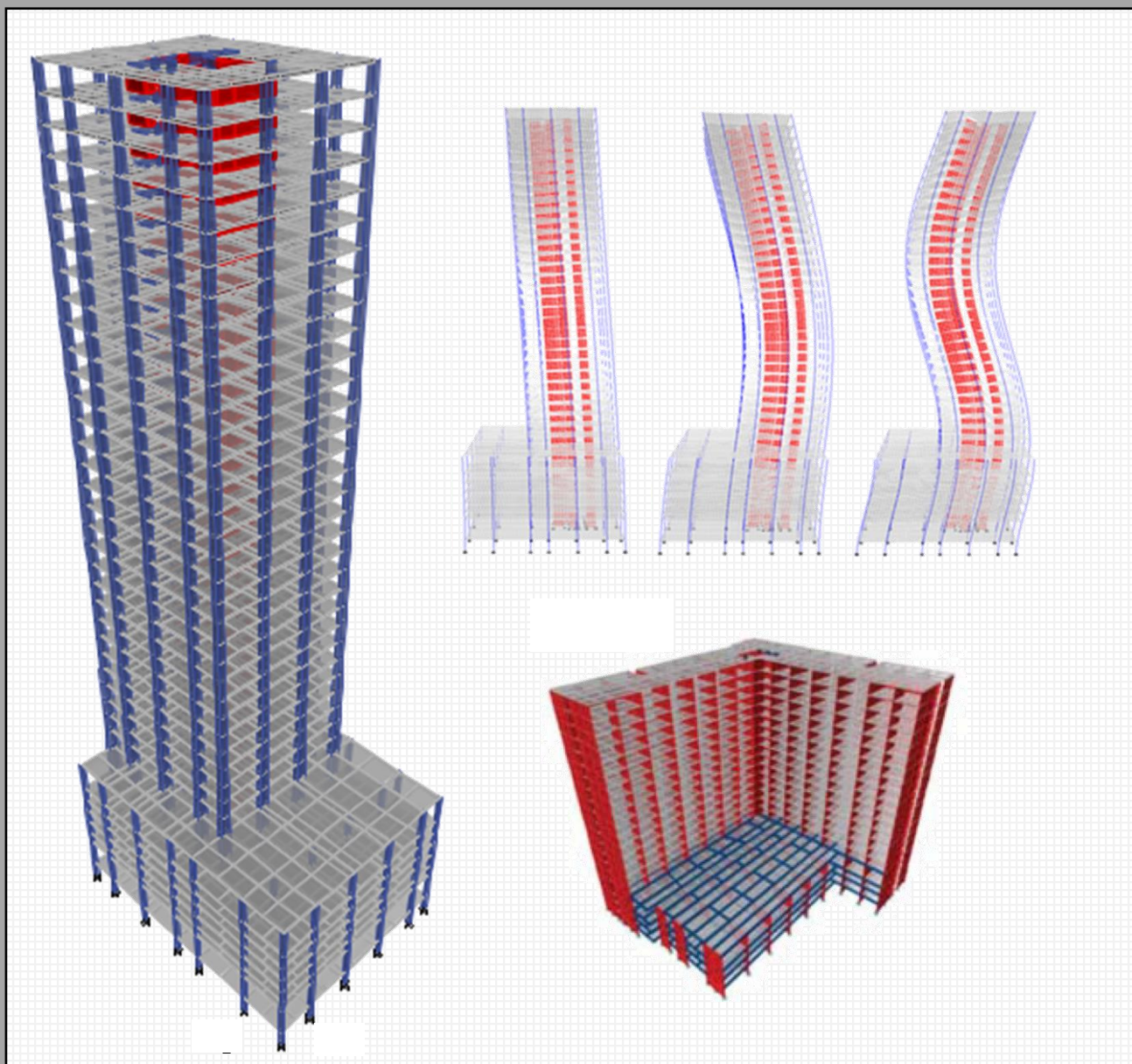


คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการออกแบบ อาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง
กระทรวงมหาดไทย

พ.ศ. 2561



คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐาน

การออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

กรมโยธาธิการและผังเมือง

กระทรวงมหาดไทย

กรมโยธาธิการและผังเมือง

คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว /

กรมโยธาธิการและผังเมือง

1. คู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ISBN 978-974-458-613-1

สงวนลิขสิทธิ์ตามพระราชบัญญัติลิขสิทธิ์ พ.ศ.2537

โดย สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ถนนพระราม 6 แขวงพญาไท

เขตพญาไท กรุงเทพฯ 10400

โทร 0-2299-4321 โทรสาร 0-2299-4366

พิมพ์ที่ : บริษัท เอส.พี.เอ็ม. การพิมพ์ จำกัด

กรุงเทพมหานคร

โทร. 02-042-4996

พิมพ์ครั้งที่ 1 พ.ศ. 2561 จำนวน 500 เล่ม

คณะกรรมการปรับปรุงมาตรฐาน/แก้ไขมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการ
สั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ผู้จัดการโครงการ

รองศาสตราจารย์ ดร. นคร ภู่วโรดม

บุคลากรหลัก

1. ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์
2. ศาสตราจารย์ ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย
3. ศาสตราจารย์ ดร. อมร พิमानมาศ
4. รองศาสตราจารย์ ดร. ไพบุลย์ ปัญญาคะโป
5. รองศาสตราจารย์ ดร. วิโรจน์ บุญญภิญโญ
6. รองศาสตราจารย์ ดร. สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์
7. รองศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์
8. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี
9. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ธีรพันธ์ อรรถธรรมรัตน์
10. ดร. อัศวิน วาณิชย์ก่อกุล

บุคลากรสนับสนุน

1. นายอมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี
2. นายณัฐพล มากเทพพงษ์
3. นายภคพงศ์ ภัทราคม
4. นายวงศา วรารักษ์สัจจะ
5. นายคิมเล็ง คีห์
6. นายธีรสิทธิ์ วุฒิศิริศาสตร์

คณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษา
เรื่อง มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ประธานกรรมการ

นายสินธุ์ บุญสิทธิ์

ผู้อำนวยการสำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

คณะกรรมการ

ดร. เสถียร เจริญเหรียญ

ผู้อำนวยการสำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

นายอนวัช บูรพาชน

วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ

นายพรชัย สังข์ศรี

วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ

นางสาวสุรีย์ ประเสริฐสุด

วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ

กรรมการและเลขานุการ

ดร. ทยากร จันทรางศุ

วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ

กรรมการและผู้ช่วยเลขานุการ

นางสาวยุพิน พรหมหล่อ

วิศวกรโยธาปฏิบัติการ

ผู้ทรงคุณวุฒิในการจัดทำมาตรฐาน/แก้ไขมาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทาน
การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

1. ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาตรี
2. ศาสตราจารย์ ดร. สมชาย ชูชีพสกุล
3. รองศาสตราจารย์ ดร. การุญ จันทรางศุ
4. นายอนุชิต เจริญศุภกุล

คำนำ

มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302-52) ได้ประกาศใช้เมื่อปี พ.ศ.2552 และภายหลังการประกาศใช้มาจนถึงปัจจุบัน ปรากฏว่า มีเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยของประชาชนในพื้นที่ต่าง ๆ หลายครั้ง ทำให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สิน ประกอบกับมีข้อมูลแผ่นดินไหวและผลการศึกษาทางธรณีวิทยาเพิ่มเติม จึงได้มีการปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302-52) ให้สอดคล้องกับสภาวะการณ์และข้อมูลเกี่ยวกับแผ่นดินไหวในปัจจุบัน และยังสามารถนำมาตราฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301-54) มาปรับปรุงและรวบรวมไว้ในมาตรฐานฉบับใหม่ด้วย (มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61)) ซึ่งจะทำให้ผู้คำนวณและออกแบบโครงสร้างมีความสะดวกต่อการใช้งานมากยิ่งขึ้น และสามารถนำมาตรฐานไปใช้ปฏิบัติให้การก่อสร้างอาคารมีความปลอดภัยและเป็นไปตามหลักมาตรฐานสากล กรมโยธาธิการและผังเมืองจึงได้จัดทำคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวขึ้น เพื่อให้ผู้ออกแบบใช้เป็นแนวทางในการปฏิบัติให้มีความสอดคล้องกับมาตรฐานฯ ที่จัดทำขึ้นได้อย่างถูกต้องและเหมาะสม

กรมโยธาธิการและผังเมืองหวังเป็นอย่างยิ่งว่าการนำคู่มือการปฏิบัติประกอบมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวไปใช้ปฏิบัติจะทำให้การก่อสร้างอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทยมีความมั่นคงแข็งแรง ซึ่งจะก่อให้เกิดความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนเพิ่มมากยิ่งขึ้น



(นายมณฑล สูดประเสริฐ)

อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง

สารบัญ

บทที่ 1 การปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว	1
บทที่ 2 ตัวอย่างการคำนวณตามมาตรฐาน	11
2.1 ตัวอย่างการคำนวณแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า.....	11
2.2 ตัวอย่างการออกแบบฐานรากต้านทานแผ่นดินไหว	19
2.3 ตัวอย่างเชิงทฤษฎีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS, RSA).....	25
2.4 ตัวอย่างการคำนวณด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (MODIFIED RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS) ..	38

บทที่ 1

การปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302-52) โดยกรมโยธาธิการและผังเมืองได้เริ่มประกาศใช้เมื่อปี พ.ศ. 2552 ซึ่งต่อมาภายหลังจากได้มีการประกาศมาตรฐานดังกล่าวแล้ว ปรากฏว่ามีเหตุแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยของประชาชนในพื้นที่ต่าง ๆ หลายครั้ง เช่น เหตุแผ่นดินไหวในสหภาพเมียนมาร์ ขนาด 6.8 เมื่อวันที่ 24 มีนาคม 2554 แผ่นดินไหวที่มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ อำเภอดงหลวง จังหวัดสุพรรณบุรี ขนาด 4.3 เมื่อวันที่ 16 เมษายน 2555 และ แผ่นดินไหวที่มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ อำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงราย ขนาด 6.1 เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 ที่ทำให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นอย่างมาก ประกอบกับมีข้อมูลแผ่นดินไหวและผลการศึกษาเพิ่มเติม ได้แก่ ผลการตรวจวัดจากสถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวทั้งในประเทศและประเทศเพื่อนบ้าน และผลการศึกษาเกี่ยวกับรอยเลื่อนเพิ่มเติมของกรมทรัพยากรธรณี ซึ่งการจัดทำมาตรฐาน มยผ. 1302-52 ไม่ได้ครอบคลุมข้อมูลดังกล่าวข้างต้น รวมทั้งหลังจากการที่ได้มีการประกาศใช้ มยผ. 1302-52 ได้มีการศึกษาวิจัยต่าง ๆ ด้านวิศวกรรมโครงสร้างและแผ่นดินไหว ทั้งในและต่างประเทศ จึงมีความจำเป็นที่ต้องมีการปรับปรุงแก้ไข มยผ. 1302-52 ให้สอดคล้องกับสภาวะการณ์และข้อมูลเกี่ยวกับแผ่นดินไหวในปัจจุบันต่อไป ดังนั้นกรมโยธาธิการและผังเมืองจึงได้มอบหมายให้สำนักงานศูนย์วิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ร่วมกับผู้เชี่ยวชาญด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวของประเทศไทย ดำเนินการศึกษาโครงการปรับปรุงมาตรฐาน/แก้ไขมาตรฐานความปลอดภัยอาคารต้านทานแผ่นดินไหว โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อปรับปรุงและแก้ไขมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับสภาพความรุนแรงของแผ่นดินไหวและสภาพการก่อสร้างอาคารของประเทศไทยในปัจจุบัน

ผลการศึกษาในโครงการดังกล่าวได้ใช้เป็นข้อมูลในการปรับปรุงมาตรฐานฯ ฉบับใหม่ขึ้น โดยมีประเด็นหลักที่ทำการปรับปรุงมาตรฐานประกอบด้วย ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมทั่วประเทศ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร และปริมณฑลที่พิจารณาแองดินลิก ข้อกำหนดในการใช้โครงสร้างแบบความเหนียวจำกัด ข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องกับการใช้ผนังอิฐก่อ การออกแบบฐานราก การให้รายละเอียดเหล็กเสริม วิธีการออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง และการปรับปรุงด้านอื่น ๆ

1.1 การปรับปรุงระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมทั่วประเทศ

ส่วนแรกของการดำเนินการศึกษาคือการปรับปรุงแผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวขึ้นใหม่เพื่อใช้ข้อมูลที่รวบรวมขึ้นมาจากหลังจากการจัดทำแผนที่นี้ใน มยผ. 1302-52 โดยเป็นข้อมูลแผ่นดินไหวตั้งแต่ พ.ศ. 2455 ถึง พ.ศ. 2550 ซึ่งได้รวบรวมเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดกลางและขนาดเล็กหลายเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นเพิ่มเติมจากข้อมูลเดิม เช่น แผ่นดินไหวขนาด 6.8 ใกล้อำเภอแม่สาย จังหวัดเชียงรายเมื่อวันที่ 24 มีนาคม 2554 และ แผ่นดินไหวขนาด 6.1 อำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงรายเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 โดยเป็นการรวบรวมมาจากหลายแหล่งข้อมูล สำหรับข้อมูลในประเทศได้จากสำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว กรมอุตุนิยมวิทยา กรมทรัพยากรธรณี กรมชลประทาน สำหรับข้อมูลในภูมิภาคได้จากหน่วยงานสากล ได้แก่ USGS และ ISC-GEM จากนั้นได้ทำการรวบรวมข้อมูลรอยเลื่อนมีพลัง (Active fault) ที่อยู่ทั้งในประเทศไทยและประเทศข้างเคียงเพื่อให้การประเมินความเสี่ยงแผ่นดินไหวในประเทศไทยถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดยได้ทำการรวบรวมมาจากหลายแหล่งข้อมูลเช่น กรมทรัพยากรธรณี และ Earth Observatory of Singapore เป็นต้น ผลการวิเคราะห์ที่ได้แสดงเป็นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Spectral acceleration, SA) ที่คาบการสั่นที่ 0.2 และ 1.0 วินาที สำหรับความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับที่พิจารณา (Probability of Exceedance) เท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี เพื่อกำหนดระดับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ (Maximum Considered Earthquake, MCE) ซึ่งแผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวได้แสดงค่าไว้เป็นรายอำเภอทั่วประเทศ ยกเว้นพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่ค่า SA ได้ถูกพิจารณารวมผลของชั้นดินอ่อนที่ขยายคลื่นแผ่นดินไหวไว้ด้วยซึ่งอธิบายไว้ในหัวข้อต่อไป โดยผลการศึกษายังคงแสดงว่าบริเวณภาคเหนือของประเทศไทยมีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสูงสุด และสำหรับภาคใต้ ค่า SA ที่ 0.2 วินาที มีค่าสูงขึ้นจากเดิมเพียงบางอำเภอที่ใกล้เคียงกับบริเวณที่เคยเกิดแผ่นดินไหวที่ตรวจพบหลายครั้งจากกลุ่มรอยเลื่อนระนองและคลองมะรุ่ย โดยค่า SA ที่ 0.2 วินาทีในบริเวณภาคใต้ที่เพิ่มขึ้นมานั้นทำให้มีค่าใกล้เคียงกับบริเวณอำเภอในจังหวัดภาคอีสานตอนบน (จังหวัดเลยหนองคาย และ บึงกาฬ) แต่บริเวณอื่นในประเทศไทย พบว่าค่า SA ที่ 0.2 วินาที ไม่ได้เพิ่มมากอย่างมีนัยสำคัญในภาคกลางและภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ส่วนค่า SA ที่ 1.0 วินาทีในทุกอำเภอทั่วประเทศไม่มีความแตกต่างที่มีนัยสำคัญจาก มยผ. 1302-52 แต่อย่างใด

1.2 การปรับปรุงค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่พิจารณาแองดินลึก

การขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวเนื่องจากชั้นดินอ่อนเป็นปัญหาที่เกิดขึ้นในเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีตหลายครั้งทั่วโลก ซึ่งกรุงเทพมหานครและปริมณฑลเป็นพื้นที่ราบลุ่มที่วางอยู่บนชั้นดินอ่อนหนาของดินตะกอนในแอ่งดินลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาซึ่งได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกลอยู่เสมอ มยผ. 1302-52 ได้กำหนดค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่ได้รวมผลเนื่องจาก

สภาพดินอ่อนในพื้นที่ไว้ด้วยข้อมูลและผลการศึกษาในขณะที่ได้ทำการร่างมาตรฐาน อย่างไรก็ตามในปัจจุบันมีข้อมูลและความเข้าใจสภาพปัญหามากขึ้นในด้านคุณสมบัติของชั้นดินในพื้นที่ดังกล่าว จึงจำเป็นที่จะต้องมีการทบทวนและปรับปรุงมาตรฐานให้มีความเหมาะสมขึ้น ในการปรับปรุงมาตรฐานในส่วนนี้ได้ใช้ข้อมูลและผลการศึกษาเกี่ยวกับผลของชั้นดินอ่อนในแง่ดินลึกต่อการขยายคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการปรับปรุงค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ พื้นที่ศึกษาครอบคลุมจังหวัด กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ สมุทรสาคร สมุทรสงคราม และพื้นที่บางส่วนของจังหวัด พระนครศรีอยุธยา นครปฐม ฉะเชิงเทรา นครนายก ปราจีนบุรี เพชรบุรี ราชบุรี และชลบุรี โดยใช้ผลการศึกษาการหาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของชั้นดิน คือ ความเร็วคลื่นเฉือนของชั้นดินตามความลึกถึงระดับชั้นหินของพื้นที่แห่งกรุงเทพฯ ที่ได้จากเทคนิคการตรวจวัดคลื่นผิวดินแบบโครงข่าย (Array Microtremor) จำนวน 170 จุดสำรวจ จากนั้นค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของชั้นดินได้ถูกใช้ในการสร้างแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดิน เพื่อประเมินกำลังการขยายคลื่นจากแผ่นดินไหวและจัดทำแผนที่แสดงความแตกต่างด้านพฤติกรรมขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่พื้นที่ต่าง ๆ โดยเริ่มจากการพิจารณาเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวโดยหลักการ Conditional Mean Spectrum (CMS) ซึ่งพิจารณาเลือกคลื่นที่มีกลไกการกำเนิดและเส้นทางการเคลื่อนที่ที่สอดคล้องกับแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้น และกำหนดระดับความรุนแรงกำหนดไว้ที่เป็นแผ่นดินไหวที่มีโอกาส 2 % ที่จะมีค่าสูงกว่าค่านี้ในคาบเวลา 50 ปี โดยกำหนดจุดตัวแทนของพื้นที่ศึกษาต่าง ๆ เพื่อเลือกคลื่นสำหรับคาบการสั่น 0.2, 0.5, 1.0, 2.0 และ 3.0 วินาที จากค่าการตอบสนองบนพื้นดินที่ได้จากการวิเคราะห์นำค่าเฉลี่ยของทุกคลื่นแผ่นดินไหวไปพิจารณาเป็น ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเพื่อการออกแบบสำหรับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา และนำค่าเฉลี่ยสำหรับทุกพื้นที่ในแต่ละจังหวัดไปเปรียบเทียบกับค่าที่กำหนดในมยผ. 1302-52 ซึ่งผลพบว่ามีความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญในหลายพื้นที่ ตัวอย่างเช่น สำหรับกรุงเทพมหานครค่า SA จากการวิเคราะห์นี้ให้ค่าเพิ่มขึ้นกว่าค่าเดิมประมาณร้อยละ 20 สำหรับที่คาบ 1.0 วินาที แต่มีค่าลดลงประมาณร้อยละ 28 สำหรับที่คาบ 6.0 วินาที จากนั้นได้ทำการแบ่งเขตพื้นที่ย่อยขึ้นใหม่เป็น 10 พื้นที่ย่อย ตามความคล้ายคลึงของรูปร่างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมและตำแหน่งที่ใกล้กัน เพื่อจำแนกลักษณะของการสั่นสะเทือนของพื้นจากแผ่นดินไหว และเสนอค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเพื่อการออกแบบของแต่ละพื้นที่สำหรับมาตรฐานฉบับปรับปรุง

1.3 การปรับปรุงข้อกำหนดในการใช้โครงสร้างแบบความเหนียวจำกัด

มาตรฐานการออกแบบในปัจจุบัน มีการจัดแบ่งระดับชั้นความเหนียวของโครงสร้างเป็นสามระดับ คือ แบบธรรมดา แบบความเหนียวจำกัด (ความเหนียวปานกลาง) และแบบความเหนียวพิเศษ โดยมีการกำหนดการให้รายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต่างกัน โดยทั่วไปแล้วประเด็นความแตกต่างหลักในการออกแบบโครงสร้างเหล่านี้ขึ้นอยู่กับระดับของแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ คือแรงที่ใช้ออกแบบมีค่าลดลงสำหรับระบบโครงสร้างที่มีความเหนียวสูง นอกจากนั้นยังขึ้นกับการเสริมเหล็กและข้อบังคับในการ

ออกแบบขององค์อาคารที่สำคัญได้แก่ เสา ข้อต่อของคาน-เสา เป็นต้น และข้อจำกัดในการใช้งานของ โครงสร้างแต่ละประเภทได้ถูกกำหนดไว้แตกต่างกันในมาตรฐานต่าง ๆ โดยในบางมาตรฐานไม่อนุญาตให้ใช้ โครงสร้างแบบความเหนียวจำกัดในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสูงแต่ในบางมาตรฐานยอมให้ใช้ได้ สำหรับประเทศไทย มยพ. 1302-52 ยอมให้ใช้การเสริมเหล็กแบบความเหนียวจำกัด สำหรับประเภทการ ออกแบบ (Seismic Design Category) สูงสุดคือ ค เท่านั้น ในหลาย ๆ บริเวณของประเทศไทยที่อยู่ใกล้ รอยเลื่อน รวมทั้งการออกแบบอาคารที่มีความสำคัญในบริเวณกรุงเทพมหานคร จะเข้าข่ายประเภทการ ออกแบบ ง ทำให้ไม่สามารถใช้การเสริมเหล็กแบบความเหนียวจำกัด จึงได้มีการทบทวนความเหมาะสม ของข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องการเสริมเหล็กดังกล่าว โดยการศึกษามาตรฐานการออกแบบของประเทศต่าง ๆ ที่ ใกล้เคียงกับข้อกำหนดของประเทศไทย ซึ่งนำไปสู่การปรับปรุงข้อจำกัดในการใช้งานอาคารประเภทความ เหนียวจำกัดเพิ่มเติม

ผลจากการทบทวนมาตรฐานการออกแบบเกี่ยวกับข้อจำกัดด้านการใช้โครงสร้างที่มีความเหนียว จำกัด พบว่าในบางประเทศมีการเปิดกว้างให้ใช้งานโครงสร้างแบบความเหนียวจำกัดได้ ถึงแม้อาคารตั้งอยู่ ในบริเวณที่เทียบเท่ากับประเภทการออกแบบ ง แต่ต้องมีการปรับเปลี่ยนข้อกำหนดเพื่อให้สอดคล้องกับ หลักการทางวิศวกรรม ดังนั้นในมาตรฐานฉบับปรับปรุงนี้ จึงได้ปรับปรุงแนวทางการใช้โครงสร้างประเภท ความเหนียวจำกัด ดังนี้

ก) อนุญาตให้ใช้โครงสร้างที่มีรายละเอียดแบบความเหนียวจำกัดในบริเวณประเภทการออกแบบ ง แต่มีการจำกัดความสูงอาคารที่ 40 เมตร สำหรับโครงต้านแรงดัด และ 60 เมตรสำหรับกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) ทั้งนี้ในการออกแบบโครงสร้างจะต้องเพิ่มแรงที่ใช้ในการออกแบบขึ้นอีกร้อยละ 40 ซึ่ง เทียบเท่ากับการใช้ค่า R ลดลงประมาณร้อยละ 70

ข) ในกรณีที่ต้องการใช้รายละเอียดแบบความเหนียวจำกัดในอาคารที่มีความสูงมากกว่าที่กำหนด จะต้องมีการตรวจสอบเชิงลึกเพิ่มเติม เช่น ภาวะขีดสุด (Limit State) รูปแบบต่าง ๆ ค่าความเครียดของ คอนกรีตและเหล็กเสริม แรงเฉือน ฯลฯ ขององค์อาคาร ว่ามีค่าอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับการให้ รายละเอียดขององค์อาคารที่ใช้ ภายใต้แผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ และภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่ พิจารณา ทั้งนี้การตรวจสอบดังกล่าวต้องใช้วิธีการและค่าต่าง ๆ เป็นไปตามวิธีและค่าที่เป็นที่ยอมรับในทาง วิศวกรรม หรือมีผลทดสอบที่ยืนยันถึงสมรรถนะขององค์อาคาร

1.4 การปรับปรุงข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องกับการใช้ผนังอิฐก่อ

ลักษณะการก่อสร้างที่นิยมใช้ในประเทศไทยจะมีการใช้ผนังอิฐก่อในโครงอาคารโดยเฉพาะอาคาร ขนาดเล็กถึงปานกลาง จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศไทยและในที่ต่าง ๆ รวมทั้งผลการวิจัยจำนวนมาก พบว่าปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังอิฐก่อเป็นเรื่องสำคัญ ซึ่งอาจส่งผลให้โครงอาคาร ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้น แต่ในขณะเดียวกันก็สามารถทำให้อาคารเกิดความเสียหายในรูปแบบที่ไม่ พียงประสงค์ได้เช่นเดียวกันถึงแม้ว่าในกรณีทั่วไปไม่ได้พิจารณาให้ผนังอิฐก่อเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้าง

ผลการวิจัยสำหรับระบบโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อตามลักษณะที่ปฏิบัติในประเทศแสดงว่า ผนังอิฐก่อสามารถเพิ่มกำลังและสติฟเนสของโครงข้อแข็งได้มากกว่า 3 เท่า นอกจากนี้ยังพบว่าปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังอิฐก่อสามารถก่อให้เกิดรูปแบบการวิบัติที่อันตรายได้แก่ การวิบัติของเสาเนื่องจากแรงเฉือนและ มยพ. 1302-52 ไม่ได้ให้ข้อเสนอแนะในการพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ ส่วนมาตรฐานของประเทศต่าง ๆ มีการพิจารณาผลของผนังอิฐก่อและมีข้อพิจารณา 2 รูปแบบคือ ให้พิจารณากำลังและสติฟเนสของผนังอิฐก่อ และให้ทำการแยกผนังอิฐก่อออกจากโครงสร้างหลัก การพิจารณาผลกระทบของผนังอิฐก่อในระหว่างการออกแบบอาคารจึงมีความสำคัญ อย่างไรก็ตาม การพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังอิฐก่อกับโครงสร้างยังเป็นเรื่องที่ค่อนข้างยุ่งยากและข้อมูลเกี่ยวกับคุณสมบัติของอิฐก่อประเภทต่าง ๆ ที่มีใช้ในประเทศไทย ยังมีอยู่น้อย จึงได้มีการทบทวนข้อกำหนดและงานวิจัยต่าง ๆ เกี่ยวกับการพิจารณาผลกระทบของผนังอิฐก่อ ตลอดจนคุณสมบัติของอิฐก่อที่มีในมาตรฐานการออกแบบและฐานข้อมูลงานวิจัย ซึ่งนำไปสู่การปรับปรุงข้อกำหนดที่เหมาะสมในการที่จะพิจารณาผลกระทบของผนังอิฐก่อ ดังต่อไปนี้

ก) มีข้อกำหนดขั้นต่ำสำหรับรูปแบบการเสริมเหล็กในเสาอาคาร โดยกำหนดให้ต้องมีการเสริมเหล็กให้เสามีความเหนียวในกรณีที่มีการใช้ผนังอิฐก่ออยู่ติดกับด้านใดด้านหนึ่งของเสา

ข) มีข้อเสนอแนะสำหรับการคำนวณเพื่อตรวจสอบเสาอาคาร ในการป้องกันรูปแบบการวิบัติที่อาจเป็นอันตราย (Collapse Prevention) ได้แก่ การวิบัติจากแรงเฉือนของเสาเนื่องจากแรงดันที่มาจากผนัง (Shear Failure in Column Induced by Infilled Wall) การวิบัติแบบชั้นอ่อน (Soft Story Collapse) และ การวิบัติแบบเสาสั้น (Short Columns)

