขระร่วมกับการใช้เหล็กเดือย (Shear Key) ที่ถูกฝังเป็นระยะๆ ตามที่คำนวณได้ การเสริมกำลังลักษณะนี้สามารถทำได้ทั้งในส่วนของเสา คาน และบริเวณจุดต่อ ตัวอย่างการเสริมกำลังด้วยการพอก แสดงในรูปที่ 3.3-2



รูปที่ 3.3-2 ตัวอย่างและรายละเอียดการเสริมกำลังเสาด้วยการพอก (Concrete Jacketing)

- การเสริมกำลังเฉพาะที่โดยการหุ้มด้วยวัสดุเชิงประกอบ

ในปัจจุบันเทคนิคการเสริมกำลังเสาโดยใช้การหุ้มด้วยวัสดุเชิงประกอบ (Composite Material Jacketing) ซึ่งมีทั้งที่ทำมาจากเส้นใยแก้ว (Glass Fiber) เส้นใยคาร์บอน (Carbon Fiber) และเส้นใยอะรามิด (Aramid Fiber) [14] โดยรูปแบบที่นิยมใช้งานก็มีทั้งแบบ (1) พันรอบเสาเต็มทั้งผืน (2) พันเป็นวงเดี่ยวๆ และ (3) พันต่อเนื่อง [15] ดังแสดงในรูปที่ 3.3-3



รูปที่ 3.3-3 ลักษณะการพันโดยพอลิเมอร์เสริมกำลังด้วยไฟเบอร์ (Fiber Reinforced Polymer) รอบเสา [15]

ในหลักการของการใช้วัสดุเชิงประกอบในการเสริมกำลังนั้นคล้ายกับการใช้แผ่นเหล็ก กล่าวคือใช้ในการเพิ่มการโอบรัด (Confinement) เพื่อแก้ปัญหาเกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือน ปัญหาการวิบัติจากการต้อหาบเหล็กเสริม และปัญหาจากการมีปริมาณเหล็กปลอกต่ำเกินไป แต่การใช้วัสดุเชิงประกอบมีข้อดี คือการทำงานที่ง่ายกว่าและติดตั้งได้รวดเร็วกว่า งานวิจัยที่เกี่ยวกับการนำวัสดุ Fiber Reinforced Polymer (FRP) มาใช้ใน

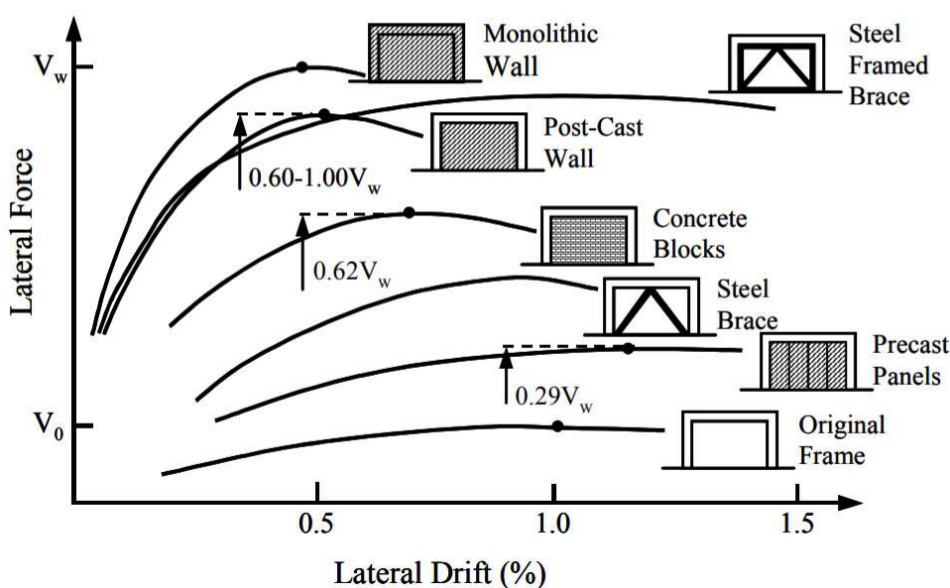
งานเสริมกำลังเสาต้นนี้ทำได้กันอย่างจริงจังและต่อเนื่อง โดยในช่วงแรกงานวิจัยที่เกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาจะมุ่งความสนใจไปที่เสาหน้าตักกลมเนื่องจากทำการวิเคราะห์ได้ง่ายและด้วยลักษณะการหุ้มของ FRP ดังรูปที่ 3.3-4 [16] ในเสากลมที่สร้างการบีบรัดได้ดีกว่าเสาเหลี่ยม แต่ในปัจจุบันการพัฒนาความสามารถของ FRP ในเสาเหลี่ยมก็มีเพิ่มขึ้นตามลำดับ



รูปที่ 3.3-4 ลักษณะการพัน FRP รอบเสาสะพาน [16]

3.3.2 การเสริมกำลังโดยรวมของทั้งอาคาร

ในส่วนการเสริมกำลังโดยรวมของทั้งอาคาร มีวัตถุประสงค์เพื่อลดการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Lateral Drift) หรือลดการบิดตัว (Torsional Deformation) ของโครงสร้างโดยรวม การเสริมกำลังโดยรวมของทั้งอาคารสามารถทำได้หลายวิธี เช่น การเสริมกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก การใช้โครงสร้างเหล็ก หรือโครงยัดรับเหล็ก การเสริมกำลังเหล่านี้จะทำให้โครงสร้างทั้งหลังมีกำลังหรือความเหนียวเปลี่ยนแปลงไป ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 3.3-5 [17] ซึ่งแสดงถึงผลกระทบของการเสริมกำลังโดยใช้องค์อาคารประเภทต่างๆ



รูปที่ 3.3-5 ลักษณะการเสริมกำลังอาคารโดยรวมแบบต่างๆ [17]

3.3.3 การเสริมกำลังโดยการติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือน

ในบางกรณีการติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนเพื่อเพิ่มความหน่วงให้ระบบโครงสร้างอาจเป็นวิธีการที่เหมาะสม โดยการติดตั้งอุปกรณ์ดังกล่าวสามารถลดผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหวที่มีต่อระบบโครงสร้างโดยรวมได้ ทั้งนี้ มยผ.1303-57 [1] ได้แนะนำแนวทางสำหรับการใช้อุปกรณ์สลายพลังงานแบบติดตั้งภายหลัง (Passive Installation) ไว้ในหัวข้อ 8.4 สำหรับในประเทศไทยได้มีการพัฒนาองค์อาคารเหล็กที่เรียกว่า Buckling Restrained Brace (BRB) สำหรับใช้ในการเสริมกำลังอาคารในประเทศ โดยศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรม วิธีออกแบบ และรายละเอียดการก่อสร้าง และทำการทดสอบ BRB ที่พัฒนาขึ้นในห้องปฏิบัติการ นอกจากนั้นยังได้นำ BRB ไปใช้ในการเสริมกำลังอาคารคอนกรีต โดยทำการทดสอบตัวอย่างส่วนอาคารย่อย (Sub-assembly) ซึ่งประกอบด้วยเสาคอนกรีต และ BRB ซึ่งผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า BRB สามารถปรับปรุงพฤติกรรมขององค์อาคารเดิมได้ ทั้งนี้ มยผ.1303-57 [1] ได้ให้แนวทางการใช้ค้ำยันแบบไม่โก่งเคาะ Buckling Restrained Brace (BRB) ไว้ในหัวข้อ 8.5 โดยรายละเอียดการเสริมกำลังด้วยการใช้ BRB สามารถศึกษาแนวทางเพิ่มเติมได้จากคู่มือการปฏิบัติประกอบ มยผ. 1303-57 [2]

3.3.4 การเสริมความแข็งแรงให้กับฐานราก

ในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารตามแนวทางทั้ง 3 แนวทางที่กล่าวมาแล้วข้างต้น สิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึงเสมอคือความแข็งแรงของฐานราก ซึ่งต้องทำการตรวจสอบความมั่นคงแข็งแรงหลังจากออกแบบเสริมกำลังองค์อาคารส่วนบน สำหรับรายละเอียดการประเมินและเสริมความมั่นคงให้แกฐานรากอาคารสามารถศึกษาได้จากหัวข้อ 8.6 ตาม มยผ. 1303-57 [1] และคู่มือการปฏิบัติประกอบ มยผ. 1303-57 [2]

สำหรับรายละเอียดของแนวทางการตรวจสอบ ประเมิน วิเคราะห์ และออกแบบ รวมถึงการกำหนดวิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงสามารถศึกษารายละเอียดเพิ่มเติมได้จากกรณีศึกษาทั้ง 3 ตัวอย่างดังจะกล่าวไว้โดยละเอียดในส่วนที่ 4

ส่วนที่ 4 ตัวอย่างการวิเคราะห์เพื่อประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคารตัวอย่างจำนวน 3 หลัง

ส่วนนี้จะแสดงตัวอย่างการวิเคราะห์เพื่อประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคารตัวอย่างเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ในระดับที่กฎหมายกำหนดโดยอาศัยแนวทางตาม มยพ.1303-57 เป็นหลักปฏิบัติ ทั้งนี้อาคารตัวอย่างจำนวน 3 หลังเป็นอาคารสำนักงานของภาครัฐขนาดกลาง อาคารโรงเรียน และอาคารสำนักงานของภาครัฐขนาดใหญ่ โดยอาคาร 2 หลังแรกจะใช้วิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่สำหรับการวิเคราะห์เพื่อประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง ส่วนอาคารหลังที่ 3 ซึ่งเป็นอาคารสำนักงานของภาครัฐขนาดใหญ่จะทำการวิเคราะห์เพื่อประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยวิธีการตรวจสอบระดับสมรรถนะ ดังรายละเอียดได้ตามลำดับดังหัวข้อต่อไปนี้

4.1 อาคารต้นแบบหลังที่หนึ่ง

อาคารต้นแบบหลังที่หนึ่งกำหนดให้เป็นตัวแทนอาคารสำนักงานของภาครัฐ สูง 2 ชั้น พื้นที่ใช้สอยประมาณ 1,200 ตารางเมตร มีลักษณะดังรูปที่ 4.1-1 ตั้งอยู่ในพื้นที่บริเวณที่ 2 ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ทั้งนี้สมมติว่าพื้นที่ตั้งอาคารอยู่ในบริเวณที่มีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) เท่ากับ 0.749 และ 0.209 ตามลำดับ โดยวิธีการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงสามารถแสดงรายละเอียดได้ดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.1-1 ตัวอย่างภาพอาคารสำนักงานของภาครัฐซึ่งกำหนดให้เป็นอาคารต้นแบบหลังที่ 1

4.1.1 กำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

การกำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารและการประเมินระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวจะขึ้นอยู่กับลักษณะอาคารและพื้นที่ตั้งของอาคาร สำหรับกรณีศึกษาอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้ได้กำหนดให้เป็นอาคารที่มีระดับความสำคัญสูงมาก (ระดับ IV ตาม มยพ. 1302-52) เนื่องจากกำหนดให้ใช้เป็นอาคารศูนย์อำนวยการเพื่อบรรเทาสาธารณภัยกรณีเกิดเหตุแผ่นดินไหว ดังนั้นการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารตัวอย่างนี้จึงต้องกำหนดเป้าหมายให้อยู่ในระดับการเสริมสมรรถนะที่ดีกว่าระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Enhanced Rehabilitation Objective) โดยอาคารต้องมีระดับสมรรถนะในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในระดับ BSE ดังที่กล่าวไว้แล้วในส่วนที่ 1 อย่างไรก็ตาม

ตามตัวอย่างนี้จะแสดงวิธีการวิเคราะห์เพื่อประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยวิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่หรือวิธีการที่ 2 ตามหัวข้อ 3.3.4 ใน มยพ.1303-57 แทนการตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคาร ดังนั้นค่าตัวประกอบความสำคัญ (I) ตามระบุในตารางที่ 1.5-1 ใน มยพ. 1302-52 ซึ่งกรณีศึกษาจะมีค่าเท่ากับ 1.5 ส่วนค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) จะอ้างอิงตามตารางที่ 3.3-1 ใน มยพ. 1303-57

4.1.2 ประเมินระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว

ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามที่กำหนดไว้ในหัวข้อ 3.5 ใน มยพ. 1303-57 จะเป็นระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวอันเกิดจากการสั่นไหวของพื้นดิน โดยระดับความรุนแรงจากการสั่นไหวของพื้นดินขึ้นอยู่กับระยะห่างของตำแหน่งที่ตั้งอาคารกับรอยเลื่อน และลักษณะชั้นดินที่ตั้งอาคาร รวมถึงคาบการกลับของแผ่นดินไหวที่เลือกพิจารณา โดยวิศวกรผู้ประเมินสามารถใช้สเปกตรัมผลตอบแทนแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้าง ซึ่งมยพ. 1303-57 กำหนดให้มีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบตาม มยพ. 1302-52 อันเทียบเคียงได้กับแผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงในระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE)

การสร้างสเปกตรัมผลตอบแทนแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างจำเป็นต้องอาศัยการรวบรวมข้อมูลสภาพชั้นดินของพื้นที่ตั้งอาคาร ดังนั้นวิศวกรผู้มีหน้าที่ประเมินต้องรวบรวมข้อมูลสภาพชั้นดินหรือพิจารณาเจาะสำรวจชั้นดินเพื่อให้ได้ข้อมูลที่สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงมากที่สุด อย่างไรก็ตามในกรณีที่ไม่สามารถทำการสำรวจดินได้ ผู้ประเมินอาจพิจารณาสมมติให้ชั้นดินเป็นแบบดินปกติ (ประเภท D) ตามที่ระบุใน มยพ. 1302-52

4.1.3 การรวบรวมข้อมูลของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

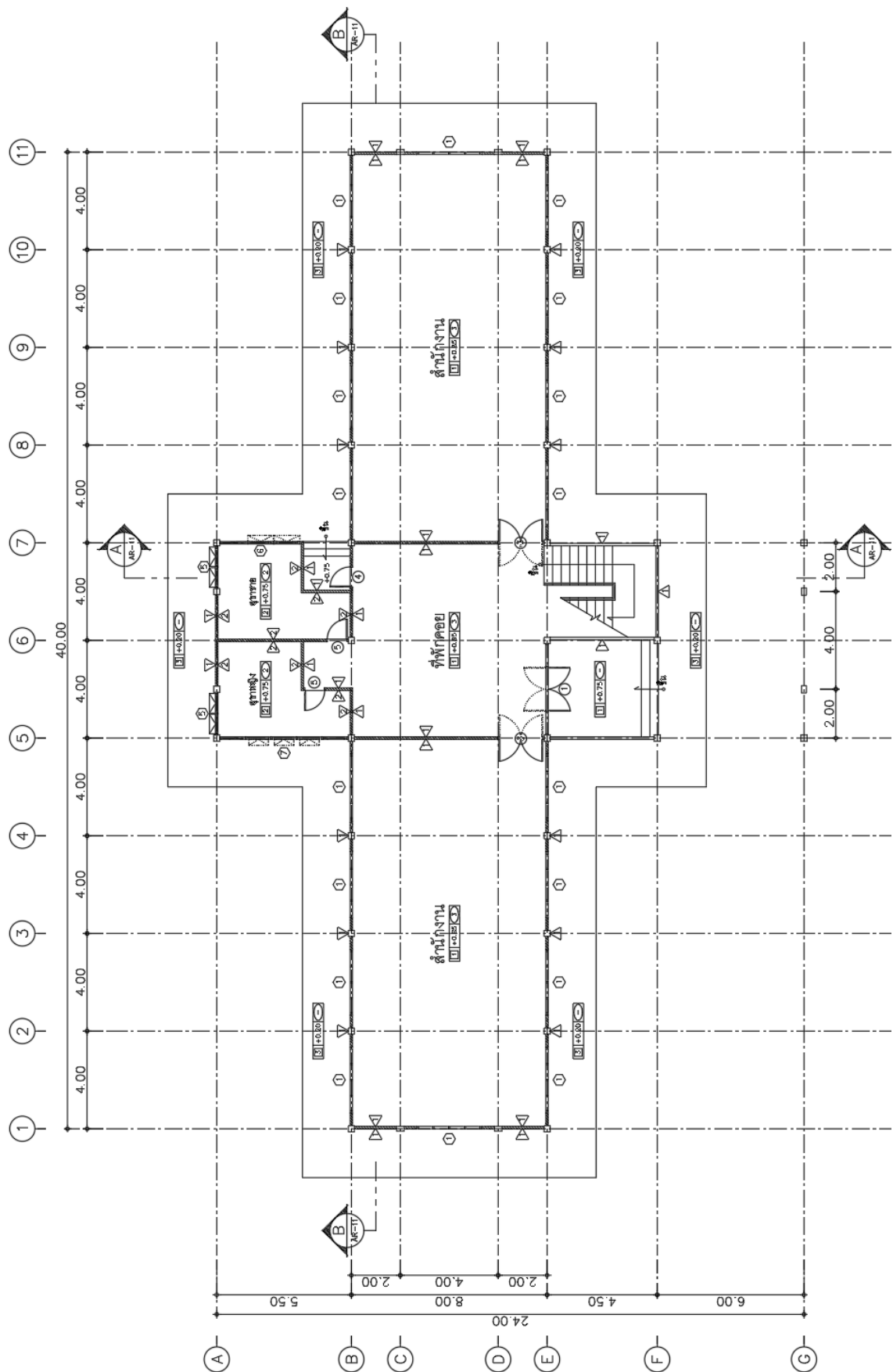
การรวบรวมข้อมูลอาคารตามการก่อสร้างจริงเป็นขั้นตอนที่มีความจำเป็นอย่างมากสำหรับการประเมินสมรรถนะในการรับน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ดังนั้นผู้ประเมินต้องรวบรวมข้อมูลที่สำคัญต่างๆ ให้ครบถ้วนที่สุดดังที่กล่าวไว้แล้วในส่วนที่ 2 สำหรับตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้จะสมมติว่าสามารถรวบรวมข้อมูลของอาคารตามการก่อสร้างจริงได้ โดยสรุปดังนี้

1) ข้อมูลทั่วไปของอาคาร

อาคารต้นแบบหลังที่ 1 เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 2 ชั้น กว้าง 24 เมตร ยาว 40 เมตร สูง 7.65 เมตร มีพื้นที่ใช้สอยประมาณ 1,200 ตารางเมตร อาคารก่อสร้างแล้วเสร็จเมื่อประมาณปี 2537 และไม่ได้รับการคำนวณออกแบบให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว แบบแปลนพื้นที่ชั้นล่างและพื้นที่ชั้นบนแสดงได้ดังรูปที่ 4.1-2 และรูปที่ 4.1-3

2) ลักษณะการใช้อาคาร

ลักษณะการใช้งานของอาคารกำหนดให้เป็นอาคารสำนักงาน และต้องการใช้เป็นอาคารศูนย์อำนวยการเพื่อบรรเทาสาธารณภัยกรณีเกิดเหตุภัยแผ่นดินไหว ดังนั้นประเภทความสำคัญของอาคารจึงต้องพิจารณาให้อยู่ในระดับสูงมาก (ระดับ IV ตาม มยพ. 1302-52)



รูปที่ 4.1-2 แบบแปลนพื้นชั้นล่างของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

3) รูปแบบอาคารและระบบโครงสร้าง

จากข้อมูลตามแบบก่อสร้างพบว่าโครงสร้างของอาคารชั้นล่างและชั้นบนเป็นระบบเสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็ก พื้นทั้งสองชั้นมีลักษณะเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ โครงหลังคาเป็นเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ ระบบต้านทานแรงด้านข้าง (Lateral-Force-Resisting System) ไม่ได้มีการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ระบบต้านทานแรงในแนวตั้ง (Vertical-Force-Resisting System) มีเส้นทางการถ่ายแรงต่อเนื่องสมบูรณ์ อาคารมีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบในรูปแบบความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน (รูปแบบที่ 2 ตามหัวข้อ 2.4.2.1 ใน มยผ. 1302-52)

4) สมบัติของวัสดุจากแบบแปลนรายละเอียด

ข้อมูลจากแบบก่อสร้างให้รายละเอียดทางเรขาคณิตของชิ้นส่วนอาคารรวมถึงรายละเอียดการเสริมเหล็กเพียงพอต่อการประเมิน ข้อมูลสมบัติของวัสดุที่ได้จากแบบแปลนรายละเอียดระบุค่ากำลังรับแรงอัดประลัยทรงกระบอกของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 19.62 เมกะปาสกาล กำหนดให้ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR-24 สำหรับเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. และ 9 มม. ส่วนเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ขึ้นไปกำหนดให้ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD-30 รายละเอียดการยึดต่อกัน (Interconnection) ของชิ้นส่วนอาคารมีการกำหนดตามมาตรฐานงานก่อสร้างทั่วไป ทั้งนี้แม้ว่าข้อมูลจากแบบก่อสร้างและแบบแปลนรายละเอียดจะค่อนข้างครบถ้วนสมบูรณ์ มยผ. 1303-57 ยังกำหนดให้ผู้ประเมินต้องทำการตรวจสอบข้อมูลและประเมินสภาพอาคารโดยการตรวจสอบด้วยสายตา ซึ่งผู้ประเมินอาจอาศัยการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมด้วยวิธีตรวจพินิจ (Visual Inspection Method) ตาม มยผ. 1501-51 เป็นแนวทางได้

5) ประเภทชั้นดินและงานฐานราก

ข้อมูลตามแบบก่อสร้างระบุลักษณะฐานรากอาคารเป็นระบบฐานรากตื้น โดยแบบแปลนระบุให้ดินฐานรากสามารถรับน้ำหนักปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 58.86 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ทั้งนี้ข้อมูลสภาพผิวดินและสภาพดินฐานรากในบริเวณที่ตั้งอาคารมีไม่เพียงพอสำหรับการคำนวณกำลังความต้านทานของดินฐานราก ดังนั้นการสำรวจสภาพชั้นดินจึงเป็นกิจกรรมที่ต้องดำเนินการ

4.1.4 การตรวจสอบข้อมูลและการประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 1

1) การประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 1 โดยการตรวจสอบด้วยสายตา

จากการลงพื้นที่ตรวจสอบข้อมูลและประเมินอาคารต้นแบบหลังที่ 1 พบว่า ชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ ของอาคาร ได้แก่ เสา คาน และพื้น มีมิติ ขนาด และความยาวเป็นไปตามที่กำหนดในแบบแปลนรายละเอียด ไม่พบรอยร้าวหรือการเสื่อมสภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างที่บ่งชี้ว่าอาคารไม่มั่นคงแข็งแรง ไม่พบความเสียหายจากการวิบัติของโครงสร้างและส่วนต่างๆ อาคารไม่มีการทรุดหรือเกิดการเอียงตัว ความต่อเนื่องของระบบการถ่ายแรง รายละเอียดของจุดต่อโดยรวมเป็นไปตามแบบรายละเอียดที่ได้ทำการรวบรวมมา ไม่พบการดัดแปลงโครงสร้างที่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างและเส้นทางการถ่ายแรงอย่างมีนัยสำคัญ ไม่พบส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่มีผลกระทบต่อความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายแรงในโครงสร้าง ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างบางส่วนอาจมีความเสี่ยงต่อการเกิดอันตรายต่อผู้ใช้อาคารในกรณีเกิดเหตุแผ่นดินไหวควรพิจารณาเสริมความมั่นคงหรือปรับปรุงแก้ไขตามความเหมาะสมเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้อาคาร ไม่มีส่วนของฐานที่สามารถตรวจสอบได้ด้วยสายตาและพบว่าอาจมีความเสี่ยงต่อโครงสร้างอาคารมากเกินไปหากทำการขุดสำรวจ ดังนั้นข้อมูลขนาดมิติของฐานรากจำเป็นต้องยึดตามข้อมูลที่รวบรวมได้จากแบบแปลนรายละเอียด สภาพโดยรวมตัว

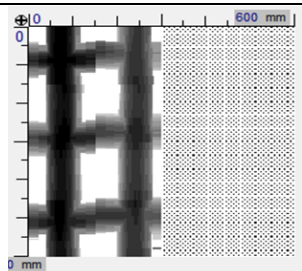
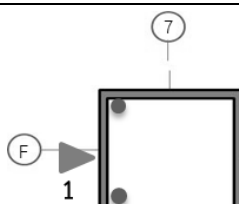
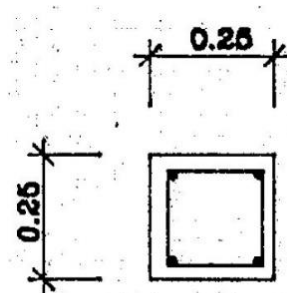
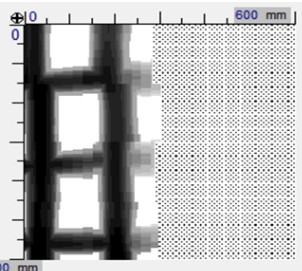
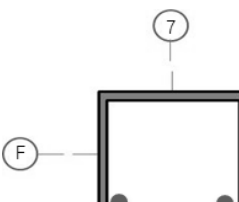
อาคารรวมถึงสิ่งก่อสร้างข้างเคียงมีระยะห่างมากกว่าร้อยละ 1 ของความสูงจากพื้นถึงชั้นที่พิจารณาจึงไม่จำเป็นต้องตรวจสอบการชนกันของอาคาร การต่อเติมเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างมีแนวโน้มที่สามารถดำเนินการได้ในทุกรูปแบบที่ระบุไว้ในส่วนที่ 3

2) การประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 1 แบบละเอียด

จากการรวบรวมข้อมูลของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 และการประเมินสภาพอาคารตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น พบว่าข้อมูลที่รวบรวมได้ค่อนข้างสมบูรณ์อย่างไรก็ตามเนื่องจากอาคารมีการก่อสร้างและใช้งานมาเป็นเวลานานพอสมควร ผู้ประเมินจึงควรพิจารณาตรวจสอบและประเมินสภาพอาคารแบบละเอียดเพิ่มเติมตามเกณฑ์ที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 2.2 หรือศึกษารายละเอียดเพิ่มเติมได้จากหัวข้อ 4.2.5 ตาม มยพ.1303-57 โดยตัวอย่างผลการประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 1 แบบละเอียดสมมติว่ามีผลสรุปได้ดังนี้

- 2.1) การตรวจสอบกำลังรับแรงอัดประลัยเฉลี่ยของคอนกรีตด้วยการเจาะแก่นคอนกรีต พบว่ามีค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ยเท่ากับ 18.34 เมกะปาสกาล ซึ่งน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุไว้ในแบบแปลนรายละเอียด
- 2.2) การตรวจสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยคอนกรีตแตก พบว่ามีค่ากำลังอัดเฉลี่ยเท่ากับ 32.56 เมกะปาสกาล ซึ่งมีค่าสูงกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุไว้ในแบบแปลนรายละเอียด อย่างไรก็ตามการทดสอบหาลำกำลังอัดของคอนกรีตด้วยการใช้เครื่องมือคอนกรีตแตกเป็นวิธีการประมาณค่ากำลังอัดคอนกรีตในทางอ้อม ดังนั้นจึงควรเลือกใช้ค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ยที่ได้จากการเจาะแก่นคอนกรีตในการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร
- 2.3) การตรวจสอบความถูกต้องของจำนวนเหล็กเสริมและระยะห่างของเหล็กปลอกในองค์อาคารคอนกรีตด้วยการใช้เครื่องมือ Ferro Scan พบว่าจำนวนและระยะห่างของเหล็กเสริมในองค์อาคารสำคัญต่างๆ เป็นไปตามแบบก่อสร้างดังตัวอย่างผลการทดสอบที่แสดงไว้ในตารางที่ 4.1-1 ดังนั้นจึงสามารถเชื่อมั่นในข้อมูลรายละเอียดการเสริมเหล็กขององค์อาคารต่างๆที่ระบุตามแบบรายละเอียดได้
- 2.4) ผลการเจาะสำรวจชั้นดิน ณ บริเวณพื้นที่อาคารต้นแบบ ที่ในช่วงระดับความลึกใต้ฐานพบเป็นดินเหนียวปนกรวด (GC) สีนํ้าตาลสภาพอ่อน หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน γ เท่ากับ 17.85 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ S_u เท่ากับ 27.46 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร, มุมเสียดทานภายใน ϕ เท่ากับ 10.1 องศา และดินฐานรากสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกพลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 85.31 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และจากผลการเจาะสำรวจดินที่ระดับความลึกต่างๆสามารถคำนวณหาค่าการทดสอบฝั่งจุ่มมาตรฐานเฉลี่ย $\bar{N}$ ได้เท่ากับ 8.14 และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย S_u มีค่าเท่ากับ 31.93 กิโลปาสกาล ซึ่งจากตารางที่ ก-1 ตาม มยพ.1302-52 สามารถจำแนกประเภทชั้นได้เป็นประเภทดินอ่อน (ประเภท E)

ตารางที่ 4.1-1 ตัวอย่างผลการตรวจหาจำนวนเหล็กเสริมในเสาคอนกรีต

ผลการตรวจสอบเสาคอนกรีต C1		
ภาพจาก Ferro Scan	จำนวนเหล็กเสริม	ภาพจากแบบก่อสร้าง
 ด้าน 1	 ด้าน 1 จำนวน 2 เส้น ระยะห่างเหล็กปลอก 0.20 ม.	 0.25 4-Ø16 1-Ø6@0.20
 ด้าน 2	 ด้าน 2 จำนวน 2 เส้น ระยะห่างเหล็กปลอก 0.20 ม.	

4.1.5 การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

หลังจากทำการรวบรวมข้อมูลของอาคารรวมถึงตรวจสอบและประเมินสภาพอาคารตามสภาพความเป็นจริงดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ลำดับถัดไปจะเข้าสู่กระบวนการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทั้งนี้สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 1 ซึ่งเป็นอาคารขนาดกลางที่มีรูปทรงค่อนข้างสมมาตร มีความสูงเพียง 2 ชั้น และกำหนดให้ลักษณะโครงสร้างสอดคล้องตามตารางที่ 2.7-1 ใน มยผ. 1302-52 ซึ่งระบุให้สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าได้ ดังนั้นสำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้จะเน้นแสดงตัวอย่างวิธีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารด้วยวิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่ และอาศัยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าในการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยมีลำดับขั้นตอนดังต่อไปนี้

1) น้ำหนักบรรทุกและแรงสำหรับการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

น้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกี่ยวข้องกับการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวจะประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคาร น้ำหนักบรรทุกจร และแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว นอกจากแรงเหล่านี้แล้ววิศวกรผู้ประเมินอาจพิจารณาแรงอื่นๆเพิ่มเติมตามความเหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงของอาคาร สำหรับตัวอย่างนี้กำหนดให้อาคารต้นแบบหลังที่ 1 รับน้ำหนักบรรทุกและแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวดังต่อไปนี้

1.1) น้ำหนักบรรทุกคงที่

ประกอบด้วยน้ำหนักของโครงสร้างโดยอาศัยสมบัติของวัสดุและขนาดชิ้นส่วนตามข้อมูลและแบบโครงสร้างที่ทำการรวบรวมและตรวจสอบมาแล้วข้างต้น โดยผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่ ของอาคารในแต่ละชั้นแสดงได้ดังตารางที่ 4.1-2

ตารางที่ 4.1-2 น้ำหนักบรรทุกคงที่แต่ละชั้นของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (กิโลนิวตัน)
หลังคา	+7.65	1,403
ชั้น 2	+4.15	4,103
ชั้น 1	+0.85	4,084
รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่		9,590

1.2) น้ำหนักบรรทุกจร

อาคารต้นแบบหลังนี้ใช้หน่วยน้ำหนักบรรทุกจรตาม กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 โดยมีรายละเอียดให้ใช้น้ำหนักบรรทุกของ สำนักงาน และหลังคา เท่ากับ 2.45 และ 0.29 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ตามลำดับ

จากผลการสำรวจสภาพการใช้งานอาคารมีลักษณะเป็นอาคารสำนักงานตรงตามข้อมูลที่ได้รับและไม่พบการกองเก็บวัสดุอุปกรณ์จนทำให้อาคารมีน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติมมากขึ้นกว่าน้ำหนักอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้นน้ำหนักประสิทธิผลสำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจึงพิจารณาเฉพาะน้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคารดังจะกล่าวในลำดับถัดไป

1.3) การคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

สำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ค่าตัวประกอบต่างๆที่ใช้สำหรับการคำนวณมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร I ใช้เท่ากับ 1.5 ตาม มยพ.1302-52 เนื่องจากกำหนดให้เป็นอาคารที่มีระดับความสำคัญสูงมาก

ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน R ใช้เท่ากับ 1.5 พิจารณาตามเงื่อนไขตามระบุในตารางที่ 3.3-1 ใน มยพ.1303-57

ค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) ตาม มยพ.1303-57 ไม่ได้กำหนดค่าไว้ ทั้งนี้หากพิจารณาจาก มยพ. 1302-52 จะพบว่าค่า C_d จะมีค่าที่น้อยกว่าค่า R ดังนั้นสำหรับการประเมินตามตัวอย่างนี้จะกำหนดให้ค่า C_d มีค่าเท่ากับค่า R โดยมีค่าเท่ากับ 1.5 ซึ่งเป็นการสมมติในด้านที่ปลอดภัย ทั้งนี้วิศวกรผู้ประเมินอาจพิจารณาเงื่อนไขอื่นๆประกอบเพื่อกำหนดค่า C_d ให้เหมาะสมกับอาคารที่ประเมิน

สเปกตรัมผลตอบแทนแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารตัวอย่างหลังแรกสามารถอธิบายเป็นลำดับขั้นได้ดังนี้

จากการรวบรวมข้อมูลอาคารที่กล่าวมาแล้วข้างต้น อาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้ตั้งอยู่ในพื้นที่ซึ่งมีความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) มีค่าเท่ากับ 0.749 และ 0.209 ตามลำดับ โดยประเภทชั้นดินของที่ตั้งอาคารเป็นดินอ่อน (ประเภท E ตาม มยพ. 1302-52) จากข้อมูลข้างต้นอาศัยตารางที่ 1.4-2 และ 1.4-3 ตาม มยพ.1302-52 จะทำให้ประมาณค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (F_a) และที่คาบการสั่น 1 วินาที

(F_v) ได้เท่ากับ 1.20 และ 3.16 ตามลำดับ ดังนั้นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = \frac{2}{3} \times 1.20 \times 0.749 = 0.5992$$

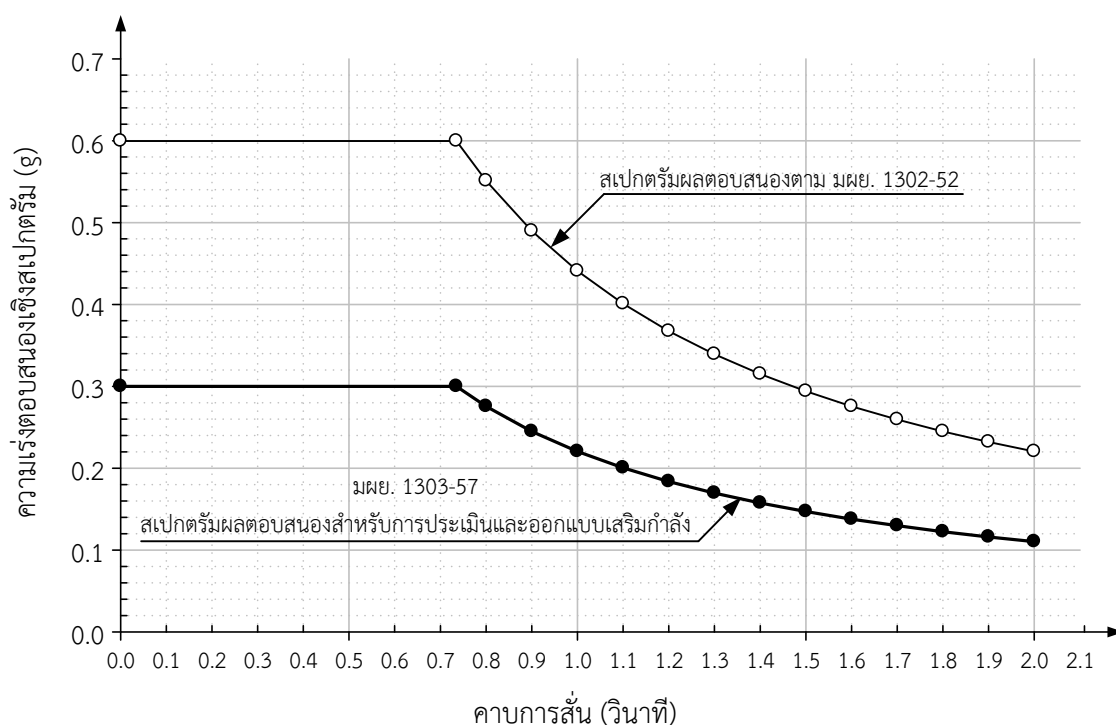
$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = \frac{2}{3} \times 3.16 \times 0.209 = 0.4403$$

ทั้งนี้ มยพ. 1303-57 กำหนดให้สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างมีค่าครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบ ซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$S_{XS} = 0.5 \times S_{DS} = 0.5 \times 0.5992 = 0.2996$$

$$S_{X1} = 0.5 \times S_{D1} = 0.5 \times 0.4403 = 0.2202$$

จากรูปทรงอาคารที่แสดงข้างต้นพบว่าอาคารมีลักษณะสอดคล้องตามตารางที่ 2.7-1 ใน มยพ. 1302-52 ทำให้สามารถใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าในการวิเคราะห์โครงสร้างได้ เมื่ออาศัยค่าข้างต้นสามารถสร้างเป็นรูปสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารใหม่ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตาม มยพ. 1302-52 และสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตาม มยพ. 1303-57 ได้ดังรูปที่ 4.1-4

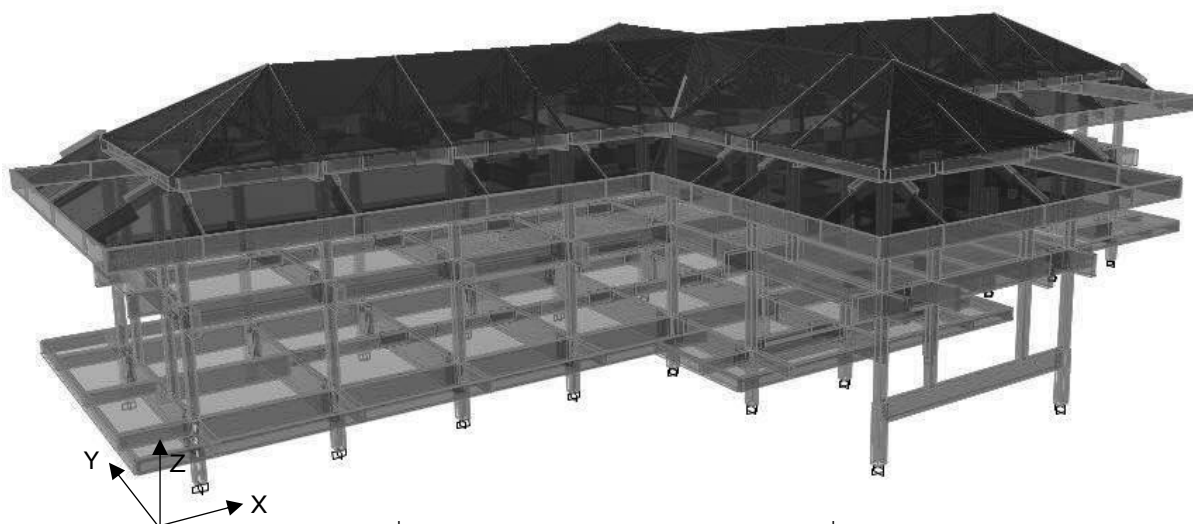


รูปที่ 4.1-4 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารใหม่ และสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

เนื่องจากตัวอย่างนี้แสดงวิธีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารด้วยวิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่หรือวิธีการที่ 2 ตามหัวข้อ 3.3.4 ใน มยพ.1303-57 ซึ่งระบุให้ใช้วิธีการ ข้อกำหนด และเงื่อนไขต่างๆ ที่เกี่ยวกับผลจากแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหว รวมถึงวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างตาม มยพ. 1302-52 โดยปรับค่าแรงจากแผ่นดินไหวตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ดังนั้นการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคารรวมถึงการกระจาย

แรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคารในแต่ละชั้นสำหรับวิธีแรงสถิตเทียบเท่าจะดำเนินการตามที่ระบุไว้ในบทที่ 3 ของ มยผ. 1302-52

สำหรับค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารสามารถคำนวณได้ตามวิธี ก และวิธี ข ตามที่ระบุไว้ใน มยผ. 1302-52 หรืออาจจะอาศัยค่าจากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) ซึ่งตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้จะทำการสร้างแบบจำลองของอาคารเป็นดังรูปที่ 4.1-5 โดยพิจารณาแบบจำลองฐานรากตามข้อกำหนด 2.8.1 ใน มยผ.1302-52 ที่ระบุให้สามารถกำหนดจุดรองรับของอาคารให้เป็นแบบฐานยึดแน่น (Fixed Base) ได้ ทั้งนี้การสร้างแบบจำลองผู้ประเมินควรพิจารณารูปแบบโครงสร้างและเงื่อนไขจุดรองรับตามความเหมาะสมของอาคารที่จะทำการประเมิน



รูปที่ 4.1-5 แบบจำลองอาคารต้นแบบหลังที่ 1

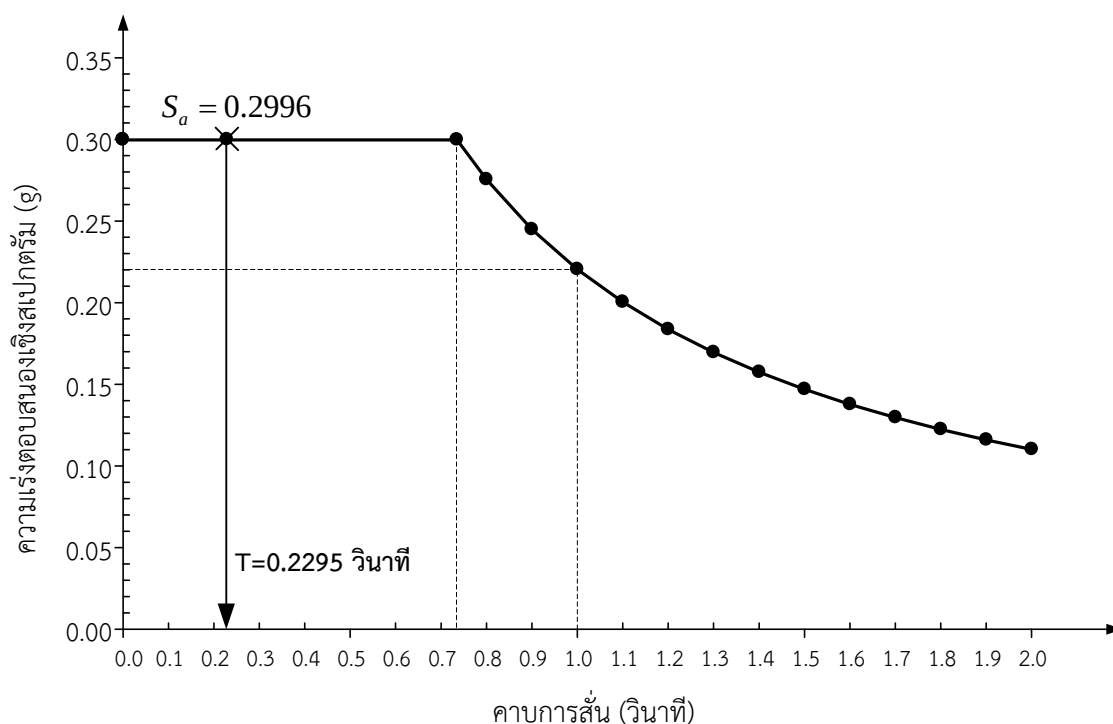
หลังจากทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์แล้วพบว่าค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง x มีค่าเท่ากับ 0.717 วินาที ส่วนคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง y มีค่าเท่ากับ 0.641 วินาที ทั้งนี้ค่าคาบการสั่นของอาคาร (T) จากการประมาณด้วยความสูงของอาคารตามวิธี ก ที่ระบุใน มยผ. 1302-52 จะคำนวณได้ตามสมการ $T = 0.02H$ เมื่อ H คือความสูงของอาคารวัดจากพื้นดิน มีหน่วยเป็นเมตร โดยสำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้ ความสูงของอาคารมีค่าเท่ากับ 7.65 เมตร ดังนั้นค่าคาบการสั่นของอาคารจากสูตรการประมาณจึงมีค่าดังนี้

$$T = 0.02H = 0.02(7.65) = 0.153 \text{ วินาที}$$

เมื่อเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่คำนวณจากสูตรการประมาณกับค่าที่ได้จากวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์จะพบว่า ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่ได้จากวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการสั่นทั้งในทิศทาง x และ y มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นของอาคารจากสูตรการประมาณ ดังนั้นเมื่ออาศัยข้อกำหนดตาม มยผ. 1302-52 ที่กำหนดให้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่จะใช้ในการกำหนดค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมกำลังอาคาร (T_{code}) ต้องมีค่าไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นของอาคารที่ได้จากสูตรการประมาณ ดังนั้นสำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในทิศทางแกนหลักทั้งสองของอาคารจึงมีค่าเท่ากัน โดยคำนวณค่าได้ดังนี้

$$T_{code} = 1.5T = 0.2295 \text{ วินาที ทั้งสองทิศทางของอาคาร}$$

เมื่อนำค่าการสั่นพื้นฐานของอาคารที่ได้มาพิจารณาพร้อมกับสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าดังที่แสดงในรูปที่ 4.1-6 จะทำให้ได้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) มีค่าเท่ากับ 0.2996



รูปที่ 4.1-6 การระบุค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 1

จากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) ที่กล่าวมาข้างต้น จะสามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหวได้ดังนี้

$$C_s = S_a \frac{I}{R}$$

$$C_s = 0.2996 \times \frac{1.5}{1.5} = 0.2996$$

ทั้งนี้ค่า C_s มีค่าไม่น้อยกว่า 0.01 ตามข้อกำหนดของ มยผ. 1302-52

จากค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองของแรงแผ่นดินไหวและค่าน้ำหนักบรรทุกทุกทั้งหมดของอาคารสามารถคำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวได้จากสมการ $V = C_s W$ โดยค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกนหลักของอาคารทั้งสองทิศทางคำนวณได้ดังนี้

$$\text{แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน } x \quad V_x = 0.2996 \times 9,590 = 2,873.16 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\text{แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน } y \quad V_y = 0.2996 \times 9,590 = 2,873.16 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ทำการกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคารในชั้นต่างๆ ตามวิธีการที่กำหนดไว้ใน มยผ. 1302-52 จะทำให้ได้แรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือนแต่ละชั้นดังแสดงในตารางที่ 4.1-3

ตารางที่ 4.1-3 แรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือนในแต่ละชั้นของอาคารทิศทาง X และ Y

ระดับชั้น	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (W) (กิโลนิวตัน)	ความสูง (h) (เมตร)	Wh (กิโลนิวตัน-เมตร)	แรงกระทำด้านข้าง (F) (กิโลนิวตัน)	แรงเฉือน (V) (กิโลนิวตัน)
หลังคา	1,403	7.65	10,733	987.40	987.40
ชั้น 2	4,103	4.15	17,027	1,566.44	2,553.84
ชั้น 1	4,084	0.85	3,471	319.32	2,873.16
รวม	9,590	-	31,231	2,873.16	

1.4) เกณฑ์ในการประเมินและการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง

สำหรับการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของชิ้นส่วนองค์อาคารต่างๆอาศัยแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง (Strength Design) โดยจะทำการตรวจสอบค่ากำลังที่ต้องการ (Required Strength) ที่ประกอบไปด้วยแรงภายในที่เกิดจากผลของแรงแผ่นดินไหวซึ่งได้รับการลดทอนด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) รวมกับแรงอื่นๆตามที่กำหนดใน มยผ. 1302-52 ว่ามีค่ามากกว่ากำลังที่ออกแบบ (Design Strength) หรือกำลังต้านทานของชิ้นส่วนนั้นหรือไม่ โดยจะพิจารณาจากค่าอัตราส่วนระหว่างแรงภายในที่ต้องการ (Demand) กับกำลังที่ออกแบบหรือกำลังต้านทาน (Capacity) หรือที่เรียกว่า Demand-Capacity Ratio (DCR) ตามที่ระบุในส่วนที่ 5 ของ มยผ.1303-57 ซึ่งหากพบว่าแรงภายในที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานขององค์อาคาร อันเป็นผลให้ค่า DCR มีค่ามากกว่า 1 จะพิจารณาว่าองค์อาคารนั้นไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินและต้องทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

จากวิธีการรวมแรงตาม มยผ. 1302-52 ทำให้สามารถแสดงตัวอย่างการแจกแจงรูปแบบการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลังได้ดังนี้

$$U1101=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1102=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1103=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1104=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1105=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1106=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U1107=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1108=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U1201=0.9(DL+SDL) + 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1202=0.9(DL+SDL) + 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1203=0.9(DL+SDL) - 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1204=0.9(DL+SDL) - 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1205=0.9(DL+SDL) + 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1206=0.9(DL+SDL) + 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U1207=0.9(DL+SDL) - 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1208=0.9(DL+SDL) - 0.3EQx - 1.0EQy$$

โดยที่	DL	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่
	SDL	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม
	LL	=	น้ำหนักบรรทุกจร
	EQx	=	แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน X
	EQy	=	แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y

สำหรับการประเมินความสามารถในการรับแรงแบกทานของฐานราก ผู้ประเมินอาจเลือกใช้การอนุมานค่ากำลังรับน้ำหนักแบบทานของฐานรากตามแนวทางที่ระบุไว้ในหัวข้อ 6.4 ตาม มยพ.1303-57 หรืออาศัยข้อมูลจากการสำรวจทางธรณีวิทยาแบบเฉพาะเจาะจงสำหรับพื้นที่ตั้งอาคารแล้วนำมาคำนวณหาค่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานตามหลักเกณฑ์ที่เหมาะสมทางด้านปฐพีกลศาสตร์ ซึ่งการประเมินในส่วนนี้ผู้ประเมินอาจเลือกใช้รูปแบบการประเมินตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ โดย มยพ. 1302-52 กำหนดวิธีรวมผลของแรงสำหรับการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ดังนี้

$$U1=1.0D + 0.7E$$

$$U2=1.0D + 0.525E + 0.75L$$

$$U3=0.6D + 0.7E$$

เมื่อ	D	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่
	L	=	น้ำหนักบรรทุกจร
	E	=	แรงแผ่นดินไหว

ทั้งนี้จะต้องพิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทางหลักกระทำต่ออาคารร่วมกันด้วยเช่นกันตามที่ระบุในหัวข้อ 2.6.3 ของ มยพ. 1302-52 ซึ่งจะทำให้สามารถแจกแจงรูปแบบของการรวมแรงได้หลายรูปแบบเช่นเดียวกับลักษณะตัวอย่างที่แสดงไว้แล้วข้างต้น

นอกจากรูปแบบการรวมแรงตาม มยพ. 1302-52 ที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ผู้ประเมินควรพิจารณารูปแบบการรวมแรงในรูปแบบอื่นๆเพิ่มเติมตามความเหมาะสมของการใช้งานอาคาร

2) สมบัติของวัสดุในการประเมิน

จากการตรวจสอบข้อมูลและประเมินสภาพอาคารอย่างละเอียดดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยเฉลี่ยของคอนกรีตที่ได้จากการเจาะแก่นคอนกรีตมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุในแบบรายละเอียด ดังนั้นเมื่อพิจารณาในด้านปลอดภัยจึงสมควรที่จะใช้ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จากการเจาะแก่นคอนกรีต ส่วนกำลังของเหล็กเสริมจะอ้างอิงข้อมูลตามที่ระบุในแบบรายละเอียด ดังนั้นค่าคุณสมบัติของวัสดุสำหรับการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 สามารถสรุปได้ดังนี้

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)	= 18.34	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กกลม SR-24 (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-30 (f_y)	= 295	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณ (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$)	= 20,127.86	เมกะปาสกาล

3) แบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้าง

แบบจำลองโครงสร้างสำหรับตัวอย่างนี้จะตั้งอยู่บนสมมติฐานของการยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear Elastic) โดยทำการสร้างแบบจำลองเป็นแบบ 3 มิติดังรูปที่ 4.1-5 ทั้งนี้แบบจำลองสามารถจำลองค่าสตีเฟนและกำลังขององค์อาคารที่มีความสำคัญต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว และสามารถจำลองลักษณะการกระจายของมวลทั่วทั้งอาคารได้อย่างถูกต้อง นอกจากนี้แบบจำลองยังสามารถจำลองสตีเฟนในแนวระนาบของไดอะแฟรมได้ ทั้งนี้ค่าสตีเฟนขององค์อาคารคอนกรีตจะพิจารณาถึงผลของการแตกร้าวที่มีต่อค่าสตีเฟนโดยการประมาณค่าสตีเฟนจากค่าโมเมนต์ประสิทธิผล (I_{eff}) และค่าพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล (A_{eff}) ตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.8.3 ของ มยพ. 1302-52 สำหรับจุดรองรับของอาคารจะพิจารณาให้เป็นแบบฐานยึดแน่น (Fixed Base) โดยไม่พิจารณาความยืดหยุ่นของฐานราก (Foundation Flexibility)

การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับตัวอย่างนี้จะเลือกใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามแนวทางของบทที่ 3 ใน มยพ. 1302-52 โดยคำนวณค่าแรงสถิตเทียบเท่าในรูปของแรงเฉือนที่ฐานอาคารแล้วทำการกระจายแรงไปยังชั้นต่างๆ ดังที่แสดงไว้แล้วข้างต้น จากนั้นทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยกำหนดให้โครงสร้างรับแรงสถิตเชิงเส้นอันเป็นผลจากการรวมแรงสถิตเทียบเท่าเนื่องจากแผ่นดินไหวกับแรงและน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งต่างๆ ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้างและค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในแต่ละชั้น โดยค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ต้องปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (C_d) ให้เป็นค่าการเคลื่อนตัวและการโก่งตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหว สำหรับตัวอย่างนี้พิจารณากำหนดให้ค่า C_d มีค่าเท่ากับค่า R โดยมีค่าเท่ากับ 1.5 ตามหลักการที่กล่าวมาแล้วข้างต้น

4) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 1 เพื่อประเมินความมั่นคงแข็งแรง

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ อันประกอบด้วยค่าคาบการสั่นพื้นฐานในทิศทางแกนหลักของอาคาร ผลการประเมินค่าอัตราส่วนระหว่างแรงภายในที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-Capacity Ratio, DCR) โดยรวม และผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารสามารถสรุปพอสังเขปได้ดังนี้

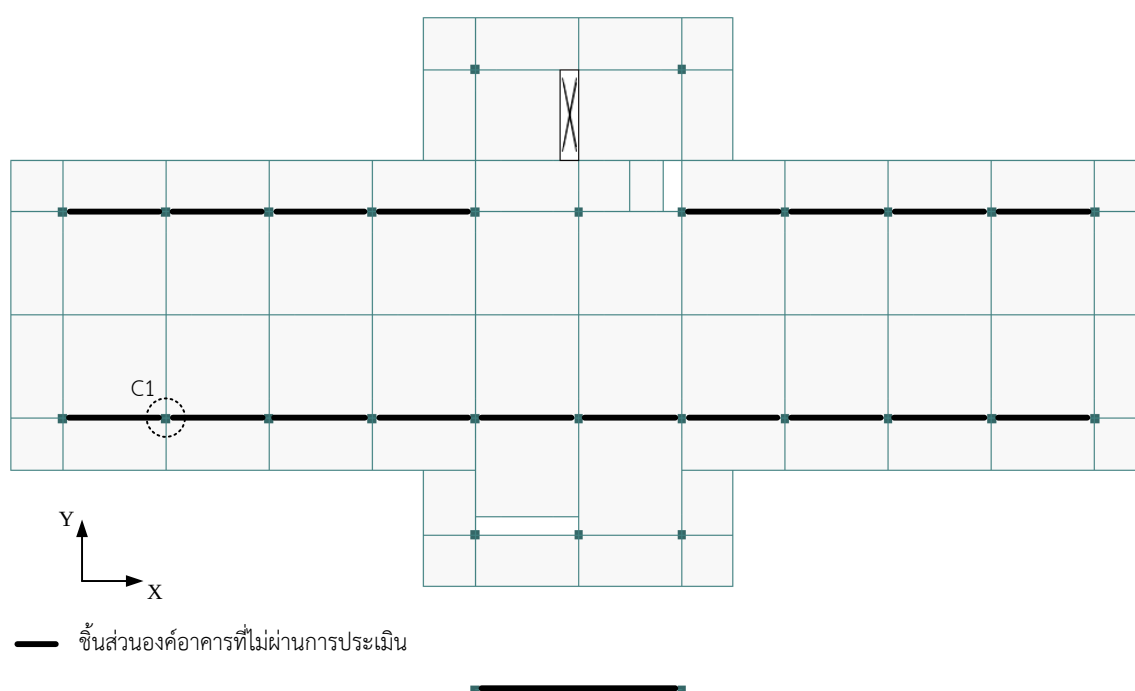
4.1) ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในทิศทางแกนหลักของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

จากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigen Value) ของแบบจำลองโครงสร้างจะได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง x เท่ากับ 0.717 วินาที ส่วนคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง y มีค่าเท่ากับ 0.641 วินาที

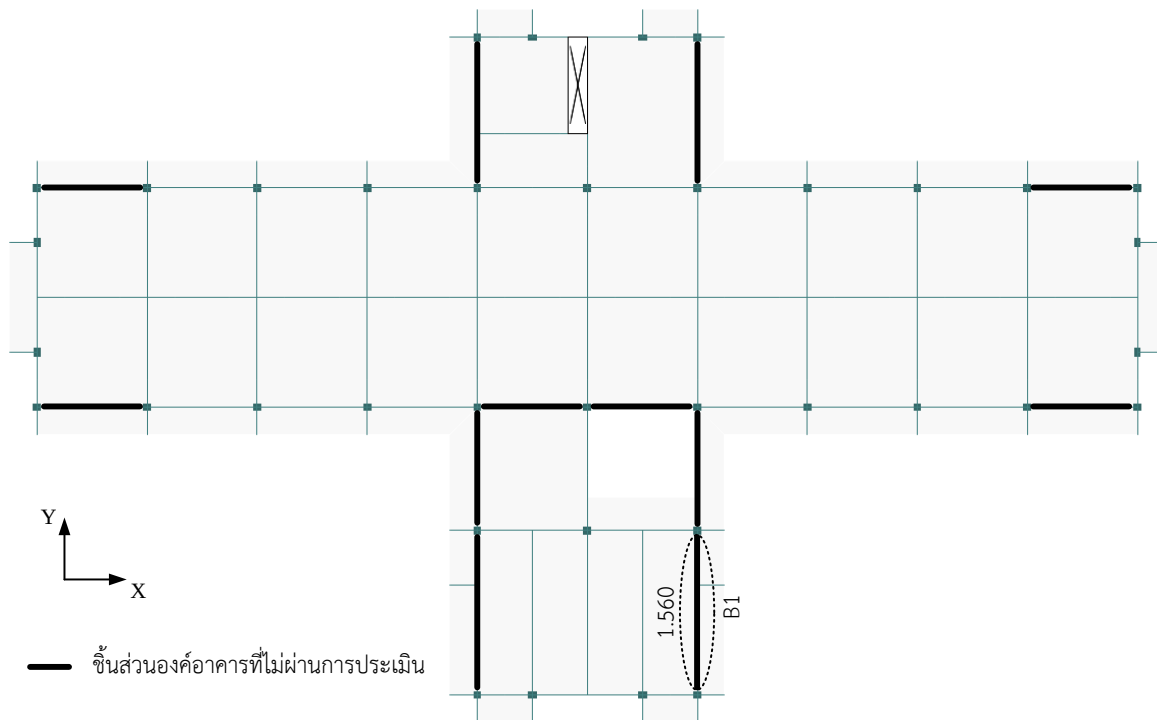
4.2) ผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้มีโครงสร้างรับแรงด้านข้างเป็นรูปแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีเสา คาน และฐานรากเป็นองค์อาคารหลักสำหรับรับแรงทางด้านข้าง แต่เนื่องจากองค์อาคารดังกล่าวไม่ได้รับการออกแบบให้สามารถรับแรงทางด้านข้างอันเนื่องมาจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ดังนั้นในการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังนี้จึงประเมินจากองค์อาคารทั้งสามนี้เป็นหลัก โดยผลการประเมินค่าอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของคานและเสาแสดงได้ดังผังอาคารทั้งสองชั้นและภาพตัดทางยาวตามความสูงของอาคารดังรูปที่ 4.1-7 ถึง รูปที่ 4.1-9 ตามลำดับ เส้นทึบที่แสดง

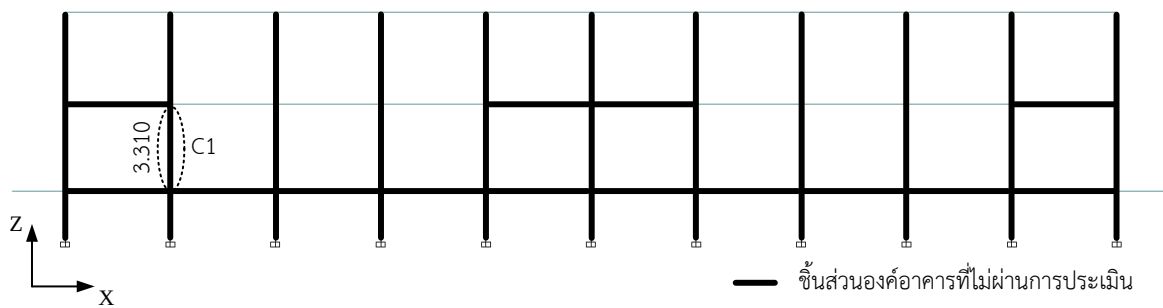
ในรูปทั้งสามหมายถึงองค์อาคารที่ตรวจสอบด้วยการวิเคราะห์โครงสร้างแล้วพบว่าอัตราส่วน DCR มีค่ามากกว่า 1 คือไม่ผ่านการประเมิน และมีแนวโน้มที่จะต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารต่างๆ เหล่านี้ โดยจากรูปที่ 4.1-7 ถึง รูปที่ 4.1-8 พบว่าคานของอาคารทั้งสองชั้นโดยมากผ่านการประเมินมีแนวคานบางแนวที่อาจจำเป็นต้องการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ส่วนรูปที่ 4.1-9 แสดงให้เห็นว่าเสาของอาคารทั้งหมดไม่สามารถรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้และมีความจำเป็นต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรง สำหรับผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 แสดงได้ดังรูปที่ 4.1-10 จากรูปแสดงให้เห็นว่าฐานรากโดยรวมสามารถรับภาระจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่เพิ่มขึ้นได้ ส่วนฐานรากที่อยู่บริเวณขอบทั้งสองด้านซึ่งได้รับการกรอบด้วยเส้นทึบดังแสดงในรูปที่ 4.1-10 ไม่ผ่านการประเมินและต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรง ทั้งนี้ตัวอย่างรายละเอียดการประเมินชิ้นส่วนเสา คาน และฐานรากจะกล่าวถึงในลำดับถัดไป



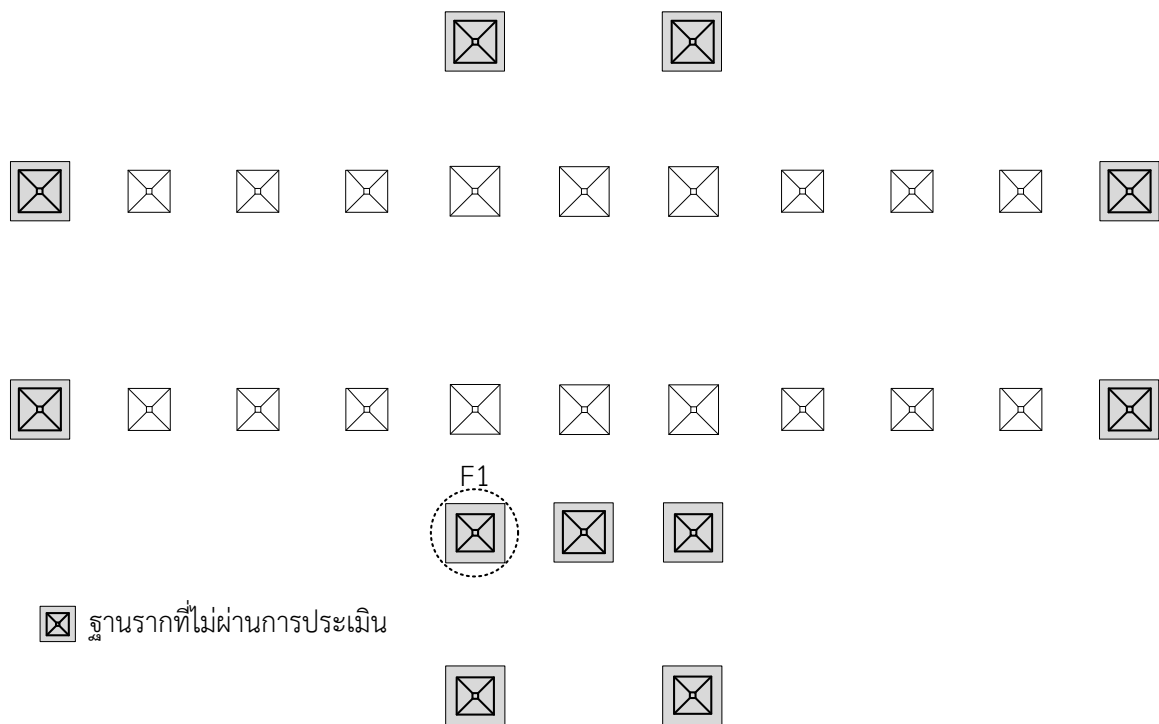
รูปที่ 4.1-7 ภาพผังแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 1 ตามค่า DCR



