

สำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.)

(ฝ่าย 3: ฝ่ายสวัสดิภาพสาธารณะ)

ร่างรายงานฉบับสมบูรณ์

(Draft Final Report)

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 5)

โครงการย่อย

วิธีการออกแบบอาคารสูงรูปแบบต่างๆ ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย

Seismic Resistant Design Procedure for Tall Buildings in Thailand

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

มหาวิทยาลัยมหิดล

เมษายน 2564

สัญญาเลขที่ RDG6130024

รายงานฉบับสมบูรณ์
(Final Report)

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 5)

โครงการย่อย
วิธีการออกแบบอาคารสูงรูปแบบต่างๆ ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย
Seismic Resistant Design Procedure for Tall Buildings in Thailand

คณะผู้วิจัย	สังกัด
1. ศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย (หัวหน้าโครงการ)	สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเซีย
2. ผศ.ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
3. ผศ.ดร .ธีรพันธ์ อรธรรมรัตน์	มหาวิทยาลัยมหิดล

เมษายน 2564

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

วัตถุประสงค์หลักของโครงการวิจัยนี้คือการลดความเสี่ยงของอาคารสูงในประเทศไทยจากแผ่นดินไหว ด้วยการปรับปรุงกระบวนการที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบโครงสร้าง โดยมีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้ (1) จัดทำสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบที่มีความถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของจังหวัดต่างๆ ในภาคเหนือและภาคใต้ ซึ่งอาจเกิดจากแผ่นดินไหวหลายรูปแบบ เพื่อนำสเปกตรัมนี้ไปใช้ในการออกแบบอาคารที่ก่อสร้างใหม่ หรือ ใช้ในการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิม, (2) ตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ซึ่งเป็นวิธีที่วิศวกรไทยนิยมใช้อยู่ในปัจจุบัน, และ (3) หากพบว่าวิธี RSA ไม่มีความถูกต้องเพียงพอก็จะหาวิธีการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวที่มีความถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี RSA เดิมเพื่อให้อาคารที่ได้รับการออกแบบมีความปลอดภัย

สำหรับวัตถุประสงค์ที่ (1) นั้นคณะผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูลรอยเลื่อนทั้งในและต่างประเทศและวิเคราะห์ข้อมูลดังกล่าวเพื่อจัดเตรียมค่าการออกแบบที่ได้ให้อยู่ในรูปแบบที่พร้อมจะนำไปใช้ในการกำหนดพื้นที่เสี่ยงภัยของประเทศไทย และสามารถนำไปประกอบในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1301/1302-61) คณะผู้วิจัยได้ทำการแยกแยะความเสี่ยงของแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation analysis) ที่แสดงโดยดัชนีความรุนแรงของแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ ได้แก่ ความเร่งสูงสุด (PGA) คาบสเปกตรัมการตอบสนอง (Spectral acceleration, S_a) ที่คาบการสั่น 0.2 และ 1 วินาที สำหรับคาบการเกิดซ้ำของแผ่นดินไหวทุกๆ 2,475 ปี ผลการแยกแยะความเสี่ยงชี้ว่า จังหวัดในบริเวณภาคเหนือมีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันออกไป เนื่องมาจากตำแหน่งที่ตั้งของรอยเลื่อนมีพลัง จากรูปที่ 1 แสดงผลการทำ Deaggregation analysis เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่จะส่งผลต่อจังหวัดในภาคกลาง ภาคเหนือ และ ภาคใต้ของประเทศไทย สำหรับค่า PGA ที่มีคาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี จะพบได้ว่าแต่ละจังหวัดนั้นมีลักษณะความเสี่ยงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันเนื่องจากตำแหน่งที่ตั้งของเมืองกับรอยเลื่อนแผ่นดินไหวนั้นแตกต่างกัน เช่น ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่ตั้งบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดเชียงราย (ตารางที่ 2.3-2) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (กรณีอาคารสูงประมาณ 2 ถึง 4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.0 ถึง 6.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารสูงประมาณ 10-15 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5 ถึง 7.0 ที่ระยะทางประมาณ 40 กิโลเมตร (รอยเลื่อนแม่จัน) แต่ที่จังหวัดเชียงใหม่นั้นผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่ตั้งบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดเชียงใหม่ โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารสูงประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 80 กิโลเมตร (รอยเลื่อนแม่ทา) (รูปที่ 2)

จากนั้นคณะผู้วิจัยได้ทำการจัดทำชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของพื้นที่เหล่านี้โดยสมมติว่าสภาพพื้นที่เป็นหินแข็ง (Rock-like condition) คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้เป็นคลื่นที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงในต่างประเทศที่มีความคล้ายคลึงกับที่จะเกิดขึ้นได้ในประเทศไทยและเป็นคลื่นที่ได้ปรับขนาดให้เหมาะสมโดยมีค่าสเปกตรัมตอบสนอง (Conditional Mean Spectrum) ที่ใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมของพื้นที่เหล่านี้ที่คาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ได้ถูกนำไปวิเคราะห์คำนวณหาคลื่นแผ่นดินไหวที่ผิวดินในแอ่งเชียงใหม่โดยใช้โมเดลชั้นดินในแอ่งเชียงใหม่ที่พัฒนาโดย ดร. นคร ภู่วโรดมและคณะ (2564) ผลการวิเคราะห์อัตราการขยายกำลังของแต่ละตำแหน่งการศึกษาสรุปได้ดังรูปที่ 3-4 โดยเป็นค่าอัตราการขยายกำลัง (Amplification) สูงสุดของแต่ละตำแหน่งในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ จากค่าเฉลี่ยและค่าสูงสุด (Envelope) ของกราฟ Amplification ตามลำดับ โดยรูปที่ 5 แสดงค่าเฉลี่ยค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน 3 ประเภท (เส้นสีน้ำเงิน) B (หิน), C (ดินแข็ง), D (ดินปกติ) เปรียบเทียบกับค่าจาก มยผ. 1301/1302-61 (สีแดง) โดยพบว่าค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมนั้นมีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดใน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องมาจากลักษณะแอ่งดินอ่อนของเชียงใหม่ขยายคลื่นแผ่นดินไหวได้มากกว่าที่กำหนดไว้โดยเฉพาะที่คาบการสั่นของอาคารสูงที่มีคาบการสั่นของอาคารประมาณ 2 วินาที (อาคารสูงประมาณ 20-30 ชั้น) และอาจจะจำเป็นที่จะต้องพิจารณาสเปกตรัมออกแบบในพื้นที่แอ่งเชียงใหม่ในการปรับปรุงมาตรฐาน มยผ. ต่อไปในอนาคต

สำหรับวัตถุประสงค์ที่ (2) และ (3) คณะผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมแบบก่อสร้างอาคารสูงที่มีอยู่เป็นจำนวนมากในกรุงเทพมหานคร 133 หลังและได้เลือกอาคารตัวอย่างเป็นกรณีศึกษา 12 อาคาร ซึ่งแบ่งเป็น 2 กลุ่มหลัก คือ (1) มีความไม่สม่ำเสมอของผังอาคาร 6 อาคาร สูง 16 ชั้น และ (2) มีความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง 6 อาคาร สูง 27 และ 34 ชั้น จากนั้นออกแบบอาคารแต่ละหลังตามวิธี RSA แบบเดิม และทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี nonlinear response history analysis (NLRHA) ที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุด เพื่อใช้เปรียบเทียบและตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA แบบเดิม ซึ่งพบว่าวิธี RSA ให้ค่าที่ต่ำเกินไปในการออกแบบกำลังต้านทานขององค์อาคารที่มีพฤติกรรมแบบเปราะและไม่ควรเกิดความเสียหายเช่นแรงเฉือนในกำแพงและเสา หรือแรงในแผ่นพื้นไดอะแฟรม จึงได้มีการทดลองและพัฒนาปรับปรุงวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) ให้สามารถวิเคราะห์หาค่าแรงภายในสำหรับการออกแบบอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอของผังอาคาร และที่มีความไม่สม่ำเสมอของอาคารตามแนวดิ่งให้ได้ค่าที่มีความถูกต้องใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ที่มีความสมจริง