ค) มีข้อเสนอแนะสำหรับการสร้างแบบจำลองที่สามารถพิจารณาผลจากผนังอิฐก่อ ในกรณีทีวิศวกรต้องการวิเคราะห์เชิงลึกเพื่อประเมินปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังและโครงอาคาร

1.5 การปรับปรุงข้อกำหนดการออกแบบฐานราก

แรงกระทำทางด้านข้างในการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวถูกพิจารณาจากสภาพที่โครงสร้างส่วนที่อยู่เหนือระดับพื้นดินมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก ซึ่งโครงสร้างส่วนบนนี้เกิดการเปลี่ยนรูปเกินจากพิกัดยืดหยุ่นและเกิดการครากของวัสดุหรือจุดหมุนพลาสติกที่บางตำแหน่งในโครงสร้าง เกิดการดูดซับพลังงานของการเปลี่ยนรูปด้วยพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกได้ และเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างดังกล่าวถ่ายลงฐานรากจะต้องมีการออกแบบให้ฐานรากมีความสามารถในการต้านทานแรงนั้นได้อย่างปลอดภัยด้วย ขั้นตอนที่สำคัญในการออกแบบฐานรากคือการคำนวณผลรวมของแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวและน้ำหนักบรรทุกทุกอื่น ๆ อย่างถูกต้อง อย่างไรก็ตาม เนื่องจาก มยพ. 1302-52 ไม่ได้กำหนดวิธีการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกและแรงกระทำแผ่นดินไหวเพื่อการออกแบบฐานราก ดังนั้นในการปรับปรุงมาตรฐานนี้ จึงได้ดำเนินการวิเคราะห์หาแนวทางการคำนวณแรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบฐานรากอาคารต้านทานแผ่นดินไหวโดยได้จัดทำแบบจำลองโครงสร้างอาคารตัวอย่างเป็นอาคารโรงเรียนตามแบบมาตรฐานของกระทรวงศึกษาธิการ ซึ่งเป็นโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น สำหรับพื้นที่เสี่ยง

ภัยแผ่นดินไหวในภาคเหนือของประเทศ และได้ออกแบบตาม มยผ. 1302-52 ให้เป็นระบบโครงสร้างข้อแข็งที่มีความเหนียวพิเศษ จำลองพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้าง คาน เสา ให้สามารถเกิดการครากได้ที่ปลายของชิ้นส่วน และจำลองให้ฐานรากมีคานยึดรั้งที่สามารถดูดซับและสลายพลังงานได้เช่นเดียวกับระบบโครงสร้างส่วนบน มีการพิจารณาผลปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างด้วยแบบจำลองสปริงในแนวราบและแนวตั้ง ใช้วิธีการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Analysis) หรือวิธีการวิเคราะห์การผลักอาคาร (Pushover Analysis) และเปรียบเทียบผลด้วยวิธีวิเคราะห์ประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Time History Analysis) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 ชุด จากผลการวิเคราะห์พบว่า แรงเฉือนที่ฐานอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมีค่าสูงกว่าแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ โดยอัตราส่วนของแรงเฉือนสูงสุดต่อค่าแรงเฉือนออกแบบหรือค่ากำลังส่วนเกิน (Over-Strength Factor, Ω_o) มีค่าเท่ากับ 3.72 ซึ่งมีค่ามากกว่าค่ากำลังส่วนเกิน ($\Omega_o=3.0$) ตาม มยผ. 1302-52 และมาตรฐาน ASCE-7 ประมาณร้อยละ 24 ค่าแรงเฉือนที่สูงขึ้นนี้เป็นค่ากำลังส่วนเกินที่ฐานรากจะต้องสามารถต้านทานได้ ดังนั้น ในการคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อฐานราก จึงมีการปรับค่าแรงเฉือนที่ฐานโดยคูณด้วยค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง เพื่อให้ฐานรากสามารถต้านทานแรงเฉือนภายใต้พฤติกรรมแรงแผ่นดินไหวได้

ในการปรับปรุง มยผ. 1302-52 ใหม่ จึงได้เพิ่มเติมข้อกำหนดวิธีการคำนวณฐานรากในหัวข้อการออกแบบฐานราก ดังนี้

ก) กำหนดวิธีการคำนวณน้ำหนักบรรทุกลงสู่ฐานราก เนื่องจากผลรวมน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหว โดยกำหนดให้พิจารณาแรงแผ่นดินไหวทั้งสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน สำหรับแรงเฉือนกระทำต่อฐานรากเนื่องจากผลของแรงแผ่นดินไหว กำหนดให้คำนวณจากผลของแรงเฉือนที่ได้จากกรณีการรวมน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ซึ่งคูณด้วยค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง

ข) การตรวจสอบความปลอดภัยของฐานราก ประกอบด้วย กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากแผ่และฐานรากเสาเข็ม การเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของฐานราก กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตอม่อและเสาเข็ม

นอกจากนั้น ได้เพิ่มเติมตัวอย่างการออกแบบฐานรากต้านทานแผ่นดินไหวในคู่มือปฏิบัติ โดยแสดงรายละเอียดการออกแบบฐานรากเสาเข็มและการออกแบบคานยึดฐานรากสำหรับอาคารสูง 4 ชั้น เพื่อประกอบการทำความเข้าใจในวิธีการคำนวณออกแบบฐานราก

1.6 การปรับปรุงการให้รายละเอียดเหล็กเสริม

สืบเนื่องจาก มยผ. 1302-52 ได้แนะนำระบบโครงสร้างประเภทต่าง ๆ เพิ่มเติมจากเดิมที่เคยกำหนดในกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ซึ่งระบบโครงสร้างต่าง ๆ ที่กำหนดขึ้นใหม่เหล่านี้มีค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (Ω_o) และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (C_d) ที่แตกต่างกัน ซึ่งขึ้นอยู่กับความเหนียวและการจัดทำรายละเอียดการเสริมเหล็กในองค์

อาคารต่าง ๆ อย่างไรก็ตามที่ตามมาตราฐานที่กำหนดการเสริมเหล็กด้านแผ่นดินไหวที่ใช้อยู่ในประเทศไทย ได้แก่ มยผ.1301-54 ได้กำหนดรายละเอียดการเสริมเหล็กเฉพาะโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัด เท่านั้น ในขณะที่ มยผ.1302-52 ได้อนุญาตให้ใช้ระบบโครงสร้างอื่น ๆ เช่น โครงสร้างข้อแข็งที่มีความเหนียวพิเศษ กำแพงด้านแรงเฉือนแบบพิเศษ แต่ยังคงยึดข้อกำหนดรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับโครงสร้างที่กำหนดขึ้นใหม่นี้ ทำให้การนำ มยผ. 1302-52 ไปใช้งานยังขาดความสมบูรณ์ เนื่องจากยังไม่มีมาตราฐานอื่นในประเทศรองรับระบบโครงสร้างที่เพิ่มเข้าไป นอกจากนี้สำหรับการก่อสร้างอาคารที่มีความสำคัญสูงมาก เช่น โรงพยาบาล ในเขตพื้นที่ดินอ่อน เช่น ในกรุงเทพมหานคร มยผ. 1302-52 ไม่อนุญาตให้ใช้กำแพงเฉือนแบบธรรมดาได้ แต่กำหนดว่าจะต้องเป็นกำแพงเฉือนที่มีความเหนียวพิเศษเท่านั้น

ดังนั้น วัตถุประสงค์ของการเพิ่มรายละเอียดการเสริมเหล็กโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ และกำแพงเฉือนที่มีความเหนียวพิเศษ การให้รายละเอียดการเสริมเหล็กของชิ้นส่วนที่มีความเหนียวชนิดพิเศษ ได้นำมาตราฐาน ACI318-14 บทที่ 18 และบทที่ 25 มาทำการปรับรายละเอียดการเสริมเหล็กพิเศษให้เหมาะสมกับประเทศไทย ประกอบด้วย

1. ข้อกำหนดเกี่ยวกับการเสริมเหล็กในชิ้นส่วนรับแรงดัดของโครงสร้างแรงดัดชนิดพิเศษ
2. ชิ้นส่วนในโครงสร้างแรงดัดพิเศษที่รับแรงดัดและแรงตามแนวแกนร่วมกัน
3. ข้อต่อในโครงสร้างแรงดัดพิเศษ
4. กำแพงคอนกรีตชนิดพิเศษและคานคอบ

และได้นำเนื้อหาการกำหนดรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัด ตาม มยผ. 1301-54 มารวบรวมไว้ในบทเดียวกัน เพื่อให้เนื้อหาของรายละเอียดการเสริมเหล็กมีความสมบูรณ์มากขึ้น นอกจากนี้ยังมีข้อเสนอแนะการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีตซึ่งไว้ในภาคผนวกด้วยเพื่อเป็นแนวทางในการพิจารณาถึงโอกาสของผลกระทบในกรณีต่าง ๆ เพิ่มขึ้นที่ได้จากการทบทวนงานวิจัยที่ทันสมัยต่าง ๆ และผลการสำรวจความเสียหายโครงสร้างอาคารระบบกำแพงที่มีความสูงปานกลางและอาคารสูงจากแผ่นดินไหว Maule ประเทศ Chile ในปี พ.ศ. 2553

1.7 การปรับปรุงวิธีการออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง

บทความวิจัยจำนวนมากชี้ให้เห็นถึงปัญหาค่าแรงเฉือนในกำแพงที่พบในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น หรือ Nonlinear Response History Analysis (NLRHA) ซึ่งมีความถูกต้องสมจริงที่สุดเท่าที่จะทำได้ มีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ถึงแม้มาตราฐาน ASCE 7 ซึ่งเป็นต้นแบบของ มยผ.1302-52 ยังไม่ได้จัดการกับปัญหานี้ แต่จากการทบทวนมาตราฐานการออกแบบในประเทศอื่น ๆ พบว่ามาตราฐาน Eurocode 8 (CEN 1998-1, 2004) ของยุโรป มาตราฐาน NBCC (2010) ของแคนาดา และ มาตราฐาน NZS 3101 (2006) ใน Appendix D1 ของประเทศนิวซีแลนด์ มีการใช้ตัวคูณเพิ่มค่าแรงเฉือนในกำแพงเพื่อคำนึงถึงผลของโหมดสูงและมีการคำนึงถึงกำลังส่วนเกินเนื่องจากโมเมนต์ดัด ซึ่งกำลังส่วนเกินของโมเมนต์ดัดทำให้

ค่าแรงเฉือนมีค่าสูงขึ้นไปด้วย สาเหตุส่วนหนึ่งที่ประเทศสหรัฐอเมริกาไม่ได้แก้ไขมาตรฐาน ASCE 7 ในการออกแบบอาคารสูงเนื่องจากการออกแบบอาคารสูงจะใช้วิธี NLRHA โดยตรงในการตรวจสอบการออกแบบตามคู่มือ Tall Buildings Initiative (PEER, 2017) หรือ An Alternative Procedure For Seismic Analysis And Design Of Tall Buildings Located In The Los Angeles Region (LATBSDC, 2017)

อย่างไรก็ดีวิศวกรส่วนใหญ่ในประเทศไทยไม่คุ้นเคยกับวิธีแบบประวัติเวลาและยังคงนิยมใช้วิธี RSA ในการวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูง ซึ่งการออกแบบกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงโครงสร้างจะไม่ปลอดภัยเพียงพอหากยังคงใช้วิธี RSA แบบเดิม จึงมีความจำเป็นที่จะต้องปรับปรุงวิธีการคำนวณแรงเฉือนเพื่อการออกแบบของอาคารแนวตั้ง ทั้งนี้เสาของอาคารสูงในประเทศไทยมักจะมีลักษณะหน้าตัดแคบและยาวคล้ายกำแพงจึงเห็นควรให้ใช้วิธีการที่ปรับปรุงกับองค์อาคารแนวตั้งทั้งเสาและกำแพง โดยวิธีที่ปรับปรุงใหม่นี้จะเกี่ยวข้องกับการคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานเพื่อใช้ออกแบบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารแนวตั้งเป็นรายชิ้นส่วน โดยมีการใช้ตัวประกอบกำลังส่วนเกินคูณค่าแรงเฉือนตอบสนองในโหมดพื้นฐาน และไม่ให้ใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) หาค่าแรงเฉือนในโหมดอื่น ๆ ที่สูงกว่าโหมดพื้นฐาน จากนั้นรวมผลของโหมดต่าง ๆ เข้าด้วยกันคล้ายวิธี RSA แบบเดิม หลักการคำนวณตามวิธีนี้เป็นพื้นฐานของตัวคูณเพิ่มค่าแรงเฉือนใน Eurocode 8 และเหมือนกับที่เสนอโดย Priestley และ Amaris (2003) ซึ่งวิธีการคำนวณใหม่นี้ เรียกว่า Modified RSA ทำให้ค่าแรงเฉือนที่คำนวณตามวิธีใหม่นี้มีค่าสูงกว่าวิธี RSA แบบเดิมและมีความปลอดภัยเพียงพอ

นอกจากนี้มาตรฐานที่ปรับปรุงได้เสนอวิธีการคำนวณค่าประมาณของความเครียดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงแบบอินอีลาสติกในองค์อาคารแนวตั้งเนื่องจากผลรวมของแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดโดยใช้ค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดจากการวิเคราะห์แบบอีลาสติกเชิงเส้นซึ่งเป็นข้อมูลที่วิศวกรมักจะมีพร้อมอยู่แล้ว ซึ่งจากการศึกษาวิจัยที่ได้ทดลองตรวจสอบค่าแรงเฉือนและความเครียดที่ได้จากวิธี Modified RSA ใหม่เปรียบเทียบกับผลจากวิธีวิเคราะห์ NLRHA ซึ่งมีความสมจริงที่สุดเท่าที่จะทำได้ โดยใช้อาคารสูงจำนวนมากที่สมมติว่าตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานครหรือเชียงใหม่ พบว่าค่าจากวิธี Modified RSA มีความสอดคล้องกับวิธี NLRHA ค่อนข้างดีมาก

1.8 การปรับปรุงด้านอื่น ๆ

มาตรฐานฉบับปรับปรุงได้มีการเพิ่มเติมเนื้อหาและองค์ประกอบเพื่อให้มีความชัดเจนและปฏิบัติได้อย่างถูกต้องยิ่งขึ้น ซึ่งมีประเด็นหลักดังนี้

ก) มีการปรับปรุงตัวอย่างการคำนวณให้มีความเหมาะสมยิ่งขึ้น โดยเพิ่มจำนวนตัวอย่าง และคำอธิบาย เพื่อให้ผู้ใช้สามารถปฏิบัติได้อย่างถูกต้องยิ่งขึ้น

ข) มีการเพิ่มเติมเนื้อหาเพื่อให้ผู้ใช้มีแนวทางปฏิบัติให้ถูกต้องและออกแบบอาคารให้มีความปลอดภัยยิ่งขึ้น ได้แก่ ข้อเสนอแนะการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีต ข้อเสนอแนะการออกแบบองค์

อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว และ แบบจำลองและการประเมินผลจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างอาคารและผนังก่อ

ค) มาตรฐานฉบับปรับปรุงนี้ ได้รวมเนื้อหาของ มยผ. 1301-54 มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มารวมไว้ในมาตรฐานนี้ เพื่อให้ผู้ใช้สามารถใช้มาตรฐานฉบับปรับปรุงในการออกแบบได้อย่างสมบูรณ์

ง) ได้มีการจัดเตรียมคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมเพื่อที่จะสามารถเลือกนำไปใช้ในการออกแบบอาคารโดยใช้วิธีประวัติเวลา (Time History Analysis) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2,475 ปี โดยการสร้าง Conditional Mean Spectrum (CMS) ซึ่งแสดงค่าสเปกตรัมผลตอบสนองที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที ในแต่ละพื้นที่บริเวณกรุงเทพและปริมณฑล และคลื่นแผ่นดินไหวพื้นที่รอบนอก 3 กลุ่ม คือ พื้นที่เสียงแผ่นดินไหวปานกลาง พื้นที่เสียงแผ่นดินไหวสูง, และ พื้นที่เสียงแผ่นดินไหวสูงมากเนื่องจากอยู่ใกล้รอยเลื่อน ที่คาบ 0.2 และ 1.0 วินาที

บทที่ 2

ตัวอย่างการคำนวณตามมาตรฐาน

2.1 ตัวอย่างการคำนวณแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ขั้นตอนการคำนวณออกแบบ

สำหรับอาคารนอกเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล หาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น 0.2 วินาที และที่ 1.0 วินาที S_s และ S_1 จากตารางความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว พร้อมกับกำหนดประเภทของดินที่รองรับอาคาร (A,B,C,D,E,F) และเลือกสัมประสิทธิ์ปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน F_a และ F_v สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล สามารถเลือกค่า S_a ได้จากรูปที่ 1.4-6 ถึง 1.4-7 และตารางที่ 1.4-4 ถึง 1.4-5 ของ มยผ.1301/1302-61 ที่แสดงค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม และให้ข้ามไปที่หัวข้อ (3)

- 1) คำนวณค่าความเร่งตอบสนองสำหรับการออกแบบ S_{DS} และ S_{D1} จาก

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(F_a S_s)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}(F_v S_1)$$

- 3) กำหนดประเภทการออกแบบต้านแรงแผ่นดินไหว (ข,ค,ง) จากตารางที่ 1.6-1 ของ มยผ.1301/1302-61 ตามค่า S_{DS} และ S_{D1} และความสำคัญของอาคาร (I, II, III, IV)
- 4) กำหนดค่า R, Ω, C_d จากตารางซึ่งสัมพันธ์กับประเภทการออกแบบต้านแรงแผ่นดินไหว (ข,ค,ง) และระบบโครงสร้างอาคาร
- 5) คำนวณหาค่าคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง T
- 6) คำนวณหาน้ำหนักประสิทธิผลของอาคารทั้งหมด W
- 7) คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว C_s จาก $C_s = \frac{S_a}{(R/I)}$ ซึ่ง S_a คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร จากรูปที่ 1.4-1 1.4-2 และ 1.4-6 ถึง 1.4-7 ของ มยผ.1301/1302-61 โดยที่ C_s มีค่าไม่น้อยกว่า 0.01
- 8) คำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว จาก

$$V = C_s W$$

- 9) กระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร จาก

$$F_x = C_{vx} V$$

- 10) ตรวจสอบความมั่นคงของอาคาร จากค่าระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคาร (Interstory Drift) ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์ (Safety Factor Against Overturning Moment, SF) และผลกระทบของโมเมนต์ลำดับที่สอง ($P\Delta$ Effect)
- 11) วิเคราะห์หาแรงภายในของโครงสร้างอาคาร จากกรณีการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้าง (Combined Load Cases) โดยพิจารณาใช้ค่าสูงสุดของการรวมแรงจากกรณีต่อไปนี้

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E$$

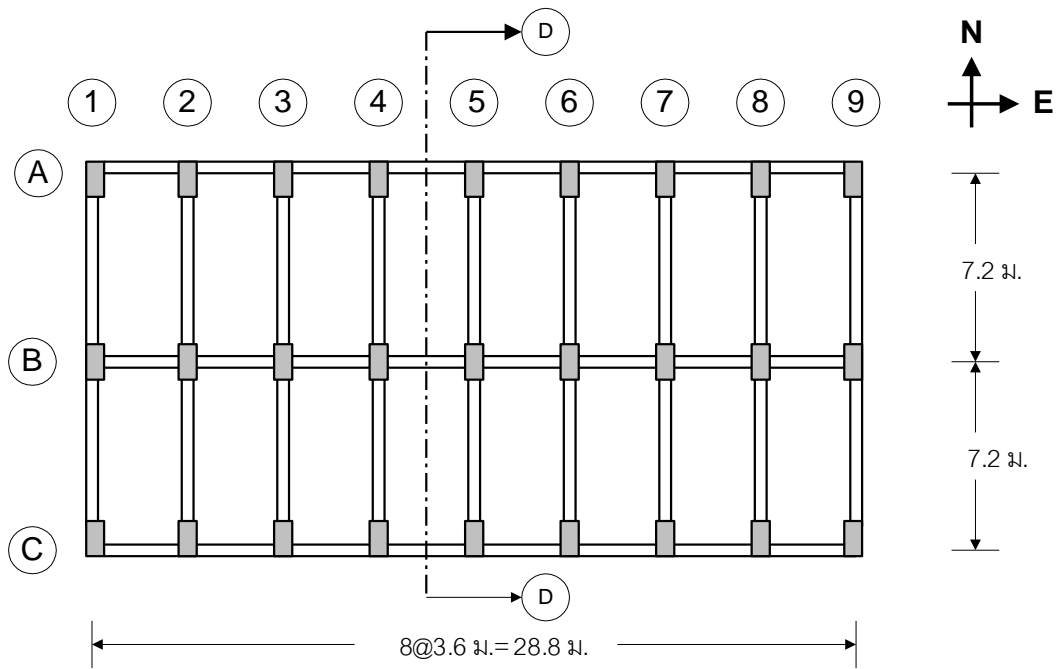
$$U = 0.9D + 1.0E$$

- 12) ออกแบบขนาดหน้าตัดขององค์อาคารต่าง ๆ คือ พื้น คาน เสา และฐานราก และออกแบบรายละเอียดการเหล็กเสริมในคานและเสาให้มีความเหนียวตามมาตรฐาน สำหรับในที่นี้จะกล่าวรายละเอียดตั้งแต่ชั้นตอนที่ 1 ถึง 11 เท่านั้น

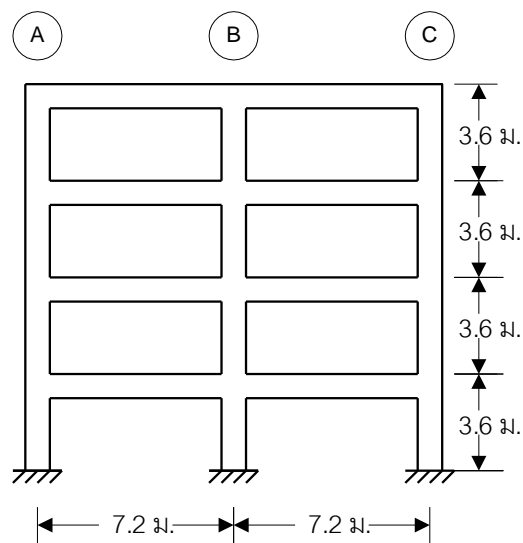
ตัวอย่างที่ 1 อาคารโรงพยาบาลคอนกรีตเสริมเหล็กหลังหนึ่งสูง 4 ชั้น มีผังอาคารและรูปตัดดังแสดงในรูปที่ 2.1-1 และ 2.1-2 อาคารนี้ตั้งอยู่นอกเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล โดยสมมุติให้ $S_s = 0.706g$, $S_1 = 0.155g$ และชั้นดินที่ได้ฐานรากเป็นชั้นดินปกติ จงคำนวณหา

- ก) แรงเฉือนที่ฐานอาคาร เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว
ข) แรงกระทำที่ชั้นอาคารแต่ละชั้นและแรงเฉือนที่เกิดขึ้น
ค) ตรวจสอบความมั่นคงของโครงสร้างอาคาร
ง) โมเมนต์และแรงเฉือนจากการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ น้ำหนักบรรทุกจร และแรงแผ่นดินไหว

กำหนดให้ ใช้พื้นคอนกรีตสำเร็จรูป Hollow Core Slab คิดเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมด 5.0 กิโลนิวตัน/ตร.ม. ซึ่งรวมทั้ง น้ำหนักพื้น คาน เสาและผนังกำแพง น้ำหนักบรรทุกจร 3.0 กิโลนิวตัน/ตร.ม. โมดูลัสยืดหยุ่นคอนกรีต $E_c = 23,000$ เมกาปาสกาล เสาสำหรับทุกชั้นมีขนาด 0.40x0.60 ม. คานตามยาวมีขนาด 0.30x0.60 ม. คานตามขวางมีขนาด 0.30x0.75 ม.



รูปที่ 2.1-1 ผังอาคารของอาคารโรงพยาบาล



รูปที่ 2.1-2 รูปตัดของอาคารโรงพยาบาล

วิธีทำ

- 1) จากค่าความเร่งตอบสนอง $S_s = 0.706g$, $S_1 = 0.155g$ และชั้นดินปกติจัดเป็นประเภท D
ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน $F_a = 1.24$ และ $F_v = 2.18$
- 2) คำนวณค่าความเร่งตอบสนองสำหรับการออกแบบ S_{DS} และ S_{D1} จาก

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(F_a S_s) = \frac{2}{3}(1.24 \times 0.706) = 0.58g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}(F_v S_1) = \frac{2}{3}(2.18 \times 0.155) = 0.23$$

3) จากตารางที่ 1.6-1 ของ มยพ.1301/1302-61 กำหนดประเภทการออกแบบต้านแรงแผ่นดินไหว เป็นประเภท ง.