รูปที่ 4.1-8 ภาพผังแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 2 ตามค่า DCR



รูปที่ 4.1-9 ภาพตัดทางยาวตามความสูงอาคารแสดงผลการประเมินเสาและคานตามค่า DCR



รูปที่ 4.1-10 ภาพผังแสดงผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของฐานราก

4.3) ผลการประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารต้นแบบหลังที่ 1

การประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์จะพิจารณาตามเกณฑ์ที่ระบุไว้ในหัวข้อ 2.11.1 ตามมยพ. 1302-52 โดยค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (Δ_a) สำหรับกรณีนี้คือ $0.015h_{sx}$ เมื่อ h_{sx} หมายถึงความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นชั้นที่ x เมื่อนำผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์มาทำการหาการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มีการปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (C_d) ซึ่งสำหรับกรณีนี้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 1.5 ตามแนวทางที่ระบุไว้ในข้อ 3.7 ของ มยพ. 1302-52 จะทำให้ได้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับการประเมินอาคารต้นแบบหลังที่ 1 เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้สำหรับกรณีการรับแรงแผ่นดินไหวทั้งสองทิศทางดังตารางที่ 4.1-4 ถึง ตารางที่ 4.1-5 และรูปที่ 4.1-11 ถึง รูปที่ 4.1-12

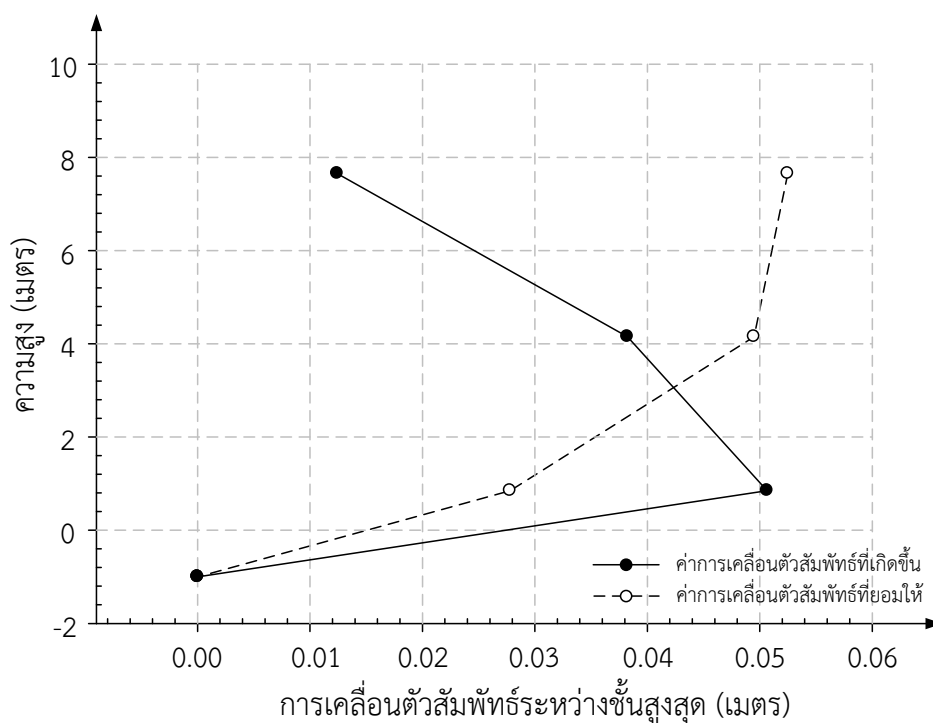
ตารางที่ 4.1-4 และรูปที่ 4.1-11 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่มีแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้ง 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจากการรวมแรงในปริมาณร้อยละ 100 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน x กับแรงในปริมาณร้อยละ 30 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y จากตารางและรูปดังกล่าวจะเห็นว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดสำหรับชั้นที่ 1 มีค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้

ในทำนองเดียวกัน ตารางที่ 4.1-5 และรูปที่ 4.1-12 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่มีแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทาง โดยเป็นผลจากการรวมแรงในปริมาณร้อยละ 100 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y กับแรงในปริมาณร้อยละ 30 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน x จากตารางและรูปดังกล่าวพบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดสำหรับชั้นที่ 1 มีค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่กล่าวมาข้างต้นจะเห็นว่าอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้ไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ดังนั้นจึงควรที่ต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้โดยค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ต้องไม่เกินเกณฑ์ที่กำหนด

ตารางที่ 4.1-4 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X รวมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

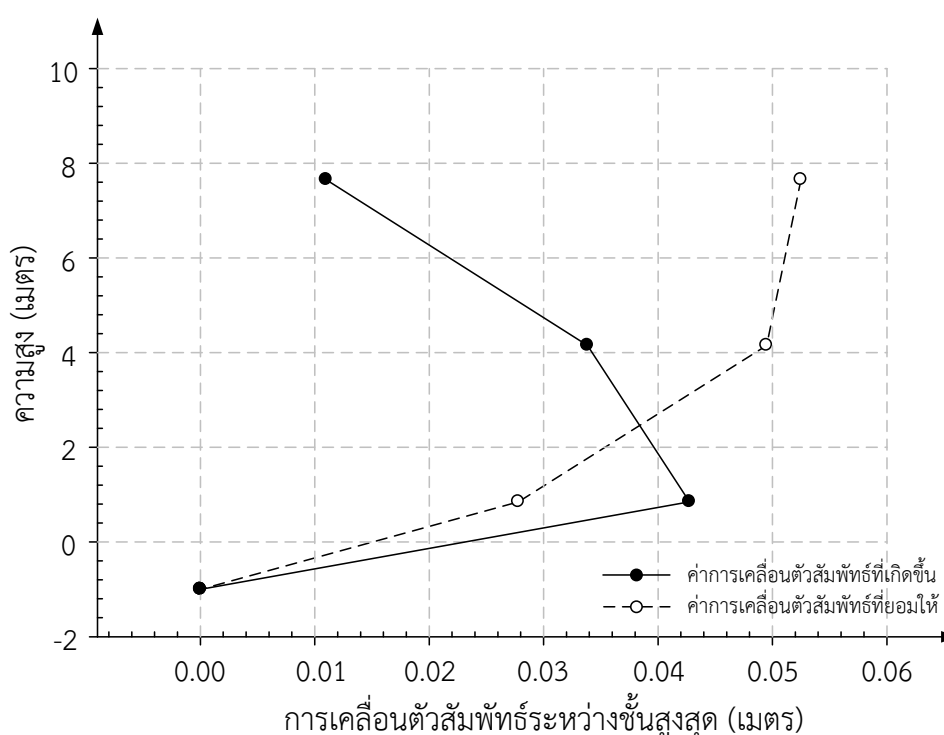
ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		ประเมิน	$\Delta_a = 0.015h_{sx}$
หลังคา	7.65	0.0142	0.0525
ชั้น 2	4.15	0.0437	0.0495
ชั้น 1	0.85	0.0579	0.0278
ฐานราก	-1	0	0.0000



รูปที่ 4.1-11 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X รวมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

ตารางที่ 4.1-5 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		ประเมิน	$\Delta_a = 0.015h_{sx}$
หลังคา	7.65	0.0110	0.0525
ชั้น 2	4.15	0.0338	0.0495
ชั้น 1	0.85	0.0427	0.0278
ฐานราก	-1	0	0.0000



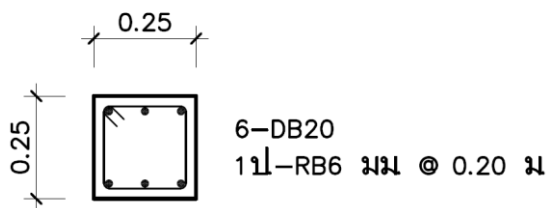
รูปที่ 4.1-12 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

5) ตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงเชิงรับของโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 1

จากผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 ที่แสดงดังรูปที่ 4.1-7 ถึง รูปที่ 4.1-10 แสดงให้เห็นว่าอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้ต้องการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับเสา คาน และฐาน โดยหัวข้อนี้จะแสดงตัวอย่างการประเมินชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 1 อันได้แก่ เสา คาน และฐาน ทั้งนี้เสา C1 คาน B1 และฐาน F1 ที่เลือกนำมาแสดงเป็นตัวอย่างจะอยู่ในตำแหน่งที่ระบุไว้ในผังและรูปตัดดังแสดงในรูปที่ 4.1-7 ถึง รูปที่ 4.1-10 การประเมินกำลังต้านทานชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะพิจารณาตามแนวทางการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีกำลัง [18] ส่วนการประเมินกำลังต้านทานของฐานรากจะพิจารณาตามแนวทางของวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้

5.1) การประเมินเสาด้อย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 1

ตัวอย่างเสา C1 ที่เลือกนำมาใช้เป็นตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของเสามีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.1-13 โดยตำแหน่งของเสา C1 แสดงไว้ดังรูปที่ 4.1-7 และ รูปที่ 4.1-9



รูปที่ 4.1-13 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดเสาด้อย่าง C1

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงภายในที่เกิดขึ้นของเสาด้านนี้สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรूपได้ดังนี้

แรงอัดตามแนวแกนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (P_G) = -320.75 กิโลนิวตัน (แรงอัด)

แรงอัดตามแนวแกนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว (P_E) = 36.24 กิโลนิวตัน (ดึง/อัด)

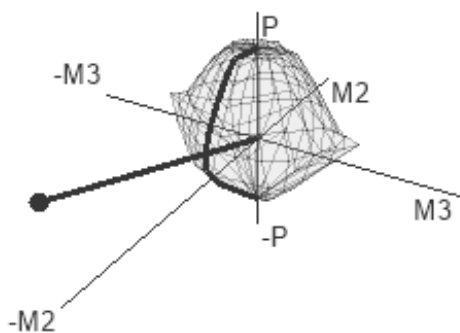
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux}) = -26.31 กิโลนิวตัน-เมตร

โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_{uy}) = -117.89 กิโลนิวตัน-เมตร

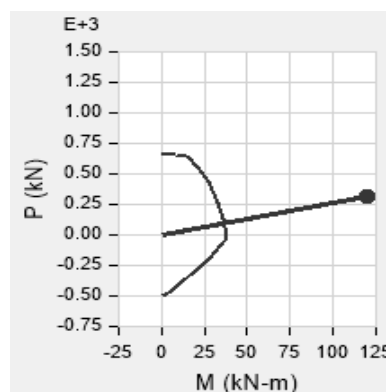
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux}) = 75.63 กิโลนิวตัน

แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy}) = 55.26 กิโลนิวตัน

จากหน้าตัดเสา C1 ตามรูปที่ 4.1-13 นำมาหาค่ากำลังต้านทานของชิ้นส่วนเสาโดยอาศัยแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาด้อย่าง (Interaction Diagram) โดยอาจแสดงได้ในรูปแบบของพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ที่เป็นมุมมอมง 3 มิติดังรูปที่ 4.1-14 หรืออาจพิจารณาในรูปแบบของระนาบปฏิสัมพันธ์ที่เป็นมุมมอมง 2 มิติดังรูปที่ 4.1-15 เมื่อขนาดของแรงภายในที่ต้องการมีค่าอยู่ภายนอกพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ หรือมีค่าอยู่นอกเส้นขอบเขตของระนาบปฏิสัมพันธ์จะเป็นการบ่งชี้ว่าค่า DCR มีค่ามากกว่า 1 ซึ่งหมายความว่าเสาด้านนี้ไม่ผ่านเกณฑ์การประเมิน ในปัจจุบันโปรแกรมสำเร็จรูปที่ช่วยในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างสามารถคำนวณวิเคราะห์หาค่า DCR ของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำในรูปแบบต่างๆ ได้



รูปที่ 4.1-14 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาด้อย่าง



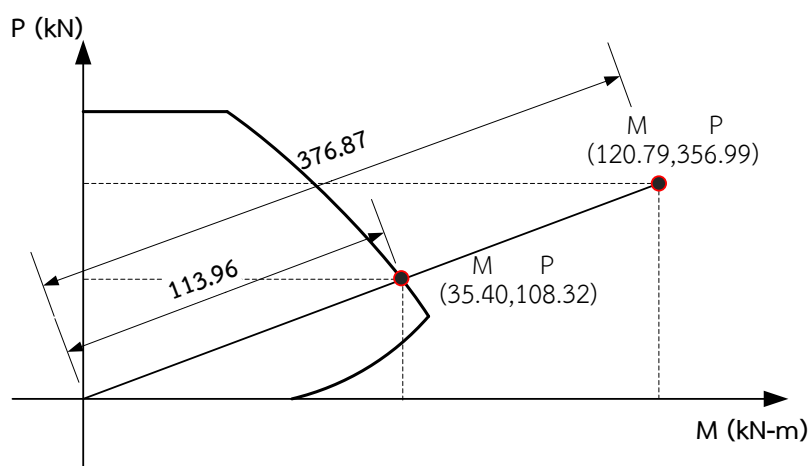
รูปที่ 4.1-15 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาด้อย่าง

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

เพื่อให้เกิดความเข้าใจมากยิ่งขึ้นจึงขอยกตัวอย่างการประมาณค่า DCR โดยอาศัยภาพระนาบปฏิสัมพันธ์ของเสาตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 4.1-16 ซึ่งเมื่อทำการรวมโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานทั้งสองแกนแล้วจะได้โมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานรวมเท่ากับ 120.79 kN-m คู่กับค่าแรงตามแนวแกนที่ต้องต้านทานเท่ากับ 356.99 kN ส่วนค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดจากรูปที่ 4.1-16 แสดงให้เห็นว่ามีค่าสูงสุดตรงเส้นขอบของเส้นกราฟปฏิสัมพันธ์อันตรงกับค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดเท่ากับ 35.40 kN-m คู่กับค่ากำลังต้านทานแรงตามแนวแกนซึ่งเท่ากับ 108.32 kN ดังนั้นจากพิกัดทั้งสองจุดนี้ทำให้สามารถประมาณค่า DCR ของเสาตัวอย่างต้นนี้ได้ดังนี้

$$DCR = \frac{Demand}{Capacity} = \frac{376.87}{113.96} = 3.31$$

จากค่า DCR ที่คำนวณได้มีค่าเท่ากับ 3.31 ซึ่งมีค่ามากกว่า 1 ดังนั้นเสาดังนี้จึงไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน



รูปที่ 4.1-16 การประมาณค่า DCR จากกราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัด

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาผู้ประเมินอาจพิจารณาใช้สมการที่ 7.3-1 ซึ่ง มยผ. 1303-57 ได้แนะนำไว้หรืออาจใช้สมการกำลังรับแรงเฉือนที่กำหนดในมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก (ACI 318) ได้เช่นเดียวกัน ทั้งนี้สำหรับตัวอย่างการประเมินเสาดังนี้จะทำการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนตามสมการที่ระบุไว้ใน ACI 318 ดังนี้

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{18.34} \times 0.25 \times 0.21 \times 1000 \\ &= 38.22 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กปลอกที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 0.6^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 235 \times 0.21 \times 1000}{0.20} \\ &= 13.95 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนที่หน้าตัดเสารับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 38.22 + 13.95 \\ &= 52.17 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับการประเมินกำลังที่ออกแบบของหน้าตัดในการรับแรงเฉือนจะพิจารณาให้มีกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการรับแรงเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85 ตาม มพย. 1301-54 ข้อ 4.5.1 ต้องมีค่ามากกว่าแรงเฉือนต้องการที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดนั่นคือ $\phi V_n \geq V_u$

$$\phi V_{nx} = 0.85 \times 52.17 = 44.34 \text{ กิโลนิวตัน} < V_{ux} = 75.63 \text{ กิโลนิวตัน}$$

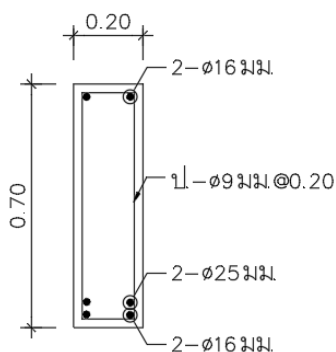
$$\phi V_{ny} = 0.85 \times 52.17 = 44.34 \text{ กิโลนิวตัน} < V_{uy} = 55.26 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ ของเสาตัวอย่างนี้มีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ดังนั้นเสาตัวอย่างนี้จึงไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

ทั้งนี้สำหรับการตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนตาม มพย.1301-54 ข้อ 4.2 ในกรณีตัวอย่างนี้ไม่จำเป็นต้องทำการประเมินเนื่องจากเสาดังนี้ไม่สามารถรับแรงเฉือนอันเกิดจากแรงแผ่นดินไหวตามระดับที่กำหนดไว้ตาม มพย.1303-57 ในกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนของเสาสามารถรับแรงเฉือนจากการวิเคราะห์โครงสร้างที่รับแรงแผ่นดินไหวตาม มพย.1303-57 ได้นั้นผู้ประเมินควรตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดตามข้อ 4.2 ใน มพย. 1301-54 เพิ่มเติมดังจะแสดงรายละเอียดในส่วนของการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงต่อไป

5.2) การประเมินคานตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 1

คานตัวอย่าง B1 ที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างแสดงการประเมินความมั่นคงแข็งแรง มีขนาด และรายละเอียดการเสริมดังรูปที่ 4.1-17 โดยมีตำแหน่งระบุไว้ในผังอาคารชั้นที่ 2 ดังแสดงในรูปที่ 4.1-8

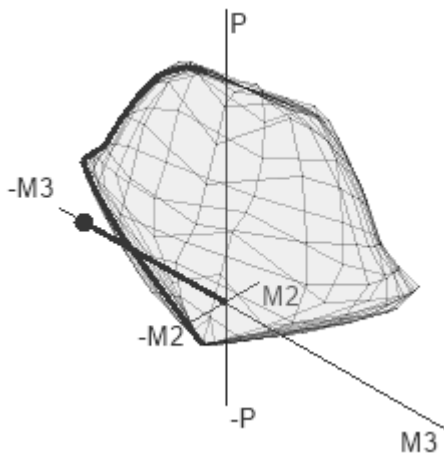


รูปที่ 4.1-17 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่าง B1

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นภายในชิ้นส่วนคานตัวอย่าง B1 นี้สำหรับกรณีวิกฤติที่สุดซึ่งเป็นผลจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรุปรุได้ดังนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P_u)	=	0	กิโลนิวตัน
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux})	=	-203.51	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	188.58	กิโลนิวตัน

ในทำนองเดียวกันกับการประเมินค่ากำลังต้านทานของเสาดังได้กล่าวมาแล้ว จากหน้าตัดและการเสริมเหล็กของคาน B1 ตามรูปที่ 4.1-17 จะสามารถสร้างแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง (Interaction Diagram) ได้ดังรูปที่ 4.1-18 และ รูปที่ 4.1-19 จากรูปจะเห็นว่า พิกัดของแรงภายในที่เกิดขึ้นภายในคานตัวอย่างอยู่ภายนอกพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ เมื่อทำการคำนวณค่า DCR ตามแนวทางที่เสนอแล้วในหัวข้อการประเมินเสาด้อย่างอาคารต้นแบบหลังที่หนึ่งพบว่าค่า DCR สำหรับคานตัวอย่างนี้มีค่าเท่ากับ 1.560 ดังนั้นคานต้นนี้จึงไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน



รูปที่ 4.1-18 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน

แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง

เมื่อพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของคานพบว่ากำลังรับแรงเฉือนจากคอนกรีตของหน้าตัดคานตัวอย่างคำนวณได้ดังนี้

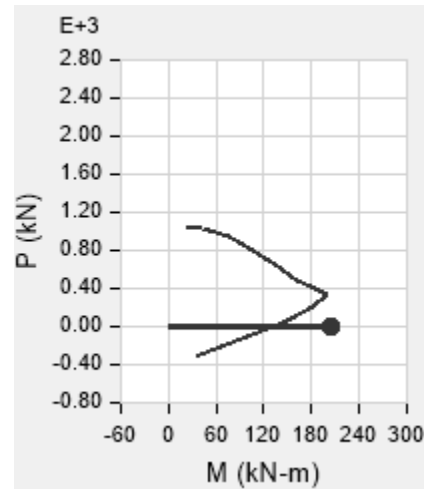
$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times \sqrt{18.34} \times 0.20 \times 0.664 \times 1000 \\ &= 96.68 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังรับแรงเฉือนจากเหล็กดัด (Stirrup) ของหน้าตัดคานตัวอย่างคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 0.9^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 235 \times 0.664 \times 1000}{0.20} \\ &= 99.27 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนทั้งหมดของหน้าตัดคานเมื่อรวมกำลังรับแรงเฉือนจากคอนกรีตและเหล็กดัดจะมีค่าดังนี้

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 96.68 + 99.27 \\ &= 195.95 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$



รูปที่ 4.1-19 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน

แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง

สำหรับการประเมินกำลังที่ออกแบบของหน้าตัดในการรับแรงเฉือนจะพิจารณาให้มีกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการรับแรงเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85 ตาม มพย. 1301-54 ข้อ 4.5.1 ต้องมีค่ามากกว่ากำลังที่ต้องการที่เป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดนั้นคือ $\phi V_n \geq V_u$

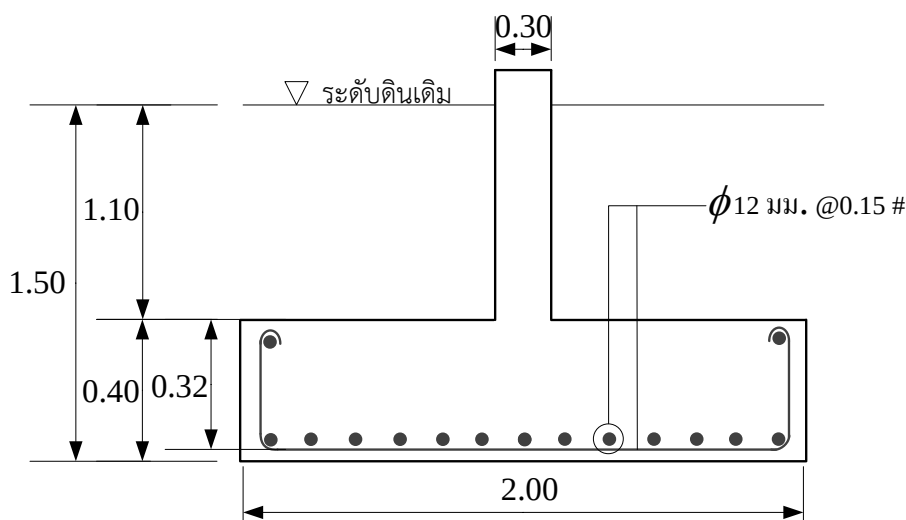
$$\phi V_n = 0.85 \times 195.95$$

$$= 166.56 \text{ กิโลนิวตัน} < V_{uy} = 188.58 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ ของคานตัวอย่างนี้มีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ดังนั้นคานตัวอย่างนี้จึงไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

5.3) การประเมินฐานรากตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 1

ตัวอย่างฐาน F1 ที่เลือกนำมาใช้เป็นตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากมีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.1-20 โดยตำแหน่งของฐาน F1 แสดงไว้ดังรูปที่ 4.1-10



รูปที่ 4.1-20 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดฐานตัวอย่าง F1

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่กระทำกับฐานสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง ซึ่งจะนำไปใช้สำหรับประเมินกำลังต้านทานของฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก สรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกบนฐานราก (P_u)	=	597.12	กิโลนิวตัน
โมเมนต์รอบแกน X (M_{ux})	=	127.93	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์รอบแกน Y (M_{uy})	=	-160.49	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	=	-231.49	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	-146.38	กิโลนิวตัน

การประเมินกำลังที่ออกแบบหรือกำลังต้านทานฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก จะประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนเจาะ (Punching Shear) กำลังต้านทานแรงเฉือนคาน และประเมินกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด ซึ่งจากผลของแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด 2 ทิศทาง ส่งผลให้แรงดันดินประลัยได้ฐานมีความไม่สม่ำเสมอ แต่เพื่อ

ทำให้ง่ายต่อการประเมินแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด จึงให้แรงดันดินที่จะกระทำต่อฐานราก เป็นแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นและกำหนดให้มีความสม่ำเสมอตลอดฐานรากโดย $q_u = 149.28$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ทั้งนี้ผู้ประเมินอาจเลือกใช้ลักษณะแรงดันดินที่กระทำกับฐานรากในแนวทางอื่นได้ซึ่งขึ้นอยู่กับวิจารณญาณของผู้ประเมิน

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนทะเลที่หน้าตัดวิกฤตของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} b_o d$$

โดยที่ b_o คือ ความยาวเส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตที่อยู่ห่างจากขอบของเสา เท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผลของฐานมีค่าเท่ากับ 2.48 เมตร

d คือ ความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 0.32 เมตร

$$V_c = 0.34 \sqrt{18.34} \times 2.48 \times 0.32 \times 1000 = 1,155.53 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,155.53 = 982.20 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนเจาะคำนวณได้โดยพิจารณาผลการคำนวณหน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นมีความไม่สม่ำเสมอเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัด 2 ทิศทาง แต่เพื่อให้ง่ายต่อการประเมินแรงเฉือน ผู้ประเมินจึงใช้หน่วยแรงดันดินที่คูณแฟกเตอร์น้ำหนักบรรทุกแล้วสูงสุดที่เกิดขึ้นและกำหนดให้แรงกระจายอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ 149.28 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ดังนั้นแรงเฉือนที่ต้องการจะมีค่าเท่ากับ

$$V_u = 149.28 \times [(2.00 \times 2.00) - (0.62 \times 0.62)] = 539.74 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

การประเมินแรงเฉือนเจาะของฐานตัวนี้มีกำลังต้านทานหรือกำลังที่ออกแบบแรงเฉือนเจาะ มากกว่าแรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤต $\phi V_c > V_u$ จึงผ่านการประเมินแรงเฉือนเจาะ

สำหรับการประเมินกำลังเฉือนออกแบบแบบคานที่หน้าตัดวิกฤตของฐานสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d$$

โดยที่ d คือ ความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 0.32 เมตร

b คือ ความยาวของฐานรากเท่ากับ 2.00 เมตร

$$V_c = 0.17 \sqrt{18.34} \times 2.00 \times 0.32 \times 1000 = 465.94 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 465.94 = 396.05 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนแบบคานสามารถคำนวณได้ดังนี้ โดยพิจารณาผลการคำนวณหน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นมีความไม่สม่ำเสมอเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัด 2 ทิศทาง แต่เพื่อให้ง่ายต่อการประเมินแรงเฉือน ผู้ประเมินจึงใช้หน่วยแรงดันดินประลัยสูงสุดที่เกิดขึ้นและกำหนดให้แรงกระจายอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ 149.28 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ที่ระยะ $d = 1.00 - 0.15 - 0.32 = 0.53$ เมตร

$$V_u = 149.28 \times 0.53 \times 2.00 = 158.24 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นการประเมินแรงเฉือนที่ออกแบบแบบคานของฐานตัวนี้มีกำลังต้านทานแรงเฉือน มากกว่าแรงเฉือนที่ต้องการเกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤต $\phi V_c > V_u$ จึงผ่านการประเมินแรงเฉือนแบบคาน

สำหรับการประเมินปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดของฐานราก โดยหน้าตัดวิกฤตสำหรับการดัดอยู่ที่ผิวเสาต่อม่อจนถึงขอบนอกของฐานราก เพื่อให้ง่ายต่อการประเมิน ผู้ประเมินจึงใช้หน่วยแรงดันดินที่คูณแฟกเตอร์น้ำหนักบรรทุกแล้วสูงสุดที่เกิดขึ้นและกำหนดให้แรงกระจายอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 149.28 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร โดยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$M_u = 149.28 \times 2.00 \times 0.85^2 / 2 = 107.85 \quad \text{กิโลนิวตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{107.85 \times 100}{0.9 \times 200 \times 32^2} = 0.059 \quad \text{กิโลนิวตันต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 18.3}{295} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.059}{0.85 \times 18.3 / 10}} \right) = 0.0020$$

ดังนั้นปริมาณเหล็กเสริมที่หน้าตัดของฐานรากต้องการมีค่าเท่ากับ

$$A_s = 0.0020 \times 200 \times 32 = 12.8 \quad \text{ตารางเซนติเมตร}$$

จากรูปที่ 4.1-20 ปริมาณเหล็กเสริมในฐานรากมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. @ 0.15 จำนวน 13 เส้น ซึ่งคำนวณพื้นที่หน้าตัดได้ดังนี้

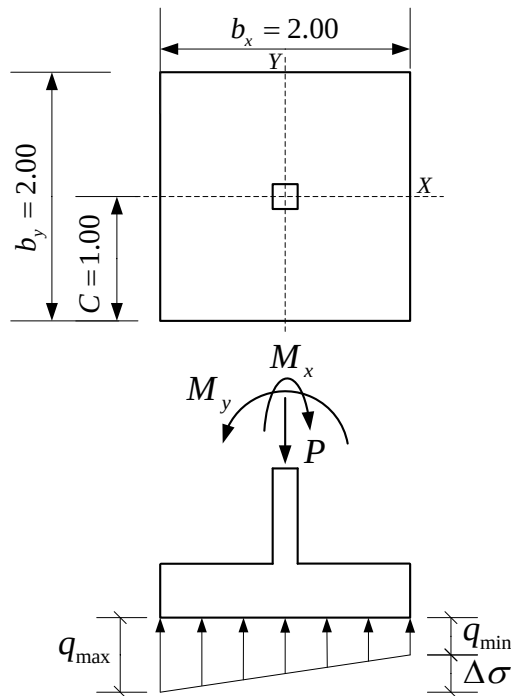
$$A_s = 13 \times 1.131 = 14.703 \quad \text{ตารางเซนติเมตร} > 12.8 \text{ ตารางเซนติเมตร}$$

จากผลการประเมินเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดของฐานรากด้วยวิธีนี้มีปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ จึงผ่านการประเมินรับโมเมนต์ดัด

สำหรับการประเมินกำลังรับแรงแบกทาน และกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้าง (Passive Earth Pressure) เลือกใช้แรงที่กระทำกับฐานสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design) ซึ่งสรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกบนฐานราก (P)	=	413.96	กิโลนิวตัน
โมเมนต์รอบแกน X (M_x)	=	89.18	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์รอบแกน Y (M_y)	=	-112.13	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_x)	=	-161.69	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_y)	=	102.53	กิโลนิวตัน

การประเมินกำลังรับแรงแบกทานของดิน ฐานราก F1 เป็นฐานรากแผ่ทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 2.00 เมตร โดยที่แรงดันดินใต้ฐานรากอันเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ดัดที่กระทำกับฐานรากมีการกระจายดังรูปที่ 4.1-21 ทั้งนี้ชั้นดินมีน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้ (q_{allow}) เท่ากับ 85.31 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



รูปที่ 4.1-21 ขนาดฐานรากและลักษณะแรงดันดินกระทำกับฐานรากตัวอย่าง

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างเลือกใช้น้ำหนักบรรทุกกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ ซึ่งมีแรงในแนวดิ่งและเกิดโมเมนต์ดัดทั้งสองทิศทาง แสดงรายละเอียดดังรูปที่ 4.1-21 ซึ่งคำนวณหาแรงดันดินที่เกิดขึ้นใต้ฐานรากได้ดังนี้

$$\left(q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x C}{I_x} \pm \frac{M_y C}{I_y} \right)$$

โดยที่ C คือ ระยะจากแกนสะเทินถึงริมฐานราก

I_x, I_y คือ โมเมนต์ความเฉื่อยรอบแกน x และ y

เมื่อนำแรงภายในที่กล่าวมาแล้วข้างต้นอันเกิดขึ้นจากการวิเคราะห์ภายใต้การรวมแรงตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (หัวข้อที่ 1.4) จะสามารถคำนวณหน่วยแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นซึ่งจะต้องมีค่าไม่มากกว่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\left(q = \frac{413.96}{2 \times 2} + \frac{89.18 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} + \frac{112.13 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} \right) = 254.47 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

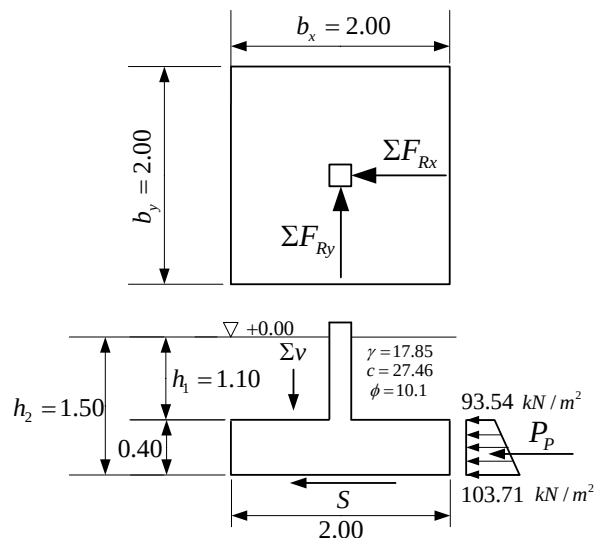
$$\left(q = \frac{413.96}{2 \times 2} + \frac{89.18 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} - \frac{112.13 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} \right) = 86.28 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

$$\left(q = \frac{413.96}{2 \times 2} - \frac{89.18 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} + \frac{112.13 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} \right) = 120.70 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

$$\left(q = \frac{413.96}{2 \times 2} - \frac{89.18 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} - \frac{112.13 \times 1}{2 \times 2^3 / 12} \right) = -47.49 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

จากผลการประเมินฐานรากตัวอย่าง F1 มีหน่วยแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ $254.47 > 85.31$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จึงไม่ผ่านเกณฑ์ประเมินกำลังรับแรงแบกทาน

การประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างของฐานตัวอย่าง F1 ที่เป็นฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 2.00 เมตร หนา 0.40 เมตร ลึกลงผิวดิน 1.10 เมตร สมบัติดินใต้ฐานรากมีดังนี้ ความเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน (c) มีค่าเท่ากับ 27.46 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน (γ) มีค่าเท่ากับ 17.85 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร มุมเสียดทานภายใน (ϕ) มีค่าเท่ากับ 10.1 องศา และอัตราส่วนปลอดภัยกรณีลื่นไถลใช้เท่ากับ 1.5 โดยฐานรากแผ่มีการกระจายของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 4.1-22



รูปที่ 4.1-22 ขนาดฐานรากและลักษณะแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ

สำหรับการหาแรงดันดินทางด้านข้างจะอาศัยทฤษฎีของ (Rankine's Theory) และอ้างอิงจาก [19] โดยที่สถานะแรงดันดินแบบพาสซีฟสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$P_p = K_p \gamma h + 2c \sqrt{K_p}$$

จากข้อมูลรูปที่ 4.1-22 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟได้ดังนี้

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{โดยที่ } K_p \text{ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ} \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{10.1}{2} \right) \\ &= 1.425 \end{aligned}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_1 = 1.10$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.425 \times 17.85 \times 1.10) + (2 \times 27.46 \times \sqrt{1.425}) = 93.54 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_2 = 1.50$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.425 \times 17.85 \times 1.50) + (2 \times 27.46 \times \sqrt{1.425}) = 103.71 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้นสามารถคำนวณกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟที่กระทำกับฐานรากทั้ง 2 แกน ได้ดังนี้

$$P_{px} = \frac{1}{2} (93.54 + 103.71) (0.40) (2.00) = 78.90 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$P_{py} = \frac{1}{2} (93.54 + 103.71) (0.40) (2.00) = 78.90 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

คำนวณแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากได้ดังนี้

$$S = (\Sigma v) \tan \delta + Bc'$$

โดยที่ Σv คือ ผลรวมแรงในแนวดิ่งที่ลงมาที่ฐาน

δ คือ $2/3$ ของค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ

c' คือ $2/3$ ของความเชื่อมั่นแน่นของเม็ดดิน c

B คือ พื้นที่ของฐานราก

น้ำหนักดินที่ลงฐานรากคำนวณได้ $17.85 \times 1.10 \times 2.00 \times 2.00 = 78.54$ กิโลนิวตัน

น้ำหนักบรรทุกฐานคอนกรีตคำนวณได้ $23.54 \times 0.40 \times 2.00 \times 2.00 = 37.66$ กิโลนิวตัน

น้ำหนักบรรทุกทุกบนฐานราก 413.96 กิโลนิวตัน

ผลรวมแรงแนวดิ่งที่ลงมาที่ฐานคำนวณได้ $(\Sigma v) = 78.54 + 37.66 + 413.96 = 530.16$ กิโลนิวตัน

$$(\Sigma v) \tan \delta = 530.16 \tan \left(\frac{2 \times 10.1}{3} \right) = 62.59 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$Bc' = 2.00 \times 2.00 \times \frac{2 \times 27.46}{3} = 73.23 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นผลของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากสามารถคำนวณได้

$$S = 62.59 + 73.23 = 135.82 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

กำลังต้านทานด้านข้างของฐานราก (ΣF_R) ซึ่งเกิดจากผลรวมของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (S)

และกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) ตามสมการดังนี้

$$\Sigma F_R = S + P_p$$

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\Sigma F_{Rx} = S + P_{px} = 135.82 + 78.90 = 214.72 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\Sigma F_{Ry} = S + P_{py} = 135.82 + 78.90 = 214.72 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างของฐานราก แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x มีค่าเท่ากับ 161.69 กิโลนิวตัน แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน y มีค่าเท่ากับ 102.53 กิโลนิวตัน และกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากรับได้ 214.72 กิโลนิวตัน สำหรับอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลกำหนดให้ไม่น้อยกว่า 1.5 เมื่อนำกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากรับได้หารด้วยแรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x และ แนวแกน y สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$FS_{(Sliding)x} = \frac{214.72}{161.69} = 1.32 < 1.5$$

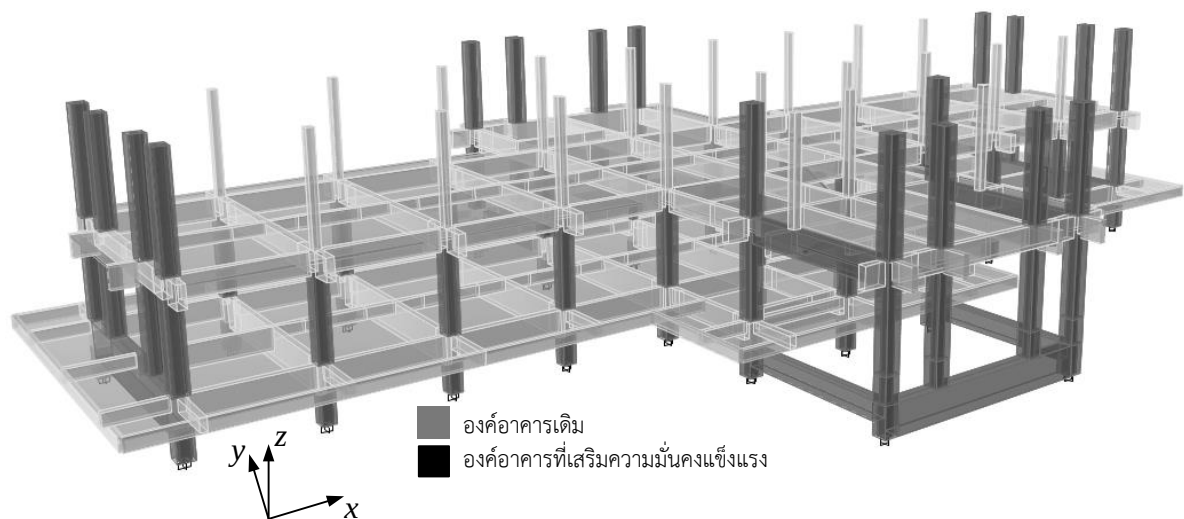
$$FS_{(Sliding)y} = \frac{214.72}{102.53} = 2.09 > 1.5$$

ดังนั้นฐานรากตัวอย่าง F1 นี้ จึงไม่ผ่านการประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟในทิศทางแกน x เนื่องจากมีอัตราส่วนปลอดภัยน้อยกว่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมให้

4.1.6 การคำนวณออกแบบเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 1

1) แนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 1

จากผลการวิเคราะห์ประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 ต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวตามที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น จะเห็นว่าองค์อาคารหลักในการรับแรงทางด้านข้างของโครงสร้างโดยมากมีกำลังที่ออกแบบหรือกำลังต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวไม่เพียงพอ ประกอบกับการเคลื่อนตัวของอาคารมีค่ามากเกินไปเกินกว่าที่กำหนดไว้ ดังนั้นอาคารต้นแบบหลังที่ 1 นี้ จึงต้องได้รับการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ทั้งนี้เนื่องจากอาคารต้นแบบหลังที่ 1 เป็นอาคารขนาดกลางและมีจำนวนชั้นเพียง 2 ชั้น ดังนั้นการเสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยการเสริมกำลังโดยรวมของทั้งอาคารอันได้แก่การเสริมกำแพงรับแรงเฉือน หรือการค้ำยันอาคารด้วยโครงสร้างเหล็กจึงอาจยังไม่มีมีความจำเป็น ดังนั้นการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังนี้จึงพิจารณาเลือกการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่องค์อาคารเดิมเฉพาะที่ ร่วมกับการเสริมความแข็งแรงให้กับฐานรากดิน โดยทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับเสา คาน และฐานของอาคารด้วยการพอกโครงสร้างที่มีอยู่เดิมด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กตาม มยผ.1303-57 โดยความหนาของคอนกรีตใหม่ที่นำมาพอกทับชั้นเหล็กเสริมต้องไม่น้อยกว่า 100 มิลลิเมตรสำหรับการพอกหล่อในที่และไม่น้อยกว่า 40 มิลลิเมตรสำหรับการพอกด้วยวิธีการพ่น ส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กยื่นของเหล็กเสริมควรอยู่ระหว่าง 0.01 ถึง 0.04 ของพื้นที่ทั้งหมดที่พอก และเหล็กปลอกที่ใช้ต้องมีขนาดผ่านศูนย์กลาง 9 มิลลิเมตรขึ้นไปหรือหนึ่งในสามของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่นที่ใหญ่ที่สุดของหน้าตัดเสา ทั้งนี้สำหรับอาคารอื่นผู้ประเมินอาจเลือกวิธีการเสริมความมั่นคงในรูปแบบอื่นๆได้ เช่น การหุ้มด้วยบล็อกเหล็ก การหุ้มด้วยวัสดุเชิงประกอบ การติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือน โดยหลักเกณฑ์และแนวทางสามารถดำเนินการได้ตามคำแนะนำใน มยผ. 1303-57 แต่เนื่องจากผลการวิเคราะห์ประเมินอาคารต้นแบบหลังที่ 1 แสดงให้เห็นว่าองค์อาคารที่ทำหน้าที่รับแรงทางด้านข้างมีกำลังต้านทานต่ำกว่าแรงภายในที่จำเป็นต้องรับเป็นอย่างมาก ดังนั้นการเสริมกำลังด้วยการหุ้มด้วยบล็อกเหล็กหรือการหุ้มด้วยวัสดุเชิงประกอบจึงมีแนวโน้มที่จะไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ด้วยเหตุนี้การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังแรก จึงใช้การพอกโครงสร้างเดิมด้วยคอนกรีต (Concrete Jacketing) โดยเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับชิ้นส่วนขององค์อาคารต่างๆดังแสดงในแบบจำลองตามรูปที่ 4.1-23 ซึ่งสามารถแสดงรายละเอียดการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของเสา คาน และฐานราก ได้ดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.1-23 การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 1

2) น้ำหนักบรรทุกและแรงสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 1

2.1) น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคารเมื่อทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารต่างๆดังรูปที่ 4.1-23 จะมีค่าเพิ่มขึ้นดังตารางที่ 4.1-6 ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าตามที่ระบุไว้ในขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร

ตารางที่ 4.1-6 น้ำหนักบรรทุกคงที่ของแต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (กิโลนิวตัน)
หลังคา	+7.65	1,548
ชั้น 2	+4.15	4,428
ชั้น 1	+0.85	4,791
รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่		10,767

2.2) การคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 1 และการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกแวนดิ่ง

ค่าตัวประกอบต่างๆที่ใช้สำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวเพื่อการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง มีดังต่อไปนี้

ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร I กำหนดให้เท่ากับ 1.5 เช่นเดียวกับขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรง

ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน R พิจารณาให้มีค่าเท่ากับ 2.5 ตามเงื่อนไขที่ระบุไว้ในตารางที่ 3.3-1 ของ มยผ.1303-57 โดยมีค่ามากกว่าในขั้นตอนการประเมินที่กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 1.5 เนื่องจากพิจารณาว่า หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับชิ้นส่วนอาคารตามแนวทางที่กล่าวมาแล้วจะทำให้โครงสร้างอาคารโดยรวมมีความมั่นคงแข็งแรงเพิ่มขึ้น และเป็นไปตามเงื่อนไขตามตารางที่ 3.3.1 ในมยผ.1303-57 ซึ่งทำให้ค่า

R สามารถพิจารณาให้มีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 2.5 ได้ ทั้งนี้ผู้ประเมินควรพิจารณาตรวจสอบเงื่อนไขต่างๆเพิ่มเติม เพื่อให้สามารถเลือกใช้ค่า R ได้ถูกต้องเหมาะสมกับอาคารที่จะทำการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) กำหนดให้มีค่าเท่ากับค่า R เช่นเดียวกับขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรง ดังนั้นในขั้นตอนการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง จะกำหนดให้ C_d มีค่าเท่ากับ 2.5

สเปกตรัมผลตอบสนองแบบทั่วไปสำหรับการออกแบบการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 1 จะมีลักษณะเช่นเดียวกันกับขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรง (รูปที่ 4.1-4)

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์โดยอาศัยแบบจำลองที่ทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับชิ้นส่วนอาคารดังรูปที่ 4.1-23 จะพบว่าค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง x มีค่าเท่ากับ 0.428 วินาที ส่วนคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง y มีค่าเท่ากับ 0.418 วินาที เมื่อพิจารณาค่าคาบการสั่นของอาคารจากสูตรประมาณจากความสูงของอาคารที่มีค่าเท่ากับ 7.65 เมตร จะทำให้ได้ค่าคาบการสั่นของอาคาร (T) เท่ากับ 0.153 วินาที เมื่อเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่คำนวณจากสูตรการประมาณกับค่าที่ได้จากวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์จะพบว่า ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่ได้จากวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการสั่นทั้งในทิศทาง x และ y มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นของอาคารจากสูตรการประมาณ ดังนั้นเมื่ออาศัยข้อกำหนดตาม มยผ. 1302-52 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่จะใช้คำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในทิศทางแกนหลักทั้งสองของอาคารเมื่อมีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงจึงมีค่าเท่ากัน และมีค่าเท่ากับ 0.2295 วินาทีเช่นเดียวกับขั้นตอนการประเมิน

เมื่อนำคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่มีค่าเท่ากับ 0.2295 วินาทีมาพิจารณาร่วมกับสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าดังที่แสดงในรูปที่ 4.1-6 จะทำให้ได้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) มีค่าเท่ากับ 0.2996

จากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) ที่กล่าวมาข้างต้น จะสามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหวได้ดังนี้

$$C_s = S_a \frac{I}{R}$$

$$C_s = 0.2996 \times \frac{1.5}{2.5} = 0.1798$$

ทั้งนี้ค่า C_s มีค่าไม่น้อยกว่า 0.01 ตามข้อกำหนดของ มยผ. 1302-52

จากค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองของแรงแผ่นดินไหวและค่าน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของอาคารเมื่อทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้ว จะสามารถคำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกนหลักของอาคารทั้งสองทิศทางได้ดังนี้

$$\text{แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน x} \quad V_x = 0.1798 \times 10,767 = 1,935.91 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\text{แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน y} \quad V_y = 0.1798 \times 10,767 = 1,935.91 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

เมื่อกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้นข้างต่ออาคารในแต่ละชั้นทำให้ได้แรงกระทำทางด้นข้างและแรงเฉือนแต่ละชั้นดังแสดงในตารางที่ 4.1-7

ตารางที่ 4.1-7 แรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือนในแต่ละชั้นของอาคารในทิศทาง X และ Y

ระดับชั้น	น้ำหนักบรรทุก คงที่ (W) (กิโลนิวตัน)	ความสูง (h) (เมตร)	Wh (กิโลนิวตัน-เมตร)	แรงกระทำ ด้านข้าง (F) (กิโลนิวตัน)	แรงเฉือน (V) (กิโลนิวตัน)
หลังคา	1,548	7.65	11,842.20	668.56	668.56
ชั้น 2	4,428	4.15	18,376.20	1,037.44	1,706.00
ชั้น 1	4,791	0.85	4,072.35	229.91	1935.91
รวม	10,767		34,290.75	1,935.91	

การรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงจะใช้แนวทางการรวมแรงตาม มยผ. 1302-52 เช่นเดียวกับขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร ทั้งนี้ผู้ประเมินต้องพิจารณาการรวมแรงในรูปแบบอื่นๆเพิ่มเติมตามความเหมาะสมโดยคำนึงถึงการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักและสถิติของอาคารที่อาจมีการเพิ่มขึ้นหรือลดลงอันเนื่องมาจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

3) สมบัติของวัสดุในการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

การออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับชิ้นส่วนอาคารจะมีคุณสมบัติของวัสดุ 2 กลุ่มด้วยกัน กลุ่มแรกเป็นคุณสมบัติของวัสดุของวัสดุอาคารเดิมก่อนการเสริมความมั่นคงแข็งแรงซึ่งมีค่าเป็นไปตามข้อมูลที่ทำให้การรวบรวมมาดังที่กล่าวไปแล้ว โดยสามารถสรุปเพื่อความชัดเจนอีกครั้งได้ดังนี้

สมบัติของวัสดุองค์อาคารเดิมได้แก่

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)	= 18.34	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กกลม SR-24 (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-30 (f_y)	= 295	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณ (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$)	= 20,127.86	เมกะปาสกาล

สำหรับวัสดุกลุ่มที่สองได้แก่คอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในการพอกองค์อาคาร โดยผู้ออกแบบอาจพิจารณาเลือกใช้วัสดุตามความเหมาะสมกับสภาพอาคารรวมถึงความสามารถในการทำงานได้ ซึ่งคอนกรีตและเหล็กเสริมที่นำมาใช้ในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงควรมีกำลังรับแรงไม่น้อยกว่ากำลังของวัสดุอาคารเดิมสำหรับความหนาในการพอกน้อยที่สุดจะขึ้นกับความสามารถในการทำงานได้ของวัสดุที่เลือกใช้ ผู้ออกแบบควรพิจารณาตามข้อกำหนดและคำแนะนำของผู้ผลิตวัสดุซึ่งอาจมีความแตกต่างกัน

ในการแสดงตัวอย่างการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังนี้จะพิจารณากำหนดให้ใช้คอนกรีตมาตรฐานที่มีกำลังรับแรงอัดสูงสุดไม่น้อยกว่าค่ากำลังรับแรงอัดของอาคารเดิมที่ได้จากการทดสอบ ทั้งนี้เนื่องจากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะมีการแปรผันตามปัจจัยภายนอกได้ง่าย ดังนั้นในการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างจึงพิจารณาในฝั่งปลอดภัย โดยเลือกที่จะให้กำลังอัดของคอนกรีตส่วนที่จะทำการพอกมีค่าเท่ากับค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตอาคารเดิมที่ได้จากการทดสอบ สำหรับกำลังของเหล็กเสริมจะพิจารณาตามกำลังของเหล็กเสริมที่เลือกนำมาใช้จริง ทั้งนี้เนื่องจากกำลังของ

เหล็กเสริมจะแปรผันตามปัจจัยภายนอกได้น้อย ดังนั้นสมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในการพอกองค์อาคารจึงสรุปได้ดังนี้

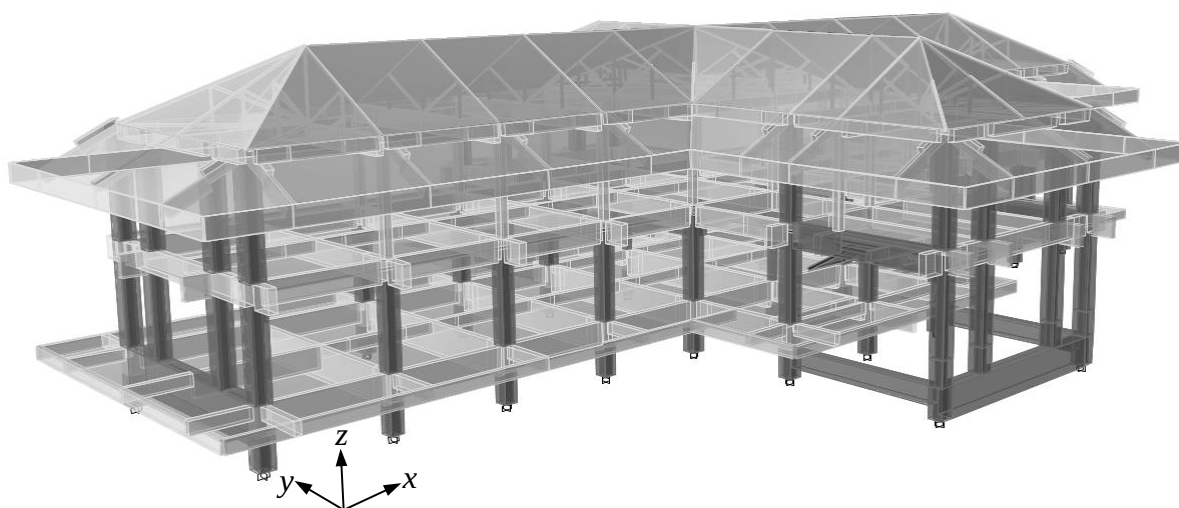
สมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในการพอกองค์อาคารได้แก่

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ใช้พอก (f'_c)	= 18.34	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กกลม SR-24 (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-40 (f_y)	= 390	เมกะปาสกาล
โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$)	= 20,127.86	เมกะปาสกาล

อย่างไรก็ตามผู้ออกแบบอาจพิจารณากำลังอัดของคอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดแตกต่างจากคอนกรีตของโครงสร้างอาคารเดิมได้โดยพิจารณาผลของความแตกต่างของกำลังคอนกรีตตามแนวทางที่เหมาะสม

4) แบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้างเมื่ออาคารได้รับการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ภายหลังการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคาร แบบจำลอง 3 มิติของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 แสดงได้ดังรูปที่ 4.1-24 โดยแบบจำลองนี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานของการยึดหยุ่นเชิงเส้น และมีการจำลองโครงสร้างในแนวทางเดียวกับที่กล่าวมาแล้วในส่วนของการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร จุตรองรับของโครงสร้างพิจารณาให้เป็นแบบฐานยึดแน่น (Fixed Base) โดยไม่พิจารณาความยืดหยุ่นของฐานราก (Foundation Flexibility) ค่าสติเฟนสขององค์อาคารคอนกรีตจะพิจารณาถึงผลของการแตกร้าวที่มีต่อค่าสติเฟนสโดยการประมาณค่าสติเฟนสจากค่าโมเมนต์ประสิทธิผล (I_{eff}) และค่าพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล (A_{eff}) ตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.8.3 ของ มยพ. 1302-52 ทั้งนี้ในส่วนขององค์อาคารที่ได้รับการเสริมความมั่นคงแข็งแรงจะพิจารณาให้หน้าตัดคอนกรีตเก่าและใหม่มีลักษณะเสมือนเป็นเนื้อเดียวกัน ซึ่งในขั้นตอนออกแบบจะต้องทำการออกแบบเหล็กเดือย (Dowel Bars) โดยคำนึงถึงการถ่ายแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสระหว่างหน้าตัดคอนกรีตเดิมและคอนกรีตส่วนที่นำมาพอกดัดจะกล่าวต่อไปในตัวอย่างแสดงการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้าง



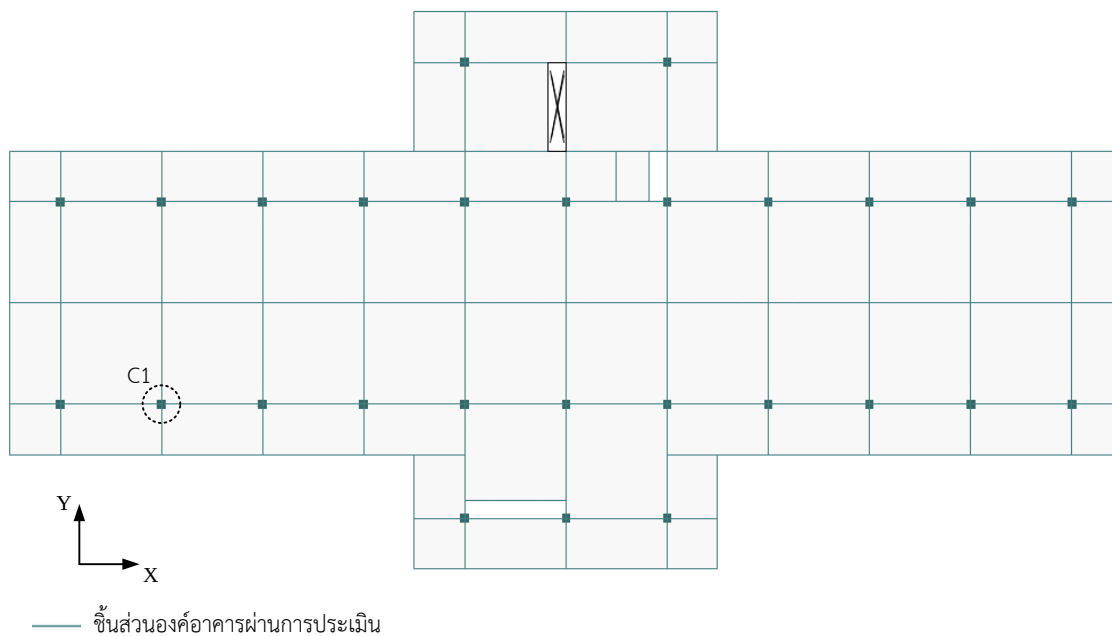
รูปที่ 4.1-24 แบบจำลองอาคารต้นแบบหลังที่ 1 ภายหลังการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

การวิเคราะห์โครงสร้างจะใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าโดยคำนวณค่าแรงสถิตเทียบเท่าในรูปของแรงเฉือนที่ฐานอาคารแล้วทำการกระจายแรงไปยังชั้นต่างๆ จากนั้นวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อคำนวณหาแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง และค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในแต่ละชั้น โดยพิจารณาการรวมแรงสถิตเทียบเท่าเนื่องจากแผ่นดินไหวกับแรงและน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งต่างๆ ตามแนวทางที่กล่าวไว้แล้วในขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรง ทั้งนี้ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ต้องปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (C_d) ให้เป็นค่าการเคลื่อนตัวและการโก่งตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับในขั้นตอนการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงนี้จะกำหนดให้ค่า C_d มีค่าเท่ากับค่า R โดยมีค่าเท่ากับ 2.5 ตามหลักการที่กล่าวมาแล้วข้างต้น

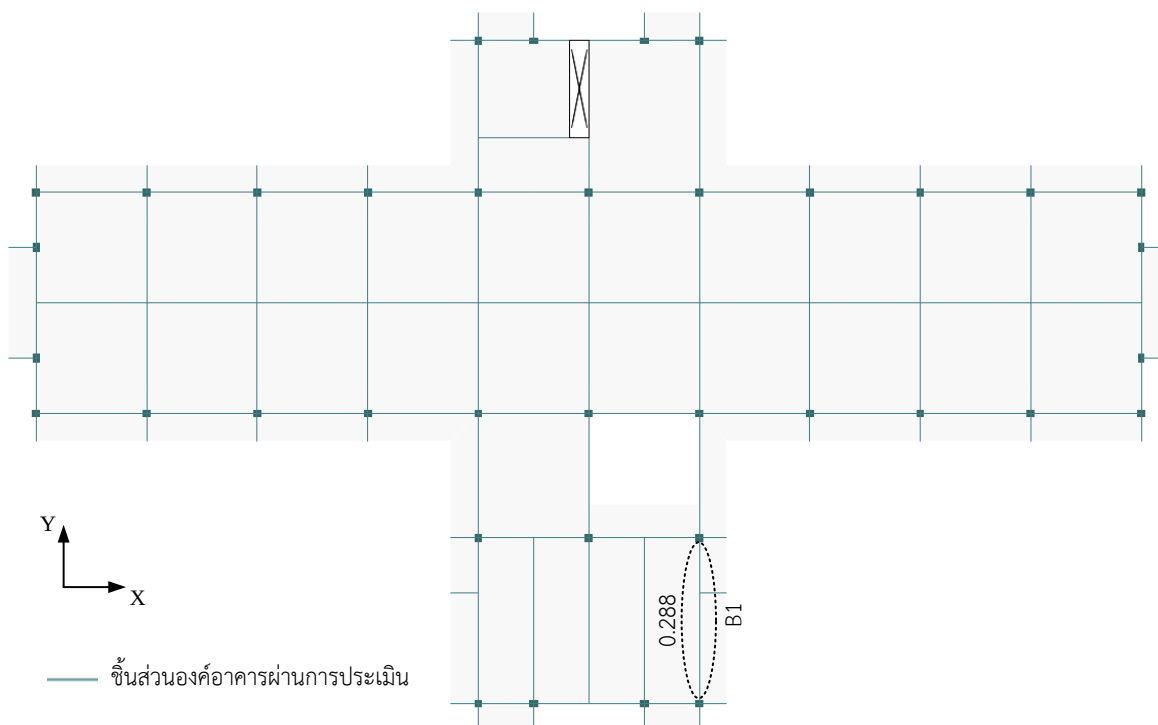
5) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 1 เพื่อการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง
ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 เมื่อพิจารณาเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารตามที่แสดงในรูปที่ 4.1-23 สรุปพอสังเขปได้ดังนี้

5.1) ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในทิศทางแกนหลักของอาคารหลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง
จากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigen Value) ของแบบจำลองโครงสร้างจะได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง x และทิศทาง y เท่ากับ 0.428 วินาที และ 0.418 วินาที ตามลำดับ โดยจะเห็นว่าค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารหลังทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงจะมีค่าลดลงจากค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารเดิมเนื่องจากสติฟเนสของอาคารมีค่ามากขึ้นจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรงองค์อาคารเดิม

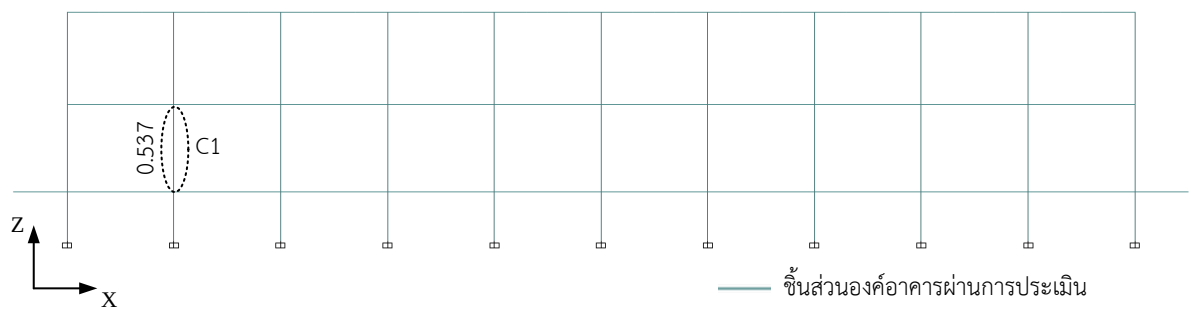
5.2) ผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 1
หลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารตามรูปที่ 4.1-23 พบว่าผลการประเมินค่าอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของคานและเสาทุกชั้นล้วนมีค่าต่ำกว่า 1 ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าเสาและคานทุกชั้นส่วนผ่านเกณฑ์การประเมินทั้งหมดดังแสดงในรูปที่ 4.1-25 ถึง รูปที่ 4.1-27 สำหรับในส่วนของฐานรากหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับฐานรากบางส่วนดังแสดงในรูปที่ 4.1-9 จะพบว่าการเสริมฐานรากด้วยการเพิ่มขนาดของฐานรากทำให้ฐานรากของอาคารโดยรวมมีความมั่นคงแข็งแรงเพิ่มขึ้น โดยรายละเอียดของการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับแต่ละชิ้นส่วนจะแสดงในลำดับถัดไป



รูปที่ 4.1-25 ภาพผังแสดงผลการประเมินตามค่า DCR องค์อาคารชั้นที่ 1 หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



รูปที่ 4.1-26 ภาพผังแสดงผลการประเมินตามค่า DCR องค์อาคารชั้นที่ 2 หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



รูปที่ 4.1-27 ภาพตัดทางยาวตามความสูงอาคารแสดงผลการประเมินเสาและคานตามค่า DCR

หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

5.3) ผลการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารต้นแบบหลังที่ 1 หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มีการปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (C_d) ซึ่งสำหรับในขั้นตอนการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบนี้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2.5 จะทำให้ได้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวหลังเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 1 เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้สำหรับการรับแรงแผ่นดินไหวทั้งสองทิศทางจะแสดงผลได้ดังตารางที่ 4.1-8 ถึง ตารางที่ 4.1-9 และรูปที่ 4.1-28 ถึง รูปที่ 4.1-29 ซึ่งผลปรากฏว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับทุกชั้นมีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้ ดังนั้นหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารแล้วทำให้การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงอย่างมีนัยสำคัญ และผ่านเกณฑ์การประเมิน

ตารางที่ 4.1-8 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง

หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		เสริมความมั่นคงแข็งแรง	$\Delta_d = 0.015h_{sx}$
หลังคา	7.65	0.0118	0.0525
ชั้น 2	4.15	0.0128	0.0495
ชั้น 1	0.85	0.0133	0.0278
ฐานราก	-1	0.0000	0.0000