สำหรับอาคารกลุ่มแรกที่มีความไม่สม่ำเสมอของผังอาคารทำให้อาคารมีการบิดตัวเมื่อแผ่นดินไหวกระทำ อาคารที่ทำการศึกษาเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 16 ชั้น (B16 ดังรูปที่ 6) มีการศึกษาทั้งรูปแบบที่มีความสมมาตรรอบแกน X จึงมีการคู่ควบระหว่างการบิดรอบแกนดิ่งกับการเคลื่อนที่ในแนวราบทิศทางเดียว (รูปที่ 7)

และไม่มีความสมมาตรของผังจึงมีการคู่ควบระหว่างการบิดรอบแกนดิ่งกับการเคลื่อนที่ในแนวราบสองทิศทาง (รูปที่ 8) โดยได้ศึกษาครอบคลุมลักษณะทางพลศาสตร์ 3 กรณีคือ (1) torsionally-flexible (TF), (2) torsionally-stiff (TS), และ (3) torsionally-similarly stiff (TSS) จึงมีอาคารที่ได้ศึกษาในกลุ่มแรกนี้ 6 อาคารในที่นี้สมมติว่าอาคารตั้งอยู่ที่ กทม. จากผลการศึกษาพบว่า

1. เมื่ออาคารมีความสมมาตรของผังรอบหนึ่งแกนในแนวราบ โหมดการเคลื่อนที่ขนานกับแกนสมมาตรดังกล่าวจะไม่คู่ควบกับการบิดจึงสามารถแยกพิจารณาการตอบสนองในทิศทางนั้นไปต่างหาก โหมดการเคลื่อนที่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับแกนสมมาตรนั้นจะคู่ควบกับการบิดตัวรอบแกนดิ่งสังเกตได้จากสองโหมดแรก ส่วนอาคารที่ไม่มีความสมมาตรเลยจะมีการคู่ควบระหว่างโหมดการเคลื่อนที่ในแนวราบสองทิศทางร่วมกับการบิดตัวสังเกตได้จากสามโหมดแรกของแบบจำลองโครงสร้างแบบสามมิติ
2. วิธี RSA ให้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำกว่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA อย่างมาก หมายความว่าแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA (รูปที่ 9)
3. วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของพื้นชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ต่ำไปเล็กน้อยเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA ส่วนวิธี LRSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของพื้นชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นถูกต้องดี
4. วิธี $MRSA_{HE}$ ที่พัฒนาขึ้นในการศึกษานี้สำหรับอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด ใช้ค่าการตอบสนองแบบอิลาสติกสองโหมดแรกสำหรับกรณีที่อาคารมีความสมมาตรรอบหนึ่งแกนหรือใช้สามโหมดแรกสำหรับกรณีที่อาคารไม่มีความสมมาตรเลยซึ่งมีโหมดการบิดตัวคู่ควบกับการเคลื่อนที่ในแนวราบหนึ่งหรือสองทิศทางตามลำดับ คูณด้วย $(SF \times \Omega_0)/R$ รวมกับค่าการตอบสนองแบบอิลาสติกสำหรับโหมดที่สูงขึ้นไป ด้วยวิธีการรวมโหมด (modal combination rule) ของ วิธี RSA เช่น SRSS หรือ CQC ซึ่งพบว่า ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและค่าแรงเฉือนในกำแพงที่ได้จากวิธี $MRSA_{HE}$ มีความถูกต้องดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA สำหรับทุกกรณี (รูปที่ 9)
5. วิธี $MRSA_{HI}$ ที่ลดแรงตอบสนองในแต่ละโหมดด้วยตัวประกอบ R_i มีความถูกต้องดีในกรณี TF และ TSS แต่ให้ค่าแรงเฉือนที่ต่ำเกินไปบ้างในกรณี TS เมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA
6. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้ค่าแรงภายในจากการวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นเชิงเส้นให้ผลที่สอดคล้องดีเมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA ซึ่งหากแผ่นดินไหวกระทำพร้อมกันสองทิศทางซึ่งทำให้เกิดโมเมนต์ดัดสองแกน การรวมค่าความเครียดเนื่องจากโมเมนต์ดัดรอบแกน X และ Y ต้องใช้วิธี SRSS ก่อน

จากนั้นจึงนำไปบวกรวมกับค่าความเครียดจากน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนดิ่ง

7. จุดวิกฤตที่พบในโครงสร้างคือการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นทางฝั่ง flexible edge

สำหรับอาคารกลุ่มที่สอง เป็นอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง 6 อาคาร ซึ่งประกอบด้วยอาคารที่มีสองตึกตั้งอยู่บนส่วนฐาน (podium) ร่วมกัน (รูปที่ 10) โดยมีทั้งกรณีที่สองตึกมีความสูงเท่ากัน (Same Height, SH) คือ 36 ชั้น และ มีความสูงไม่เท่ากัน (Different Height, DH) คือ 27 และ 36 ชั้น โดยส่วนฐานมีความสูง 9 ชั้นทุกกรณี และพิจารณาที่ตั้งทั้งที่ใจกลางกรุงเทพมหานครและเมืองเชียงใหม่ จึงมีอาคารรูปแบบนี้ที่ได้ทำการศึกษา 4 อาคาร ถัดไปเป็นอาคารที่มีการเชื่อมต่อด้วยสะพานระหว่างสองตึก (DHL) ซึ่งพิจารณาอาคาร DH ข้างต้นที่ตั้งอยู่ที่ กทม. โดยสมมติให้มีสะพานเชื่อมระหว่างชั้นบนสุดของตึก 27 ชั้น กับชั้นที่ 27 ของตึกที่สูง 36 ชั้น และพิจารณาการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างสองตึกที่ระดับชั้น 27 ดังกล่าว ส่วนอาคารสุดท้ายมีความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่งเป็นอาคารสูง 34 ชั้น (B34) ที่มีการลดขนาดผังตามความสูงแบบขั้นบันได (รูปที่ 11) ผลการศึกษาอาคาร SH และ DH พบว่า

1. วิธี RSA ให้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำกว่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA อย่างมาก หมายความว่าแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA
2. วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ, อัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความเร่งสัมบูรณ์ที่พื้นชั้นต่างๆ (absolute floor acceleration) ถูกต้องดีปานกลาง (fair) เมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA สำหรับอาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ส่วนกรณีที่อาคารตั้งอยู่ที่เชียงใหม่ วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นถูกต้องดี ในขณะที่วิธี RSA ประมาณค่าความเร่งสัมบูรณ์ในชั้นต่างๆ ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA
3. ระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมดจะต่างกันไป สำหรับอาคารที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกันมีระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นในโหมดที่ 2 และ 3 มากกว่าโหมดแรกของโหมดการเคลื่อนที่ทิศทางนั้นๆ ทำให้ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (Force response reduction factor, R_i) ของโหมดที่ 2 และ 3 มีค่ามากกว่าโหมดแรก ต่างจากที่เคยพบในอาคารอื่นๆ ซึ่งโหมดแรกจะมีค่า R_i มากกว่าโหมด 2 และ 3
4. วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนในกำแพงที่ดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA ในขณะที่วิธี $MRSA_{HI}$ ให้ที่ถูกต้องดีปานกลางแต่ให้ค่าแรงเฉือนในกำแพงที่ต่ำไปเล็กน้อยเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH ดังนั้นวิธี $MRSA_{HE}$ จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมในการนำไปใช้ออกแบบ

5. วิธี MRSA ให้ค่าประมาณแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมถูกต้องดีกว่าวิธี RSA (รูปที่ 12) แต่ยังให้ค่าต่ำเกินไปที่ชั้นล่างๆ เช่น ชั้นที่ 1 ถึง 4 ของส่วนฐาน podium
6. วิธี MRSA ให้ค่าแรงเฉือนในเสาค่อนข้างถูกต้องดีสำหรับอาคารที่ กทม. แต่ให้ค่าแรงเฉือนต่ำเกินไปบริเวณชั้นล่างๆ ของอาคารที่เชียงใหม่ เมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA
7. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้การวิเคราะห์ยืดหยุ่นให้ผลดีที่ชั้นบนๆ แต่ให้ค่าที่ต่ำเกินไปที่ชั้นล่างๆ เมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA
8. จุดวิกฤตที่พบในโครงสร้างคือแรงตามแนวแกนในแผ่นพื้นไดอะแฟรม โดยเฉพาะที่ชั้นบนๆ ของ podium เมื่อตึกทั้งสองมีความสูงไม่เท่ากัน และแรงเฉือนกับโมเมนต์ดัดในองค์อาคารแนวดิ่งมีค่าสูงที่บริเวณระดับชั้นบนสุดของ podium