ความสำคัญของอาคารประเภท IV ค่า $I = 1.5$

4) จากตารางที่ 2.3-1 ของ มยพ.1301/1302-61 โครงต้านแรงตัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว กำหนดค่า $R = 8, \Omega_o = 3, C_d = 5.5$

5) คำนวณหาค่าคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง

$$T = 0.02H = 0.02 \times 14.4 = 0.288 \text{ วินาที}$$

6) คำนวณหาน้ำหนักของอาคาร W

$$W = (5.0 \times 14.4 \times 28.8) \times 4 = (2,073.6) \times 4 = 8,294.4 \text{ กิโลนิวตัน}$$

7) คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว C_s ($T_s = S_{D1} / S_{Ds} = 0.39$)

$$C_s = \frac{S_a}{(R/I)} = \frac{S_{Ds}}{(R/I)}$$

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.58}{\left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0.109$$

$$C_s = 0.109 < \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.23}{0.288\left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0.15 \text{ และ } C_s > 0.01g$$

8) คำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว จาก

$$V = C_s W = 0.109 \times 8,294.4 = 904 \text{ กิโลนิวตัน}$$

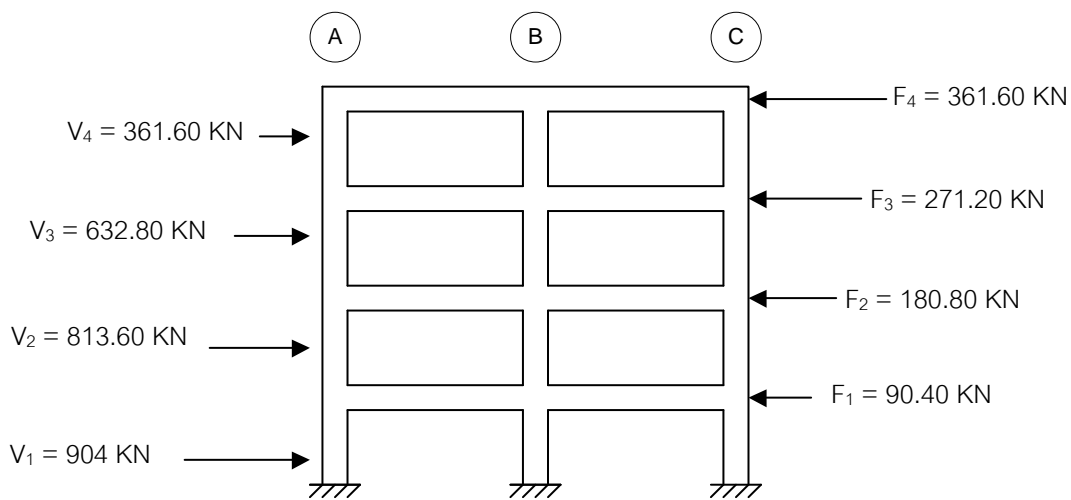
9) กระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร จาก

$$F_x = C_{vx} V = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} V \quad \text{เนื่องจากค่า } T \text{ น้อยกว่า } 0.5 \text{ วินาที } k = 1.0$$

คำนวณแรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือน ดังแสดงในตารางที่ 2.1-1 และแสดงการกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคารในรูปที่ 2.1-3

ตารางที่ 2.1-1 แรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือนในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	W_x (กิโลนิวตัน)	h_x (ม.)	$W_x h_x$ (กิโลนิวตัน-ม.)	F_x (กิโลนิวตัน)	V_x (กิโลนิวตัน)
4	2,073.6	14.4	29,860	361.60	361.60
3	2,073.6	10.8	22,395	271.20	632.80
2	2,073.6	7.2	14,930	180.80	813.60
1	2,073.6	3.6	7,465	90.40	904.00
			$\Sigma = 74,650$		



รูปที่ 2.1-3 การกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคาร

- 10) ตรวจสอบความมั่นคงของอาคาร จากค่าระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละชั้น (Interstory Drift) ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์ (Safety Factor Against Overturning Moment, SF) และผลกระทบของโมเมนต์ลำดับที่สอง ($P\Delta$ Effect)

ในการคำนวณนี้ กำหนด ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพขององค์อาคาร โดยใช้คุณสมบัติหน้าตัด ดังนี้

สำหรับ คาน

$$I_{eff} = 0.35I_g$$

สำหรับ เสา

$$I_{eff} = 0.7I_g$$

คำนวณค่าสติเฟเนสของโครงสร้างแต่ละชั้น จาก k

$$= \frac{12E}{h^2 \left\{ \frac{1}{\sum \frac{I_c}{h}} + \frac{1}{\sum \frac{I_b}{l}} \right\}}$$

สำหรับแรงกระทำในทิศทาง เหนือ-ใต้ (N-S)

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของเสา

$$I_c = 0.7 \cdot \frac{40(60)^3}{12} = 504,000 \text{ ซม.}^4$$

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของคาน

$$I_b = 0.35 \cdot \frac{30(75)^3}{12} = 369,141 \text{ ซม.}^4$$

สำหรับแรงกระทำในทิศทาง ตะวันออก-ตะวันตก (E-W)

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของเสา

$$I_c = 0.7 \cdot \frac{60(40)^3}{12} = 224,000 \text{ ซม.}^4$$

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของคาน

$$I_b = 0.35 \cdot \frac{30(60)^3}{12} = 189,000 \text{ ซม.}^4$$

สติฟเนสของโครงสร้างในแต่ละชั้น สำหรับแรงกระทำในทิศทาง เหนือ-ใต้ (N-S)

$$k = \frac{12(23,000)}{(360)^2 \left\{ \frac{1}{\frac{504,000}{360}(3 \times 9)} + \frac{1}{\frac{369,141}{720}(2 \times 9)} \right\}} \times 10^{-2} = 158.0 \quad \text{กิโลนิวตัน/มม.}$$

สติฟเนสของโครงสร้างในแต่ละชั้น สำหรับแรงกระทำในทิศทาง ตะวันออก-ตะวันตก (E-W)

$$k = \frac{12(23,000)}{(360)^2 \left\{ \frac{1}{\frac{224,000}{360}(9 \times 3)} + \frac{1}{\frac{189,000}{360}(8 \times 3)} \right\}} \times 10^{-2} = 153.36 \quad \text{กิโลนิวตัน/มม.}$$

คำนวณหาระยะการเคลื่อนตัวของแต่ละชั้น (Story Drift) จาก

$$\delta_{xe} = \frac{V_x}{k_x}$$

ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งทางด้านข้างจากฐานอาคารในแต่ละชั้น (Lateral Displacement) เมื่อพิจารณาตัวคูณขยายค่าการเคลื่อนที่ด้านข้าง คำนวณจากผลรวมของระยะการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้น ดังนี้

$$\delta_x = \sum_{x=1}^n \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

คำนวณค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Interstorey Drift) จาก

$$\Delta_x = \delta_x - \delta_{x-1}$$

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเหล่านี้ แสดงในตารางที่ 2.1-2 และ 2.1.3

ตารางที่ 2.1-2 ค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นสำหรับแรงกระทำในทิศทาง เหนือ-ใต้ (N-S)

ระดับชั้น	แรงเฉือน V_x (กิโลนิวตัน)	สติฟเนส k_x (กิโลนิวตัน/มม.)	การเคลื่อนที่ของแต่ละชั้น δ_{xe} (ม.)	การเคลื่อนที่จากฐาน δ_x (ม.)	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_x (ม.)
4	361.60	158.0	0.0023	0.0627	0.0084
3	632.80	158.0	0.0040	0.0543	0.0147
2	813.60	158.0	0.0051	0.0396	0.0187
1	904.00	158.0	0.0057	0.0209	0.0209

ตารางที่ 2.1-3 ค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นสำหรับแรงกระทำในทิศทาง ตะวันออก-ตะวันตก (E-W)

ระดับชั้น	แรงเฉือน V_x (กิโลนิวตัน)	สติฟเนส k_x (กิโลนิวตัน/มม.)	การเคลื่อนที่ของแต่ละชั้น δ_{xe} (ม.)	การเคลื่อนที่จากฐาน δ_x (ม.)	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_x (ม.)
4	361.60	153.36	0.0024	0.0648	0.0088
3	632.80	153.36	0.0041	0.0560	0.0150
2	813.60	153.36	0.0053	0.0410	0.0194
1	904.00	153.36	0.0059	0.0216	0.0216

จากตารางที่ 2.11-1 ของ มยผ.1301/1302-61 สำหรับโครงสร้างทั่วไป ที่ความสำคัญของอาคารประเภท IV

$$\begin{aligned} \text{ค่าระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้ ไม่เกิน } \Delta_a &= 0.01h \\ &= 0.01(3.60) \\ &= 0.036 \text{ ม.} \end{aligned}$$

จากตารางที่ 2.1-2 และ 2.1-3 ค่าระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นไม่เกินค่าที่กำหนดไว้ ($\Delta_x < \Delta_a$) และ ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์ คำนวณจาก

$$M_x = \sum_{i=x+1}^n F_i (h_i - h_x)$$

ดังแสดงในตารางที่ 2.1-4

ตารางที่ 2.1-4 การคำนวณค่าโมเมนต์พลิกคว่ำ (Overturning Moment) ในทิศทาง N-S

ชั้น	แรงกระทำด้านข้าง F_x (กิโลนิวตัน)	ความสูงระหว่างชั้น h_x (ม.)	Overturning Moment M_x (กิโลนิวตัน-ม.)
4	361.60	3.6	-
3	271.20	3.6	1,301.76
2	180.80	3.6	3,579.84
1	90.40	3.6	6,508.80
ฐาน			9,763.20

ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ ในทิศทาง N-S

$$S.F. = \frac{M_{Reaction}}{M_{Action}} = \frac{8,294.4 \times 7.2}{9,763.20} = 6.12 > 1.5$$

ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า 1.5 ใช้ได้

ผลกระทบของโมเมนต์ลำดับที่สอง ($P\Delta$ Effect)

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x}{V_x h_x C_d}$$

ตารางที่ 2.1-5 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (Stability Coefficient) ในทิศทาง E-W

ชั้น	น้ำหนัก (กิโลนิวตัน)	น้ำหนักสะสม P_x (กิโลนิวตัน)	การเคลื่อนที่ สัมพัทธ์ Δ_x (ม.)	แรงเฉือน V_x (กิโลนิวตัน)	θ
4	2,073.6	2,073.6	0.0088	361.60	0.0025
3	2,073.6	4,147.2	0.0150	632.80	0.0050
2	2,073.6	6,220.8	0.0194	813.60	0.0075
1	2,073.6	8,294.4	0.0216	904.00	0.0100

เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ θ ที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่า 0.1 ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องนำผลกระทบของ $P\Delta$ มาคำนวณออกแบบโครงสร้าง

11) วิเคราะห์หาแรงภายในของโครงสร้างอาคาร จากกรณีการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้าง (Combined Load Cases) โดยพิจารณาใช้ค่าสูงสุดของการรวมแรงจากกรณีต่อไปนี้

$$U1 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 0.3E_x + 1.0E_y$$

$$U2 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E_x + 0.3E_y$$

$$U3 = 0.9D + 0.3E_x + 1.0E_y$$

$$U4 = 0.9D + 1.0E_x + 0.3E_y$$

2.2 ตัวอย่างการออกแบบฐานรากด้านทานแผ่นดินไหว

ตัวอย่างที่ 2 อาคารเรียนหลังหนึ่ง มีผังอาคารและรูปตัด ดังแสดงในรูปที่ 2.2-1 โครงสร้างอาคารมีการออกแบบเป็นโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียว จงคำนวณออกแบบฐานรากอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว

กำหนดให้

ค่าความเร่งตอบสนองในพื้นที่ออกแบบอาคาร $S_g = 0.735g$ และลักษณะชั้นดินเป็นดินปกติ

เสาอาคาร C1 ขนาด 60x60 ซม. ซม. เหล็กยี่สิบ 8DB25 เหล็กปลอก DB10@0.10 ม.

รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 55.7 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 31.5 ตัน

คาน B1 ขนาด 25x80 ซม.

ฐานรากนี้ใช้เสาเข็มขนาด 22x22 ซม. เหล็กยี่สิบ 8DB12 ป DB10@0.10 ม.

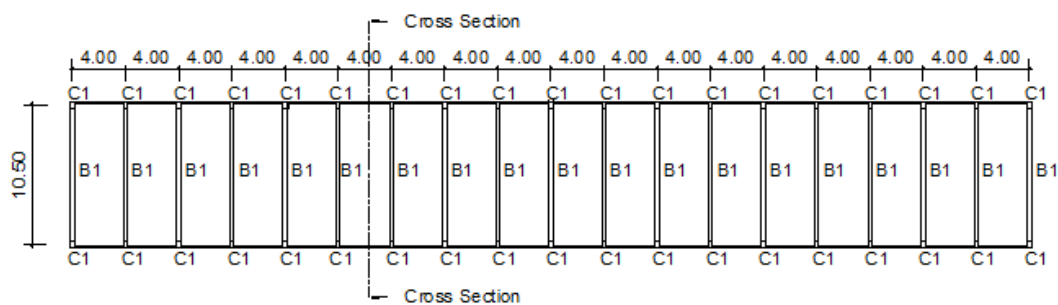
กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็ม 40 ตัน

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม 100 ตัน

กำลังต้านทานแรงดัดถอนประลัยของเสาเข็ม 60 ตัน

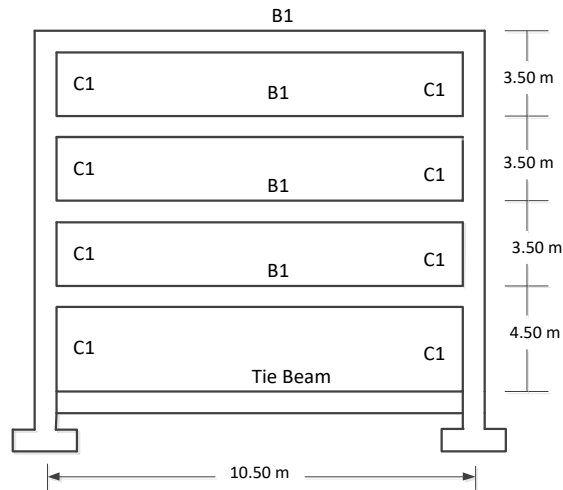
กำลังต้านทานแรงดัดข้างประลัยของเสาเข็ม 3.75 ตัน

($f'_c = 250$ กก./ตร.ซม. $f_y = 4,000$ กก./ตร.ซม.)



1st Floor Plan

รูปที่ 2.2-1 ผังอาคารเรียน



รูปที่ 2.2-1 ผังอาคารเรียน (ต่อ)

วิธีทำ

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาขนาดฐานรากเบื้องต้น

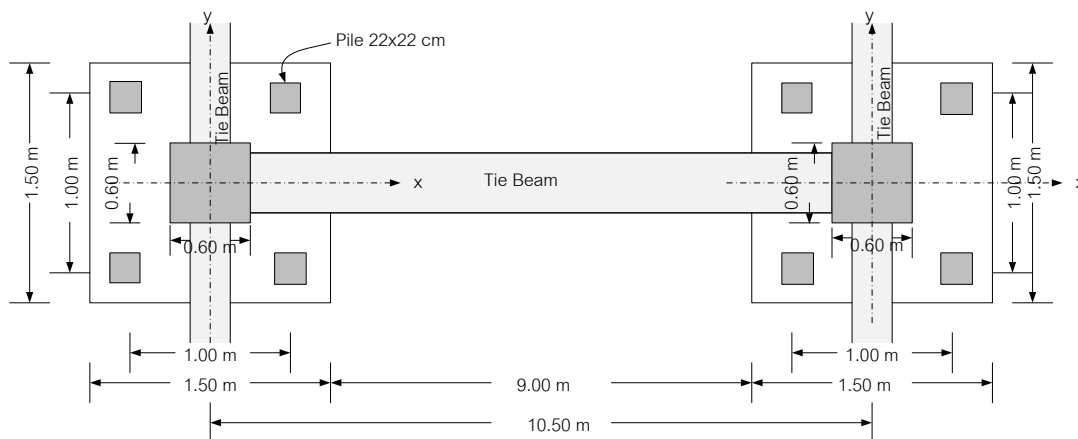
$$\sum P = P_D + P_L = 55.7 + 31.5 = 87.2 \text{ ตัน}$$

สมมุติน้ำหนักของฐานรากและดินเหนือฐานราก = 9 ตัน (ประมาณ 10% ของน้ำหนักบรรทุก)

$$\text{จำนวนเสาเข็มที่ต้องการ} = (87.2 + 9) / 40 = 2.41 \text{ ต้น}$$

ใช้เสาเข็มขนาด 22x22 ซม. จำนวน 4 ต้น และใช้ฐานรากขนาด 1.50x1.50 ม. ความหนา 0.70 ม.

และใช้คานคอดินเป็นคานยึดรั้ง (Tie Beam) ระหว่างฐานราก

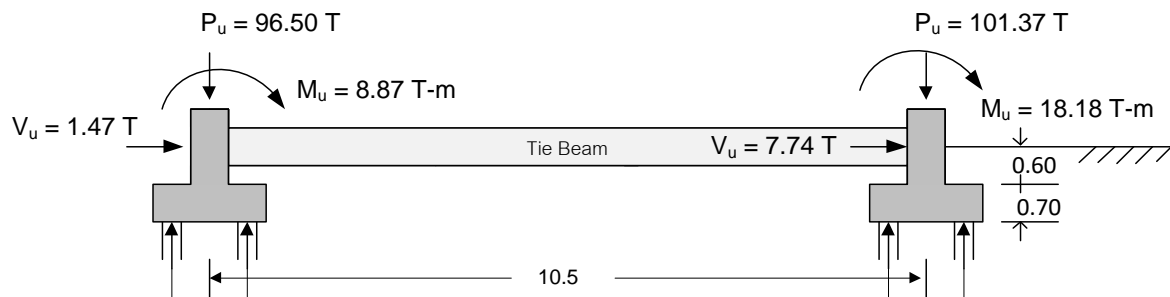


รูปที่ 2.2-2 ผังฐานรากรูปตัดขวางอาคารเรียน

คำนวณแรงแผ่นดินไหวตาม มยผ.1301/1302-61 ใช้ค่า $R = 8$ วิเคราะห์โครงสร้างอาคารโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างและใช้การรวมน้ำหนักบรรทุก ดังนี้

$$\begin{aligned}
\text{COMB 1} &= D + L \\
\text{COMB 2} &= 1.4D + 1.7L \\
\text{COMB 3} &= 0.75(1.4D + 1.7L) + 0.3E_x + 1.0E_y \\
\text{COMB 4} &= 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E_x + 0.3E_y \\
\text{COMB 5} &= 0.9D + 0.3E_x + 1.0E_y \\
\text{COMB 6} &= 0.9D + 1.0E_x + 0.3E_y
\end{aligned}$$

ผลการวิเคราะห์กรณี **COMB 4** แสดงในรูปตัดขวาง ดังนี้



รูปที่ 2.2-3 ผลการวิเคราะห์กรณี **COMB 4** = $0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E_x + 0.3E_y$ ในรูปตัดขวาง

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม กรณีผลรวมแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลัง

พิจารณารูปร่างรากด้านขวา เนื่องจากมีค่าแรงกระทำสูงสุด

น้ำหนักบรรทุกประลัย	=	101.37	ตัน	
น้ำหนักฐานราก (0.7x1.5x1.5) 2.4	=	3.78	ตัน	
น้ำหนักดินถม (0.25x1.5x1.5) 1.8	=	1.01	ตัน	
รวมน้ำหนักบรรทุกทุก	=	101.37 + 1.2(3.78 + 1.01)	= 107.12	ตัน

ใช้ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (Overstrength Factor, $\Omega_o = 3$) คูณค่าแรงเฉือน = $3 \times 7.74 = 23.22$ ตัน

น้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุดที่เสาเข็มรับ

$$R_{\max} = \frac{P}{N} + \frac{Md}{\sum d^2} = \frac{107.12}{4} + \frac{(18.18 + 23.22 \times 1.30)0.5}{4 \times 0.5^2} = 50.96 \text{ ตัน}$$

ตรวจสอบกำลังของเสาเข็ม $\phi Q_u = 0.75 \times 100 = 75 > 50.96$ ใช้ได้

น้ำหนักบรรทุกทุกน้อยสุดที่เสาเข็มรับ

$$R_{\min} = \frac{P}{N} - \frac{Md}{\sum d^2} = \frac{107.12}{4} - \frac{(18.18 + 23.22 \times 0.60)0.5}{4 \times 0.5^2} = 2.60 \text{ ตัน}$$

(เสาเข็มไม่เกิดแรงถอน)

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบการพลิกคว่ำและการไถลตัวของฐานราก

ตรวจสอบการพลิกคว่ำของฐานรากด้านขวา เนื่องจากมีค่าโมเมนต์สูงสุด
โมเมนต์พลิกคว่ำ (Overturning Moment)

$$M_o = (18.18 + 3 \times 7.74 \times 1.30) = 48.37 \text{ ตัน-เมตร}$$

โมเมนต์ต้านทาน (Resisting Moment)

กำลังต้านทานต่อแรงดึงถอนประลัยของเสาเข็ม = 60 ตัน

$$M_R = 107.12 \times 0.75 + 2 \times 60 \times 1.0 = 200.34 \text{ ตัน-เมตร}$$

ตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์พลิกคว่ำ

$$\phi M_R = 0.6 \times 200.34 = 120.20 > 48.37 \text{ ใช้ได้}$$

ตรวจสอบการไถลตัวของฐานรากด้านขวา เนื่องจากมีค่าแรงเฉือนสูงสุด

$$V_u = 3 \times 7.74 = 23.22 \text{ ตัน}$$

แรงเสียดทานใต้ฐานราก $V_F =$ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน $\times P_u$

ใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสำหรับทรายหยาบ ดินตะกอนปนทรายหยาบ (0.5) จากตารางที่ 2.12.1 ของ
มยพ.1301/1302-61

$$\text{แรงเสียดทานใต้ฐานราก} = 0.5 \times 107.12 = 53.56 \text{ ตัน}$$

แรงดันดินด้านข้างตลอดความหนาของฐานราก

$$p = k_a \gamma h \cdot A = 0.5 \times 1.75 \times 1.3 \times 0.7 \times 1.5 = 1.19 \text{ ตัน}$$

กำลังต้านทานแรงด้านข้างประลัยของเสาเข็ม = 3.75 ตัน

รวมกำลังต้านทานแรงด้านข้างประลัยของเสาเข็มทั้งหมด = $3.75 \times 4 = 15$ ตัน

รวมกำลังต้านทานการไถลตัวของฐานราก

$$V_F = 53.56 + 1.19 + 15 = 69.75 \text{ ตัน}$$

ตรวจสอบกำลังต้านทานต่อการเลื่อนไถล

$$\phi V_F = 0.8 \times 69.75 = 55.80 > 23.22 \text{ ใช้ได้}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตอม่อและเสาเข็ม

แรงเฉือนต้านทานของเสาตอม่อ

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi(V_c + V_s) = 0.85 \left((0.53\sqrt{250} \times 60 \times 55) + \frac{2 \times 0.785 \times 4,000 \times 55}{10} \right) \frac{1}{1,000} \\ &= 52.87 \text{ ตัน} > 23.22 \text{ ตัน ใช้ได้}\end{aligned}$$

แรงเฉือนต้านทานของเสาเข็ม

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi(V_c + V_s) \\ &= 0.85 \left(0.53\sqrt{250} \times 22 \times 18 + \frac{2 \times 0.785 \times 4,000 \times 18}{10} \right) \frac{1}{1,000} = 20.88 \text{ ตัน/1 ตัน}\end{aligned}$$

รวมแรงเฉือนต้านทานของเสาเข็ม = $4(20.88) = 83.52$ ตัน > 23.22 ตัน ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบความหนาของฐานราก

ก. พิจารณาจากโมเมนต์ดัดประลัยที่ขอบเสาตอม่อ

$$M_u = (50.96 \times 2) \times 0.20 = 20.38 \text{ ตัน-เมตร}$$

ความหนาฐานราก = 70 ซม. ระยะ $d = 70 - 7.5 - (2.5/2) = 61.25$ ซม.

คำนวณความลึกประลัยที่ต้องการจาก $d = \sqrt{\frac{M}{\phi R b}}$

$$d = \sqrt{\frac{20,380 \times 100}{0.9 \times 13.54 \times 150}} = 33.39 \text{ ซม. น้อยกว่า } 61.25 \text{ ซม. ใช้ได้}$$

ข. พิจารณาจากแรงเฉือนแบบคาน จากศูนย์กลางฐานรากถึงระยะห่าง d จากขอบเสา เท่ากับ 91.25 ซม.

ซึ่งมีค่าเกินกว่าระยะตำแหน่งเสาเข็มมาก ดังนั้นฐานรากจะไม่วิบัติด้วยแรงเฉือนแบบคาน

ค. พิจารณาจาก แรงเฉือนทะลุ ที่ระยะห่าง $d/2$ จากขอบเสา

$$v_u = \frac{(50.96 \times 2 + 2.60 \times 2) \times 1,000}{(60 + 61.25)4 \times 61.25} = 3.61 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$\phi v_c = 1.06\phi\sqrt{f'_c} = 1.06 \times 0.85 \times \sqrt{250} = 14.25 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$\phi v_c > v_u \text{ ใช้ได้}$$

ขั้นตอนที่ 6 ออกแบบเหล็กเสริมฐานราก

โมเมนต์ดัดสูงสุดรอบแกน y ที่ขอบเสาตอม่อ คำนวณได้จาก ขั้นตอนที่ 5

$$M_u = 20.38 \text{ ตัน-เมตร}$$

คำนวณปริมาณเหล็กเสริม

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{20,380 \times 100}{0.9(150)(61.25)^2} = 4.02$$
$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f'_c}} \right) = \frac{0.85(250)}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.02}{0.85(250)}} \right)$$
$$= 0.001015 < \rho_{\min} = 0.002$$

ดังนั้น ใช้ $A_s = 0.002(150 \times 70) = 21.0 \text{ ซม.}^2$

เลือกใช้เหล็กเสริม 7 DB 20

โมเมนต์ดัดสูงสุดรอบแกน x ที่ขอบเสา คำนวณจาก

$$M_u = (50.96 \times 0.20 + 2.60 \times 0.20) = 10.71 \text{ ตัน-เมตร}$$

คำนวณปริมาณเหล็กเสริม

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{10,710 \times 100}{0.9(300)(61.25)^2} = 1.06$$
$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f'_c}} \right) = \frac{0.85(250)}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.06}{0.85(250)}} \right)$$
$$= 0.00026 < \rho_{\min} = 0.002$$

ดังนั้น ใช้ $A_s = 0.002(150 \times 70) = 21.0 \text{ ซม.}^2$

เลือกใช้เหล็กเสริม 7 DB 20

ขั้นตอนที่ 7 ออกแบบคานยึดฐานราก (Tie Beam)

ขนาดหน้าตัดคานไม่น้อยกว่า $b = \frac{L'}{20} = \frac{1}{20}(10.5 - 1.5) = 0.45 \text{ ม.}$

ใช้คานยึดขนาด $0.45 \times 0.50 \text{ ม.}$ เพื่อต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจากการร่วมน้ำหนักบรรทุกทุกกรณี

COMB 4

แรงแนวแกนในการออกแบบคานยึด

$$P = 0.10 S_{DS} W_u$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1.2 \times 0.735 = 0.588$$

$$W_u = 1.4 \times 55.7 + 1.7 \times 31.5 = 131.53 \text{ ตัน}$$

$$P = 0.10 \times 0.588 \times 131.53 = 7.73 \text{ ตัน}$$

ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง $A_s = \frac{P}{\phi f_y} = \frac{7,730}{0.9 \times 4,000} = 2.15$ ตร.ซม.

และคำนวณกำลังรับแรงอัดของคาน โดยพิจารณาว่าคานรอบข้างคานยึดป้องกันการโก่งเดาะของคาน ดังนั้น กำลังรับแรงอัด คำนวณจากพฤติกรรมแบบเสาสั้น ซึ่งมีเหล็กเสริมตามยาวรับแรงแนวแกน 6DB25 ดังนี้

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.8\phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ &= 0.8(0.7) [0.85 \times 250(45 \times 50 - 6 \times 4.91) + 4,000 \times 6 \times 4.91] \frac{1}{1,000} \\ &= 330 \text{ ตัน} > 7.73 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมในคานยึด

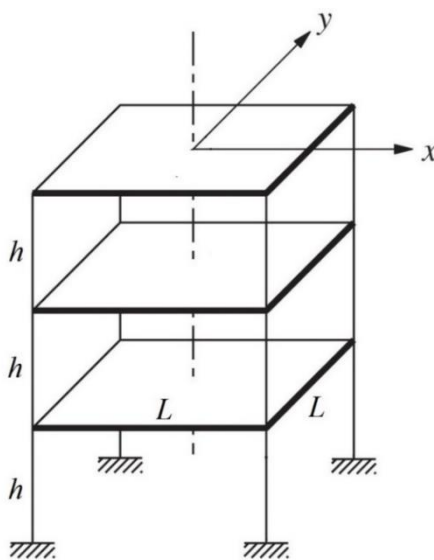
$$P = \phi A_s f_y = 0.9 \times 6 \times 4.91 \times 4,000 \left(\frac{1}{1,000} \right) = 106 \text{ ตัน} > 7.73 \text{ ตัน}$$

2.3 ตัวอย่างเชิงทฤษฎีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (Modal Response Spectrum Analysis, RSA)

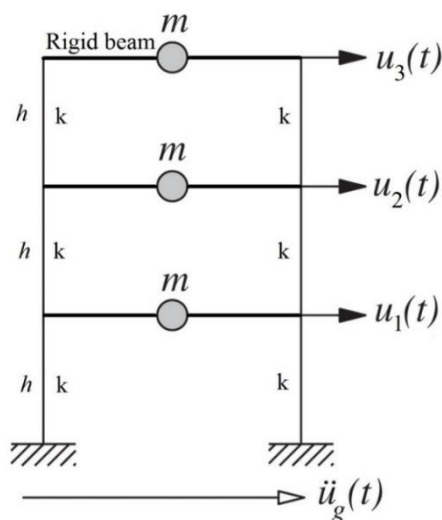
ในหัวข้อนี้จะนำเสนอตัวอย่างเชิงทฤษฎีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ (Modal Response Spectrum Analysis, RSA) ที่สอดคล้องกับหัวข้อ 4.2 ของ มยผ.1301/1302-61 สำหรับวิศวกรที่ต้องการทราบที่มาและความหมายของตัวแปรต่าง ๆ ในวิธี RSA (Chopra, 2012) โดยแสดงรายละเอียดการคำนวณและสมการที่เกี่ยวข้องและใช้โครงสร้างจำลองอาคาร 3 ชั้นเป็นตัวอย่าง ในกรณีที่วิศวกรผู้อ่านสนใจตัวอย่างอาคารที่สมจริงและใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ สามารถศึกษาได้จากตัวอย่างในหัวข้อถัดไป การคำนวณด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองใน มยผ.1301/1302-61 ที่มีการปรับปรุงล่าสุดมีการปรับเปลี่ยนเฉพาะวิธีการคำนวณแรงเฉือนสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้ง เช่น กำแพงโครงสร้างและเสา ให้มีความปลอดภัยเพียงพอ โดยไม่ใช้ค่า R ทหารค่าแรงเฉือนจากโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานและมีการคูณตัวประกอบกำลังส่วนเกินที่ค่าแรงเฉือนในโหมดพื้นฐาน นอกจากนี้มีการเพิ่มเติมวิธีการประมาณค่าความเครียดของชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้ง เพื่อหาตำแหน่งที่ต้องมีการเสริมเหล็กให้ชิ้นส่วนมีความเหนียวเพียงพอในตำแหน่งที่อาจเกิดการวิบัติแบบดัดร่วมกับแรงตามแนวแกน

ตัวอย่างที่ 3 โครงสร้างอาคารตัวอย่างในหัวข้อนี้แต่ละชั้นมีแปลนผังกว้างรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส มวลแต่ละชั้นเท่ากับ $2m$ ตั้งอยู่บนเสาสี่ต้น ดังรูปที่ 2.3-1 ความสมมาตรในแบบแปลนทำให้สามารถวิเคราะห์โครงสร้างโดยพิจารณาครึ่งละเฟรมแบบ 2 มิติในแต่ละทิศทางได้ ดังรูปที่ 2.3-2 มวลในแต่ละชั้นของเฟรม 2 มิติเท่ากับ m ความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ h เท่ากันทุกชั้น ความยาวช่วงคานเท่ากับ L พาดระหว่างเสาสองต้น สมมติให้อัตราส่วนความหน่วงมีค่าเท่ากับร้อยละ 5 ในทุก ๆ โหมดของการสั่นไหวของอาคาร และมีระบบต้านทานแรงด้านข้างเป็นโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ

$$R = 8 \quad \Omega_0 = 3 \quad C_d = 5.5$$



รูปที่ 2.3-1 อาคาร 3 ชั้น ที่ใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณ



รูปที่ 2.3-2 โครงข้อแข็งแบบ 2 มิติของอาคาร 3 ชั้น ที่ใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณ

สมมติว่าการยึดหดตามแนวแกนของเสามีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับการโก่งตัวแบบดัด ทำให้ความยาวของเสาคงที่ หน้าตัดเสามี Moment of Inertia of Cross Sectional Area (I) และวัสดุมีค่ามอดูลัสยืดหยุ่น (E)

สมมติให้แผ่นพื้นและคานมีความแข็งแรง (Stiffness) มาก ทำให้ไม่เกิดการโก่งตัวแบบดัด และไม่มี การหมุนของจุดต่อระหว่างคานกับเสา

Degree of Freedom (DOF) ของการเคลื่อนที่ที่เคลื่อนตัวได้อย่างอิสระ (Free DOFs) จึงได้แก่ การเคลื่อนที่ในแนวราบของแผ่นพื้นแต่ละชั้น ซึ่งมีทั้งหมด 3 ชั้น ใช้สัญลักษณ์ u_1 , u_2 , และ u_3 สำหรับการเคลื่อนที่ของมวลชั้นที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ชั้นต่าง ๆ f_{s1} , f_{s2} , และ f_{s3} กับ การเคลื่อนที่ (การกระจัด) คือ

$$\begin{pmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ f_{s3} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 4k & -2k & 0 \\ -2k & 4k & -2k \\ 0 & -2k & 2k \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix} \quad \text{หรือ } \mathbf{f}_s = \mathbf{k}\mathbf{u}$$

โดยที่ แรงต้านทานของโครงสร้าง (Structural Resisting Force) $\mathbf{f}_s = \begin{pmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ f_{s3} \end{pmatrix}$,

เวกเตอร์ของการเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement Vector) $\mathbf{u} = \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix}$,

เมทริกซ์ของสติฟเนส (Structural Stiffness Matrix) $\mathbf{k} = \begin{bmatrix} 4k & -2k & 0 \\ -2k & 4k & -2k \\ 0 & -2k & 2k \end{bmatrix}$ และ

สติฟเนสของการรับแรงทางด้านข้างของเสา (Column Lateral Stiffness) $k = \frac{12EI}{h^3}$.