ตารางที่ 4.1-9 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง

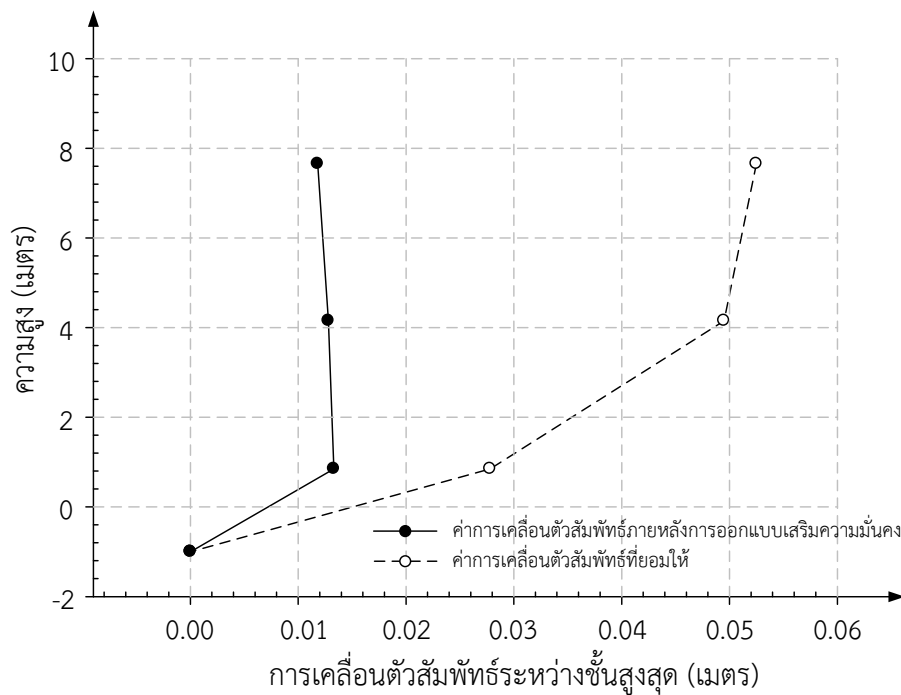
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

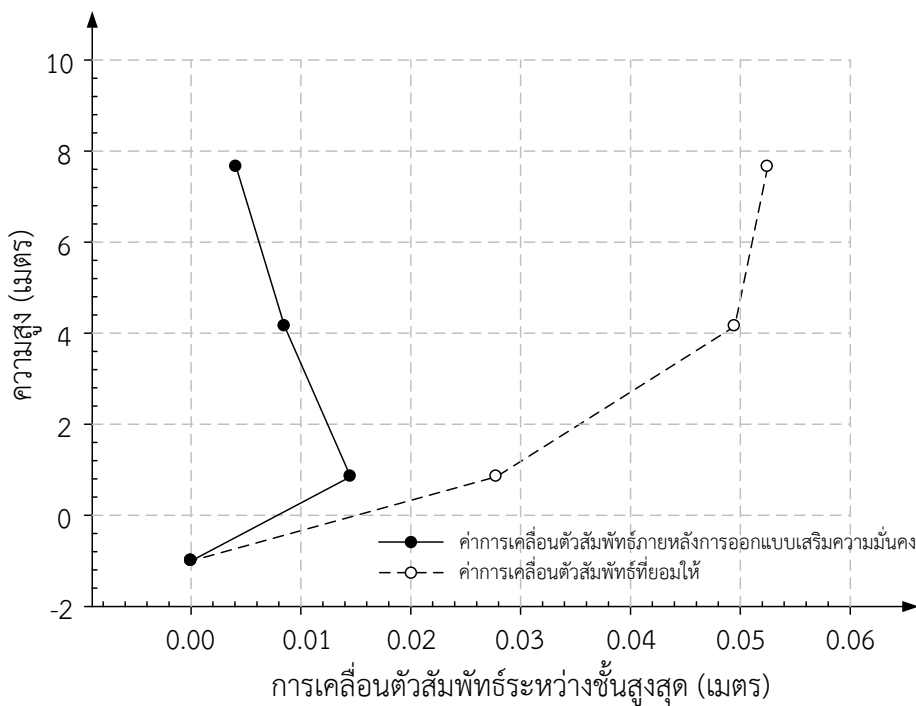
ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		เสริมความมั่นคงแข็งแรง	$\Delta_d = 0.015h_{sx}$
หลังคา	7.65	0.0041	0.0525
ชั้น 2	4.15	0.0085	0.0495
ชั้น 1	0.85	0.0145	0.0278
ฐานราก	-1	0.0000	0.0000

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร

เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.1-28 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงเชิงแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

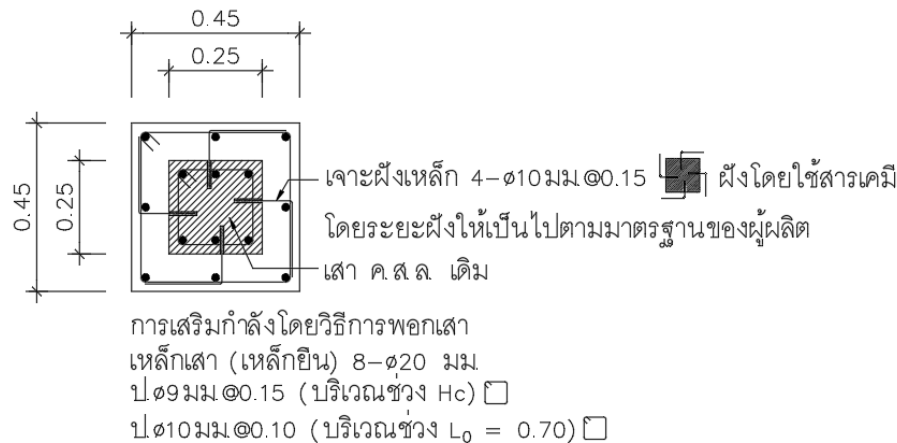


รูปที่ 4.1-29 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงเชิงแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

6) ตัวอย่างการเสริมความมั่นคงแข็งแรงชิ้นส่วนโครงสร้าง

6.1) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงเสา

ตัวอย่างเสา C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง มีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็ก ดังรูปที่ 4.1-30 โดยตำแหน่งของเสา C1 แสดงไว้ตามรูปที่ 4.1-7 และ รูปที่ 4.1-9



รูปที่ 4.1-30 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดเสาตัวอย่าง C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงภายในที่เกิดขึ้นของเสาดันนี้สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรุปรูปร่างดังนี้

แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (P_G) = -303.85 กิโลนิวตัน (แรงอัด)

แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว (P_E) = 13.74 กิโลนิวตัน (อัด/ดึง)

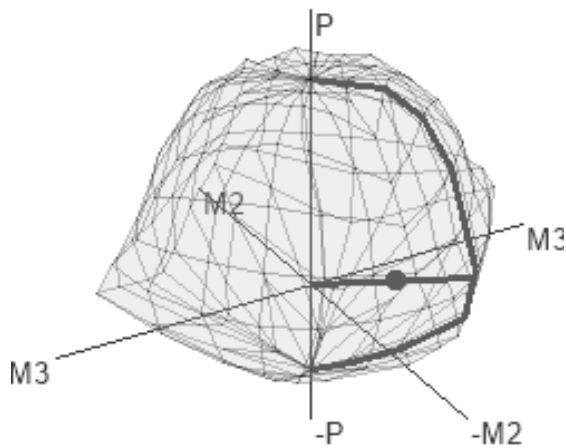
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux}) = 84.01 กิโลนิวตัน-เมตร

โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_{uy}) = -136.55 กิโลนิวตัน-เมตร

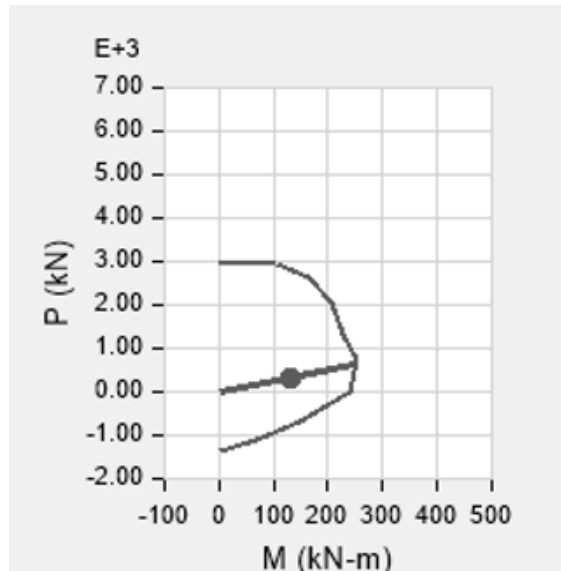
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux}) = -94.01 กิโลนิวตัน

แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy}) = 50.83 กิโลนิวตัน

จากหน้าตัดเสา C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงตามรูปที่ 4.1-30 สามารถหาค่ากำลังที่ออกแบบหรือกำลังต้านทานขององค์อาคารโดยอาศัยแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาดังตัวอย่าง โดยแสดงได้ในรูปแบบของพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ที่เป็นมุมมอง 3 มิติดังรูปที่ 4.1-31 หรือพิจารณาในรูปแบบของระนาบปฏิสัมพันธ์ที่เป็นมุมมอง 2 มิติดังรูปที่ 4.1-32 พบว่าขนาดของแรงภายในที่ต้องการมีค่าอยู่ในพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ หรือมีค่าอยู่ในเส้นขอบเขตของระนาบปฏิสัมพันธ์จะเป็นการบ่งชี้ว่าค่า DCR มีค่าน้อยกว่า 1 ซึ่งหมายความว่าเสาดันนี้ผ่านเกณฑ์การประเมิน ซึ่งที่มาของค่า DCR ได้แสดงในหัวข้อการประเมินเสาดังตัวอย่างก่อนหน้านี้แล้ว ดังนั้นผลการประเมินเสาที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้วมีค่า DCR เท่ากับ 0.537 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 1 ดังนั้นเสาดันนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน



รูปที่ 4.1-31 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน
แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาตัวอย่าง



รูปที่ 4.1-32 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน
แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาตัวอย่าง

สำหรับการประเมินกำลังออกแบบที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนของเสาตัวอย่าง C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริม
ความมั่นคงแล้วจะทำการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนตามสมการที่ระบุไว้ใน ACI 318 ดังนี้

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{18.34} \times 0.45 \times 0.41 \times 1000 \\ &= 134.32 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กปลอกที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 0.9^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 235 \times 0.41 \times 1000}{0.15} \\ &= 81.73 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนที่หน้าตัดเสารับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 134.32 + 81.73 \\ &= 216.05 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับการประเมินกำลังที่ออกแบบของหน้าตัดในการรับแรงเฉือนจะพิจารณาให้มีกำลังรับแรงเฉือน
ของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการรับแรงเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85 ตาม มพย. 1301-54 ข้อ
4.5.1 ต้องมีค่ามากกว่ากำลังที่ต้องการซึ่งเป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดนั้นคือ $\phi V_n \geq V_u$

$$\phi V_{nx} = 0.85 \times 216.05 = 183.64 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{ux} = 94.01 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_{ny} = 0.85 \times 216.05 = 183.64 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{uy} = 50.83 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ ตาม มยผ.1301-54 ข้อ 4.2 ต้องมีค่าไม่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนในข้อ 4.2.1 หรือข้อ 4.2.2 ได้ดังนี้

กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ $\phi V_{nx} = \phi V_{ny} = 183.64$ กิโลนิวตัน

ความสูงเสา $H_c = 3.30$ เมตร

กำลังโมเมนต์ระบุที่เสามีค่าตามกราฟรูปที่ 4.1-32 $M_n = 251.09$ กิโลนิวตัน-เมตร

แรงเฉือนที่เกิดขึ้นคำนวณตาม มยผ. 1301-54 ข้อ 4.2.1 มีค่าเท่ากับ

$$V_{ux} = \frac{M_n + M_n}{H_c} = \frac{251.09 + 251.09}{3.30} = 152.18 \text{ กิโลนิวตัน} < \phi V_{nx} = 183.64 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$V_{uy} = \frac{M_n + M_n}{H_c} = \frac{251.09 + 251.09}{3.30} = 152.18 \text{ กิโลนิวตัน} < \phi V_{ny} = 183.64 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังที่ออกแบบในการรับแรงเฉือนของหน้าตัดที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงตามมาตรฐาน ACI และ ตาม มยผ.1301-54 มีค่ามากกว่ากำลังที่ต้องการที่เป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ดังนั้นเสาตัวอย่างต้นนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

สำหรับการประเมินเหล็กที่เจาะฝังและยึดไว้ระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_u = A_s f_y$$

โดยที่ V_u คือ แรงเฉือนที่ต้องการ

A_s คือ พื้นที่ของเหล็กยื่นที่เสริมกำลังในเสา
(เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. = 314.16 ตร.มม.)

f_y คือ กำลังครากของเหล็กยื่นที่เสริมกำลังของเสา (390 เมกะปาสกาล)

แรงเฉือนที่ต้องการ โดยพิจารณาเสา 1 ด้าน มีค่าเท่ากับ

$$V_u = 3 \times 0.000314 \times 390 \times 1000 = 367.38 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากทฤษฎี แรงเสียดทานเฉือน (Shear-friction) จะได้

$$V_u = \phi V_n = \phi \mu A_{vf} f_y$$

โดยที่ μ คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อผิวสัมผัสมีการทำให้หยาบ

A_{vf} คือ พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (เหล็กข้ออ้อยขนาด 10 มม. = 78.54 ตร.มม.)

f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (390 เมกะปาสกาล)

ϕ คือ ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงเฉือนใช้เท่ากับ 0.85

พื้นที่ของเหล็กรับแรงเฉือนที่ต้องการ เท่ากับ

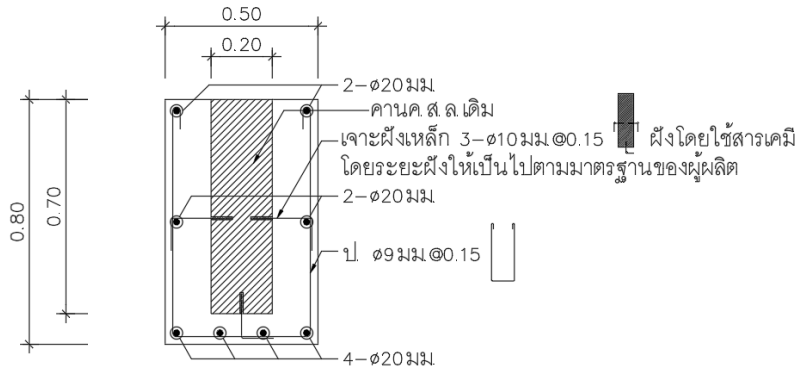
$$A_{vf} = \frac{367.38}{0.85 \times 390 \times 1000} = 0.001108 \text{ ตารางเมตร}$$

ดังนั้นใช้เหล็ก $\phi 10$ มม. @ 0.15 เมตร ตลอดความสูงเสา 3.30 เมตร คิดเป็นจำนวน 22 เส้น

พื้นที่หน้าตัดรวม $A_f = 0.00172$ ตารางเมตร $> A_{vf} = 0.001108$ ตารางเมตรที่ต้องการฝังโดยใช้สารเคมี โดยระยะฝังของเหล็กที่ใช้เจาะฝังให้เป็นไปตามมาตรฐานของผู้ผลิต

6.2) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงคาน

คานตัวอย่าง B1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคง มีขนาด และรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.1-33 โดยมีตำแหน่งระบุไว้ในผังอาคารชั้นที่ 2 ดังแสดงในรูปที่ 4.1-8

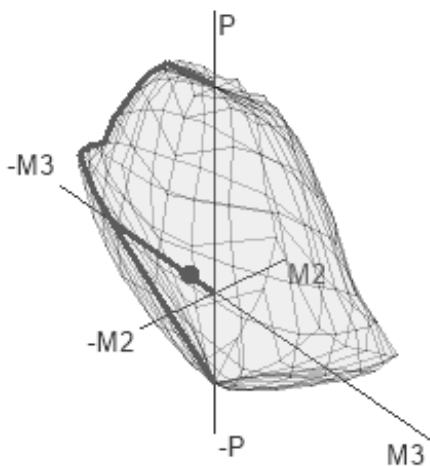


รูปที่ 4.1-33 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่างที่เสริมความมั่นคงแข็งแรง B1

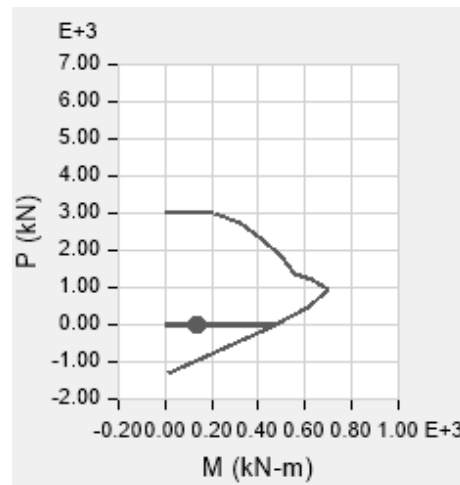
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นภายในชิ้นส่วนคานที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง สำหรับกรณีวิกฤติที่สุดซึ่งเป็นผลจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรุปลงได้ดังนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P_u)	=	0	กิโลนิวตัน
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux})	=	-136.39	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	152.60	กิโลนิวตัน

จากหน้าตัดคานตัวอย่าง B1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคง ตามรูปที่ 4.1-33 จะสามารถสร้างแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง ได้ดังรูปที่ 4.1-34 และ รูปที่ 4.1-35 จากรูปจะเห็นว่าพิกัดของแรงภายในที่เกิดขึ้นภายในคานตัวอย่างอยู่ภายในพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ เมื่อทำการคำนวณค่า DCR ตามแนวทางที่เสนอแล้วในหัวข้อการประเมินเสถียรภาพคานตัวอย่างพบว่าค่า DCR สำหรับคานตัวอย่างนี้มีค่าเท่ากับ 0.288 ดังนั้นคานต้นนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน



รูปที่ 4.1-34 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง



รูปที่ 4.1-35 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง

เมื่อพิจารณากำลังเฉือนที่ออกแบบของคานาที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงพบว่ากำลังรับแรงเฉือนจากคอนกรีตของหน้าตัดคานตัวอย่างคำนวณได้ดังนี้

กำลังเฉือนคอนกรีตของหน้าตัดคาน

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.17 \times \sqrt{18.34} \times 0.50 \times 0.75 \times 1000 \\ &= 273.01 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กกล้าของหน้าตัดคาน เพื่อให้จ่ายต่อการประเมนและเป็นการประเมนในฝั่งปลอดภัย จึงพิจารณากำลังรับแรงเฉือนเหล็กกล้าของหน้าตัดคานเฉพาะเหล็กปลอกใหม่ที่มาเสริมความมั่นคงแข็งแรงเท่านั้น

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 0.9^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 235 \times 0.75 \times 1000}{0.15} \\ &= 149.50 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนที่ออกแบบที่หน้าตัดคานรับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 273.01 + 149.50 \\ &= 422.51 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับการออกแบบหน้าตัดรับแรงเฉือนเพื่อให้มีกำลังเฉือนเพียงพอเพื่อรับแรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้น $\phi V_n \geq V_u$ เมื่อตัวคูณลดกำลัง ϕ ให้ใช้เท่ากับ 0.85 ตามมาตรฐาน ACI

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.85 \times 422.51 \\ &= 359.13 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{uy} = 152.60 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดคานตัวอย่างนี้มีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ดังนั้นคานตัวอย่างนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

การประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ ตาม มยผ.1301-54 ข้อ 4.2 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนในข้อ 4.2.1 หรือข้อ 4.2.2 สำหรับตัวอย่างนี้ผู้ประเมินได้เลือกใช้ข้อ 4.2.2 แรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบที่พิจารณาแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็น 2 เท่าของแรงที่กำหนดในกฎหมายควบคุมอาคารว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้ (อย่างไรก็ตามผู้ประเมินสามารถเลือกวิธีการประเมินได้ทั้ง 2 ข้อ ตามที่กล่าวมาข้างต้น)

$$\text{กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ออกแบบ} \quad \phi V_{ny} = 359.13 \text{ กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบที่พิจารณาแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็น 2 เท่าของแรงที่กำหนดในกฎหมายควบคุมอาคารว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวมีค่าเท่ากับ

$$V_{uy} = 172.59 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\text{ดังนั้น} \quad V_{uy} = 172.59 \text{ กิโลนิวตัน} < \phi V_{ny} = 359.13 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงตามมาตรฐาน ACI และ ตาม มยผ.1301-54 กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ออกแบบของหน้าตัดมีค่ามากกว่ากำลังเฉือนที่ต้องการที่เป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ดังนั้นคานตัวอย่างนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

สำหรับการออกแบบเหล็กที่เจาะฝังและยึดไว้ระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_u = A_s f_y$$

โดยที่ V_u คือ แรงเฉือนที่ต้องการ

A_s คือ พื้นที่ของเหล็กรับแรงดึงที่เสริมกำลังในคาน

(เหล็กข้ออ้อยขนาด 20 มม. = 314.159 ตร.มม.)

f_y คือ กำลังจุดครากของเหล็กยื่นที่เสริมกำลังของคาน (390 เมกะปาสกาล)

แรงเฉือนที่ต้องการ มีค่าเท่ากับ

$$V_u = 4 \times 0.000314 \times 390 \times 1000 = 489.84 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากทฤษฎี แรงเสียดทานเฉือน (Shear-friction) จะได้

$$V_u = \phi V_n = \phi \mu A_{vf} f_y$$

โดยที่ μ คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อผิวสัมผัสมีการทำให้หยาบ

A_{vf} คือ พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (เหล็กข้ออ้อยขนาด 10 มม. = 78.540 ตร.มม.)

f_y คือ กำลังจุดครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (390 เมกะปาสกาล)

ϕ คือ ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงเฉือนใช้เท่ากับ 0.85

พื้นที่ของเหล็กรับแรงเฉือนที่ต้องการ เท่ากับ

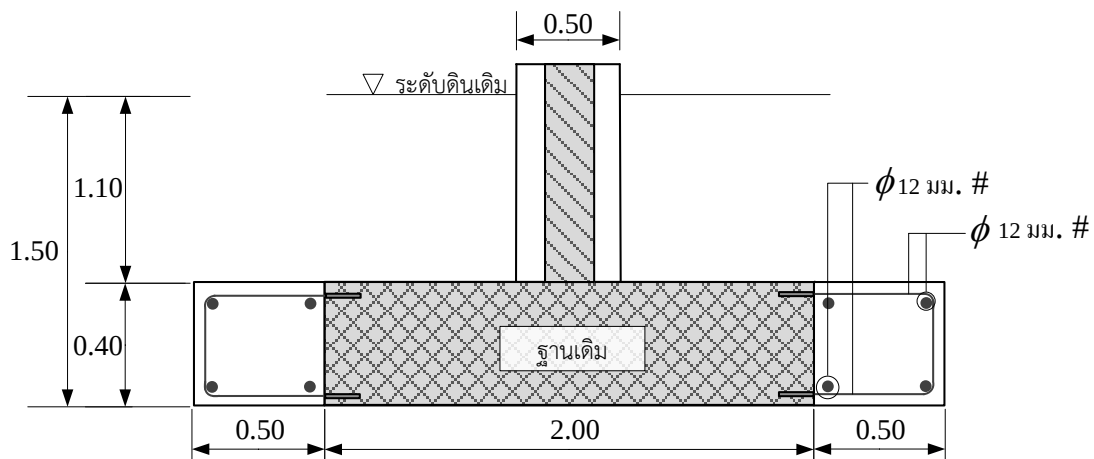
$$A_{vf} = \frac{489.84}{0.85 \times 390,000} = 0.00148 \text{ ตารางเมตร}$$

ดังนั้นใช้เหล็ก $\phi 10$ มม. @ 0.15 เมตร ตลอดความยาวคาน 5.50 เมตร คิดเป็นจำนวน 36 เส้น

พื้นที่หน้าตัดรวม $A_{vf} = 0.00282$ ตารางเมตร $> A_{vf} = 0.00148$ ตารางเมตรที่ต้องการฝังโดยใช้สารเคมี โดยระยะฝังของเหล็กที่ใช้เจาะฝังให้เป็นไปตามมาตรฐานของผู้ผลิต

6.3) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงฐานราก

ตัวอย่างฐาน F1 ภายหลังการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงมีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.1-36 โดยตำแหน่งของฐานราก F1 แสดงไว้ดังรูปที่ 4.1-10



รูปที่ 4.1-36 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดฐานรากตัวอย่างที่เสริมความมั่นคงแข็งแรง F1

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่กระทำกับฐานรากสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง ซึ่งจะนำไปใช้สำหรับประเมินกำลังต้านทานของฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก สรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกทุกบนฐานราก (P)	=	448.09	กิโลนิวตัน
โมเมนต์รอบแกน X (M_x)	=	-70.69	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์รอบแกน Y (M_y)	=	-145.80	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	=	-174.98	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	-33.59	กิโลนิวตัน

การประเมินกำลังที่ออกแบบของฐานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง จะประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนเจาะ กำลังต้านทานแรงเฉือนแบบคาน และประเมินกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด ซึ่งการพิจารณาแรงดันดินสำหรับตัวอย่างนี้ได้ใช้แรงดันดินที่คูณแฟกเตอร์น้ำหนักบรรทุกแล้วที่เกิดขึ้นและให้แรงกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดพื้นที่ของฐานรากเพื่อให้ง่ายต่อการประเมิน ทั้งนี้ผู้ประเมินอาจเลือกใช้ลักษณะแรงดันดินที่กระทำกับฐานรากในแนวทางอื่นได้ซึ่งขึ้นอยู่กับวิจารณ์ญาณของผู้ประเมิน ซึ่งมีรายละเอียดการคำนวณดังต่อไปนี้

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนเจาะที่หน้าตัดวิกฤตของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = 0.34\sqrt{f'_c}b_0d$$

โดยที่ b_0 คือ ความยาวเส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตที่อยู่ห่างจากขอบของเสา เท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพของฐานมีค่าเท่ากับ 3.28 เมตร

d คือ ความลึกประสิทธิภาพเท่ากับ 0.32 เมตร

$$V_c = 0.34\sqrt{18.34} \times 3.28 \times 0.32 \times 1000 = 1,528.28 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1528.28 = 1,299.04 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตซึ่งจากการวิเคราะห์จะมีค่าไม่สม่ำเสมอแต่เพื่อให้ง่ายต่อการประเมิน ผู้ประเมินจึงใช้หน่วยแรงดันดินที่ต้องการสูงสุดที่เกิดขึ้นและให้แรงกระจายอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ 49.79 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร โดยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_u = 49.79 \times [(3.00 \times 3.00) - (0.82 \times 0.82)] = 414.63 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นการประเมินแรงเฉือนของฐานรากตัวนี้มีกำลังที่ออกแบบแรงเฉือนเฉาะ มากกว่ากำลังแรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤต $\phi V_c > V_u$ จึงผ่านการประเมินแรงเฉือนเฉาะ

สำหรับการประเมินกำลังที่ออกแบบของแรงเฉือนแบบคานที่หน้าตัดวิกฤตของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d$$

โดยที่ d คือ ความลึกประสิทธิภาพเท่ากับ 0.32 เมตร

b คือ ความยาวของฐานรากเท่ากับ 3.00 เมตร

$$V_c = 0.17 \sqrt{18.34} \times 3.00 \times 0.32 \times 1000 = 698.91 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 698.91 = 594.07 \text{ กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนที่ออกแบบที่ปรับด้วยแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุกแล้วที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตซึ่งจากการวิเคราะห์จะมีค่าไม่สม่ำเสมอแต่เพื่อให้ง่ายต่อการประเมิน ผู้ประเมินจึงใช้หน่วยแรงดันดินที่ต้องการสูงสุดที่เกิดขึ้นและให้แรงกระจายอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ 49.79 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ที่ระยะ $d = 1.50 - 0.25 - 0.32 = 0.93$ เมตร โดยคำนวณได้ดังนี้

$$V_u = 49.79 \times 0.93 \times 3.00 = 138.91 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นการประเมินแรงเฉือนแบบคานของฐานรากตัวนี้มีกำลังแรงเฉือนที่ออกแบบ มากกว่ากำลังแรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤต $\phi V_c > V_u$ จึงผ่านการประเมินแรงเฉือนแบบคาน

สำหรับการประเมินปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดของฐานราก โดยหน้าตัดวิกฤตสำหรับการตัดอยู่ที่ผิวเสาตอม่อจนถึงขอบนอกของฐานราก และเพื่อให้ง่ายต่อการประเมิน ผู้ประเมินจึงใช้หน่วยแรงดันดินประลัยสูงสุดที่เกิดขึ้นและให้แรงกระจายอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 49.79 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร โดยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$M_u = 49.79 \times 3.00 \times 1.25^2 / 2 = 116.70 \text{ กิโลนิวตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{116.70 \times 100}{0.9 \times 300 \times 32^2} = 0.0422 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 18.3}{295} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.0422}{0.85 \times 18.3 / 10}} \right) = 0.00145$$

ดังนั้นปริมาณเหล็กเสริมที่หน้าตัดของฐานรากต้องการมีค่าเท่ากับ

$$A_s = 0.00145 \times 300 \times 32 = 13.92 \text{ ตารางเซนติเมตร}$$

จากรูปที่ 4.1-20 ปริมาณเหล็กเสริมที่อยู่ในฐานรากเดิมมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. จำนวน 13 เส้น ซึ่งสามารถคำนวณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมได้ดังนี้

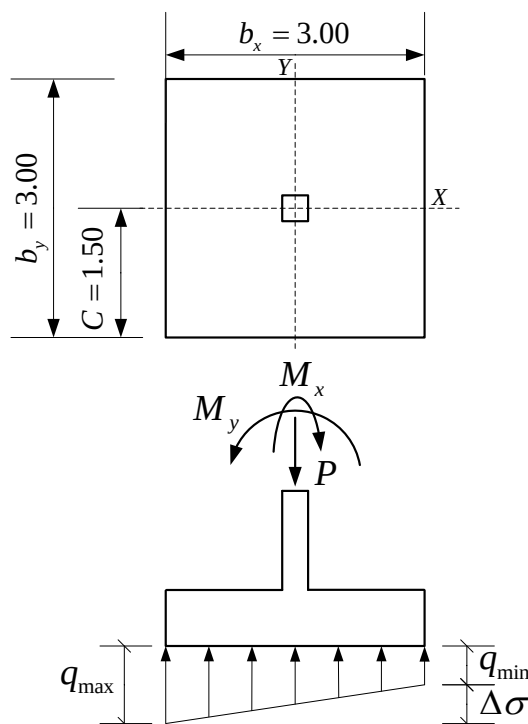
$$A_s = 13 \times 1.131 = 14.703 \quad \text{ตารางเซนติเมตร}$$

จากผลการประเมินฐานภายหลังการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง ปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดของฐานรากเดิมเพียงพอต่อการรับโมเมนต์ดัดแล้ว ดังนั้นปริมาณเหล็กเสริมที่ใส่เพิ่มเติมจะคิดในปริมาณขั้นต่ำเท่านั้น

สำหรับการประเมินกำลังรับแรงแบกทาน และกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ เลือกใช้แรงที่กระทำกับฐานรากสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ ซึ่งสรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกทุกบนฐานราก (P)	=	369.63	กิโลนิวตัน
โมเมนต์รอบแกน X (M_x)	=	-55.90	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์รอบแกน Y (M_y)	=	-115.78	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_x)	=	-138.04	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_y)	=	-28.45	กิโลนิวตัน

การประเมินกำลังรับแรงแบกทานของดิน จากตัวอย่างฐานราก F1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง เป็นฐานรากแผ่ทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3.00 เมตร และลักษณะแรงดันดินกระทำกับฐานรากแสดงได้ดังรูปที่ 4.1-37 ซึ่งจากผลการทดสอบชั้นดินมีน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ (q_{allow}) มีค่าเท่ากับ 85.31 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



รูปที่ 4.1-37 ขนาดฐานรากและลักษณะแรงดันดินกระทำกับฐานรากที่เสริมความมั่นคงแข็งแรง

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างเลือกใช้น้ำหนักบรรทุกทุกกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ ซึ่งมีแรงในแนวดิ่งและเกิดโมเมนต์ดัดทั้งสองทิศทางแสดงรายละเอียดดังรูปที่ 4.1-37 ซึ่งสามารถนำมาคำนวณหาค่ารับแรงแบกทานของดินได้ดังนี้

$$\left(q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x C}{I_x} \pm \frac{M_y C}{I_y} \right)$$

โดยที่ C คือ ระยะจากแกนสะเทินถึงริมฐานราก

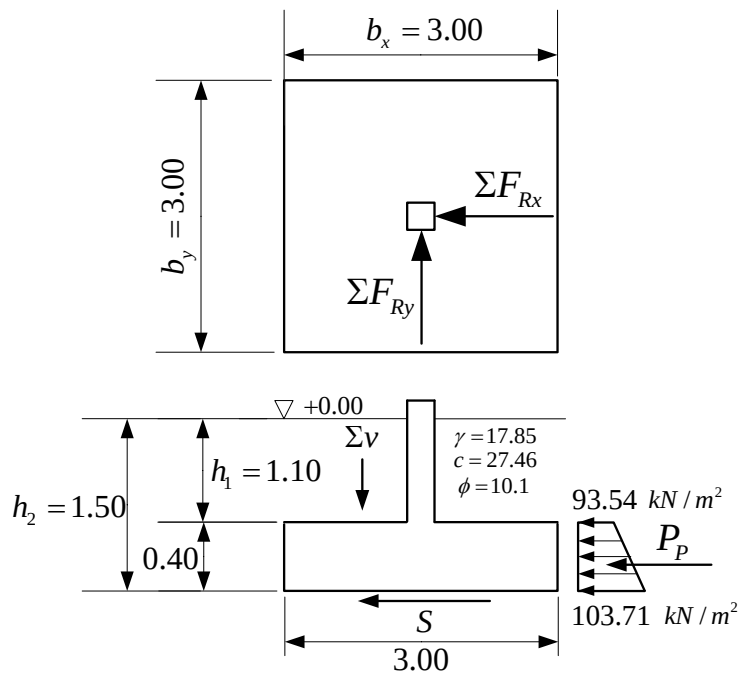
I_x, I_y คือ โมเมนต์ความเฉื่อยรอบแกน x และ y

เมื่อนำแรงภายในที่กล่าวมาแล้วข้างต้นอันเกิดขึ้นจากการวิเคราะห์ภายใต้การรวมแรงตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (หัวข้อที่ 1.4) จะสามารถคำนวณค่าหน่วยแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นซึ่งจะต้องมีค่าไม่มากกว่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \left(q = \frac{369.63}{3 \times 3} + \frac{55.90 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} + \frac{115.78 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} \right) &= 79.22 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร} \\ \left(q = \frac{369.63}{3 \times 3} + \frac{55.90 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} - \frac{115.78 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} \right) &= 27.76 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร} \\ \left(q = \frac{369.63}{3 \times 3} - \frac{55.90 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} + \frac{115.78 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} \right) &= 54.38 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร} \\ \left(q = \frac{369.63}{3 \times 3} - \frac{55.90 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} - \frac{115.78 \times 1.5}{3 \times 3^3 / 12} \right) &= 2.92 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร} \end{aligned}$$

จากผลการประเมินฐานตัวอย่าง F1 มีค่าหน่วยแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ $79.22 < 85.31$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จึงผ่านเกณฑ์ประเมินกำลังรับแรงแบกทาน

การประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานตัวอย่าง F1 ภายหลังจากการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง เป็นฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 3.00 เมตร หนา 0.40 เมตร ลึกจากผิวดิน 1.10 เมตร มีสมบัติดินใต้ฐานรากดังนี้ ความเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน (c) มีค่าเท่ากับ 27.46 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน (γ) มีค่าเท่ากับ 17.85 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร มุมเสียดทานภายใน (ϕ) มีค่าเท่ากับ 10.1 องศา และอัตราส่วนปลอดภัยกรณีสิ้นโกลใช้เท่ากับ 1.5 โดยฐานรากแผ่มีการกระจายของหน่วยแรงดันทางด้านข้างแบบพาสซีฟ ดังแสดงในรูปที่ 4.1-38



รูปที่ 4.1-38 ขนาดฐานและลักษณะแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟที่เสริมความมั่นคงแข็งแรง
สำหรับการหาแรงดันทางด้านข้างของดินจะอาศัยทฤษฎีของ (Rankine's Theory) และอ้างอิงจาก [19]
โดยที่สถานะแรงดันดินแบบพาสซีฟสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$P_p = K_p \gamma h + 2c\sqrt{K_p}$$

จากข้อมูลรูปที่ 4.1-38 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟได้ดังนี้

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{โดยที่ } K_p \text{ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ} \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{10.1}{2} \right) \\ &= 1.425 \end{aligned}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_1 = 1.10$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.425 \times 17.85 \times 1.10) + (2 \times 27.46 \times \sqrt{1.425}) = 93.54 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_2 = 1.50$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.425 \times 17.85 \times 1.50) + (2 \times 27.46 \times \sqrt{1.425}) = 103.71 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้นสามารถคำนวณกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟที่กระทำกับฐานรากทั้ง 2 แกน ได้ดังนี้

$$P_{px} = \frac{1}{2} (93.54 + 103.71) (0.40) (3.00) = 118.35 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$P_{py} = \frac{1}{2} (93.54 + 103.71) (0.40) (3.00) = 118.35 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

คำนวณแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากได้ดังนี้

$$S = (\Sigma v) \tan \delta + Bc'$$

โดยที่ Σv คือ ผลรวมแรงในแนวดิ่งที่ลงมาถึงฐาน
 δ คือ $2/3$ ของค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ
 c' คือ $2/3$ ของความเชื่อมั่นแน่นของเม็ดดิน c
 B คือ พื้นที่ของฐานราก

น้ำหนักดินที่ลงฐานรากคำนวณได้ $17.85 \times 1.10 \times 3.00 \times 3.00 = 176.72$ กิโลนิวตัน
 น้ำหนักบรรทุกฐานคอนกรีตคำนวณได้ $23.54 \times 0.40 \times 3.00 \times 3.00 = 84.74$ กิโลนิวตัน
 น้ำหนักบรรทุกบนฐานราก 369.63 กิโลนิวตัน
 ผลรวมแรงแนวดิ่งที่ลงมาถึงฐานคำนวณได้ $(\Sigma v) = 176.72 + 84.74 + 369.63 = 631.09$ กิโลนิวตัน

$$(\Sigma v) \tan \delta = 631.09 \tan \left(\frac{2 \times 10.1}{3} \right) = 74.51 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$Bc' = 3.00 \times 3.00 \times \frac{2 \times 27.46}{3} = 164.76 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นผลของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากสามารถคำนวณได้

$$S = 74.51 + 164.76 = 239.27 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

กำลังต้านทานด้านข้างของฐานราก (ΣF_R) ซึ่งเกิดจากผลรวมของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (S)

และกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) ตามสมการดังนี้

$$\Sigma F_R = S + P_p$$

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\Sigma F_{Rx} = S + P_{px} = 239.27 + 118.35 = 357.62 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\Sigma F_{Ry} = S + P_{py} = 239.27 + 118.35 = 357.62 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างของฐานรากภายหลังการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x มีค่าเท่ากับ 138.04 กิโลนิวตัน แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน y มีค่าเท่ากับ 28.45 กิโลนิวตัน และกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากรับได้ 357.62 กิโลนิวตัน สำหรับอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไหลกำหนดให้ไม่น้อยกว่า 1.5 เมื่อนำกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากรับได้หารด้วยแรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x และ แนวแกน y สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$FS_{(Sliding)x} = \frac{357.62}{138.04} = 2.59 > 1.5$$

$$FS_{(Sliding)y} = \frac{357.62}{28.45} = 12.57 > 1.5$$

ดังนั้นฐานรากตัวอย่าง F1 นี้ จึงผ่านการประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟทั้ง 2 ทิศทาง เนื่องจากมีอัตราส่วนปลอดภัยการเลื่อนไหลมากกว่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมให้

4.2 อาคารต้นแบบหลังที่สอง

อาคารต้นแบบหลังที่สอง กำหนดให้เป็นอาคารเรียน พื้นที่ใช้สอยประมาณ 1,608 ตารางเมตร สูง 4 ชั้น มีลักษณะดังรูปที่ 4.2-1 ตั้งอยู่ในพื้นที่บริเวณที่ 2 ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ทั้งนี้ สมมติว่าพื้นที่ตั้งอาคารอยู่ในบริเวณที่มีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) เท่ากับ 0.878 และ 0.248 ตามลำดับ โดยวิธีการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงสามารถแสดงรายละเอียดดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.2-1 ตัวอย่างภาพอาคารเรียนซึ่งกำหนดให้เป็นอาคารต้นแบบหลังที่ 2

4.2.1 กำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงและการประเมินระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2

การกำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรง สำหรับกรณีศึกษาอาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้ได้ กำหนดให้เป็นอาคารที่มีระดับความสำคัญสูงมาก (ระดับ IV ตาม มยพ. 1302-52) ดังนั้นการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารตัวอย่างนี้จึงต้องกำหนดเป้าหมายให้อยู่ในระดับการเสริมสมรรถนะที่ดีกว่าระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Enhanced Rehabilitation Objective) โดยอาคารต้องมีระดับสมรรถนะในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในระดับ BSE ดังที่กล่าวไว้แล้วในส่วนที่ 1 และทำการวิเคราะห์เพื่อประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยวิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่หรือวิธีการที่ 2 ตามหัวข้อ 3.3.4 ใน มยพ.1303-57 แทนการตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคาร ดังนั้นจึงต้องอาศัยค่าตัวประกอบความสำคัญ (I) ตามที่ระบุในตารางที่ 1.5-1 ในมยพ. 1302-52 ซึ่งกรณีศึกษานี้จะมีค่าเท่ากับ 1.5 ส่วนค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) จะอ้างอิงตามตารางที่ 3.3-1 ใน มยพ. 1303-57 เช่นเดียวกับที่กล่าวแล้วในอาคารต้นแบบหลังที่ 1 อาคารต้นแบบหลังนี้จะประเมินระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างที่ระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE) โดยจะกำหนดให้สเปกตรัมผลตอบแทนแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างมีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบตาม มยพ. 1302-52 ดังจะได้กล่าวในลำดับถัดไป

4.2.2 การรวบรวมข้อมูลของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

สำหรับตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 2 จะสมมติว่าสามารถรวบรวมข้อมูลของอาคารตามการก่อสร้างจริงได้ โดยสรุปดังนี้

1) ข้อมูลทั่วไปของอาคาร

อาคารต้นแบบหลังที่ 2 เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น กว้าง 10.50 เมตร ยาว 36 เมตร สูง 15.80 เมตร มีพื้นที่ใช้สอยประมาณ 1,608 ตารางเมตร อาคารก่อสร้างแล้วเสร็จประมาณปี 2550 และไม่ได้รับการคำนวณออกแบบให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว แบบแปลนพื้นที่ 1, แบบแปลนพื้นที่ 2 และ แบบแปลนพื้นที่ 3 ถึง 4 แสดงได้ดังรูปที่ 4.2-2 ถึงรูปที่ 4.2-4 ตามลำดับ

2) ลักษณะการใช้อาคาร

ลักษณะการใช้งานของอาคารกำหนดให้เป็นอาคารเรียน และต้องใช้เป็นอาคารศูนย์อำนวยการเพื่อบรรเทาสาธารณภัยกรณีเกิดเหตุภัยแผ่นดินไหว ดังนั้นประเภทความสำคัญของอาคารจึงต้องพิจารณาให้อยู่ในระดับสูงมาก (ระดับ IV ตาม มยผ. 1302-52)

3) รูปแบบอาคารและระบบโครงสร้าง

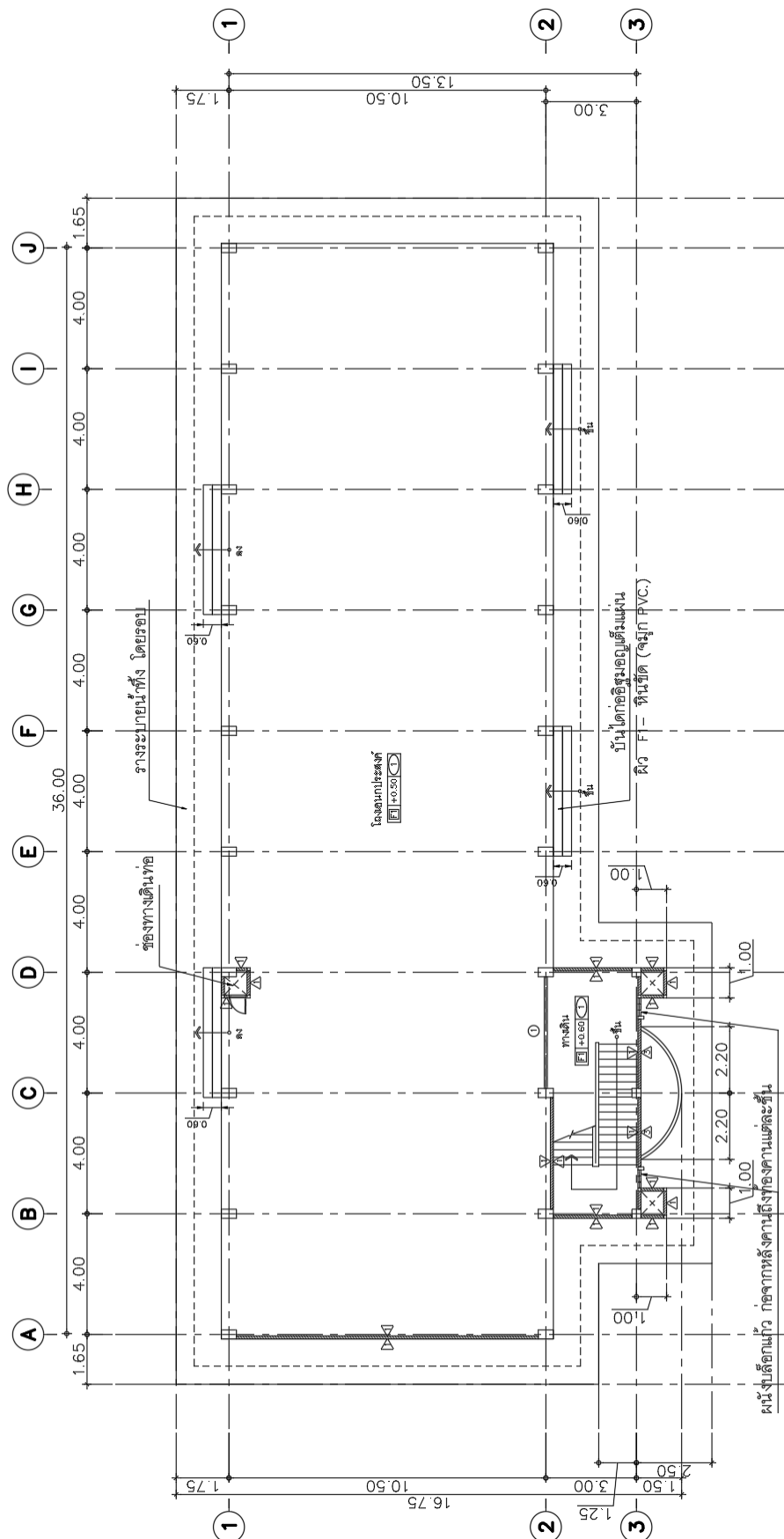
จากข้อมูลตามแบบก่อสร้างพบว่าโครงสร้างของอาคารชั้น 1-4 เป็นระบบเสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็ก โครงหลังคาเป็นเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ พื้นที่ 1 เป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กวางบนดิน และพื้นที่ 2-4 เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป ระบบต้านทานแรงด้านข้าง (Lateral-Force-Resisting System) ไม่ได้รับออกแบบให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ระบบต้านทานแรงในแนวตั้ง (Vertical-Force-Resisting System) มีเส้นทางการถ่ายแรงต่อเนื่องสมบูรณ์ อาคารมีความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวนิ่งแบบความไม่สม่ำเสมออย่างมากของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อนอย่างมากที่ชั้นล่างของอาคาร (รูปแบบที่ 1x ตามหัวข้อ 2.4.2.2 ใน มยผ. 1302-52)

4) สมบัติของวัสดุจากแบบแปลนรายละเอียด

ข้อมูลจากแบบก่อสร้างให้รายละเอียดทางเรขาคณิตขององค์อาคารรวมถึงรายละเอียดการเสริมเหล็กเพียงพอต่อการประเมิน ข้อมูลสมบัติของวัสดุที่ได้จากแบบแปลนรายละเอียดระบุค่ากำลังรับแรงอัดประลัยทรงกระบอกของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 20.60 เมกะปาสกาล กำหนดให้ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR-24 สำหรับเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. และ 9 มม. ส่วนเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ขึ้นไปกำหนดให้ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD-30 รายละเอียดการยึดต่อกัน (Interconnection) ของชิ้นส่วนอาคารมีการกำหนดตามมาตรฐานงานก่อสร้างทั่วไป ทั้งนี้แม้ว่าข้อมูลจากแบบก่อสร้างและแบบแปลนรายละเอียดจะค่อนข้างครบถ้วนสมบูรณ์ มยผ. 1303-57 ยังกำหนดให้ผู้ประเมินต้องทำการตรวจสอบข้อมูลและประเมินสภาพอาคารโดยการตรวจสอบด้วยสายตา ซึ่งผู้ประเมินอาจอาศัยการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมด้วยวิธีตรวจพินิจ (Visual Inspection Method) ตาม มยผ. 1501-51 เป็นแนวทางได้

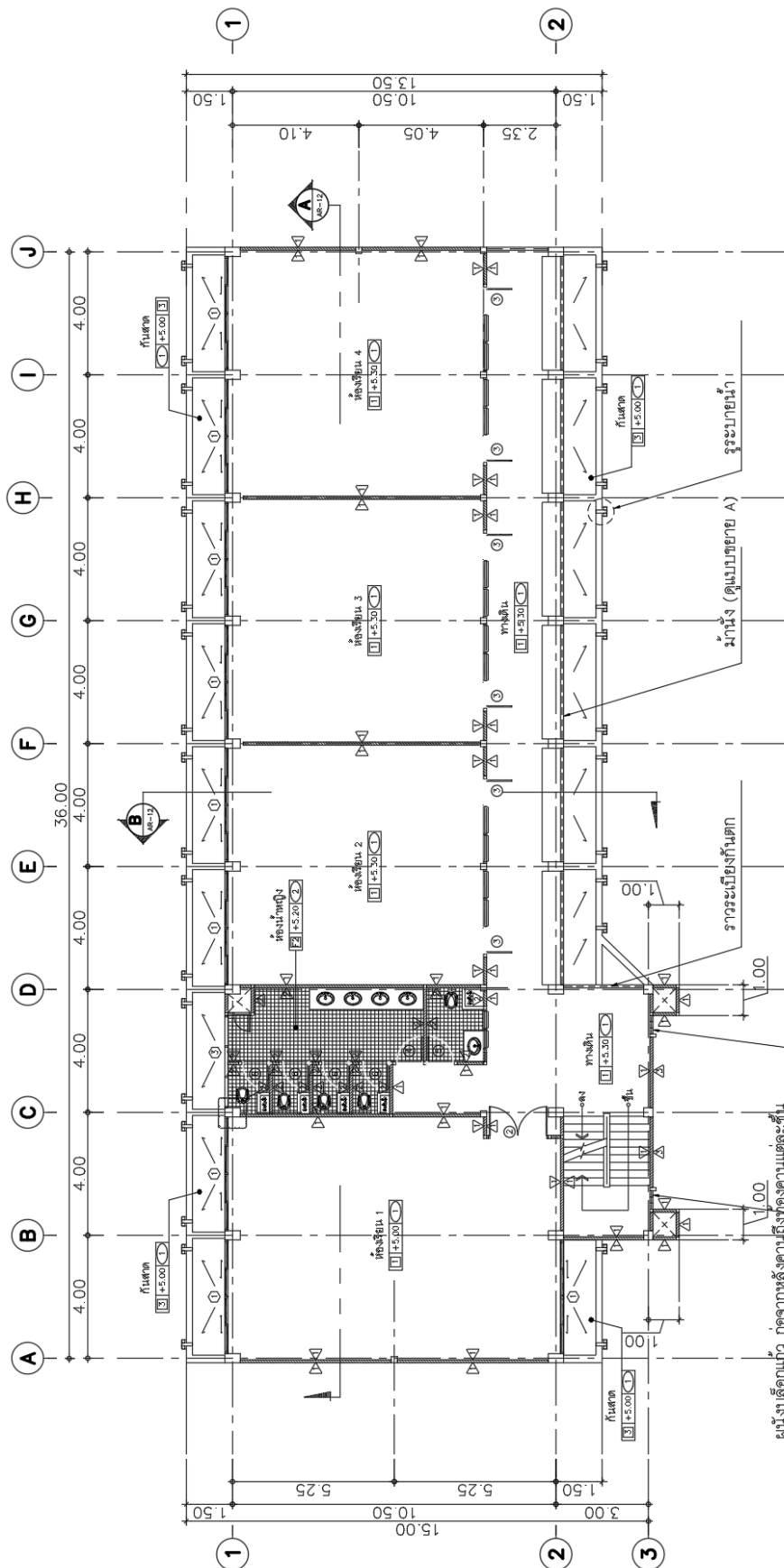
5) ประเภทชั้นดินและฐานราก

ข้อมูลตามแบบก่อสร้างระบุลักษณะฐานรากอาคารเป็นระบบฐานรากตื้น โดยแบบแปลนระบุให้ดินฐานรากสามารถรับน้ำหนักปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 98.10 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ทั้งนี้ข้อมูลสภาพผิวดินและสภาพดินฐานรากในบริเวณที่ตั้งอาคารมีไม่เพียงพอสำหรับการคำนวณกำลังความต้านทานของดินฐานราก ดังนั้นการสำรวจสภาพชั้นดินจึงเป็นกิจกรรมที่ต้องดำเนินการ



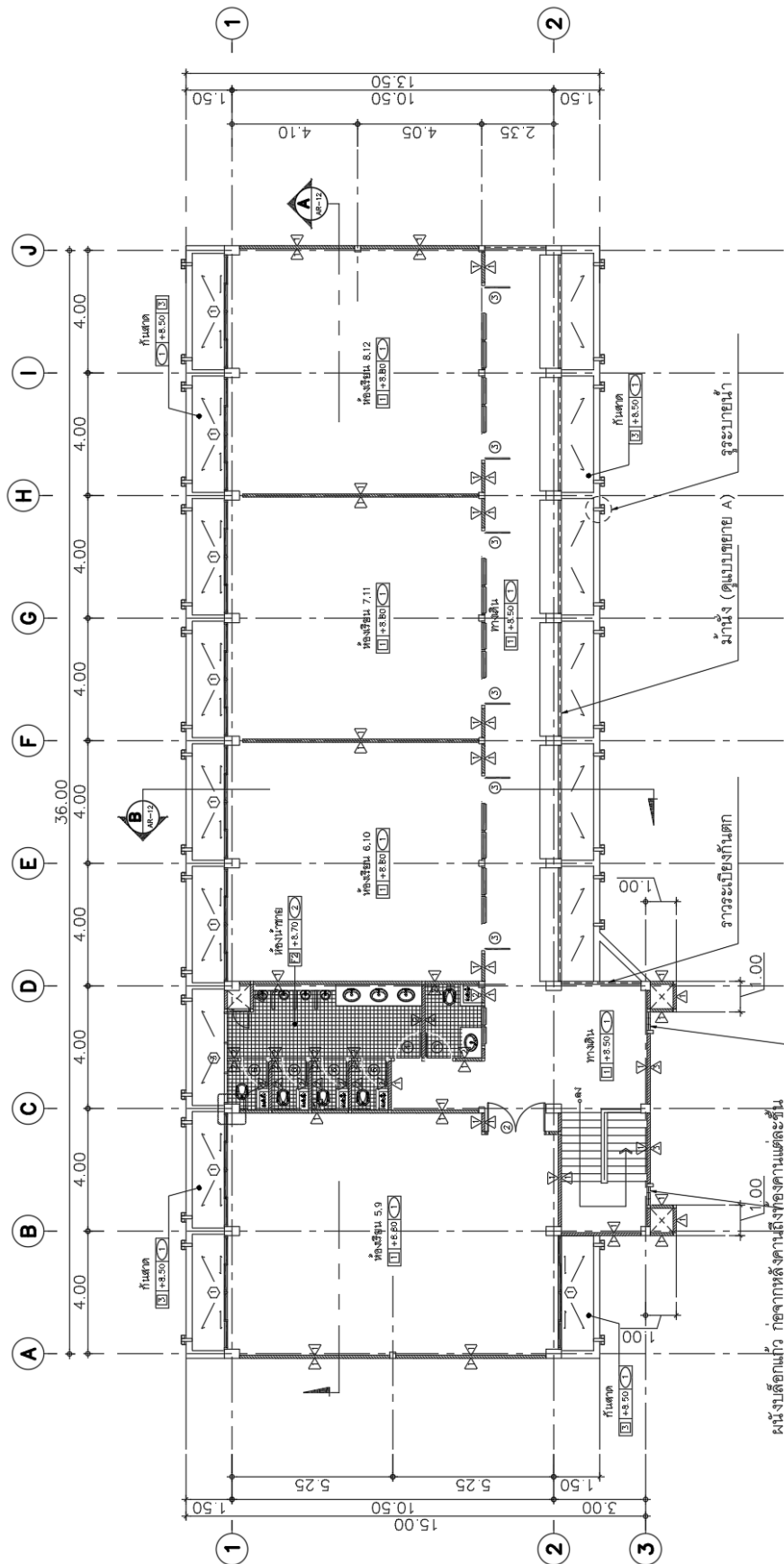
รูปที่ 4.2-2 แบบแปลนพื้นชั้น 1 ของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.2-3 แบบแปลนพื้นชั้น 2 ของอาคารต้นแบบหลักที่ 2

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.2-4 แบบแปลนพื้นชั้น 3 และ 4 ของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

4.2.3 การตรวจสอบข้อมูลและการประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 2

1) การประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 1 โดยการตรวจสอบด้วยสายตา

จากการตรวจสอบข้อมูลและประเมินอาคารต้นแบบหลังที่ 2 พบว่า ชั้นส่วนโครงสร้างต่าง ๆ ของอาคาร ได้แก่ เสา คาน มีมิติ ขนาด และความยาวเป็นไปตามที่กำหนดในแบบแปลนรายละเอียด ไม่พบรอยร้าวหรือการเสื่อมสภาพของชั้นส่วนโครงสร้างที่บ่งชี้ว่าอาคารไม่มั่นคงแข็งแรง ไม่พบความเสียหายจากการวิบัติของโครงสร้างและส่วนต่าง ๆ อาคารไม่มีการทรุดหรือเกิดการเอียงตัว ความต่อเนื่องของระบบการถ่ายแรงรายละเอียดของจุดต่อโดยรวมเป็นไปตามแบบรายละเอียดที่ได้ทำการรวบรวมมา ไม่พบการดัดแปลงโครงสร้างที่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างและเส้นทางการถ่ายแรงอย่างมีนัยสำคัญ ไม่พบส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่มีผลกระทบต่อความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายแรงในโครงสร้าง ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างบางส่วนอาจมีความเสี่ยงต่อการเกิดอันตรายต่อผู้ใช้อาคารในกรณีเกิดเหตุแผ่นดินไหวควรพิจารณาเสริมความมั่นคงหรือปรับปรุงแก้ไขตามความเหมาะสมเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้อาคาร ไม่มีส่วนของฐานที่สามารถตรวจสอบได้ด้วยสายตาและพบว่าอาจมีความเสี่ยงต่อโครงสร้างอาคารมากเกินไปหากทำการขุดสำรวจ ดังนั้นข้อมูลขนาดมิติของฐานรากจำเป็นต้องยึดตามข้อมูลที่รวบรวมได้จากแบบแปลนรายละเอียด สภาพโดยรอบตัวอาคารรวมถึงสิ่งก่อสร้างข้างเคียงมีระยะห่างมากกว่าร้อยละ 1 ของความสูงจากพื้นถึงชั้นที่พิจารณาจึงไม่จำเป็นต้องตรวจสอบการชนกันของอาคาร การต่อเติมเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างมีแนวโน้มที่สามารถดำเนินการได้ในทุกรูปแบบที่ระบุไว้ในส่วนที่ 3

2) การประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 2 แบบละเอียด

จากการรวบรวมข้อมูลของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 และการประเมินสภาพอาคารตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น พบว่าข้อมูลที่รวบรวมได้ค่อนข้างสมบูรณ์อย่างไรก็ตาม แต่เนื่องจากอาคารมีการก่อสร้างและได้ใช้งานมาเป็นเวลานานพอสมควร ผู้ประเมินจึงต้องพิจารณาตรวจสอบและประเมินสภาพอาคารแบบละเอียดเพิ่มเติมตามเกณฑ์ที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 2.2 หรือศึกษารายละเอียดเพิ่มเติมได้จากหัวข้อ 4.2.5 ตาม มยพ.1303-57 โดยตัวอย่างผลการประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 2 แบบละเอียดสมมติว่ามีผลสรุปได้ดังนี้

2.1) การตรวจสอบกำลังรับแรงอัดประลัยเฉลี่ยของคอนกรีตด้วยการเจาะแก่นคอนกรีต พบว่ามีค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ยเท่ากับ 27.47 เมกะปาสกาล ซึ่งมีความมากกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุไว้ในแบบแปลนรายละเอียด

2.2) การตรวจสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยค้อนกระแทก พบว่ามีค่ากำลังอัดเฉลี่ยเท่ากับ 26.49 เมกะปาสกาล ซึ่งมีความมากกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุไว้ในแบบแปลนรายละเอียด อย่างไรก็ตามการทดสอบหาลำดับกำลังอัดของคอนกรีตด้วยการใช้เครื่องมือค้อนกระแทกเป็นวิธีการประมาณค่ากำลังอัดคอนกรีตในทางอ้อม ดังนั้นจึงควรเลือกใช้ค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ยที่ได้จากการเจาะแก่นคอนกรีตในการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร

2.3) การตรวจสอบความถูกต้องของจำนวนเหล็กเสริมและระยะห่างของเหล็กปลอกในองค์อาคารคอนกรีตด้วยการใช้เครื่องมือ Ferro Scan พบว่าจำนวนและระยะห่างของเหล็กเสริมในองค์อาคารสำคัญต่าง ๆ เป็นไปตามแบบก่อสร้าง ดังนั้นจึงสามารถเชื่อมั่นในข้อมูลรายละเอียดการเสริมเหล็กขององค์อาคารต่าง ๆ ที่ระบุตามแบบรายละเอียดได้

2.4) ผลการเจาะสำรวจชั้นดิน ณ บริเวณพื้นที่อาคารต้นแบบ ที่ในช่วงระดับความลึกใต้ฐานพบเป็นดินเหนียวปนกรวด (GC) สีนํ้าตาลสภาพอ่อน หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน γ เท่ากับ 17.66 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ s_u เท่ากับ 43.16 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร, มุมเสียดทานภายใน ϕ เท่ากับ 11.3 องศา และดินใต้ฐานรากสามารถรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 124.59 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และจากผลการเจาะสำรวจดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ สามารถคำนวณหาค่าการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานเฉลี่ย $\bar{N}$ ได้เท่ากับ 16.33 และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย $\bar{s}_u$ มีค่าเท่ากับ 62.70 กิโลปาสกาล ซึ่งจากตารางที่ ก-1 ตาม มยผ.1302-52 สามารถจำแนกประเภทชั้นได้เป็นประเภทดินอ่อน (ประเภท D)

4.2.4 การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 ซึ่งเป็นอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง และกำหนดให้ลักษณะโครงสร้างสอดคล้องตามตารางที่ 2.7-1 ใน มยผ. 1302-52 ซึ่งระบุให้สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด ดังนั้นสำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้จะเน้นแสดงตัวอย่างวิธีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารด้วยวิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่ และอาศัยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดในการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยมีลำดับขั้นตอนดังต่อไปนี้

1) น้ำหนักบรรทุกและแรงสำหรับการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

น้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกี่ยวข้องกับการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวจะประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคาร น้ำหนักบรรทุกจร และแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว นอกจากนี้แล้ววิศวกรผู้ประเมินอาจพิจารณาแรงอื่น ๆ เพิ่มเติมตามความเหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงของอาคาร สำหรับตัวอย่างนี้กำหนดให้อาคารต้นแบบหลังที่ 2 รับน้ำหนักบรรทุกและแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวดังต่อไปนี้

1.1) น้ำหนักบรรทุกคงที่

ประกอบด้วยน้ำหนักของโครงสร้างโดยอาศัยสมบัติของวัสดุและขนาดชิ้นส่วนตามข้อมูลและแบบโครงสร้างที่ทำการรวบรวมและตรวจสอบมาแล้วข้างต้น โดยผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคารในแต่ละชั้นแสดงได้ดังตารางที่ 4.2-1

ตารางที่ 4.2-1 น้ำหนักบรรทุกคงที่แต่ละชั้นของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (กิโลนิวตัน)
หลังคา	+17.50	103
ห้วเสา	+15.80	877
ชั้น 4	+12.30	3,201
ชั้น 3	+8.80	3,194
ชั้น 2	+5.30	3,244
ชั้น 1	+0.80	1,054
ฐาน	+0.00	108
รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่		11,781

1.2) น้ำหนักบรรทุกจร

อาคารต้นแบบหลังนี้ใช้หน่วยน้ำหนักบรรทุกจรตาม กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 โดยมีรายละเอียดให้ใช้น้ำหนักบรรทุกของ โรงเรียน และหลังคาเท่ากับ 2.94 และ 0.29 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ตามลำดับ