ผลการศึกษาอาคาร DHL พบว่าวิธีการเผื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างสองตึกที่อยู่ใกล้กันเช่น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของสะพานเชื่อม ตามสมการที่ 2.11-2 ใน มยผ.1301/1302 มีความปลอดภัยเพียงพอ

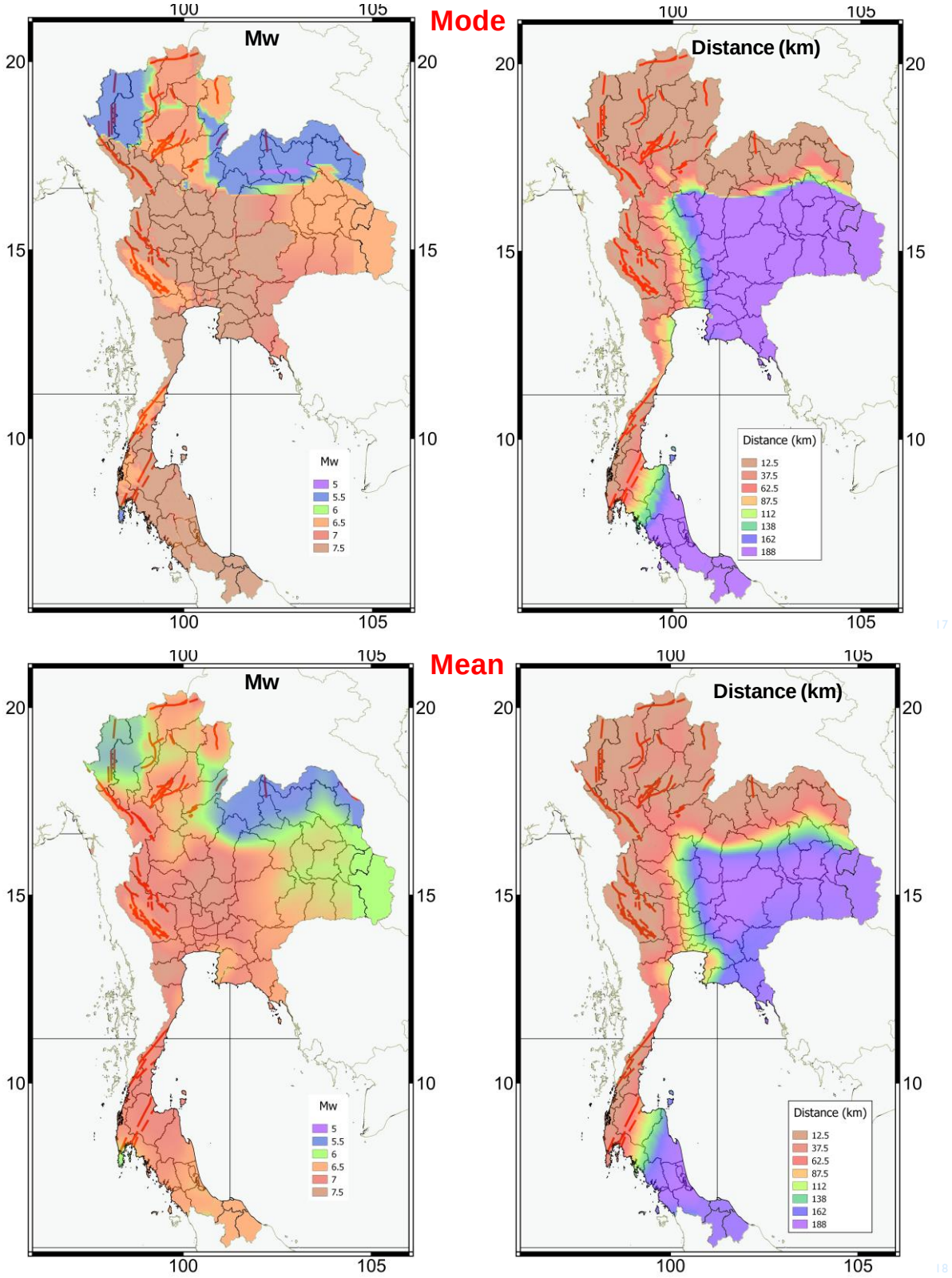
ท้ายที่สุดผลการศึกษาอาคาร B34 พบว่า

1. วิธี RSA ให้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำกว่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA อย่างมาก หมายความว่าแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA
2. วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ถูกต้องดีปานกลางเมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA โดยให้ค่าสูงไปเล็กน้อยเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X แต่ให้ค่าต่ำไปเล็กน้อยเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y
3. ระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมดมีความแตกต่างกันและในบางกรณีโหมดที่สูงขึ้นอาจมีการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นมากกว่าในโหมดแรก เช่น มีค่า R_i ในโหมดที่ 2 มากกว่าโหมดแรก เฉพาะในทิศทาง X
4. วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนรวมระหว่างชั้นที่ค่อนข้างถูกต้องดีเทียบกับผลจากวิธี NLRHA แต่เมื่อพิจารณาเป็นรายองค์อาคาร บางกรณีจะมีค่าที่ต่างจาก NLRHA พอสมควร
5. วิธี $MRSA_{HI}$ ใช้การลดแรงตอบสนองที่แตกต่างกันในแต่ละโหมดเพื่อการประมาณค่าแรงเฉือนที่ดีปานกลางเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA บางกรณีพบว่าวิธี $MRSA_{HI}$ ให้ค่าประมาณที่ต่ำเกินไปเช่นเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y
6. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้การวิเคราะห์ยืดหยุ่นให้ผลที่ดีเมื่อเทียบกับผลของวิธี

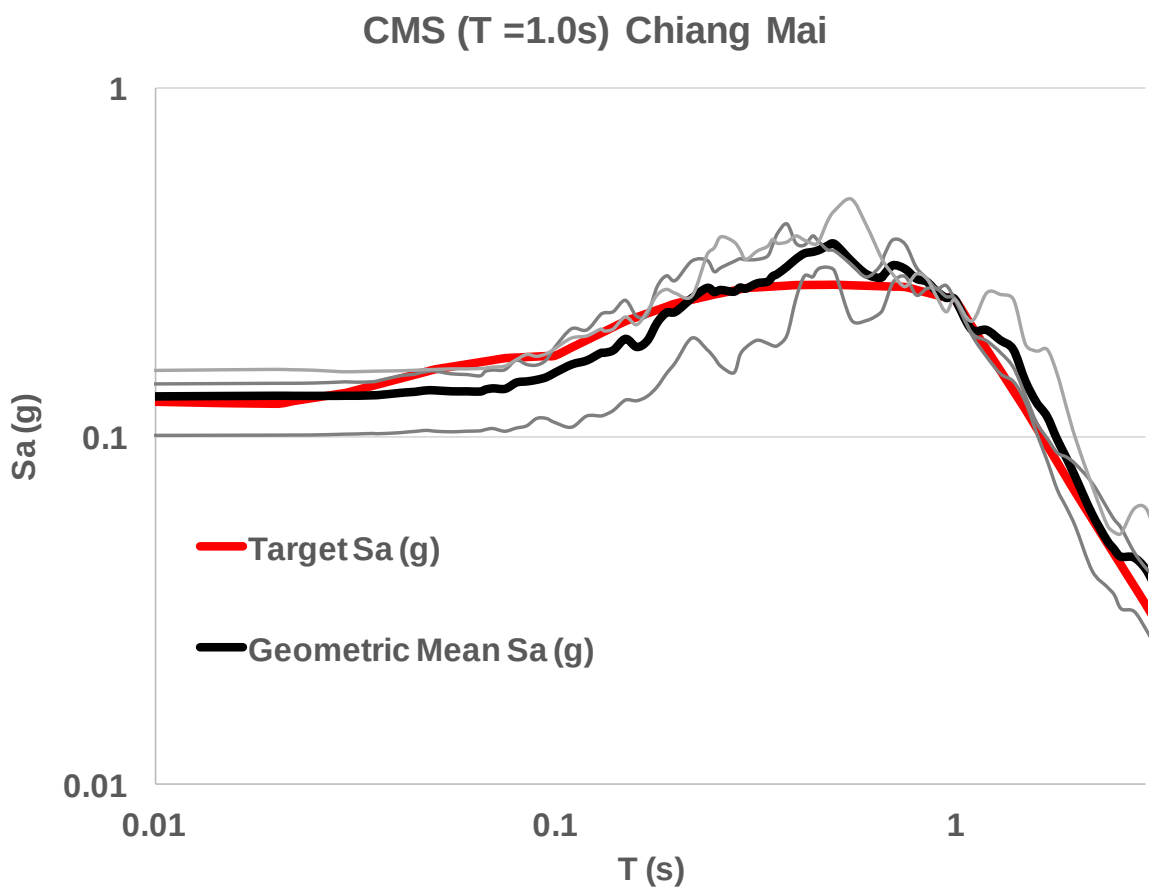
NLRHA ในชั้นบนๆ แต่ที่ชั้นล่างสุดให้ค่าที่ต่ำกว่า NLRHA บ้าง (รูปที่ 13)