สัญลักษณ์ตัวเข้มแสดงถึงปริมาณแบบเวกเตอร์หรือเมทริกซ์ แรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลที่กระทำต่อ โครงสร้างจากการสั่นไหวของพื้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว

$$\mathbf{p}_{eff}(t) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$$

โดยที่ \mathbf{m} คือ เมทริกซ์ของมวล (Mass Matrix) $\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix}$

$\mathbf{1}$ คือ เวกเตอร์อิทธิพล (Influence Vector) $\mathbf{1} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$ และ

$\ddot{u}_g(t)$ คือ ความเร่งของพื้นดิน (Ground Acceleration)

สมการที่ควบคุมการเคลื่อนที่ของมวลที่ DOF ต่าง ๆ (Equation of Motion) คือ

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}_{eff}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t)$$

ซึ่งสามารถแก้สมการหาผลเฉลย $\mathbf{u}(t)$ ได้ด้วยวิธี Modal Analysis ซึ่งผลเฉลยจะอยู่ในรูปของผลรวมการตอบสนองจากหลายโหมดตั้งสมการ

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n \Gamma_n D_n(t)$$

โดยที่ ϕ_n คือ เวกเตอร์ของรูปร่างโหมดที่ n หาได้จากการวิเคราะห์ Eigenvalue Analysis ของเมทริกซ์มวล \mathbf{m} และ เมทริกซ์สติฟเนส \mathbf{k}

Γ_n คือ ตัวประกอบของการมีส่วนร่วมของโหมดที่ n มีค่าเท่ากับ $\frac{L_n^2}{M_n}$

$D_n(t)$ คือ การเปลี่ยนตำแหน่งของระบบที่มีระดับขั้นความเสรีเดียว (Single Degree of Freedom System, SDOF) ประจำโหมดที่ n เนื่องจากความเร่งของพื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$

M_n คือ Generalized Mass ของโหมดที่ n โดย $M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n$ และ $L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{1}$

สมการ Eigenvalue Problem ที่ใช้ในการหารูปร่างโหมด ϕ_n และความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหวประจำโหมด ω_n คือ

$$\mathbf{k}\phi_n = \omega_n^2 \mathbf{m}\phi_n$$

$$\begin{bmatrix} 4k & -2k & 0 \\ -2k & 4k & -2k \\ 0 & -2k & 2k \end{bmatrix} \phi_n = \begin{bmatrix} m\omega_n^2 & 0 & 0 \\ 0 & m\omega_n^2 & 0 \\ 0 & 0 & m\omega_n^2 \end{bmatrix} \phi_n$$

$$\begin{bmatrix} 4k - m\omega_n^2 & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\omega_n^2 & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\omega_n^2 \end{bmatrix} \phi_n = \mathbf{0}$$

สมการนี้มีผลเฉลย Nontrivial Solution เมื่อดีเทอร์มิแนนต์

$$\begin{vmatrix} 4k - m\omega_n^2 & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\omega_n^2 & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\omega_n^2 \end{vmatrix} = 0$$

ซึ่งดีเทอร์มิแนนต์ดังกล่าวเป็นสมการพหุนามดีกรีที่ 3

$$(4k - m\omega_n^2)^2 (2k - m\omega_n^2) - 4k^2 (4k - m\omega_n^2) - 4k^2 (2k - m\omega_n^2) = 0$$

มีรากของสมการ 3 ค่าได้แก่

$$\omega_n^2 = 0.3961 \frac{k}{m}, \quad 3.1099 \frac{k}{m}, \quad 6.494 \frac{k}{m}$$

ซึ่งความถี่ธรรมชาติประจำโหมดเท่ากับรากที่สองของค่ารากของสมการพหุนามข้างต้น โดยที่โหมดที่ 1 มีค่าความถี่ธรรมชาติต่ำที่สุด ส่วนโหมดที่ 2 และ 3 มีค่ามากขึ้นตามลำดับ

$$\omega_1 = 0.6294 \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad \omega_2 = 1.7635 \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad \omega_3 = 2.5483 \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$\omega_1 = 0.6294 \sqrt{\frac{12EI}{mh^3}}, \quad \omega_2 = 1.7635 \sqrt{\frac{12EI}{mh^3}}, \quad \omega_3 = 2.5483 \sqrt{\frac{12EI}{mh^3}}$$

$$\omega_1 = 2.1803 \sqrt{\frac{EI}{mh^3}}, \quad \omega_2 = 6.1089 \sqrt{\frac{EI}{mh^3}}, \quad \omega_3 = 8.8277 \sqrt{\frac{EI}{mh^3}}$$

หากแทนค่า $\omega_1^2 = 0.3961 \frac{k}{m}$ ลงในสมการ

$$\begin{bmatrix} 4k - m\omega_n^2 & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\omega_n^2 & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\omega_n^2 \end{bmatrix} \phi_n = \mathbf{0}$$

$$\begin{bmatrix} 4k - m\left(0.3961 \frac{k}{m}\right) & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\left(0.3961 \frac{k}{m}\right) & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\left(0.3961 \frac{k}{m}\right) \end{bmatrix} \phi_1 = \mathbf{0}$$

$$\begin{bmatrix} 3.6039 & -2 & 0 \\ -2 & 3.6039 & -2 \\ 0 & -2 & 1.6039 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

สมมติ $\phi_{31} = 1$ จะได้ $\phi_{21} = 0.8019$ และ $\phi_{11} = 0.4450$

$$\phi_1 = \begin{pmatrix} 0.4450 \\ 0.8019 \\ 1 \end{pmatrix}$$

หากแทนค่า $\omega_2^2 = 3.1099$ ลงในสมการ

$$\begin{bmatrix} 4k - m\omega_n^2 & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\omega_n^2 & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\omega_n^2 \end{bmatrix} \phi_n = \mathbf{0}$$

$$\begin{bmatrix} 4k - m\left(3.1099 \frac{k}{m}\right) & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\left(3.1099 \frac{k}{m}\right) & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\left(3.1099 \frac{k}{m}\right) \end{bmatrix} \phi_2 = \mathbf{0}$$

$$\begin{bmatrix} 0.8901 & -2 & 0 \\ -2 & 0.8901 & -2 \\ 0 & -2 & -1.1099 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

สมมติ $\phi_{32} = 1$ จะได้ $\phi_{22} = -0.555$ และ $\phi_{12} = -1.247$

$$\phi_2 = \begin{pmatrix} -1.247 \\ -0.555 \\ 1 \end{pmatrix}$$

หากแทนค่า $\omega_3^2 = 6.494$ ลงในสมการ

$$\begin{bmatrix} 4k - m\omega_n^2 & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\omega_n^2 & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\omega_n^2 \end{bmatrix} \phi_n = \mathbf{0}$$

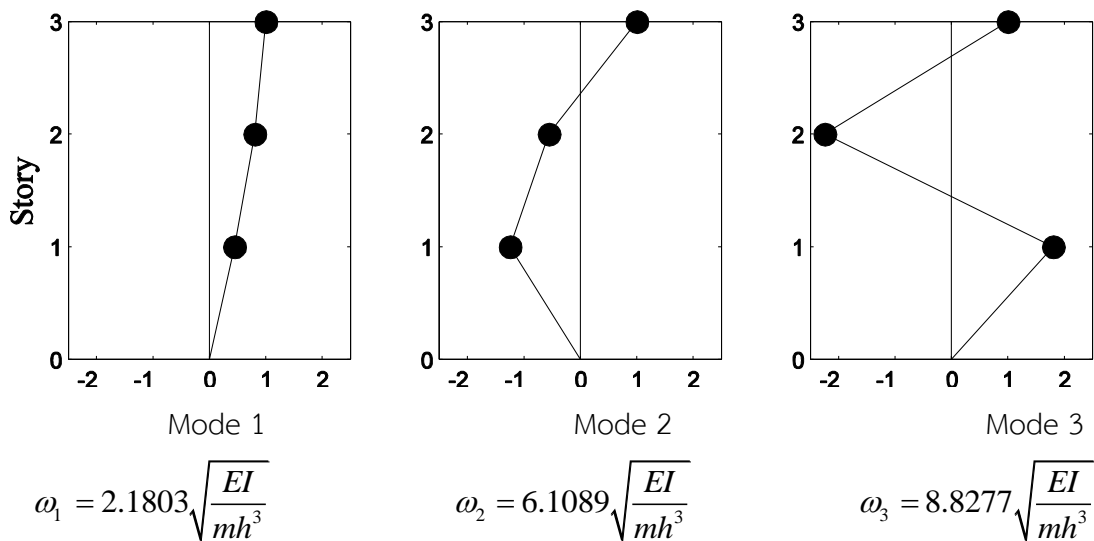
$$\begin{bmatrix} 4k - m\left(6.494 \frac{k}{m}\right) & -2k & 0 \\ -2k & 4k - m\left(6.494 \frac{k}{m}\right) & -2k \\ 0 & -2k & 2k - m\left(6.494 \frac{k}{m}\right) \end{bmatrix} \phi_3 = \mathbf{0}$$

$$\begin{bmatrix} -2.494 & -2 & 0 \\ -2 & -2.494 & -2 \\ 0 & -2 & -4.494 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \phi_{13} \\ \phi_{23} \\ \phi_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

สมมติ $\phi_{33} = 1$ จะได้ $\phi_{23} = -2.247$ และ $\phi_{13} = 1.8019$

$$\phi_3 = \begin{pmatrix} 1.8019 \\ -2.2470 \\ 1 \end{pmatrix}$$

ซึ่งรูปร่างโหมด ϕ_n และความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหวประจำโหมด ω_n เป็นคุณสมบัติตามธรรมชาติของอาคารขึ้นอยู่กับกระจายมวลและสติเฟนส์ในอาคาร ดังรูปที่ 2.3-3



รูปที่ 2.3-3 รูปร่างโหมด ϕ_n และความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหวประจำโหมด ω_n

คาบธรรมชาติของการสั่นไหวประจำโหมด $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$ ซึ่งเท่ากับ

$$T_1 = 2.8819 \sqrt{\frac{mh^3}{EI}}, \quad T_2 = 1.0285 \sqrt{\frac{mh^3}{EI}}, \quad T_3 = 0.7118 \sqrt{\frac{mh^3}{EI}}$$

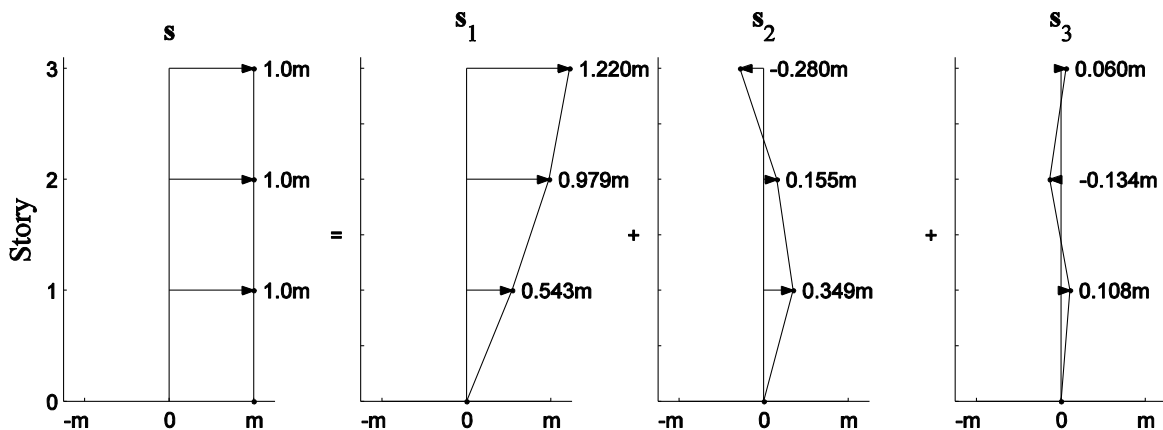
จากเวกเตอร์รูปร่างโหมด ϕ_n ที่หาค่าได้จาก Eigenvalue Analysis นำไปคำนวณ $L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{u}$, $M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n$, และ $\Gamma_n = \frac{L_n^2}{M_n}$

ตารางที่ 2.3-1 คุณสมบัติประจำโหมด ได้แก่ ตัวประกอบการมีส่วนร่วมและมวลประสิทธิผลประจำโหมด

Mode		Generalized modal mass	Modal participation factor	Effective modal mass	Cumulative effective modal mass
	$L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{u}$	$M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n$	$\Gamma_n = \frac{L_n^2}{M_n}$	$M_n^* = \sum_{i=1}^N s_{in}$	
1	2.2470m	1.8412m	1.2204	2.7422m	2.7422m (91.4%)
2	-0.8019m	2.8629m	-0.2801	0.2246m	2.9669m (98.9%)
3	0.5550m	9.2959m	0.0597	0.0331m	3m (100%)

การกระจายแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลตามโหมด $\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n$ มีค่าดังนี้ โดยที่ $\mathbf{s}_1 + \mathbf{s}_2 + \mathbf{s}_3 = \mathbf{m} \mathbf{u}$

$$\mathbf{s}_1 = \begin{pmatrix} 0.5431m \\ 0.9787m \\ 1.2204m \end{pmatrix} \quad \mathbf{s}_2 = \begin{pmatrix} 0.3493m \\ 0.1554m \\ -0.2801m \end{pmatrix} \quad \mathbf{s}_3 = \begin{pmatrix} 0.1076m \\ -0.1341m \\ 0.0597m \end{pmatrix} \quad \mathbf{m} \mathbf{u} = \begin{pmatrix} m \\ m \\ m \end{pmatrix}$$



รูปที่ 2.3-4 การกระจายแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลแยกตามโหมดต่าง ๆ

มวลประสิทธิผลประจำโหมด (Effective Modal Mass) $M_n^* = \sum_{i=1}^N s_{n,i}$ มีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่ฐานภายใต้การกระจายแรงแผ่นดินไหวประจำโหมด ซึ่งเท่ากับผลรวมของแรง \mathbf{s}_n ที่ทุก DOF มีค่าแสดงดังตารางที่ 2.3-1 จะเห็นได้ว่าโหมดที่ 1 โหมดเดียวมี มวลประสิทธิผลสะสมเกิน 90% ของมวลทั้งหมดของอาคาร หากอ้างอิงตาม มยพ.1301/1302-61 ข้อ 4.2.1 สามารถพิจารณาผลตอบสนองเฉพาะโหมดที่ 1

โหมดเดียวกันก็เพียงพอ แต่ในตัวอย่างการคำนวณนี้จะพิจารณาทั้งสามโหมดเพื่อให้เห็นรายละเอียดของการคำนวณต่อไป

ในการคำนวณแรงเฉือนรวมที่ฐานของอาคารด้วยวิธี Modal Response Spectrum Analysis (RSA) ต้องใช้ค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมจากกราฟที่ค่าคาบธรรมชาติของการสั่นไหวตรงกับคาบธรรมชาติของการสั่นไหวประจำโหมด T_n ซึ่งในที่นี้จะใช้สัญลักษณ์ A_n สำหรับค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมที่ตรงกับคาบธรรมชาติ T_n ของโหมดที่ n แรงเฉือนรวมที่ฐานแบบอิลาสติกเนื่องจากการสั่นไหวในโหมดที่ n คำนวณได้ตามสมการ

$$V_{bne} = M_n^* A_n$$

แรงเฉือนรวมที่ฐานสำหรับการออกแบบที่รวมผลจาก j โหมดที่พิจารณา ตามวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) แบบเดิม สามารถคำนวณได้ตามสมการข้างล่างนี้ เพื่อใช้คำนวณค่าตัวประกอบปรับค่า (S_F) ตามหัวข้อ 4.2.4 ของ มยพ.1301/1302-61

$$V_b = \frac{I}{R} \sqrt{V_{b,1e}^2 + V_{b,2e}^2 + V_{b,3e}^2 + \dots + V_{b,je}^2}$$

โดยที่ I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (ตารางที่ 1.5-1 ของ มยพ.1301/1302-61) และ R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor)

ส่วนการคำนวณแรงเฉือนในชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้งสำหรับการออกแบบแต่ละชิ้นส่วนให้ใช้วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) ซึ่งสมมติให้ผลตอบแทนในโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐาน (โหมด 1) เป็นแบบอิลาสติก ที่ไม่มีการหารด้วยค่า R ซึ่งคำนวณได้ดังสมการ

$$V = I \sqrt{\left(\frac{S_F \Omega_0 V_{1e}}{R} \right)^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2 + \dots}$$

โดยที่ V_{1e} , V_{2e} , และ V_{3e} คือ แรงเฉือนในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ

Ω_0 คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (ตารางที่ 2.3-1 ของ มยพ.1301/1302-61) และ S_F คือ ตัวคูณปรับค่าตามหัวข้อ 4.2.4 ของ มยพ.1301/1302-61

ค่าการตอบสนองที่เป็นแรงภายในของโครงสร้างอื่น ๆ สามารถคำนวณได้ด้วยวิธีการคล้ายกัน โดยให้วิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตภายใต้แรงกระทำ s_n ในโหมดที่ n ดังรูปที่ 2.3-4 ค่าการตอบสนองแบบแรงภายในที่พิจารณา เรียกว่า ค่าการตอบสนองแบบสถิตประจำโหมดที่ n (Static Modal Response, r_n^{st}) ค่าการตอบสนองสูงสุดแบบอิลาสติกเนื่องจากการสั่นไหวในโหมดที่ n (Peak Modal Response, r_n) คำนวณได้จาก

$$r_{ne} = r_n^{st} A_n$$

และค่าการตอบสนองสูงสุดแบบอิลาสติกที่รวมผลจาก j โหมดที่พิจารณาด้วยวิธี Square-Root-of-Sum-of-Square (SRSS) ในวิธีวิเคราะห์ Response Spectrum Analysis (RSA) คือ

$$r_e = \sqrt{r_{1e}^2 + r_{2e}^2 + \dots + r_{je}^2}$$

ในการคำนวณแรงสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนต่าง ๆ ยกเว้นแรงเฉือนในชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่ง ให้ทำตามวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) แบบเดิม เช่น แรงภายในสำหรับการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด (Bending Moment) จะมีการคูณด้วยค่า $\frac{S_F I}{R}$ ตามสมการ

$$M = \frac{S_F I}{R} \sqrt{M_{1e}^2 + M_{2e}^2 + M_{3e}^2 + \dots}$$

ส่วนค่าการเคลื่อนตัว (การเปลี่ยนตำแหน่ง) และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นแบบอิลาสติกจากการสั่นไหวในแต่ละโหมด คำนวณได้จาก

$$\delta_{ne} = \Gamma_n \phi_n D_n = \left(\frac{\Gamma_n \phi_n}{\omega_n^2} \right) A_n$$

$$\Delta_{ne} = \Gamma_n (\phi_{n,x} - \phi_{n,x-1}) D_n = \frac{\Gamma_n (\phi_{n,x} - \phi_{n,x-1})}{\omega_n^2} A_n$$

ซึ่ง $D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2}$ และ $\phi_{n,x} - \phi_{n,x-1}$ คือการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในรูปร่างโหมดที่ชั้นที่ x

จากนั้นคำนวณค่าการเคลื่อนตัว (การเปลี่ยนตำแหน่ง) และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงแบบอิลาสติกที่รวมผลจากการสั่นไหวหลายโหมด ที่ใช้สำหรับตรวจสอบกับเกณฑ์ที่ยอมให้ในข้อ 2.11.1 ของ มยพ.1301/1302-61 สามารถคำนวณตามวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) ได้ดังสมการ

$$\delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\delta_{1e}^2 + \delta_{2e}^2 + \delta_{3e}^2 + \dots}$$

$$\Delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\Delta_{1e}^2 + \Delta_{2e}^2 + \Delta_{3e}^2 + \dots}$$

โดยที่ C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว และ Δ คือ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

จากตัวอย่างข้างต้น สมมติให้มวลแต่ละชั้น $m = 100$ ตัน ความสูงชั้น $h = 4\text{m}$ ความยาวช่วงคาน $L = 8\text{m}$ และค่า EI ประสิทธิภาพของหน้าตัดเสาเท่ากับ $104,167 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ จะได้ความถี่ธรรมชาติประจำโหมด

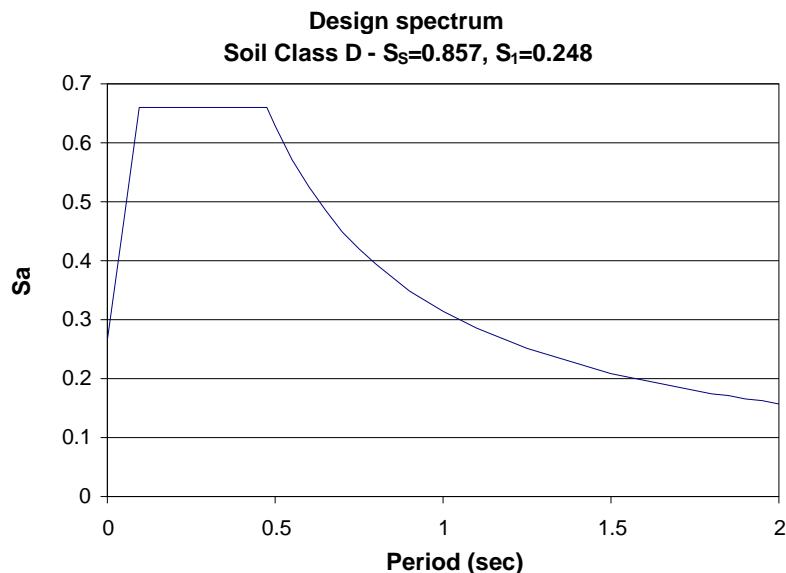
$$\omega_1 = 2.1803\sqrt{\frac{EI}{mh^3}}, \quad \omega_2 = 6.1089\sqrt{\frac{EI}{mh^3}}, \quad \omega_3 = 8.8277\sqrt{\frac{EI}{mh^3}}$$

$$\omega_1 = 2.1803\sqrt{\frac{104,167 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \times 1000}{100,000 \text{ kg} \times (4 \text{ m})^3}} = 8.796 \text{ rad/sec},$$

$$\omega_2 = 24.646 \text{ rad/sec}, \quad \omega_3 = 35.614 \text{ rad/sec}$$

คาบธรรมชาติประจำโหมดเท่ากับ

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{8.796} = 0.714 \text{ sec}, \quad T_2 = 0.255 \text{ sec}, \quad T_3 = 0.176 \text{ sec}$$



รูปที่ 2.3-5 สเปกตรัมสำหรับการออกแบบ $S_{DS} = 0.661, S_{D1} = 0.315$

สมมติให้อาคารนี้ตั้งอยู่นอกเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล บนดินแน่นปานกลาง (ชั้นดินประเภท D) สเปกตรัมสำหรับการออกแบบแสดงดังรูปที่ 2.3-5 ความเร่งเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นตรงกับคาบธรรมชาติประจำโหมดต่าง ๆ ได้แก่

$$A_1 = Sa(T_1) \times g = Sa(0.714 \text{ sec}) \times g = 0.441g, \quad A_2 = 0.661g, \quad A_3 = 0.661g$$

แรงเฉือนที่ฐานแบบอิลาสติกเนื่องจากการสั่นไหวในแต่ละโหมดเท่ากับ

$$V_{b1e} = M_1^* A_1 = 2.7422 \times 10^5 \text{ kg} \times 0.441 \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 1,185,970 \text{ N} = 1186 \text{ kN}$$

$$V_{b2e} = M_2^* A_2 = 0.2246 \times 10^5 \text{ kg} \times 0.661 \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 145,595 \text{ N} = 145.6 \text{ kN}$$

$$V_{b3e} = M_3^* A_3 = 0.0331 \times 10^5 \text{ kg} \times 0.661 \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 21,457 \text{ N} = 21.5 \text{ kN}$$

แรงเฉือนรวมที่ฐานคำนวณตามวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) แบบเดิมเท่ากับ

$$V_b = \frac{I}{R} \sqrt{V_{b1e}^2 + V_{b2e}^2 + V_{b3e}^2 + \dots + V_{bje}^2} = \frac{1}{8} \sqrt{1186^2 + 145.6^2 + 21.5^2} = 149.4 \text{ kN}$$

จะต้องตรวจสอบว่าแรงเฉือนรวมที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ RSA แบบเดิมนี้อาจต่ำกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear, V) ที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าหรือไม่ ถ้าแรงเฉือนรวมที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ RSA แบบเดิมนี้อาจต่ำกว่า 85% V ให้ปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบ

$$\text{ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์โดยคูณด้วยค่า } S_F = 0.85 \frac{V}{V_b}$$

ขั้นแรกคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐาน T ตามสมการที่ 3.3-1 ของ มยพ.1301/1302-61

$$T = 0.02H = 0.02 \times 12 = 0.24 \text{ วินาที}$$

ในการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานตามสมการแรงสถิตเทียบเท่า V (หัวข้อที่ 4.2.4 ของ มยพ.1301/1302-61) ให้ใช้ค่าคาบการสั่นของโหมดพื้นฐานที่ได้จากการวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติเชิงโหมด (Eigenvalue Analysis) แต่ไม่เกิน 1.5 ของค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.3-1 ของ มยพ.1301/1302-61 หรือ $1.5T$ ดังนั้นจะใช้ค่าคาบการสั่น $T = 1.5 \times 0.24 = 0.36$ วินาที ในการคำนวณแรงเฉือนด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

$$V = C_s W$$

โดยที่
$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.661}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0826$$

ซึ่ง C_s ต้องไม่เกิน $\frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.315}{0.36\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.1094$ และต้องไม่ต่ำกว่า 0.01 ดังนั้น $C_s = 0.0826$ และ

แรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์แรงสถิตเทียบเท่า มีค่าเท่ากับ

$$V = C_s W = 0.0826 \times 300,000 \text{ kg} \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 243,017 \text{ N} = 243.1 \text{ kN}$$

ซึ่ง $V_b = 149.4 \text{ kN}$ จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์มีค่าน้อยกว่า $0.85V = 0.85 \times 243.1 = 206.6 \text{ kN}$ จึง

ต้องคูณปรับค่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ด้วย

$$\text{Scaling Factor } (S_F) = \frac{0.85V}{V_b} = \frac{0.85 \times 243.1}{149.4} = 1.383$$

ยกตัวอย่างเช่น หากต้องการคำนวณโมเมนต์ดัดที่โคนเสาชั้นล่างสุด โมเมนต์ดัดในเสาแต่ละต้นเท่ากับแรง

เฉือนในเสาแต่ละต้นคูณความสูงชั้นหารสอง $\frac{V_{b,col,ne} h}{2} = \frac{V_{b,ne} h}{4}$

ค่าการตอบสนองโมเมนต์ดัดในเสาชั้นล่างแบบสถิตประจำโหมดต่าง ๆ ได้แก่

$$M_{b1}^{st} = \frac{M_1^* h}{4} = \frac{2.7422mh}{4} = 0.6856mh = 0.6856 \times 100,000 \text{ kg} \times 4\text{m} = 274,240 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{b2}^{st} = \frac{M_2^* h}{4} = \frac{0.2246mh}{4} = 0.05615mh = 0.05615 \times 100,000 \text{ kg} \times 4\text{m} = 22,460 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{b3}^{st} = \frac{M_3^* h}{4} = \frac{0.0331mh}{4} = 0.00828mh = 0.00828 \times 100,000 \text{ kg} \times 4\text{m} = 3310 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

ค่าการตอบสนองโมเมนต์ดัดในเสาชั้นล่างแบบอีลาสติกจากการสั่นไหวโหมดต่าง ๆ ได้แก่

$$M_{1e} = M_1^{st} A_1 = 274,240 \text{ kg} \cdot \text{m} \times 0.441 \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 1186 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2e} = M_2^{st} A_2 = 22,460 \text{ kg} \cdot \text{m} \times 0.661 \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 145.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3e} = M_3^{st} A_3 = 3310 \text{ kg} \cdot \text{m} \times 0.661 \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 21.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

โมเมนต์ดัดในเสาชั้นล่างรวมผลจากการสั่นไหวโหมดต่าง ๆ ตามวิธี RSA

$$M = \frac{S_F I}{R} \sqrt{M_{1e}^2 + M_{2e}^2 + M_{3e}^2} = \frac{1.383 \times 1}{8} \sqrt{1186^2 + 145.6^2 + 21.5^2} = 206.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

และหากต้องการคำนวณการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นล่างสุด การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นล่างสุดเนื่องจากการสั่นไหวในแต่ละโหมด ได้แก่

$$\Delta_{1e} = \frac{\Gamma_1 (\phi_{1,1} - 0)}{\omega_1^2} A_1 = \frac{1.220(0.445)}{8.796^2} 0.441 \times 9.807 = 0.0304 \text{ m} = 3.04 \text{ cm}$$

$$\Delta_{2e} = \frac{\Gamma_2 (\phi_{2,1} - 0)}{\omega_2^2} A_2 = \frac{-0.2801(-1.247)}{24.646^2} 0.661 \times 9.807 = 0.00373 \text{ m} = 0.373 \text{ cm}$$

$$\Delta_{3e} = \frac{\Gamma_3 (\phi_{3,1} - 0)}{\omega_3^2} A_3 = \frac{0.0597(1.802)}{35.614^2} 0.661 \times 9.807 = 0.00055 \text{ m} = 0.055 \text{ cm}$$

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นล่างสุดที่รวมผลของโหมดต่างตามวิธี RSA เท่ากับ

$$\Delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\Delta_{1e}^2 + \Delta_{2e}^2 + \Delta_{3e}^2} = \frac{5.5}{8} \sqrt{3.04^2 + 0.373^2 + 0.055^2} = 2.10 \text{ cm} = 0.00526 \text{ h}$$

สังเกตว่าไม่ต้องคูณปรับค่าการเคลื่อนตัวด้วยตัวคูณปรับค่า S_F

หากต้องการคำนวณแรงเฉือนในเสาหนึ่งต้นที่ชั้นล่างสุด แรงเฉือนในเสาแต่ละต้นแบบอิลาสติกเท่ากับแรง

$$\text{เฉือนรวมในชั้นแบบอิลาสติกหารสอง } V_{b,col,ne} = \frac{V_{b,ne}}{2}$$

แรงเฉือนในเสาหนึ่งต้นที่ชั้นล่างสุดสำหรับการออกแบบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาหนึ่งต้น คำนวณโดยรวมผลจากการสั่นไหวโหมดต่าง ๆ ตามวิธี Modified RSA ได้เท่ากับ

$$V_{b,col} = I \sqrt{\left(\frac{S_F \cdot \Omega_0 V_{b,col,1e}}{R}\right)^2 + V_{b,col,2e}^2 + V_{b,col,3e}^2} = \sqrt{\left(\frac{1.383 \times 3 \times \frac{1186}{2}}{8}\right)^2 + \left(\frac{145.6}{2}\right)^2 + \left(\frac{21.5}{2}\right)^2} = 316.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.4 ตัวอย่างการคำนวณด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (Modified Response Spectrum Analysis)

กระบวนการของวิธี Modified Response Spectrum Analysis

1. สร้างกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบ (Design Spectrum) สำหรับที่ตั้งอาคาร
2. สร้างแบบจำลองโครงสร้างที่มีการปรับลดค่าสติเฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างตามมาตรฐานการออกแบบ
3. วิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณหาคุณสมบัติเชิงโมดในแต่ละโหมด โดยในการวิเคราะห์ต้องพิจารณาจำนวนโหมดให้มีค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลไม่น้อยกว่า 90% ของมวลในแต่ละทิศทางที่พิจารณา
4. คำนวณแรงเฉือนรวมที่ฐานจากวิธีเชิงพลศาสตร์ RSA (แบบเต็ม)

$$V_t = \frac{I}{R} \sqrt{V_{b,1e}^2 + V_{b,2e}^2 + V_{b,3e}^2 + \dots} \quad (4.2-2)$$

5. คำนวณแรงเฉือนรวมที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า
6. คำนวณตัวประกอบปรับค่าแรงเฉือนที่ฐาน S_F เพื่อปรับค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานจากวิธีเชิงพลศาสตร์ให้มีค่าไม่น้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนรวมที่ฐานที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดย S_F ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1
7. คำนวณการมีส่วนร่วมของผลตอบสนองเชิงเส้นในแต่ละโหมด
8. จาก มยพ.1301/1302-61 คำนวณโมเมนต์ดัดออกแบบจากสมการที่ 4.2-9 แรงเฉือนออกแบบสำหรับองค์อาคารแนวตั้งรายชิ้นส่วนจากสมการที่ 4.2-3 การเคลื่อนตัวจากสมการที่ 4.2-4 และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารจากสมการที่ 4.2-5

$$M = \frac{S_F \cdot I}{R} \sqrt{M_{1e}^2 + M_{2e}^2 + M_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-9)$$

$$V = I \sqrt{\left(\frac{S_F \cdot \Omega_0}{R} V_{1e}\right)^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-3)$$

$$\delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\delta_{1e}^2 + \delta_{2e}^2 + \delta_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-4)$$

$$\Delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\Delta_{1e}^2 + \Delta_{2e}^2 + \Delta_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-5)$$

โดยที่ R คือ ตัวประกอบปรับค่าผลตอบสนอง

C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการเคลื่อนที่

Ω_0 คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน

I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

M_{ie} , V_{ie} , δ_{ie} และ Δ_{ie} คือ ค่าโมเมนต์ดัด, แรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งรายชิ้นส่วน, การเคลื่อนตัว, และการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชิ้นอาคารของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น (Elastic) สำหรับโหมดการสั่นไหวที่ i ตามลำดับ

S_F คือ ตัวประกอบปรับค่าแรงภายในที่วิเคราะห์ได้จากวิธีเชิงพลศาสตร์ RSA โดยมีเป้าหมายเพื่อให้แรงเฉือนรวมที่ฐานอาคารมีค่าไม่น้อยกว่า 0.85 เท่าของแรงเฉือนรวมที่ฐานอาคารที่คำนวณได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า V ซึ่งค่าตัวประกอบ S_F นี้คำนวณได้จาก $0.85V/V_t$ และ S_F ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1 โดยที่ V คือ แรงเฉือนที่ฐานซึ่งคำนวณมาจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและ V_t คือ แรงเฉือนที่ฐานซึ่งคำนวณจากวิธี RSA (แบบเดิม) ตามสมการที่ 4.2-2 ของ มยพ.1301/1302-61 ซึ่งแสดงในข้อ 4 ข้างต้น

9. รวมแรงแผ่นดินไหวกับแรงกระทำอื่น ๆ ตามหัวข้อ 2.5 ของ มยพ.1301/1302-61

10. พิจารณาค่าความเครียดยืดหยุ่นของกำแพง จากสมการที่ 4.2-10 และ 4.2-11 ของ มยพ.1301/1302-61 โดยในบริเวณที่มีค่าความเครียดมากกว่า 0.002 จะต้องมีกรให้รายละเอียดโครงสร้างแบบเหนียว (Ductile Detailing)

ความเครียดดึง
$$\varepsilon_t = \frac{P}{E_c A_g} + \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c + \frac{1}{3} c_{long}\right) \quad (4.2-10)$$

ความเครียดอัด
$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_c A_g} - \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c - \frac{1}{3} c_{long}\right) \quad (4.2-11)$$

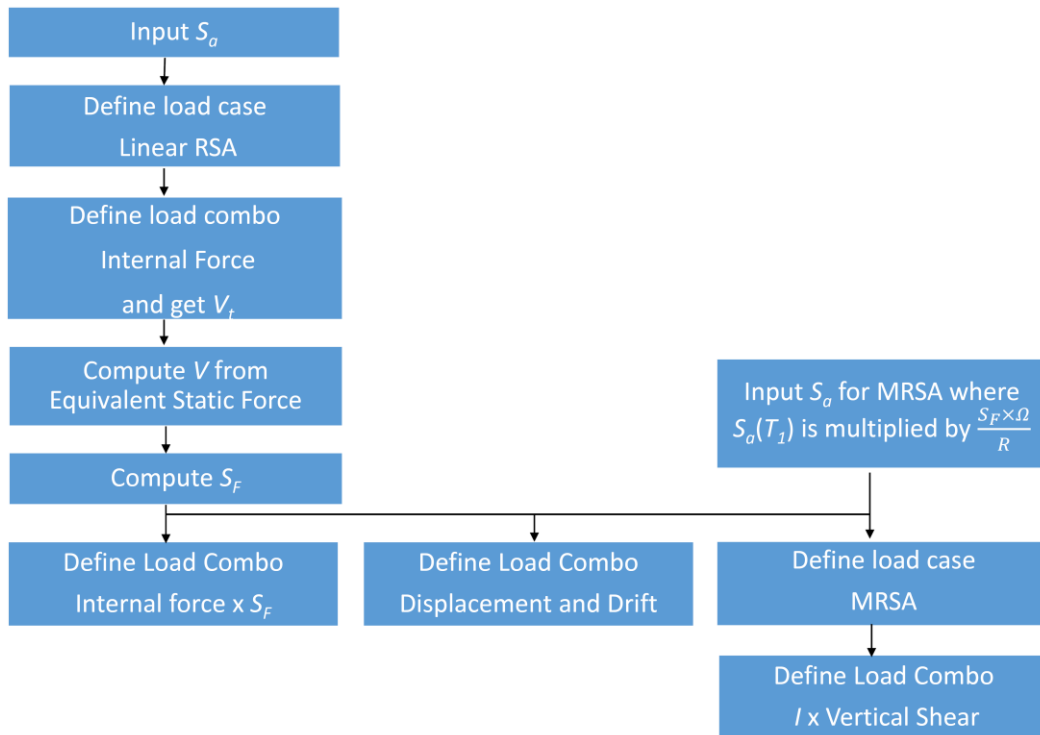
โดยที่ $\varepsilon_c, \varepsilon_t$ คือ ค่าความเครียดอัดและความเครียดดึงของกำแพงตามลำดับ

M, P	คือ ค่าโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนของก้ำแพงตามลำดับ ซึ่งคำนวณได้จากการวิเคราะห์ RSA แบบยึดหยุ่นเชิงเส้น (ไม่มีการคูณหรือหารด้วยตัวประกอบต่าง ๆ เช่น S_F, Ω_0, I, R) และรวมผลของแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งที่ปรับค่าแล้ว (Factored Gravity Load) แรงตามแนวแกนแบบอัดให้มีค่าเป็นลบ
c	คือ ระยะจากแกนสะเทินแบบอิลาสติกถึงตำแหน่งที่ต้องการคำนวณความเครียด
c_{long}	คือ ระยะจากแกนสะเทินแบบอิลาสติกถึงขอบของหน้าตัดชิ้นส่วนด้านที่ไกลกว่า
A_g	คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของก้ำแพง
E_c	คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และ
I_{eff}	คือ ค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยประสิทธิผลที่ปรับลดค่าเนื่องจากการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีต (Effective Moment of Inertia of Cross-Sectional Area) คำนวณได้จากสมการที่ 2.4-1 ซึ่งอ้างอิงตามตารางที่ 6.6.3.1.1(b) ในมาตรฐาน ACI 318M-14 โดยให้ใช้ค่า I_{eff} ไม่น้อยกว่า $0.35I_g$ และไม่มากกว่า $0.875I_g$

$$I_{eff} = \left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g} \right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0} \right) I_g \quad (2.4-1)$$

โดยที่ I_g	คือ โมเมนต์ของความเฉื่อยของหน้าตัดก้ำแพงที่คำนวณจากหน้าตัดเต็ม
A_{st}	คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมยื่นในก้ำแพง
M_u, P_u	คือ โมเมนต์ดัดออกแบบและแรงตามแนวแกนของก้ำแพงที่ทำให้เกิดค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยประสิทธิผลน้อยที่สุด
h	คือ ความลึกของหน้าตัด ซึ่งก็คือความยาวของก้ำแพง ในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวมีทิศทางขนานกับก้ำแพง
P_0	คือ กำลังต้านทานแรงตามแนวแกนที่ระบุ โดยไม่มีการเยื้องศูนย์

ขั้นตอนที่ 1 ถึง 8 สามารถใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างที่วิศวกรนิยมใช้โดยทั่วไป ช่วยอำนวยความสะดวกในการคำนวณตามวิธี Modified RSA ได้ โดยมีเทคนิคการป้อนข้อมูลดังแสดงในแผนภาพที่ 2.4-1



แผนภาพที่ 2.4-1 ลำดับขั้นตอนของป้อนคำสั่งให้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างที่วิศวกรนิยมใช้กันอยู่ทั่วไป ช่วยทำการคำนวณตามวิธี Modified Response Spectrum Analysis

ตัวอย่างที่ 4 ตัวอย่างการคำนวณนี้ใช้อาคารสูง 39 ชั้นในการอธิบายกระบวนการวิเคราะห์เพื่อออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ (Response Spectrum Analysis, RSA) และปรับปรุงวิธีการคำนวณแรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งรายชั้นส่วน เรียกว่า วิธี Modified RSA โดยคุณลักษณะของอาคารสรุปได้ดังตารางที่ 2.4-1 ถึงตารางที่ 2.4-3 หน้าหน้าบรรทัดทุกแนวตั้งที่ใช้แสดงอยู่ในตารางที่ 2.4-4 ผังพื้นอาคารและแบบจำลอง 3 มิติของอาคารแสดงอยู่ในรูปที่ 2.4-1 ในกรณีของอาคารนี้ เสารับแรงเฉือนเนื่องจากแรงด้านข้างน้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงด้านข้างทั้งหมด ยกเว้นที่ชั้นบนสุด ดังแสดงในรูปที่ 2.4-2 จึงไม่เข้าข่ายระบบโครงสร้างแบบผสม (Dual System) ในที่นี้ใช้ระบบต้านทานแรงด้านข้างเป็นกำแพงรับแรงเฉือนที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ ข้อ 2.5 ในตารางที่ 2.3-1 ของ มยพ.1301/1302-61 ซึ่งมีตัวประกอบสำหรับการออกแบบได้แก่ $R=6$, $C_d=5$, $\Omega_0=2.5$ เนื่องจากเข้าเกณฑ์ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง โดยมีประเภทความสำคัญ III ซึ่งตัวประกอบความสำคัญ $I=1.25$

ตารางที่ 2.4-1 คุณลักษณะของอาคารสูง 39 ชั้น

จำนวนชั้น	39
ความสูง (m)	123.55
ความสูง Podium (m)	26.05

ตารางที่ 2.4-1 คุณสมบัติของอาคารสูง 39 ชั้น (ต่อ)

อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างทางแกน X	3.6
อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างทางแกน Y	2.8
ความสูงชั้นโดยทั่วไป (m)	3.2
พื้นที่แต่ละชั้นของตึกที่อยู่เหนือ Podium (m ²)	624
พื้นที่แต่ละชั้นของตึกช่วง Podium (m ²)	1504
อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดกำแพงต่อพื้นที่ชั้นอาคาร	0.015
อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเสาต่อพื้นที่ชั้นอาคาร	0.013
ความหนากำแพงสูงสุด (m)	0.35
ขนาดเสาที่ชั้นล่างสุด (m x m)	1.8 x 0.8
ระบบพื้น	Post-tensioned flat slab
ระบบต้านทานแรงต้านข้าง	Special RC shear wall
ตัวประกอบเพื่อการออกแบบ	$R = 6, C_d = 5, \Omega_0 = 2.5$

ตารางที่ 2.4-2 ความหนาพื้นและกำแพง (ซม.)

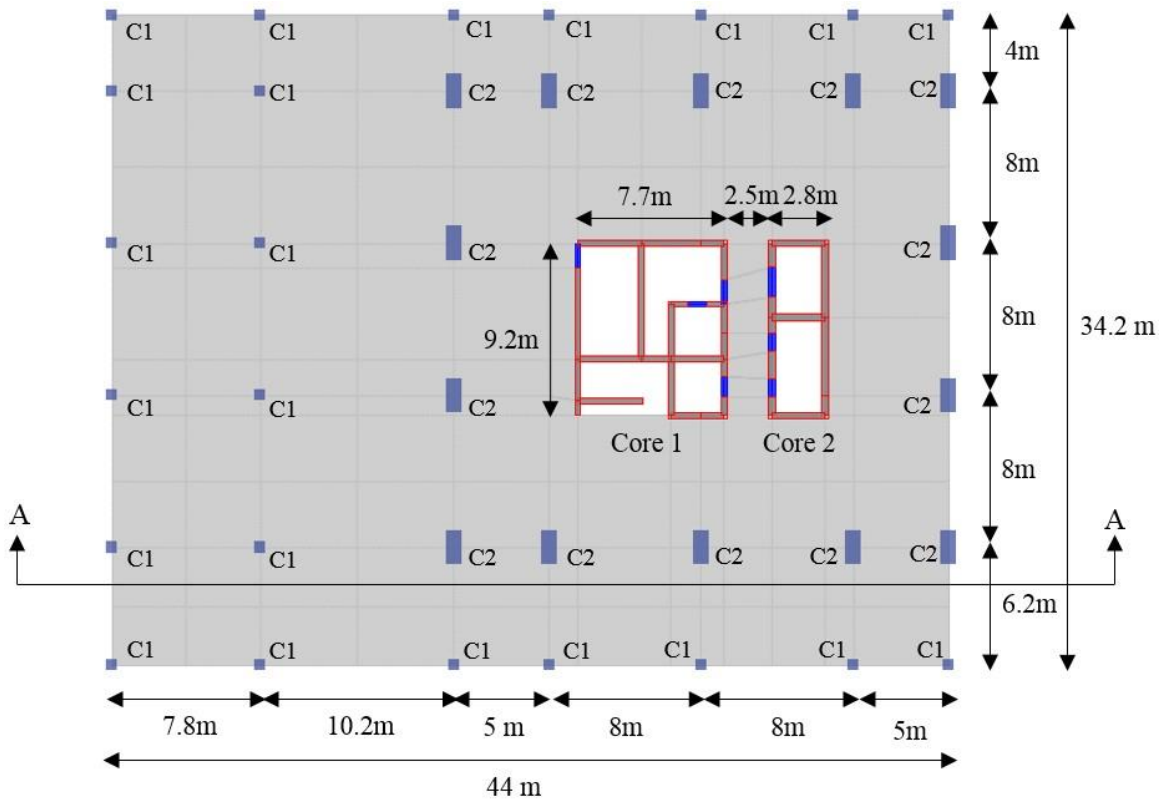
Story	Slab	Core 1	Core 2
8 th - 39 th	25	30	35
Base - 8 th	30	30	35

ตารางที่ 2.4-3 ขนาดหน้าตัดเสา (ซม. x ซม.)

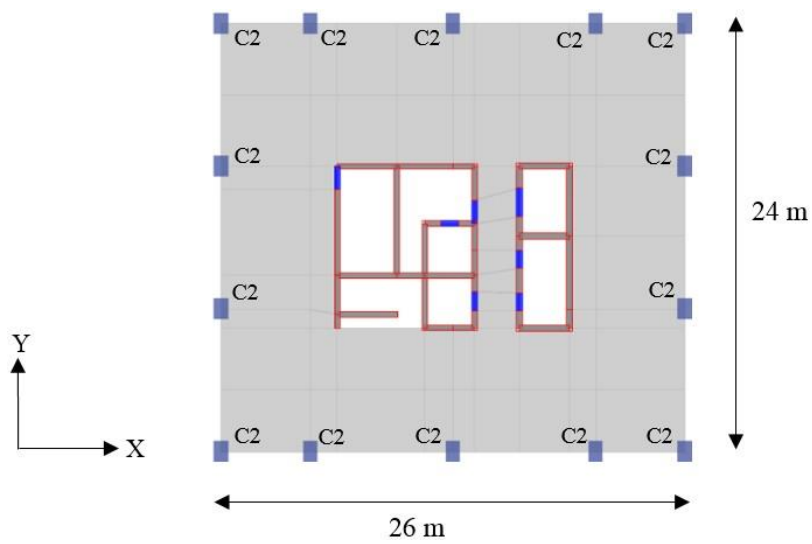
Story	C1	C2
35 th - 39 th		80 x 80
12 th - 35 th		80 x 120
10 th - 12 th		80 x 140
8 th - 10 th		80 x 160
Base - 8 th	60 x 60	80 x 180

ตารางที่ 2.4-4 น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งคงที่เพิ่มเติมและน้ำหนักบรรทุกจร

Story	SDL (kPa)	LL (kPa)
8 th - 39 th	2.5	3
Base - 8 th	2.5	2

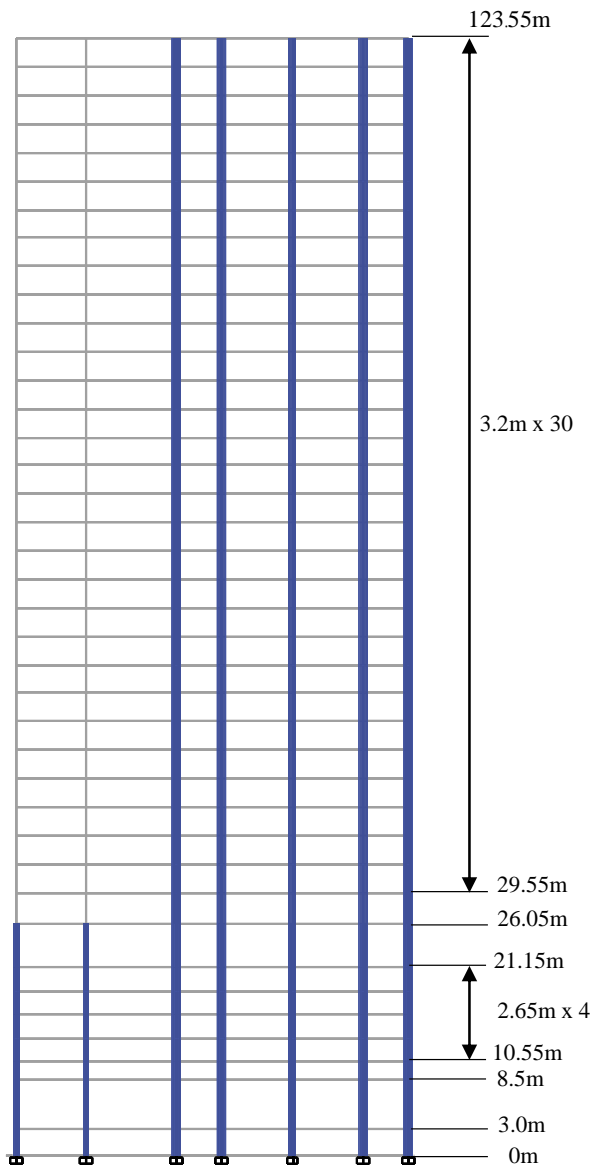


a) ผังพื้นที่ชั้น 1 ถึงชั้น 7



b) ผังพื้นที่ชั้น 8 ถึงชั้นหลังคา

รูปที่ 2.4-1 ผังพื้นที่และแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติของอาคาร

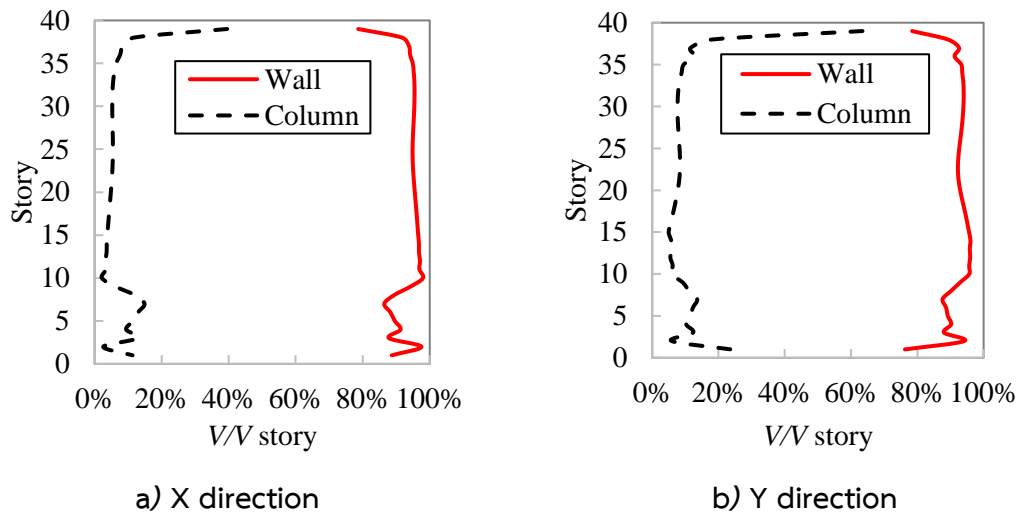


c) รูปตัด A-A



d) แบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติ

รูปที่ 2.4-1 ผังพื้นและแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติของอาคาร (ต่อ)



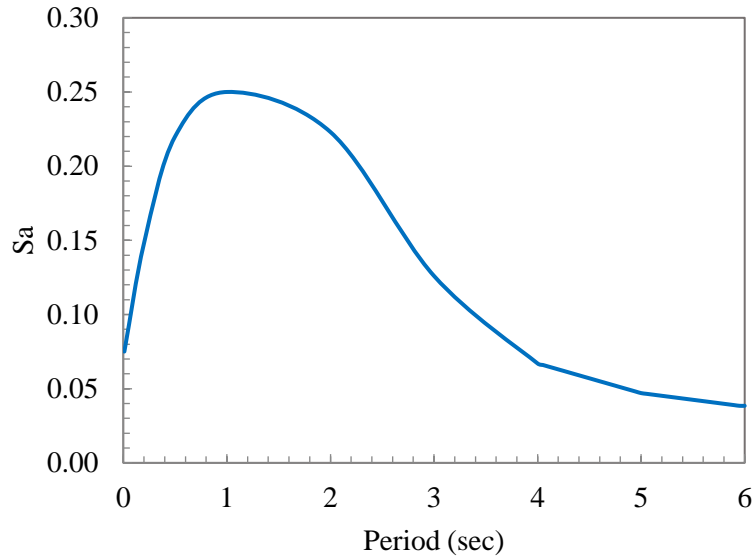
รูปที่ 2.4-2 สัดส่วนแรงเฉือนที่ต้านทานโดยเสาและกำแพงคิดเป็นร้อยละของแรงด้านข้างทั้งหมด