จากผลการสำรวจสภาพการใช้งานอาคารมีลักษณะเป็นอาคารโรงเรียนตรงตามข้อมูลที่ได้รับและไม่พบการกองเก็บวัสดุอุปกรณ์ที่จะทำให้อาคารมีน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติมมากขึ้นกว่าน้ำหนักอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้นน้ำหนักประสิทธิผลสำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจึงพิจารณาเฉพาะน้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคารดังจะกล่าวในลำดับถัดไป

1.3) การคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

สำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ค่าตัวประกอบต่าง ๆ ที่ใช้สำหรับการคำนวณมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร I ใช้เท่ากับ 1.5 ตาม มยผ.1302-52 เนื่องจากกำหนดให้เป็นอาคารที่มีระดับความสำคัญสูงมาก

ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน R ใช้เท่ากับ 2.5 พิจารณาตามเงื่อนไขของตารางที่ 3.3-1 ใน มยผ. 1303-57

ค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่ง C_d ตาม มยผ.1303-57 ไม่ได้กำหนดค่าไว้ ทั้งนี้หากพิจารณาจาก มยผ. 1302-52 จะพบว่าค่า C_d จะมีค่าที่น้อยกว่าค่า R ดังนั้นสำหรับการประเมินตามตัวอย่างนี้จะกำหนดให้ค่า C_d มีค่าเท่ากับค่า R โดยมีค่าเท่ากับ 2.5 ซึ่งเป็นการสมมติในด้านที่ปลอดภัย ทั้งนี้วิศวกรผู้ประเมินอาจพิจารณาเงื่อนไขอื่น ๆ ประกอบเพื่อกำหนดค่า C_d ให้เหมาะสมกับอาคารที่ประเมิน

สเปกตรัมผลตอบแทนแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารตัวอย่างหลังที่ 2 แสดงได้ดังนี้

อาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้ตั้งอยู่ในพื้นที่ซึ่งมีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) มีค่าเท่ากับ 0.878 และ 0.248 ตามลำดับ โดยประเภทชั้นดินของที่ตั้งอาคารเป็นดินอ่อน (ประเภท D ตาม มยผ. 1302-52) จากข้อมูลข้างต้นอาศัยตารางที่ 1.4-2 และ 1.4-3 ตาม มยผ.1302-52 จะทำให้ประมาณค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (F_a) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (F_v) ได้เท่ากับ 1.148 และ 1.904 ตามลำดับ ดังนั้นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = \frac{2}{3} \times 1.148 \times 0.878 = 0.672$$

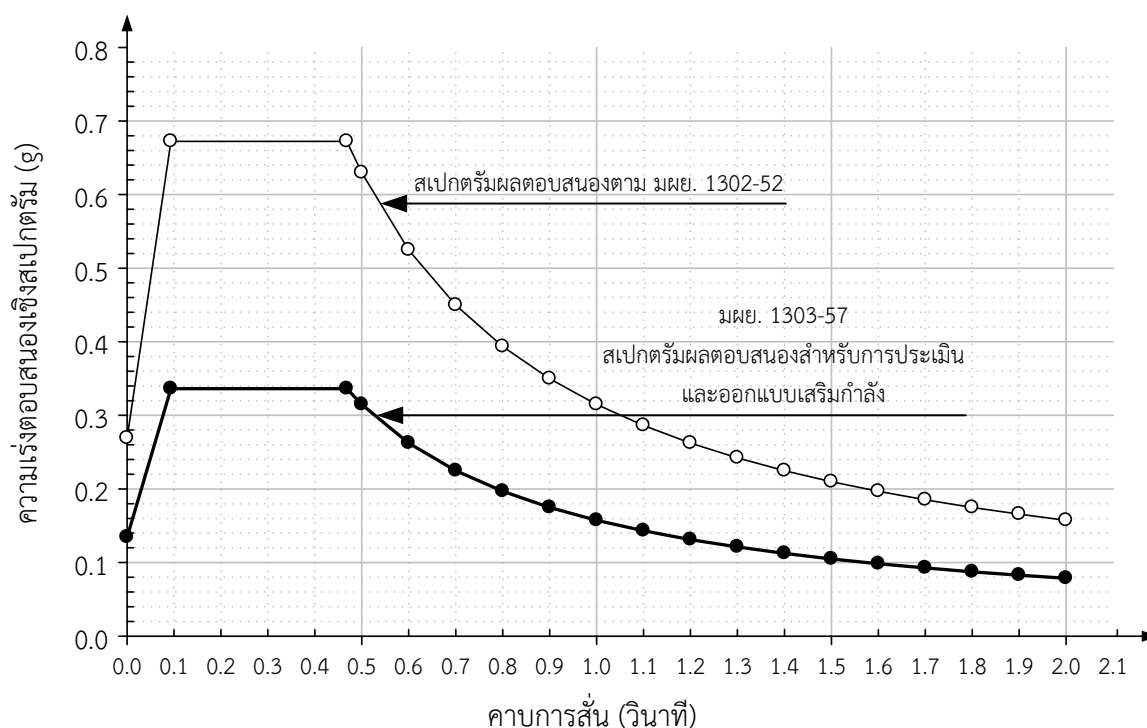
$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = \frac{2}{3} \times 1.904 \times 0.248 = 0.315$$

ทั้งนี้ มยผ. 1303-57 กำหนดให้สเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการประเมินและออกแบบการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างมีค่าครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบ ซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$S_{XS} = 0.5 \times S_{DS} = 0.5 \times 0.672 = 0.336$$

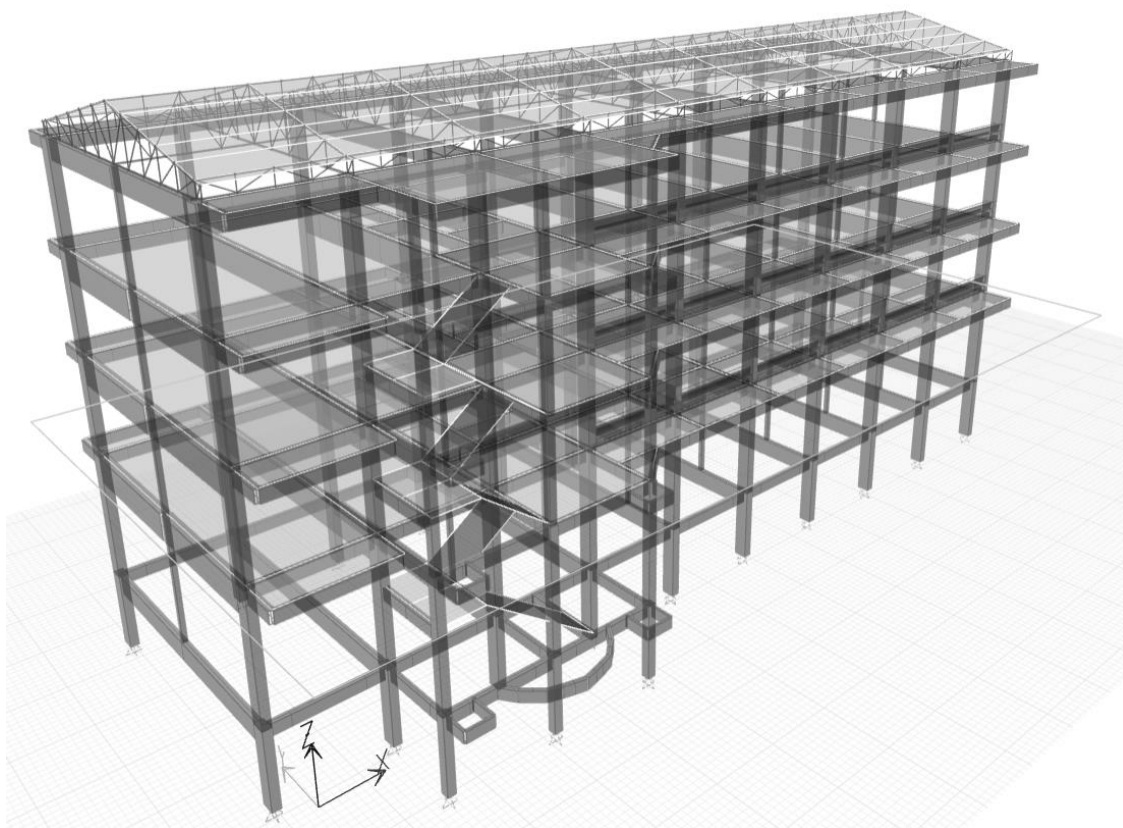
$$S_{X1} = 0.5 \times S_{D1} = 0.5 \times 0.315 = 0.157$$

ตัวอย่างนี้ใช้วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดในการวิเคราะห์โครงสร้าง เมื่ออาศัยค่าข้างต้นสามารถสร้างเป็นรูปสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารใหม่ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ตาม มยพ. 1302-52 และสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด ตาม มยพ. 1303-57 ได้ดังรูปที่ 4.2-5



รูปที่ 4.2-5 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารใหม่ และสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์

เนื่องจากตัวอย่างนี้แสดงวิธีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารด้วยวิธีการเสมือนออกแบบอาคารใหม่หรือวิธีการที่ 2 ตามหัวข้อ 3.3.4 ใน มยพ.1303-57 ซึ่งระบุให้ใช้วิธีการ ข้อกำหนด และเงื่อนไขต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับผลจากแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว รวมถึงวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างตาม มยพ. 1302-52 โดยปรับค่าแรงจากแผ่นดินไหวตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น จากนั้นทำการสร้างแบบจำลองของอาคารเป็นดังรูปที่ 4.2-6 โดยพิจารณาแบบจำลองฐานรากให้จุดรองรับของอาคารเป็นแบบฐานยึดหมุน (Pinned Base) ทั้งนี้การสร้างแบบจำลองผู้ประเมินควรพิจารณารูปแบบโครงสร้างและเงื่อนไขจุดรองรับตามความเหมาะสมของอาคารที่จะทำการประเมิน



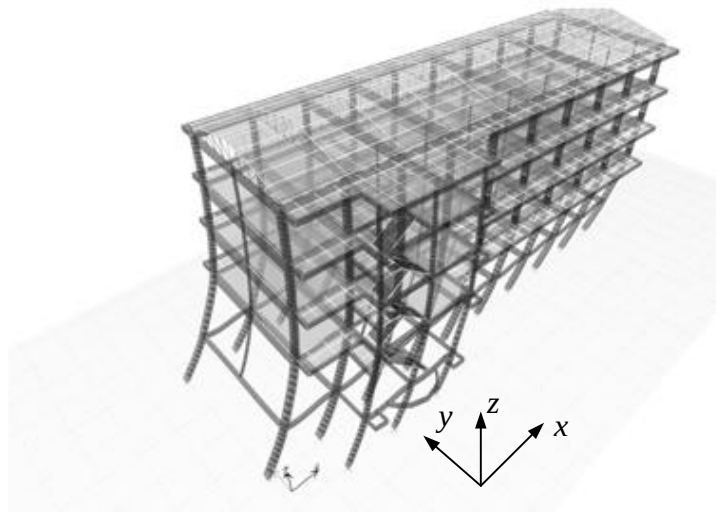
รูปที่ 4.2-6 แบบจำลองอาคารต้นแบบหลังที่ 2

เมื่อได้แบบจำลองของโครงสร้างที่พิจารณาการกระจายมวลและสถิติเฟสที่สอดคล้องกับสภาพจริง สามารถนำมาคำนวณค่าการสั่นพื้นฐานของอาคารจากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigenvalue Analysis) ซึ่งจากการวิเคราะห์โครงสร้าง สามารถทราบลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดต่าง ๆ ได้ สำหรับในโหมดที่ 1-3 ดังแสดงในรูปที่ 4.2-7 ถึงรูปที่ 4.2-9 ตามลำดับ ดังนั้นได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในแต่ละทิศทางหลักเป็นดังนี้

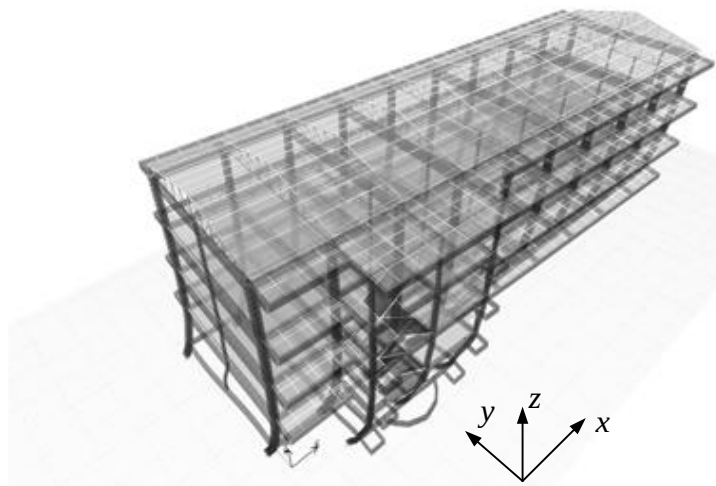
ค่า $T_x = 2.098$ วินาที

ค่า $T_y = 1.687$ วินาที

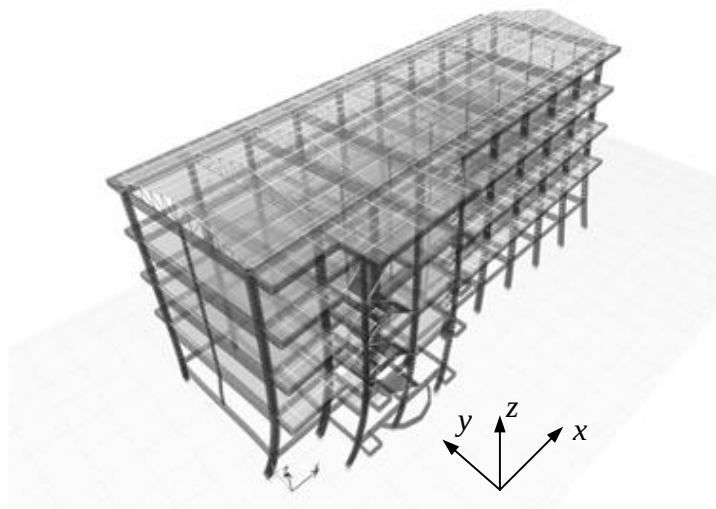
และในการวิเคราะห์ต้องพิจารณาการตอบสนองสูงสุดจากหลายโหมด โดยจำนวนโหมดที่พิจารณาต้องเพียงพอเพื่อให้ผลรวมของมวลประสิทธิภาพประจำโหมด ที่ได้พิจารณามีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดของอาคารสำหรับแต่ละทิศทางของแผ่นดินไหวในแนวระนาบที่ตั้งฉากกัน ดังนั้นเมื่อพิจารณา 6 โหมดแรกจะทำให้มวลประสิทธิภาพ (การมีส่วนร่วมของมวล) รวมได้ 98 เปอร์เซ็นต์ของมวลทั้งหมดของอาคาร ดังแสดงในตารางที่ 4.2-2



รูปที่ 4.2-7 ลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 1 (ค่าคาบเท่ากับ 2.098 วินาที)



รูปที่ 4.2-8 ลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 2 (ค่าคาบเท่ากับ 1.687 วินาที)



รูปที่ 4.2-9 ลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 3 (ค่าคาบเท่ากับ 1.608 วินาที)

ตารางที่ 4.2-2 สมบัติของโหมต คาบการสั่นไหวธรรมชาติ อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลและค่าสะสม

โหมต	ค่าคาบ ธรรมชาติ (วินาที)	อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล			อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลสะสม		
		แกน X	แกน Y	การบิด	แกน X	แกน Y	การบิด
1	2.098	0.94	0.00	0.03	0.94	0.00	0.03
2	1.687	0.00	0.94	0.02	0.94	0.94	0.05
3	1.608	0.03	0.03	0.91	0.97	0.96	0.96
4	0.458	0.01	0.00	0.00	0.98	0.96	0.96
5	0.370	0.00	0.02	0.00	0.98	0.98	0.96
6	0.352	0.00	0.00	0.02	0.98	0.98	0.98

นำค่าดังกล่าวข้างต้นไปคำนวณค่าแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมตอบสนองแบบโหมตและการปรับแก้ค่าการตอบสนอง เพื่อหาค่าแรงเฉือนที่ฐานและแรงภายในชิ้นส่วนต่าง ๆ โดยการรวมผลตอบสนองจากโหมตต่าง ๆ ด้วยวิธี SRSS (Square Root of Sum of Square) สามารถหาแรงเฉือนที่ฐานและแรงภายในชิ้นส่วนต่าง ๆ รวมทั้งการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้

สำหรับการคำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับออกแบบ สามารถคำนวณได้จาก

$$\text{แรงเฉือนที่ฐาน} = \sqrt{\sum_{n=1}^6 V_{bn}^2} = \sqrt{\sum_{n=1}^6 (M_n^* A_n)^2}$$

โดยที่ M_n^* คือ มวลประสิทธิผลประจำโหมตที่ n และ A_n คือ ความเร่งเชิงสเปกตรัมของโหมตที่ n ซึ่งอ่านค่าได้จากรูปที่ 4.2-5 ที่คาบธรรมชาติตรงกับคาบธรรมชาติประจำโหมตที่ n สามารถแสดงค่าแรงเฉือนที่ฐานดังตารางที่ 4.2-3 และ ตารางที่ 4.2-4 ได้ค่าแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 853 และ 1,029 กิโลนิวตัน สำหรับทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ

ตารางที่ 4.2-3 การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละโหมต ตามทิศทางแกน X

โหมต	ค่าคาบ ธรรมชาติ (วินาที)	อัตราส่วนการมี ส่วนร่วมของ มวล	มวลประสิทธิผล ประจำโหมต (กิโลกรัม)	ความเร่งเชิง สเปกตรัม ประจำโหมต (g)	ค่าแรงเฉือนที่ ฐานประจำ โหมต (กิโลนิวตัน)
1	2.098	0.94	1,128,862	0.077	852
3	1.608	0.03	36,028	0.098	35
4	0.458	0.01	12,009	0.336	40
รวมผลตอบสนองจากโหมตต่าง ๆ ด้วยวิธี SRSS					853

ตารางที่ 4.2-4 การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละโหมด ตามทิศทางแกน Y

โหมด	ค่าคาบ ธรรมชาติ (วินาที)	อัตราส่วนการมี ส่วนร่วมของ มวล	มวลประสิทธิผล ประจำโหมด (กิโลกรัม)	ความเร่งเชิง สเปกตรัม ประจำโหมด (g)	ค่าแรงเฉือนที่ ฐานประจำ โหมด (กิโลนิวตัน)
2	1.687	0.94	1,128,862	0.093	1,025
3	1.608	0.03	36,028	0.098	35
5	0.370	0.02	24,018	0.336	79
รวมผลตอบสนองจากโหมดต่าง ๆ ด้วยวิธี SRSS					1,029

จากนั้นทำการคูณปรับค่าแรงด้วย $\frac{I}{R}$ ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\frac{1.5}{2.5} = 0.6$ จากผลการวิเคราะห์สามารถคำนวณหา
ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานรองรับ ได้ดังนี้

$$V_{t,x} = 512 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$V_{t,y} = 617 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

สำหรับการปรับแก้ค่าแรง ในกรณีที่ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (V_t) ซึ่งคำนวณ
จากการรวมการตอบสนองของโหมดต่าง ๆ มีค่าน้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐาน (V) ที่ได้จากวิธีแรงสถิต
เทียบเท่า ให้ปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์โดยคูณด้วยค่า $0.85 \frac{V}{V_t}$

การคำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดยค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารใน
ทิศทาง x มีค่าเท่ากับ 2.098 วินาที ส่วนคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง y มีค่าเท่ากับ 1.687 วินาที
ทั้งนี้ค่าคาบการสั่นของอาคาร T จากการประมาณด้วยความสูงของอาคารตามวิธี ก ที่ระบุใน มยพ. 1302-52
จะคำนวณได้ตามสมการ $T = 0.02H$ เมื่อ H คือความสูงของอาคารวัดจากพื้นดิน มีหน่วยเป็นเมตร โดย
สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้ ความสูงของอาคารมีค่าเท่ากับ 15.80 เมตร ดังนั้นค่าคาบการสั่นของอาคาร
จากสูตรการประมาณจึงมีค่าดังนี้

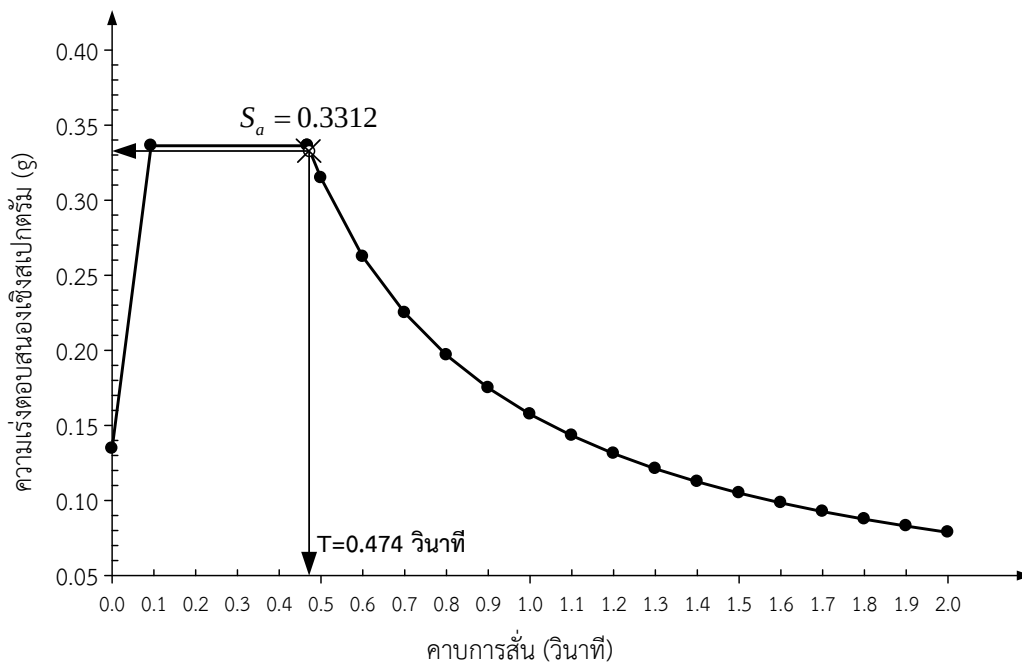
$$T = 0.02H = 0.02(15.80) = 0.316 \text{ วินาที}$$

เมื่อเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่คำนวณจากสูตรการประมาณกับค่าที่ได้จากวิธีการ
ไฟไนต์เอลิเมนต์จะพบว่า ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่ได้จากวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการสั่นทั้งในทิศทาง x
และ y มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นของอาคารจากสูตรการประมาณ ดังนั้นเมื่ออาศัยข้อกำหนด
ตาม มยพ. 1302-52 ที่กำหนดให้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่จะใช้ในการกำหนดค่าความเร่งตอบสนอง
เชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมกำลังอาคาร (T_{code}) ต้องมีค่าไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าคาบ
การสั่นของอาคารที่ได้จากสูตรการประมาณ ดังนั้นสำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานใน
ทิศทางแกนหลักทั้งสองของอาคารจึงมีค่าเท่ากัน โดยคำนวณค่าได้ดังนี้

$$T_{code} = 1.5T = 0.474 \quad \text{วินาที ทั้งสองทิศทางของอาคาร}$$

เมื่อนำคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่ได้มาพิจารณาร่วมกับสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมิน
และออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น ดังที่แสดงในรูปที่ 4.2-10 จะทำได้

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) มีค่าเท่ากับ 0.3312



รูปที่ 4.2-10 การระบุค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2

จากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) ที่กล่าวมาข้างต้น ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหวสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$C_s = S_a \frac{I}{R}$$

$$C_s = 0.3312 \times \frac{1.5}{2.5} = 0.199$$

ทั้งนี้ค่า C_s มีค่าไม่น้อยกว่า 0.01 ตามข้อกำหนดของ มยพ. 1302-52

จากค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองของแรงแผ่นดินไหวและค่าน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของอาคารสามารถคำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวได้จากสมการ $V = C_s W$ โดยค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกนหลักของอาคารทั้งสองทิศทางคำนวณได้ดังนี้

$$\text{แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน } x \quad V_x = 0.199 \times 11,781 = 2,344 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\text{แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน } y \quad V_y = 0.199 \times 11,781 = 2,344 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ทำการคูณปรับค่าแรงจากผลการวิเคราะห์จากวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองด้วย $0.85 \frac{V}{V_t}$ ได้ค่าตัวคูณปรับแก้ดังนี้

$$\text{ค่าตัวคูณปรับแก้สำหรับทิศทางตามแกน } X \text{ มีค่าเท่ากับ } 0.85 \frac{V}{V_t} = 0.85 \times \frac{2,344}{512} = 3.89$$

$$\text{ค่าตัวคูณปรับแก้สำหรับทิศทางแกน } Y \text{ มีค่าเท่ากับ } 0.85 \frac{V}{V_t} = 0.85 \times \frac{2,344}{617} = 3.23$$

ดังนั้น ได้ค่าแรงเฉือนที่ฐานภายหลังจากการปรับแก้ค่าแล้วมีค่าเท่ากับ 1,992 กิโลนิวตัน สำหรับทิศทาง แกน X และแกน Y

1.4) เกณฑ์ในการประเมินและการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง

สำหรับการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของชิ้นส่วนองค์อาคารต่าง ๆ จะอาศัยแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง โดยจะทำการตรวจสอบค่าแรงภายในที่เกิดจากผลของแรงแผ่นดินไหวซึ่งได้รับการลดทอนด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) รวมกับแรงอื่น ๆ ตามที่กำหนดใน มยผ. 1302-52 ว่ามีค่ามากกว่ากำลังต้านทานของชิ้นส่วนนั้นหรือไม่ โดยจะพิจารณาจากค่าอัตราส่วนระหว่างแรงภายในที่ต้องการ (Demand) กับกำลังที่ออกแบบหรือกำลังต้านทาน (Capacity) หรือที่เรียกว่า Demand-Capacity Ratio (DCR) ตามที่ระบุในส่วนที่ 5 ของ มยผ.1303-57 ซึ่งหากพบว่าแรงภายในที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานขององค์อาคาร อันเป็นผลให้ค่า DCR มีค่ามากกว่า 1 จะพิจารณาว่าองค์อาคารนั้นไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินและต้องทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

จากวิธีการรวมแรงตาม มยผ. 1302-52 ทำให้สามารถแสดงตัวอย่างการแจกแจงรูปแบบการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลังได้ดังนี้

$$U1101=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1102=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1103=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1104=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1105=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1106=1.2(DL+SDL) + 1.0LL + 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U1107=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1108=1.2(DL+SDL) + 1.0LL - 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U1201=0.9(DL+SDL) + 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1202=0.9(DL+SDL) + 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1203=0.9(DL+SDL) - 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U1204=0.9(DL+SDL) - 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U1205=0.9(DL+SDL) + 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1206=0.9(DL+SDL) + 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U1207=0.9(DL+SDL) - 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U1208=0.9(DL+SDL) - 0.3EQx - 1.0EQy$$

โดยที่ DL = น้ำหนักบรรทุกคงที่

SDL = น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม

LL = น้ำหนักบรรทุกจร

EQx = แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน X

EQy = แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y

สำหรับการประเมินความสามารถในการรับแรงแบกทานของฐานราก ผู้ประเมินอาจเลือกใช้การอนุมานค่ากำลังรับน้ำหนักแบบทานของฐานรากตามแนวทางที่ระบุไว้ในหัวข้อ 6.4 ตาม มยผ.1303-57 หรืออาศัยข้อมูลจากการสำรวจทางธรณีวิทยาแบบเฉพาะเจาะจงสำหรับพื้นที่ตั้งอาคารแล้วนำมาคำนวณหาค่ากำลังรับ

น้ำหนักแบกทานตามหลักเกณฑ์ที่เหมาะสมทางด้านปฐพีกลศาสตร์ ซึ่งการประเมินในส่วนนี้ผู้ประเมินอาจเลือกใช้รูปแบบการประเมินตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ โดย มยผ. 1302-52 กำหนดวิธีรวมผลของแรงสำหรับการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ดังนี้

$$U1=1.0D + 0.7E$$

$$U2=1.0D + 0.525E + 0.75L$$

$$U3=0.6D + 0.7E$$

เมื่อ D = น้ำหนักบรรทุกคงที่
 L = น้ำหนักบรรทุกจร
 E = แรงแผ่นดินไหว

ทั้งนี้จะต้องพิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทางหลักกระทำต่ออาคารร่วมกันด้วยเช่นกันตามทีระบุในหัวข้อ 2.6.3 ของ มยผ. 1302-52 ซึ่งจะทำให้สามารถแจกแจงรูปแบบของการรวมแรงได้หลายรูปแบบเช่นเดียวกับลักษณะตัวอย่างที่แสดงไว้แล้วข้างต้น

นอกจากรูปแบบการรวมแรงตาม มยผ. 1302-52 ที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ผู้ประเมินควรพิจารณารูปแบบการรวมแรงในรูปแบบอื่น ๆ เพิ่มเติมตามความเหมาะสมของการใช้งานอาคาร

2) สมบัติของวัสดุในการประเมิน

จากการตรวจสอบข้อมูลและประเมินสภาพอาคารอย่างละเอียดดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จากการเจาะแก่นคอนกรีตมีค่ามากกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุในแบบรายละเอียด ดังนั้นเมื่อพิจารณาในด้านปลอดภัยจึงสมควรที่จะใช้ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตในแบบรายละเอียด ส่วนกำลังของเหล็กเสริมจะอ้างอิงข้อมูลตามที่ระบุในแบบรายละเอียด ดังนั้นค่าสมบัติของวัสดุสำหรับการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 สามารถสรุปได้ดังนี้

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)	= 20.60	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กกลม SR-24 (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-30 (f_y)	= 295	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณ (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$)	= 21,331.99	เมกะปาสกาล

3) แบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้าง

แบบจำลองโครงสร้างสำหรับตัวอย่างนี้จะตั้งอยู่บนสมมติฐานของการยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) โดยทำการสร้างแบบจำลองเป็นแบบ 3 มิติดังรูปที่ 4.2-6 ทั้งนี้แบบจำลองสามารถจำลองค่าสติฟเนสและกำลังขององค์อาคารที่มีความสำคัญต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว และสามารถจำลองลักษณะการกระจายของมวลทั่วทั้งอาคารได้อย่างถูกต้อง นอกจากนี้แบบจำลองยังสามารถจำลองสติฟเนสในแนวระนาบของไดอะแฟรมได้ ทั้งนี้ค่าสติฟเนสขององค์อาคารคอนกรีตจะพิจารณาถึงผลของการแตกร้าวที่มีต่อค่าสติฟเนสโดยการประมาณค่าสติฟเนสจากค่าโมเมนต์ประสิทธิผล (I_{eff}) และค่าพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล (A_{eff}) ตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.8.3 ของ มยผ. 1302-52 สำหรับจุดรองรับของอาคารจะพิจารณาให้เป็นแบบฐานยึดหมุน (Pinned Base) โดยไม่พิจารณาความยืดหยุ่นของฐานราก (Foundation Flexibility)

การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับตัวอย่างนี้จะเลือกใช้วิธีพลศาสตร์เชิงเส้นด้วยวิธีผลตอบสนองแบบโหมดตามแนวทางของบทที่ 4 ใน มยผ. 1302-52 โดยพิจารณาการสั่นไหวในหลายๆ โหมด เนื่องจากโครงสร้างมีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบและแนวดิ่ง การวิเคราะห์ได้กำหนดให้แรงแผ่นดินไหวกระทำตามทิศทาง X และ Y และนำผลตอบสนองของโครงสร้างในแต่ละทิศทางแรงนำมารวมผลตามการรมน้ำหนักบรรทุก สำหรับในการวิเคราะห์ได้กำหนดให้โครงสร้างมีค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) เท่ากับ 5% หรือ 0.05 จากการใช้วิธีนี้ทำให้ทราบถึงผลตอบสนองของแรงภายในและการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ทำให้ทราบจุดวิกฤตในโครงสร้าง และสามารถนำไปตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบสถิติเชิงเส้น

4) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 2 เพื่อประเมินความมั่นคงแข็งแรง

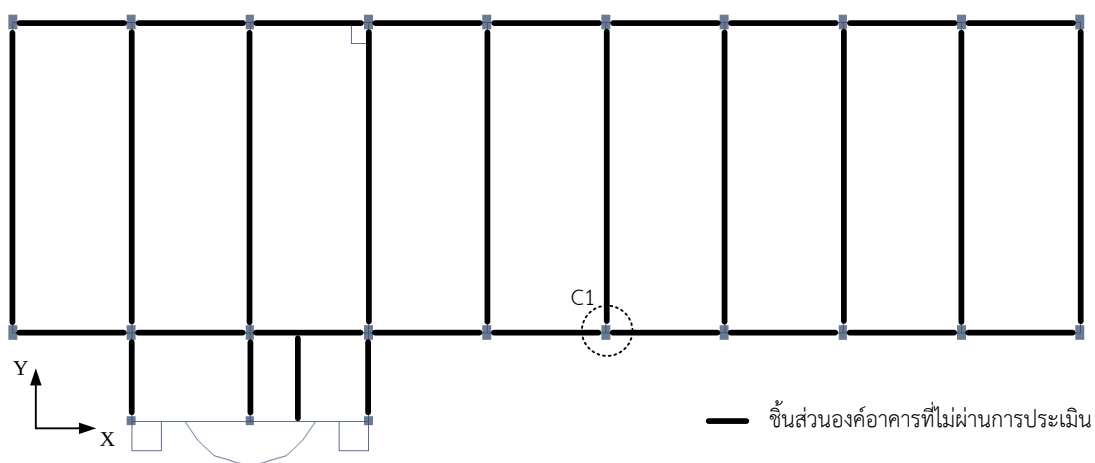
ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ อันประกอบด้วยค่าคาบการสั่นพื้นฐานในทิศทางแกนหลักของอาคาร ผลการประเมินค่าอัตราส่วนระหว่างแรงภายในที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) โดยรวม และผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารสามารถสรุปพอสังเขปได้ดังนี้

4.1) ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในทิศทางแกนหลักของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

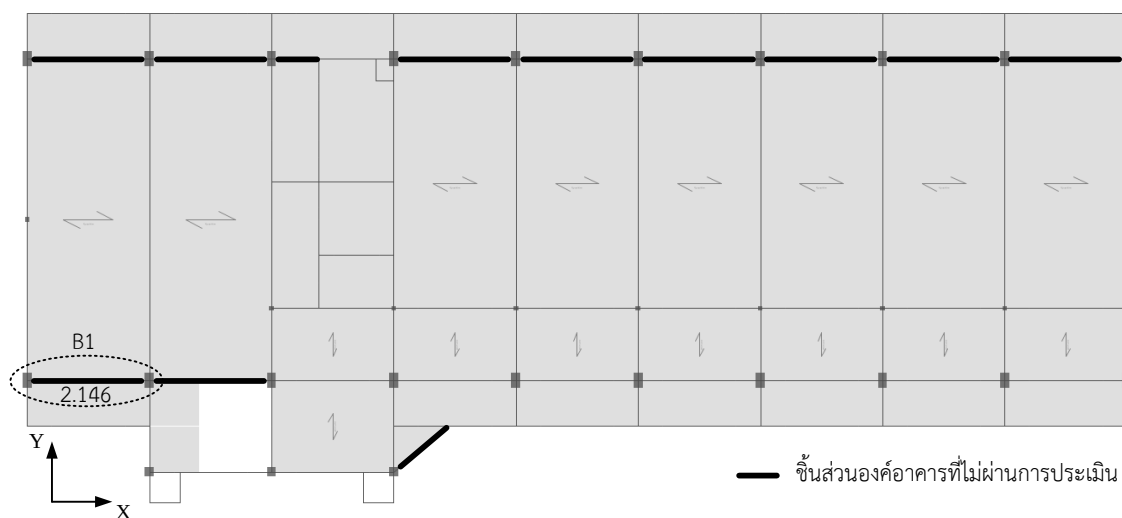
จากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigen Value) ของแบบจำลองโครงสร้างจะได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง x เท่ากับ 2.098 วินาที ส่วนคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง y มีค่าเท่ากับ 1.687 วินาที

4.2) ผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

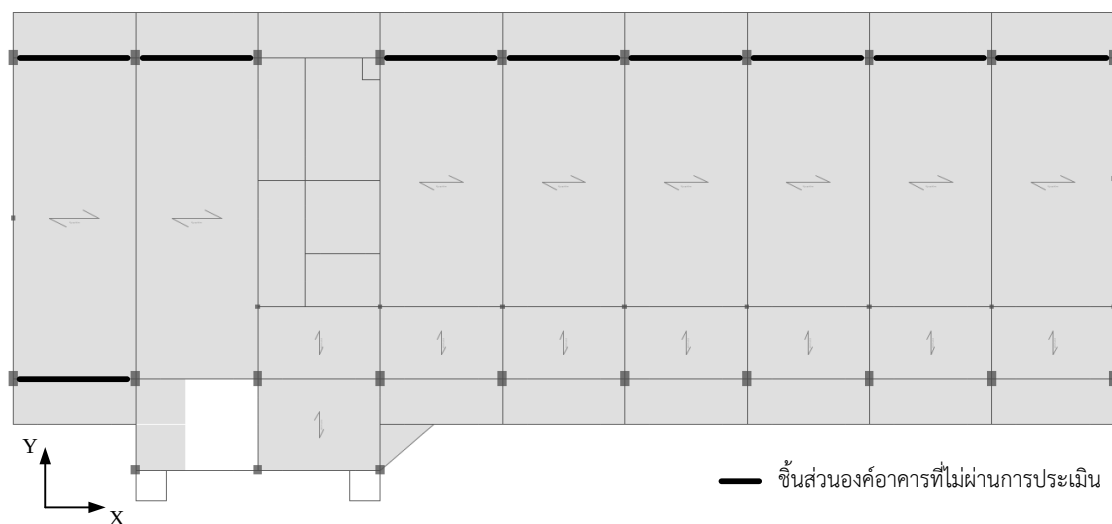
สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้มีโครงสร้างรับแรงด้านข้างเป็นรูปแบบโครงต้านแรงคัตคอนกรีตเสริมเหล็ก มีเสา คาน และฐานรากเป็นองค์อาคารหลักสำหรับรับแรงทางด้านข้าง แต่เนื่องจากองค์อาคารดังกล่าวไม่ได้รับการออกแบบให้สามารถรับแรงทางด้านข้างอันเนื่องมาจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ดังนั้นในการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังนี้จึงประเมินจากองค์อาคารทั้งสามนี้เป็นหลัก โดยผลการประเมินค่าอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของคานและเสาแสดงได้ดังผังอาคารทั้ง 4 ชั้นและภาพตัดทางยาวตามความสูงของอาคารดังรูปที่ 4.2-11 ถึง รูปที่ 4.2-15 ตามลำดับ เส้นทึบที่แสดงในรูปหมายถึงองค์อาคารที่ตรวจสอบด้วยการวิเคราะห์โครงสร้างแล้วพบว่าอัตราส่วน DCR มีค่ามากกว่า 1 คือไม่ผ่านการประเมิน และมีแนวโน้มที่จะต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารต่าง ๆ เหล่านี้ โดยจากรูปที่ 4.2-11 ถึง รูปที่ 4.2-15 พบว่าคานของอาคารชั้น 1 ส่วนใหญ่ไม่ผ่านการประเมิน ส่วนคานของอาคารชั้น 2 ถึง ชั้น 3 โดยมากผ่านการประเมิน มีคานบางแนวที่อาจจำเป็นต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรง ส่วนคานของอาคารชั้น 4 ผ่านการประเมินทั้งหมด ส่วนรูปที่ 4.2-15 แสดงให้เห็นว่าเสาของอาคารทั้งหมดไม่สามารถรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้และมีความจำเป็นต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรง สำหรับผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 แสดงได้ดังรูปที่ 4.2-16 จากรูปแสดงให้เห็นว่าฐานรากโดยรวมสามารถรับภาระจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่เพิ่มขึ้นได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.2-16 ทั้งนี้ตัวอย่างรายละเอียดการประเมินชิ้นส่วนเสา คาน และฐานรากจะกล่าวถึงในลำดับถัดไป



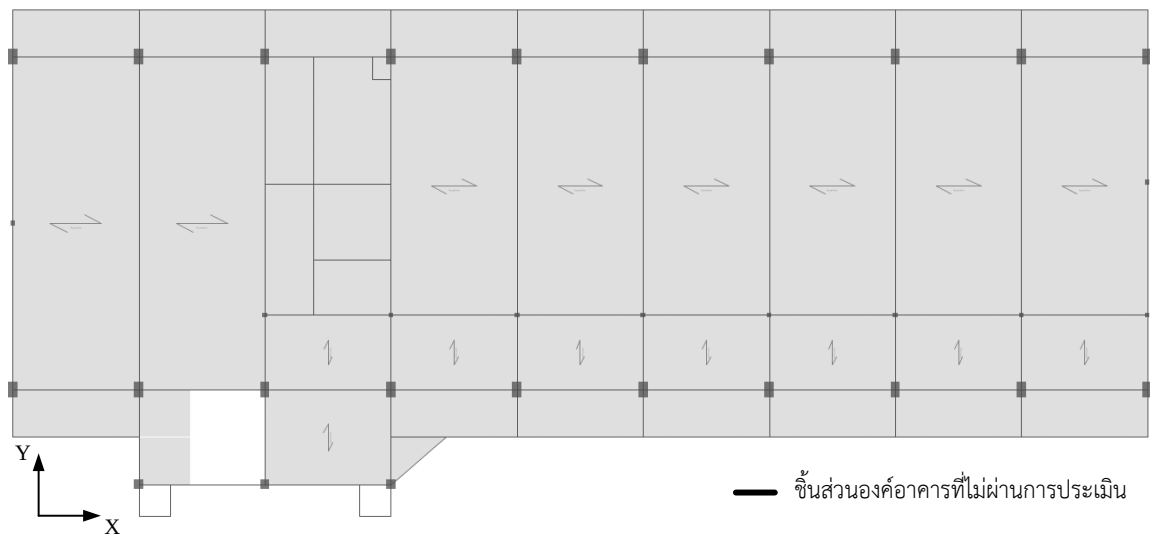
รูปที่ 4.2-11 ภาพผังแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 1 ตามค่า DCR



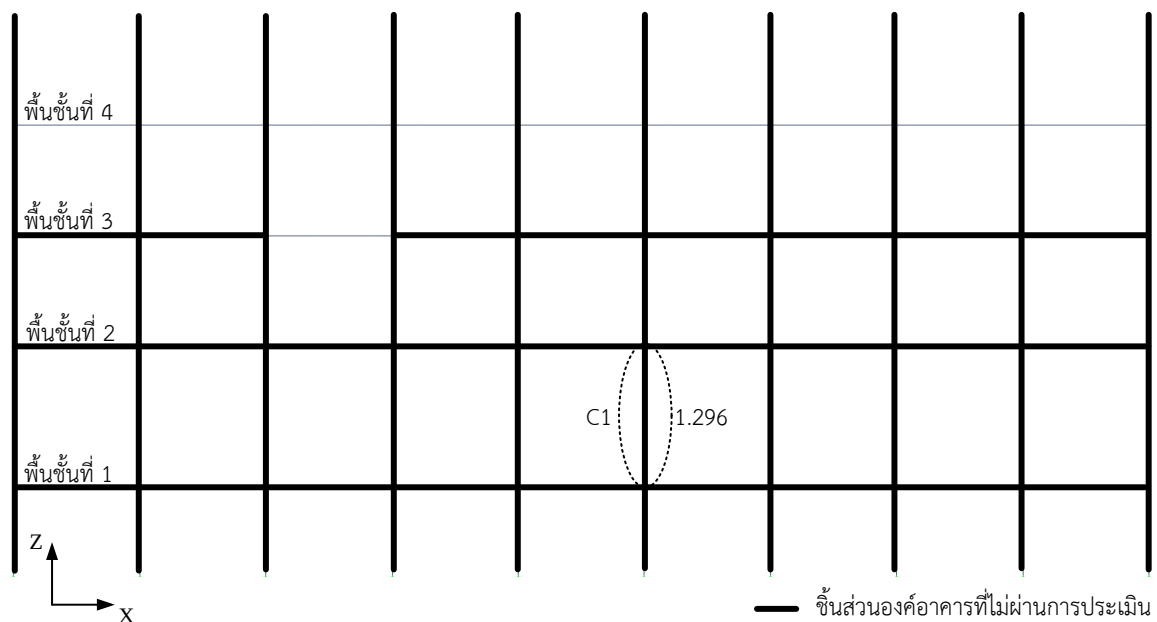
รูปที่ 4.2-12 ภาพผังแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 2 ตามค่า DCR



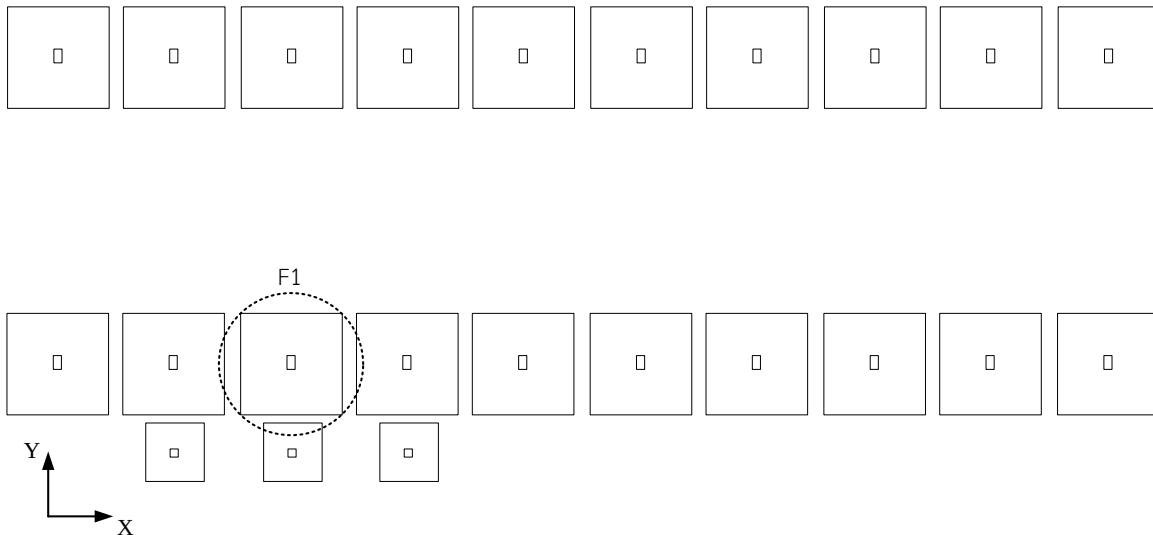
รูปที่ 4.2-13 ภาพผังแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 3 ตามค่า DCR



รูปที่ 4.2-14 ภาพผังแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 4 ตามค่า DCR



รูปที่ 4.2-15 ภาพตัดทางยาวตามความสูงอาคารแสดงผลการประเมินเสาและคานตามค่า DCR



รูปที่ 4.2-16 ภาพผังแสดงผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของฐานราก

4.3) ผลการประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

การประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์จะพิจารณาตามเกณฑ์ที่ระบุไว้ในหัวข้อ 2.11.1 ตามมยพ. 1302-52 โดยค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (Δ_d) สำหรับกรณีนี้คือ $0.015h_{sx}$ เมื่อ h_{sx} หมายถึงความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นชั้นที่ x เมื่อนำผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์มาทำการหาการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มีการปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (C_d) ซึ่งสำหรับกรณีนี้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2.5 ตามแนวทางที่ระบุไว้ในข้อ 3.7 ของ มยพ. 1302-52 จะทำให้ได้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับการประเมินอาคารต้นแบบหลังที่ 2 เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้สำหรับกรณีการรับแรงแผ่นดินไหวทั้งสองทิศทางดังตารางที่ 4.2-5 ถึง ตารางที่ 4.2-6 และ รูปที่ 4.2-17 ถึง รูปที่ 4.2-18

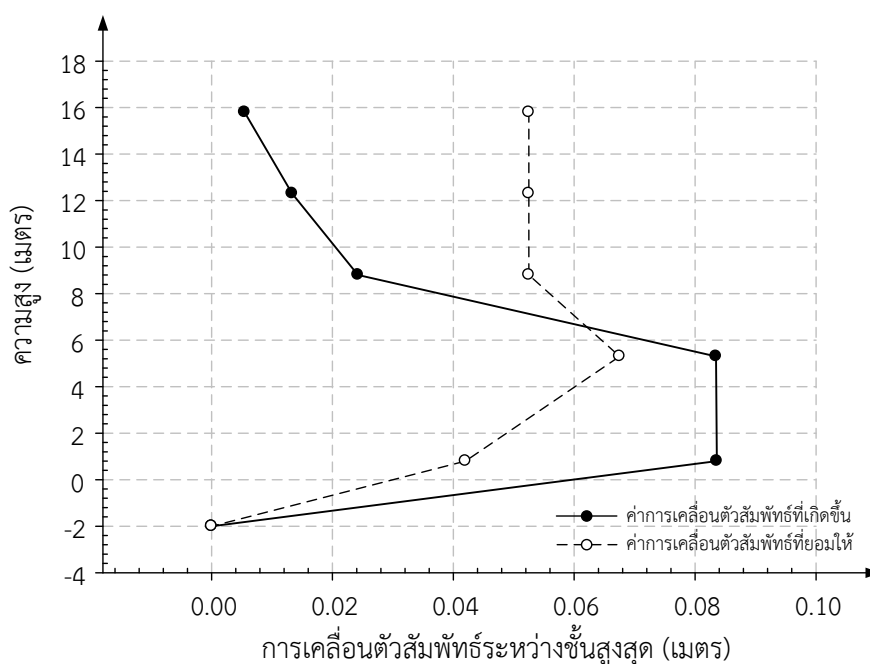
จาก ตารางที่ 4.2-5 และ รูปที่ 4.2-17 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่มีแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้ง 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจากการรวมแรงในปริมาณร้อยละ 100 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน x กับแรงในปริมาณร้อยละ 30 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y จากตารางและรูปดังกล่าวจะเห็นว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดสำหรับชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 2 มีค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้

ตารางที่ 4.2-6 และรูปที่ 4.2-18 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่มีแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทาง โดยเป็นผลจากการรวมแรงในปริมาณร้อยละ 100 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y กับแรงในปริมาณร้อยละ 30 ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน x จากตารางและรูปดังกล่าวพบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดสำหรับชั้นที่ 1 และชั้นที่ 2 มีค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่กล่าวมาข้างต้นจะเห็นว่าอาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้ไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ดังนั้นจึงควรที่ต้องเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร

ตารางที่ 4.2-5 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

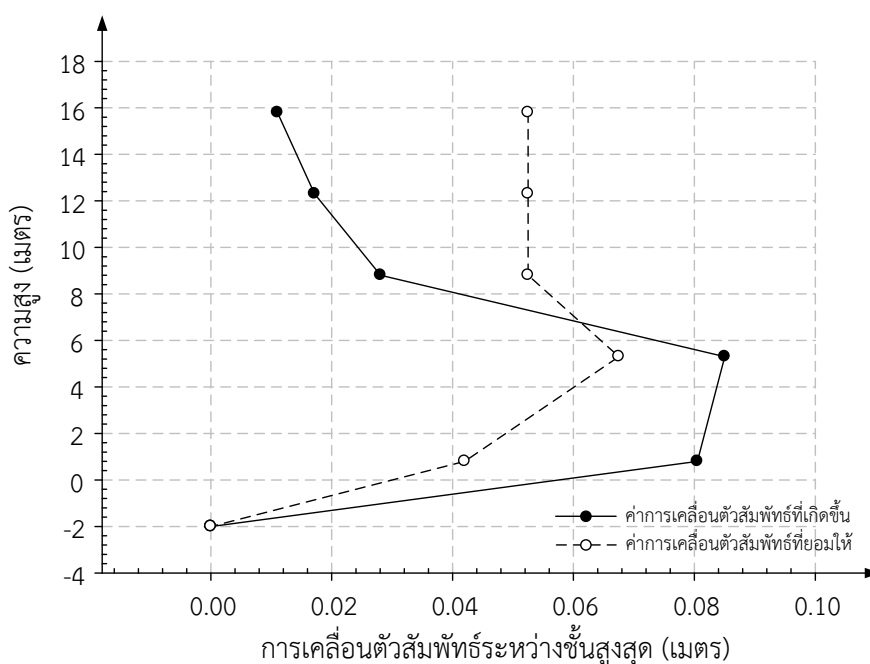
ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		ประเมิน	$\Delta_a = 0.015h_{sx}$
หลังคา	15.8	0.0055	0.0525
ชั้น 4	12.3	0.0133	0.0525
ชั้น 3	8.8	0.0242	0.0525
ชั้น 2	5.3	0.0835	0.0675
ชั้น 1	0.8	0.0836	0.0420
ฐานราก	-2	0.0000	0.0000



รูปที่ 4.2-17 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

ตารางที่ 4.2-6 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		ประเมิน	$\Delta_a = 0.015h_{sx}$
หลังคา	15.8	0.0110	0.0525
ชั้น 4	12.3	0.0171	0.0525
ชั้น 3	8.8	0.0281	0.0525
ชั้น 2	5.3	0.0850	0.0675
ชั้น 1	0.8	0.0805	0.0420
ฐานราก	-2	0.0000	0.0000



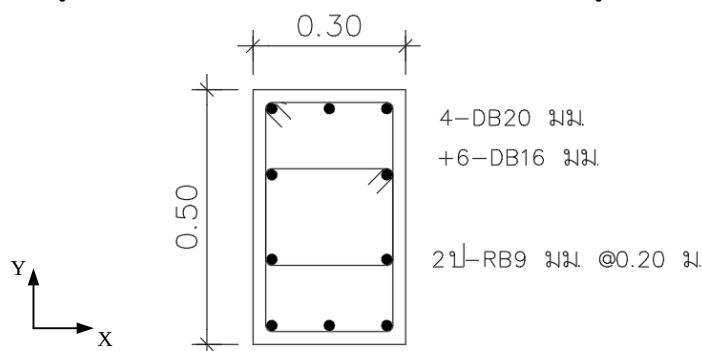
รูปที่ 4.2-18 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

5) ตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 2

จากผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 ที่แสดงดังรูปที่ 4.2-11 ถึงรูปที่ 4.2-16 แสดงให้เห็นว่าอาคารต้นแบบหลังที่ 2 นี้ควรต้องทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยหัวข้อนี้จะแสดงตัวอย่างการประเมินชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 2 อันได้แก่ เสา คาน และฐานราก ทั้งนี้เสา C1 คาน B1 และฐานราก F1 ที่เลือกนำมาแสดงเป็นตัวอย่างจะอยู่ในตำแหน่งที่ระบุไว้ในผังและรูปตัดดังแสดงในรูปที่ 4.2-11 ถึง รูปที่ 4.2-16 การประเมินกำลังต้านทานชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะพิจารณาตามแนวทางการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีกำลัง [18] ส่วนการประเมินกำลังต้านทานของดินฐานรากจะพิจารณาตามแนวทางของวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้

5.1) การประเมินเสาด้อย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 2

ตัวอย่างเสา C1 ที่เลือกนำมาใช้เป็นตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของเสาที่มีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.2-19 โดยตำแหน่งของเสา C1 แสดงไว้ดังรูปที่ 4.2-11 และ รูปที่ 4.2-16

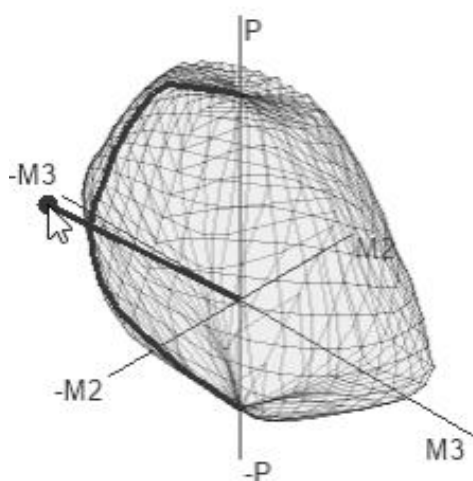


รูปที่ 4.2-19 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดเสาด้อย่าง C1

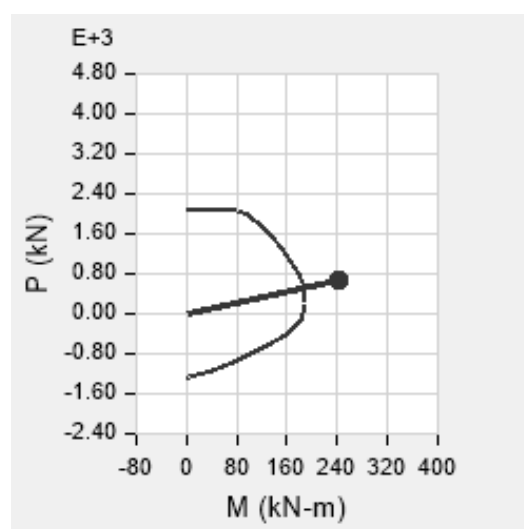
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงภายในที่เกิดขึ้นของเสาด้านนี้สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรุปลงได้ดังนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P_u)	=	680.45	กิโลนิวตัน
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux})	=	-215.51	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_{uy})	=	-113.53	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	=	45.79	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	88.59	กิโลนิวตัน

จากหน้าตัดเสา C1 ตามรูปที่ 4.2-19 นำมาหาค่ากำลังต้านทานของชิ้นส่วนเสาโดยอาศัยแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาด้อย่าง (Interaction Diagram) ได้ดังรูปที่ 4.2-20 และ รูปที่ 4.2-21 โดยทำการประเมินตามแนวทางที่ได้แสดงไว้แล้วในอาคารต้นแบบหลังที่ 1



รูปที่ 4.2-20 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาด้อย่าง



รูปที่ 4.2-21 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาด้อย่าง

จากรูปที่ 4.2-20 และ รูปที่ 4.2-21 คำนวนค่า DCR ได้เท่ากับ 1.296 ซึ่งมีค่ามากกว่า 1 ดังนั้นเสาต้นนี้ จึงไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาผู้ประเมินอาจพิจารณาใช้สมการที่ 7.3-1 ซึ่ง มยพ. 1303-57 ได้แนะนำไว้หรืออาจใช้สมการกำลังรับแรงเฉือนที่กำหนดในมาตรฐานการออกแบบคอนกรีต เสริมเหล็ก (ACI 318) ได้เช่นเดียวกัน ทั้งนี้สำหรับตัวอย่างการประเมินเสาดังนี้ จะทำการประเมินกำลัง ต้านทานแรงเฉือนตามสมการที่ระบุไว้ใน ACI 318 ดังนี้

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตตามแนวแกน y คำนวนได้จากสมการต่อไปนี้

กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{20.60} \times 0.30 \times 0.45 \times 1000 \\ &= 104.16 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กปลอกที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{\left[2 \times \left(\pi \times 0.9^2 / 4 \right) \times 10^{-4} \right] \times 235 \times 0.45 \times 1000}{0.20} \\ &= 67.28 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนที่หน้าตัดเสารับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$\begin{aligned} V_{ny} &= V_c + V_s \\ &= 104.16 + 67.28 \\ &= 171.44 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตตามแนวแกน x คำนวนได้จากสมการต่อไปนี้

กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{20.60} \times 0.50 \times 0.25 \times 1000 \\ &= 96.45 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กปลอกที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{\left[4 \times \left(\pi \times 0.9^2 / 4 \right) \times 10^{-4} \right] \times 235 \times 0.25 \times 1000}{0.20} \\ &= 74.75 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนที่หน้าตัดเสารับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$\begin{aligned} V_{nx} &= V_c + V_s \\ &= 96.45 + 74.75 \\ &= 171.20 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับการประเมินกำลังที่ออกแบบของหน้าตัดในการรับแรงเฉือนจะพิจารณาให้มีกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการรับแรงเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85 ตาม มผย. 1301-54 ข้อ 4.5.1 ต้องมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดนั้นคือ $\phi V_n \geq V_u$

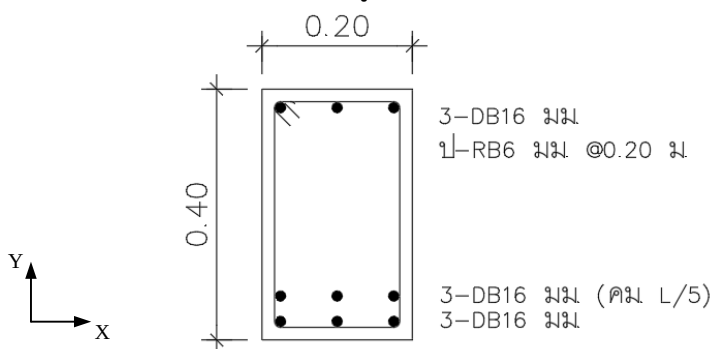
$$\phi V_{nx} = 0.85 \times 171.20 = 145.52 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{ux} = 75.63 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_{ny} = 0.85 \times 171.44 = 145.72 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{uy} = 55.26 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ ของเสาตัวอย่างนี้มีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ดังนั้นเสาตัวอย่างนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

5.2) การประเมินคานตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 2

คานตัวอย่าง B1 ที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างแสดงการประเมินความมั่นคงแข็งแรง มีขนาด และรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.2-22 และตำแหน่งคานแสดงดังรูปที่ 4.2-12



รูปที่ 4.2-22 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่าง B1

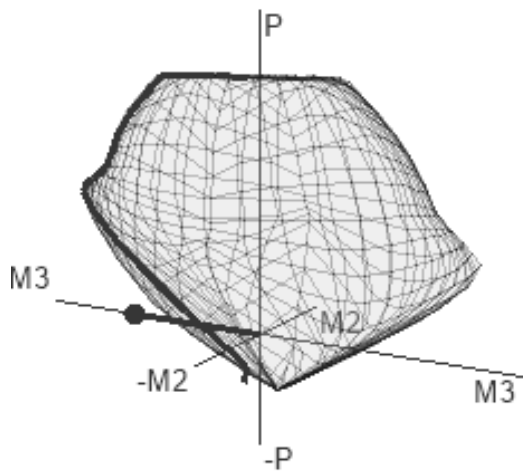
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นภายในชิ้นส่วนคานตัวอย่าง B1 นี้สำหรับกรณีวิกฤติที่สุดซึ่งเป็นผลจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรूपได้ดังนี้

$$\text{แรงอัดตามแนวแกน } (P_u) = 0 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\text{โมเมนต์ดัดรอบแกน X } (M_{ux}) = -52.70 \text{ กิโลนิวตัน-เมตร}$$

$$\text{แรงเฉือนในแนวแกน Y } (V_{uy}) = 52.96 \text{ กิโลนิวตัน}$$

เมื่อพิจารณาหน้าตัดและการเสริมเหล็กของคาน B1 ตามรูปที่ 4.2-22 จะสามารถสร้างแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง (Interaction Diagram) ได้ดังรูปที่ 4.2-23 และ รูปที่ 4.2-24 จากรูปจะเห็นว่าพิกัดของแรงภายในที่เกิดขึ้นภายในคานตัวอย่างอยู่ภายนอกพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ เมื่อทำการคำนวณค่า DCR ตามแนวทางที่เสนอแล้วในหัวข้อการประเมินเสาตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่หนึ่งพบว่าค่า DCR สำหรับคานตัวอย่างนี้มีค่าเท่ากับ 2.146 ดังนั้นคานต้นนี้จึงไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน



รูปที่ 4.2-23 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน
แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง

เมื่อพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของคานพบว่ากำลังรับแรงเฉือนจากคอนกรีตของหน้าตัดคานตัวอย่างคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.17 \times \sqrt{20.6} \times 0.20 \times 0.361 \times 1000 \\ &= 55.71 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังรับแรงเฉือนจากเหล็กดัดของหน้าตัดคานตัวอย่างคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 0.6^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 235 \times 0.361 \times 1000}{0.20} \\ &= 23.99 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

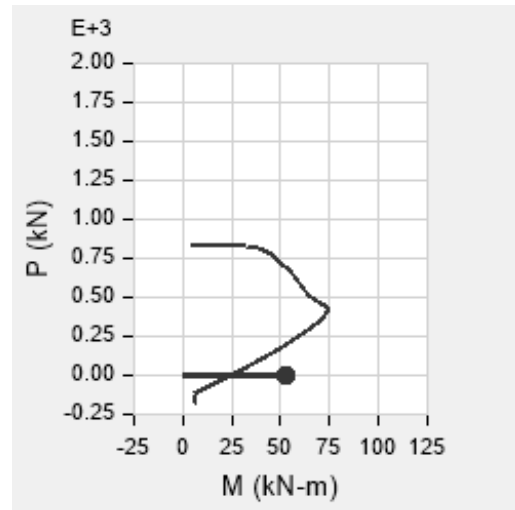
ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนทั้งหมดของหน้าตัดคานเมื่อรวมกำลังรับแรงเฉือนจากคอนกรีตและเหล็กดัดจะมีค่าดังนี้

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 55.71 + 23.99 \\ &= 79.70 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับการประเมินกำลังที่ออกแบบของหน้าตัดในการรับแรงเฉือนจะพิจารณาให้มีกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการรับแรงเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85 ตาม มผย. 1301-54 ข้อ 4.5.1 ต้องมีค่ามากกว่ากำลังที่ต้องการที่เป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดนั้นคือ $\phi V_n \geq V_u$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.85 \times 79.70 \\ &= 67.75 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{uy} = 52.96 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