7. ค่าแรงภายในที่ระดับชั้นที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดผังมีการแปรเปลี่ยนกะทันหัน แต่ไม่ได้วิกฤตมากหาก การเปลี่ยนแปลงมีลักษณะแบบขั้นบันไดที่ค่อยๆ ลดขนาดผังตามความสูง

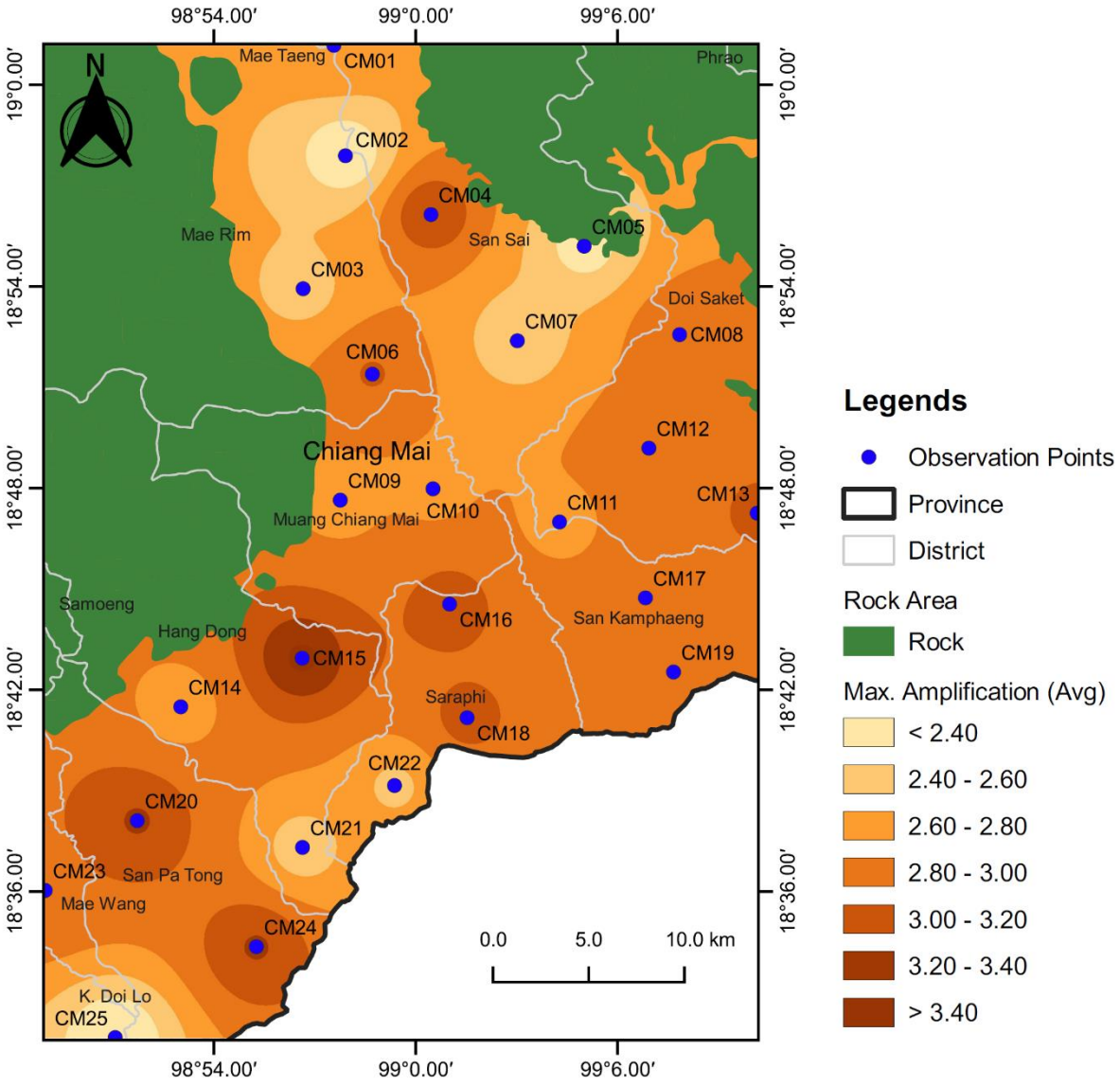
การประมาณค่าความเครียดในองค์อาคารแนวดิ่งเพื่อหาตำแหน่งที่เกิดการคราก ดึงหรือการอัดประลัยอาจมีความผิดพลาดได้ (รูปที่ 13) ดังนั้นจึงขอเสนอให้เผื่อความคลาดเคลื่อนของการทำนายการครากโดยควรเสริมเหล็กรายละเอียดให้องค์อาคารมีความเหนียวในตำแหน่งที่พบว่าความเครียดมีค่าเกินครึ่งหนึ่งของความเครียดที่จุดคราก ดึงหรือการอัดประลัยของวัสดุ เป็นต้น



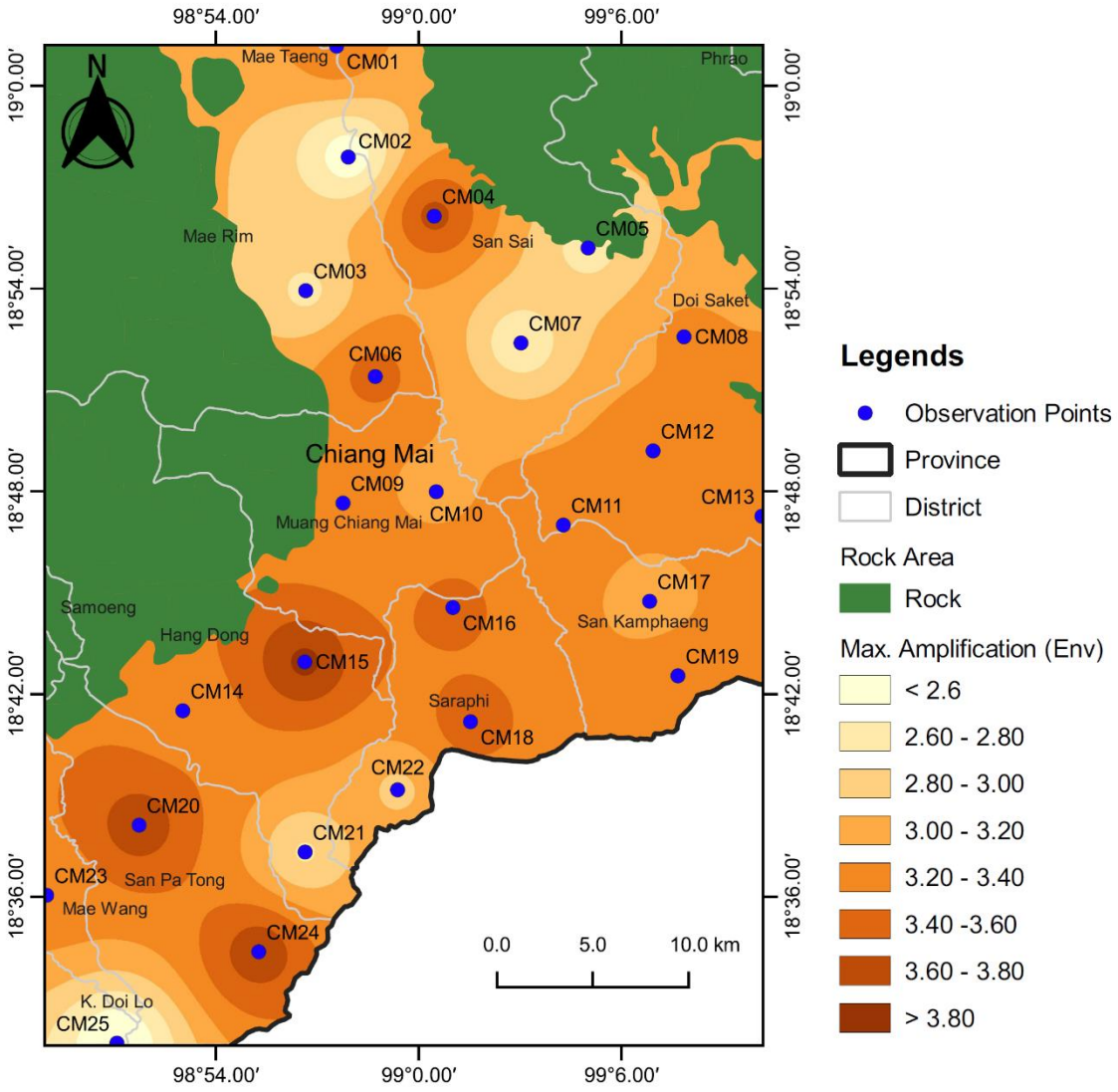
รูปที่ 1 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทาง (R) สำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับจังหวัดในภาคเหนือ ภาคกลาง และภาคใต้