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ

ในตัวอย่างนี้สมมติว่าอาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานครชั้นใน (โซน 5) ซึ่งมีกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ (S_a) ดังรูปที่ 2.4-3 ซึ่งนำมาจากรูปที่ 1.4-8 ในหัวข้อ 1.4.5.2 ของ มยพ. 1301/1302-61 สังเกตว่าค่าดังกล่าวนี้ไม่ต้องการคูณ F_a , F_v และ 2/3 ตามหัวข้อ 1.4.3 และ 1.4.4 ของ มยพ.1301/1302-61 อีก เนื่องจากรูปที่ 1.4-8 ของ มยพ.1301/1302-61 ได้รวมผลของชั้นดินอ่อนที่กรุงเทพมหานครชั้นในไว้แล้วและได้ถูกคูณ 2/3 เพื่อแปลงจากแผ่นดินไหวสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake, MCE) ให้เป็นระดับความรุนแรงสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake, DBE) ไว้แล้ว แผ่นดินไหวระดับ MCE เป็นแผ่นดินไหวที่มีคาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี ส่วนแผ่นดินไหวระดับ DBE ที่ได้จากการลดทอนแผ่นดินไหว MCE ด้วยอัตราส่วน 2/3

เนื่องจากในตัวอย่างนี้เป็นอาคารที่สูงเกิน 64 เมตร จึงใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วง 2.5% (ดูหัวข้อ 1.4 ของ มยพ.1301/1302-61) ในการจำแนกประเภทการออกแบบจำเป็นต้องใช้ค่า S_{DS} ซึ่งอ่านค่าได้จาก S_a ที่คาบ 0.2 วินาทีซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.148 และ S_{D1} ซึ่งอ่านค่าได้จาก S_a ที่คาบ 1 วินาที ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.25

เมื่อนำค่าตัวประกอบความสำคัญ $I=1.25$ และ $S_{D1}=0.25$ ไปพิจารณาในตารางที่ 1.6-2 ของ มยพ.1301/1302-61 จะพบว่าอาคารจัดอยู่ในประเภทการออกแบบ ง



รูปที่ 2.4-3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสำหรับพื้นที่โซน 5 ในแอ่งกรุงเทพฯ
กรณีอัตราส่วนความหน่วง 2.5%

ตารางที่ 2.4-5 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์สำหรับพื้นที่ในโซน
ต่าง ๆ ในแอ่งกรุงเทพฯ กรณีอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5%

โซน \ S_a	S_a (0.01s)	S_{DS} (0.2 s)	S_a (0.5 s)	S_{D1} (1.0s)	S_a (2.0 s)	S_a (3.0 s)	S_a (4.0 s)	S_a (5.0 s)	S_a (6.0 s)
1	0.208	0.654	0.451	0.233	0.110	0.053	0.042	0.031	0.029
2	0.136	0.318	0.439	0.249	0.196	0.108	0.058	0.038	0.030
3	0.111	0.266	0.320	0.353	0.217	0.109	0.064	0.044	0.034
4	0.102	0.260	0.330	0.264	0.218	0.100	0.039	0.029	0.027
5	0.075	0.148	0.220	0.250	0.223	0.126	0.067	0.047	0.038
6	0.099	0.226	0.340	0.198	0.207	0.093	0.053	0.040	0.035
7	0.093	0.200	0.291	0.231	0.177	0.103	0.064	0.046	0.040
8	0.085	0.236	0.210	0.097	0.055	0.033	0.018	0.012	0.011
9	0.080	0.205	0.269	0.194	0.144	0.061	0.026	0.017	0.013
10	0.115	0.383	0.225	0.059	0.047	0.031	0.017	0.012	0.010

การสร้างแบบจำลองโครงสร้าง

แบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติถูกจำลองด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง ค่าสติฟเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งคำนึงถึงการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีตสามารถอ้างอิงถึงหัวข้อ 2.8.3 ของ มยผ.1301/1302-61 ซึ่งอ้างอิงมาจากมาตรฐาน ACI 318M-14 ข้อ 6.6.3.1.1 ตารางที่ 6.6.3.1.1(a) ซึ่งถูกนำมาแสดงในตารางที่ 2.4-6 นอกจากนี้ ACI 318M-14 ข้อ 6.6.3.1.2 ยอมให้ใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิภาพเท่ากับ $0.5I_g$ สำหรับทุกชิ้นส่วนในการวิเคราะห์ผลของแรงด้านข้างที่คุณ Load Factor แล้ว ซึ่งในตัวอย่างนี้ใช้ค่าดังกล่าวเพื่อความสะดวกจึงใช้ค่า $0.5I_g$ ตาม ACI 318M-14 ข้อ 6.6.3.1.2 เนื่องจากการตรวจสอบว่าหน้าตัดกำแพงแตกร้าวหรือไม่ มีความซับซ้อนเพราะต้องทำการวิเคราะห์ซ้ำหลายรอบ

แผ่นพื้นคอนกรีตของอาคารนี้เป็นแบบหล่อในที่และมีรูปทรงที่อัตราส่วนด้านยาวต่อด้านกว้างไม่เกิน 3 จึงสมมติให้เป็นไดอะแฟรมแบบแข็ง (Rigid Floor Diaphragm) ในการรับแรงในระนาบของแผ่นพื้น

ในการวิเคราะห์จะคำนึงถึงการบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion) โดยสมมติให้จุดศูนย์กลางของมวลเคลื่อนไป 0.05 เท่าของความกว้างอาคารตั้งฉากกับทิศทางของแผ่นดินไหวที่มากกระทำ

น้ำหนักประสิทธิภาพของอาคารพิจารณาจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load, DL) และ Super-Imposed Dead Load (SDL) โดยไม่ได้รวมน้ำหนักบรรทุกจร (Live Load, LL) เนื่องจากไม่ใช่อาคารที่ใช้เก็บพัสดุ (ดูหัวข้อ 2.8.2 ของ มยผ.1301/1302-61)

ตารางที่ 2.4-6 สติฟเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้าง (หัวข้อ 2.8.3 ของ มยผ.1301/1302-61 และ ACI 318M-14)

Element		Effective stiffness	
		Moment of inertia	Cross-sectional area
Wall	Cracked	$0.35 I_g$	$1.0 A_g$
	Un-cracked	$0.70 I_g$	$1.0 A_g$
Column		$0.70 I_g$	$1.0 A_g$
Beam		$0.35 I_g$	$1.0 A_g$
Slab		$0.25 I_g$	$1.0 A_g$

คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคาร

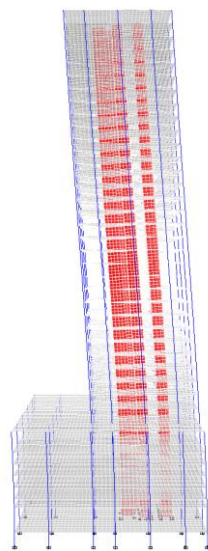
คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคารได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ซึ่งคุณสมบัติเชิงโหมด 20 โหมดแรกของแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติ สรุปได้ดังตารางที่ 2.4-7 โดยโหมดการเคลื่อนที่ในทิศทาง X จำนวน 5 โหมดแรกของอาคาร ซึ่งพิจารณาจากอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทาง X ซึ่งแสดงอยู่ในตารางที่ 2.4-8 และรูปแบบการสั่นไหวเชิงโหมดของโหมดการเคลื่อนที่ในทิศทาง X ทั้ง 5 โหมดแรกจะแสดงในรูปที่ 2.4-4 ซึ่งในที่นี้แสดงเฉพาะข้อมูลในทิศทาง X

ตารางที่ 2.4-7 คุณสมบัติเชิงโหมด 20 โหมดแรกของอาคาร

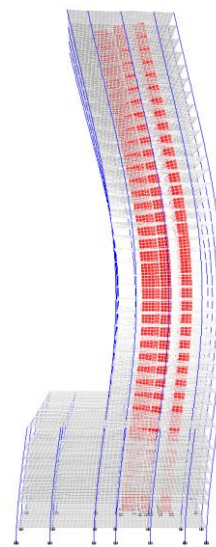
Mode	Period (sec)	Modal participating mass ratio		Cumulative mass ratio	
		X	Y	X	Y
1	5.61	0%	52%	0%	52%
2	4.85	54%	0%	54%	52%
3	3.04	0%	0%	54%	52%
4	1.23	0%	21%	54%	73%
5	1.21	19%	0%	73%	73%
6	1.10	0%	0%	73%	73%
7	0.72	0%	3%	73%	76%
8	0.58	12%	0%	85%	76%
9	0.49	0%	8%	85%	85%
10	0.43	0%	0%	85%	85%
11	0.35	6%	0%	90%	85%
12	0.30	0%	1%	90%	86%
13	0.28	0%	4%	90%	90%
14	0.24	1%	0%	92%	91%
15	0.23	1%	0%	93%	91%
16	0.18	0%	2%	93%	93%
17	0.18	0%	0%	93%	93%
18	0.17	1%	0%	94%	93%
19	0.15	0%	0%	94%	93%
20	0.13	0%	1%	94%	95%

ตารางที่ 2.4-8 คุณสมบัติ 5 โหมดแรกของการเคลื่อนที่ในทิศทาง X ซึ่งตรงกับโหมด 2 5 8 11 และ 14 ข้างต้น

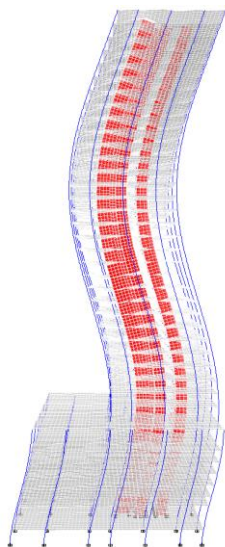
Mode	Period (sec)	Modal participating mass ratios	Cumulative mass ratio
1	4.85	54%	54%
2	1.21	19%	73%
3	0.58	12%	84%
4	0.35	6%	90%
5	0.24	1%	92%



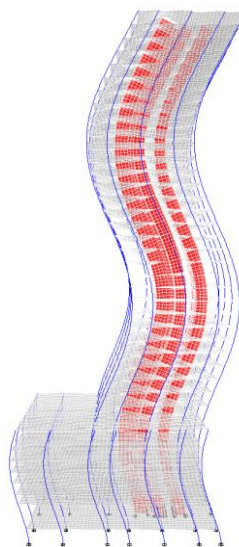
Mode 1 ($T=4.85$ sec)



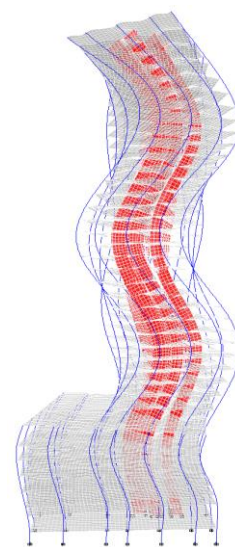
Mode 2 ($T=1.21$ sec)



Mode 3 ($T=0.58$ sec)



Mode 4 ($T=0.35$ sec)



Mode 5 ($T=0.24$ sec)

รูปที่ 2.4-4 รูปแบบการสั่นไหว 5 โหมดแรกสำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X

แรงเฉือนรวมที่ฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ RSA (แบบเดิม)

แรงเฉือนที่ฐานในแต่ละโหมดสามารถคำนวณได้จาก $V_{bn} = M_n^* A_n$ โดยแรงเฉือนที่ฐานของอาคารในแต่ละโหมดสำหรับโหมดการเคลื่อนที่ในทิศทาง X แสดงดังตารางที่ 2.4-9

ตารางที่ 2.4-9 แรงเฉือนที่ฐานของแต่ละโหมดในทิศทาง X

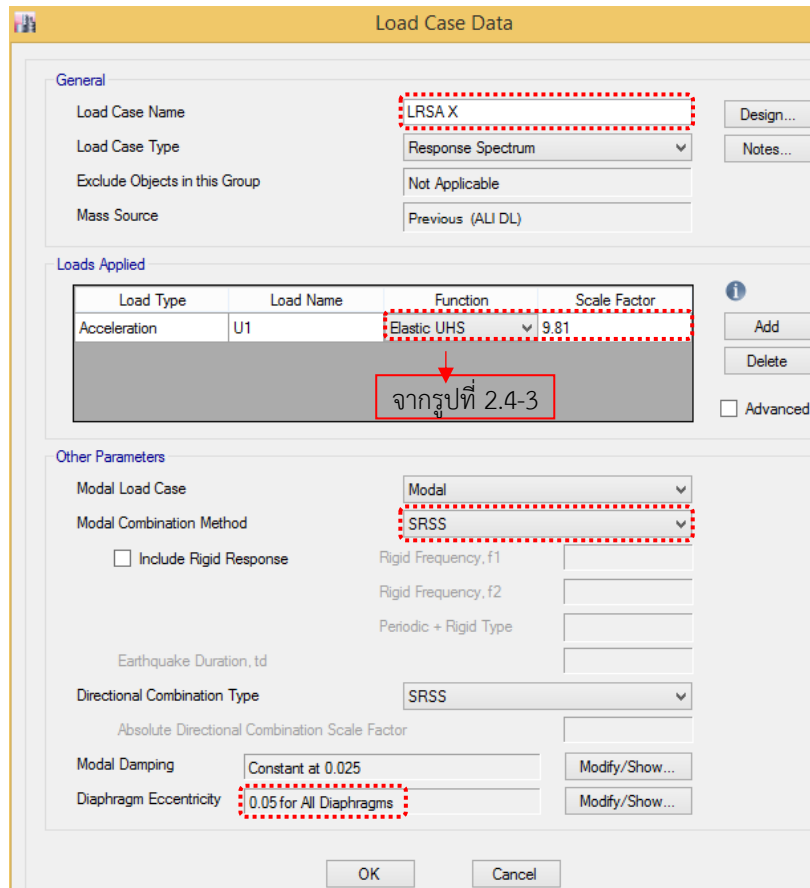
Mode	Period (sec)	Effective modal mass M_n^* (ton)	Spectral acceleration $S_a(T_n)$ หรือ A_n (g)	Elastic Modal base shear $V_{b,ne} = M_n^* A_n$ (kN)
1	4.85	20,409	0.05	10,000
2	1.21	7,062	0.24	16,894
3	0.58	4,417	0.22	9,734
4	0.35	2,109	0.18	3,823
5	0.24	446	0.16	686

ค่าแรงเฉือนที่ฐานรวมทุกโหมดจากวิธีเชิงพลศาสตร์ RSA (แบบเดิม) สามารถคำนวณได้จากการรวมแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละโหมดด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมกำลังสอง (Square Root of Sum of Squares, SRSS) แล้วคูณด้วยตัวประกอบ I/R ซึ่งเหมือนกับใช้ค่า R ตัวเดียวกันสำหรับทุกโหมด

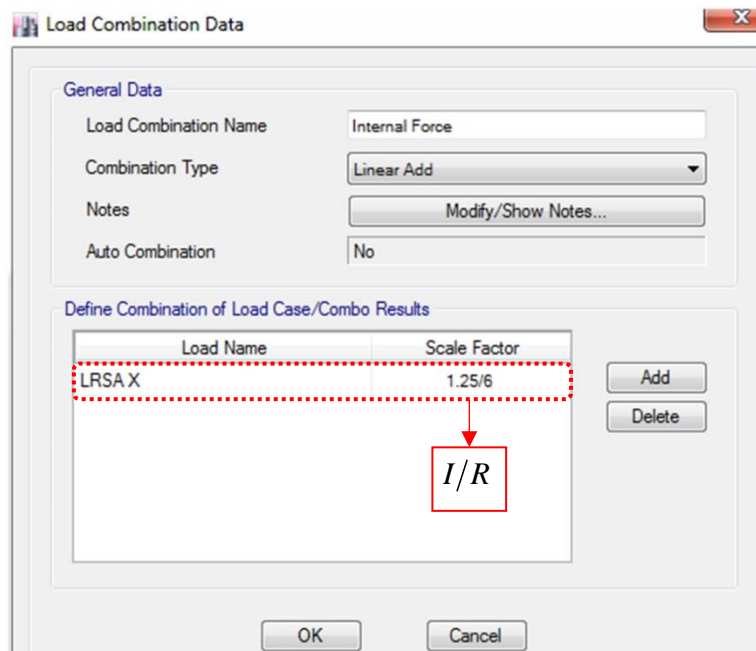
$$V_t = \frac{I}{R} \sqrt{V_{b,1e}^2 + V_{b,2e}^2 + V_{b,3e}^2 + \dots}$$

$$V_t = \frac{1.25}{6} \sqrt{10,000^2 + 16,894^2 + 9,734^2 + 3,823^2 + 686^2} = 4,636 \text{ kN}$$

การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ RSA สามารถใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยคำนวณ โดยต้องกำหนด Load Case ของการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ RSA และป้อนค่าความเร่งสเปกตรัมสำหรับออกแบบ ดังรูปที่ 2.4-3 หรือตารางที่ 2.4-5 ซึ่งเป็นค่าของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น สำหรับกรณีอัตราส่วนความหน่วงสอดคล้องกับของอาคารที่กำลังออกแบบ และกำหนดวิธีการรวมผลของโหมดต่าง ๆ เข้าด้วยกันซึ่งต้องใช้วิธี CQC ถ้ามีโหมดที่มีค่าคาบใกล้เคียงกัน มิฉะนั้นจะใช้วิธี SRSS หรือ CQC ก็ได้ จึงขอแนะนำให้ใช้วิธี CQC เพราะใช้ได้กับทุกกรณี และไม่ได้มีความยุ่งยากกว่าวิธี SRSS เมื่อใช้โปรแกรมช่วยคำนวณ โดยสมมติชื่อของ Load Case นี้ว่า Load Case: LRSA X (ดังรูปที่ 2.4-5) หากป้อนความเร่งสเปกตรัมที่เป็นสัดส่วนของค่าความเร่งโน้มถ่วงโลก (g) ในช่อง Scale Factor ให้กรอกค่าความเร่งโน้มถ่วงโลก (g) ในหน่วยที่กำลังใช้งาน ซึ่งในการคำนวณค่าแรงภายในสำหรับการออกแบบจะต้องมีการคูณผลตอบสนองของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นด้วยตัวประกอบ I/R แนะนำให้ทำโดยการสร้าง Load Combination ซึ่งนำผลตอบสนองของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นจาก Load Case: LRSA X มาคูณด้วย I/R สมมติชื่อของ Load Combination นี้ว่า Load Combination: Internal Force (ดังรูปที่ 2.4-6)



รูปที่ 2.4-5 การสร้าง Load Case: LRSA X



รูปที่ 2.4-6 การสร้าง Load Combination: Internal Force

แรงเฉือนรวมที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ในหัวข้อ 3.3 ของ มยผ.1301/1302-61 วิธี ก คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารขึ้นอยู่กับความสูงของอาคารซึ่งเท่ากับ 125.55 เมตร หากคำนวณตามสมการที่ 3.3-1 ของ มยผ.1301/1302-61 จะได้

$$T_a = 0.02H = 0.02 \times 125.55 = 2.51 \text{ วินาที}$$

ในหัวข้อ 3.3 ของ มยผ.1301/1302-61 วิธี ข อนุญาตให้คำนวณจากการกระจายมวลและสติฟเนสของระบบโครงสร้าง ด้วยวิธีการวิเคราะห์ที่เหมาะสมซึ่งในการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์สามารถเลือกใช้วิธี Eigen Analysis ซึ่งเป็นแนวทางที่ใช้ในตัวอย่างนี้ และได้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 4.85 วินาที ดังที่แสดงในตารางที่ 2.4-8 แต่มีเงื่อนไขว่าคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากวิธี ข จะต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าที่คำนวณได้จากวิธี ก ดังนั้นคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารที่ใช้ในการคำนวณตามวิธีแรงสถิตเทียบเท่าจะต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของ 2.51 วินาที ซึ่งเท่ากับ 3.765 วินาที

ค่าแรงเฉือนที่ฐานในวิธีแรงสถิตเทียบเท่า คำนวณได้จาก

$$V = C_s W$$

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

ซึ่งกราฟความเร่งเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบในรูปที่ 2.4-3 ที่คาบ 3.77 วินาที มีค่า $S_a = 0.0808$

$$C_s = \frac{0.0808 \times 1.25}{6} = 0.01683$$

และจากน้ำหนักประสิทธิผลของอาคาร $W = 370,566 \text{ kN}$ จะได้แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

$$V = 0.01683 \times 370,566 = 6,236 \text{ kN}$$

การคูณปรับค่าแรงเฉือนที่ฐานในวิธีเชิงพลศาสตร์

เนื่องจากแรงเฉือนรวมที่ฐานวิธีเชิงพลศาสตร์ (ซึ่งได้จาก Load Combination: Internal Force) มีค่าน้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

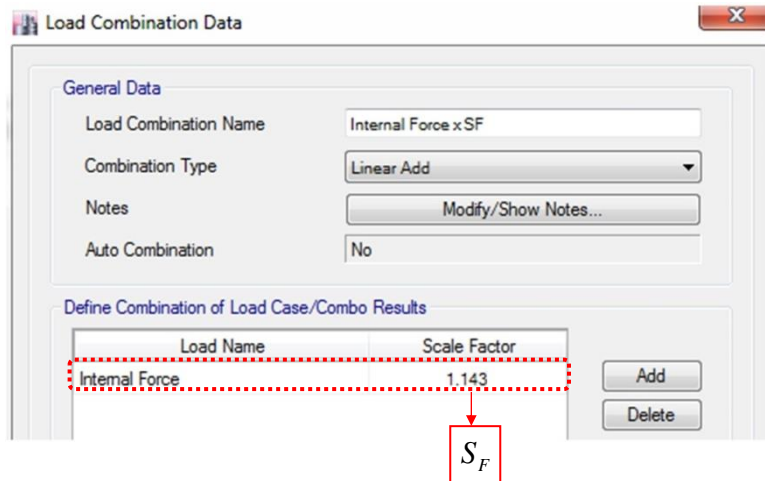
$$V_t (= 4,636 \text{ kN}) < 0.85V (= 0.85 \times 6,236 = 5,300 \text{ kN})$$

จึงต้องมีการคูณปรับเพิ่มค่าแรงภายในที่วิเคราะห์ได้จากวิธีเชิงพลศาสตร์ด้วยค่าตัวประกอบ S_F โดยค่าตัวประกอบ S_F คำนวณได้ดังนี้

$$S_F = \frac{0.85V}{V_t} = \frac{0.85 \times 6,236}{4,636} = 1.143$$

หลังจากที่คำนวณตัวคูณปรับค่าได้แล้ว จึงนำค่าตัวคูณนี้ไปใส่โปรแกรมช่วยคำนวณ โดยอาจสร้าง Load Combination ขึ้นมาอีกกรณีชื่อ Load Combination: Internal Force*SF โดยใช้ค่าตัวคูณ S_F คูณกับผลการคำนวณจาก Load Case: Internal Force ดังรูปที่ 2.4-7

ค่าตัวประกอบ S_F สำหรับแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y ไม่จำเป็นต้องใช้ค่าเดียวกัน



รูปที่ 2.4-7 การสร้าง Load Combination: Internal Force*SF

แรงภายในสำหรับออกแบบและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นออกแบบ

แรงภายในต่าง ๆ สำหรับการออกแบบ เช่น ค่าโมเมนต์ดัด แรงตามแนวแกน สามารถใช้ค่าที่ได้จาก Load Combination: Internal Force*SF ดังที่ได้สร้างขึ้นในขั้นตอนที่แล้ว ยกตัวอย่างเช่น ค่าโมเมนต์ดัดจะเป็นไปตามสมการ

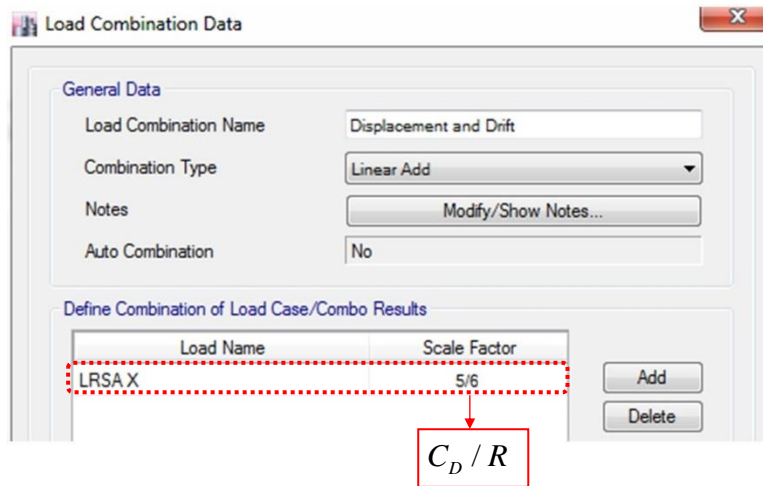
$$\text{Bending moment: } M = \frac{S_F \cdot I}{R} \sqrt{M_{1e}^2 + M_{2e}^2 + M_{3e}^2 + \dots}$$

ค่าในรากที่สองได้จาก Load Case: LRSA X (รูปที่ 2.4-5) แล้วนำไปคูณ I/R ได้เป็น Load Combination: Internal Force (รูปที่ 2.4-6) จากนั้นคูณ Load Combination: Internal Force ด้วย S_F ได้เป็น Load Combination: Internal Force*SF (รูปที่ 2.4-7)

ค่าการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นคำนวณโดยการคูณค่าการเคลื่อนตัวของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นใน Load Case: LRSA X ด้วย C_d/R โดยการสร้าง Load Combination: Displacement and Drift ดังรูปที่ 2.4-8 ซึ่งกำหนด Scale Factor = C_d/R ซึ่งจะเป็นไปตามสมการ

$$\text{Displacement: } \delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\delta_{1e}^2 + \delta_{2e}^2 + \delta_{3e}^2 + \dots}$$

$$\text{Drift: } \Delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\Delta_{1e}^2 + \Delta_{2e}^2 + \Delta_{3e}^2 + \dots}$$

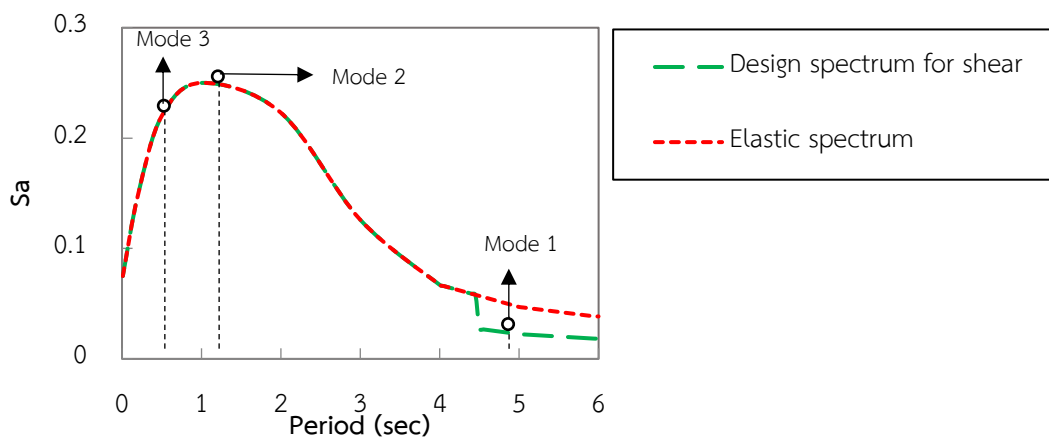


รูปที่ 2.4-8 การสร้าง Load Combination: Displacement and Drift

ส่วนค่าแรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งสำหรับการออกแบบรายชิ้นส่วน ต้องใช้วิธีการ Modified RSA ซึ่งเป็นไปตามสมการ

Shear force in vertical members:
$$V = I \sqrt{\left(\frac{S_F \cdot \Omega_0}{R} V_{1e} \right)^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2 + \dots}$$

ในที่นี้แนะนำให้หาค่าความเร่งสเปกตรัมอีกชุดหนึ่ง ซึ่งคล้ายกับรูปที่ 2.4-3 แต่ทำการปรับค่าความเร่งสเปกตรัมบริเวณที่คาบตรงกับคาบการสั่นพื้นฐานของทั้งสองทิศทางในแนวราบโดยคูณด้วย $S_F \cdot \Omega_0 / R$ ดังรูปที่ 2.4-9