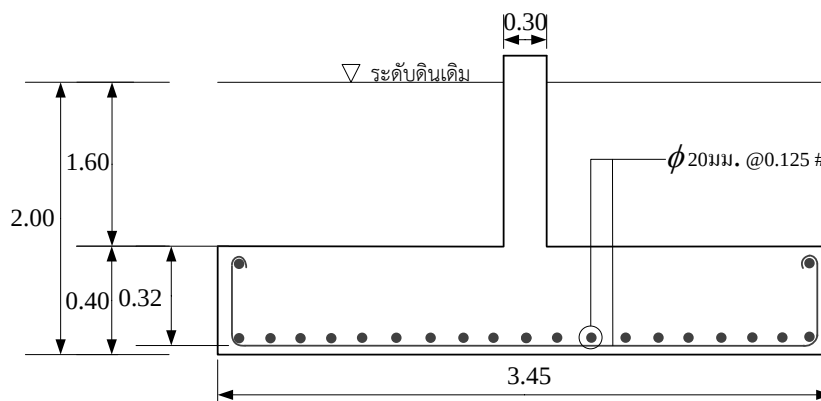
จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ ของคานตัวอย่างนี้มีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ดังนั้นคานตัวอย่างนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน



รูปที่ 4.2-24 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน
แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง

5.3) ฐานราก

ตัวอย่างฐาน F1 ที่เลือกนำมาใช้เป็นตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากมีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.2-25 โดยตำแหน่งของฐาน F1 แสดงไว้ดังรูปที่ 4.2-16



รูปที่ 4.2-25 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดฐานตัวอย่าง F1

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่กระทำกับฐานรากสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สำหรับการประเมินกำลังต้านทานของฐานรากสรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกทุกบนฐานราก (P_u)	=	1456.02	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	=	93.74	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	95.90	กิโลนิวตัน

แรงดันดินที่กระทำต่อฐานราก เป็นแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นและกำหนดให้มีความสม่ำเสมอตลอดฐานรากซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = \frac{1456.02}{3.45 \times 3.45} = 122.33 \quad \text{กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ทั้งนี้ ผู้ประเมินอาจเลือกใช้ลักษณะแรงดันดินที่กระทำกับฐานรากในแนวทางอื่นได้ตามวิจรรย์ญาณของผู้ประเมิน

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนเจาะที่หน้าตัดวิกฤตของฐานรากสามารถแสดงได้ดังนี้

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

โดยที่ b_0 คือ ความยาวเส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตที่อยู่ห่างจากขอบของเสา เท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพของฐานมีค่าเท่ากับ 2.88 เมตร

d คือ ความลึกประสิทธิภาพเท่ากับ 0.32 เมตร
(สมมติให้เสาขนาด 0.30 x 0.50 เมตร)

$$V_c = 0.34 \sqrt{20.60} \times 2.88 \times 0.32 \times 1000 = 1,422.18 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,422.18 = 1,208.85 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนออกแบบที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนเจาะสามารถคำนวณได้ดังนี้

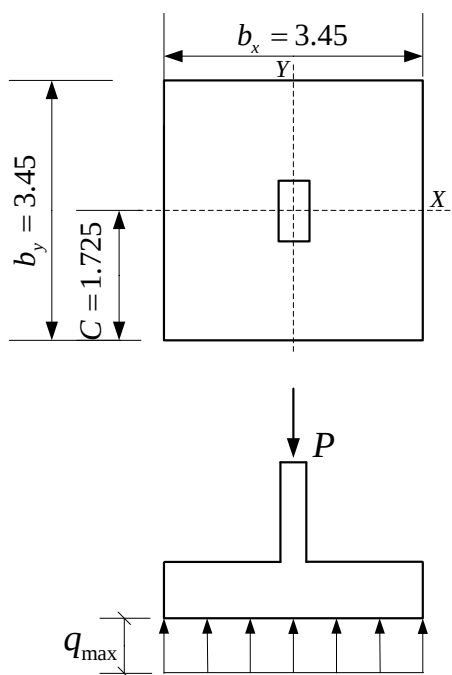
$$V_u = 122.33 \times [(3.45 \times 3.45) - (0.62 \times 0.82)] = 1,393.84 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้น การประเมินแรงเฉือนของฐานรากตัวนี้มีกำลังต้านเฉือนที่ออกแบบ น้อยกว่ากำลังเฉือนที่ต้องการที่หน้าตัดวิกฤต $\phi V_c < V_u$ จึงไม่ผ่านการประเมินแรงเฉือนเฉือน ทำให้การประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบคานและการประเมินกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของฐานรากไม่จำเป็นต้องตรวจสอบเพิ่มเติม ซึ่งสรุปได้ว่าการประเมินกำลังต้านทานฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กในอาคารหลังนี้ไม่ผ่านการประเมิน

สำหรับการประเมินกำลังรับแรงแบกทาน และกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ เลือกใช้แรงที่กระทำกับฐานรากสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน ซึ่งสรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกบนฐานราก (P)	=	939.43	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_x)	=	65.41	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_y)	=	66.80	กิโลนิวตัน

ฐานราก F1 เป็นฐานรากแผ่ทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3.45 เมตร ชั้นดินมีน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้ (q_{allow}) มีค่าเท่ากับ 124.59 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



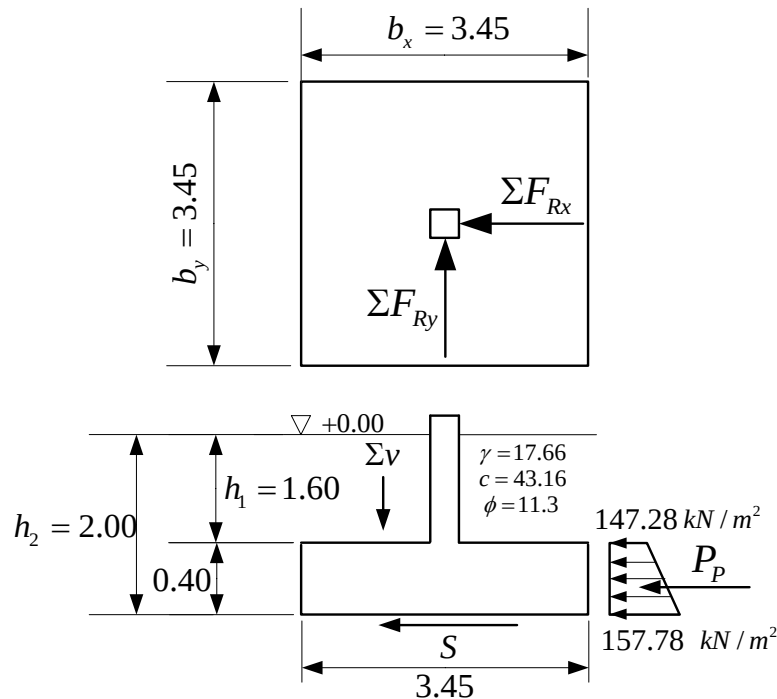
รูปที่ 4.2-26 ขนาดฐานรากและลักษณะแรงดันดินกระทำกับฐานตัวอย่าง

จากน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายเข้าสู่ฐานรากทำให้แรงดันดินมีการกระจายสม่ำเสมอ ดังรูปที่ 4.2-26 โดยคำนวณหา กำลังรับแรงแบกทานของดินได้ดังนี้

$$q = \frac{P}{A} = \frac{939.43}{3.45 \times 3.45} = 78.93 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

จากผลการประเมินฐานตัวอย่าง F1 มีหน่วยแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ $78.93 < 124.59$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จึงผ่านเกณฑ์ประเมินกำลังรับแรงแบกทาน

การประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานตัวอย่าง F1 ที่เป็นฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 3.45 เมตร หนา 0.40 เมตร ลึกลงผิวดิน 1.60 เมตร สมบัติดินใต้ฐานรากมีดังนี้ ความเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน (c) มีค่าเท่ากับ 43.16 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน (γ) มีค่าเท่ากับ 17.66 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายใน (ϕ) มีค่าเท่ากับ 11.3 องศา โดยฐานรากแผ่มีการกระจายของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบพาสซีฟ ดังแสดงในรูปที่ 4.2-27



รูปที่ 4.2-27 ขนาดฐานรากและลักษณะแรงดันข้างแบบพาสซีฟ

สำหรับการหาแรงดันดินทางด้านข้างจะอาศัยทฤษฎีของ (Rankine's Theory) และอ้างอิงจาก [19] โดยที่สถานะแรงดันดินแบบพาสซีฟสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$P_p = K_p \gamma h + 2c \sqrt{K_p}$$

จากข้อมูลรูปที่ 4.2-27 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟได้ดังนี้

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \text{ โดยที่ } K_p \text{ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ} \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{11.3}{2} \right) \\ &= 1.487 \end{aligned}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_1 = 1.60$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.487 \times 17.66 \times 1.60) + (2 \times 43.16 \times \sqrt{1.487}) = 147.28 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_2 = 2.00$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.487 \times 17.66 \times 2.00) + (2 \times 43.16 \times \sqrt{1.487}) = 157.78 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้นสามารถคำนวณกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟที่กระทำกับฐานรากทั้ง 2 แกน ได้ดังนี้

$$P_{px} = \frac{1}{2}(147.28 + 157.78)(0.40)(3.45) = 210.49 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$P_{py} = \frac{1}{2}(147.28 + 157.78)(0.40)(3.45) = 210.49 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

คำนวณแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากได้ดังนี้

$$S = (\Sigma v) \tan \delta + Bc'$$

โดยที่ Σv คือ ผลรวมแรงในแนวดิ่งที่ลงมาที่ฐาน

δ คือ $2/3$ ของค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ

c' คือ $2/3$ ของความเชื่อมแน่นของเม็ดดิน c

B คือ พื้นที่ของฐานราก

$$(\Sigma v) \tan \delta = 939.43 \times \tan\left(\frac{2 \times 11.3}{3}\right) = 124.23 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$Bc' = 3.45 \times 3.45 \times \frac{2 \times 43.16}{3} = 342.47 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นผลของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากสามารถคำนวณได้

$$S = 124.23 + 342.47 = 466.70 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

กำลังต้านทานด้านข้างของฐาน (ΣF_R) ซึ่งเกิดจากผลรวมของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (S) และกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) ตามสมการดังนี้

$$\Sigma F_R = S + P_p$$

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\Sigma F_{Rx} = S + P_{px} = 466.70 + 210.49 = 677.19 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\Sigma F_{Ry} = S + P_{py} = 466.70 + 210.49 = 677.19 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินกำลังต้านทานแรงด้านข้างของฐานราก แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x มีค่าเท่ากับ 65.41 กิโลนิวตัน แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน y มีค่าเท่ากับ 66.80 กิโลนิวตัน สำหรับอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลกำหนดให้ไม่น้อยกว่า 1.5 เมื่อนำกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากรับได้หารด้วยแรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x และแนวแกน y สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$FS_{(Sliding)x} = \frac{677.19}{65.41} = 10.35 > 1.5$$

$$FS_{(Sliding)y} = \frac{677.19}{66.80} = 10.14 > 1.5$$

ดังนั้นฐานรากตัวอย่าง F1 นี้ จึงผ่านการประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟทั้ง 2 ทิศทาง เนื่องจากมีอัตราส่วนปลอดภัยมากกว่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมให้

4.2.5 การคำนวณออกแบบเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 2

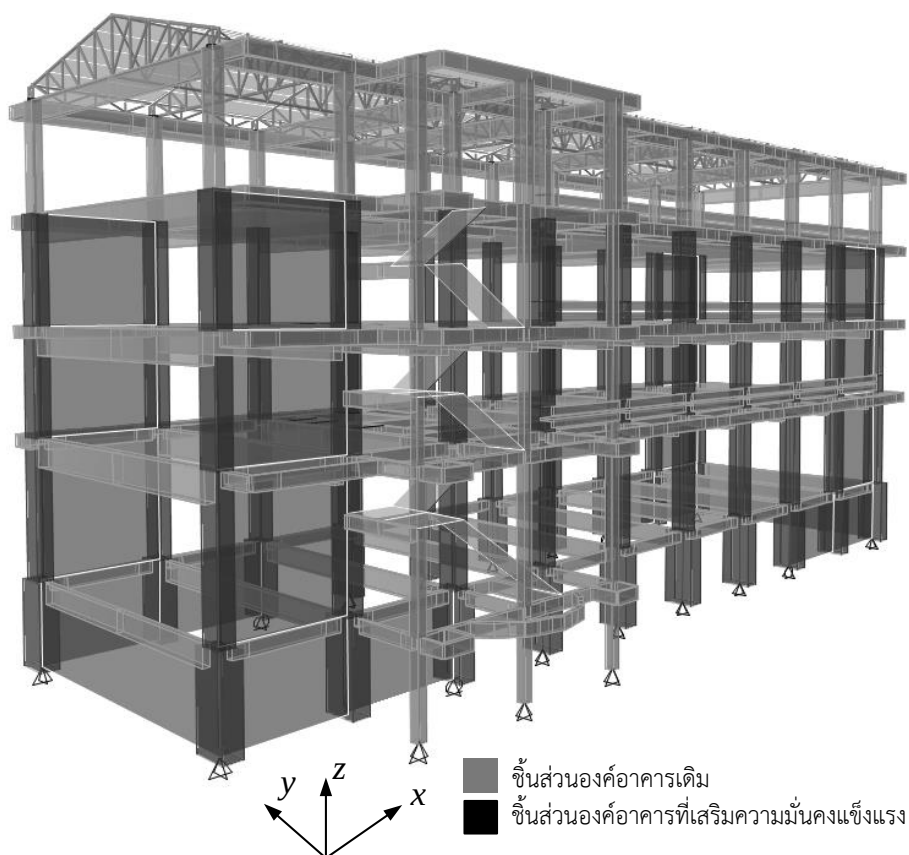
1) แนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 2

จากผลของการวิเคราะห์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร พบว่าเสาทั้งหมดไม่ผ่านการตรวจสอบกำลังรับแรงดัดและแรงเฉือน และเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนและการดัดในคานหลายตำแหน่งในโครงสร้าง แสดงให้เห็นว่าชิ้นส่วนหลักของโครงสร้างอาคารมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร

โดยในขั้นตอนแรกได้เลือกกลยุทธ์การเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารโดยใช้วิธีปรับเปลี่ยนชิ้นส่วนโครงสร้างเฉพาะที่ (Local Modification of Components) โดยใช้วิธีพอกโครงสร้างในเสาก่อนตั้งแต่ฐานรากจนถึงพื้นที่ชั้นที่ 4 แล้วจึงทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวในองค์อาคารต่าง ๆ อีกครั้ง จากผลการประเมินเบื้องต้น พบว่าชิ้นส่วนคานเดิมตามทิศทางด้านยาว (ตามแกน X) ขององค์อาคารยังคงไม่ผ่านเกณฑ์การประเมิน เนื่องจากว่าโครงสร้างนี้เป็นเพียงระบบโครงต้านทานแรงดัด ดังนั้นพฤติกรรมของโครงสร้างจะมีชิ้นส่วนเสาและคานทำหน้าที่ร่วมกันในการต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ส่งผลให้คานเดิมที่มีอยู่ไม่สามารถต้านทานแรงได้ จึงได้ทำการเพิ่มขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนในทิศทางตามแกน X ตั้งแต่ฐานรากจนถึงพื้นที่ชั้นที่ 4 เพื่อช่วยต้านทานแรงกระทำในส่วนนี้ และลดแรงกระทำจากโครงต้านทานแรงดัดเดิมที่มีอยู่ แล้วจึงทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวในองค์อาคารต่าง ๆ อีกครั้ง

นอกจากนี้ ในส่วนของฐานรากเดิมที่ได้เพิ่มขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าแรงกระทำด้านข้างได้เข้ามารวมในส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนเป็นส่วนใหญ่และกระจายลงสู่ฐานราก ทำให้ฐานรากเดิมไม่สามารถต้านทานได้อย่างเพียงพอ สำหรับแนวทางแก้ไขจึงได้ทำการเชื่อมฐานรากกับฐานรากข้างเคียง เพื่อนำมาช่วยในการรับแรงกระทำทางด้านข้างที่เพิ่มขึ้นนี้ แล้วจึงทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวในส่วนของฐานรากอีกครั้ง

การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่โครงสร้างจะใช้วิธีการพอกเสาที่มีอยู่เดิมด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กตาม มยพ.1303-57 โดยความหนาของคอนกรีตใหม่ที่นำมาพอกทับชั้นเหล็กเสริมต้องไม่น้อยกว่า 100 มิลลิเมตร สำหรับการพอกหล่อในที่และไม่น้อยกว่า 40 มิลลิเมตรสำหรับการพอกด้วยวิธีการพ่น ส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กยื่นของเหล็กเสริมควรอยู่ระหว่าง 0.01 ถึง 0.04 ของพื้นที่ทั้งหมดที่พอก และเหล็กปลอกที่ใช้ต้องมีขนาดผ่านศูนย์กลาง 9 มิลลิเมตรขึ้นไปหรือหนึ่งในสามของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่นที่ใหญ่ที่สุดของหน้าตัดเสา ด้วยเหตุนี้การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 จึงเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับชิ้นส่วนขององค์อาคารต่าง ๆ ดังแสดงในแบบจำลองตามรูปที่ 4.2-28 ซึ่งแสดงรายละเอียดการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง และการคำนวณการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบจะแสดงในหัวข้อถัดไป



รูปที่ 4.2-28 การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 2

2) น้ำหนักบรรทุกและแรงสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 2

2.1) น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคารเมื่อทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารต่าง ๆ ดังรูปที่ 4.2-28 จะมีค่าเพิ่มขึ้นดังตารางที่ 4.2-7 ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าตามที่ระบุไว้ในขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร

ตารางที่ 4.2-7 น้ำหนักบรรทุกคงที่แต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (กิโลนิวตัน)
หลังคา	+17.50	103
หัวเสา	+15.80	884
ชั้น 4	+12.30	3,597
ชั้น 3	+8.80	3,754
ชั้น 2	+5.30	3,922
ชั้น 1	+0.80	2,618
ฐาน	+0.00	569
รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่		15,447

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร
เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

2.2) การคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 และการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง สำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ค่าตัวประกอบต่าง ๆ ที่ใช้สำหรับการคำนวณมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร I ใช้เท่ากับ 1.5 ตาม มยผ.1302-52 เนื่องจากกำหนดให้เป็นอาคารที่มีระดับความสำคัญสูงมาก

สำหรับการพิจารณาแรงแผ่นดินไหวตามแกน x เลือกใช้ระบบโครงสร้างต้านกำแพงแรงเฉือนธรรมดา ซึ่งประกอบด้วยค่าตัวประกอบต่าง ๆ ตาม มยผ.1302-52 ดังนี้

$$\text{ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R)} = 5.0$$

$$\text{ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (\Omega_0)} = 2.5$$

$$\text{ค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่ง (C_d)} = 4.5$$

สำหรับการพิจารณาแรงแผ่นดินไหวตามแกน y เลือกใช้ระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ซึ่งประกอบด้วยค่าตัวประกอบต่าง ๆ ตาม มยผ.1302-52 ดังนี้

$$\text{ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R)} = 3.0$$

$$\text{ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (\Omega_0)} = 3.0$$

$$\text{ค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่ง (C_d)} = 2.5$$

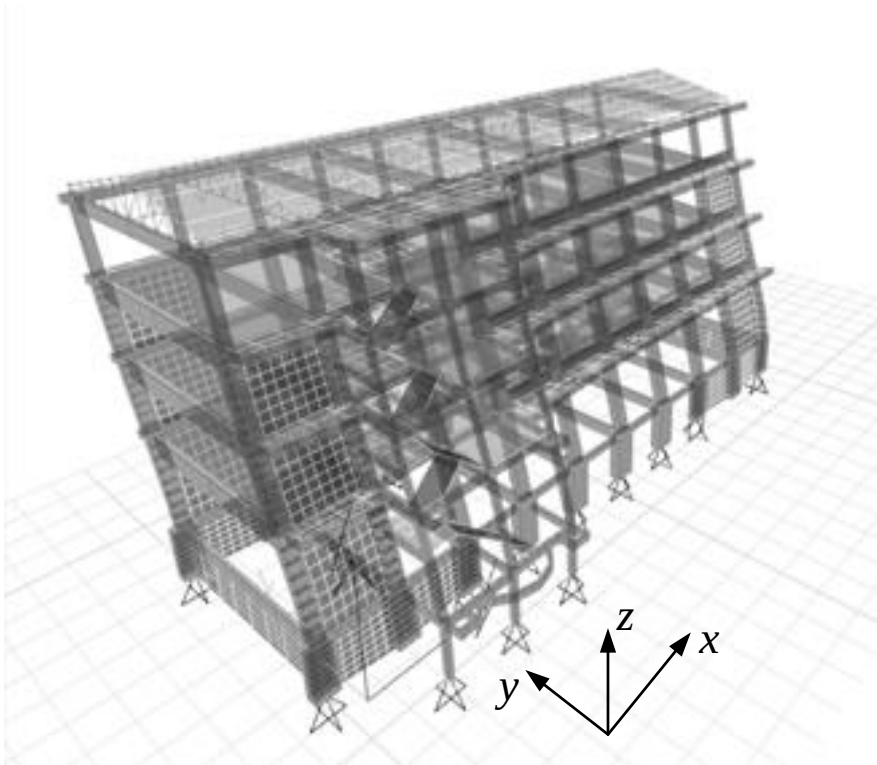
คำนวณแรงแผ่นดินไหวที่ใช้กระทำต่ออาคารตัวอย่าง ในการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้น มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

คำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารจากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigenvalue Analysis) จากแบบจำลองคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง สามารถทราบลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดต่าง ๆ ได้ สำหรับในโหมดที่ 1-3 ดังแสดงในรูปที่ 4.2-29 ถึงรูปที่ 4.2-31 ตามลำดับ ดังนั้น ได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในแต่ละทิศทางหลักเป็นดังนี้

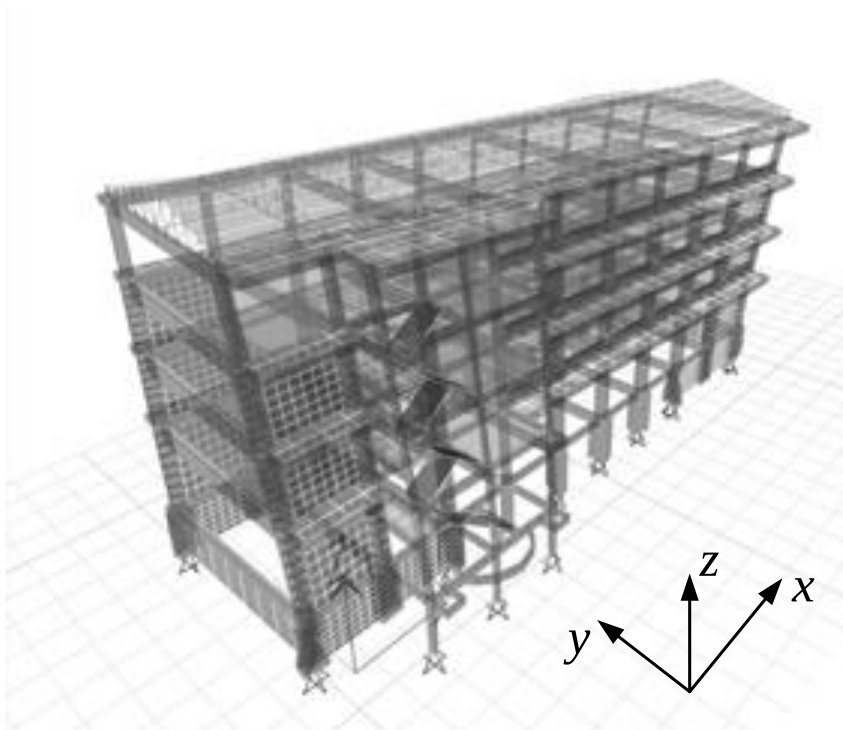
$$\text{ค่า } T_x = 0.364 \text{ วินาที}$$

$$\text{ค่า } T_y = 0.767 \text{ วินาที}$$

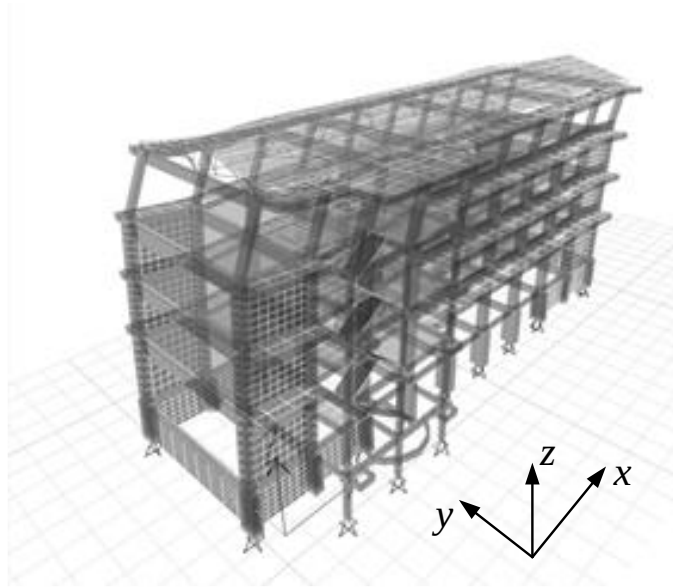
และหากพิจารณา 142 โหมดแรกจะทำให้พิจารณาผลประสิทธิผล (การมีส่วนร่วมของมวล) รวมได้ 97 เปอร์เซ็นต์ของมวลทั้งหมดของอาคาร ดังแสดงในตารางที่ 4.2-8



รูปที่ 4.2-29 ลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 1 (ค่าคาบเท่ากับ 0.767 วินาที)



รูปที่ 4.2-30 ลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 2 (ค่าคาบเท่ากับ 0.518 วินาที)



รูปที่ 4.2-31 ลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 3 (ค่าคาบเท่ากับ 0.364 วินาที)

ตารางที่ 4.2-8 สมบัติของโหมด คาบธรรมชาติ อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลและค่าสะสม

โหมด	ค่าคาบธรรมชาติ (วินาที)	อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล			อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลสะสม		
		แกน X	แกน Y	การบิด	แกน X	แกน Y	การบิด
1	0.767	0.00	0.71	0.00	0.00	0.71	0.00
2	0.518	0.00	0.00	0.63	0.00	0.71	0.63
3	0.364	0.60	0.00	0.00	0.60	0.71	0.63
...	...	...	...	...	...	...	...
141	0.031	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.88
142	0.031	0.00	0.00	0.10	0.99	0.99	0.97

คำนวณค่าแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมตอบสนองแบบโหมดและการปรับแก้ค่าการตอบสนอง

คำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐานและแรงภายในชิ้นส่วนต่าง ๆ โดยการรวมผลตอบสนองจากโหมดต่าง ๆ ด้วยวิธี SRSS สามารถหาแรงเฉือนที่ฐานและแรงภายในชิ้นส่วนต่าง ๆ รวมทั้งการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้จากนั้นทำการคูณปรับค่าแรงด้วย I / R จากผลการวิเคราะห์สามารถคำนวณหาค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานรองรับได้ดังนี้

$$V_{t,x} = 945 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$V_{t,y} = 1,137 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

สำหรับการปรับแก้ค่าแรง ในกรณีที่ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (V_t) ซึ่งคำนวณจากการรวมการตอบสนองของโหมดต่าง ๆ มีค่าน้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐาน (V) ที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ให้ปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์โดยคูณด้วยค่า $0.85 \frac{V}{V_t}$

คำนวณค่าแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

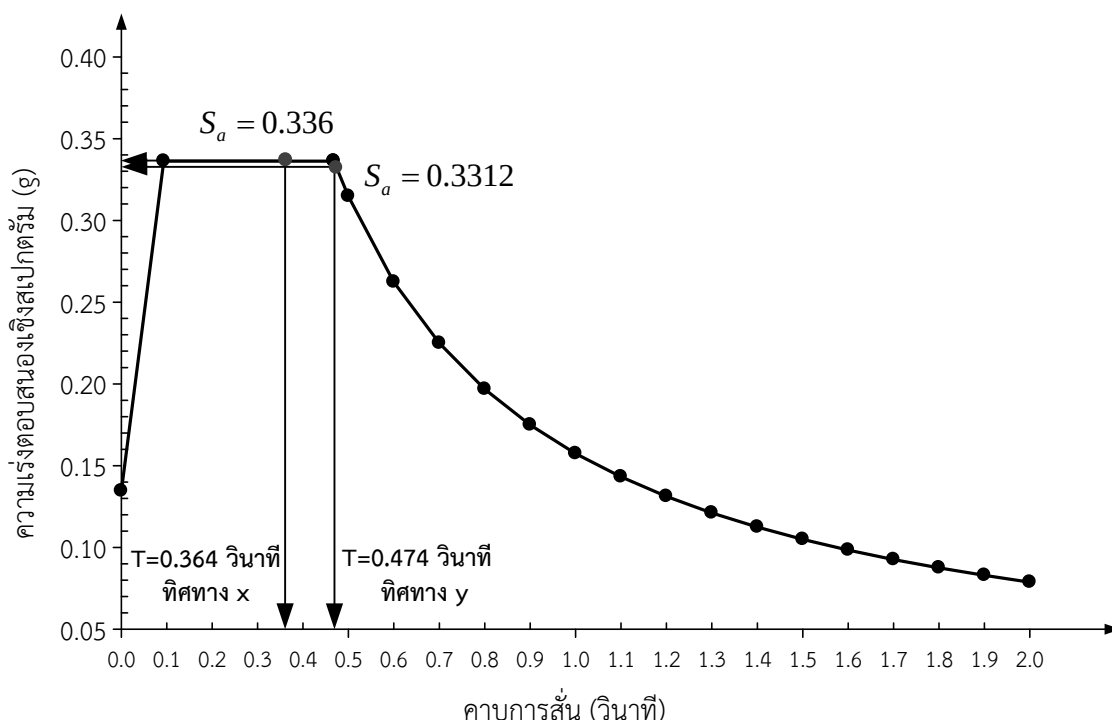
สเปกตรัมผลตอบสนองแบบทั่วไปสำหรับการออกแบบการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 2 จะมีลักษณะเช่นเดียวกันกับขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรง (รูปที่ 4.2-5)

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์โดยอาศัยแบบจำลองที่ทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับชั้นส่วนอาคารดังรูปที่ 4.2-28 จะพบว่าค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง x มีค่าเท่ากับ 0.364 วินาที ส่วนคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง y มีค่าเท่ากับ 0.767 วินาที เมื่อพิจารณาค่าคาบการสั่นของอาคารจากสูตรประมาณจากความสูงของอาคารที่มีค่าเท่ากับ 15.80 เมตร จะทำให้ได้ค่าคาบการสั่นของอาคาร T เท่ากับ 0.316 วินาที เมื่อเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่คำนวณจากสูตรการประมาณกับค่าที่ได้จากวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์จะพบว่า ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่ได้จากวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการสั่นในทิศทาง y มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นของอาคารจากสูตรการประมาณ ดังนั้นเมื่ออาศัยข้อกำหนดตาม มยผ. 1302-52 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่จะใช้คำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในทิศทาง y ของอาคารเมื่อมีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงจึงมีค่าเท่ากับ $1.5 \times 0.316 = 0.474$ วินาที ดังนั้นค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่นำไปใช้มีค่าดังต่อไปนี้

ค่าคาบการสั่นทิศทางแกน x $T_{x,model} = 0.364$ วินาที

ค่าคาบการสั่นทิศทางแกน y $T_{y,code} = 0.474$ วินาที

เมื่อนำคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารทั้ง 2 ทิศทางมาพิจารณาร่วมกับสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น ดังที่แสดงในรูปที่ 4.2-5 จะทำให้ได้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับอาคารออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารดังรูปที่ 4.2-32



รูปที่ 4.2-32 การระบุค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 2 ภายหลังเสริมความมั่นคง

จากรูปที่ 4.2-32 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร (S_a) สามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหวได้ดังนี้

สำหรับทิศทางแกน x

$$C_s = S_a \frac{I}{R}$$

$$C_s = 0.336 \times \frac{1.5}{5.0} = 0.1008$$

สำหรับทิศทางแกน y

$$C_s = S_a \frac{I}{R}$$

$$C_s = 0.3312 \times \frac{1.5}{3.0} = 0.1656$$

ทั้งนี้ค่า C_s ทั้งสองทิศทาง มีค่าไม่น้อยกว่า 0.01 ตามข้อกำหนดของ มยผ. 1302-52

จากค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองของแรงแผ่นดินไหวและค่าน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของอาคารเมื่อทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้ว คำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกนหลักของอาคารทั้งสองทิศทางได้ดังนี้

แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน x $V_x = 0.1008 \times 15,447 = 1,557$ กิโลนิวตัน

แรงเฉือนที่ฐานอาคารในทิศทางแกน y $V_y = 0.1656 \times 15,447 = 2,558$ กิโลนิวตัน

ทำการคูณปรับค่าแรงจากผลการวิเคราะห์จากวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองด้วย $0.85 \frac{V}{V_t}$ ได้ค่าตัวคูณปรับแก้ดังนี้

ค่าตัวคูณปรับแก้สำหรับทิศทางตามแกน X มีค่าเท่ากับ $0.85 \frac{V}{V_t} = 0.85 \times \frac{1,557}{945} = 1.40$

ค่าตัวคูณปรับแก้สำหรับทิศทางแกน Y มีค่าเท่ากับ $0.85 \frac{V}{V_t} = 0.85 \times \frac{2,558}{1,137} = 1.92$

ดังนั้น ได้ค่าแรงเฉือนที่ฐานภายหลังจากการปรับแก้ค่าแล้วมีค่าเท่ากับ 1,323 และ 2,183 กิโลนิวตัน สำหรับทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ

3) สมบัติของวัสดุในการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

การออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับชิ้นส่วนอาคารจะมีสมบัติของวัสดุ 2 กลุ่มด้วยกัน กลุ่มแรกเป็นสมบัติของวัสดุอาคารเดิมก่อนการเสริมความมั่นคงแข็งแรงซึ่งมีค่าเป็นไปตามข้อมูลที่ทำการรวบรวมมาดังที่กล่าวไปแล้ว โดยสรุปเพื่อความชัดเจนอีกครั้งได้ดังนี้

สมบัติของวัสดุองค์อาคารเดิมได้แก่

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) = 20.60 เมกะปาสกาล

กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กกลม SR-24 (f_y) = 235 เมกะปาสกาล

กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-30 (f_y) = 295 เมกะปาสกาล

$$\text{กำลังรับแรงดิ่งที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณ } (f_y) = 235 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

$$\text{โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต } (E_c = 4700\sqrt{f'_c}) = 21,331.99 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

สำหรับวัสดุกลุ่มที่สองได้แก่คอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในการพอกองค์อาคาร โดยผู้ออกแบบอาจพิจารณาเลือกใช้วัสดุตามความเหมาะสมกับสภาพอาคารรวมถึงความสามารถในการทำงานได้ ซึ่งคอนกรีตและเหล็กเสริมที่นำมาใช้ในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงควรมีกำลังรับแรงไม่น้อยกว่ากำลังของวัสดุอาคารเดิมสำหรับความหนาในการพอกน้อยที่สุดจะขึ้นกับความสามารถในการทำงานได้ของวัสดุที่เลือกใช้ ผู้ออกแบบควรพิจารณาตามข้อกำหนดและคำแนะนำของผู้ผลิตวัสดุซึ่งอาจมีความแตกต่างกัน

ในการแสดงตัวอย่างการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังนี้จะพิจารณากำหนดให้ใช้คอนกรีตมาตรฐานที่มีกำลังรับแรงอัดสูงสุดไม่น้อยกว่าค่ากำลังรับแรงอัดของอาคารเดิมที่ได้จากการทดสอบ ทั้งนี้เนื่องจากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะมีการแปรผันตามปัจจัยภายนอกได้ง่าย ดังนั้นในการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างจึงพิจารณาในฝั่งปลอดภัย โดยเลือกที่จะให้กำลังอัดของคอนกรีตส่วนที่จะทำการพอกมีค่าเท่ากับค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตอาคารเดิมที่ได้จากการทดสอบ สำหรับกำลังของเหล็กเสริมจะพิจารณาตามกำลังของเหล็กเสริมที่เลือกนำมาใช้จริง ทั้งนี้เนื่องจากกำลังของเหล็กเสริมจะแปรผันตามปัจจัยภายนอกได้น้อย ดังนั้นสมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในการพอกองค์อาคารจึงสรุปได้ดังนี้

สมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในการพอกองค์อาคารได้แก่

$$\text{กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ใช้พอก } (f'_c) = 20.60 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

$$\text{กำลังรับแรงดิ่งที่จุดครากของเหล็กกลม SR-24 } (f_y) = 235 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

$$\text{กำลังรับแรงดิ่งที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-40 } (f_y) = 390 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

$$\text{โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต } (E_c = 4700\sqrt{f'_c}) = 21,331.99 \quad \text{เมกะปาสกาล}$$

อย่างไรก็ตามผู้ออกแบบอาจพิจารณากำลังอัดของคอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดแตกต่างจากคอนกรีตของโครงสร้างอาคารเดิมได้โดยพิจารณาผลของความแตกต่างของกำลังคอนกรีตตามแนวทางที่เหมาะสม

4) แบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้างเมื่ออาคารได้รับการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

แบบจำลอง 3 มิติของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 ภายหลังจากการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารได้แสดงดังรูปที่ 4.2-28 โดยแบบจำลองจะตั้งอยู่บนสมมติฐานของการยึดหยุ่นเชิงเส้น และมีการจำลองโครงสร้างในแนวทางเดียวกับที่กล่าวมาแล้วในส่วนของการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร จดรองรับของโครงสร้างพิจารณาให้เป็นแบบฐานยึดหมุน (Pinned Base) โดยไม่พิจารณาความยืดหยุ่นของฐานราก (Foundation Flexibility) ค่าสติเฟนสขององค์อาคารคอนกรีตจะพิจารณาถึงผลของการแตกร้าวที่มีต่อค่าสติเฟนสโดยการประมาณค่าสติเฟนสจากค่าโมเมนต์ประสิทธิผล (I_{eff}) และค่าพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล (A_{eff}) ตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.8.3 ของ มยผ. 1302-52 ทั้งนี้ในส่วนขององค์อาคารที่ได้รับการเสริมความมั่นคงแข็งแรงจะพิจารณาให้หน้าตัดคอนกรีตเก่าและใหม่มีลักษณะเสมือนเป็นเนื้อเดียวกัน ซึ่งในขั้นตอนออกแบบจะต้องทำการออกแบบเหล็กเดือย (Dowel Bars) โดยคำนึงถึงการถ่ายแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสระหว่างหน้าตัดคอนกรีตเดิมและคอนกรีตส่วนที่นำมาพอกดังจะกล่าวต่อไปในตัวอย่างแสดงการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างจะใช้วิธีพลศาสตร์เชิงเส้นด้วยวิธีผลตอบสนองแบบโหมด โดยพิจารณาการสั่นไหวในหลายๆ โหมด การวิเคราะห์ได้กำหนดให้แรงแผ่นดินไหวกระทำตามทิศทาง X และ Y และนำผลตอบสนองของโครงสร้างในแต่ละทิศทางแรงนำมารวมผลตามการรวมน้ำหนักบรรทุก สำหรับในการวิเคราะห์ได้กำหนดให้โครงสร้างมีค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) เท่ากับ 5% หรือ 0.05

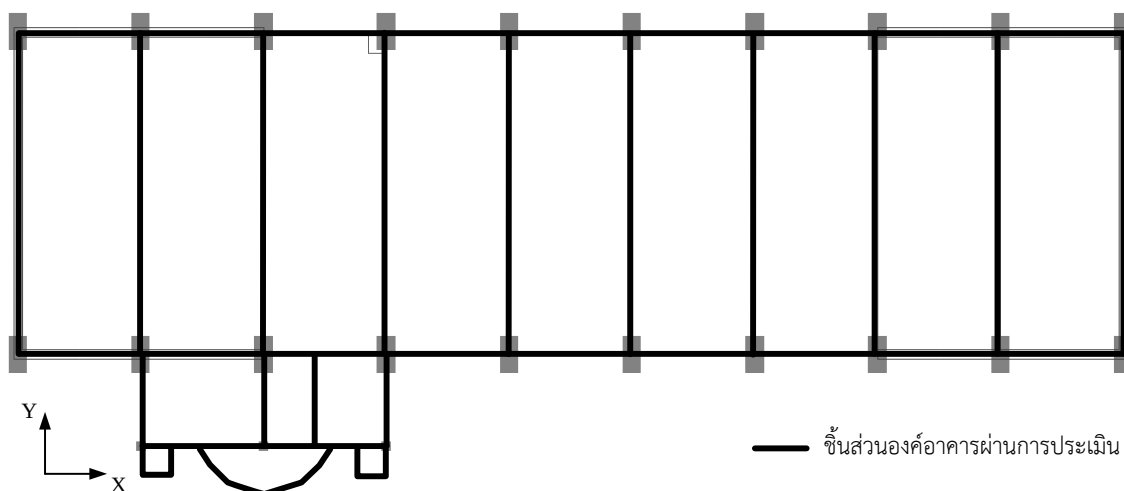
5) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 2 เพื่อการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 เมื่อพิจารณาเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารตามที่แสดงในรูปที่ 4.2-28 สรุปพอสังเขปได้ดังนี้

5.1) ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในทิศทางแกนหลักของอาคารหลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง

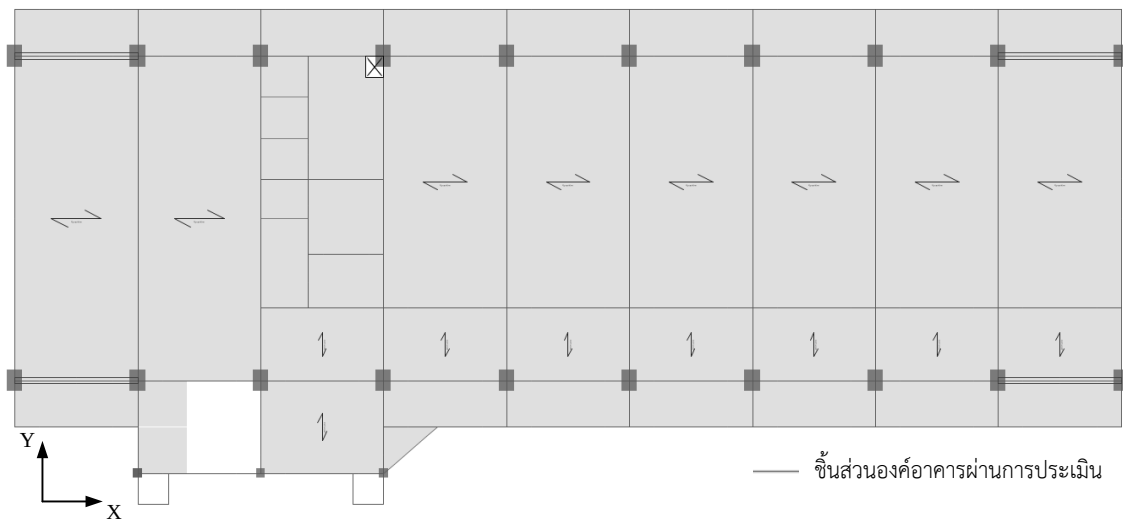
จากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigen Value) ของแบบจำลองโครงสร้างจะได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทาง x และทิศทาง y เท่ากับ 0.364 วินาที และ 0.767 วินาที ตามลำดับ โดยจะเห็นว่าค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารหลังทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงจะมีค่าลดลงจากค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารเดิม

5.2) ผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 2

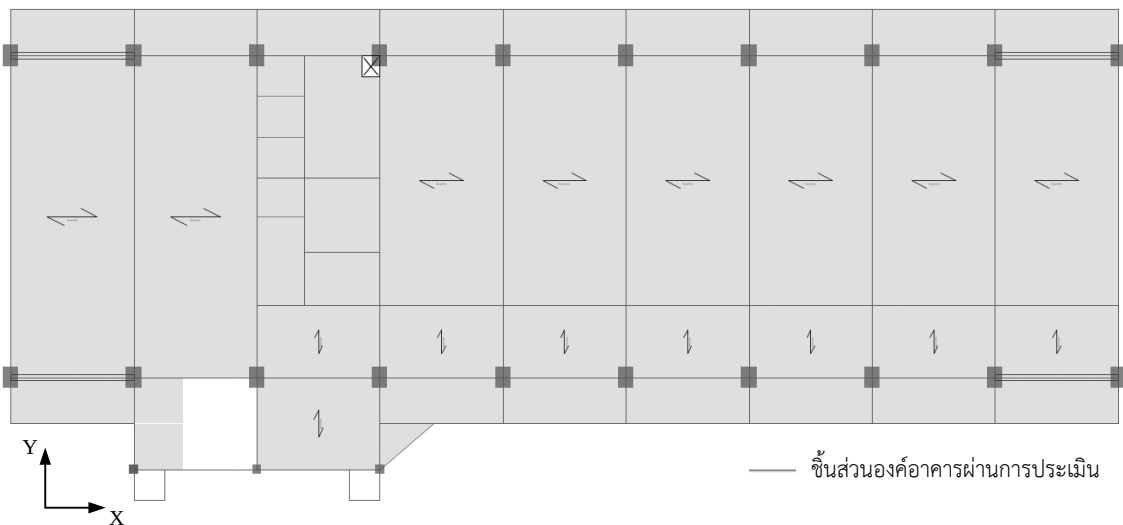
หลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารตามรูปที่ 4.2-28 พบว่าผลการประเมินค่าอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของคาน เสา และกำแพงรับแรงเฉือนทุกชั้นล้วนมีค่าต่ำกว่า 1 ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าเสาและคานทุกชิ้นส่วนผ่านเกณฑ์การประเมินทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 4.2-33 ถึง รูปที่ 4.2-37 สำหรับในส่วนของฐานรากหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรงดังแสดงในรูปที่ 4.2-38 จะพบว่า การรวมฐานรากที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือนกับฐานรากข้างเคียง โดยการเชื่อมฐานรากด้วยกำแพงรับแรงเฉือนทำให้ฐานรากของอาคารโดยรวมมีความมั่นคงแข็งแรงเพิ่มขึ้น โดยรายละเอียดของการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับแต่ละชิ้นส่วนจะแสดงในลำดับถัดไป



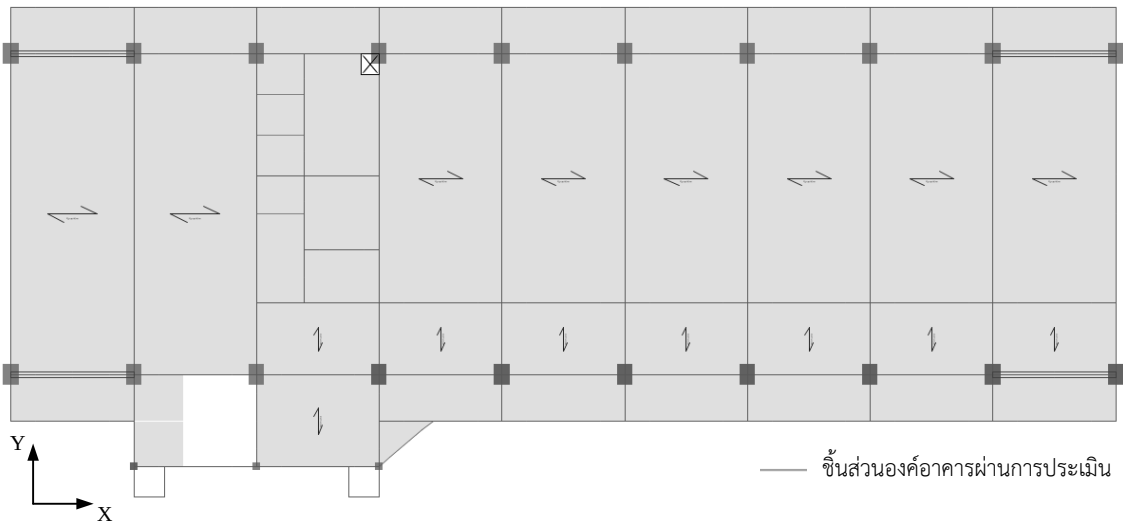
รูปที่ 4.2-33 ภาพผังแสดงผลการประเมินตามค่า DCR องค์อาคารชั้นที่ 1 หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



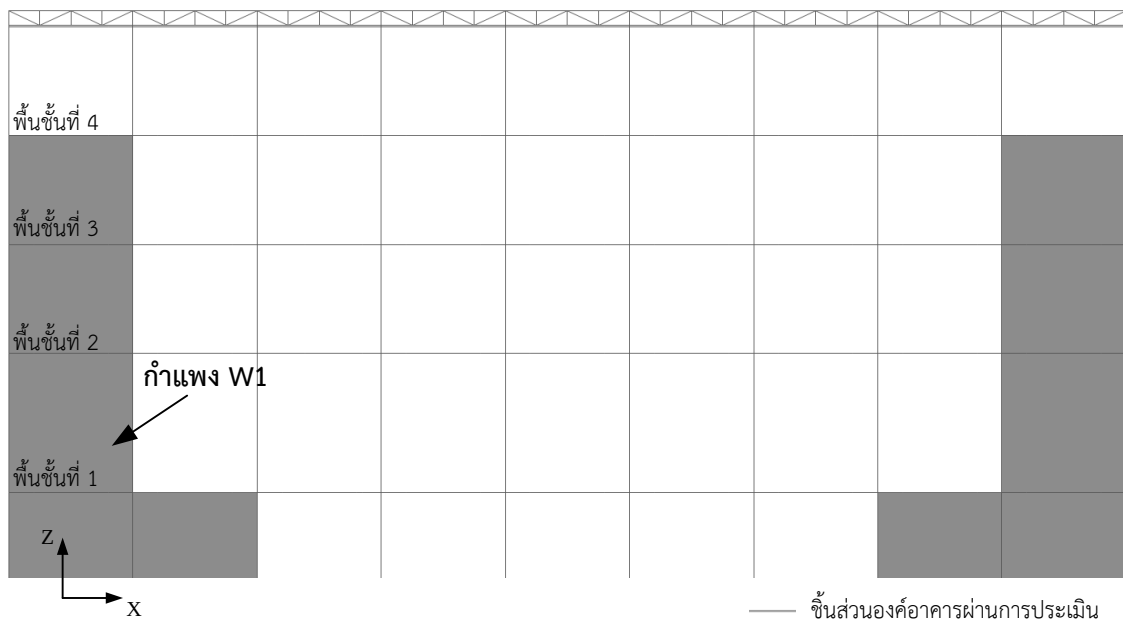
รูปที่ 4.2-34 ภาพผังแสดงผลการประเมินตามค่า DCR องค์อาคารชั้นที่ 2 หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



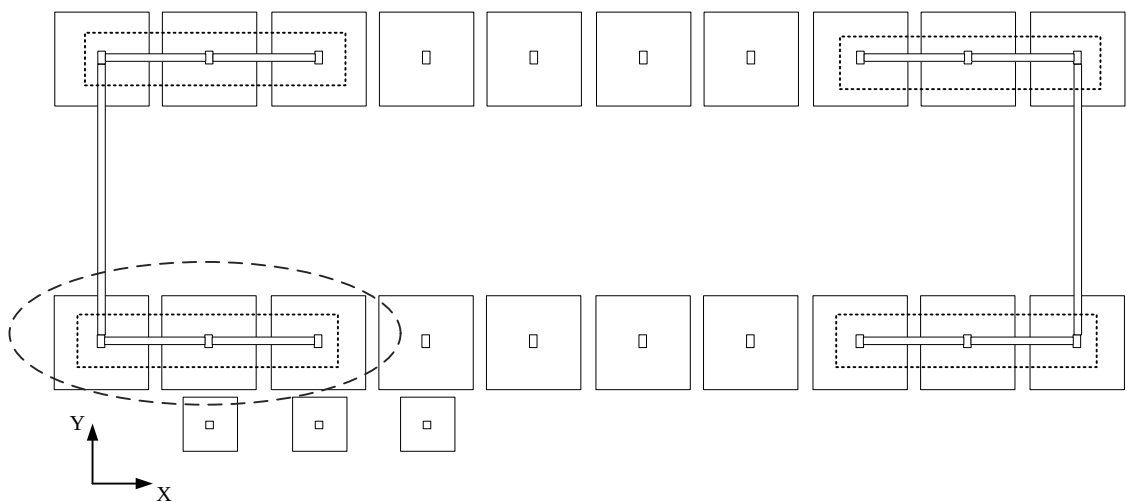
รูปที่ 4.2-35 ภาพผังแสดงผลการประเมินตามค่า DCR องค์อาคารชั้นที่ 3 หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



รูปที่ 4.2-36 ภาพผังแสดงผลการประเมินตามค่า DCR องค์อาคารชั้นที่ 4 หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



รูปที่ 4.2-37 ภาพตัดทางยาวตามความสูงอาคารแสดงผลการประเมินเสาคาน และกำแพง ตามค่า DCR
หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



รูปที่ 4.2-38 ภาพผังแสดงผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากภายหลังเสริมความมั่นคง

5.3) ผลการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารต้นแบบหลังที่ 2 หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างใน 2 ทิศทาง โดยแยกตามแต่ละทิศทางของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคาร และได้ปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Cd) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 4.5 สำหรับโครงต้านกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดาในทิศทางตามแกน X และค่าเท่ากับ 2.5 สำหรับโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กในทิศทางตามแกน Y โดยค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทางตามแกน x และแกน y แสดงผลได้ดังตารางที่ 4.2-9 และ ตารางที่ 4.2-10 ตามลำดับ โดยลักษณะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงของอาคารแสดงดังรูปที่ 4.2-39 และ รูปที่ 4.2-40 ซึ่งผล

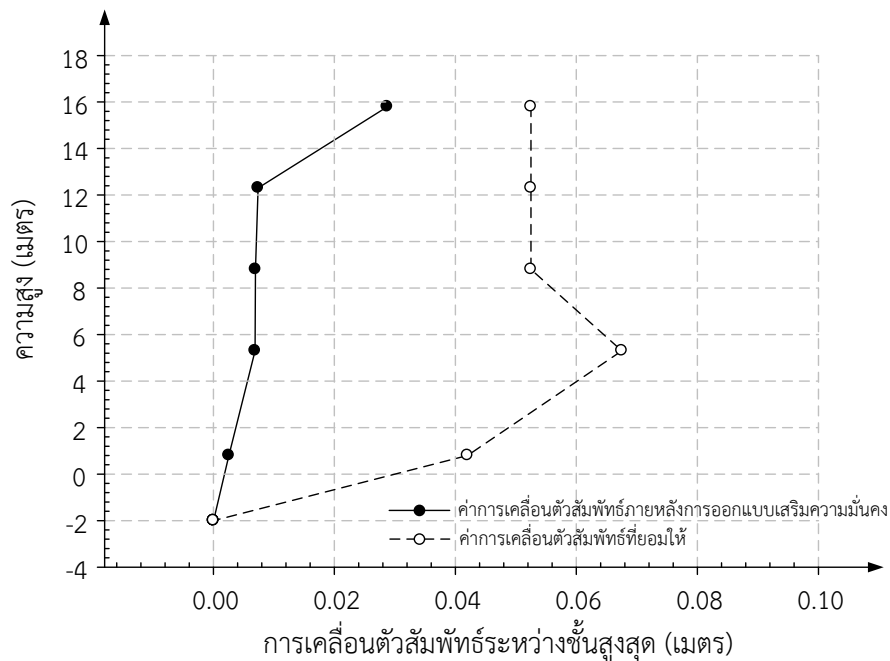
ปรากฏว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับทุกชั้นมีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้ ดังนั้นหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารแล้วทำให้การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงอย่างมีนัยสำคัญ และผ่านเกณฑ์การประเมิน

ตารางที่ 4.2-9 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

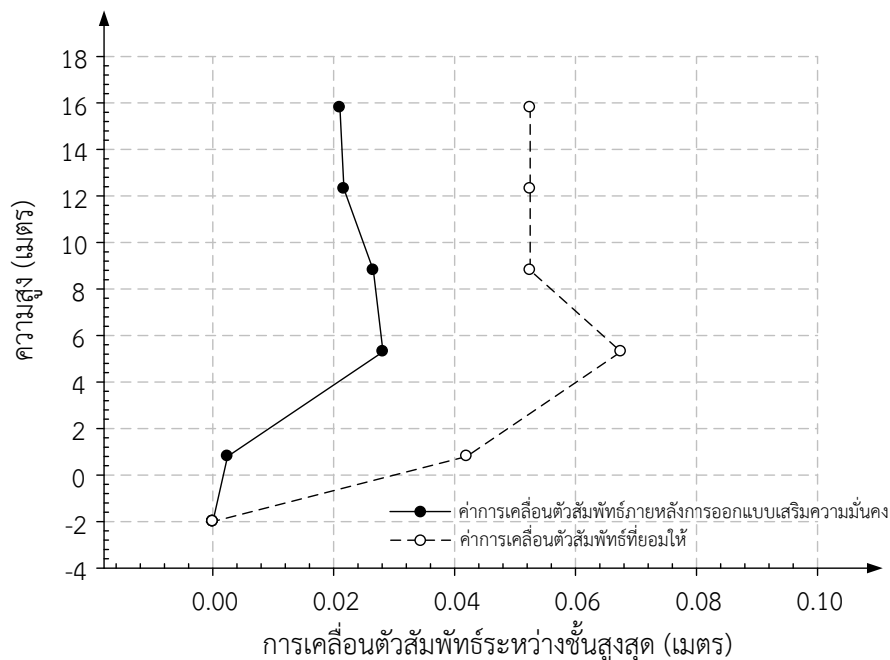
ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		เสริมความมั่นคงแข็งแรง	$\Delta_a = 0.015h_{sx}$
หลังคา	15.8	0.0238	0.0525
ชั้น 4	12.3	0.0061	0.0525
ชั้น 3	8.8	0.0057	0.0525
ชั้น 2	5.3	0.0057	0.0675
ชั้น 1	0.8	0.0021	0.0420
ฐานราก	-2	0.0000	0.0000

ตารางที่ 4.2-10 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		เสริมความมั่นคงแข็งแรง	$\Delta_a = 0.015h_{sx}$
หลังคา	15.8	0.0175	0.0525
ชั้น 4	12.3	0.0180	0.0525
ชั้น 3	8.8	0.0221	0.0525
ชั้น 2	5.3	0.0234	0.0675
ชั้น 1	0.8	0.0020	0.0420
ฐานราก	-2	0.0000	0.0000



รูปที่ 4.2-39 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

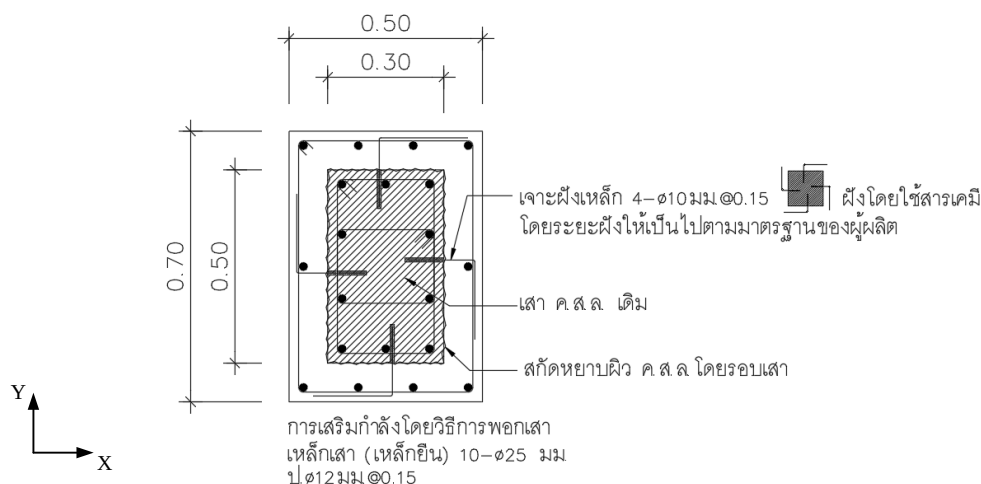


รูปที่ 4.2-40 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

6) ตัวอย่างการเสริมความมั่นคงแข็งแรงชิ้นส่วนโครงสร้าง

6.1) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงเสา

ตัวอย่างเสา C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง มีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็ก ดังรูปที่ 4.2-41 โดยตำแหน่งของเสา C1 แสดงไว้ตามรูปที่ 4.2-11 และ รูปที่ 4.2-15

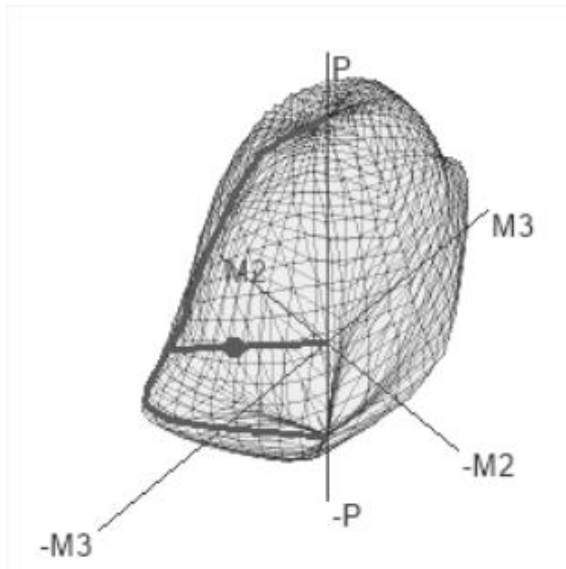


รูปที่ 4.2-41 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดเสาตัวอย่าง C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

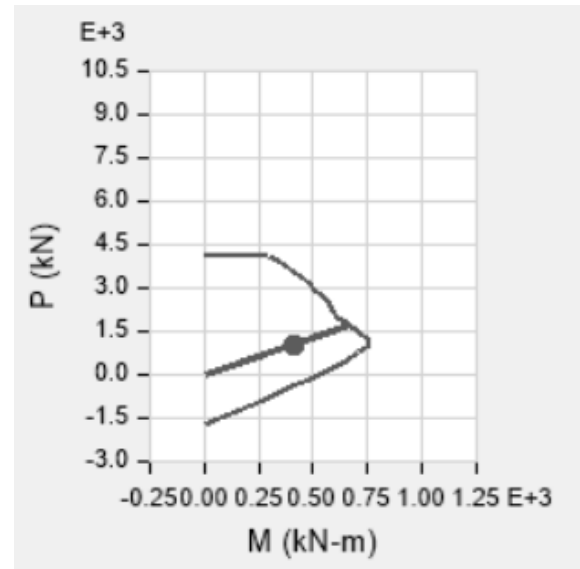
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงภายในที่เกิดขึ้นของเสาต้นนี้สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรุปลงได้ดังนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P_u)	=	1045.74	กิโลนิวตัน
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux})	=	-411.75	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_{uy})	=	31.63	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	=	2.33	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	145.92	กิโลนิวตัน

จากหน้าตัดเสา C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงตามรูปที่ 4.2-41 คำนวณค่ากำลังต้านทานชิ้นส่วนโดยอาศัยแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาตัวอย่าง ได้ดังรูปที่ 4.2-42 และ รูปที่ 4.2-43 พบว่าค่า DCR มีค่าน้อยกว่า 1 ซึ่งหมายความว่าเสาต้นนี้ผ่านเกณฑ์การประเมิน ซึ่งที่มาของค่า DCR ได้แสดงในหัวข้อการประเมินเสาตัวอย่างก่อนหน้านี้แล้ว ดังนั้นผลการประเมินเสาที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้วมีค่า DCR เท่ากับ 0.615 มีค่าน้อยกว่า 1 ดังนั้นเสาต้นนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน



รูปที่ 4.2-42 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน
แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาตัวอย่าง



รูปที่ 4.2-43 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงใน
แนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาตัวอย่าง

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนเสาตัวอย่าง C1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแล้วจะ
ทำการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนตามสมการที่ระบุไว้ใน ACI 318 ดังนี้

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตตามแนวแกน y คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้
กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{20.60} \times 0.50 \times 0.65 \times 1000 \\ &= 250.76 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กปลอกที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 1.2^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 390 \times 0.65 \times 1000}{0.15} \\ &= 382.27 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนที่หน้าตัดเสารับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$\begin{aligned} V_{ny} &= V_c + V_s \\ &= 250.76 + 382.27 \\ &= 633.03 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตตามแนวแกน x คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้
กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดเสา

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{20.60} \times 0.70 \times 0.45 \times 1000 \\ &= 243.05 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กปลอกที่หน้าตัดเสา

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{[2 \times (\pi \times 1.2^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 390 \times 0.45 \times 1000}{0.15} = 264.65 \text{ กิโลนิวตัน}$$

กำลังเฉือนที่หน้าตัดเสารับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$V_{nx} = V_c + V_s = 243.05 + 264.65 = 507.70 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สำหรับการประเมินกำลังออกแบบของหน้าตัดในการรับแรงเฉือนจะพิจารณาให้มีกำลังรับแรงเฉือนระบุของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการรับแรงเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85 ตาม มผย. 1301-54 ข้อ 4.5.1 ต้องมีค่ามากกว่ากำลังแรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดนั่นคือ $\phi V_n \geq V_u$

$$\phi V_{nx} = 0.85 \times 507.70 = 431.55 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{ux} = 2.33 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_{ny} = 0.85 \times 633.03 = 538.08 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{uy} = 145.92 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนที่ออกแบบของหน้าตัดมีค่ามากกว่ากำลังที่ต้องการของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ดังนั้นเสาตัวอย่างนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ ตาม มผย.1301-54 ข้อ 4.2 จะต้องมีค่าไม่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนในข้อ 4.2.1 หรือข้อ 4.2.2 ได้ดังนี้

กำลังที่ออกแบบต้านทานแรงเฉือน แกน x	$\phi V_{nx} = 431.55 \text{ กิโลนิวตัน}$
-------------------------------------	---

กำลังที่ออกแบบต้านทานแรงเฉือน แกน y	$\phi V_{ny} = 538.08 \text{ กิโลนิวตัน}$
-------------------------------------	---

ความสูงเสา	$H_c = 4.50$ เมตร
------------	-------------------

กำลังโมเมนต์ระบุที่เสาทิศทาง x	$M_{nx} = 857$ กิโลนิวตัน-เมตร
--------------------------------	--------------------------------