รูปที่ 2 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงใหม่ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

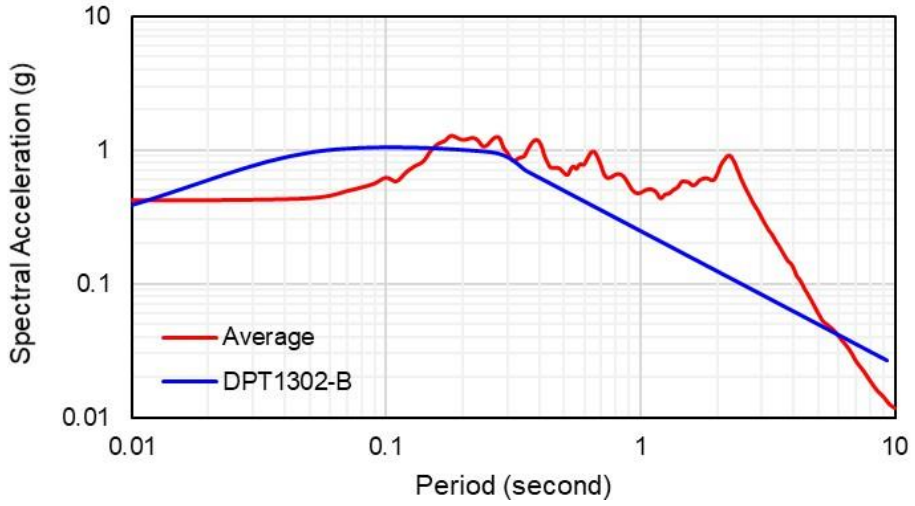


รูปที่ 3 แผนที่แสดงค่าอัตราการขยายกำลังสูงสุดจากค่าเฉลี่ย

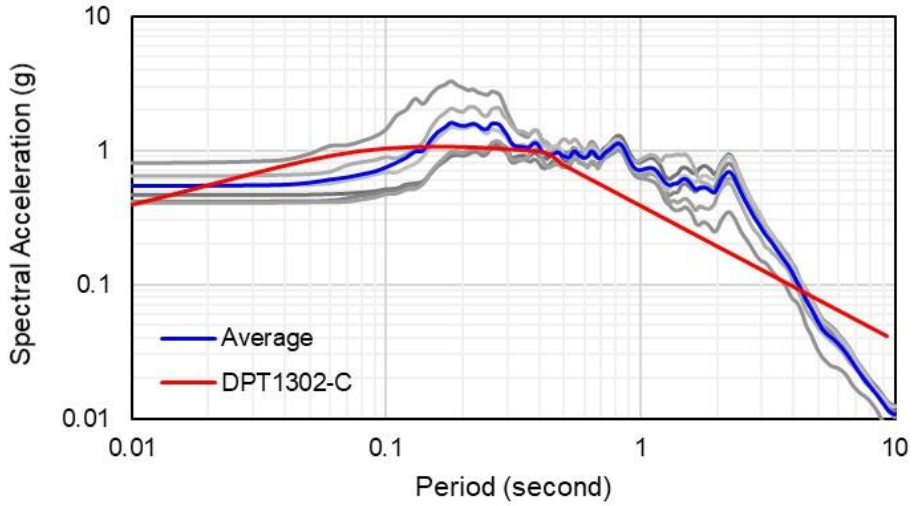


รูปที่ 4 แผนที่แสดงค่าอัตราการขยายกำลังสูงสุดจากค่า Envelope

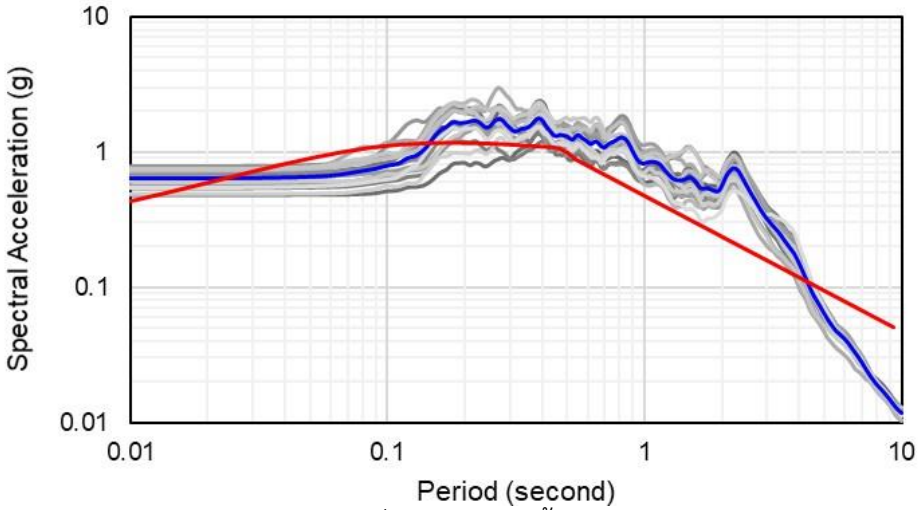
ก)



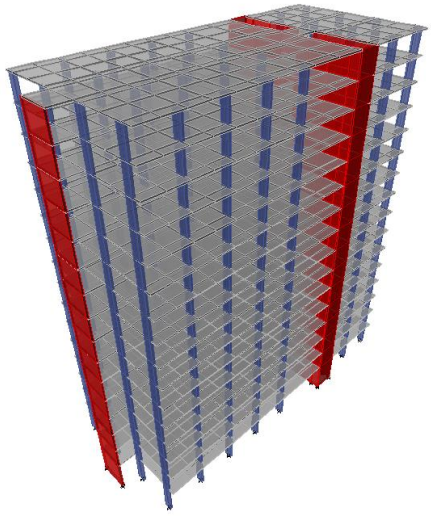
ข)



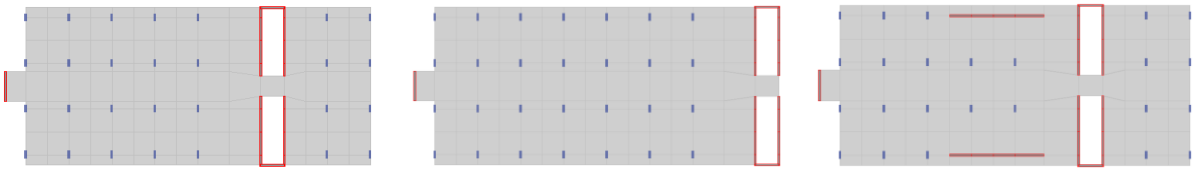
ค)