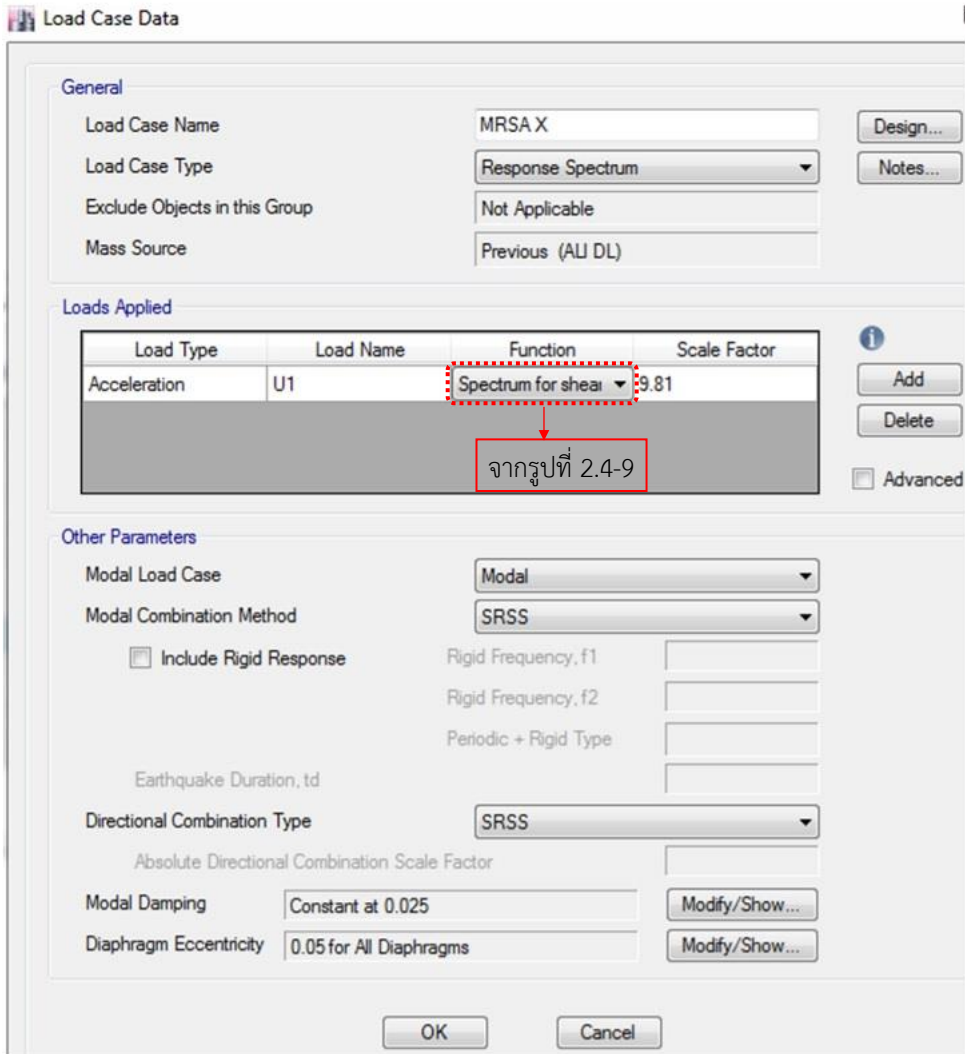


รูปที่ 2.4-9 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสำหรับพื้นที่โซน 5 ในแอ่งกรุงเทพฯ กรณีอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ก่อนปรับค่า (เส้นสีแดง) และหลังถูกปรับค่าบริเวณที่คาบตรงกับคาบการสั่นพื้นฐานของทั้งสองทิศทางในแนวราบโดยคูณด้วย $S_F \cdot \Omega_0 / R$ เพื่อใช้คำนวณแรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งตามวิธี Modified RSA (เส้นสีเขียว) ในกรณีที่ต้องการวิเคราะห์ผลของแผ่นดินไหวมากกว่าหนึ่งทิศทางในแนวราบ อาจสามารถใช้ข้อมูลความเร่งตอบสนองเชิง

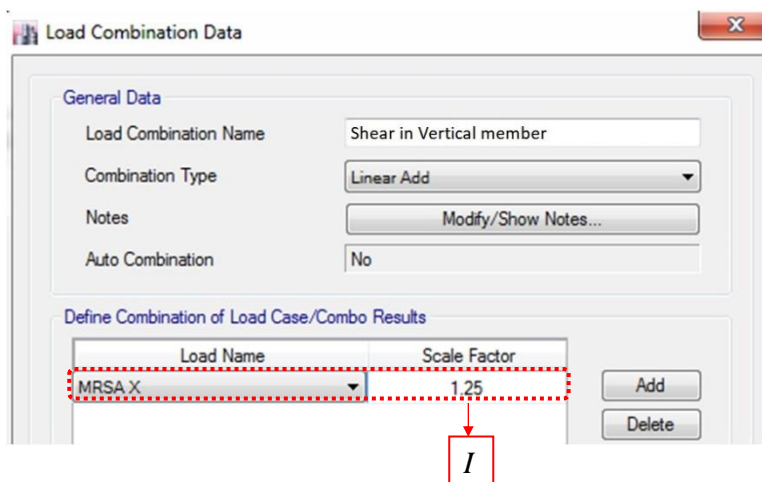
สเปกตรัมชุดเดียวกันได้หาก S_F มีค่าเท่ากันทั้งสองทิศทาง โดยให้ปรับลดค่าความเร่งสเปกตรัม โดยการคูณด้วย $S_F \cdot \Omega_0 / R$ ที่ช่วงคาบที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานทั้งสองทิศทางใน แนวราบ โดยไม่ลดค่าความเร่งที่คาบของโหมดอื่น ๆ แต่ถ้า S_F ของแต่ละทิศทางไม่เท่ากัน จะต้องใช้ข้อมูลความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมแยกกันตามแต่ละทิศทาง

สำหรับในอาคารตัวอย่างนี้ คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 4.85 วินาที จึงปรับค่าความเร่ง สเปกตรัมในช่วงคาบระหว่าง 4.5 ถึง 6 วินาที จากเส้นสีแดงเป็นเส้นสีเขียวดังรูปที่ 2.4-9 โดยคูณด้วย $S_F \cdot \Omega_0 / R$ ซึ่งเท่ากับ $1.143 \times 2.5 / 6 = 0.47625$

จากนั้นสร้าง Load Case ของการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ RSA ตามปกติ โดยใช้ความเร่ง สเปกตรัมดังกล่าว (เส้นสีเขียวในรูปที่ 2.4-9) ซึ่งจะได้ค่าในรากที่สองของสมการข้างต้น และสมมติชื่อว่า Load Case: MRSA X (รูปที่ 2.4-10) ซึ่งยังต้องนำไปคูณด้วยตัวประกอบความสำคัญ I จึงทำโดยการ สร้าง Load Combination: Shear in Vertical member (รูปที่ 2.4-11) ซึ่งนำค่าจาก Load Case: MRSA X มาคูณตัวประกอบความสำคัญ I ค่าแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งจาก Load Combination: Shear in Vertical Member นี้เป็นค่าที่จะถูกนำไปใช้สำหรับการออกแบบกำลังต้านทานแรงเฉือนของชิ้นส่วน แนวดิ่งต่อไป



รูปที่ 2.4-10 การสร้าง Load Case: MRSA X



รูปที่ 2.4-11 การสร้าง Load Combination: Shear in Vertical member

สังเกตได้ว่าการออกแบบชิ้นส่วนภายใต้แรงภายในต่างชนิด จะต้องใช้ค่าจาก Load Combination ต่างกรณี คือ Internal Force*SF สำหรับโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกน และ Shear in Vertical Member สำหรับแรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้ง ส่วนการตรวจสอบค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นต้องใช้ค่าจาก Load Combination: Displacement and Drift

แรงภายในออกแบบและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นออกแบบภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X ที่ได้จากการคำนวณด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ตาม Load Combination ต่าง ๆ ที่ได้อธิบายข้างต้น แสดงอยู่ในตารางที่ 2.4-10

ตารางที่ 2.4-10 แรงแยกในและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นออกแบบ ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X

Story	Story shear (kN)	Story overturning moment (kN*m)	Story displacement (m)	Story drift ratio (%)
39	2,231	1,265	0.40	0.39
38	4,326	3,872	0.39	0.39
37	6,087	7,619	0.38	0.40
36	7,558	12,334	0.37	0.41
35	8,737	17,839	0.36	0.41
34	9,613	23,947	0.34	0.42
33	10,212	30,487	0.33	0.43
32	10,565	37,304	0.32	0.43
31	10,702	44,260	0.31	0.43
30	10,655	51,238	0.30	0.43
29	10,453	58,134	0.29	0.43
28	10,129	64,864	0.27	0.43
27	9,715	71,360	0.26	0.43
26	9,245	77,568	0.25	0.43
25	8,752	83,451	0.24	0.42
24	8,273	88,984	0.23	0.42
23	7,845	94,157	0.22	0.41
22	7,505	98,972	0.21	0.41
21	7,294	103,441	0.19	0.40
20	7,247	107,591	0.18	0.40
19	7,390	111,456	0.17	0.39
18	7,726	115,087	0.16	0.39
17	8,242	118,543	0.15	0.38
16	8,907	121,894	0.14	0.38
15	9,685	125,222	0.13	0.37
14	10,535	128,616	0.12	0.36
13	11,454	132,162	0.10	0.36
12	12,409	135,951	0.09	0.35
11	13,381	140,075	0.08	0.34
10	14,346	144,621	0.07	0.33
9	15,307	150,172	0.06	0.31
8	17,525	159,005	0.05	0.30
7	19,398	164,464	0.04	0.27
6	21,087	170,498	0.03	0.25
5	22,596	177,194	0.02	0.23
4	23,866	184,599	0.02	0.21
3	24,827	190,825	0.01	0.19
2	25,647	209,501	0.01	0.14
1	25,810	220,687	0.00	0.06

แรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion)

แรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion, M_{ta}) เกิดจากความคลาดเคลื่อนของตำแหน่งที่แท้จริงของทั้งจุดศูนย์กลางของมวลและจุดศูนย์กลางของแรงต้านทานด้านข้างของอาคาร ไปจากตำแหน่งที่ปรากฏในการวิเคราะห์เนื่องด้วยการก่อสร้างมีความแตกต่างจากแบบจำลองที่ใช้ทำการวิเคราะห์บางประการ ซึ่งต่างจากแรงบิดจากลักษณะโครงสร้าง (Inherent Torsion, M_t) ซึ่งเป็นผลของการเยื้องศูนย์กลางระหว่างจุดศูนย์กลางของมวลกับจุดศูนย์กลางของแรงต้านทานด้านข้าง ซึ่งเป็นที่รับทราบโดยวิศวกรตั้งแต่ขณะที่ทำการวิเคราะห์

โดยหัวข้อ 3.5.2 ใน มยพ.1301/1302-61 กำหนดให้คำนึงถึงแรงบิดโดยบังเอิญโดยสมมติให้ตำแหน่งของจุดศูนย์กลางของมวลมีการเปลี่ยนตำแหน่งไปร้อยละ 5 ของความกว้างของอาคารด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางของแผ่นดินไหวที่กำลังพิจารณา โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่เป็นที่นิยมมักจะสามารถคำนึงถึงแรงบิดโดยบังเอิญให้ได้โดยกำหนดค่าอัตราส่วนของการเปลี่ยนตำแหน่งต่อความกว้างอาคาร ในหน้าต่างที่กำหนด Load Case สำหรับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ RSA ดังเช่นด้านล่างในรูปที่ 2.4-5

ทั้งนี้หัวข้อ 3.5.3 ของ มยพ.1301/1302-61 ให้พิจารณาขยายค่าแรงบิดโดยบังเอิญด้วย หากอาคารมีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ค หรือ ง และมีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ แบบ 1ก หรือ 1ข โดยคำนวณตัวประกอบขยายแรงบิดโดยบังเอิญ (A_x) ตามสมการที่ 3.5-2 ของ มยพ.1301/1302-61 หากใช้โปรแกรมช่วยคำนวณ ให้ใช้ค่า 0.05 คูณด้วย A_x ในการกำหนดระยะเยื้องศูนย์กลางดังรูปที่ 2.4-5 ซึ่งในอาคารตัวอย่างนี้มีลักษณะค่อนข้างสมมาตรและมีค่า δ_{max} ไม่เกิน 1.2 เท่าของ δ_{avg} จึงใช้ค่า $A_x = 1$

ผลของ P-Delta

อาคารที่มีการเคลื่อนตัวมากเนื่องจากมีสติฟเนสในการต้านทานแรงต้านข้างน้อยประกอบกับมีน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งมากเช่นในอาคารสูง อาจมีความเสี่ยงต่อการถล่มโดยอาจจะถล่มที่บางชั้นหรือในภาพรวมคล้ายการพลิกคว่ำ การวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้นโดยทั่วไปมีสมมติฐานว่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างมีค่าน้อยมากและพิจารณาสมการสมดุลของแรงในสภาวะก่อนการเคลื่อนตัว จึงอาจไม่สมจริงหากการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่ามากเพราะน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งมีการย้ายตำแหน่งไปจนมีการเยื้องของแรงไปมาก โมเมนต์พลิกคว่ำเนื่องจากผลคูณของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งกับการเคลื่อนตัวแนวราบเรียกว่าผลของ P-Delta

การวิเคราะห์ที่สมจริงขึ้นสามารถทำได้ใช้การวิเคราะห์ที่คำนึงถึงความไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต (Geometric Nonlinearity) หรือใช้การวิเคราะห์ลำดับที่สอง (Second-Order Analysis) ซึ่งพยายามพิจารณาสมดุลของแรงในสภาวะที่โครงสร้างเคลื่อนตัวไปแล้วและพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวกับการเสียรูปแบบไม่เชิงเส้น

หัวข้อ 3.8 ของ มยพ.1301/1302-61 ให้พิจารณาผลของ P-Delta โดยพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (Stability Coefficient, θ) ซึ่งคำนวณได้ตามสมการที่ 3.8-1 ของ มยพ.1301/1302-61

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$$

- โดยที่ P_x คือ ผลรวมของน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร (หัวข้อที่ 2.8.2 ของ มยพ.1301/1302-61) ที่ระดับชั้น x และที่อยู่เหนือชั้น x ทั้งหมดรวมกัน
- Δ คือ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ณ ระดับชั้น x ที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับ ออกแบบ (หัวข้อที่ 3.7 ของ มยพ.1301/1302-61)
- V_x คือ แรงเฉือนในระดับระหว่างชั้น x และชั้น $x-1$ ที่เกิดจากแรงสัทธิเทียบเท่า (หัวข้อที่ 3.5 ของ มยพ.1301/1302-61)
- h_{sx} คือ ระยะความสูงระหว่างชั้น x กับ ชั้น $x-1$
- C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 2.3 ของ มยพ.1301/1302-61 ซึ่งเท่ากับ 5 ในตัวอย่างนี้

สังเกตว่าในสมการนี้ให้ใช้ค่า V_x จากแรงสัทธิเทียบเท่า และ $\frac{\Delta}{C_d}$ เป็นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงสัทธิเทียบเท่า นั้น ซึ่งอัตราส่วนระหว่าง V_x กับ $\frac{\Delta}{C_d}$ คือ สติเฟเนสของการต้านทานแรงด้านข้าง ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์แบบสถิต

ถ้า $\theta \leq 0.1$ ไม่จำเป็นต้องพิจารณาผลของ P-Delta ในการออกแบบ

ถ้าพบว่า $\theta > \theta_{\max}$ ตามสมการที่ 3.8-2 ของ มยพ.1301/1302-61 ให้ทำการปรับปรุงการออกแบบให้มีสติเฟเนสต้านทานแรงด้านข้างมากขึ้น

กรณีที่ $0.1 < \theta \leq \theta_{\max}$ ให้พิจารณาผลของ P-Delta โดยการคูณขยายค่าการเคลื่อนตัวและแรงภายในองค์อาคารที่ได้จากการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นปกติ ด้วยการคูณค่าเหล่านั้นด้วย $\frac{1}{(1-\theta)}$

ถ้าในการวิเคราะห์โครงสร้างได้รวมผลของ P-Delta เข้าไปแล้ว เช่น การวิเคราะห์ลำดับที่สอง (Second-Order Analysis) ไม่ต้องคูณขยายค่าการเคลื่อนตัวและแรงภายในด้วย $\frac{1}{(1-\theta)}$ อีก แต่ยังคง

ต้องตรวจสอบว่า $\frac{\theta}{1+\theta}$ ต้องมีค่าไม่เกิน θ_{\max}

ในตัวอย่างนี้จึงทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตด้วยแรงสถิตเทียบเท่าตามหัวข้อ 3.2 และ 3.4 ของ มยพ.1301/1302-61 ซึ่ง $V = 6,236 \text{ kN}$ และกระจายแรงไปกระทำที่พื้นชั้นต่าง ๆ ของอาคารตามสมการที่ 3.4-1 และ 3.4-2 ของ มยพ.1301/1302-61

$$F_x = C_{vx}V \quad (3.4-1)$$

และ

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.4-2)$$

โดยที่ C_{vx} คือ ตัวประกอบการกระจายในแนวดิ่ง

w_i และ w_x คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้น i และ x ตามลำดับ

h_i และ h_x คือ ความสูงที่ระดับชั้น i และ x ตามลำดับ

k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง ซึ่งมีค่าดังนี้

$k = 1.0$ เมื่อ $T \leq 0.5$ วินาที

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

$k = 2.0$ เมื่อ $T \geq 2.5$ วินาที

ผลการคำนวณแรงกระทำที่ชั้นต่าง ๆ แสดงอยู่ในตารางที่ 2.4-11 และค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ θ แสดงอยู่ในตารางที่ 2.4-12 ซึ่งพบว่า $\theta < 0.1$ และ $\theta < \theta_{\max}$ การคำนวณ θ_{\max} ในที่นี้สมมติค่า $\beta = 1$ ดังนั้นค่าแรงภายในและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างนี้ ดังแสดงในตารางที่ 2.4-10 ไม่ต้องคูณขยายค่าเนื่องจากผลของ P-Delta เพราะมีค่า $\theta < 0.1$ โดยค่าในตารางที่ 2.4-10 นี้ได้รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญแล้ว แต่ยังไม่ได้นำไปรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่งและผลของแผ่นดินไหวสองทิศทางในแนวราบด้วยชุดการรวมผลของแรงแบบต่าง ๆ ซึ่งจะได้กล่าวถึงในหัวข้อถัดไป

ตารางที่ 2.4-11 การกระจายแรงสถิตเทียบเท่าในทิศทาง X ไปกระทำที่ชั้นต่าง ๆ ของอาคาร

Story	Story height	h_x (m)	W_x (kN)	$w_x h_x^k$	C_{vx}	F_x (kN)
39	3.2	125.55	6,446	1.0E+08	0.065	404
38	3.2	122.35	7,010	1.0E+08	0.067	417
37	3.2	119.15	7,010	1.0E+08	0.063	395
36	3.2	115.95	7,182	9.7E+07	0.062	384
35	3.2	112.75	7,354	9.3E+07	0.060	371
34	3.2	109.55	7,354	8.8E+07	0.056	351
33	3.2	106.35	7,354	8.3E+07	0.053	330
32	3.2	103.15	7,354	7.8E+07	0.050	311
31	3.2	99.95	7,354	7.3E+07	0.047	292
30	3.2	96.75	7,354	6.9E+07	0.044	273
29	3.2	93.55	7,354	6.4E+07	0.041	256
28	3.2	90.35	7,354	6.0E+07	0.038	238
27	3.2	87.15	7,354	5.6E+07	0.036	222
26	3.2	83.95	7,354	5.2E+07	0.033	206
25	3.2	80.75	7,354	4.8E+07	0.031	190
24	3.2	77.55	7,354	4.4E+07	0.028	176
23	3.2	74.35	7,354	4.1E+07	0.026	161
22	3.2	71.15	7,354	3.7E+07	0.024	148
21	3.2	67.95	7,354	3.4E+07	0.022	135
20	3.2	64.75	7,354	3.1E+07	0.020	122
19	3.2	61.55	7,354	2.8E+07	0.018	111
18	3.2	58.35	7,354	2.5E+07	0.016	99
17	3.2	55.15	7,354	2.2E+07	0.014	89
16	3.2	51.95	7,354	2.0E+07	0.013	79
15	3.2	48.75	7,354	1.7E+07	0.011	69
14	3.2	45.55	7,298	1.5E+07	0.010	60
13	3.2	42.35	7,440	1.3E+07	0.008	53
12	3.2	39.15	7,526	1.2E+07	0.007	46
11	3.2	35.95	7,612	9.8E+06	0.006	39
10	3.2	32.75	7,698	8.3E+06	0.005	33
9	3.5	29.55	8,002	7.0E+06	0.004	28
8	4.9	26.05	18,906	1.3E+07	0.008	51
7	2.65	21.15	17,769	7.9E+06	0.005	32
6	2.65	18.50	16,984	5.8E+06	0.004	23
5	2.65	15.85	16,984	4.3E+06	0.003	17
4	2.65	13.20	16,984	3.0E+06	0.002	12
3	2.05	10.55	16,506	1.8E+06	0.001	7
2	5.5	8.50	19,247	1.4E+06	0.001	6
1	3	3.00	19,518	1.8E+05	0.000	0.70
Total			370,566	1.6E+09	1	6,236

ตารางที่ 2.4-12 การตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ θ ที่ชั้นต่าง ๆ ของอาคารในการรับแรงทิศทาง X

Story	h_{sx} (m)	P_x (kN)	V_x (kN)	Δ (m)	θ	θ_{max}
39	3.2	7,010	404	0.043	0.05	0.10
38	3.2	14,021	820	0.043	0.05	0.10
37	3.2	21,031	1216	0.044	0.05	0.10
36	3.2	28,385	1599	0.044	0.05	0.10
35	3.2	35,740	1971	0.045	0.05	0.10
34	3.2	43,094	2321	0.046	0.05	0.10
33	3.2	50,448	2652	0.047	0.06	0.10
32	3.2	57,803	2962	0.048	0.06	0.10
31	3.2	65,157	3254	0.048	0.06	0.10
30	3.2	72,511	3528	0.049	0.06	0.10
29	3.2	79,866	3783	0.050	0.07	0.10
28	3.2	87,220	4022	0.050	0.07	0.10
27	3.2	94,574	4244	0.051	0.07	0.10
26	3.2	101,929	4450	0.051	0.07	0.10
25	3.2	109,283	4640	0.051	0.08	0.10
24	3.2	116,637	4816	0.051	0.08	0.10
23	3.2	123,992	4977	0.052	0.08	0.10
22	3.2	131,346	5125	0.051	0.08	0.10
21	3.2	138,700	5260	0.051	0.08	0.10
20	3.2	146,055	5382	0.051	0.09	0.10
19	3.2	153,409	5493	0.050	0.09	0.10
18	3.2	160,764	5592	0.050	0.09	0.10
17	3.2	168,118	5681	0.049	0.09	0.10
16	3.2	175,472	5760	0.048	0.09	0.10
15	3.2	182,827	5830	0.047	0.09	0.10
14	3.2	190,124	5890	0.045	0.09	0.10
13	3.2	197,651	5943	0.044	0.09	0.10
12	3.2	205,177	5989	0.042	0.09	0.10
11	3.2	212,876	6028	0.040	0.09	0.10
10	3.2	220,574	6060	0.037	0.09	0.10
9	3.5	228,755	6088	0.038	0.08	0.10
8	4.9	248,494	6139	0.048	0.08	0.10
7	2.65	265,477	6171	0.022	0.07	0.10
6	2.65	282,461	6194	0.020	0.07	0.10
5	2.65	299,445	6211	0.018	0.06	0.10
4	2.65	316,429	6223	0.015	0.06	0.10
3	2.05	332,678	6230	0.010	0.05	0.10
2	5.5	353,151	6235	0.019	0.04	0.10
1	3	370,564	6236	0.004	0.01	0.10

การรวมผลของแรงกระทำแบบต่าง ๆ สำหรับการออกแบบ

จากหัวข้อ 2.5.2(ก) ของ มยพ.1301/1302-61 ซึ่งเป็นการรวมผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลัง ท้องค้ออาคารที่ไม่ต้องคำนึงถึงกำลังส่วนเกิน เช่น กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด ประกอบกับอาคารตัวอย่างนี้จัดอยู่ในประเภทการออกแบบ ง จึงต้องคำนึงถึงแผ่นดินไหวกระทำพร้อมกัน 2 ทิศทางในแนวราบตามหัวข้อ 2.6.3(1) ของ มยพ.1301/1302-61 การออกแบบจึงต้องพิจารณาการรวมผลของแรงที่ทำให้ค่าวิกฤตที่สุดจากหลายกรณี ดังเช่นชุดการรวมแรงข้างล่างนี้ โดย E_x และ E_y เป็นผลจาก Load Case ที่ให้แผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X และ Y ที่ละหนึ่งทิศทาง ไม่พร้อมกัน

$$U_1 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E_x + 0.3E_y$$

$$U_2 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 0.3E_x + 1.0E_y$$

$$U_3 = 0.9D + 1.0E_x + 0.3E_y$$

$$U_4 = 0.9D + 0.3E_x + 1.0E_y$$

นอกจากนี้การออกแบบบางองค์อาคารที่ต้องคำนึงถึงกำลังส่วนเกิน เช่น แรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้ง, เสาที่รองรับกำแพงที่ไม่ต่อเนื่อง (หัวข้อ 2.4.3(3) ของ มยพ.1301/1302-61), องค์อาคารที่รวบรวมแรงจากไดอะแฟรมแผ่นพื้นส่งต่อไปยังกำแพงรับแรงเฉือน (หัวข้อ 2.9.2 ของ มยพ.1301/1302-61) ฐานรากและโครงสร้างที่รองรับเสาอื่น (Cantilever Column System, ASCE7-10, ข้อ 12.2.5.2) จุดต่อของเสาเข็มที่รับแรงถอน (ASCE7-10, ข้อ 12.13.6.5) เป็นต้น ต้องปฏิบัติตามหัวข้อ 2.5.3(ก) ของ มยพ.1301/1302-61 ซึ่งค่าแรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งที่คำนวณตามหัวข้อ แรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion) ถือว่าเป็นค่าที่ได้คูณตัวประกอบกำลังส่วนเกินแล้ว

$$U_5 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0\Omega_0 E_x + 0.3\Omega_0 E_y$$

$$U_6 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 0.3\Omega_0 E_x + 1.0\Omega_0 E_y$$

$$U_7 = 0.9D + 1.0\Omega_0 E_x + 0.3\Omega_0 E_y$$

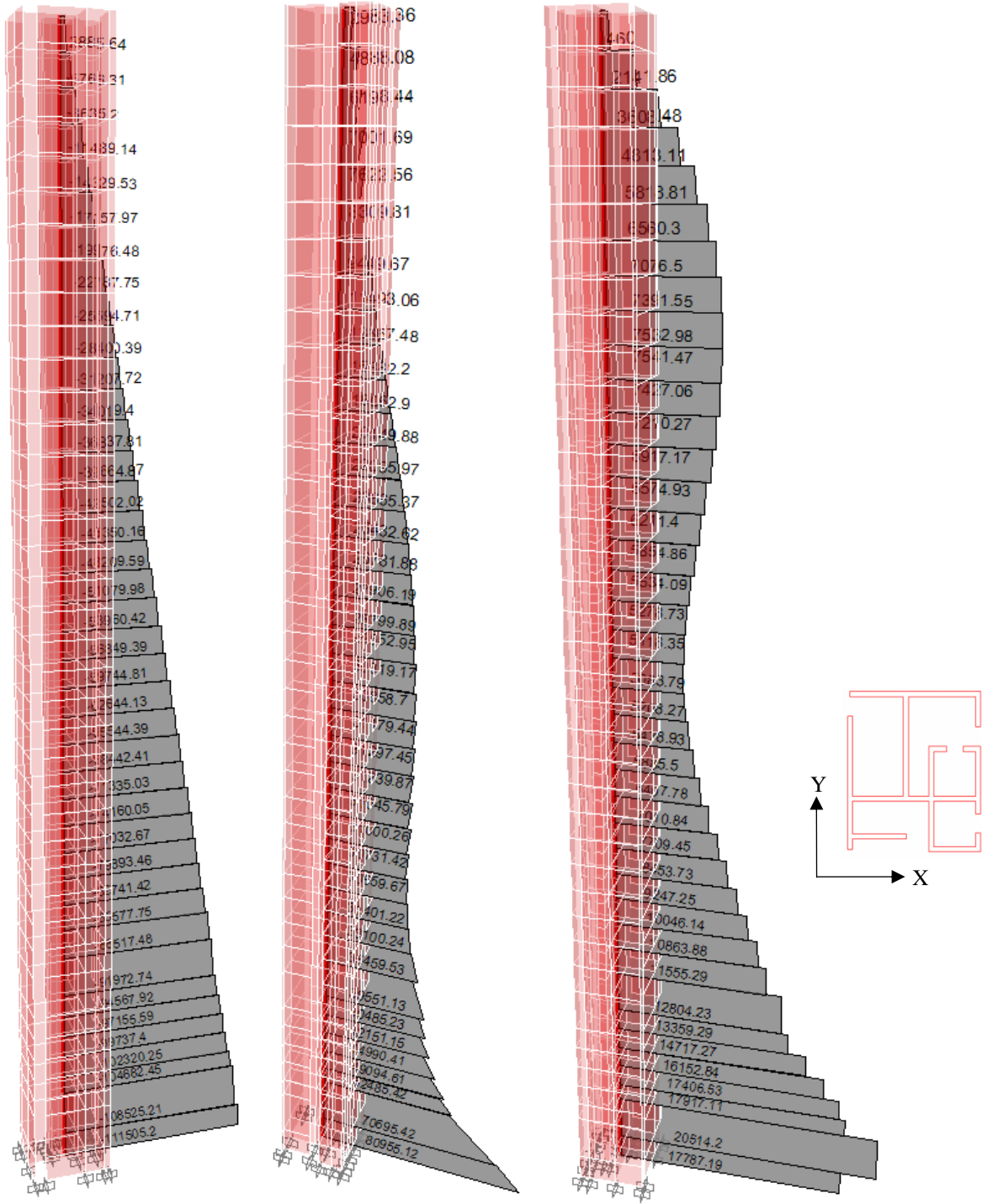
$$U_8 = 0.9D + 0.3\Omega_0 E_x + 1.0\Omega_0 E_y$$