กำลังโมเมนต์ระบุที่เสาทิศทาง y	$M_{ny} = 553$ กิโลนิวตัน-เมตร
--------------------------------	--------------------------------

แรงเฉือนที่เกิดขึ้นคำนวณตาม มผย. 1301-54 ข้อ 4.2.1 มีค่าเท่ากับ

$$V_{ux} = \frac{M_{ny} + M_{ny}}{H_c} = \frac{553 + 553}{4.50} = 245.78 \text{ กิโลนิวตัน} < \phi V_{nx} = 431.55 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$V_{uy} = \frac{M_{nx} + M_{nx}}{H_c} = \frac{857 + 857}{4.50} = 380.89 \text{ กิโลนิวตัน} < \phi V_{ny} = 538.08 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงตามมาตรฐาน ACI และ ตาม มผย.1301-54 กำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ดังนั้นเสาตัวอย่างนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

สำหรับการประเมินเหล็กที่เจาะฝังและยึดไว้ระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_u = A_s f_y$$

โดยที่ V_u คือ แรงเฉือนที่ต้องการ
 A_s คือ พื้นที่ของเหล็กยื่นที่เสริมกำลังในเสา
 (เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม. = 491 ตร.มม.)
 f_y คือ กำลังจุดครากของเหล็กยื่นที่เสริมกำลังของเสา (390 เมกะปาสกาล)

แรงเฉือนที่ต้องการ โดยพิจารณาเสา 1 ด้าน มีค่าเท่ากับ

$$V_u = 4 \times 0.000491 \times 390 \times 1000 = 765.96 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากทฤษฎี แรงเสียดทานเฉือน (Shear-friction) จะได้

$$V_u = \phi V_n = \phi \mu A_{vf} f_y$$

โดยที่ μ คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อผิวสัมผัสมีการทำให้หยาบ
 A_{vf} คือ พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (เหล็กข้ออ้อยขนาด 10 มม. = 78.54 ตร.มม.)
 f_y คือ กำลังจุดครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (390 เมกะปาสกาล)
 ϕ คือ ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงเฉือนใช้เท่ากับ 0.85

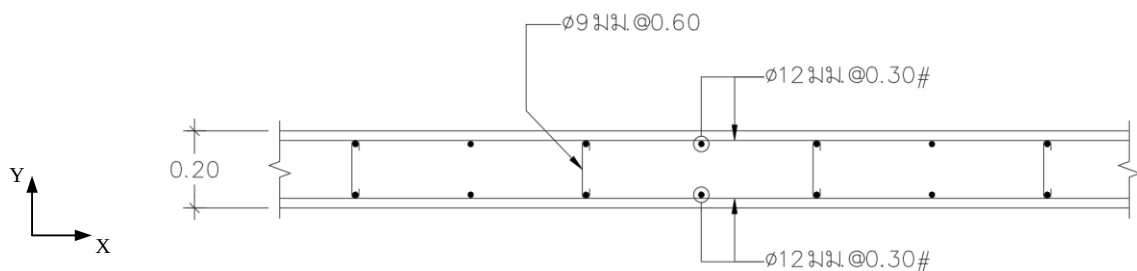
พื้นที่ของเหล็กรับแรงเฉือนที่ต้องการ เท่ากับ

$$A_{vf} = \frac{765.96}{0.85 \times 390 \times 1000} = 0.002311 \text{ ตารางเมตร}$$

ดังนั้นใช้เหล็ก $\phi 10$ มม. @ 0.15 เมตร ตลอดความสูงเสา 4.50 เมตร คิดเป็นจำนวน 30 เส้น
 พื้นที่หน้าตัดรวม $A_{vf} = 0.00236$ ตารางเมตร $> A_{vf} = 0.002311$ ตารางเมตรที่ต้องการฝังโดยใช้สารเคมี
 โดยระยะฝังของเหล็กที่ใช้เจาะฝังให้เป็นไปตามมาตรฐานของผู้ผลิต

6.2) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงรับแรงเฉือน

ตัวอย่างกำแพงรับแรงเฉือน W1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง มีขนาดความยาว 4.0 เมตรและความหนา 0.20 เมตร โดยมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.2-44 และตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือนแสดงไว้ตามรูปที่ 4.2-37

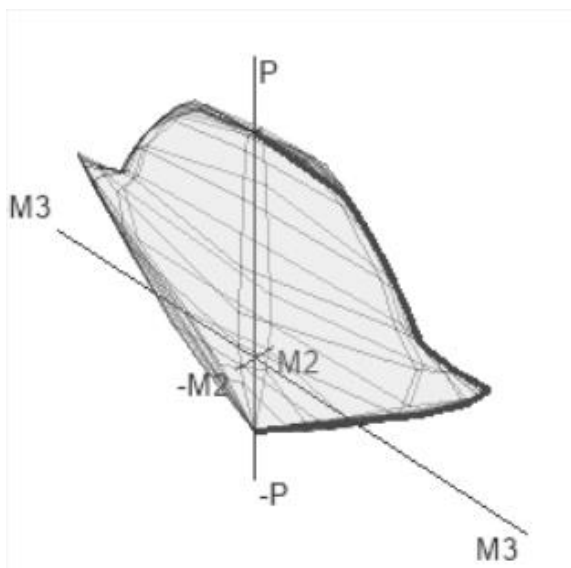


รูปที่ 4.2-44 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน W1
 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

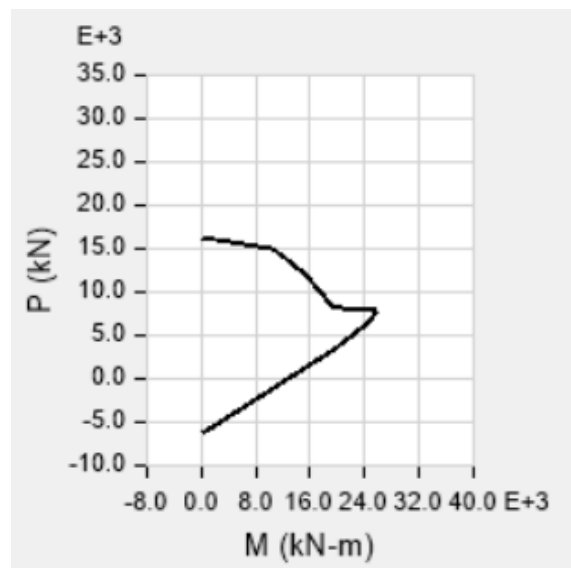
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงภายในที่เกิดขึ้นของกำแพงรับแรงเฉือนนี้สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง สรุปได้ดังนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P_u)	=	1921.30	กิโลนิวตัน
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux})	=	-809.35	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_{uy})	=	-3120.54	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	=	-526.07	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	-291.81	กิโลนิวตัน

จากหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน W1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงตามรูปที่ 4.2-44 สามารถหาค่ากำลังต้านทานชิ้นส่วนโดยอาศัยแผนภาพปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง โดยแสดงได้ในรูปแบบของพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ที่เป็นมุมมอง 3 มิติดังรูปที่ 4.2-45 หรือพิจารณาในรูปแบบของระนาบปฏิสัมพันธ์ที่เป็นมุมมอง 2 มิติดังรูปที่ 4.2-46 พบว่าขนาดของแรงภายในที่ต้องการมีค่าอยู่ภายในพื้นผิวปฏิสัมพันธ์ หรือมีค่าอยู่ในเส้นขอบเขตของระนาบปฏิสัมพันธ์จะเป็นการบ่งชี้ว่าค่า DCR มีค่าน้อยกว่า 1 ซึ่งหมายความว่ากำแพงรับแรงเฉือนนี้ผ่านเกณฑ์การประเมิน ซึ่งที่มาของค่า DCR ได้แสดงในหัวข้อการประเมินเสาตัวอย่างก่อนหน้านี้แล้ว ดังนั้นผลการประเมินกำแพงรับแรงเฉือนที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้วมีค่า DCR เท่ากับ 0.51 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 1 ดังนั้นกำแพงรับแรงเฉือนนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในด้านกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน



รูปที่ 4.2-45 พื้นผิวปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง



รูปที่ 4.2-46 กราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนกำแพงรับแรงเฉือน W_1 ที่ได้รับการออกแบบเสริมความมั่นคงแล้วจะทำการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนตามสมการที่ระบุไว้ใน ACI 318 ดังนี้

กำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงคอนกรีตตามแนวแกน y คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{20.60} \times 4.0 \times 0.17 \times 1000 \\ &= 524.67 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

หมายเหตุ สำหรับกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงในทิศทางตั้งฉากกับกำแพง มาตรฐานให้พิจารณากำลังรับแรงเฉือนเหมือนแผ่นพื้น ดังนั้นจึงไม่ได้พิจารณาเหล็กปลอกในการช่วยต้านทานแรงเฉือน จึงมีกำลังเฉือนที่หน้าตัดกำแพงรับได้ ดังนี้

$$\begin{aligned} V_{ny} &= V_c \\ &= 524.67 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงคอนกรีตตามแนวแกน x คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

กำลังเฉือนคอนกรีตที่หน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}h(0.8l_w) \\ &= 0.17 \times 1 \times \sqrt{20.60} \times 0.20 \times (0.8 \times 4.0) \times 1000 \\ &= 493.81 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนเหล็กเสริมที่หน้าตัดกำแพง

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{A_v f_y (0.8l_w)}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 1.2^2 / 4) \times 10^{-4}] \times 390 \times (0.8 \times 4.0) \times 1000}{0.30} \\ &= 940.97 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังเฉือนที่หน้าตัดกำแพงรับได้เมื่อรวมกำลังเฉือนระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอก

$$\begin{aligned} V_{nx} &= V_c + V_s \\ &= 493.81 + 940.97 \\ &= 1434.78 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับการประเมินกำลังของหน้าตัดในการรับแรงเฉือนจะพิจารณาให้มีกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการรับแรงเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85 ตาม มผย. 1301-54 ข้อ 4.5.1 ต้องมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดนั้นคือ $\phi V_n \geq V_u$

$$\phi V_{nx} = 0.85 \times 1434.78 = 1219.56 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{ux} = 526.07 \text{ กิโลนิวตัน}$$

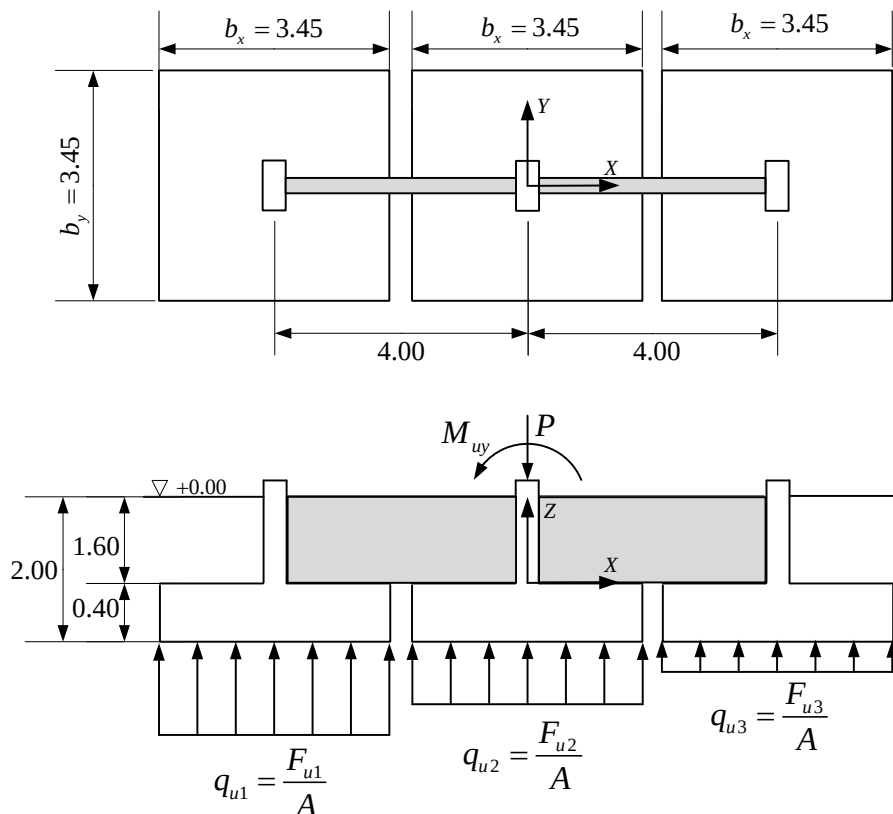
$$\phi V_{ny} = 0.85 \times 524.67 = 445.97 \text{ กิโลนิวตัน} > V_{uy} = 291.81 \text{ กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินพบว่ากำลังรับแรงเฉือนที่ออกแบบของหน้าตัดมีค่ามากกว่ากำลังที่ต้องการของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ดังนั้นกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างนี้จึงผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานแรงเฉือน

6.3) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงฐานราก

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่า ฐานรากตัวหลักที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือนและใช้สำหรับต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างโดยรวม หากใช้ฐานรากเพียงแค่ 2 ตำแหน่งช่วยกันต้านทานแรง ฐานรากเดิมไม่สามารถต้านทานแรงได้อย่างเพียงพอ จึงได้ทำการเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือนเพื่อเชื่อมฐานรากเพิ่ม ทำให้กำแพงรับแรงเฉือนนี้ได้เชื่อมต่อฐานราก 3 ตำแหน่งไว้ด้วยกัน ทำให้เมื่อทำการตรวจสอบกำลังรับแรงด้านข้างจึงคิดรวมฐานราก 3 ตำแหน่งแสดงดังรูปที่ 4.2-47 โดยตำแหน่งของฐานรากกลุ่ม F1 แสดงไว้ดังรูปที่ 4.2-38 จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่กระทำกับฐานรากสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีกำลัง ซึ่งจะนำไปใช้สำหรับประเมินกำลังต้านทานของฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก สรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกทุกบนฐานราก (P_u)	=	4935.23	กิโลนิวตัน
โมเมนต์รอบแกน X (M_{ux})	=	0	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์รอบแกน Y (M_{uy})	=	3008.99	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	=	766.13	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	=	546.26	กิโลนิวตัน



รูปที่ 4.2-47 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดฐานรากตัวอย่าง F1

การประเมินกำลังต้านทานฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก จะประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนเจาะ กำลังต้านทานแรงเฉือนคาน และประเมินกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด สามารถคำนวณแรงดันดินที่กระทำต่อฐานราก

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

เป็นแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้น จากตัวอย่างฐานรากร่วม F1 เป็นฐานรากแผ่ทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3.45 เมตร จำนวน 3 ชั้น โดยมีจุดศูนย์กลางฐานรากห่างกัน 4 เมตร ซึ่งเชื่อมกันด้วยกำแพงรับแรงเฉือนและมีลักษณะแรงดันดินกระทำกับฐานรากแสดงได้ดังรูปที่ 4.2-47 ซึ่งสมมติให้การกระจายแรงดันดินที่ได้ฐานรากของแต่ละตัวมีการกระจายสม่ำเสมอ (ทั้งนี้ ผู้ประเมินอาจเลือกใช้ลักษณะแรงดันดินที่กระทำกับฐานรากในแนวทางอื่นได้ ซึ่งขึ้นอยู่กับวิจารณ์ของผู้นประเมิน) สามารถนำมาคำนวณหาค่าแรงกระทำบนฐานรากแต่ละตัว ได้ดังนี้

จากสมการสมดุลแรงตามแนวแกน z

$$F_{u1} + F_{u2} + F_{u3} = P_u = 4935.23$$

จากสมการสมดุลโมเมนต์รอบแกน y ที่จุดพิกัด 0,0,0

$$+M_{uy} - F_{u1} \times 4 + F_{u3} \times 4 = 0$$

$$F_{u1} \times 4 - F_{u3} \times 4 = 3008.99$$

และจากความสอดคล้องของการเสียรูป เมื่อฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกจะเกิดการทรุดตัวและเนื่องจากมีกำแพงรับแรงเฉือนเป็นตัวเชื่อมระหว่างฐานราก ดังนั้นผลต่างการทรุดตัวระหว่างฐานรากจึงมีค่าเท่ากัน โดยสมมติให้ค่าสถิติของดินใต้ฐานรากมีค่าเท่ากับ k สามารถสร้างสมการความสอดคล้องของการเสียรูปได้ดังนี้

$$\Delta_1 - \Delta_2 = \Delta_2 - \Delta_3$$

$$\frac{F_{u1}}{k} - \frac{F_{u2}}{k} = \frac{F_{u2}}{k} - \frac{F_{u3}}{k}$$

$$F_{u1} - F_{u2} = F_{u2} - F_{u3}$$

จากสมการทั้ง 2 สมการ สามารถแก้หาค่าแรงที่กระทำใต้ฐานรากได้เท่ากับ

$$F_{u1} = 2021.20 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_{u2} = 1645.08 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_{u3} = 1268.96 \text{ กิโลนิวตัน}$$

นำค่าแรงที่กระทำใต้ฐานรากมาคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของดินได้ดังนี้

$$q_{u,\max} = \frac{F_{u1}}{A} = \frac{2021.20}{3.45 \times 3.45} = 169.81 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนเจาะที่หน้าตัดวิกฤตของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

โดยที่ b_0 คือ ความยาวเส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตที่อยู่ห่างจากขอบของเสา เท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพของฐานมีค่าเท่ากับ 4.70 เมตร

d คือ ความลึกประสิทธิภาพเท่ากับ 0.32 เมตร

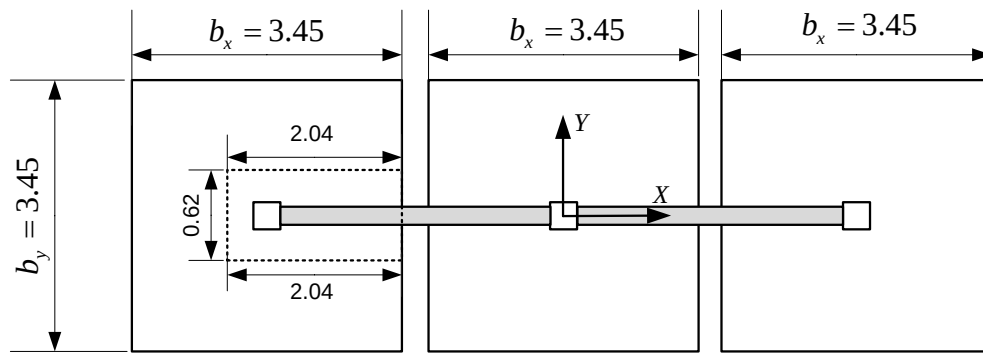
(พิจารณาหน้าตัดวิกฤตของฐานรากดังแสดงในรูปที่ 4.2-48 โดยสมมติให้กำแพงมีความหนา 0.30 m)

$$V_c = 0.34 \sqrt{20.60} \times 4.70 \times 0.32 \times 1000 = 2,320.92 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 2,320.92 = 1,972.78 \text{ กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนประลัยที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนเจาะสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_u = 169.81 \times [(3.45 \times 3.45) - (0.62 \times 2.04)] = 1,806.39 \text{ กิโลนิวตัน}$$



รูปที่ 4.2-48 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดวิกฤติของฐานรากเมื่อพิจารณาแรงเฉือนเจาะ

ดังนั้น การประเมินแรงเฉือนเจาะของฐานรากตัวนี้มีกำลังต้านทานแรงเฉือนเจาะ มากกว่าแรงเฉือนประลัยที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤต $\phi V_c > V_u$ จึงผ่านการประเมินแรงเฉือนเจาะ

สำหรับการประเมินกำลังที่ออกแบบต้านทานแรงเฉือนแบบคานที่หน้าตัดวิกฤตของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bd$$

โดยที่ d คือ ความลึกประสิทธิภาพเท่ากับ 0.32 เมตร

b คือ ความยาวของฐานรากเท่ากับ 3.45 เมตร

$$V_c = 0.17\sqrt{20.60} \times 3.45 \times 0.32 \times 1000 = 851.83 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 851.83 = 724.06 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

แรงเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนแบบคานสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_u = 169.81 \times \left(\frac{3.45}{2} - 0.25 - 0.32 \right) \times 3.45 = 676.65 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นการประเมินแรงเฉือนคานของฐานรากตัวนี้มีกำลังต้านทานแรงเฉือน มากกว่ากำลังเฉือนที่ต้องการที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤต $\phi V_c > V_u$ จึงผ่านการประเมินแรงเฉือนแบบคาน

สำหรับการประเมินปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดของฐานราก โดยหน้าตัดวิกฤตสำหรับการดัดอยู่ที่หน้าเสาของตอม่อจนถึงขอบนอกของฐานราก โดยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$M_u = 168.91 \times 3.45 \times \left(\frac{3.45}{2} - 0.25 \right)^2 / 2 = 633.91 \quad \text{กิโลนิวตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{633.91 \times 100}{0.9 \times 345 \times 32^2} = 0.199 \quad \text{กิโลนิวตันต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 20.6}{295} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.199}{0.85 \times (20.6 / 10)}} \right) = 0.00718$$

ดังนั้นปริมาณเหล็กเสริมที่หน้าตัดของฐานรากต้องการมีค่าเท่ากับ

$$A_s = 0.00718 \times 345 \times 32 = 79.3 \quad \text{ตารางเซนติเมตร}$$

จากรูปที่ 4.2-25 ปริมาณเหล็กเสริมในฐานรากมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม.จำนวน 28 เส้น ซึ่งคำนวณพื้นที่หน้าตัดได้ดังนี้

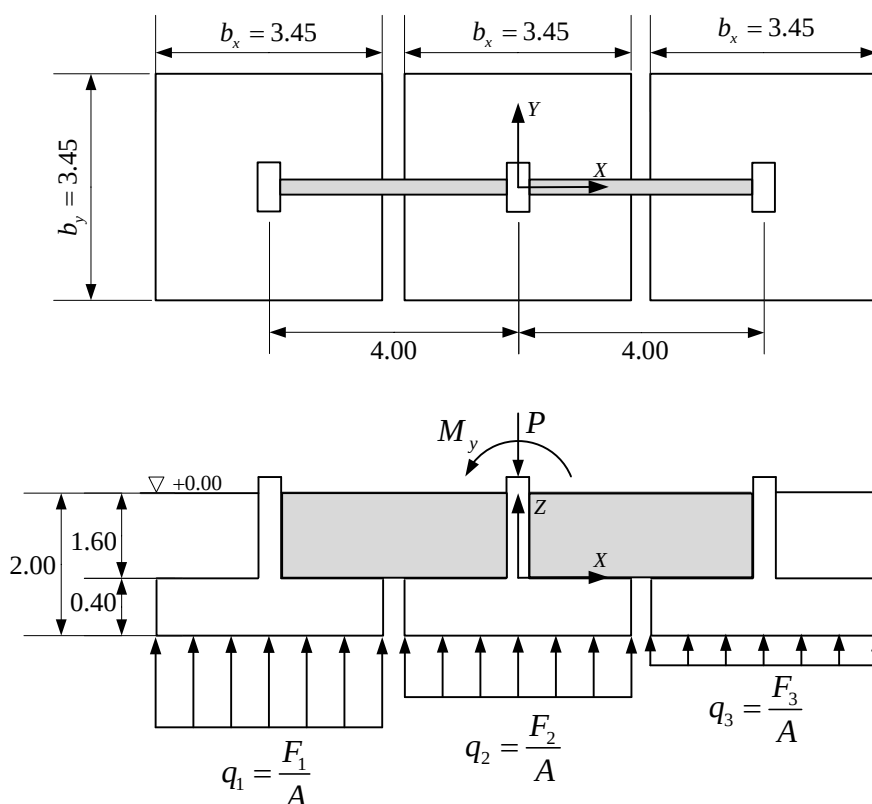
$$A_s = 28 \times 3.14 = 87.92 \quad \text{ตารางเซนติเมตร}$$

จากผลการประเมินเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดของฐานรากตัวอย่างนี้มีปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ จึงผ่านการประเมินรับโมเมนต์ดัด

สำหรับการประเมินกำลังรับแรงแบกทาน และกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ เลือกใช้แรงที่กระทำกับฐานรากสำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน ซึ่งสรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกทุกบนฐานราก (P)	=	3422.52	กิโลนิวตัน
โมเมนต์รอบแกน X (M_x)	=	0	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์รอบแกน Y (M_y)	=	2400.22	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_x)	=	536.45	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_y)	=	403.87	กิโลนิวตัน

การประเมินกำลังรับแรงแบกทานของดิน จากตัวอย่างฐานรากร่วม F1 เป็นฐานรากแผ่ทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3.45 เมตร จำนวน 3 ชั้น โดยมีจุดศูนย์กลางฐานรากห่างกัน 4 เมตร ซึ่งเชื่อมกันด้วยกำแพงรับแรงเฉือนและมีลักษณะแรงดันดินกระทำกับฐานรากแสดงได้ดังรูปที่ 4.2-49 ซึ่งสมมติให้การกระจายแรงดันดินที่ได้ฐานรากของแต่ละตัวมีการกระจายสม่ำเสมอ จากผลการทดสอบชั้นดินมีน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ (q_{allow}) มีค่าเท่ากับ 124.59 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



รูปที่ 4.2-49 ขนาดฐานและลักษณะแรงดันดินกระทำกับฐานรากตัวอย่าง

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างเลือกใช้น้ำหนักบรรทุกกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่าง ๆ ตามแนวทางการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ สามารถนำมาคำนวณหาค่าแรงกระทำบนฐานรากแต่ละตัว ได้ดังนี้

จากสมการสมดุลแรงตามแนวแกน z

$$F_1 + F_2 + F_3 = P = 3422.52$$

จากสมการสมดุลโมเมนต์รอบแกน y ที่จุดพิกัด 0,0,0

$$+M_y - F_1 \times 4 + F_3 \times 4 = 0$$

$$F_1 \times 4 - F_3 \times 4 = 2400.22$$

และจากความสอดคล้องของการเสียรูป (Shear Compatibility) เมื่อฐานรับน้ำหนักบรรทุกจะเกิดการทรุดตัวและเนื่องจากมีกำแพงรับแรงเฉือนเป็นตัวเชื่อมระหว่างฐานราก ดังนั้นผลต่างการทรุดตัวระหว่างฐานรากจึงมีค่าเท่ากัน โดยสมมติให้ค่าสติเฟนสของดินใต้ฐานรากมีค่าเท่ากับ k นำไปสร้างสมการความสอดคล้องของการเสียรูปได้ดังนี้

$$\Delta_1 - \Delta_2 = \Delta_2 - \Delta_3$$

$$\frac{F_1}{k} - \frac{F_2}{k} = \frac{F_2}{k} - \frac{F_3}{k}$$

$$F_1 - F_2 = F_2 - F_3$$

จากสมการทั้ง 2 สมการ สามารถแก้หาค่าแรงที่กระทำใต้ฐานรากได้เท่ากับ

$$F_1 = 1440.87 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_2 = 1140.84 \text{ กิโลนิวตัน}$$

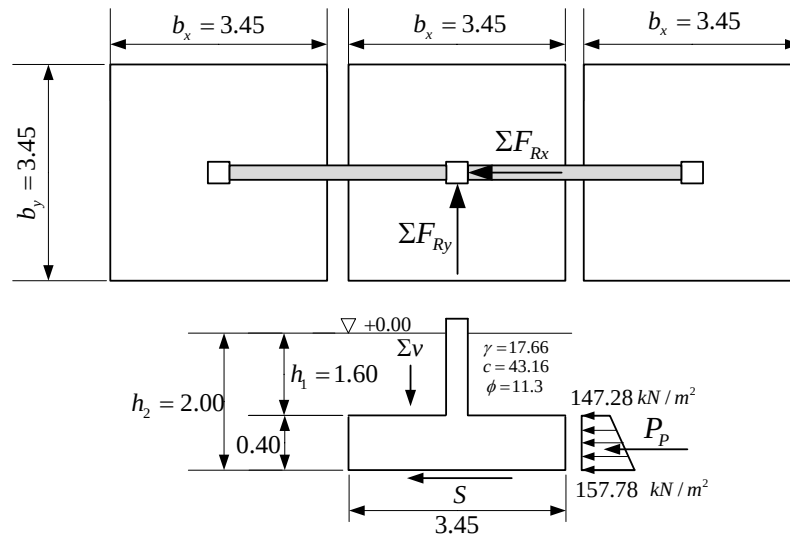
$$F_3 = 840.81 \text{ กิโลนิวตัน}$$

นำค่าแรงที่กระทำใต้ฐานรากมาคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของดินได้ดังนี้

$$q_{\max} = \frac{F_1}{A} = \frac{1440.87}{3.45 \times 3.45} = 121.06 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

จากผลการประเมินฐานรากตัวอย่าง F1 มีหน่วยแรงดันดินสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของชั้นดินที่ยอมให้ จึงผ่านเกณฑ์ประเมินกำลังรับแรงแบกทาน

การประเมินกำลังต้านทานแรงต้านดินข้างแบบพาสซีฟของตัวอย่างฐานรากร่วม F1 ภายหลังเสริมความมั่นคง เป็นฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 3.45 เมตร หนา 0.40 เมตร จำนวน 3 ชั้นที่เชื่อมกันด้วยกำแพงรับแรงเฉือนดังรูปที่ 4.2-50 ลึกจากผิวดิน 1.60 เมตร และมีมบัตินใต้ฐานรากมีดังนี้ ความเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน (c) มีค่าเท่ากับ 43.16 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน (γ) มีค่าเท่ากับ 17.66 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายใน (ϕ) มีค่าเท่ากับ 11.3 องศา



รูปที่ 4.2-50 ขนาดฐานรากและลักษณะแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ

สำหรับการหาแรงดันดินทางด้านข้างจะอาศัยทฤษฎีของ (Rankine's Theory) และอ้างอิงจาก [19] โดยที่สถานะแรงดันดินแบบพาสซีฟสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$P_p = K_p \gamma h + 2c\sqrt{K_p}$$

จากข้อมูลรูปที่ 4.2-50 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟได้ดังนี้

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \text{ โดยที่ } K_p \text{ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ} \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{11.3}{2} \right) \\ &= 1.487 \end{aligned}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_1 = 1.60$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.487 \times 17.66 \times 1.60) + (2 \times 43.16 \times \sqrt{1.487}) = 147.28 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_2 = 2.00$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.487 \times 17.66 \times 2.00) + (2 \times 43.16 \times \sqrt{1.487}) = 157.78 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้นสามารถคำนวณกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟที่กระทำกับฐานรากทั้ง 2 แกน ได้ดังนี้

$$P_{px} = \frac{1}{2} (147.28 + 157.78) (0.40) (3.45) = 210.49 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$P_{py} = \frac{1}{2} (147.28 + 157.78) (0.40) (3.45 \times 3) = 631.47 \text{ กิโลนิวตัน}$$

คำนวณแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากได้ดังนี้

$$S = (\Sigma v) \tan \delta + Bc'$$

โดยที่ Σv คือ ผลรวมแรงในแนวดิ่งที่ลงมาที่ฐาน

δ คือ $2/3$ ของค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ

c' คือ $2/3$ ของความเชื่อมแน่นของเม็ดดิน c

B คือ พื้นที่ของฐานราก

$$(\Sigma v) \tan \delta = 3422.52 \times \tan\left(\frac{2 \times 11.3}{3}\right) = 452.61 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$Bc' = 3.45 \times 10.35 \times \frac{2 \times 43.16}{3} = 1027.42 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นผลของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากสามารถคำนวณได้

$$S = 452.61 + 1027.42 = 1480.03 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

กำลังต้านทานด้านข้างของฐาน (ΣF_R) ซึ่งเกิดจากผลรวมของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (S) และกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) ตามสมการดังนี้

$$\Sigma F_R = S + P_p$$

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\Sigma F_{Rx} = S + P_{px} = 1480.03 + 210.49 = 1690.52 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

$$\Sigma F_{Ry} = S + P_{py} = 1480.03 + 631.47 = 2111.50 \quad \text{กิโลนิวตัน}$$

จากผลการประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างของฐานราก แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x มีค่าเท่ากับ 536.45 กิโลนิวตัน แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน y มีค่าเท่ากับ 403.87 กิโลนิวตัน สำหรับอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไถลกำหนดให้ไม่น้อยกว่า 1.5 เมื่อนำกำลังต้านทานแรงเสียดทานของฐานรากรับได้หารด้วยแรงที่เกิดขึ้นในแนวแกน x และแนวแกน y สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$FS_{(Sliding)x} = \frac{1690.52}{536.45} = 3.15 > 1.5$$

$$FS_{(Sliding)y} = \frac{2111.50}{403.87} = 5.23 > 1.5$$

ดังนั้นฐานรากตัวอย่าง F1 นี้ จึงผ่านการประเมินกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟทั้ง 2 ทิศทาง เนื่องจากมีอัตราส่วนปลอดภัยมากกว่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมให้

4.3 อาคารต้นแบบหลังที่สาม

อาคารต้นแบบหลังที่สาม กำหนดให้เป็นตัวแทนของอาคารสำนักงานของภาครัฐขนาดใหญ่ สูง 5 ชั้น พื้นที่ใช้สอยประมาณ 9,600 ตารางเมตร มีลักษณะดังรูปที่ 4.3-1 ตั้งอยู่ในพื้นที่บริเวณที่ 2 ตามกฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทาน แรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ทั้งนี้สมมติว่าพื้นที่ตั้งอาคารอยู่ในบริเวณที่มีค่าความเร่งตอบสนอง เชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_5) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) เท่ากับ 0.704 และ 0.205 ตามลำดับ โดยวิธีการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงสามารถ แสดงรายละเอียดดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.3-1 ตัวอย่างภาพอาคารสำนักงานของภาครัฐซึ่งกำหนดให้เป็นอาคารต้นแบบหลังที่ 3

4.3.1 กำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงและการประเมินระดับความรุนแรงของ แผ่นดินไหวสำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 3

การกำหนดเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารจะขึ้นอยู่กับประเภทของอาคารว่าจัดอยู่ใน กลุ่มอาคารทั่วไป หรือว่าอาคารสำคัญ ตามที่กำหนดในหัวข้อ 3.3.2 ใน มยผ.1303-57 สำหรับกรณีศึกษา อาคารต้นแบบหลังที่สามนี้ได้กำหนดให้เป็นอาคารสำคัญ ดังนั้นการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร ตัวอย่างนี้จึงต้องกำหนดเป้าหมายให้อยู่ในระดับการเสริมสมรรถนะที่ดีกว่าระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัย ขั้นพื้นฐาน (Enhanced Rehabilitation Objective) โดยอาคารต้องมีระดับสมรรถนะในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในระดับ BSE ดังที่กล่าวไว้แล้วในส่วนที่ 1

อย่างไรก็ตามตัวอย่างนี้จะแสดงวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวที่กำหนดในหัวข้อ 3.4 ตาม มยผ.1303-57 โดยเลือกใช้วิธีการและข้อกำหนดในส่วนที่ 5 ตาม มยผ.1303-57 โดย อาคารต้นแบบหลัง นี้จะประเมินระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง โครงสร้างที่ระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE) ซึ่งได้กำหนดให้ใช้สเปกตรัม ผลตอบสนองแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมกำลังมีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของสเปกตรัม ผลตอบสนองสำหรับการออกแบบตาม มยผ. 1302-52 ดังจะได้กล่าวในลำดับถัดไป

4.3.2 การรวบรวมข้อมูลของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

สำหรับตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 3 จะสมมติว่าสามารถรวบรวมข้อมูลของอาคารตามการก่อสร้างจริงได้โดยสรุปดังนี้

1) ข้อมูลทั่วไปของอาคาร

อาคารต้นแบบหลังที่ 3 เป็นอาคารเป็นโครงต้านทานแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กพร้อมทั้งกำแพงรับแรงเฉือน (Reinforced Concrete Frame with Shear Wall) สูง 5 ชั้น กว้าง 25 เมตร ยาว 77 เมตร สูง 22.735 เมตร มีพื้นที่ใช้สอยประมาณ 9,600 ตารางเมตร และไม่ได้รับการคำนวณออกแบบให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว แบบแปลนพื้นที่ชั้นล่างถึงพื้นที่ชั้น 5 แสดงได้ดังรูปที่ 4.3-2 ถึง รูปที่ 4.3-6 ตามลำดับ

2) ลักษณะการใช้อาคาร

ลักษณะการใช้งานของอาคารกำหนดให้เป็นอาคารสำนักงานของภาครัฐขนาดใหญ่ และต้องการใช้เป็นอาคารศูนย์อำนวยการเพื่อบรรเทาสาธารณภัยกรณีเกิดเหตุภัยแผ่นดินไหว ซึ่งจัดอยู่ในกลุ่มของอาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน ดังนั้น จึงได้กำหนดให้เป็นอาคารสำคัญ (ตามหัวข้อ 3.3.2 ใน มยผ. 1303-57)

3) รูปแบบอาคารและระบบโครงสร้าง

จากข้อมูลตามแบบก่อสร้างพบว่าโครงสร้างของอาคารเป็นระบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดาร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา โดยบริเวณกึ่งกลางอาคารมีปล่องลิฟต์ซึ่งทำหน้าที่เป็นกำแพงรับแรงเฉือน พื้นของอาคารส่วนใหญ่เป็นพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปมีเพียงบางส่วนเป็นพื้นสองทางหล่อในที่ โดยอาคารมีระบบต้านทานแรงด้านข้างที่ไม่ได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว สำหรับระบบต้านทานแรงในแนวดิ่งมีเส้นทางการถ่ายแรงต่อเนื่องสมบูรณ์

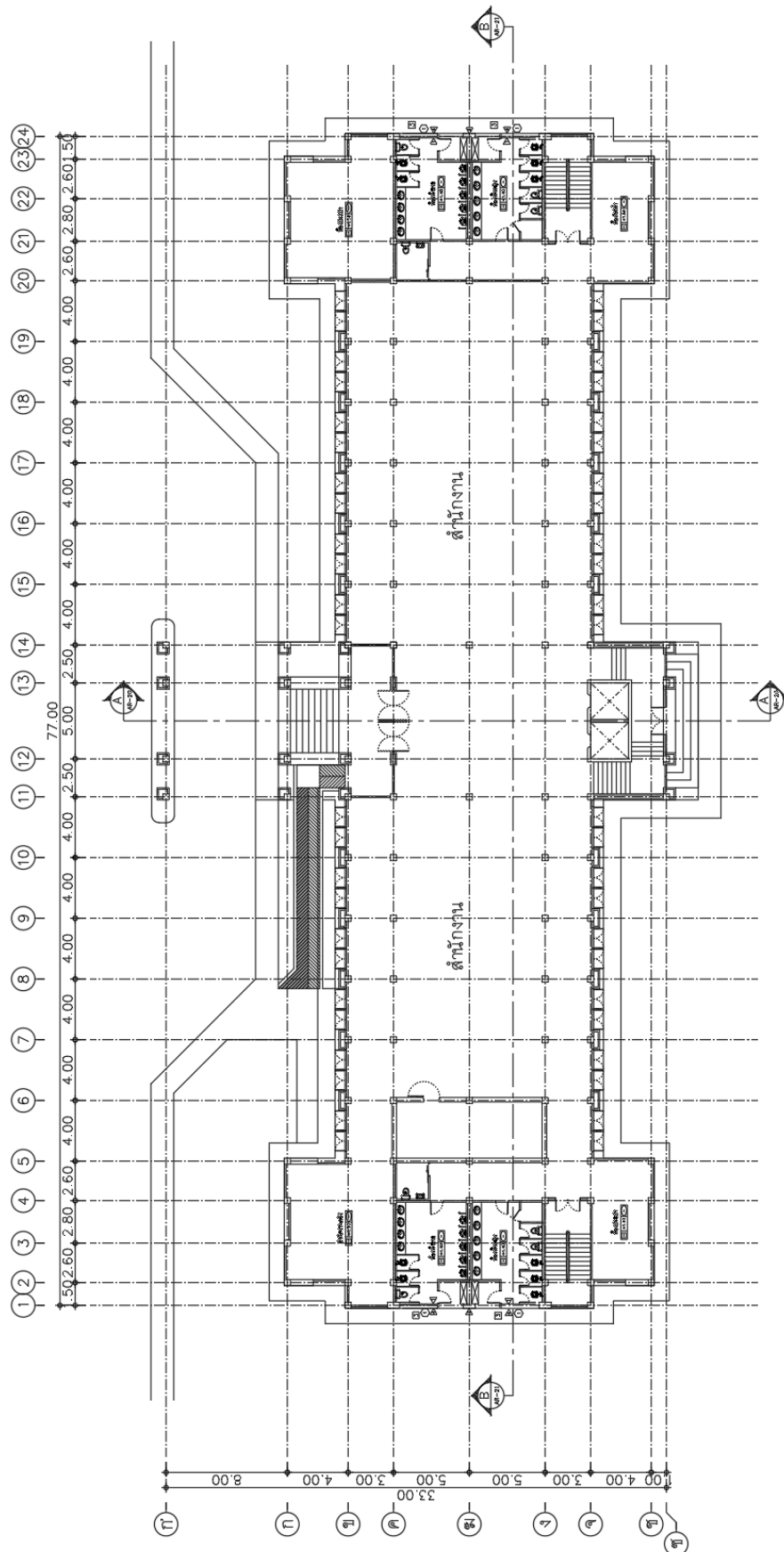
4) สมบัติของวัสดุจากแบบแปลนรายละเอียด

ข้อมูลจากแบบก่อสร้างให้รายละเอียดทางเรขาคณิตของชิ้นส่วนอาคารรวมถึงรายละเอียดการเสริมเหล็กเพียงพอต่อการประเมิน ข้อมูลสมบัติของวัสดุที่ได้จากแบบแปลนรายละเอียดระบุค่ากำลังรับแรงอัดประลัยทรงกระบอกของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 19.62 เมกะปาสกาล กำหนดให้ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR-24 สำหรับเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. และ 9 มม. ส่วนเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ขึ้นไปกำหนดให้ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD-30 รายละเอียดการยึดต่อกัน (Interconnection) ของชิ้นส่วนอาคารมีการกำหนดตามมาตรฐานงานก่อสร้างทั่วไป ทั้งนี้แม้ว่าข้อมูลจากแบบก่อสร้างและแบบแปลนรายละเอียดจะค่อนข้างครบถ้วนสมบูรณ์ มยผ. 1303-57 ยังกำหนดให้ผู้ประเมินต้องทำการตรวจสอบข้อมูลและประเมินสภาพอาคารโดยการตรวจสอบด้วยสายตา ซึ่งผู้ประเมินอาจอาศัยการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมด้วยวิธีตรวจพินิจ (Visual Inspection Method) ตาม มยผ. 1501-51 เป็นแนวทางได้

5) ประเภทชั้นดินและงานฐานราก

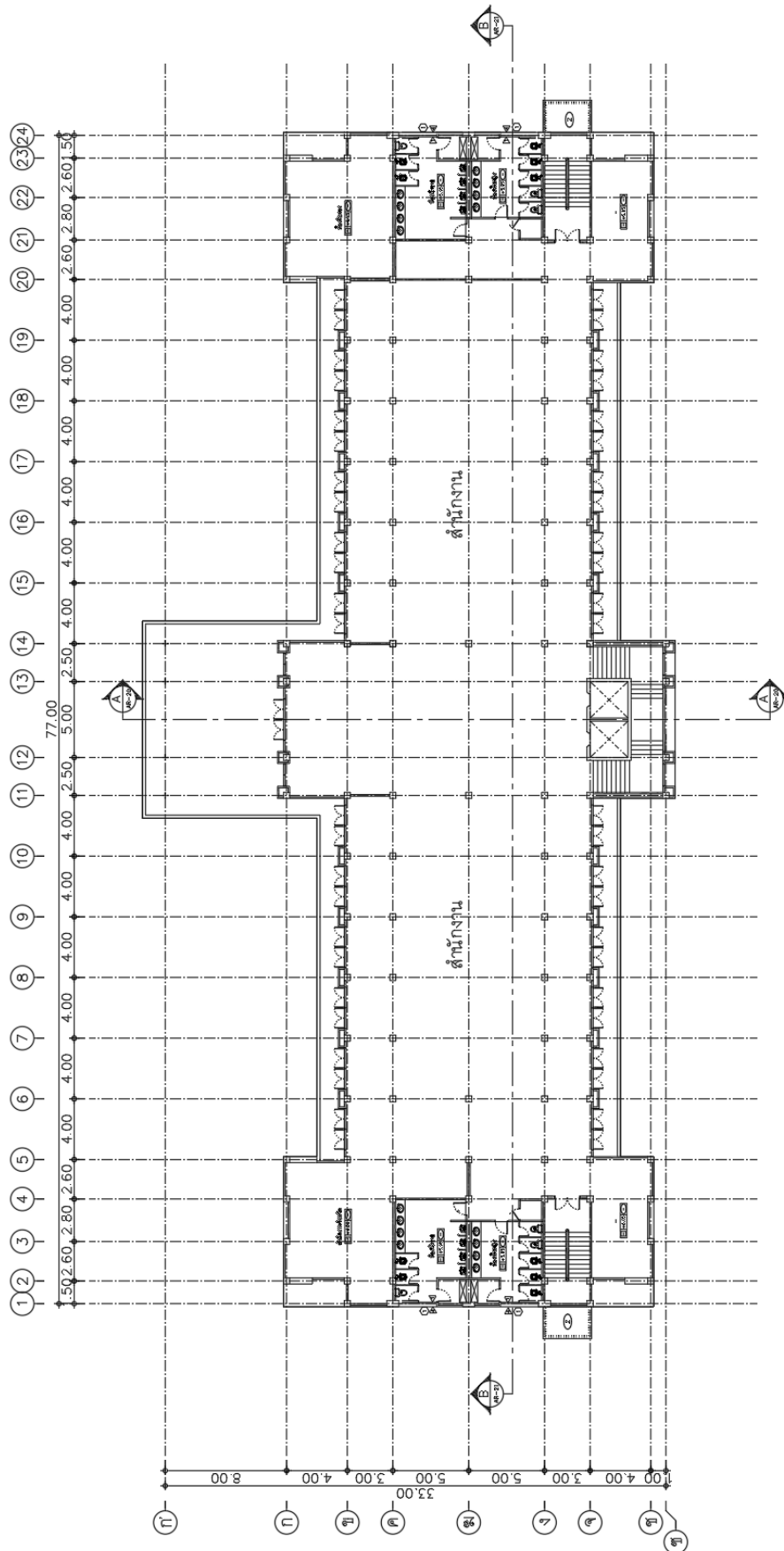
ข้อมูลตามแบบก่อสร้างระบุลักษณะฐานรากอาคารเป็นระบบฐานรากลึกแบบมีเสาเข็มรองรับ โดยแบบแปลนระบุเสาเข็มคอนกรีตจะต้องสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 490.5 กิโลนิวตันต่อต้น และจะต้องมีขนาดหน้าตัดไม่น้อยกว่ารูปสี่เหลี่ยมตัน 400x400 มิลลิเมตร หรือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 450 มิลลิเมตร

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร
เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



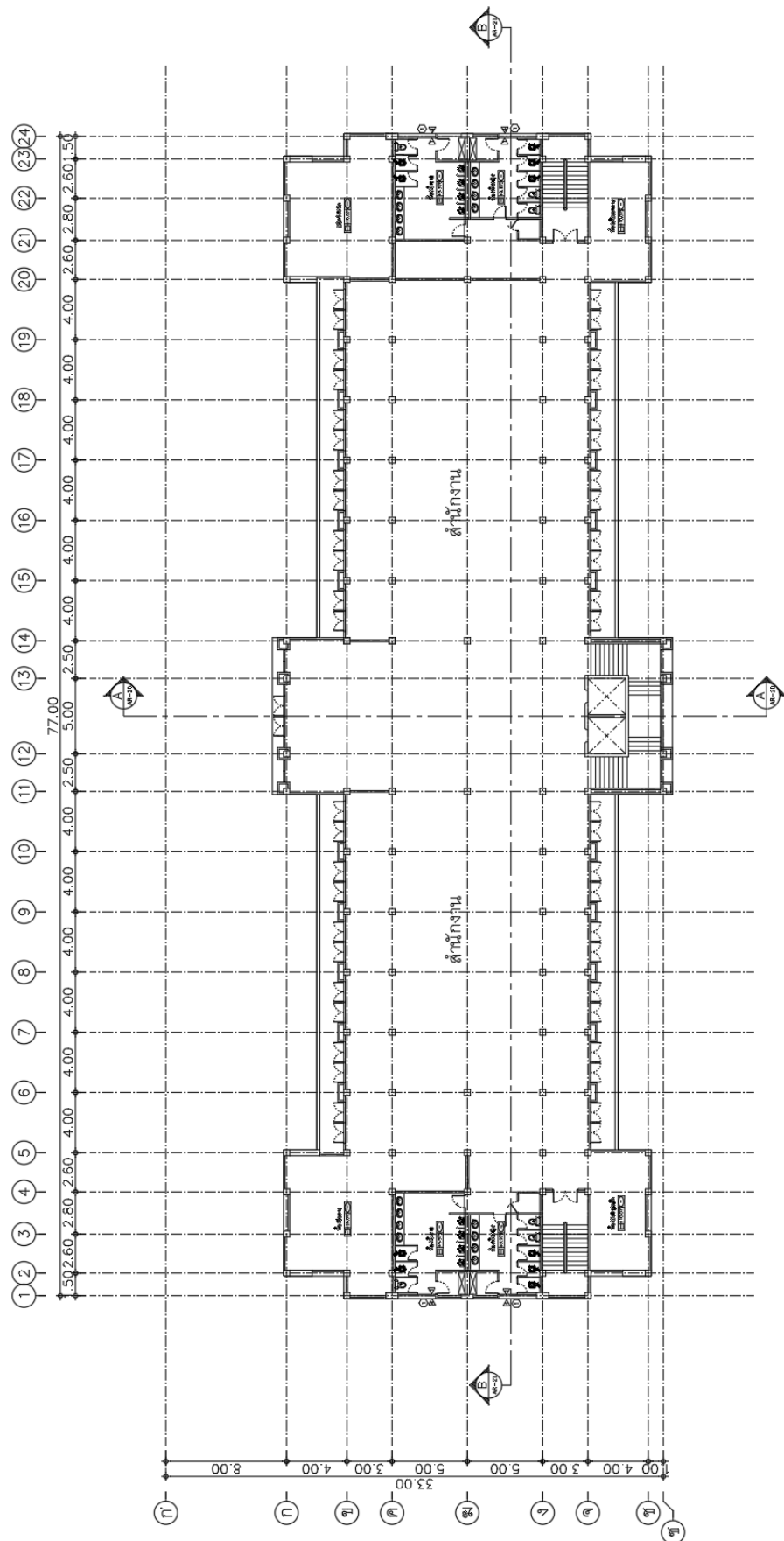
รูปที่ 4.3-2 แบบแปลนพื้นชั้นล่างของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



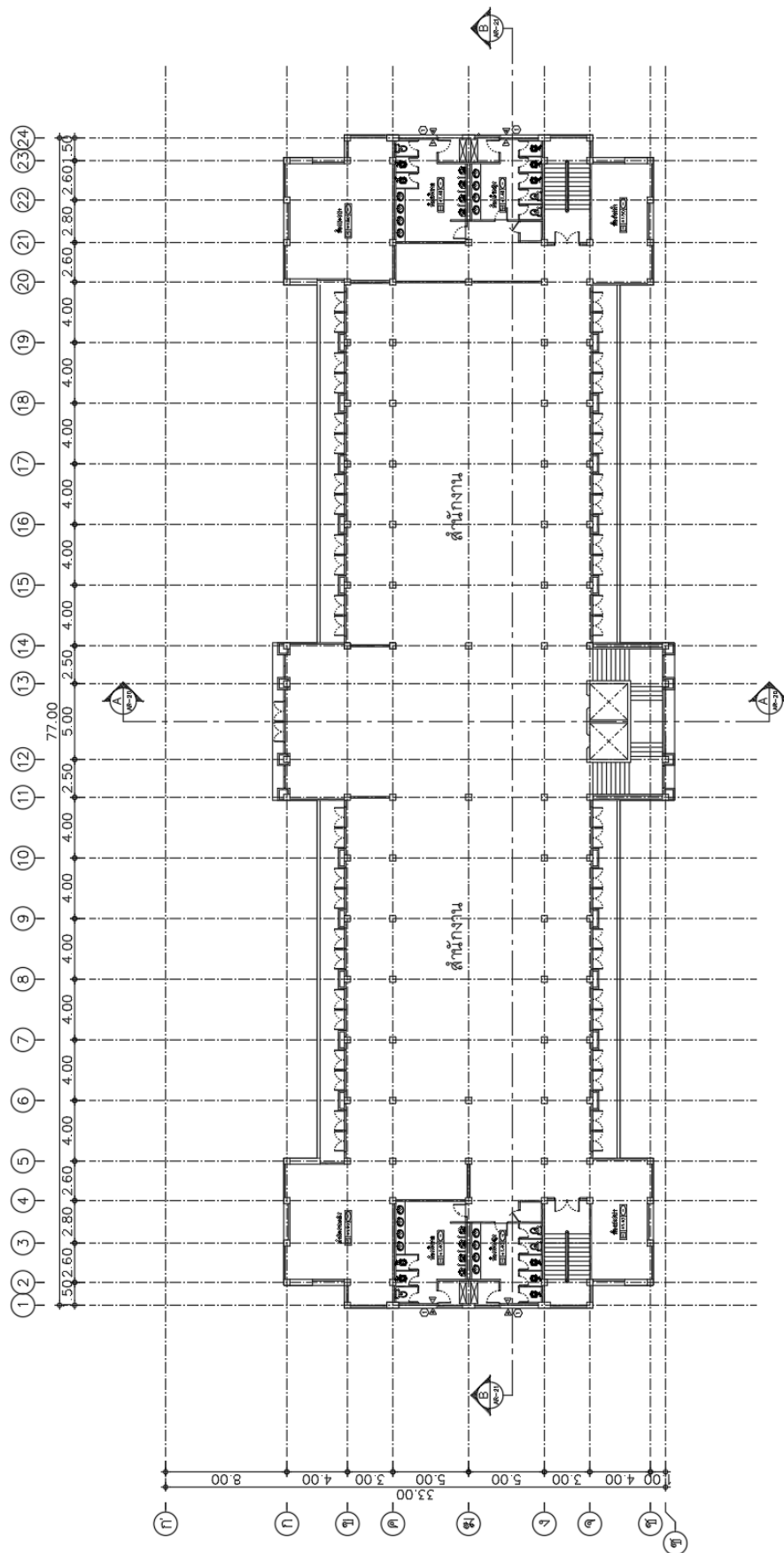
รูปที่ 4.3-3 แบบแปลนพื้นที่ 2 ของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



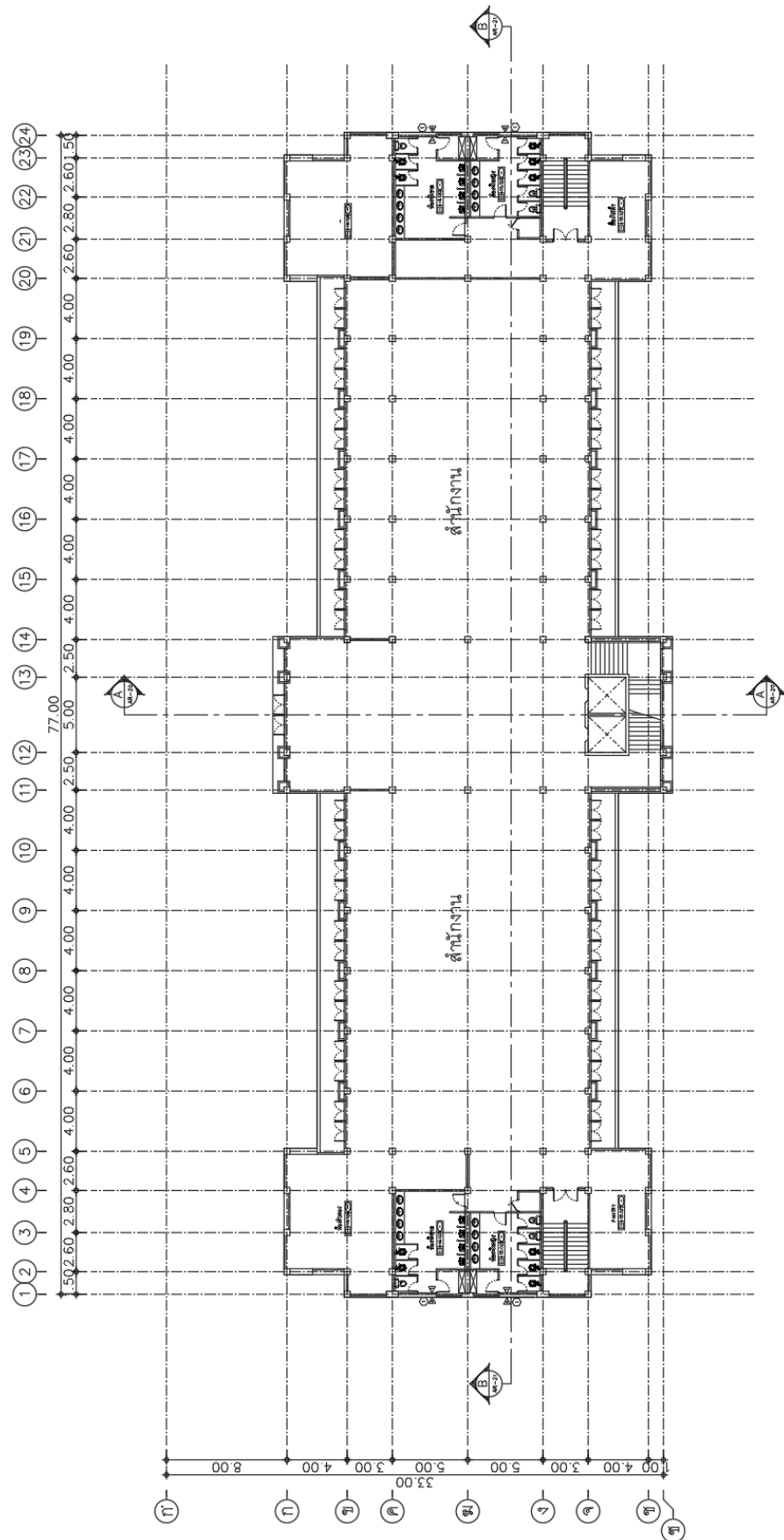
รูปที่ 4.3-4 แบบแปลนพื้นที่ 3 ของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.3-5 แบบแปลนพื้นที่ 4 ของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.3-6 แบบแปลนพื้นที่ 5 ของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

4.3.3 การตรวจสอบข้อมูลและการประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 3

1) การประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 3 โดยการตรวจสอบด้วยสายตา

จากการตรวจสอบข้อมูลและประเมินอาคารต้นแบบหลังที่ 3 พบว่า ชั้นส่วนโครงสร้างต่างๆ ของอาคาร ได้แก่ เสา คาน มีมิติ ขนาด และความยาวเป็นไปตามที่กำหนดในแบบแปลนรายละเอียด ไม่พบรอยร้าวหรือการเสื่อมสภาพของชั้นส่วนโครงสร้างที่บ่งชี้ว่าอาคารไม่มั่นคงแข็งแรง ไม่พบความเสียหายจากการวิบัติของโครงสร้างและส่วนต่างๆ อาคารไม่มีการทรุดหรือเกิดการเอียงตัว ความต่อเนื่องของระบบการถ่ายแรงรายละเอียดของจุดต่อโดยรวมเป็นไปตามแบบรายละเอียดที่ได้ทำการรวบรวมมา ไม่พบการดัดแปลงโครงสร้างที่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างและเส้นทางการถ่ายแรงอย่างมีนัยสำคัญ ไม่พบส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่มีผลกระทบต่อความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายแรงในโครงสร้าง ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างบางส่วนอาจมีความเสี่ยงต่อการเกิดอันตรายต่อผู้ใช้อาคารในกรณีเกิดเหตุแผ่นดินไหวควรพิจารณาเสริมความมั่นคงหรือปรับปรุงแก้ไขตามความเหมาะสมเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้อาคาร ไม่มีส่วนของฐานที่สามารถตรวจสอบได้ด้วยสายตา สภาพโดยรอบตัวอาคารรวมถึงสิ่งก่อสร้างข้างเคียงมีระยะห่างมากกว่าร้อยละ 1 ของความสูงจากพื้นถึงชั้นที่พิจารณาจึงไม่จำเป็นต้องตรวจสอบการชนกันของอาคาร การต่อเติมเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างมีแนวโน้มที่สามารถดำเนินการได้ในทุกรูปแบบที่ระบุไว้ในส่วนที่ 3

2) การประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 3 แบบละเอียด

จากการรวบรวมข้อมูลของอาคารต้นแบบหลังที่ 3 และการประเมินสภาพอาคารตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น พบว่าข้อมูลที่รวบรวมได้ค่อนข้างสมบูรณ์อย่างไรก็ตามเนื่องจากอาคารมีการก่อสร้างและได้รับการใช้งานมาเป็นเวลานานพอสมควร ผู้ประเมินจึงต้องพิจารณาตรวจสอบและประเมินสภาพอาคารแบบละเอียดเพิ่มเติมตามเกณฑ์ที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 2.2 หรือศึกษารายละเอียดเพิ่มเติมได้จากหัวข้อ 4.2.5 ตาม มยผ. 1303-57 โดยตัวอย่างผลการประเมินสภาพอาคารต้นแบบหลังที่ 3 แบบละเอียดสมมติว่ามีผลสรุปได้ดังนี้

- 2.1) การตรวจสอบกำลังรับแรงอัดประลัยเฉลี่ยของคอนกรีตด้วยการเจาะแก่นคอนกรีต พบว่ามีค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ยเท่ากับ 21.19 เมกะปาสกาล ซึ่งมากกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุไว้ในแบบแปลนรายละเอียด
- 2.2) การตรวจสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยค้อนกระทบ พบว่าค่ากำลังของคอนกรีตมีค่ามากกว่า 29.43 เมกะปาสกาล ซึ่งมีค่าสูงกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุไว้ในแบบแปลนรายละเอียด อย่างไรก็ตามการทดสอบหาลำดับกำลังอัดของคอนกรีตด้วยการใช้เครื่องมือค้อนกระทบเป็นวิธีการประมาณค่ากำลังอัดคอนกรีตในทางอ้อม ดังนั้นจึงควรเลือกใช้ค่ากำลังอัดประลัยเฉลี่ยที่ได้จากการเจาะแก่นคอนกรีตในการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคาร
- 2.3) การตรวจสอบความถูกต้องของจำนวนเหล็กเสริมและระยะห่างของเหล็กปลอกในองค์อาคารคอนกรีตด้วยการใช้เครื่องมือ Ferro Scan พบว่าจำนวนและระยะห่างของเหล็กเสริมในองค์อาคารสำคัญต่างๆ เป็นไปตามแบบก่อสร้าง

2.4) ผลการเจาะสำรวจชั้นดิน ณ บริเวณพื้นที่อาคารต้นแบบ ที่ในช่วงระดับความลึกใต้ฐานพบเป็นดินเหนียวแข็ง (CL) สีนํ้าตาล หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน γ เท่ากับ 19.62 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ s_u เท่ากับ 88.29 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และการรับน้ำหนักบรรทุกทุกในสถานะเสาค้ำเต็มเดียวรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 539.55 กิโลนิวตันต่อตัน และผลการเจาะสำรวจดินที่ระดับความลึกต่างๆสามารถคำนวณหาค่าการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานเฉลี่ย $\bar{N}$ ได้เท่ากับ 15.92 และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย $\bar{s}_u$ มีค่าเท่ากับ 82.113 กิโลปาสกาล ซึ่งจากตารางที่ ก-1 ตาม มยพ.1302-52 สามารถจำแนกประเภทชั้นได้เป็นประเภทดินอ่อน (ประเภท D)

จากผลการประเมินสภาพแบบละเอียดและสมบัติเชิงกลของชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าสัมประสิทธิ์ของการแปรผัน (Coefficient of Variation) ไม่เกินร้อยละ 25 นอกจากนี้ยังเลือกใช้ค่ากำลังวัสดุตามแบบแปลนรายละเอียดซึ่งมีค่าน้อยกว่าค่ากำลังที่ได้จากการเก็บตัวอย่างในสนามแล้วทดสอบในห้องปฏิบัติการ จึงได้เลือกใช้ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูลเท่ากับ $\kappa = 1.0$

4.3.4 การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 3 ซึ่งเป็นอาคารมีความสูง 5 ชั้น และมีขนาดใหญ่ โดยมีตำแหน่งกำแพงรับแรงเฉือนไม่อยู่ที่ตำแหน่งศูนย์กลางของอาคาร ซึ่งอาจจะมีผลทำให้อาคารมีความไม่สม่ำเสมอเชิงสถิติเพนของการบิดตัวรอบแกนดิ่ง ทำให้โครงสร้างลักษณะนี้ไม่อนุญาตให้ใช้วิธีวิเคราะห์แบบสถิติเชิงเส้นได้ ตามข้อกำหนด 5.2 ตาม มยพ.1303-57 จึงได้เลือกใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นโดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด ดังนั้น สำหรับอาคารต้นแบบหลังที่ 3 นี้จะเน้นแสดงตัวอย่างวิธีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารด้วยวิธีการตรวจสอบระดับสมรรถนะและวิเคราะห์โครงสร้างตามข้อกำหนดในส่วนที่ 5 ของ มยพ.1303-57 และเลือกใช้วิธีพลศาสตร์เชิงเส้นด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบโหมด โดยมีลำดับขั้นตอนดังต่อไปนี้

1) สมบัติของวัสดุในการประเมิน

จากการตรวจสอบข้อมูลและประเมินสภาพอาคารอย่างละเอียดดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จากการเจาะแก่นคอนกรีตมีค่ามากกว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ระบุในแบบรายละเอียด ดังนั้นเมื่อพิจารณาในด้านปลอดภัยจึงสมควรที่จะใช้ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จากแบบรายละเอียด ส่วนกำลังของเหล็กเสริมจะอ้างอิงข้อมูลตามที่ระบุในแบบรายละเอียด ดังนั้นค่าสมบัติของวัสดุสำหรับการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวของอาคารต้นแบบหลังที่ 3 สามารถสรุปได้ดังนี้