รูปที่ 5 ค่าเฉลี่ยความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (เส้นสีน้ำเงิน) ประเภท ก) B (หิน) ข) C (ดินแข็ง) ค) D (ดินปกติ) เปรียบเทียบกับค่า มยผ 1301-1302/61 (เส้นสีแดง)



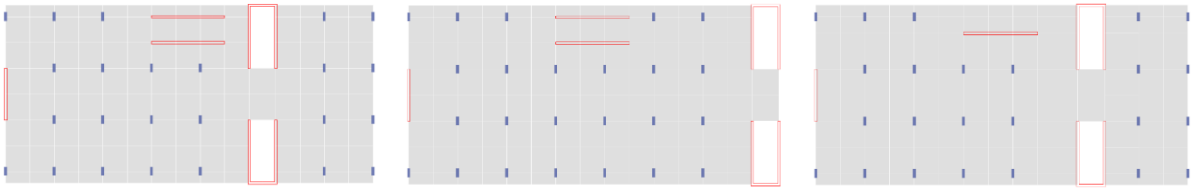
รูปที่ 6 แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร B16 ที่ไม่สม่ำเสมอในผังอาคาร



(a) TF system (b) TS system (c) TSS system

1^{st} – 16^{th} floor

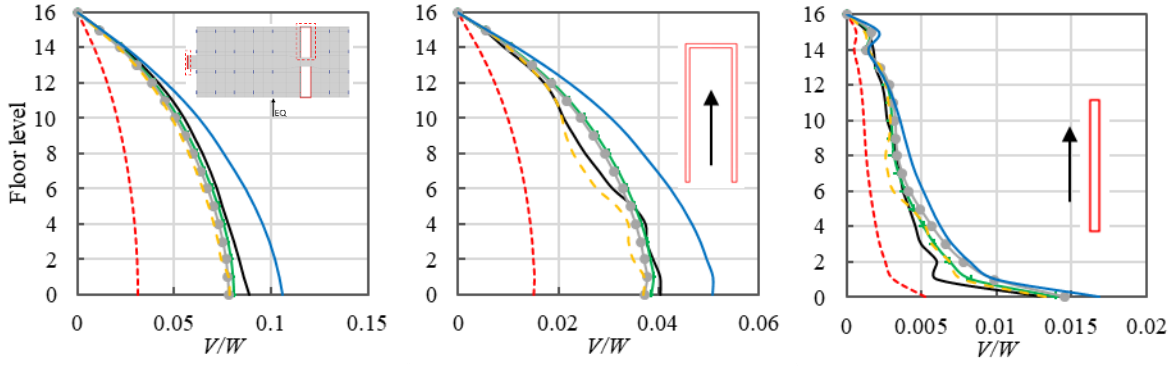
รูปที่ 7 แปลนอาคารรูปแบบที่ 1 ไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทางสำหรับ
(a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS



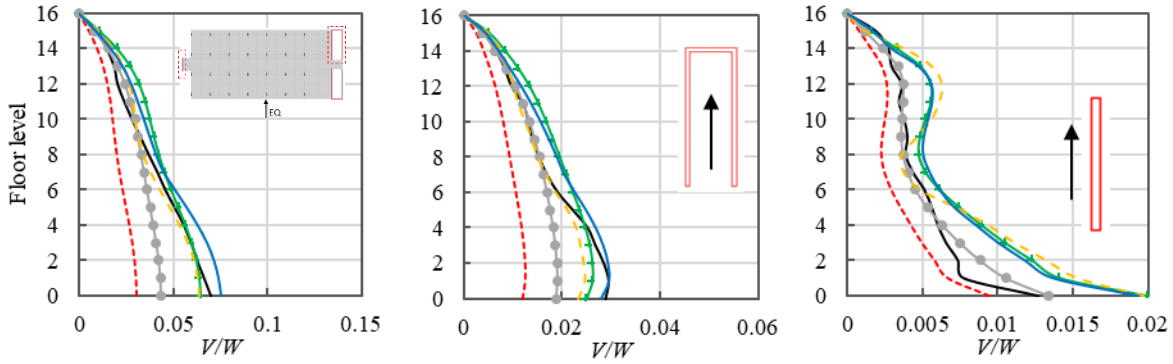
(a) TF system (b) TS system (c) TSS system

1^{st} – 16^{th} floors

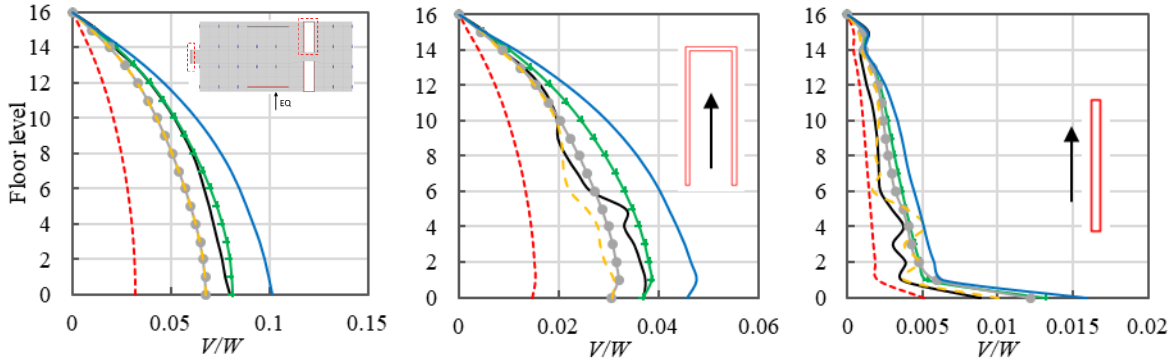
รูปที่ 8 แปลนอาคารรูปแบบที่ 2 ไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางสำหรับ
(a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS



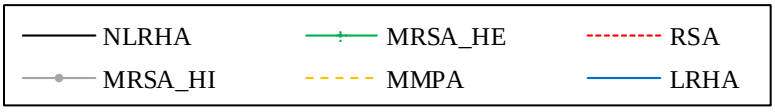
(a) กรณี TF



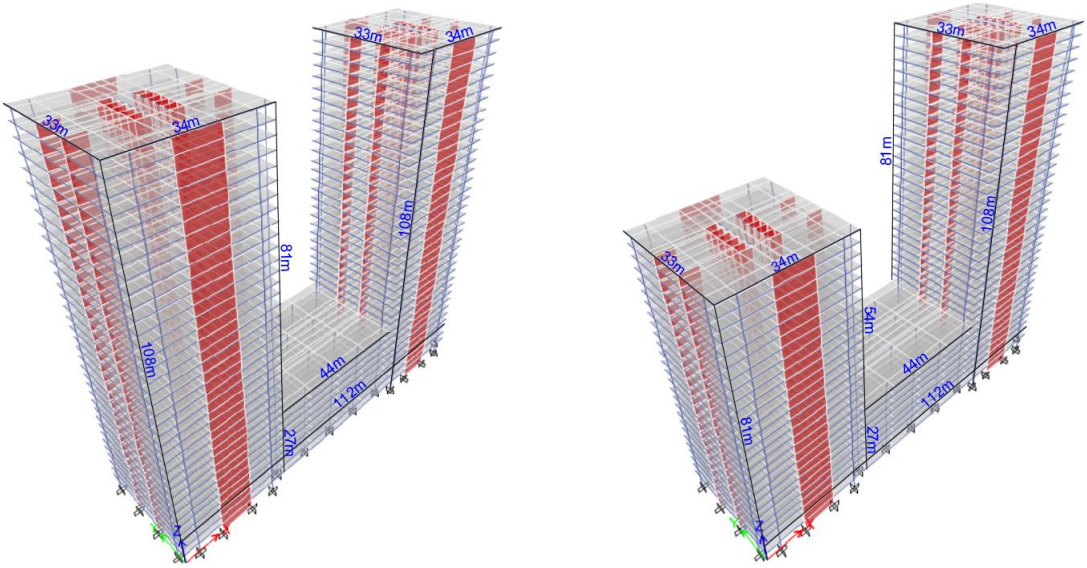
(b) กรณี TS



(c) กรณี TSS

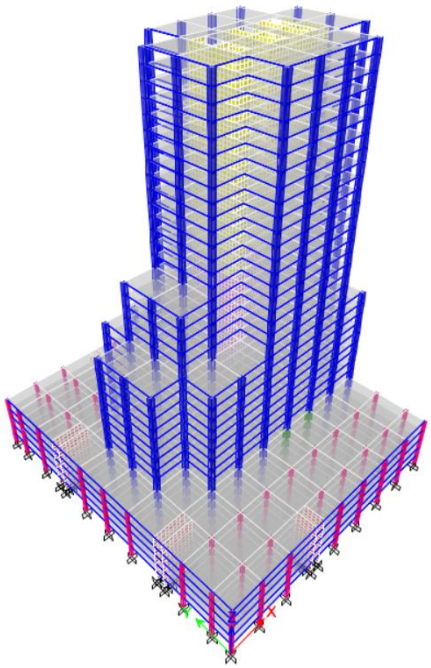


รูปที่ 9 ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับอาคารที่มีความสมมาตรรอบแกน X มีการคู่ควบระหว่างการบิดตัวและการเคลื่อนที่ทิศทาง Y (a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS คำนวณจากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y