รูปที่ 2.4-12 แสดงแรงตามแนวแกน โมเมนต์ดัด ที่ได้จากการรวมแรงชุด U_1 และแรงเฉือนในปล่องกำแพงที่ได้จากการรวมแรงชุด U_5 ส่วนรูปที่ 2.4-13 ถึง 2.4-15 แสดงแรงตามแนวแกน โมเมนต์ดัดที่ได้จากการรวมแรงชุด U_1 และแรงเฉือนในเสาที่ได้จากการรวมแรงชุด U_5 ตามลำดับ

หลังจากได้คำนึงถึงการรวมผลของแรงหลายชุดแล้วจึงนำค่าที่วิกฤตที่สุดไปใช้ในการออกแบบกำลังต้านทานของชิ้นส่วนโครงสร้าง และทำการตรวจสอบค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นตามตารางที่ 2.11-1 ใน มยพ.1301/1302-61

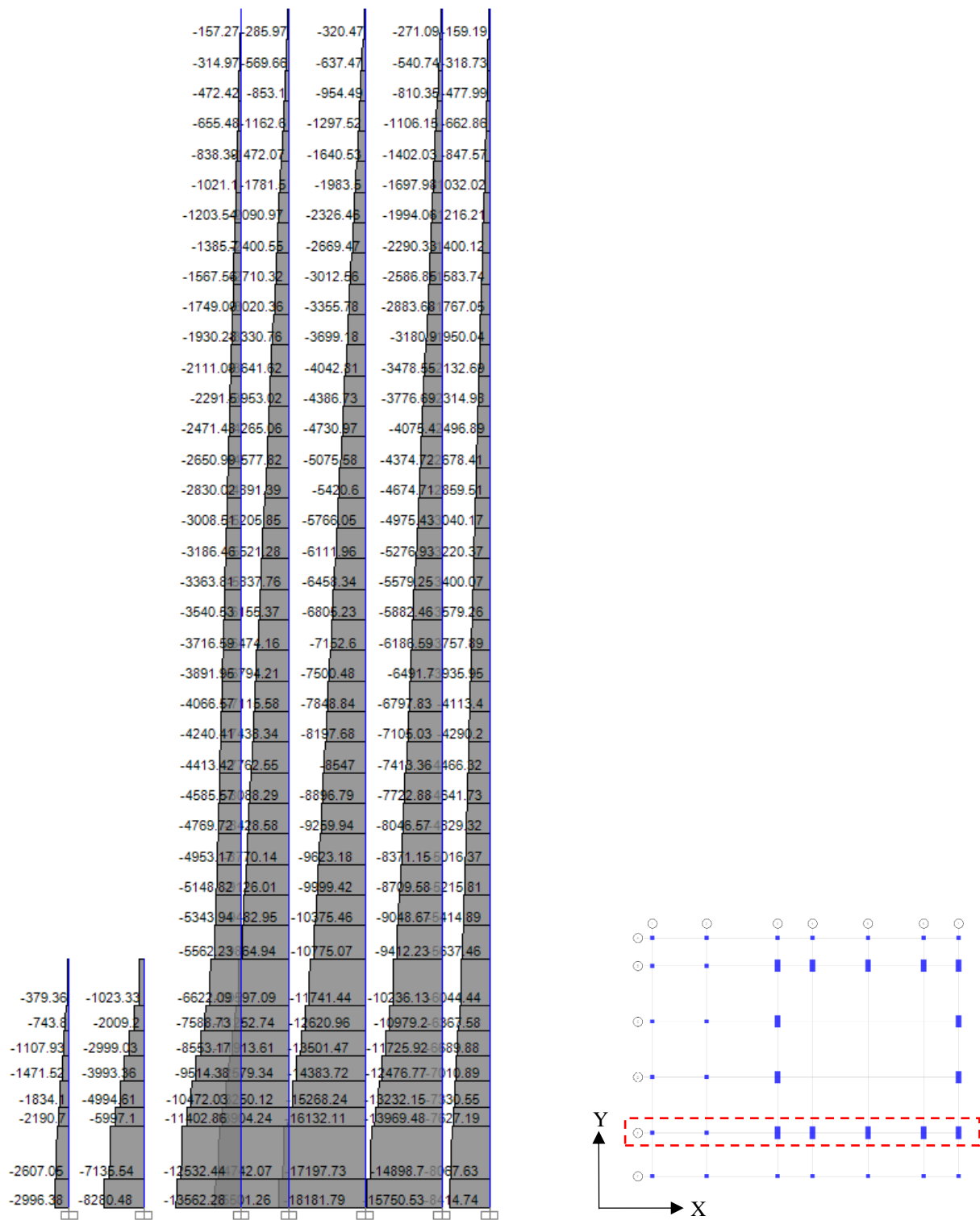
การรวมผลของแรงที่มีน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง เช่น $0.9D + 1.0E$ จะให้ผลที่วิกฤตที่สุดในกรณีองค์อาคารที่ต้านทานแรงถอน เช่น แรงดึงในเสาเข็มที่ต้านทานการพลิกคว่ำจะแรงดึงสูงสุดเมื่อพิจารณาชุด

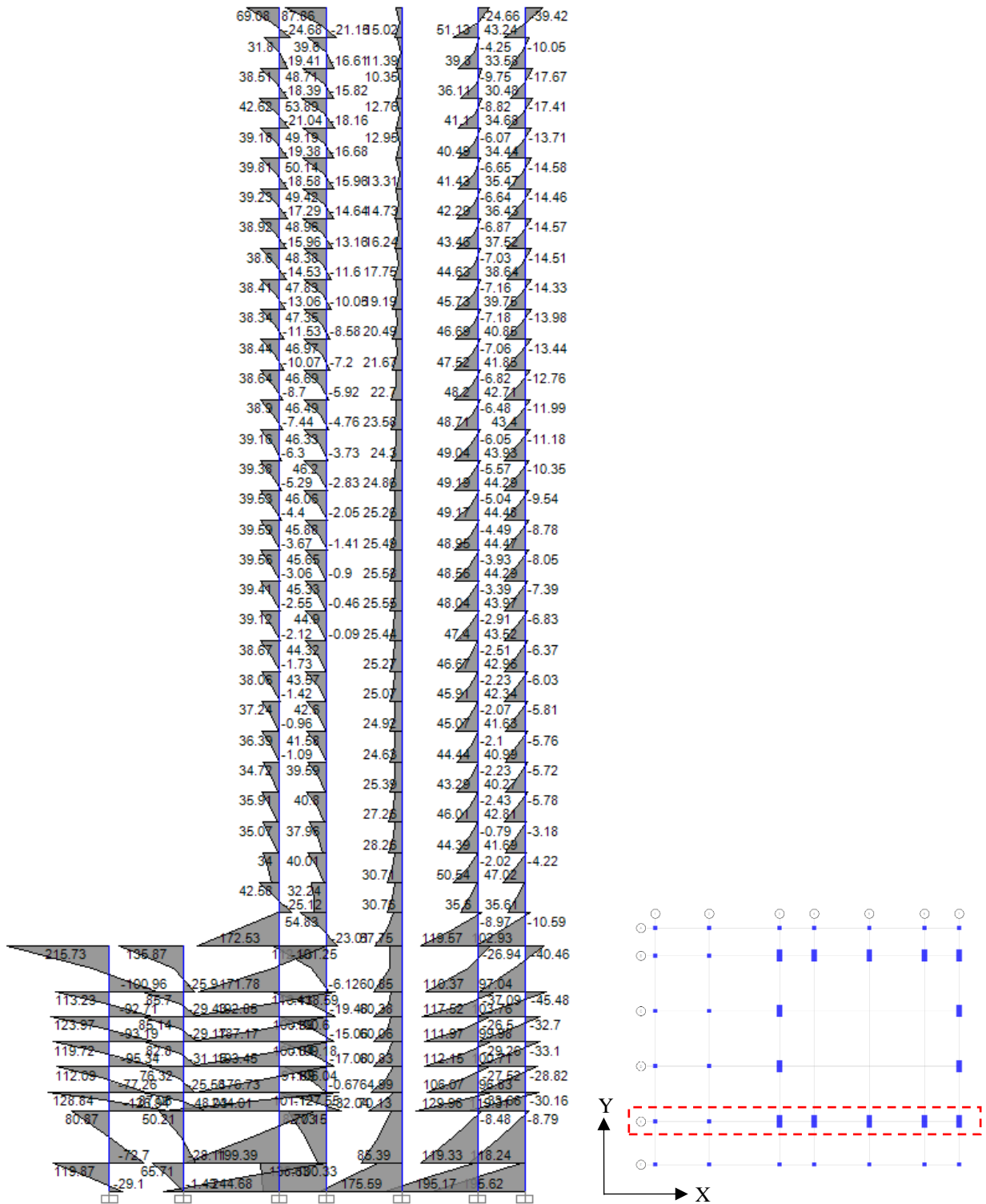
การรวมผลของแรงนี้ หรือในกรณีการออกแบบเสริมเหล็กยื่นขององค์อาคารที่รับแรงตามแนวแกนร่วมกับ โมเมนต์ดัด และมีแรงตามแนวแกนน้อย (Tension Control) ซึ่งการเพิ่มแรงอัดจะช่วยเพิ่มกำลังต้านทาน โมเมนต์ดัด



(a) Axial force (kN) (b) Bending moment (kN.m) (c) Shear force (kN)

รูปที่ 2.4-12 (a) แรงตามแนวแกน, (b) โมเมนต์ดัดในปล่องกำแพง ที่ได้จากการรวมแรง $U_1 = 0.75(1.4D+1.7L)+1.0E_x + 0.3E_y$, และ (c) แรงเฉือนในปล่องกำแพง ที่ได้จากการรวมแรง $U_5 = 0.75(1.4D+1.7L)+1.0\Omega_0 E_x + 0.3\Omega_0 E_y$





รูปที่ 2.4-14 โมเมนต์ดัดของเสาที่ได้จากชุดการรวมแรง

$$U_1 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E_x + 0.3E_y$$

การตรวจสอบความเครียดรวมเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในกำแพง

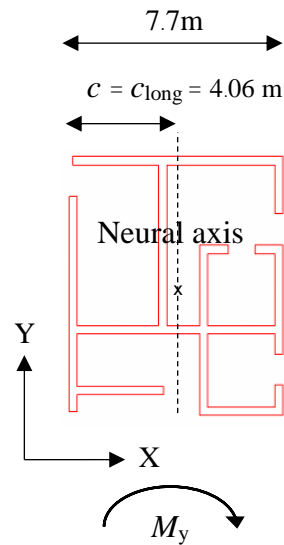
หัวข้อ 4.2.7 และ 4.3.7 ของ มยพ.1301/1302-61 กำหนดให้ทำการตรวจสอบความเครียดในกำแพงเนื่องจากผลของแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัด โดยหากพบว่ามีความเครียดมากกว่า 0.002 ทั้งแบบอัดและแบบดึง แสดงว่าอาจจะเกิดการครากของเหล็กเสริมตามยาวหรือการอัดประลัยของคอนกรีต จะต้องมีการเสริมเหล็กปลอกพิเศษให้ชิ้นส่วนมีความเหนียวในบริเวณนั้น ตามข้อกำหนดการให้รายละเอียดความเหนียวในหัวข้อ 5.2.11.6 ของ มยพ.1301/1302-61 ซึ่งการครากอาจเกิดขึ้นที่ตำแหน่งอื่นตามความสูงของกำแพงรับแรงเฉือนนอกเหนือจากบริเวณฐาน การตรวจสอบความเครียดที่จะเกิดขึ้น อาจใช้วิธีแบบประมาณดังสมการที่ 4.2-10 และ 4.2-11 ของ มยพ.1301/1302-61

$$\text{ความเครียดดึง} \quad \varepsilon_t = \frac{P}{E_c A_g} + \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c + \frac{1}{3} c_{long} \right) \quad (4.2-10)$$

$$\text{ความเครียดอัด} \quad \varepsilon_c = \frac{P}{E_c A_g} - \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c - \frac{1}{3} c_{long} \right) \quad (4.2-11)$$

โดยที่	$\varepsilon_c, \varepsilon_t$	คือ	ค่าความเครียดอัดและความเครียดดึงของกำแพงตามลำดับ
	M, P	คือ	ค่าโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนของกำแพงตามลำดับ ซึ่งคำนวณได้จากการวิเคราะห์ RSA แบบยึดหยุ่นเชิงเส้น (ไม่มีการคูณหรือหารด้วยตัวประกอบต่าง ๆ เช่น S_F, Ω_0, I, R) และรวมผลของแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแฉกที่ปรับค่าแล้ว (Factored Gravity Load) แรงตามแนวแกนแบบอัดให้มีค่าเป็นลบ
	c	คือ	ระยะจากแกนสะเทินแบบอิลาสติกถึงตำแหน่งที่ต้องการคำนวณความเครียด
	c_{long}	คือ	ระยะจากแกนสะเทินแบบอิลาสติกถึงขอบของหน้าตัดชิ้นส่วนด้านที่ไกลกว่า
	A_g	คือ	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของกำแพง
	E_c	คือ	ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และ
	I_{eff}	คือ	ค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยประสิทธิผลที่ปรับลดค่าเนื่องจากการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีต (Effective Moment of Inertia of Cross-Sectional Area) ซึ่งมีค่าตามตารางที่ 6.6.3.1.1(b) ในมาตรฐาน ACI 318M-14

ตัวอย่างการคำนวณค่าความเครียดในกำแพงคอนกรีตที่บริเวณฐานของอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง X แสดงได้ดังต่อไปนี้



➤ คุณสมบัติของหน้าตัดกำแพง

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{32} = 26,587 \text{ MPa} = 26.587 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$A_g = 14.61 \text{ m}^2$$

$$I_{g,y} = 102.32 \text{ m}^4$$

$$c = c_{long} = 4.06 \text{ m}$$

➤ โมเมนต์ของความเฉื่อยประสิทธิผลของหน้าตัด (I_{eff}) ตามตารางที่ 6.6.3.1.1(b) ใน ACI318M-14

$$I_{eff} = \left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g} \right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0} \right) I_g \quad \text{โดยให้ใช้ค่าระหว่าง } 0.35I_g \text{ ถึง } 0.875I_g$$

อัตราส่วนของเหล็กเสริมยื่นในปล่องกำแพงของอาคารตัวอย่าง: $\frac{A_{st}}{A_g} = 0.25\%$

แรงภายในสำหรับออกแบบที่ได้จากชุดการรวมผลของแรงที่ทำให้ได้ค่า I_{eff} น้อยที่สุดมาจาก

$U_1(M) = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E_x + 0.3E_y$ โดยมีค่าโมเมนต์ดัด และแรงตามแนวแกน

$$M_u = 80,955 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad P_u = 111,505 \text{ kN}$$

กำลังต้านทานแรงตามแนวแกนที่ระบุ โดยไม่มีการเอียงศูนย์: $P_0 = 326,222 \text{ kN}$

ความยาวของกำแพงภายใต้แรงกระทำในทิศทาง X: $h = 7.7 \text{ m}$

$$I_{eff} = (0.80 + 25 \times 0.0025) \left(1 - \frac{80,955}{111,505 \times 7.7} - 0.5 \frac{111,505}{326,222} \right) I_g = 0.63I_g$$

- แรงแบบอิลาสติกที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวจาก Load Case: LRSA X กระทำร่วมกับผลของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง

ค่าโมเมนต์ดัด (M) และแรงตามแนวแกน (P) ของกำแพงสำหรับแทนค่าในสมการที่ 4.2-10 และ 4.2-11 ของ มยพ.1301/1302-61 ให้ใช้ค่าจาก Load Case: LRSA X (ก่อนคูณ I/R) นำไปรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่ง โดยการสร้าง Load Combination ขึ้นมาอีกหนึ่งชุดสำหรับใช้เพื่อการตรวจสอบความเครียดนี้ ซึ่งในตัวอย่างนี้ใช้น้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่ง $D+0.25L$ เพื่อให้สอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่งที่ใช้ในการวิเคราะห์ NLRHA (หัวข้อ 4.4.3) และพิจารณาแผ่นดินไหวทิศทาง X ทิศทางเดียวเพื่อให้เข้าใจง่าย แต่ในการปฏิบัติงานออกแบบจริง ควรใช้ค่าที่วิกฤตที่สุดจากชุดการรวมแรงกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่งแบบต่าง ๆ และคำนึงถึงผลของแผ่นดินไหวกระทำจากสองทิศทางด้วย

ผลการวิเคราะห์ Load Case: LRSA X ซึ่งเป็นการตอบสนองของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นต่อแผ่นดินไหวที่โปรแกรมแสดงออกมาจะมีค่าเป็นบวกเสมอ ซึ่งมาจากค่าสัมบูรณ์ (Absolute) ของการตอบสนองสูงสุด แต่ในความเป็นจริงระบบโครงสร้างจะมีการสั่นไหวไปกลับและการตอบสนองมีทั้งค่าบวกและลบ ในการนำผลการวิเคราะห์ Load Case: LRSA X ไปใช้งานจึงต้องคำนึงถึงเครื่องหมายบวกและลบเอง เพื่อให้เกิดเกิดผลลัพธ์ที่วิกฤตที่สุด ยกตัวอย่างเช่น ในการตรวจสอบความเครียดดิ่ง ควรใช้ค่า P ที่เป็นแรงดึงหรือแรงอัดน้อยที่สุดและใช้ค่า M ที่เป็นบวก เพื่อให้ค่าจากสมการที่ 4.2-10 ของ มยพ.1301/1302-61 มีค่าเป็นบวกมากที่สุด จากตารางที่ 2.4-13 ควรใช้ $P = -63,401\text{kN}$ และ $M = 326,546\text{kN}\cdot\text{m}$ จะได้ค่าความเครียดดิ่งเท่ากับ

$$\varepsilon_t = \frac{-63,401\text{kN}}{26.587 \times 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 14.61\text{m}^2} + \frac{326,546\text{kN}\cdot\text{m}}{26.587 \times 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0.63 \times 102.32\text{m}^4} \left(4.06\text{m} + \frac{4.06\text{m}}{3} \right)$$

$$\varepsilon_t = -0.00016 + 0.00103$$

$$\varepsilon_t = 0.00087$$

ตารางที่ 2.4-13 ค่าโมเมนต์ดัด (M) และแรงอัดตามแนวแกน (P) ที่บริเวณฐานของกำแพงสำหรับตรวจสอบค่าความเครียดจากเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่ง $D+0.25L$ รวมกับผลจาก Load Case: LRSA X

แรงภายในที่เกิดขึ้น	$D+0.25L$	E_{\max}	E_{\min}	$D+0.25L + E_{\min}$	$D+0.25L + E_{\max}$
P (kN)	-101,698	38,297	-38,297	-139,994	-63,401
M (kN·m)	1,917	324,630	-324,630	-322,713	326,546

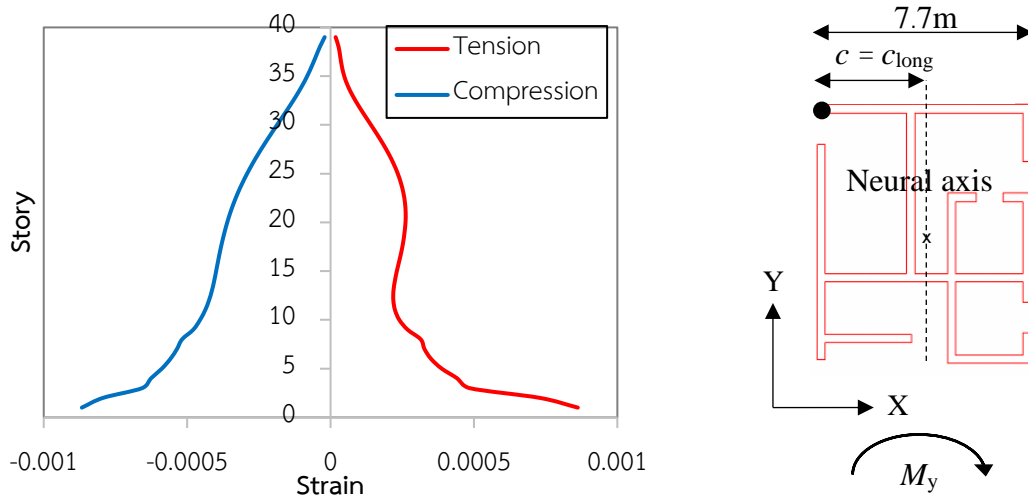
ในทางกลับกันการตรวจสอบความเครียดอัด ควรใช้ค่า P ที่เป็นแรงอัดมากที่สุดและใช้ค่า M ที่เป็นลบ เพื่อให้ค่าจากสมการที่ 4.2-11 ของ มยพ.1301/1302-61 มีค่าเป็นลบมากที่สุด จากตารางที่ 2.4-13 ควรใช้ $P = -139,994 \text{ kN}$ และ $M = -322,713 \text{ kN}\cdot\text{m}$ สังเกตว่าสมการที่ 4.2-11 ของ มยพ.1301/1302-61 ระบุเครื่องหมายลบบัวหน้าตัวแปร M แล้ว ซึ่งจะได้ค่าความเครียดอัดเท่ากับ

$$\varepsilon_c = \frac{-139,994 \text{ kN}}{26.587 \times 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 14.61 \text{ m}^2} - \frac{322,713 \text{ kN}\cdot\text{m}}{26.587 \times 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0.63 \times 102.32 \text{ m}^4} \left(4.06 \text{ m} - \frac{4.06 \text{ m}}{3} \right)$$

$$\varepsilon_c = -0.00036 - 0.00051$$

$$\varepsilon_c = -0.00087$$

ค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งอื่น ๆ ตามความสูงของกำแพง แสดงดังรูปที่ 2.4-16 และ ตารางที่ 2.4-14 ซึ่งในตัวอย่างนี้ไม่พบตำแหน่งที่มีค่าความเครียดเกิน 0.002



รูปที่ 2.4-16 ความเครียดอัดและความเครียดดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ระดับความสูงต่าง ๆ ของกำแพง

ตารางที่ 2.4-14 ความเครียดอัดและดึงสูงสุดที่ระดับความสูงต่าง ๆ ของกำแพงภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X

Story	A (m ²)	E _c (MPa)	c _{long} (m)	I _g (m ⁴)	$\frac{I_{eff}}{I_g}$	D + 0.25L + E _{min}		D + 0.25L + E _{max}		Max. strain	
						P (kN)	M (kN·m)	P (kN)	M (kN·m)	Com.	Ten.
39	14.61	26587	4.06	102.3	0.76	-3284	9175	-1896	8600	0.00%	0.00%
38	14.61	26587	4.06	102.3	0.77	-6830	15096	-3604	14434	0.00%	0.00%
37	14.61	26587	4.06	102.3	0.78	-10415	19229	-5270	18517	-0.01%	0.00%
36	14.61	26587	4.06	102.3	0.78	-14054	23192	-6881	22439	-0.01%	0.00%
35	14.61	26587	4.06	102.3	0.78	-17745	28006	-8437	27217	-0.01%	0.00%
34	14.61	26587	4.06	102.3	0.77	-21485	34271	-9944	33454	-0.01%	0.01%
33	14.61	26587	4.06	102.3	0.77	-25264	41898	-11412	41059	-0.01%	0.01%
32	14.61	26587	4.06	102.3	0.76	-29072	50500	-12851	49644	-0.01%	0.01%
31	14.61	26587	4.06	102.3	0.75	-32896	59633	-14273	58767	-0.02%	0.01%
30	14.61	26587	4.06	102.3	0.75	-36722	68906	-15692	68037	-0.02%	0.01%
29	14.61	26587	4.06	102.3	0.74	-40540	77996	-17119	77130	-0.02%	0.02%
28	14.61	26587	4.06	102.3	0.74	-44337	86648	-18567	85795	-0.02%	0.02%
27	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-48103	94666	-20045	93834	-0.03%	0.02%
26	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-51829	101906	-21561	101104	-0.03%	0.02%
25	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-55510	108265	-23123	107506	-0.03%	0.02%
24	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-59140	113679	-24734	112975	-0.03%	0.02%
23	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-62718	118117	-26395	117483	-0.03%	0.03%
22	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-66245	121550	-28106	121003	-0.03%	0.03%
21	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-69723	123979	-29865	123539	-0.03%	0.03%
20	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-73158	125426	-31665	125115	-0.04%	0.03%
19	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-76556	125938	-33498	125783	-0.04%	0.03%
18	14.61	26587	4.06	102.3	0.73	-79927	125603	-35355	125632	-0.04%	0.03%
17	14.61	26587	4.06	102.3	0.72	-83281	124559	-37226	124806	-0.04%	0.02%
16	14.61	26587	4.06	102.3	0.72	-86630	123012	-39097	123511	-0.04%	0.02%
15	14.61	26587	4.06	102.3	0.72	-89984	121291	-40959	122048	-0.04%	0.02%
14	14.61	26587	4.06	102.3	0.72	-93319	119585	-42764	120935	-0.04%	0.02%
13	14.61	26587	4.06	102.3	0.72	-96712	118682	-44574	120445	-0.04%	0.02%
12	14.61	26587	4.06	102.3	0.71	-100134	119172	-46348	121420	-0.04%	0.02%
11	14.61	26587	4.06	102.3	0.71	-103587	121655	-48085	124503	-0.04%	0.02%
10	14.61	26587	4.06	102.3	0.71	-107066	127251	-49789	130579	-0.05%	0.02%
9	14.61	26587	4.06	102.3	0.70	-110670	136041	-51576	141029	-0.05%	0.03%
8	14.61	26587	4.06	102.3	0.69	-115071	154166	-53528	157468	-0.05%	0.03%
7	14.61	26587	4.06	102.3	0.69	-118636	159553	-54676	162339	-0.05%	0.03%
6	14.61	26587	4.06	102.3	0.69	-122251	167858	-55783	170185	-0.06%	0.04%
5	14.61	26587	4.06	102.3	0.68	-125841	180599	-56902	182606	-0.06%	0.04%
4	14.61	26587	4.06	102.3	0.67	-129378	198340	-58059	200100	-0.06%	0.04%
3	14.61	26587	4.06	102.3	0.67	-132640	211728	-59051	213725	-0.07%	0.05%
2	14.61	26587	4.06	102.3	0.65	-137053	285959	-61424	288200	-0.08%	0.07%
1	14.61	26587	4.06	102.3	0.63	-139994	322713	-63401	326546	-0.09%	0.09%



สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ถนนพระรามที่ 6 แขวงพญาไท

เขตพญาไท กรุงเทพฯ 10400

โทร. 0-2299-4321 โทรสาร 0-2299-4366