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)	= 19.62	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กกลม SR-24 (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-30 (f_y)	= 295	เมกะปาสกาล
โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$)	= 20,818	เมกะปาสกาล
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล	= 1.0	

2) แบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้าง

แบบจำลองโครงสร้างสำหรับตัวอย่างนี้จะตั้งอยู่บนสมมติฐานของการยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear Elastic) โดยทำการสร้างแบบจำลองเป็นแบบ 3 มิติ ทั้งนี้แบบจำลองสามารถจำลองค่าสถิติเฟสและกำลังขององค์อาคารที่มีความสำคัญต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว และสามารถจำลองลักษณะการกระจายของมวลทั่วทั้งอาคารได้อย่างถูกต้อง นอกจากนี้แบบจำลองยังสามารถจำลองสถิติเฟสในแนวระนาบของไดอะแฟรมได้ ทั้งนี้ค่าสถิติเฟสขององค์อาคารคอนกรีตจะพิจารณาถึงผลของการแตกร้าวที่มีต่อค่าสถิติเฟสโดยการประมาณค่าสถิติเฟสจากค่าโมเมนต์ประสิทธิผล (I_{eff}) และค่าพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล (A_{eff}) ตามข้อกำหนดในหัวข้อ 7.2.1.2.1 ของ มยพ. 1303-57 สำหรับจุดรองรับของอาคาร ได้พิจารณาแบบจำลองฐานรากตามข้อกำหนด 6.4.3.1.1 ใน มยพ.1303-57 ซึ่งสมมติให้ฐานมีพฤติกรรมแบบแข็งเกร็ง ทำให้สามารถกำหนดจุดรองรับของอาคารให้เป็นแบบฐานยึดแน่น (Fixed Base) ได้ แม้ว่าข้อกำหนดได้ระบุว่า สมมติฐานนี้ไม่เหมาะสมกับโครงสร้างที่ต้องมีการเสริมความแข็งแรงถึงสมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที เนื่องจากที่ระดับสมรรถนะนี้โครงสร้างมีความอ่อนไหวต่อการหมุนเชิงมุม แต่เนื่องจากว่าอาคารนี้มีขนาดใหญ่ และฐานรากเป็นแบบเสาเข็มกลุ่ม ทำให้การหมุนเชิงมุมที่เกิดขึ้นที่ฐานรากมีค่าน้อยมาก ดังนั้นจุดรองรับของอาคารจึงได้พิจารณาเป็นแบบฐานยึดแน่นสำหรับอาคารหลังนี้ ทั้งนี้การสร้างแบบจำลองผู้ประเมินควรพิจารณารูปแบบโครงสร้างและเงื่อนไขจุดรองรับตามความเหมาะสมของอาคารที่จะทำการประเมิน

การวิเคราะห์โครงสร้างได้เลือกใช้วิธีการพลศาสตร์เชิงเส้นด้วยวิธีผลตอบสนองแบบโหมด (Response Spectrum Analysis) โดยพิจารณาการสั่นไหวในหลายๆ โหมด การวิเคราะห์ได้กำหนดให้แรงแผ่นดินไหวกระทำตามทิศทาง X และ Y และนำผลตอบสนองของโครงสร้างในแต่ละทิศทาง นำมารวมผลตามการรบกวนน้ำหนักบรรทุก สำหรับการวิเคราะห์ได้กำหนดให้โครงสร้างมีค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) เท่ากับ 5% หรือ 0.05 จากการใช้วิธีนี้ทำให้ทราบถึงผลตอบสนองของแรงภายในและการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ทำให้ทราบจุดวิกฤตในโครงสร้าง และสามารถนำไปตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

3) น้ำหนักบรรทุกและแรงสำหรับการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

น้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกี่ยวข้องกับการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวจะประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคาร น้ำหนักบรรทุกจร และแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว นอกจากแรงเหล่านี้แล้ววิศวกรผู้ประเมินอาจพิจารณาแรงอื่นๆ เพิ่มเติมตามความเหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงของอาคาร สำหรับตัวอย่างนี้กำหนดให้อาคารต้นแบบหลังที่ 3 รับน้ำหนักบรรทุกและแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวดังต่อไปนี้

3.1) น้ำหนักบรรทุกคงที่

ประกอบด้วยน้ำหนักของโครงสร้างโดยอาศัยสมบัติของวัสดุและขนาดชิ้นส่วนตามข้อมูลและแบบโครงสร้างที่ทำการรวบรวมและตรวจสอบมาแล้วข้างต้น โดยผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคารในแต่ละชั้นแสดงได้ดังตารางที่ 4.3-1

ตารางที่ 4.3-1 น้ำหนักบรรทุกคงที่แต่ละชั้นของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (กิโลนิวตัน)
หลังคา	+26.7	3,918
ชั้น 6	+22.7	11,653
ชั้น 5	+18.1	12,215
ชั้น 4	+14.1	12,257
ชั้น 3	+10.1	12,255
ชั้น 2	+6.1	13,164
ชั้น 1	+1.5	11,042
ฐาน	+0.0	2,443
รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่		78,947

3.2) น้ำหนักบรรทุกจร

อาคารต้นแบบหลังนี้ใช้หน่วยน้ำหนักบรรทุกจรตาม กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 โดยมีรายละเอียดดังนี้

อาคารสำนักงาน ทางเดิน = 2.45 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

หลังคา = 0.29 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

ห้องลิฟต์และห้องเครื่อง = 9.81 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

3.3) การคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

สำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้น ค่าตัวประกอบต่าง ๆ ที่ใช้สำหรับการคำนวณมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

กราฟสเปกตรัมผลตอบสนองแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารตัวอย่างหลังที่สาม สามารถอธิบายเป็นลำดับขั้นได้ดังนี้

จากการรวบรวมข้อมูลอาคารที่กล่าวมาแล้วข้างต้น อาคารต้นแบบหลังที่ 3 นี้ตั้งอยู่ในพื้นที่ซึ่งมีความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) มีค่าเท่ากับ 0.704 และ 0.205 ตามลำดับ โดยประเภทชั้นดินของที่ตั้งอาคารเป็นดินอ่อน (ประเภท D ตาม มยพ. 1302-52) จากข้อมูลข้างต้นอาศัยตารางที่ 1.4-2 และ 1.4-3 ตาม มยพ.1302-52 จะสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (F_a) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (F_v) ได้เท่ากับ 1.24 และ 1.99 ตามลำดับ ดังนั้นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = \frac{2}{3} \times 1.24 \times 0.704 = 0.582$$

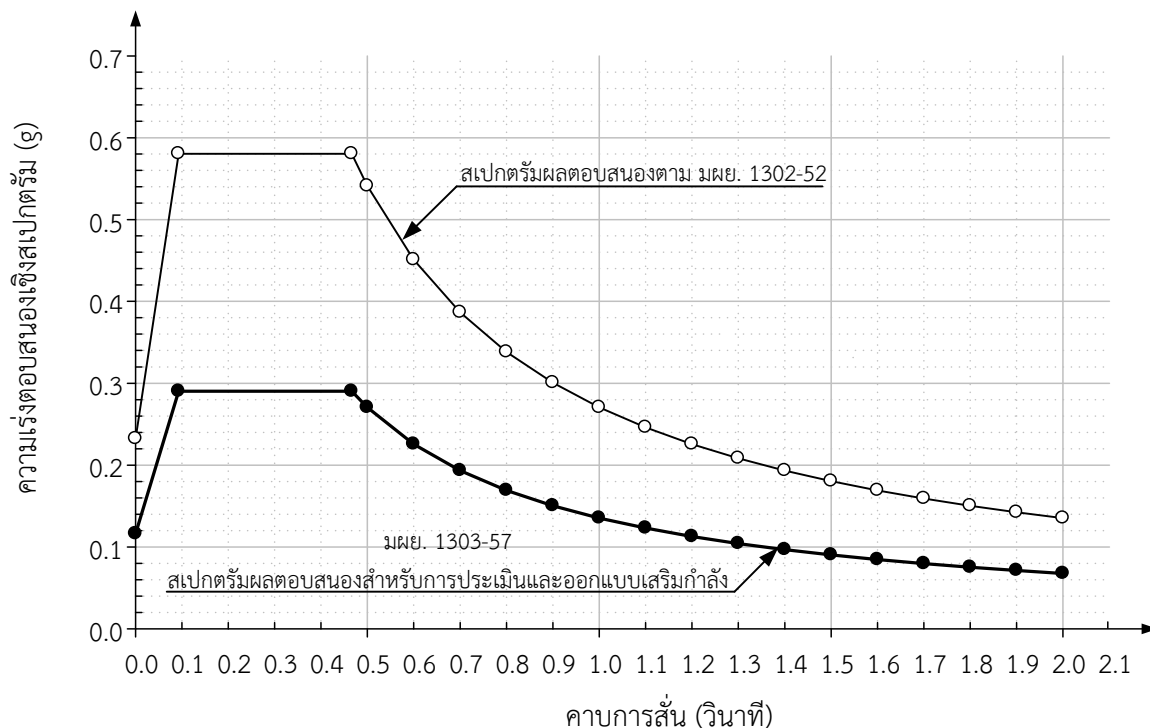
$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = \frac{2}{3} \times 1.99 \times 0.205 = 0.272$$

ทั้งนี้ มยพ. 1303-57 กำหนดให้สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างมีค่าครึ่งหนึ่งของสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบ ซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$S_{XS} = 0.5 \times S_{DS} = 0.5 \times 0.582 = 0.291$$

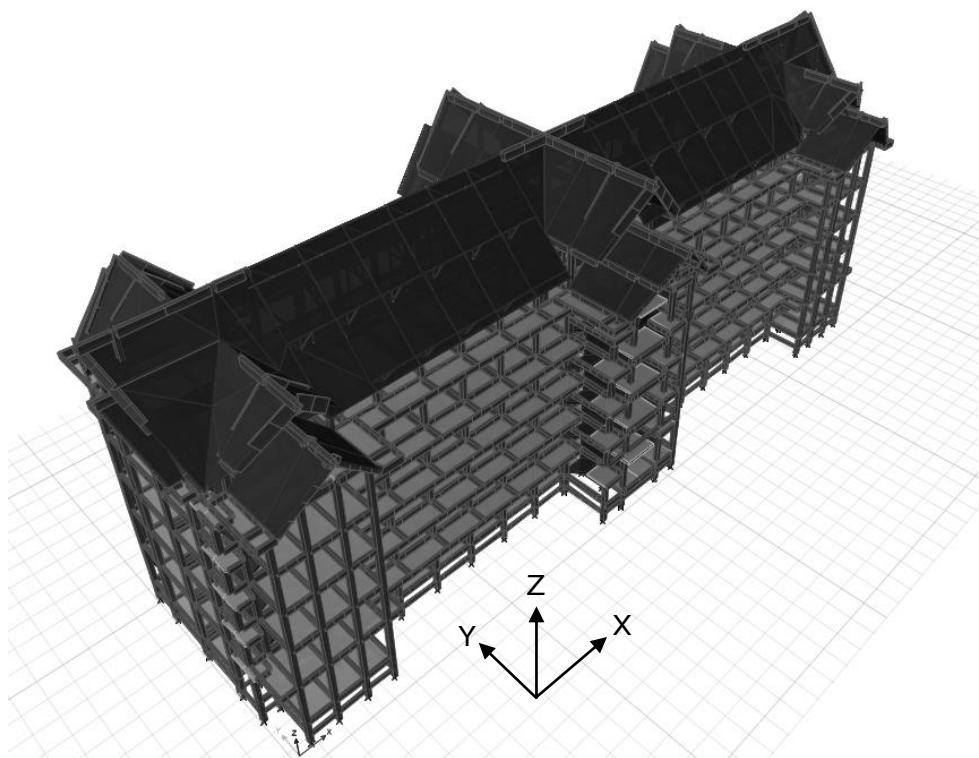
$$S_{X1} = 0.5 \times S_{D1} = 0.5 \times 0.272 = 0.136$$

จากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และคาบการสั่น 1 วินาที สามารถนำมาสร้างกราฟสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารใหม่ และสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ตามที่กำหนดใน มยพ. 1302-52 ได้ดังรูปที่ 4.3-7



รูปที่ 4.3-7 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารใหม่ และสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์

สำหรับอาคารนี้ได้ใช้วิธีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารด้วยวิธีการตรวจสอบสมรรถนะและข้อกำหนดในส่วนที่ 5 ใน มยพ.1303-57 ซึ่งระบุให้ใช้วิธีการ ข้อกำหนด และเงื่อนไขต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับผลจากแรงแผ่นดินไหว รวมถึงวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างตาม มยพ. 1303-57 โดยปรับค่าแรงจากแผ่นดินไหวตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น จากนั้นทำการสร้างแบบจำลองของอาคารเป็นดังรูปที่ 4.3-8



รูปที่ 4.3-8 แบบจำลองอาคารต้นแบบหลังที่ 3

เมื่อได้แบบจำลองของโครงสร้างที่พิจารณาการกระจายมวลและสติฟเนสที่สอดคล้องกับสภาพจริง สามารถนำมาคำนวณคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารจากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigenvalue Analysis) ซึ่งจากการวิเคราะห์โครงสร้าง สามารถทราบลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดต่าง ๆ ได้ดังนี้

โหมดที่ 1 เกิดการเสียรูปแบบบิดตัวรอบแกนในแนวดิ่งดังแสดงในรูปที่ 4.3-9 มีค่าคาบเท่ากับ 1.584 วินาที

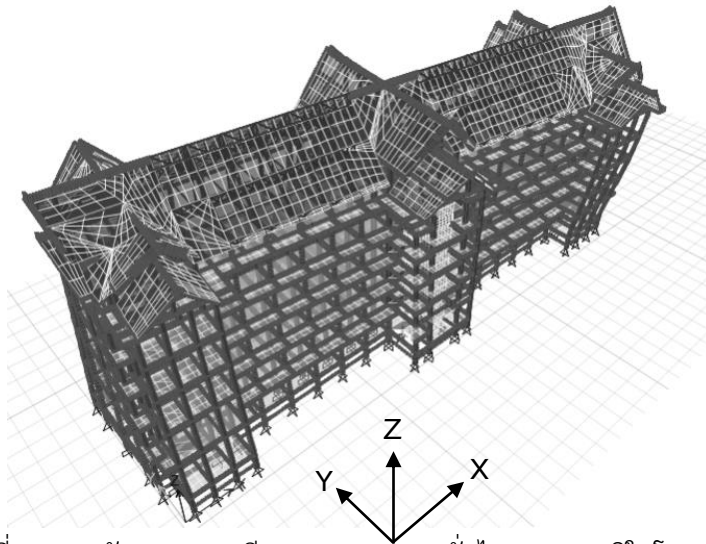
โหมดที่ 2 เกิดการเสียรูปแบบเคลื่อนตัวไปทางแกน y ดังแสดงในรูปที่ 4.3-10 มีค่าคาบเท่ากับ 1.386 วินาที

โหมดที่ 3 เกิดการเสียรูปแบบเคลื่อนตัวไปทางแกน x ดังแสดงในรูปที่ 4.3-11 มีค่าคาบเท่ากับ 1.102 วินาที

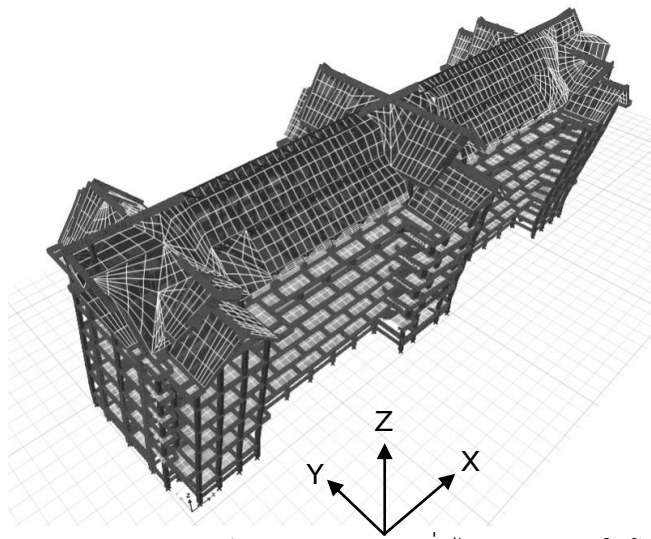
ดังนั้นได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในแต่ละทิศทางหลักเป็นดังนี้

ค่า $T_x = 1.102$ วินาที

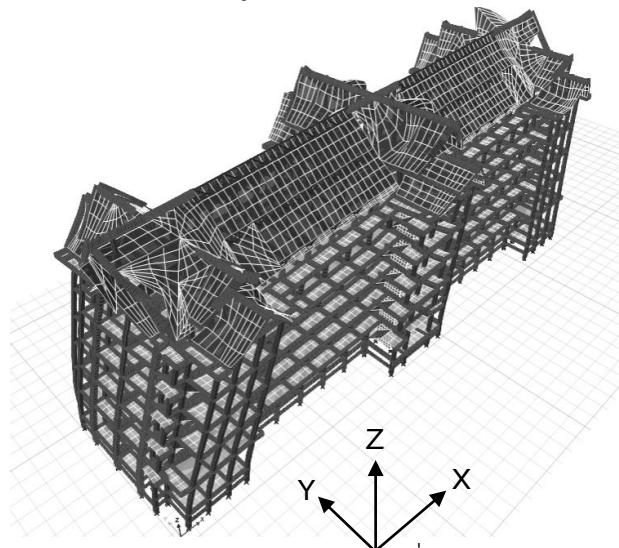
ค่า $T_y = 1.386$ วินาที



รูปที่ 4.3-9 ลักษณะการเสียรูปของคานการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 1



รูปที่ 4.3-10 ลักษณะการเสียรูปของคานการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 2



รูปที่ 4.3-11 ลักษณะการเสียรูปของคานการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 3

คำนวณค่าปรับแก้สำหรับค่าแรงและการเสียรูปที่ได้จากวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง โดยให้ปรับแก้ค่าด้วยการคูณค่าตัวประกอบ C_1 , C_2 และตัวคูณขยายค่าเพื่อพิจารณาผลของการบิดตัวรอบแกนตั้ง ตามข้อกำหนด 5.3.2.3 ใน มยผ.1303-57 มีดังนี้

ค่า $C_1 = 1$ เนื่องจากคาบการสั่นพื้นฐานมากกว่า 1.0 วินาที ทั้งสองทิศทาง

ค่า $C_2 = 1$ เนื่องจากคาบการสั่นพื้นฐานมากกว่า 0.7 วินาที ทั้งสองทิศทาง

ค่าตัวคูณขยายค่าเพื่อพิจารณาผลของการบิดตัวรอบแกนตั้ง (A_x) ตาม ข้อกำหนด 5.2.2.2 ใน มยผ. 1303-57 สามารถคำนวณได้จาก $A_x = \left(\frac{\eta}{1.2}\right)^2 \leq 3.0$ โดยที่ η คือ ตัวคูณการเคลื่อนที่สามารถคำนวณได้จาก

อัตราส่วนระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของไดอะแฟรมกับค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่ของไดอะแฟรมพื้น ดังนั้น

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างในแบบจำลอง เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง x ได้ค่า η เท่ากับ 1.15 และสามารถคำนวณค่า A_x เท่ากับ 1.0 และเมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง y ได้ค่า η เท่ากับ 1.04 และสามารถคำนวณค่า A_x เท่ากับ 1.0

ค่าแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดต้องพิจารณาการตอบสนองสูงสุดจากหลายโหมด โดยจำนวนโหมดที่พิจารณาต้องเพียงพอ เพื่อให้ผลรวมของมวลประสิทธิภาพประจำโหมดที่พิจารณามีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดของอาคารสำหรับแต่ละทิศทางของแผ่นดินไหวในแนวระนาบที่ตั้งฉากกัน และทำการรวมค่าการตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมดด้วยวิธีการรวมแบบสมบูรณ์ของค่ากำลังสอง (Complete Quadratic Combination, CQC)

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างสามารถคำนวณหาค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานรองรับได้ดังนี้

$V_x = 7,223$ กิโลนิวตัน

$V_y = 7,406$ กิโลนิวตัน

สำหรับการรวมผลของแรง เป็นไปตามข้อกำหนด 5.4.2 ใน มยผ.1303-57 และผลรวมของแรงแผ่นดินไหวหลายทิศทางเป็นไปตามข้อกำหนด 5.2.7 ใน มยผ.1303-57 ดังนั้นในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและตรวจสอบชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป สามารถแสดงตัวอย่างการแจกแจงรูปแบบการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งได้ดังนี้

$$U2101=0.9(DL+SDL) + 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U2102=0.9(DL+SDL) + 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U2103=0.9(DL+SDL) - 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U2104=0.9(DL+SDL) - 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U2105=0.9(DL+SDL) + 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U2106=0.9(DL+SDL) + 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U2107=0.9(DL+SDL) - 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U2108=0.9(DL+SDL) - 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U2201=1.1(DL+SDL +0.25LL) + 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U2202=1.1(DL+SDL +0.25LL) + 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U2203=1.1(DL+SDL +0.25LL) - 1.0EQx + 0.3EQy$$

$$U2204=1.1(DL+SDL +0.25LL) - 1.0EQx - 0.3EQy$$

$$U2205=1.1(DL+SDL +0.25LL) + 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U2206=1.1(DL+SDL +0.25LL) + 0.3EQx - 1.0EQy$$

$$U2207=1.1(DL+SDL +0.25LL) - 0.3EQx + 1.0EQy$$

$$U2208=1.1(DL+SDL +0.25LL) - 0.3EQx - 1.0EQy$$

โดยที่	DL	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่
	SDL	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม
	LL	=	น้ำหนักบรรทุกจร
	EQx	=	แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน X
	EQy	=	แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y

4) การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารและการกำหนดแนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

4.1) เกณฑ์ในการประเมินและการรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง

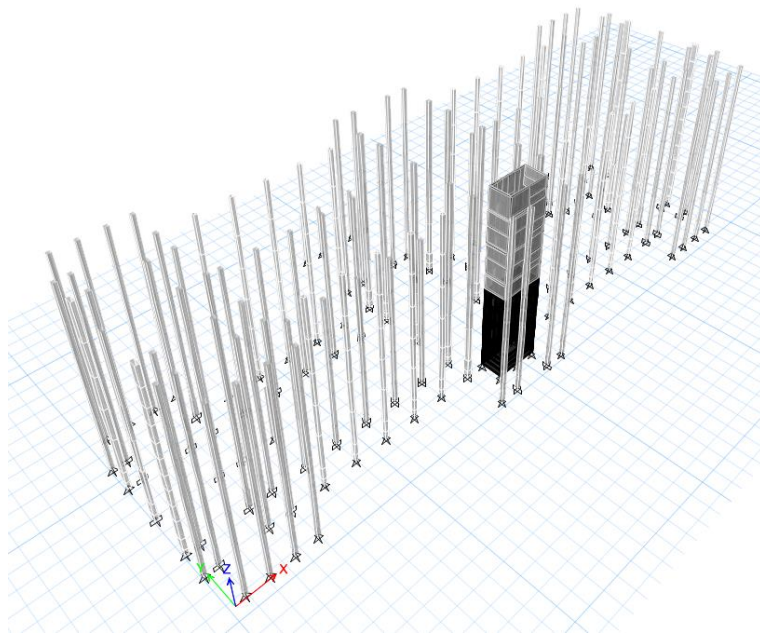
ชิ้นส่วนโครงสร้างหลักสำหรับโครงสร้างนี้คือโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งประกอบไปด้วย คาน เสา และกำแพงรับแรงเฉือน โดยได้ใช้วิธีการแบบละเอียดโดยการตรวจสอบสมรรถนะชิ้นส่วนของอาคาร จะใช้หลักการของการเสียรูป (Displacement Based Procedure) โดยพิจารณาผลตอบสนองของอาคาร (ในแบบจำลอง) เมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ทำให้ทราบค่าแรงภายในและการเสียรูปที่เกิดขึ้นในแต่ละองค์อาคาร และนำไปเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับของชิ้นส่วน โดยจำแนกออกเป็นพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป และพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง

สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป มีลักษณะของชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบเหนียว โดยมีช่วงยืดหยุ่นจากจุดเริ่มต้นถึงจุดครากและตามด้วยช่วงพลาสติก นั่นคือ สามารถเสียรูปเพิ่มขึ้นได้แต่ยังคงกำลังต้านทานแรงกระทำจากภายนอกได้ เช่น ชิ้นส่วนเสา คานที่โมเมนต์ดัด ดังนั้น ชิ้นส่วนจะยอมให้เกิดการเสียรูปที่ไม่เกินกว่าค่าการเสียรูปที่ยอมให้โดยคูณกับค่า m-factor ซึ่งได้มีกำหนดไว้ใน มยผ.1303-57

สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง มีลักษณะของชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบเปราะ โดยมีช่วงยืดหยุ่นจากจุดเริ่มต้นถึงจุดครากและเมื่อมีแรงกระทำจากภายนอกมากกระทำเพิ่มขึ้น ชิ้นส่วนนั้นจะวิบัติในทันที เช่น ชิ้นส่วนเสา คาน ที่รับแรงเฉือน ดังนั้น ชิ้นส่วนจะยอมให้เกิดแรงภายในมีค่าไม่เกินกว่าค่ากำลังต้านทานของชิ้นส่วน

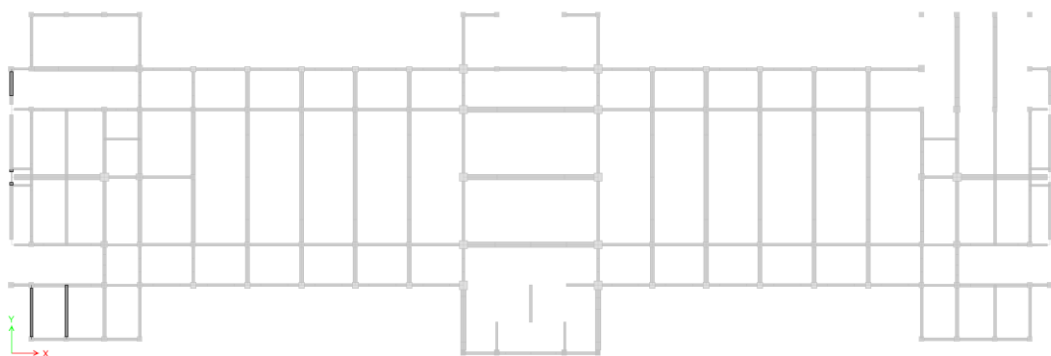
4.2) ผลการประเมินชิ้นส่วนโครงสร้างหลัก

จากผลการวิเคราะห์และประเมินสมรรถนะของอาคาร สามารถแสดงเกณฑ์สมรรถนะของชิ้นส่วนภาพรวมของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนได้ดังรูปที่ 4.3-12 โดยที่กำแพงรับแรงเฉือนที่ระดับฐานรากจนถึงพื้นชั้น 3 ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) และชิ้นส่วนเสาอยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) ส่วนภาพรวมของผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของชิ้นส่วนคานและเสา สามารถแสดงในภาพแปลนแต่ละชั้นของอาคารได้ดังรูปที่ 4.3-13ถึงรูปที่ 4.3-18 โดยชิ้นส่วนคานบริเวณปีกทั้ง 2 ด้านของอาคารตลอดช่วงความสูงไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO)

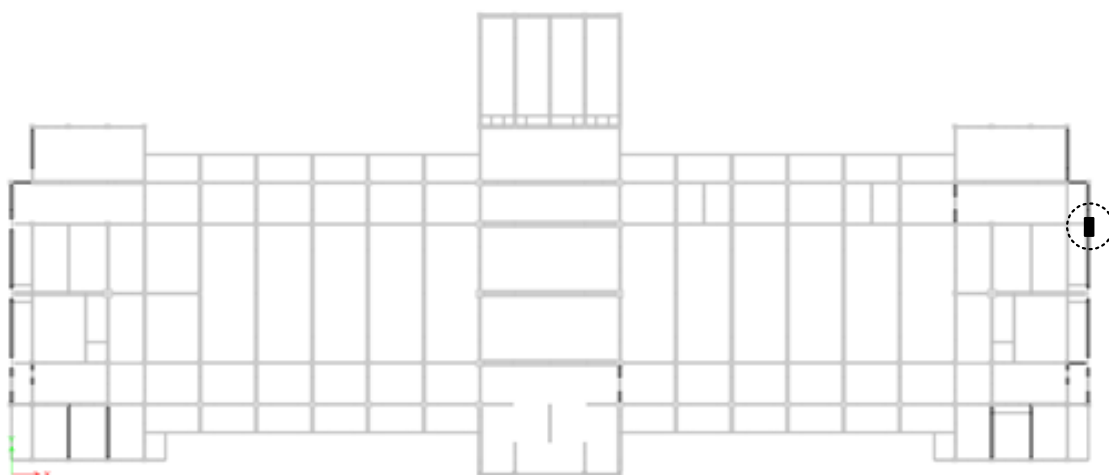


รูปที่ 4.3-12 ผลการประเมินของชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือน โดยชิ้นส่วนที่ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) แสดงด้วยสีดำ

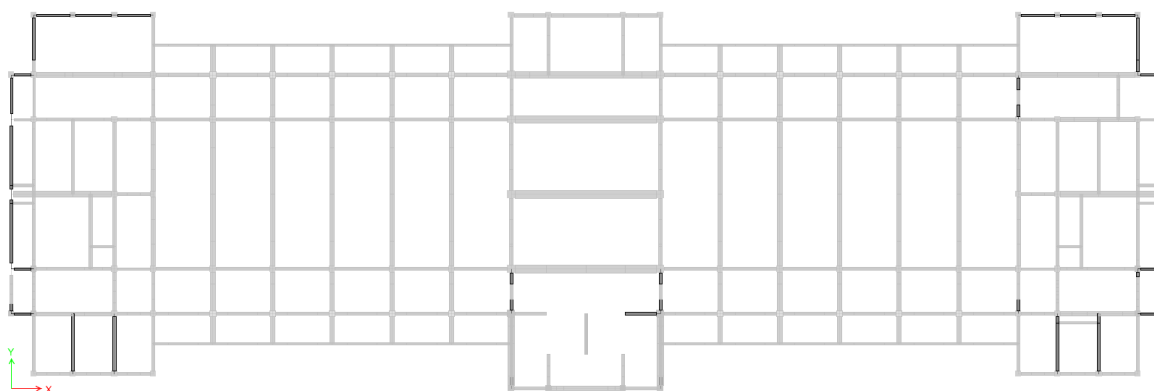
■ ■ ■ ■



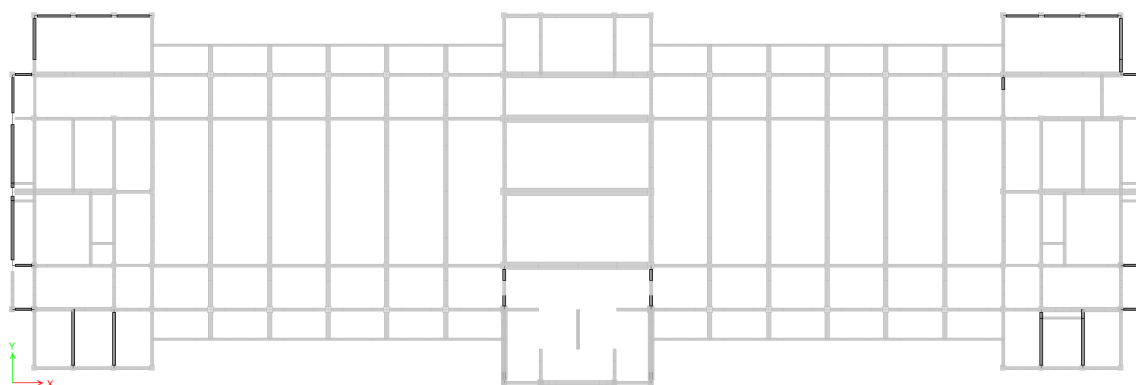
รูปที่ 4.3-13 ภาพแปลนแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 1 โดยชิ้นส่วนที่ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) แสดงด้วยสีดำ



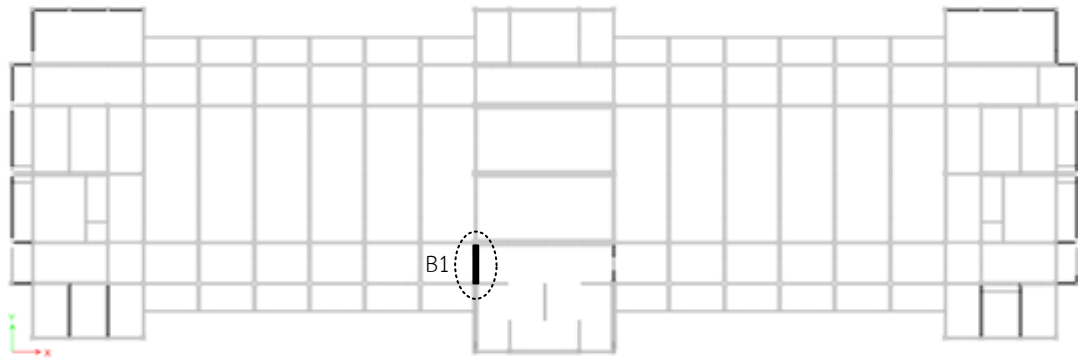
รูปที่ 4.3-14 ภาพแปลนแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 2
โดยขึ้นส่วนที่ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) แสดงด้วยสีดำ



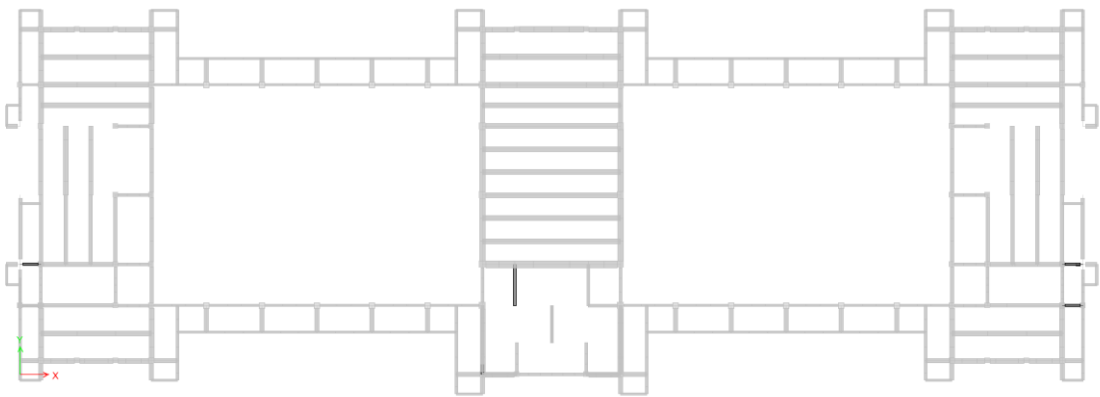
รูปที่ 4.3-15 ภาพแปลนแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 3
โดยขึ้นส่วนที่ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) แสดงด้วยสีดำ



รูปที่ 4.3-16 ภาพแปลนแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 4
โดยขึ้นส่วนที่ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) แสดงด้วยสีดำ



รูปที่ 4.3-17 ภาพแปลนแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 5
โดยขึ้นส่วนที่ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) แสดงด้วยสีดำ



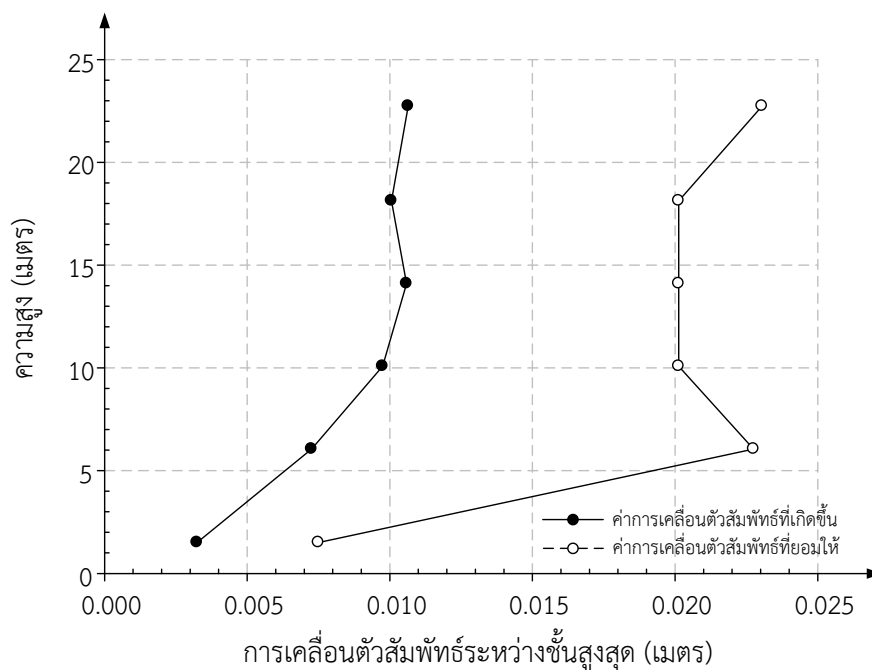
รูปที่ 4.3-18 ภาพแปลนแสดงผลการประเมินอาคารชั้นที่ 6
โดยขึ้นส่วนที่ไม่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) แสดงด้วยสีดำ

4.3) ผลการประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

การประเมินการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารต้นแบบหลังที่ 3 ภายใต้การรวมค่าการตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมด โดยแยกตามแต่ละทิศทางของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารโดยมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทางตามแกน x และแกน y มีค่าเท่ากับ 10.647 มิลลิเมตร และ 14.422 มิลลิเมตร ตามลำดับ โดยเกณฑ์ที่กำหนดมีค่าการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นอยู่ในระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต คือมีค่าการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นมีค่าร้อยละ 0.5 ตามที่กำหนดในตารางที่ 3.4-2 ใน มยผ. 1303-57 ซึ่งลักษณะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงของอาคารสามารถเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้สำหรับกรณีการรับแรงแผ่นดินไหวทั้งสองทิศทางดังตารางที่ 4.3-2 ถึง ตารางที่ 4.3-3 และรูปที่ 4.3-19 ถึง รูปที่ 4.3-20

ตารางที่ 4.3-2 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

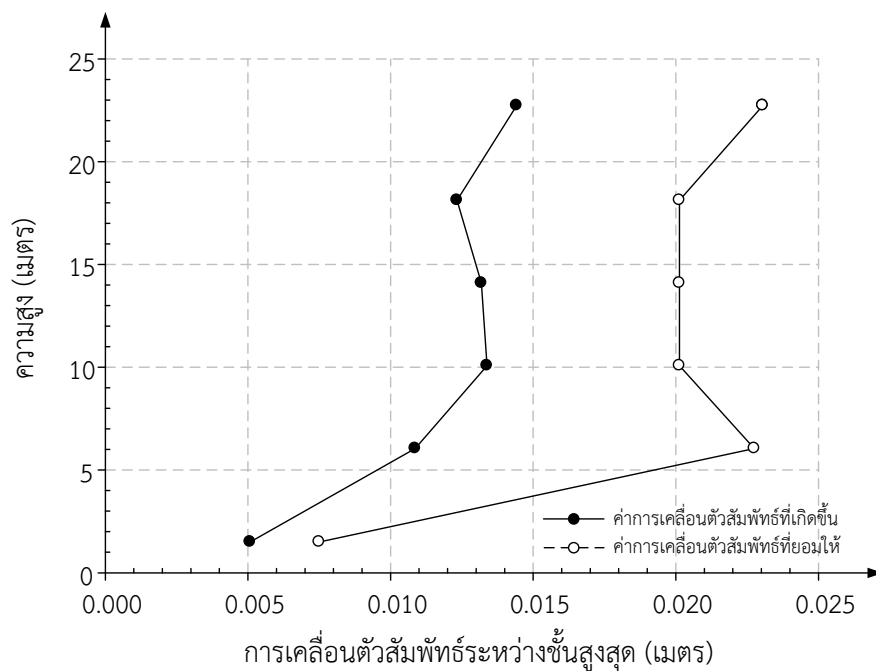
ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		ประเมิน	$\Delta_a = 0.005h_{sx}$
หลังคา	22.735	0.011	0.023
ชั้น 5	18.125	0.010	0.020
ชั้น 4	14.100	0.011	0.020
ชั้น 3	10.075	0.010	0.020
ชั้น 2	6.050	0.007	0.023
ชั้น 1	1.500	0.003	0.008
พื้นด้านนอก	0.000	-	-



รูปที่ 4.3-19 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

ตารางที่ 4.3-3 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y รวมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		ประเมิน	$\Delta_a = 0.005h_{sx}$
หลังคา	22.735	0.014	0.023
ชั้น 5	18.125	0.012	0.020
ชั้น 4	14.100	0.013	0.020
ชั้น 3	10.075	0.013	0.020
ชั้น 2	6.050	0.011	0.023
ชั้น 1	1.500	0.005	0.008
พื้นดำนนอก	0.000	-	-



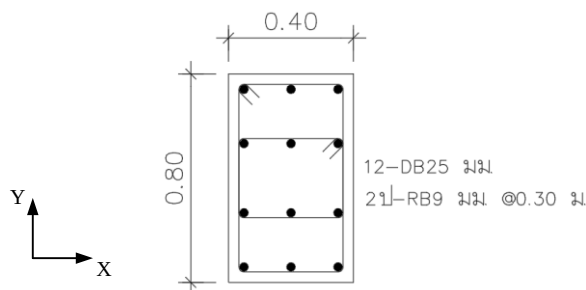
รูปที่ 4.3-20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y รวมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

5) ตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 3

5.1) การประเมินเสาตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 3

สำหรับกำลังรับต้านทานของเสานั้น ค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดจะแปรเปลี่ยนไปขึ้นกับขนาดของแรงตามแนวแกน ในการประเมินกำลังจึงต้องพิจารณาถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนร่วมกับแรงดัด (Axial-Moment Interaction) โดยอาศัยแผนภาพปฏิสัมพันธ์ (Interaction Diagram)

เสานำมาแสดงเป็นตัวอย่างนี้เป็นเสาที่ชั้น 2 ของอาคาร เสาดังกล่าวมีขนาด รายละเอียดการเสริมเหล็ก และตำแหน่งแสดงดังรูปที่ 4.3-21 และรูปที่ 4.3-14 ตามลำดับ



รูปที่ 4.3-21 รายละเอียดหน้าตัดเสาดังตัวอย่าง

จากการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงภายในที่เกิดขึ้นของเสาดังนี้สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ มีผลการวิเคราะห์แรงภายในและขั้นตอนการประเมิน มีรายละเอียดดังนี้

แรงอัดตามแนวแกนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (P_G)	= 935.23	กิโลนิวตัน (แรงอัด)
แรงอัดตามแนวแกนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว (P_E)	= -98.31	กิโลนิวตัน (แรงดึง)
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{UX})	= -451.81	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_{UY})	= -25.53	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X จากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_{GX})	= 0.98	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน X จากแรงแผ่นดินไหว (V_{EX})	= -9.28	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y จากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (V_{GY})	= -4.71	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y จากแรงแผ่นดินไหว (V_{EY})	= -123.30	กิโลนิวตัน
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ)	= 1.00	
ค่า C_1	= 1.00	
ค่า C_2	= 1.00	
ค่า J	= 1.50	

หมายเหตุ สำหรับบริเวณที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง ตามข้อกำหนด 5.4.2.1.2 ใน มยพ.1303-57) ให้ใช้ค่า J เท่ากับ 1.50

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานโมเมนต์ของเสา ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป จึงจำเป็นต้องทราบตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง (m-factor) เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$ (สมการที่ 5.4-3 ใน มยพ. 1303-57)

สำหรับค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง (m-factor) ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แสดงไว้ดังตารางที่ 7.3-6 ใน มยผ. 1303-57 ซึ่งจำเป็นต้องทราบลักษณะการวิบัติของเสาก่อนสามารถแสดงรายละเอียดได้ดังนี้

สำหรับลักษณะการวิบัติของเสา ได้กำหนดไว้ในหัวข้อ 10.4.2.2.2 ใน ASCE 41-13 ซึ่งได้พิจารณาจากรายละเอียดการเสริมเหล็กทางขวาง และค่าอัตราส่วน V_p / V_o

โดยที่ค่า V_p คือค่าแรงเฉือนซึ่งคำนวณจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อแรงดัดที่ปลายขององค์อาคารทั้งสองถึงค่าโมเมนต์กำลังระบุ สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_{px} = \frac{M_{ny} + M_{ny}}{H_c} = \frac{393.1 + 393.1}{4.00} = 196.55 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$V_{py} = \frac{M_{nx} + M_{nx}}{H_c} = \frac{791.3 + 791.3}{4} = 395.65 \text{ กิโลนิวตัน}$$

และค่า V_o คือค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเสา สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$V_o = \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left[\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{\frac{M}{Vd}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right] 0.8 A_g$$

สามารถคำนวณหา กำลังต้านทานแรงเฉือนตามแกน x ได้ดังนี้

$$\left(\frac{M}{Vd} \right)_x = \left| \frac{25.53 \times 1000}{(0.98 - 9.28) \times 350} \right| = 8.79 \text{ ดังนั้นใช้ค่า } \frac{M}{Vd} = 4$$

$$\begin{aligned} V_{0x} &= \frac{(2 \times 2 \times 63) \times 235 \times 343.5}{300} \\ &+ (1.0) \left[\frac{0.5 \sqrt{19.62}}{4} \sqrt{1 + \frac{(935.23 - 98.31) \times 1000}{0.5 \sqrt{19.62} \times (800 \times 400)}} \right] 0.8 \times (800 \times 400) \\ &= 67807 + 209323 \text{ นิวตัน} \\ &= 277.1 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

และค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนตามแกน y มีค่าเท่ากับ

$$V_{0y} = 282.7 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สามารถคำนวณค่าอัตราส่วน V_p / V_o สำหรับในทิศทางแกน x มีค่าเท่ากับ 0.71 และ 1.40 สำหรับในทิศทางแกน x และแกน y ตามลำดับ

จากรายละเอียดหน้าตัดเสาดังนี้ เห็นได้ว่ามีลักษณะการเสริมเหล็กทางขวางแบบวงรอบปิดที่มีการงอข้อที่ปลาย 135 องศา และมีค่าอัตราส่วน $V_p / V_o > 1.0$ ดังนั้น เสาตัวอย่างนี้จัดในกลุ่มการวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน

จากนั้นพิจารณาเงื่อนไขแรงอัดตามแนวแกน ปริมาณการเสริมเหล็กปลอก ตามลำดับ

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{(935.23 - 98.31) \times 1000}{((800 \times 400) \times 19.62)} = 0.1333$$

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{63 \times 2 \times 2}{(400 \times 300)} = 0.00212$$

จากค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ข้างต้น รวมทั้งลักษณะการวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน สามารถหาค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ได้จากตารางที่ 7.3-6 ใน มยพ.1303-57 ได้ค่าเท่ากับ 1.0 ที่ระดับสมรรถนะ IO คำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ตัดจากปฏิสัมพันธ์ ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนกับโมเมนต์ตัด โดยใช้กำลังต้านทานโมเมนต์ตัดที่สอดคล้องกับแรงอัดตามแนวแกนที่ใช้ในการออกแบบซึ่งคำนวณแบบพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรง (P_{UF}) ดังสมการ

$$\begin{aligned} P_{UF} &= P_G \pm \frac{P_E}{C_1 C_2 J} \\ &= 935.23 \pm \frac{98.31}{1 \times 1 \times 1.5} = 869.68, 1000.77 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

จากค่า P_{UF} ที่คำนวณได้ นำไปหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ตัดของเสาตัวอย่างโดยใช้ปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดและโมเมนต์ตัดสองแกนของเสาตัวอย่าง ซึ่งพบว่ากำลังต้านทานโมเมนต์ตัดลัพธ์มีค่าเท่ากับ 765.58 และ 791.30 กิโลนิวตัน-เมตร สำหรับกรณีแรงอัดเสริมกันและหักล้างกัน ตามลำดับ

ประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานโมเมนต์ตัดของเสาตัวอย่าง

กรณีที่แรงอัดเสริมกัน

$$\frac{\sqrt{M_{UDX}^2 + M_{UDY}^2}}{mkM_{CE}} = \frac{\sqrt{451.81^2 + 25.53^2}}{1 \times 1 \times 765.58} = 0.59 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

กรณีที่แรงอัดหักล้างกัน

$$\frac{\sqrt{M_{UDX}^2 + M_{UDY}^2}}{mkM_{CE}} = \frac{\sqrt{451.81^2 + 25.53^2}}{1 \times 1 \times 791.30} = 0.57 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการต้านทานโมเมนต์ตัดของเสาพบว่า เสาผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสา ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $\kappa V_{CL} \geq V_{UF}$ (สมการที่ 5.4-4 ใน มยพ. 1303-57) โดยกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคำนวณได้จากสมการที่ 7.3-1 ใน มยพ.1303-57 ดังนี้

$$V_n = kV_0 = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left[\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{\frac{M}{Vd}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right] 0.8 A_g \right]$$

การคำนวณหาค่า k ได้พิจารณาจากความต้องการความเหนียว (Ductility Demand) จากข้อกำหนด 7.3.2.3.1 ใน มยพ. 1303-57 ซึ่งสามารถหาได้จากค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ที่มากที่สุดในส่วนนี้ โดยค่า DCR จากผลของโมเมนต์ตัดมีค่าเท่ากับ 0.59 ดังนั้นค่าความต้องการความเหนียว (Ductility Demand) มีค่าเท่ากับ 0.59 ทำให้ได้ค่า $k = 1.0$ และกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตัวอย่างมีค่าเท่ากับ

$$V_{CL} = V_n = kV_0$$

$$V_{CLX} = 1.0 \times 282.7 = 282.7 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$V_{CLY} = 1.0 \times 277.1 = 277.1 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สำหรับการประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานแรงเฉือนของเสาตัวอย่าง คำนวณปรับลดค่าแรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารสำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรงเป็นหลัก ดังสมการต่อไปนี้

คู่มือปฏิบัติที่ใช้ในการตรวจสอบ ประเมิน และเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างของอาคาร

$$V_{UFX} = V_{GX} + \frac{V_{EX}}{C_1 C_2 J}$$

$$= \left| 0.98 + \frac{-9.28}{1 \times 1 \times 1.5} \right| = 5.21 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$V_{UFY} = V_{GY} + \frac{V_{EY}}{C_1 C_2 J}$$

$$= \left| -4.71 + \frac{-123.30}{1 \times 1 \times 1.5} \right| = 86.90 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้น ตรวจสอบเกณฑ์การยอมรับสำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงได้ดังนี้
สำหรับแรงเฉือนตามแกน X

$$\frac{V_{UFX}}{\kappa V_{CLX}} = \frac{5.21}{1 \times 282.7}$$

$$= 0.018 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

สำหรับแรงเฉือนตามแกน Y

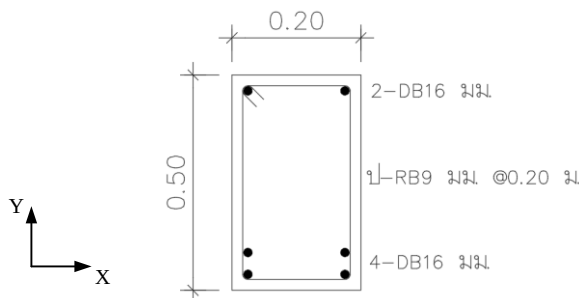
$$\frac{V_{UFY}}{\kappa V_{CLY}} = \frac{86.90}{1 \times 277.1}$$

$$= 0.31 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการต้านทานแรงเฉือนของเสาพบว่า เสาผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

5.2) การประเมินคานตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 3

คานตัวอย่าง B1 ที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างแสดงการประเมินความมั่นคงแข็งแรง มีขนาด และรายละเอียดการเสริมดังรูปที่ 4.3-22 โดยตำแหน่งระบุไว้ในผังอาคารดังแสดงในรูปที่ 4.3-17



รูปที่ 4.3-22 รายละเอียดเหล็กเสริมของคานตัวอย่าง

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นภายในชิ้นส่วนคานตัวอย่าง B1 สำหรับกรณีวิกฤติที่สุดสามารถแสดงรายละเอียดผลการวิเคราะห์ได้ดังนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P_u)	= -208	กิโลนิวตัน (แรงอัด)
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux})	= -120	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GY})	= -16.43	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนจากแรงแผ่นดินไหว (V_{EY})	= 99.40	กิโลนิวตัน

$$\text{ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล } (\kappa) = 1.00$$

$$\text{ค่า } C_1 = 1.00$$

$$\text{ค่า } C_2 = 1.00$$

$$\text{ค่า } J = 1.50$$

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $\kappa V_{CL} \geq V_{UF}$ (สมการที่ 5.4-4 ใน มยพ. 1303-57) สามารถแสดงรายละเอียดได้ ดังนี้

เมื่อพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของคานพบว่ากำลังรับแรงเฉือนจากคอนกรีตของหน้าตัดคาน ตัวอย่างคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.17 \times \sqrt{19.62} \times 200 \times 443 \\ &= 66716 \text{ นิวตัน} \\ &= 66.72 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

กำลังรับแรงเฉือนจากเหล็กดัดของหน้าตัดคานตัวอย่างคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{[2 \times (\pi \times 9^2 / 4)] \times 235 \times 443}{200} \\ &= 66229 \text{ นิวตัน} \\ &= 66.23 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนทั้งหมดของหน้าตัดคานเมื่อรวมกำลังรับแรงเฉือนจากคอนกรีตและเหล็กดัด จะมีค่าดังนี้

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 66.72 + 66.23 \\ &= 132.95 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

สำหรับการประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานแรงเฉือนของคานตัวอย่าง สามารถคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\begin{aligned} V_{UF} &= V_G + \frac{V_E}{C_1 C_2 J} \\ &= \left| 16.43 + \frac{-99.40}{1 \times 1 \times 1.5} \right| = 49.87 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้น

$$\begin{aligned} \frac{V_{UF}}{\kappa V_{CLX}} &= \frac{49.87}{132.95} \\ &= 0.38 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ} \end{aligned}$$

จากผลการประเมินการต้านทานแรงเฉือนของเสาพบว่า เสาผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานโมเมนต์ของคาน ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป จึงจำเป็นต้องทราบตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง (m-factor) เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$ (สมการที่ 5.4-3 ใน มยพ. 1303-57)

สำหรับค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง (m-factor) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แสดงไว้ดังตารางที่ 7.3-5 ใน มยพ. 1303-57 ซึ่งจำเป็นต้องทราบลักษณะการวิบัติของคานก่อนสามารถแสดงรายละเอียดได้ดังนี้

จากสมมูลของโมเมนต์ที่กระทำต่อคาน แรงเฉือนที่มากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_p) ภายใต้โมเมนต์ระบุ (Nominal Moment) ของหน้าตัดและเมื่อกำลังส่วนเกินอีกร้อยละ 20 โดยหน้าตัดคานนี้มีค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (M_n) เท่ากับ 49.45 กิโลนิวตัน-เมตร ดังนั้นสามารถคำนวณ V_p ได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$V_p = \frac{2 \times (1.2 M_n)}{L} = \frac{2 \times (1.2 \times 49.45)}{4} = 29.67 \text{ กิโลนิวตัน}$$

เมื่อแรงเฉือนที่มากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_p) มีค่าน้อยกว่า V_n ดังนั้น คานนี้มีการวิบัติถูกควบคุมโดยการตัด

จากนั้นพิจารณาเงื่อนไขอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและอัตราส่วนการรับแรงเฉือน ตามลำดับ

$$\begin{aligned} \rho_{bal} &= \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 19.62}{294} \left(\frac{600}{600 + 294} \right) \\ &= 0.03236 \\ \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} &= \frac{(A_s - A'_s)}{bd} = \frac{(4 \times 201 - 2 \times 201)}{200 \times 443} = 0.14 \\ \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} &= \frac{|-16.43 + 99.4| \times 1000}{(200 \times 443 \times \sqrt{19.62})} = 0.2114 \end{aligned}$$

สำหรับเงื่อนไขของเหล็กปลอกสามารถจำแนกได้เป็นประเภท NC รวมทั้งลักษณะการวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด สามารถหาตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ได้จากตารางที่ 7.3-5 ใน มยพ.1303-57 ได้ค่าเท่ากับ 2.0 ที่ระดับสมรรถนะ IO

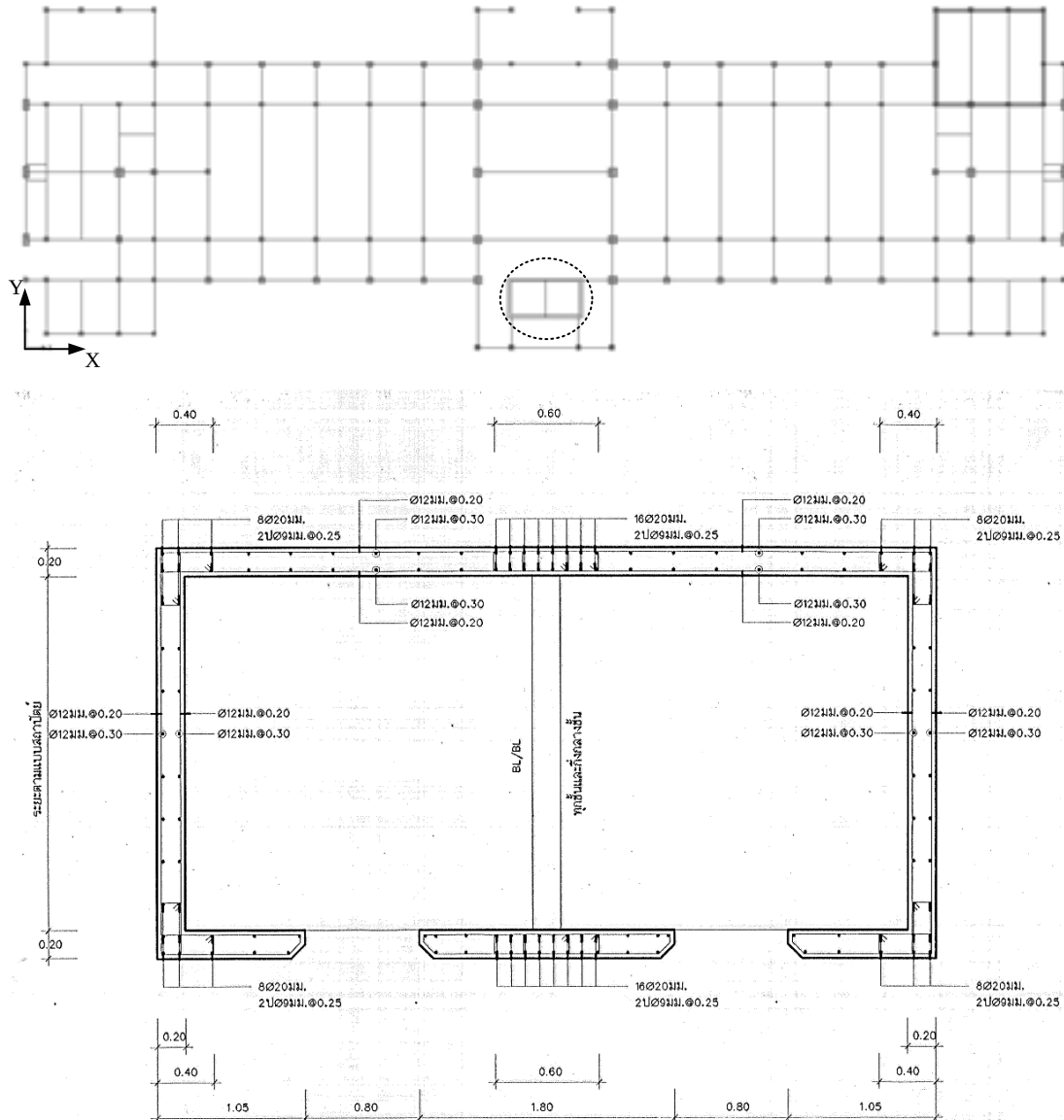
ประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานโมเมนต์ดัดของคานตัวอย่าง

$$\frac{M_{UD}}{mkM_{CE}} = \frac{120}{2 \times 1 \times 49.45} = 1.21 \text{ มีค่ามากกว่า } 1.0 \text{ ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการต้านทานโมเมนต์ดัดของคานพบว่า คานไม่ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

5.3) การประเมินกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 3

กำแพงรับแรงเฉือนที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณนี้เป็นปล่องลิฟต์ ที่ชั้น 1 ของอาคาร ตำแหน่งและรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงดังรูปที่ 4.3-23



รูปที่ 4.3-23 ตำแหน่งและรายละเอียดการเสริมเหล็กกำแพงรับแรงเฉือน

จากผลการวิเคราะห์กำแพงรับแรงเฉือนที่ชั้น 1 ของอาคารพบว่าผลการรวมแรงกรณีวิกฤติที่สุดโดยพิจารณาแรงดัดรอบแกน X ซึ่งมีผลดังนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P_u)	= 3,055.2	กิโลนิวตัน (ค่าบวก - แรงอัด)
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_{ux})	= 11,635.78	กิโลนิวตัน-เมตร
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_{uy})	= 48,782.21	กิโลนิวตัน-เมตร
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_{ux})	= 5,113.76	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_{uy})	= 1,030.46	กิโลนิวตัน

$$\text{ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล } (\kappa) = 1.00$$

$$\text{ค่า } C_1 = 1.00$$

$$\text{ค่า } C_2 = 1.00$$

$$\text{ค่า } J = 1.50$$

ในการประเมินกำลังต้านทานโมเมนต์ของกำแพงรับแรงเฉือน การคำนวณหาค่า m-factor จะต้องมีการตรวจสอบกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างทั้งทิศทางตามแกน X และ Y โดยในตัวอย่างนี้ได้แสดงแรงกระทำภายใต้แรงในทิศทาง Y (เกิดโมเมนต์ดัดรอบแกน X) โดยพิจารณาจากอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (Aspect Ratio) ดังนี้

$$\text{อัตราส่วนความสูงต่อความยาว (Aspect Ratio)} = \frac{22.74}{2.9} = 7.84$$

เมื่อพิจารณาอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (Aspect Ratio) อ้างอิงตามข้อกำหนด C10.7.1 ตาม ASCE41-13 ได้กำหนดไว้ว่าค่าอัตราส่วนความสูงต่อความยาวมีค่ามากกว่า 3.0 แสดงว่ากำแพงรับแรงเฉือนมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการดัดเป็นหลักภายใต้แรงด้านข้างกระทำในทิศทาง Y

สำหรับการประเมินกำแพงรับแรงเฉือนที่ถูกควบคุมโดยการดัดเป็นหลัก ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียดสี จึงจำเป็นต้องทราบตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง (m-factor) เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$ (สมการที่ 5.4-3 ใน มยพ. 1303-57)

สำหรับค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง (m-factor) ของกำแพงรับแรงเฉือน ได้แสดงไว้ดังตารางที่ 7.5-2 ใน มยพ. 1303-57 ซึ่งจำเป็นต้องทราบค่าอัตราส่วนของแรงในแนวแกน และอัตราส่วนของแรงเฉือน สามารถแสดงรายละเอียดได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} &= \frac{[(85.65 \times 100 - 21.41 \times 100) \times 294] + [3055.2 \times 1000]}{(200 \times 2) \times 2900 \times 19.62} \\ &= 0.218 \\ \frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} &= \frac{1030.46 \times 1000}{(200 \times 2) \times 2900 \times \sqrt{19.62}} \\ &= 0.201 \end{aligned}$$

สำหรับเงื่อนไขของการโอברัดที่ขอบ จากแบบรายละเอียดการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือนพบว่าไม่มีการโอברัดที่ขอบ รวมทั้งเป็นกำแพงรับแรงเฉือนที่ถูกควบคุมโดยการดัด สามารถหาค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor) ได้จากตารางที่ 7.5-2 ใน มยพ.1303-57 โดยมีเงื่อนไขดังนี้

$$\begin{aligned} \text{เมื่อค่า } \frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} \leq 0.33 \text{ ค่า } m \text{ ที่ระดับสมรรถนะ IO จะมีค่าเท่ากับ 2 เมื่อ } \frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.1 \\ \text{และมีค่าเท่ากับ 1.25 เมื่อ } \frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} \geq 0.25 \text{ ดังนั้นในกรณีที่ค่า } \frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} = 0.218 \text{ สามารถ} \\ \text{หาค่า } m \text{ ได้จากการประมาณเชิงเส้นดังนี้} \end{aligned}$$

$$\frac{(0.25-0.218)}{(0.25-0.10)} = \frac{(1.25-m)}{(1.25-2.00)}$$

$$m = 1.41$$

ดังนั้นได้ค่า m เท่ากับ 1.41 ที่ระดับสมรรถนะ IO

จากค่าแรงอัดตามแนวแกนออกแบบ (P) ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง นำไปคำนวณหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด โดยใช้ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์ได้ค่ากำลังต้านทานของโมเมนต์รอบแกน X ค่าเท่ากับ 6773.70 กิโลนิวตัน-เมตร ทำการประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงตัวอย่าง

$$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}} = \frac{11635.78}{1.41 \times 1 \times 6773.70} = 1.22 \text{ มีค่ามากกว่า } 1.0 \text{ ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงตัวอย่างพบว่า ไม่ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$ (สมการที่ 5.4-3 ใน มยพ. 1303-57) สามารถแสดงรายละเอียดได้ ดังนี้

เนื่องจากชิ้นส่วนของกำแพงต้านทานแรงเฉือนในทิศทางตามแนวแรงในทิศทางตามแกน Y มี 2 ชิ้น ดังนั้นทำการคำนวณค่ากำลังต้านทานของกำแพงแต่ละชิ้น โดยค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตสามารถคำนวณได้จากค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง V_{c1} และ V_{c2} โดยพิจารณาเฉพาะกำแพงรับแรงเฉือนที่มีส่วนช่วยต้านทานแรงด้านข้างในทิศทางตามแนวแกน Y