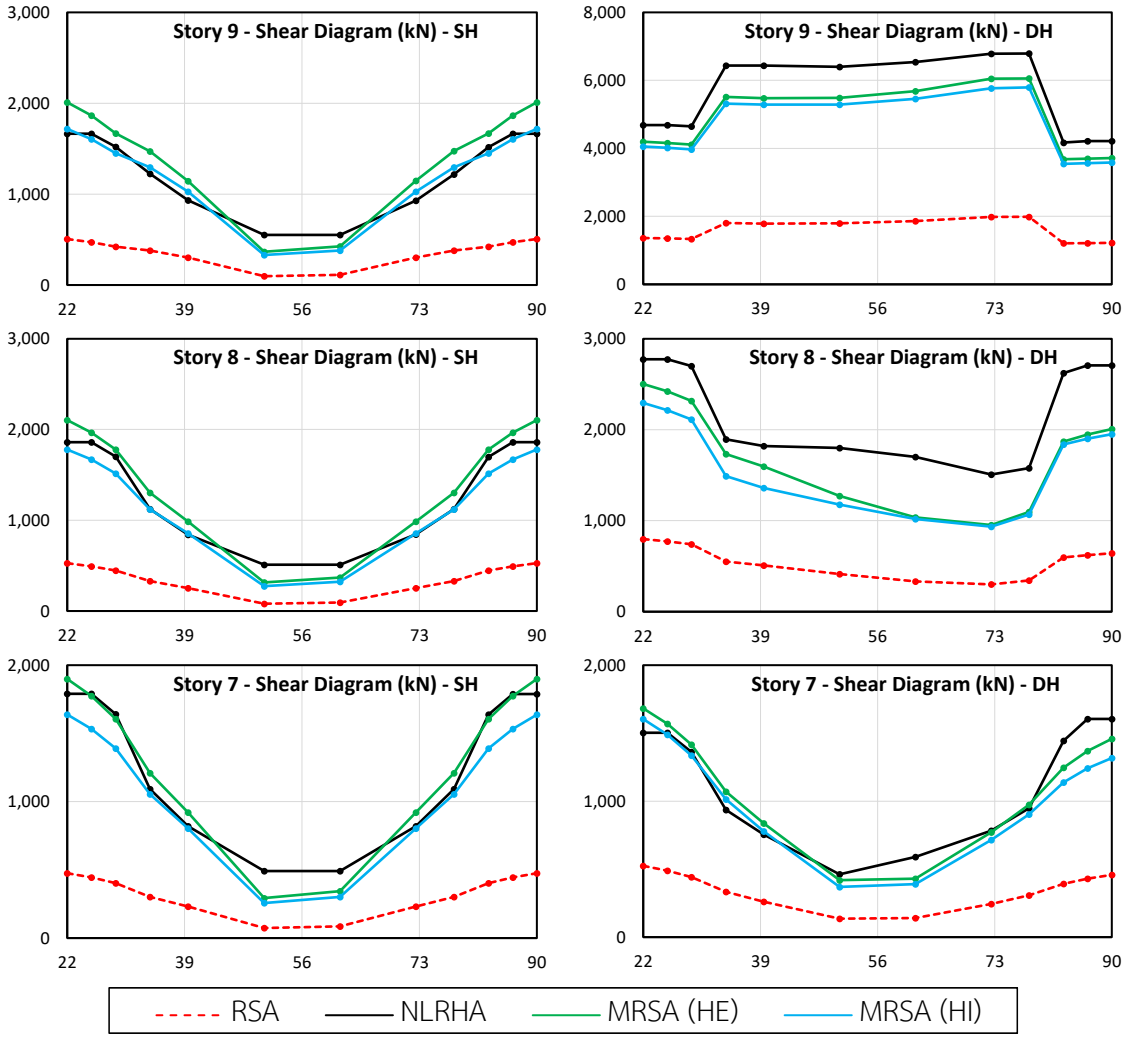


(a) กรณี SH (b) กรณี DH

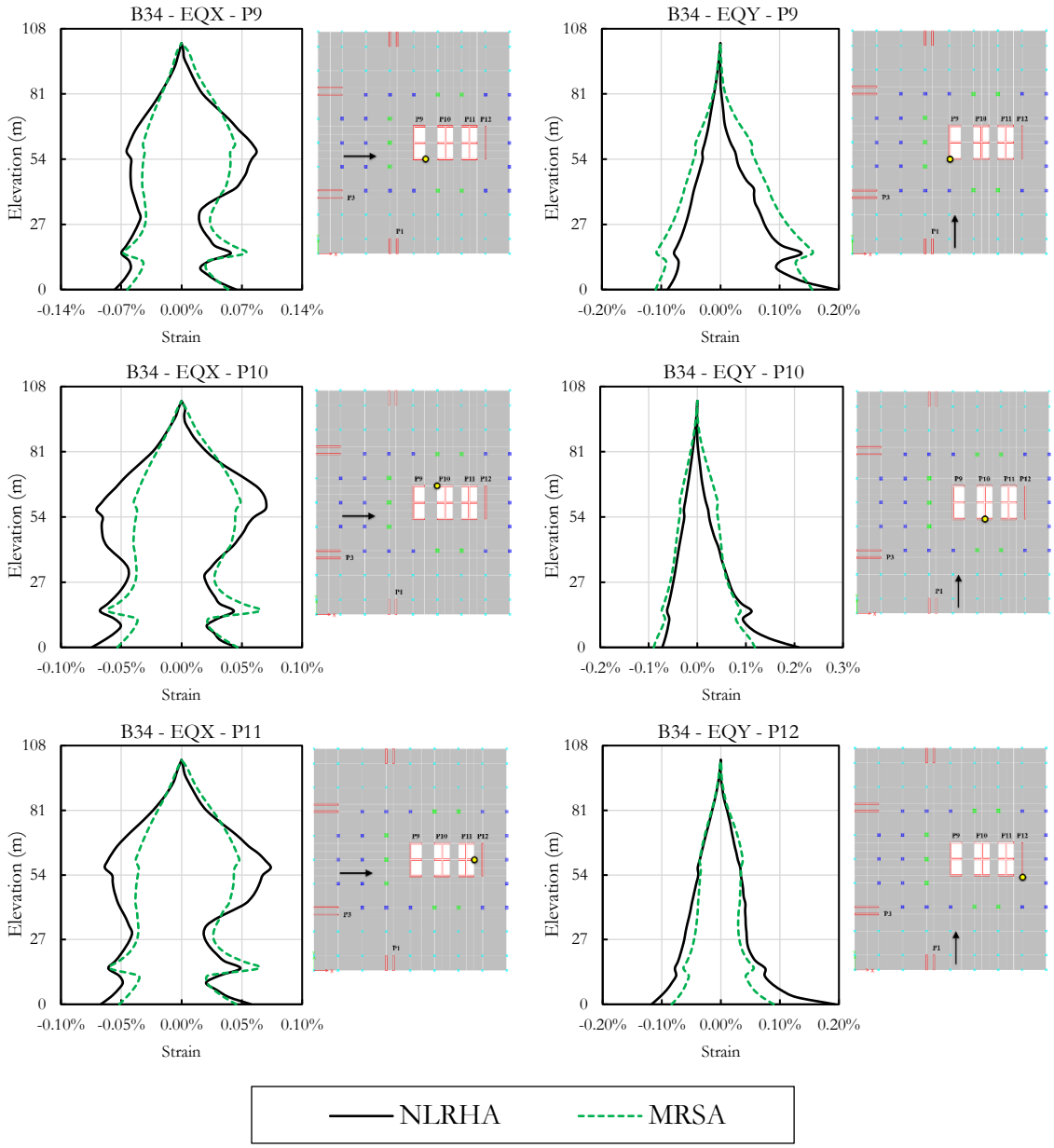
รูปที่ 10 อาคารที่มีสองตึกใช้ฐาน (podium) ร่วมกัน (a) SH และ (b) DH