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0.27\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \\ &= 0.27\sqrt{19.62} \times 200 \times (0.8 \times 2900) + \frac{(3055.2 \times 1000) \times (0.8 \times 2900)}{4 \times 2900} \\ &= 1165961 \quad \text{นิวตัน} \\ &= 1165.96 \quad \text{กิโลนิวตัน} \\ V_{c2} &= \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \\ &= \left[0.05\sqrt{19.62} + \frac{2900 \times \left(0.1\sqrt{19.62} + \frac{0.2 \times 3055.2 \times 10^3}{2900 \times 200} \right)}{\frac{11635.78 \times 10^3 \times 10^3}{1030.46 \times 10^3} - \frac{2900}{2}} \right] \times 200 \times (0.8 \times 2900) \\ &= 307400 \quad \text{นิวตัน} \\ &= 307.40 \quad \text{กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต $V_c = 307.40$ กิโลนิวตัน

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\
 &= \frac{(2 \times 113.1) \times 294 \times (0.8 \times 2900)}{200} \\
 &= 771432 \quad \text{นิวตัน} \\
 &= 771.43 \quad \text{กิโลนิวตัน} \\
 V_n &= V_c + V_s \\
 &= 307.40 + 771.43 \\
 &= 1078.83 \quad \text{กิโลนิวตัน}
 \end{aligned}$$

เนื่องจากชิ้นส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนที่ต้านทานแรงกระทำในทิศทาง Y มีจำนวน 2 ชิ้น ดังนั้นค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนจึงมีค่าเท่ากับ $1078.83 \times 2 = 2157.66$ กิโลนิวตัน

ประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือน

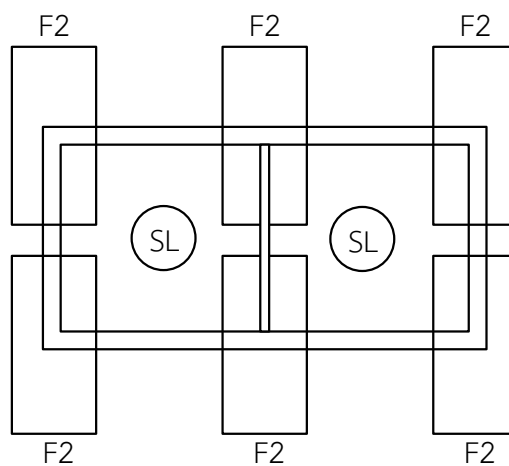
$$\frac{M_{UD}}{m_k M_{CE}} = \frac{1030.46}{1.41 \times 1 \times 2157.66} = 0.34 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการต้านทานแรงเฉือนของกำแพงตัวอย่างพบว่า ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

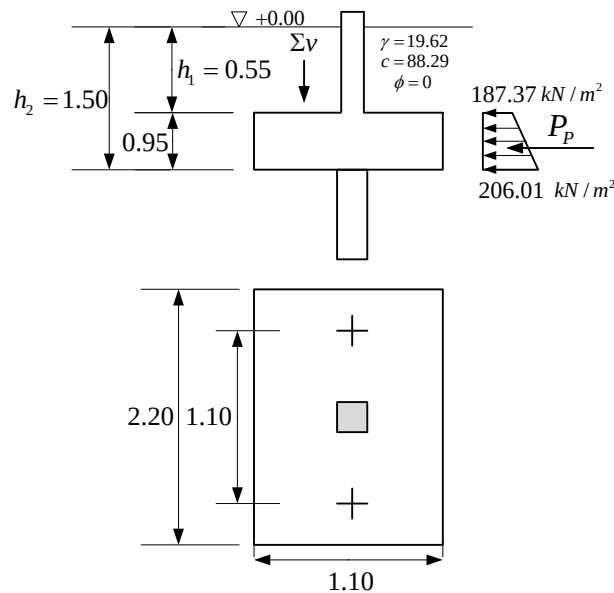
สรุปได้ว่าชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy) เนื่องจากไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินการต้านทานโมเมนต์ดัด

5.4) การประเมินฐานรากตัวอย่างอาคารต้นแบบหลังที่ 3

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่าแรงเฉือนที่ฐานมีค่ามากที่สุดบริเวณกำแพงรับแรงเฉือน โดยมีฐานราก F2 จำนวน 6 ตัวรองรับกำแพงรับแรงเฉือนดังรูปที่ 4.3-24 และแสดงรายละเอียดขนาดของตัวอย่างฐานราก F2 ดังรูปที่ 4.3-25



รูปที่ 4.3-24 ภาพแปลนฐานรากรองรับกำแพงรับแรงเฉือน



รูปที่ 4.3-25 รายละเอียดของตัวอย่างฐานราก และลักษณะแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ

สำหรับการประเมินกำลังรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม และกำลังต้านทานแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ เลือกใช้แรงที่กระทำกับฐานราก F2 สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามสมการที่ 5.4-1 ใน มยพ. 1303-57 ซึ่งสรุปได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุกบนฐานราก (P)	=	-8,056	กิโลนิวตัน (ค่าบวกเป็นแรงดึง)
แรงเฉือนในแนวแกน X (V_x)	=	1,877	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนในแนวแกน Y (V_y)	=	2,208	กิโลนิวตัน

สำหรับการประเมินกำลังรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียวรูป (ตามข้อกำหนด 6.4.3.1.1 ใน มยพ. 1303-57) เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$ (สมการที่ 5.4-3 ใน มยพ. 1303-57) สามารถแสดงรายละเอียดได้ ดังนี้

ค่ากำลังต้านทานการรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม = 539.55 กิโลนิวตัน

ที่น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัย

ค่า m-factor สำหรับดินฐานราก = 1.5

(ข้อกำหนด 8.4.2.3.2.1 ใน ASCE41-13)

ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) = 1.00

ประเมินระดับสมรรถนะในการรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม

$$\frac{M_{UD}}{mkM_{CE}} = \frac{8056}{1.5 \times 1 \times (539.55 \times 2)} = 4.98 \text{ มีค่ามากกว่า } 1.0 \text{ ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม พบว่า ไม่ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

สำหรับการประเมินกำลังรับแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานราก ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (ตามข้อกำหนด 6.4.3.1.1 ใน มยผ. 1303-57) เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$ (สมการที่ 5.4-3 ใน มยผ. 1303-57) สามารถแสดงรายละเอียดได้ ดังนี้

สำหรับการหาแรงดันดินทางด้านข้างจะอาศัยทฤษฎีของ (Rankine's Theory) และอ้างอิงจาก [19] โดยที่สถานะแรงดันดินแบบพาสซีฟสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$P_p = K_p \gamma h + 2c\sqrt{K_p}$$

จากข้อมูลรูปที่ 4.3-25 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟได้ดังนี้

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \text{ โดยที่ } K_p \text{ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ} \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{0}{2} \right) \\ &= 1.0 \end{aligned}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_1 = 0.55$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.0 \times 19.62 \times 0.55) + (2 \times 88.29 \times \sqrt{1.0}) = 187.37 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_2 = 1.50$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.0 \times 19.62 \times 1.5) + (2 \times 88.29 \times \sqrt{1.0}) = 206.01 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้นสามารถคำนวณกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟที่กระทำกับฐานรากทั้ง 2 แกน ได้ดังนี้

$$P_{px} = \frac{1}{2} (187.37 + 206.01) (0.95) (2.2) = 411.08 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$P_{py} = \frac{1}{2} (187.37 + 206.99) (0.95) (1.1) = 205.54 \text{ กิโลนิวตัน}$$

คำนวณแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากได้ดังนี้

$$S = (\Sigma v) \tan \delta + Bc'$$

โดยที่ Σv คือ ผลรวมแรงในแนวดิ่งที่ลงมาที่ฐาน

δ คือ $2/3$ ของค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ

c' คือ $2/3$ ของความเชื่อมแน่นของเม็ดดิน c

B คือ พื้นที่ของฐานราก

$$(\Sigma v) \tan \delta = 8056 \times \tan \left(\frac{2 \times 0}{3} \right) = 0 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$Bc' = 1.10 \times 2.20 \times \frac{2 \times 88.29}{3} = 142.44 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นผลของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากสามารถคำนวณได้

$$S = 0 + 142.44 = 142.44 \text{ กิโลนิวตัน}$$

กำลังต้านทานด้านข้างของฐานราก (ΣF_R) ซึ่งเกิดจากผลรวมของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (S) และกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) ตามสมการดังนี้

$$\Sigma F_R = S + P_p$$

ดังนั้น กำลังต้านทานด้านข้างของฐานราก สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\Sigma F_{Rx} = S + P_{px} = 142.44 + 411.08 = 553.52 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\Sigma F_{Ry} = S + P_{py} = 142.44 + 205.54 = 347.98 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สำหรับค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) กรณีต้านทานการลื่นไถล มีค่าเท่ากับ 1.5

ดังนั้น ค่ากำลังต้านทานด้านข้างของฐานรากที่น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 369.01 และ 231.99 กิโลนิวตัน สำหรับทิศทางตามแกน x และ y ตามลำดับ

ดังนั้น สามารถประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานด้านข้างของฐานรากได้ดังนี้

$$\text{ค่า m-factor สำหรับดินฐานราก} = 1.5$$

(ข้อกำหนด 8.4.2.3.2.1 ใน ASCE41-13)

$$\text{ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล} (\kappa) = 1.00$$

กรณีในทิศทางแกน X

$$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}} = \frac{1877}{1.5 \times 1 \times 369.01} = 3.39 \text{ มีค่ามากกว่า } 1.0 \text{ ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

กรณีในทิศทางแกน Y

$$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}} = \frac{2208}{1.5 \times 1 \times 231.99} = 6.35 \text{ มีค่ามากกว่า } 1.0 \text{ ไม่ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการรับแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟของเสาเข็ม พบว่า ไม่ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

4.3.5 การคำนวณออกแบบเพื่อเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารต้นแบบหลังที่ 3

1) แนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 3

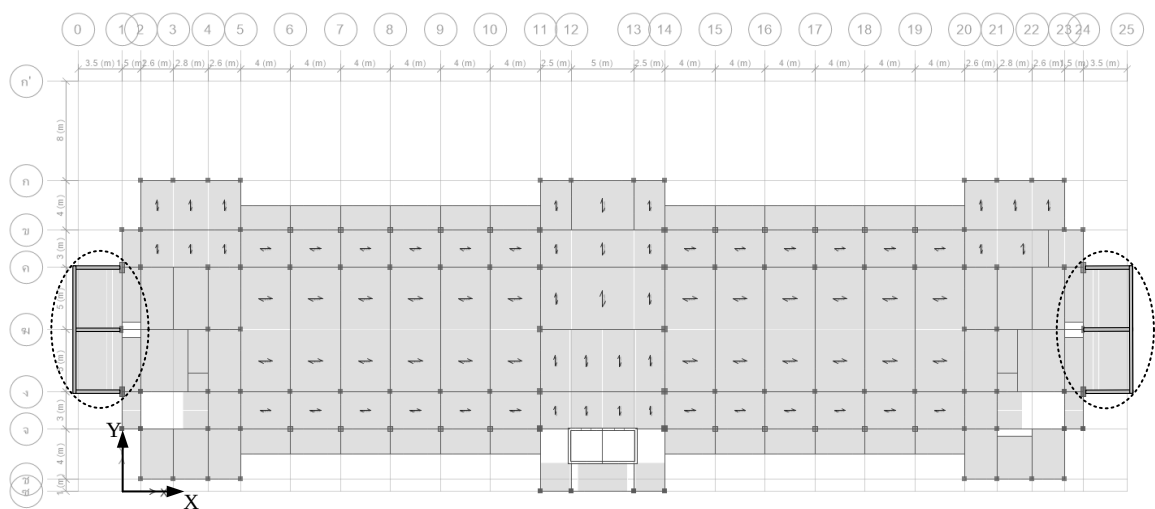
อาคารตัวอย่างนี้จัดอยู่ในประเภทของอาคารที่มีความสำคัญ ดังนั้นเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงของอาคารเป็นการเสริมสมรรถนะที่ดีกว่าระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน โดยที่โครงสร้างโดยรวมยังคงสติฟเนสและกำลังส่วนใหญ่ของเดิมไว้ได้และอาคารมีระดับสมรรถนะในระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) เพื่อการใช้งานได้ตามปกติภายใต้แผ่นดินไหวแผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE) ดังนั้น แนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารจึงได้ทำการตรวจสอบว่า องค์อาคารใดบ้างที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะ (IO) ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใดมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะดังกล่าว จะต้องทำการเสริมกำลังเพื่อให้องค์อาคารเหล่านั้นกลับมามีกำลังต้านทานเพียงพอ

จากผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว พบชิ้นส่วนที่ไม่ผ่านไม่ผ่านเกณฑ์การประเมินที่ระดับสมรรถนะ (IO) มีดังนี้

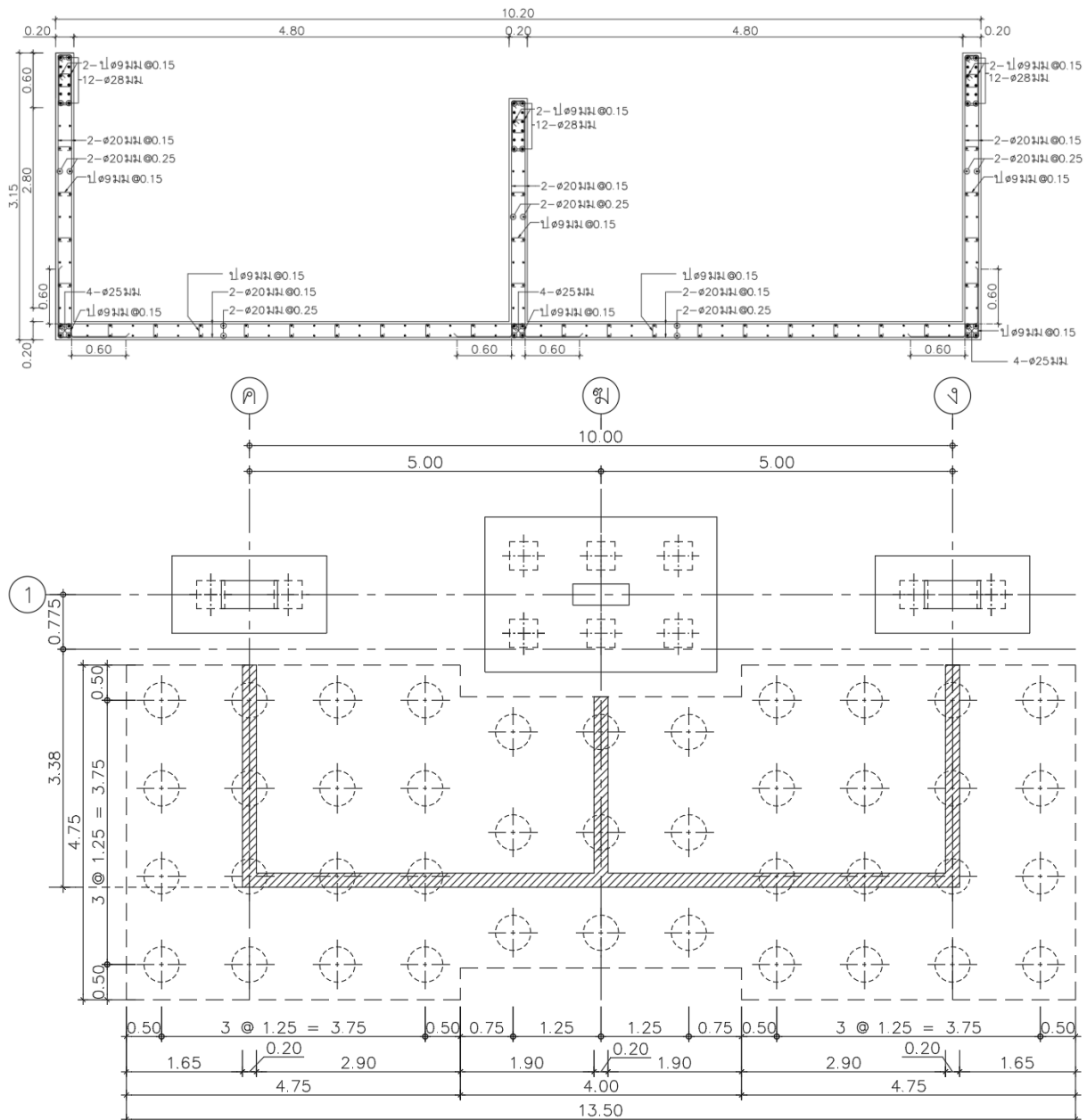
- กำแพงรับแรงเฉือนตั้งแต่พื้นที่ชั้นที่ 3 ลงมาจนถึงฐานราก
- คานหลายแห่งในโครงสร้าง โดยเฉพาะคานที่อยู่บริเวณปีกทั้ง 2 ด้านของอาคาร
- ฐานรากที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือน

จากผลการประเมินอาคารข้างต้น พบว่าอาคารไม่ผ่านเกณฑ์สมรรถนะที่ได้ออกไว้ จึงจำเป็นต้องมีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารนี้ โดยได้เลือกใช้กลยุทธ์การเพิ่มสติฟเนสให้โครงสร้างโดยรวม (Global Structural Stiffening) แล้วจึงทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวในองค์อาคารต่างๆ อีกครั้งเพื่อให้บรรลุเป้าหมายการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารที่เลือกไว้

การเสริมความมั่นคงแข็งแรงโดยการเพิ่มสติฟเนสให้โครงสร้างโดยรวม ได้เลือกใช้วิธีการเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือน จากการศึกษารูปแบบการใช้งานของอาคารและความเหมาะสมของพื้นที่ จึงได้ทำการเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือนที่บริเวณด้านข้างของอาคารทั้งสองฝั่งตลอดความสูงของอาคารโดยตำแหน่งและรายละเอียดของกำแพงรับแรงเฉือนแสดงดังรูปที่ 4.3-26 และรูปที่ 4.3-27



รูปที่ 4.3-26 ภาพแปลนของอาคารแสดงตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือน
ที่เพิ่มบริเวณด้านข้างของอาคารทั้งสองฝั่ง



รูปที่ 4.3-27 ภาพแสดงรายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนและรูปแบบฐานรากที่รองรับ

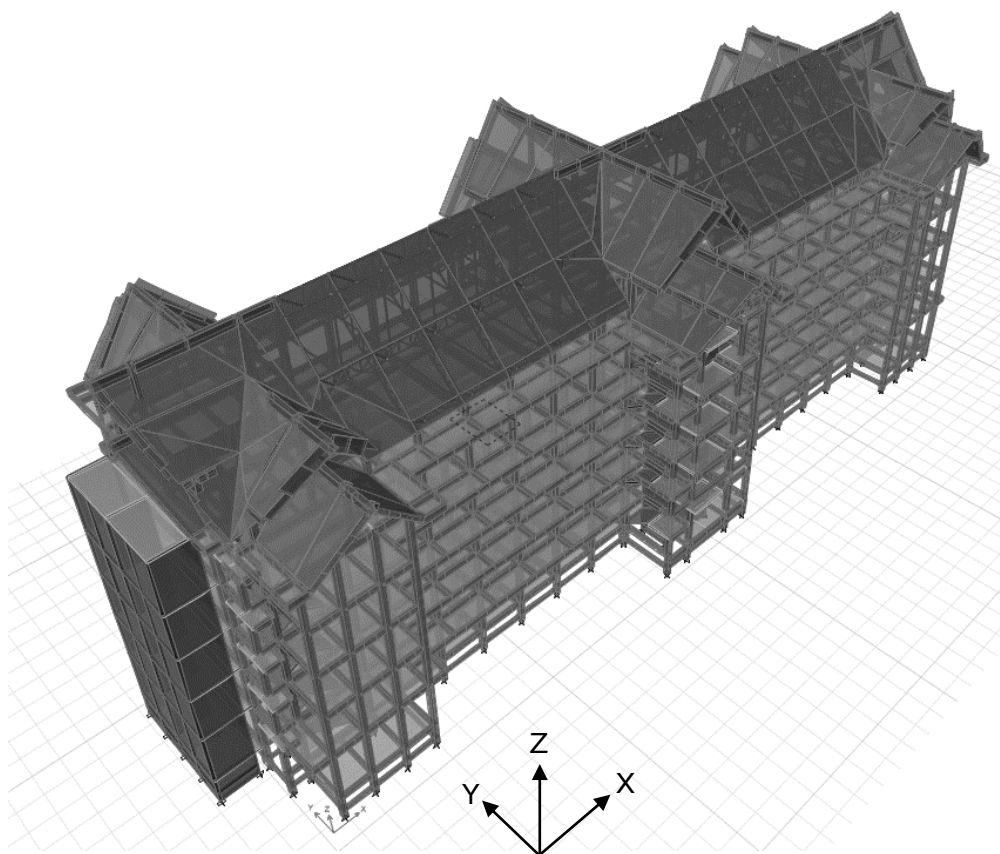
2) สมบัติของวัสดุในการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

การออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคาร สมบัติของวัสดุอาคารเดิมก่อนการเสริมความมั่นคงแข็งแรงซึ่งมีค่าเป็นไปตามข้อมูลที่ทำการรวบรวมดังที่กล่าวไปแล้ว โดยสามารถสรุปเพื่อความชัดเจนอีกครั้งดังนี้

กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตเดิม (f'_c)	= 19.62	เมกะปาสกาล
กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตใหม่ ($f'_{c,new}$)	= 37.28	เมกะปาสกาล
กำลังจุดครากของเหล็กกลม SR-24 (f_y)	= 235	เมกะปาสกาล
กำลังจุดครากของเหล็กข้ออ้อย SD-30 (f_y)	= 295	เมกะปาสกาล
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล	= 1.0	

3) แบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้างเมื่ออาคารได้รับการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

แบบจำลอง 3 มิติของอาคารต้นแบบหลังที่ 3 ภายหลังจากการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับโครงสร้างอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 4.3-28 โดยแบบจำลองจะตั้งอยู่บนสมมติฐานของการยึดหยุ่นเชิงเส้น มีการจำลองโครงสร้างและวิธีวิเคราะห์โครงสร้างในแนวทางเดียวกับที่กล่าวมาแล้วในการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารก่อนเสริมกำลัง ทั้งนี้ในส่วนขององค์อาคารที่ได้รับการเสริมความมั่นคงแข็งแรงจะพิจารณาให้หน้าตัดคอนกรีตเก่าและใหม่มีลักษณะเสมือนเป็นเนื้อเดียวกัน ซึ่งในขั้นตอนออกแบบจะต้องทำการออกแบบเหล็กเดือย (Dowel Bars) โดยคำนึงถึงการถ่ายแรงเฉือนได้อย่างเพียงพอที่ผิวสัมผัสระหว่างหน้าตัดคอนกรีตเดิมและคอนกรีตใหม่



รูปที่ 4.3-28 แบบจำลองอาคารต้นแบบหลังที่ 3 ภายหลังจากการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

4) น้ำหนักบรรทุกและแรงสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 3

4.1) น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคารเมื่อทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารต่างๆดังรูปที่ 4.3-26 จะมีค่าเพิ่มขึ้นดังตารางที่ 4.3-4 ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าตามที่ระบุไว้ในขั้นตอนการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร

ตารางที่ 4.3-4 น้ำหนักบรรทุกคงที่ของแต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (กิโลนิวตัน)
หลังคา	+26.7	3,918
ชั้น 6	+22.7	12,824
ชั้น 5	+18.1	13,325
ชั้น 4	+14.1	13,321
ชั้น 3	+10.1	13,319
ชั้น 2	+6.1	14,319
ชั้น 1	+1.5	11,589
ฐาน	+0.0	2,644
รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่		85,259

4.2) การคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรง

สำหรับการคำนวณแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้น ค่าตัวประกอบต่าง ๆ ที่ใช้สำหรับการคำนวณมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

กราฟสเปกตรัมผลตอบแทนแบบทั่วไปสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารตัวอย่างหลังที่สาม แสดงได้ดังรูปที่ 4.3-7

สำหรับอาคารนี้ได้ใช้วิธีการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารด้วยวิธีการตรวจสอบสมรรถนะและข้อกำหนดในส่วนที่ 5 ใน มยผ.1303-57 ซึ่งระบุให้ใช้วิธีการ ข้อกำหนด และเงื่อนไขต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับผลจากแรงแผ่นดินไหว รวมถึงวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างตาม มยผ. 1303-57 โดยปรับค่าแรงจากแผ่นดินไหวตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น

เมื่อได้แบบจำลองของโครงสร้างที่พิจารณาการกระจายมวลและสติฟเนสที่สอดคล้องกับสภาพจริงจะสามารถนำมาคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารจากการวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (Eigenvalue Analysis) ซึ่งจากการวิเคราะห์โครงสร้าง สามารถทราบลักษณะการเสียรูปและค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดต่าง ๆ ได้ดังนี้

โหมดที่ 1 เกิดการเสียรูปแบบเคลื่อนตัวไปทางแกน x ดังแสดงในรูปที่ 4.3-29 มีค่าคาบเท่ากับ 0.868 วินาที

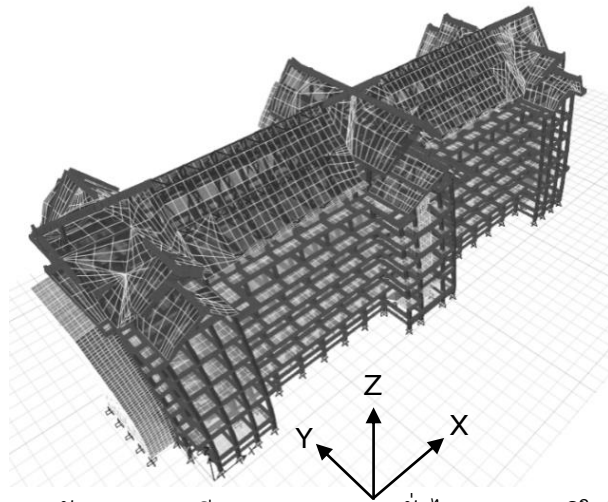
โหมดที่ 2 เกิดการเสียรูปแบบเคลื่อนตัวไปทางแกน y ดังแสดงในรูปที่ 4.3-30 มีค่าคาบเท่ากับ 0.510 วินาที

โหมดที่ 3 เกิดการเสียรูปแบบบิดตัวรอบแกนในแนวตั้ง ดังแสดงในรูปที่ 4.3-31 มีค่าคาบเท่ากับ 0.336 วินาที

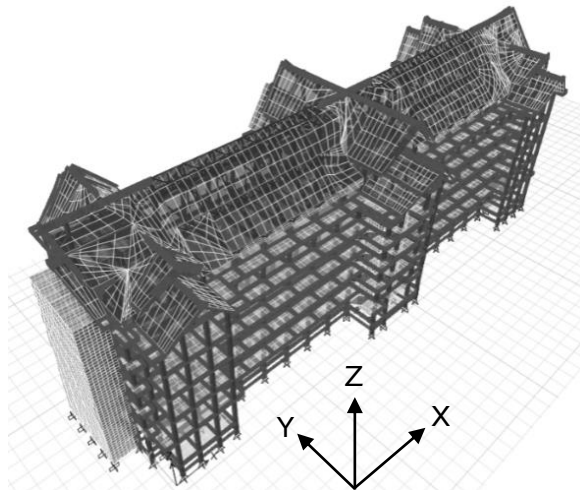
ดังนั้นได้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในแต่ละทิศทางหลักเป็นดังนี้

ค่า $T_x = 0.868$ วินาที

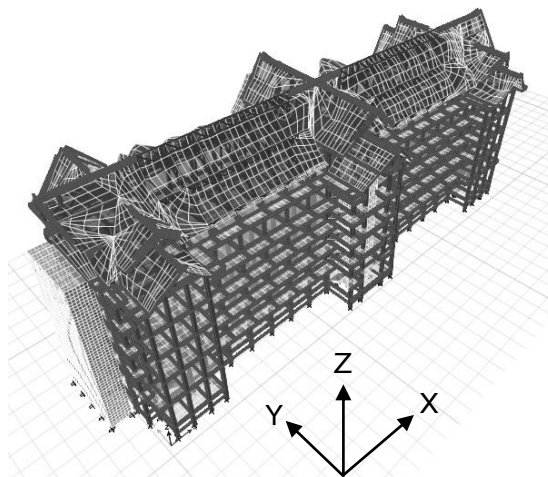
ค่า $T_y = 0.510$ วินาที



รูปที่ 4.3-29 ลักษณะการเสียรูปของคานการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 1
 ภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



รูปที่ 4.3-30 ลักษณะการเสียรูปของคานการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 2
 ภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง



รูปที่ 4.3-31 ลักษณะการเสียรูปของคานการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่ 3
 ภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

คำนวณค่าปรับแก้สำหรับค่าแรงและการเสียรูปที่ได้จากวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง โดยให้ปรับแก้ค่าด้วยการคูณค่าตัวประกอบ C_1 , C_2 และตัวคูณขยายค่าเพื่อพิจารณาผลของการบิดตัวรอบแกนตั้ง ตามข้อกำหนด 5.3.2.3 ใน มยพ.1303-57 มีดังนี้

ค่า $a=60$ สำหรับประเภทชั้นดินชนิด D

ในการคำนวณตัวประกอบ C_1 ต้องใช้ค่า R ซึ่งในเบื้องต้นยังไม่ทราบค่า ในที่นี้จึงสมมติว่า $DCR_{max}=10$ และคำนวณค่า R ตามสมการ จะได้ $R = \frac{DCR_{max}}{1.5} C_m = \frac{10 \cdot 0.8}{1.5} = 5.33$

$$\text{ค่า } C_1 \text{ สำหรับทิศทางตามแกน X จะได้ } C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT^2} = 1 + \frac{5.33-1}{60 \cdot 0.868^2} = 1.096$$

$$\text{ค่า } C_1 \text{ สำหรับทิศทางตามแกน Y จะได้ } C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT^2} = 1 + \frac{5.33-1}{60 \cdot 0.510^2} = 1.278$$

$$\text{ค่า } C_2 \text{ สำหรับทิศทางตามแกน X จะได้ } C_2 = 1 \text{ เนื่องจากคาบการสั่นพื้นฐานมากกว่า 0.7 วินาที}$$

$$\text{ค่า } C_2 \text{ สำหรับทิศทางตามแกน Y จะได้ } C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{5.33-1}{0.510} \right)^2 = 1.09$$

ค่าตัวคูณขยายค่าเพื่อพิจารณาผลของการบิดตัวรอบแกนตั้ง (A_x) ตาม ข้อกำหนด 5.2.2.2 ใน มยพ. 1303-57 สามารถคำนวณได้จาก $A_x = \left(\frac{\eta}{1.2} \right)^2 \leq 3.0$ โดยที่ η คือ ตัวคูณการเคลื่อนที่สามารถคำนวณได้จาก

อัตราส่วนระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของไดอะแฟรมกับค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่ของไดอะแฟรมพื้น ดังนั้น

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างในแบบจำลอง เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง x ได้ค่า η เท่ากับ 1.02 และสามารถคำนวณค่า A_x เท่ากับ 1.0 และเมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง y ได้ค่า η เท่ากับ 1.09 และสามารถคำนวณค่า A_x เท่ากับ 1.0

ค่าแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดต้องพิจารณาการตอบสนองสูงสุดจากหลายโหมด โดยจำนวนโหมดที่พิจารณาต้องเพียงพอ เพื่อทำให้ผลรวมของมวลประสิทธิผลประจำโหมดที่พิจารณามีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดของอาคารสำหรับแต่ละทิศทางของแผ่นดินไหวในแนวระนาบที่ตั้งฉากกัน และทำการรวมค่าการตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมดด้วยวิธีการรวมแบบสมบูรณ์ของค่ากำลังสอง (Complete Quadratic Combination, CQC)

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างสามารถคำนวณหาค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานรองรับได้ดังนี้

$$V_x = 11,725 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$V_y = 20,716 \text{ กิโลนิวตัน}$$

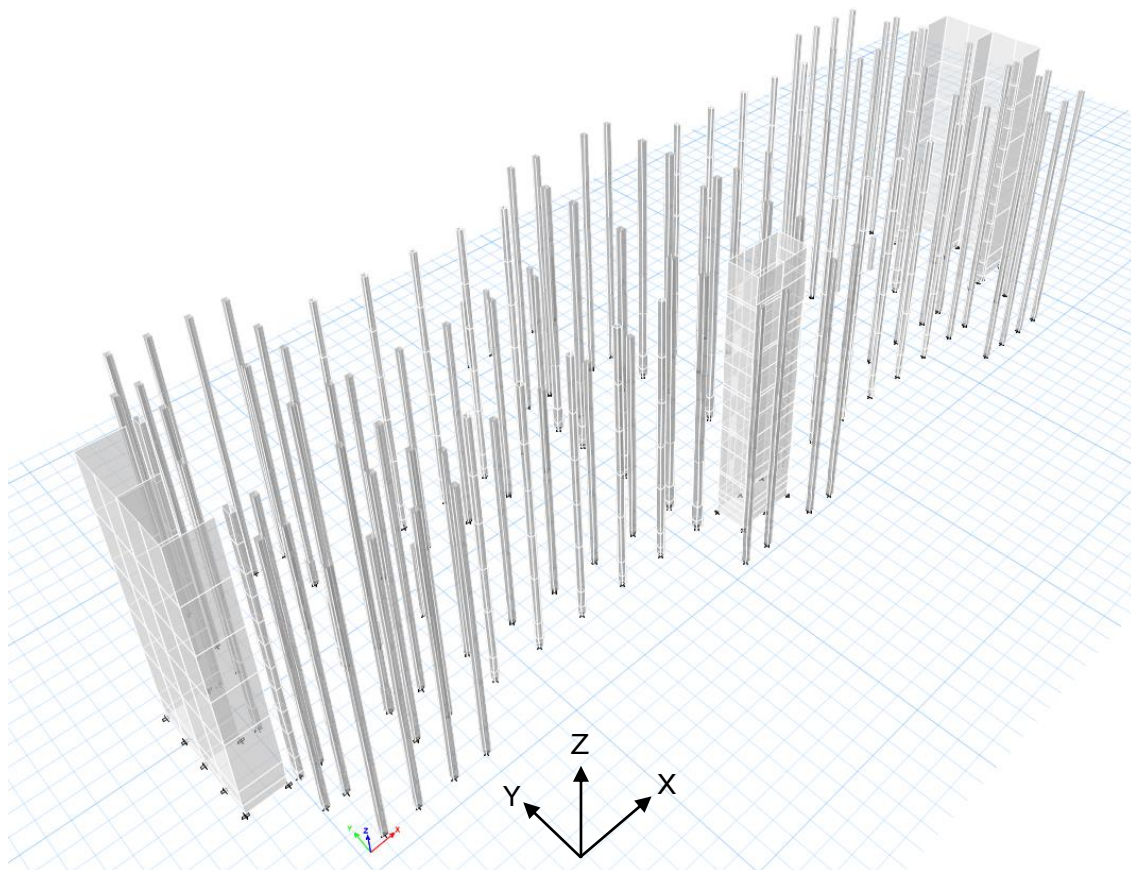
สำหรับการรวมผลของแรง เป็นไปตามข้อกำหนด 5.4.2 ใน มยพ.1303-57 และผลรวมของแรงแผ่นดินไหวหลายทิศทางเป็นไปตามข้อกำหนด 5.2.7 ใน มยพ.1303-57

5) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารต้นแบบหลังที่ 3 ภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 3 เมื่อพิจารณาเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับองค์อาคารตามที่แสดงในรูปที่ 4.3-28 สามารถประเมินความมั่นคงแข็งแรงโดยรวมของอาคารต้นแบบหลังที่ 3 ได้ดังนี้

5.1) ผลการประเมินชิ้นส่วนโครงสร้างหลัก ภายหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ผลการประเมินภายหลังจากทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร สามารถแสดงเกณฑ์สมรรถนะของชิ้นส่วนภาพรวมของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนได้ดังรูปที่ 4.3-32 โดยที่ชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนที่มีอยู่เดิมและในส่วนที่เพิ่มขึ้นที่อยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) นอกจากนี้ชิ้นส่วนเสาและคานอยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO)



รูปที่ 4.3-32 ภาพรวมแสดงผลการประเมินของชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือน โดยทุกชิ้นส่วนอยู่ในเกณฑ์สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO)

5.2) ผลการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารต้นแบบหลังที่ 3 หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง

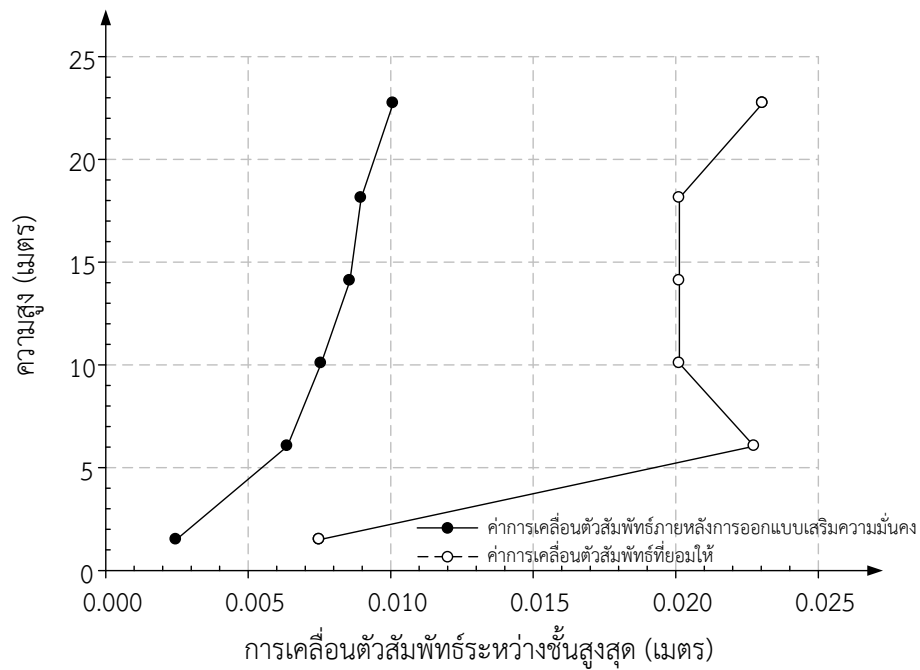
ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวหลังเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารต้นแบบหลังที่ 3 เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้สำหรับกรณีการรับแรงแผ่นดินไหวทั้งสองทิศทางจะแสดงผลได้ดังตารางที่ 4.3-5 ถึง ตารางที่ 4.3-6 และรูปที่ 4.3-33 ถึง รูปที่ 4.3-34 ซึ่งผลปรากฏว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับทุกชั้นมีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้ในระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิตคือร้อยละ 0.5 ตามที่กำหนดในตารางที่ 3.4-2 ใน มยผ. 1303-57 ดังนั้นหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้กับอาคารแล้วผ่านเกณฑ์การประเมิน

ตารางที่ 4.3-5 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรงโดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y

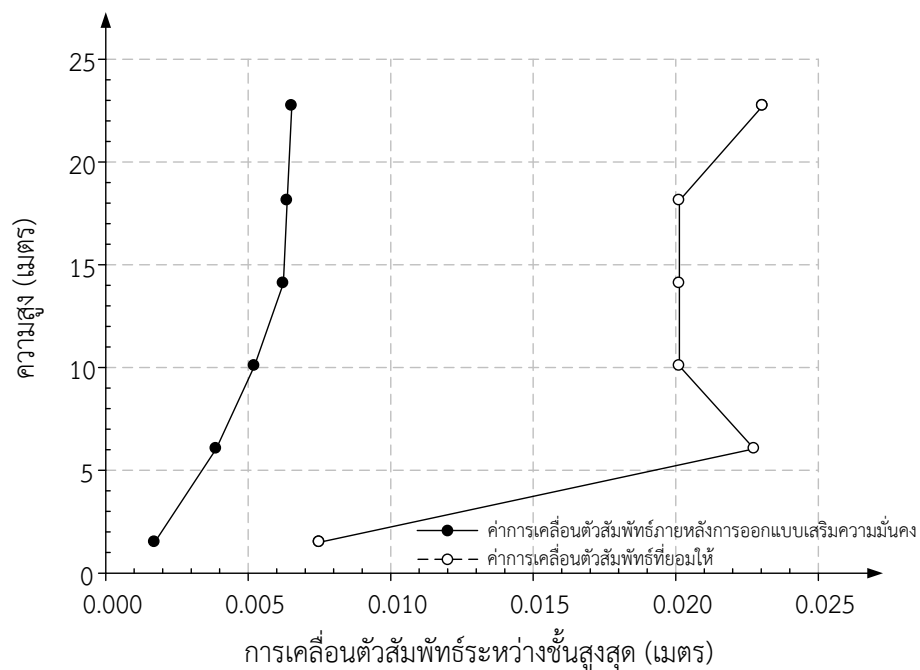
ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		เสริมความมั่นคงแข็งแรง	$\Delta_a = 0.005h_{sx}$
หลังคา	22.735	0.010	0.023
ชั้น 5	18.125	0.009	0.020
ชั้น 4	14.100	0.009	0.020
ชั้น 3	10.075	0.008	0.020
ชั้น 2	6.050	0.006	0.023
ชั้น 1	1.500	0.003	0.008
พื้นด้านนอก	0.000	-	-

ตารางที่ 4.3-6 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรงโดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

ระดับชั้น	ความสูง (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (เมตร)	
		เสริมความมั่นคงแข็งแรง	$\Delta_a = 0.005h_{sx}$
หลังคา	22.735	0.007	0.023
ชั้น 5	18.125	0.006	0.020
ชั้น 4	14.100	0.006	0.020
ชั้น 3	10.075	0.005	0.020
ชั้น 2	6.050	0.004	0.023
ชั้น 1	1.500	0.002	0.008
พื้นด้านนอก	0.000	-	-



รูปที่ 4.3-33 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y



รูปที่ 4.3-34 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทาง
หลังเสริมความมั่นคงแข็งแรง โดยเป็นผลจาก 100% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง Y
ร่วมกับ 30% ของแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X

6) ตัวอย่างการเสริมความมั่นคงแข็งแรงชิ้นส่วนโครงสร้าง

อาคารต้นแบบหลังที่ 3 มีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโดยการเพิ่มสติฟเฟิสให้โครงสร้างโดยรวม ได้เลือกใช้วิธีการเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือน จากการศึกษารูปแบบการใช้งานของอาคารและความเหมาะสมของพื้นที่ จึงได้ทำการเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือนที่บริเวณด้านข้างของอาคารทั้งสองฝั่งตลอดความสูงของอาคารโดยตำแหน่งและรายละเอียดของกำแพงรับแรงเฉือนตามรูปที่ 4.3-27 ดังนั้น ตัวอย่างการคำนวณเสริมความมั่นคงแข็งแรงชิ้นส่วนโครงสร้างจะแสดงเฉพาะ ในส่วนของฐานรากใหม่และบริเวณรอยต่อเพื่อถ่ายแรงเฉือนระหว่างโครงสร้างใหม่กับโครงสร้างเดิม ส่วนชิ้นส่วนเสา คาน และกำแพงรับแรงเฉือนได้มีตัวอย่างการตรวจสอบไปก่อนหน้านี้ โดยมีขั้นตอน วิธีการประเมินและตรวจสอบเกณฑ์การยอมรับเช่นเดียวกับก่อนการเสริมกำลัง

6.1) ตัวอย่างการประเมินฐานรากใหม่

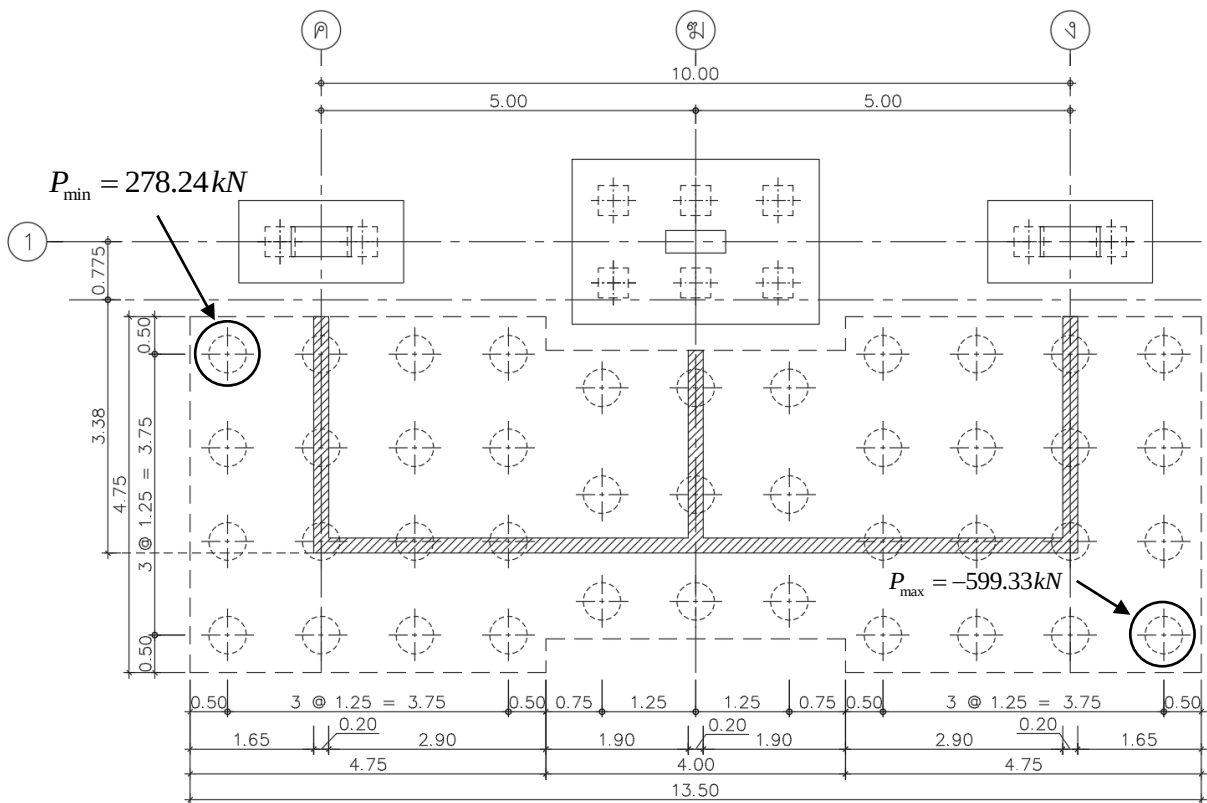
ในส่วนของฐานรากใหม่ที่ได้ทำการออกแบบและนำมาประเมินระดับสมรรถนะนั้น จำเป็นต้องตรวจสอบในส่วนของการรับโมเมนต์ดัด แรงเฉือนทางเดียว และแรงเฉือนทะลุที่เกิดขึ้นในส่วนของฐานรากใหม่ โดยวิธีการประเมินและตรวจสอบเกณฑ์การยอมรับนั้นมีวิธีการเช่นเดียวกับการตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในคาน ดังนั้นจึงไม่ได้แสดงตัวอย่างการประเมินในส่วนนี้ไว้ แต่ได้แสดงตัวอย่างการประเมินกำลังรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม และกำลังรับแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานราก ไว้ดังนี้

สำหรับการประเมินกำลังรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม สามารถวิเคราะห์หาค่าแรงกระทำลงบนฐานราก สำหรับกรณีวิกฤตที่สุดอันเกิดจากการรวมแรงในรูปแบบต่างๆ ตามสมการที่ 5.4-1 ใน มยผ. 1303-57 และทำการกระจายแรงต่าง ๆ ลงสู่เสาเข็มได้จากสมการ

$$Q_n = \frac{P_u}{N} \pm \frac{M_y x}{\Sigma(x^2)} \pm \frac{M_x y}{\Sigma(y^2)}$$

โดยผลการรวมแรงในกรณีที่ทำให้เสาเข็มรับแรงอัดและแรงถอนมาที่สุด แสดงดังรูปที่ 4.3-35 และสามารถสรุปแรงได้ดังนี้

เสาเข็มเกิดแรงแบกทานสูงสุด	=	-599.33	กิโลนิวตัน (ค่าบวกเป็นแรงดึง)
เสาเข็มเกิดแรงดึงสูงสุด	=	278.24	กิโลนิวตัน (ค่าบวกเป็นแรงดึง)



รูปที่ 4.3-35 ภาพแสดงตำแหน่งเสาเข็มต้นที่รับแรงอัดและถอนมากที่สุด

โดยในขั้นตอนการเสริมกำลังได้เลือกใช้เสาเข็มของฐานรากรองรับกำแพงรับแรงเฉือนใหม่เป็นเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.50 เมตรและความลึกเท่ากับเสาเข็มเดิมคือมีความยาว 13 เมตร ส่วนของเสาเข็มอยู่ในชั้นดินเหนียวและที่ปลายของเสาเข็มวางบนชั้นทราย โดยสมมติให้มีข้อมูลดินดังนี้

ค่าความเค้นประสิทธิผลที่ปลายเสาเข็ม (σ_{vb}) = 88.3 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

ค่าสัมประสิทธิ์กำลังแบกทาน (N_q) = 20

พื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม (A_b) = 0.196 ตารางเมตร

ค่าสัมประสิทธิ์การยึดเกาะ (α) = 0.4

ค่าความแข็งแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) = 88.3 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

พื้นที่รอบรูปของเสาเข็ม (A_s) = 20.4 ตารางเมตร

ดังนั้น สามารถคำนวณค่ากำลังรับต้านทานของเสาเข็มได้จาก

ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ปลาย (End Bearing)

$$Q_b = \sigma_{vb} \times N_q \times A_b = 88.3 \times 20 \times 0.196 = 346.14 \text{ kN}$$

ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกจากแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม (Skin Friction)

$$Q_s = \alpha \times S_u \times A_s = 0.4 \times 88.3 \times 20.4 = 720.53 \text{ kN}$$

ดังนั้น สามารถคำนวณหาค่ากำลังรับแรงอัดเสาเข็มที่สภาวะประลัย ได้ดังนี้

$$Q_b + Q_s = 1066.67 \text{ kN}$$

และค่ากำลังรับแรงดึงเสาเข็มที่สภาวะประลัย ได้จาก

$$Q_s = 720.53 \text{ kN}$$

สำหรับค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) มีค่าเท่ากับ 2.5

ดังนั้น ค่ากำลังรับแรงอัดเสาเข็มที่น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 426.67 และ 288.21 กิโลนิวตัน สำหรับค่ากำลังรับแรงอัดและแรงดึงของเสาเข็ม ตามลำดับ

ดังนั้น สามารถประเมินระดับสมรรถนะในการรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็มได้ดังนี้

ค่า m-factor สำหรับดินฐานราก = 1.5

(ข้อกำหนด 8.4.2.3.2.1 ใน ASCE41-13)

ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) = 1.00

กรณีเสาเข็มรับแรงดึง

$$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}} = \frac{278.24}{1.5 \times 1 \times (288.21)} = 0.64 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

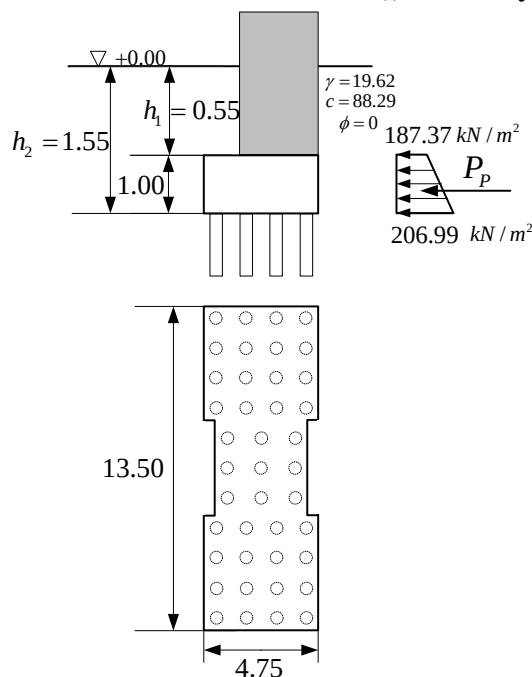
กรณีเสาเข็มรับแรงอัด

$$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}} = \frac{599.33}{1.5 \times 1 \times (426.67)} = 0.94 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการรับน้ำหนักแบกทานของเสาเข็ม พบว่า ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

สำหรับการประเมินกำลังรับแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานราก ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (ตามข้อกำหนด 6.4.3.1.1 ใน มยผ. 1303-57) เพื่อนำมาใช้ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$ (สมการที่ 5.4-3 ใน มยผ. 1303-57) สามารถแสดงรายละเอียดได้ ดังนี้

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่าแรงเฉือนที่ฐานมีค่ามากที่สุดบริเวณกำแพงรับแรงเฉือนใหม่ มีค่ามากที่สุดในทิศทางแกน x และ y เท่ากับ 2,180 kN และ 6,337 kN ตามลำดับ โดยมีตำแหน่งฐานรากที่พิจารณา ดังรูปที่ 4.3-27 และแสดงรายละเอียดขนาดของตัวอย่างฐานราก ดังรูปที่ 4.3-36



รูปที่ 4.3-36 รายละเอียดของตัวอย่างฐานราก และลักษณะแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ

สำหรับการหาแรงดันดินทางด้านข้างจะอาศัยทฤษฎีของ (Rankine's Theory) และอ้างอิงจาก [19] โดยที่สถานะแรงดันดินแบบพาสซีฟสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$P_p = K_p \gamma h + 2c\sqrt{K_p}$$

จากข้อมูลรูปที่ 4.3-25 สามารถคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟได้ดังนี้

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \text{ โดยที่ } K_p \text{ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบพาสซีฟ} \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{0}{2} \right) \\ &= 1.0 \end{aligned}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_1 = 0.55$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.0 \times 19.62 \times 0.55) + (2 \times 88.29 \times \sqrt{1.0}) = 187.37 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

คำนวณกำลังต้านทานแบบพาสซีฟที่ระดับความลึก $h_2 = 1.55$ เมตร ดังนี้

$$P_p = (1.0 \times 19.62 \times 1.55) + (2 \times 88.29 \times \sqrt{1.0}) = 206.99 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้นสามารถคำนวณกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟที่กระทำกับฐานรากทั้ง 2 แกน ได้ดังนี้

$$P_{px} = \frac{1}{2} (187.37 + 206.99) (1.0) (4.75) = 936.61 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$P_{py} = \frac{1}{2} (187.37 + 206.99) (1.0) (13.5) = 2661.93 \text{ กิโลนิวตัน}$$

คำนวณแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากได้ดังนี้

$$S = (\Sigma v) \tan \delta + Bc'$$

โดยที่ Σv คือ ผลรวมแรงในแนวตั้งที่ลงมาที่ฐาน

δ คือ $2/3$ ของค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ

c' คือ $2/3$ ของความเค้นแน่นของเม็ดดิน c

B คือ พื้นที่ของฐานราก

$$(\Sigma v) \tan \delta = 8056 \times \tan \left(\frac{2 \times 0}{3} \right) = 0 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$Bc' = 4.75 \times 13.5 \times \frac{2 \times 88.29}{3} = 3774.40 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้นผลของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานรากสามารถคำนวณได้

$$S = 0 + 3774.40 = 3774.40 \text{ กิโลนิวตัน}$$

กำลังต้านทานด้านข้างของฐานราก (ΣF_R) ซึ่งเกิดจากผลรวมของแรงเสียดทานที่ฐานของฐานราก (S)

และกำลังต้านทานรวมแบบพาสซีฟ (P_p) ตามสมการดังนี้

$$\Sigma F_R = S + P_p$$

ดังนั้น กำลังต้านทานด้านข้างของฐานราก สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\Sigma F_{Rx} = S + P_{px} = 3774.40 + 936.61 = 4711.01 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\Sigma F_{Ry} = S + P_{py} = 3774.40 + 2661.93 = 6436.33 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สำหรับค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) กรณีต้านทานการลื่นไถล มีค่าเท่ากับ 1.5
 ดังนั้น ค่ากำลังต้านทานด้านข้างของฐานรากที่น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 3140.67 และ
 4290.89 กิโลนิวตัน สำหรับทิศทางตามแกน x และ y ตามลำดับ

ดังนั้น สามารถประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานด้านข้างของฐานรากได้ดังนี้

ค่า m-factor สำหรับดินฐานราก = 1.5

(ข้อกำหนด 8.4.2.3.2.1 ใน ASCE41-13)

ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) = 1.00

กรณีในทิศทางแกน X

$$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}} = \frac{2180}{1.5 \times 1 \times 3140.67} = 0.46 \text{ มีค่าน้อยกว่า 1.0 ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

กรณีในทิศทางแกน Y

$$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}} = \frac{6337}{1.5 \times 1 \times 4290.89} = 0.98 \text{ มีค่าน้อยกว่า 1.0 ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการรับแรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟของฐานราก พบว่า ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะ
 เข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)

6.2) ตัวอย่างการประเมินรอยต่อเพื่อถ่ายแรงเฉือนระหว่างโครงสร้างใหม่กับโครงสร้างเดิม

สำหรับโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนใหม่ที่ได้เพิ่มขึ้นบริเวณด้านข้างของอาคารทั้งสองฝั่งตลอดความสูง
 ของอาคาร ซึ่งเป็นโครงสร้างหลักตัวใหม่ในการต้านทานแรงด้านข้าง โดยมีโครงสร้างเดิมได้ส่งถ่ายแรงทาง
 ด้านข้างที่เกิดขึ้นจากผลของแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงได้ทำการเพิ่มแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กภายในกำแพงรับ
 แรงเฉือนใหม่ที่ทุก ๆ ชั้นของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 4.3-37 โดยบริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นพื้นใหม่ กับ
 โครงสร้างเดิมที่เป็นคานขอบของอาคารได้ทำการเจาะฝังและยึดไว้ระหว่างคอนกรีตเดิมและคอนกรีตใหม่ดังรูป
 ที่ 4.3-38 โดยได้ทำการเสริมเหล็ก DB10 ทุกระยะ 0.125 เมตร ตลอดความยาวแผ่นพื้นที่มีความยาว 10.20
 เมตร ดังนั้นสามารถทำการประเมินรอยต่อเพื่อถ่ายแรงเฉือนระหว่างโครงสร้างใหม่กับโครงสร้างเดิม ได้ดังนี้

สำหรับการประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนของรอยต่อ ซึ่งมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง เพื่อนำมาใช้
 ตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นดังสมการ $\kappa V_{CL} \geq V_{UF}$ (สมการที่ 5.4-4 ใน
 มยผ. 1303-57) สามารถแสดงรายละเอียดได้ ดังนี้

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างสามารถหาค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อที่แผ่นพื้นระหว่าง
 โครงสร้างใหม่และโครงสร้างเดิม มีดังนี้

แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง	= 0	กิโลนิวตัน
แรงเฉือนจากแรงแผ่นดินไหว	= 1873	กิโลนิวตัน
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ)	= 1.00	
ค่า C_1	= 1.00	
ค่า C_2	= 1.00	
ค่า J	= 1.50	

เมื่อพิจารณาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนบริเวณรอยต่อ โดยใช้ทฤษฎี แรงเสียดทานเฉือน (Shear-friction) จะได้

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

โดยที่ μ คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานมีค่าเท่ากับ 0.6 เมื่อผิวสัมผัสไม่มีการทำให้หยาบ

A_{vf} คือ พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

(เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มม. = 78.54 ตร.มม.)

f_y คือ กำลังจุดครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (390 เมกะปาสกาล)

$$\text{ดังนั้น } V_n = \mu A_{vf} f_y$$

$$= 0.6 \times \left(78.54 \times \frac{10.0}{0.125} \right) \times 390$$

$$= 1470269 \text{ นิวตัน}$$

$$= 1470.27 \text{ กิโลนิวตัน}$$

สำหรับการประเมินระดับสมรรถนะในการต้านทานแรงเฉือนของรอยต่อ สามารถคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี

$$V_{UF} = V_G + \frac{V_E}{C_1 C_2 J}$$

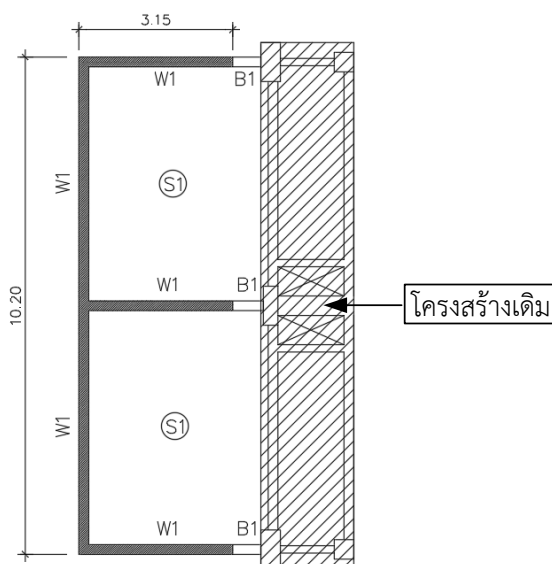
$$= \left| 0 + \frac{1873}{1 \times 1 \times 1.5} \right| = 1248.67 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้น

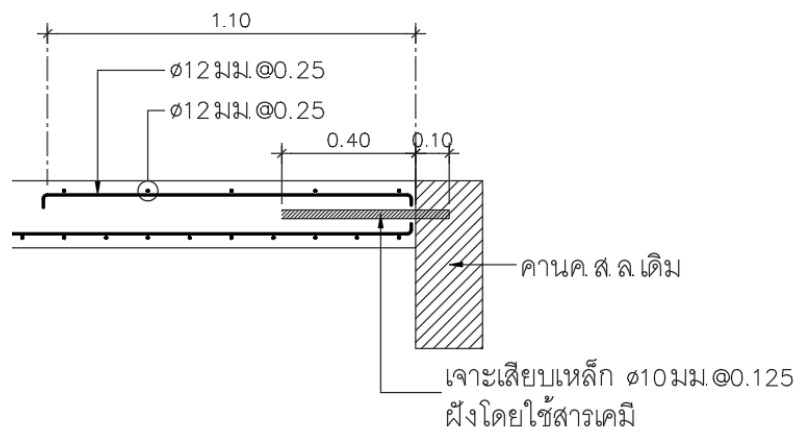
$$\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CLX}} = \frac{1248.67}{1 \times 1470.27}$$

$$= 0.85 \text{ มีค่าน้อยกว่า } 1.0 \text{ ผ่านเกณฑ์การยอมรับ}$$

จากผลการประเมินการถ่ายแรงเฉือนระหว่างโครงสร้างใหม่กับโครงสร้างเดิม พบว่า ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy)



รูปที่ 4.3-37 ภาพแสดงแปลนโครงสร้างบริเวณรอยต่อระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนใหม่กับโครงสร้างเดิม



รูปที่ 4.3-38 ภาพแสดงรายละเอียดการเจาะเสียบเหล็กเสริมเพื่อเชื่อมระหว่างโครงสร้างใหม่และโครงสร้างเดิม

- [1] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557, มยพ. 1303 มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว, พิมพ์ครั้งที่ 1, หน้า 1-213
- [2] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557, คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว, พิมพ์ครั้งที่ 1, หน้า 1-81
- [3] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552, มยพ. 1302 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว, พิมพ์ครั้งที่ 1, หน้า 1-113
- [4] American Society of Civil Engineers (ASCE), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41)” 2013.
- [5] คู่มือเทคนิคการตรวจสอบอาคารเพื่อความปลอดภัย, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, ตุลาคม 2541, บริษัท โกลบอล กราฟฟิค จำกัด
- [6] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2551, มยพ. 1502-51 มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย วิธีหาค่าความแข็งแรงของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก (Rebound Hammer), พิมพ์ครั้งที่ 1, หน้า 19-23
- [7] American Society for Testing and Materials (ASTM), “Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete (ASTM C/42 C42M-03)” 2003.
- [8] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2550, มยพ. 1210-50 มาตรฐานการทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต, พิมพ์ครั้งที่ 1, หน้า 1-7
- [9] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2551, มยพ. 1504-51 มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย วิธีทดสอบคอนกรีตโดยใช้คลื่นอัลตราโซนิก (Ultrasonic Pulse Velocity), พิมพ์ครั้งที่ 1, หน้า 35-43
- [10] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2551, มยพ. 1505-51 มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย วิธีตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กเสริมในคอนกรีต (Cover Meter), พิมพ์ครั้งที่ 1, หน้า 45-51
- [11] Xiao, Y. and Wu, H., 2003, “Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Partially Stiffened Steel Jackets,” Journal of Structural Engineering (ASCE).
- [12] <http://crosscut.com/2014/09/bridges-earthquakes-seismic-retrofit-washington/>
- [13] FEMA 172, 1992, NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.
- [14] Ballinger, C., Maeda, T., and Hoshijima, T., 1993, “Strengthening of Reinforced Concrete Chimneys, Columns and Beams with Carbon Fiber Reinforced Plastics”, Proceedings of the International Symposium on Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcements for Concrete Structures, ACI SP-138.

- [15] Matthys, S., Toutanji, H., Audenaert, K., and Taerwe, L., “Axial Load Behavior of Large-Scale Columns Confined with Fiber-Reinforced Polymer Composites,” ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 2, Mar-Apr 2005.
- [16] <http://www.compositesinfrastructure.org/>
- [17] IST Group, “Methods for Seismic Retrofitting of Structures”. Retrieved from: <https://pdfs.semanticscholar.org> , 2004.
- [18] American Concrete Institute (ACI), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary”, 2008.
- [19] Das, Braja M., “Principles of Foundation Engineering,” Seventh Edition, 2007.



สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ถนนพระรามที่ 6 แขวงสามเสนใน

เขตปทุมธานี กรุงเทพฯ 10400

โทร. 0-2299-4813 โทรสาร 0-2299-4797