รูปที่ 11 แบบจำลอง 3 มิติของอาคารสูง 34 ชั้น (B34)



รูปที่ 12 แรงเฉือนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 13 ค่าความเครียดในกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร B34 จากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทีละทิศทาง (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ: RDG6130024

ชื่อโครงการ: โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 5) โครงการย่อย วิธีการออกแบบอาคารสูงรูปแบบต่างๆ ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย

ชื่อนักวิจัย:

1. ศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย (หัวหน้าโครงการ) สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
2. ผศ.ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
3. ผศ.ดร. ธีรพันธ์ อรธรรมรัตน์ มหาวิทยาลัยมหิดล

Email address: pennung@ait.ac.th

ระยะเวลาโครงการ: กันยายน 2561 – เมษายน 2564

วัตถุประสงค์หลักของโครงการนี้คือการหาวิธีลดความเสี่ยงของอาคารสูงในประเทศไทยที่เกิดจากแผ่นดินไหว โดยมีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้ (1) จัดทำสเปกตรัมผลตอบสนองที่มีความถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของจังหวัดต่างๆในภาคเหนือและภาคใต้ ซึ่งอาจเกิดจากแผ่นดินไหวหลายรูปแบบ เพื่อนำสเปกตรัมนี้ไปใช้ในการออกแบบอาคารที่ก่อสร้างใหม่ หรือ ใช้ในการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิม, (2) ตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ซึ่งเป็นวิธีที่วิศวกรไทยนิยมใช้อยู่ในปัจจุบัน, และ (3) หากพบว่าวิธี RSA ไม่มีความถูกต้องเพียงพอก็จะหาวิธีการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวที่มีความถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี RSA เดิมเพื่อให้อาคารที่ได้รับการออกแบบมีความปลอดภัย

สำหรับวัตถุประสงค์ที่ (1) นั้นคณะผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูลรอยเลื่อนทั้งในและต่างประเทศและวิเคราะห์ข้อมูลดังกล่าวเพื่อจัดเตรียมค่าการออกแบบที่ได้ให้อยู่ในรูปแบบที่พร้อมจะนำไปใช้ในการกำหนดพื้นที่เสี่ยงภัยของประเทศไทย และสามารถนำไปประกอบในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1301/1302-61) คณะผู้วิจัยได้ทำการแยกแยะความเสี่ยงของแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation analysis) ที่แสดงโดยดัชนีความรุนแรงของแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ ได้แก่ ความเร่งสูงสุด (PGA) คาบสเปกตรัมการตอบสนอง (Spectral acceleration, S_a) ที่คาบการสั่น 0.2, 1.0 วินาที และ ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวทุกๆ 2,475 ปี ผลการแยกแยะความเสี่ยงชี้ว่า จังหวัดในบริเวณภาคเหนือมีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันออกไป เนื่องมาจากตำแหน่งที่ตั้งของรอยเลื่อนมีพลัง เช่น อาคารขนาดกลางในตัวเมืองเชียงรายนั้นจะได้รับผลกระทบมากที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาดกลางในระยะใกล้ ส่วนอาคารสูงนั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ จากรอยเลื่อนแม่จันเป็นหลัก จากนั้นคณะผู้วิจัยได้ ทำการจัดทำชุดคลื่น

แผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของพื้นที่เหล่านี้โดยสมมติว่าสภาพพื้นที่เป็นหินแข็ง (Rock-like condition) คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้เป็นคลื่นที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงในต่างประเทศที่มีความคล้ายคลึงกับที่จะเกิดขึ้นได้ในประเทศไทยและเป็นคลื่นที่ได้ปรับขนาดให้เหมาะสมโดยมีค่าสเปกตรัมตอบสนอง (Conditional Mean Spectrum) ที่ใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมของพื้นที่เหล่านี้ที่คาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ได้ถูกนำไปวิเคราะห์คำนวณหาคลื่นแผ่นดินไหวที่ผิวดินในแอ่งเชียงใหม่โดยใช้โมเดลชั้นดินในแอ่งเชียงใหม่ที่พัฒนาโดย ดร. นคร ภู่วโรดมและคณะ (2564) สเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นที่ผิวดินเหล่านี้ได้ถูกนำไปเปรียบเทียบกับสเปกตรัมออกแบบ มยผ. 1301/1302-61 ซึ่งจากผลการศึกษาเบื้องต้นสำหรับแอ่งดินอ่อนในจังหวัดเชียงใหม่พบว่ามีการขยายกำลังเนื่องจากชั้นดินอ่อนได้ในช่วง 2 ถึง 3 วินาทีใกล้เคียงกับคาบการสั่นไหวของอาคารสูง ซึ่งทำให้มีผลกระทบกับการออกแบบสำหรับอาคารขนาดสูงในจังหวัดเชียงใหม่ที่จำเป็นต้องออกแบบด้วยค่าความรุนแรงที่สูงกว่าเดิม

สำหรับวัตถุประสงค์ที่ (2) และ (3) คณะผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมแบบก่อสร้างอาคารสูงเป็นจำนวนมากที่มีอยู่ในกรุงเทพมหานครและได้เลือกอาคารตัวอย่างเป็นกรณีศึกษา 12 หลัง ซึ่งจัดว่ามีความไม่สม่ำเสมอของผังอาคาร 6 อาคารสูง 16 ชั้น และมีความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง 6 อาคาร สูง 27 และ 34 ชั้น จากนั้นออกแบบอาคารตามวิธี RSA แบบเดิม และทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี nonlinear response history analysis (NLRHA) ที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุด เพื่อใช้เปรียบเทียบและตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA แบบเดิม ผลการศึกษาพบว่าวิธี RSA แบบเดิมให้ค่าแรงภายในสำหรับการออกแบบต่ำกว่าผลจากวิธี NLRHA ในบางกรณีที่สำคัญเช่นแรงเฉือนในกำแพงและเสา และแรงในแผ่นพื้นไดอะแฟรมที่เชื่อมระหว่างตึกสองตึกที่ใช้ฐานร่วมกัน ซึ่งบ่งชี้ว่าวิธี RSA ที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันไม่ปลอดภัยเพียงพอ คณะผู้วิจัยจึงได้พัฒนาวิธีการคำนวณ ที่เรียกว่า วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) โดยพิจารณาการตอบสนองในโหมดสูงเป็นแบบอิลาสติก รวมถึงวิธีการรวมผลของโหมดแรกของการโยกตัวและโหมดแรกของการบิดตัวที่พิจารณาเป็นการตอบสนองแบบอินอิลาสติก ทำให้ได้ค่าแรงเฉือนเพื่อใช้ในการออกแบบที่ถูกต้องและปลอดภัยขึ้น ส่วนการคำนวณโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทาน การเคลื่อนที่ด้านข้างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ยังคงใช้วิธี RSA แบบเดิมได้ นอกจากนี้คณะผู้วิจัยยังได้เสนอทดลองวิธีการคำนวณความเครียดในกำแพงเพื่อตรวจสอบการคราดของเหล็กเสริมหรือการอัดประลัยของคอนกรีตในกำแพงเพื่อที่จะได้ออกแบบการเสริมเหล็กรายละเอียดให้โครงสร้างมีความเหนียวในบริเวณดังกล่าวได้อย่างเหมาะสม และพบว่าวิธีใหม่นี้สามารถประมาณค่าความเครียดได้ใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์วิธี NLRHA เป็นส่วนใหญ่ แต่บางกรณีอาจทำนายตำแหน่งที่จะเกิดการคราดคลาดเคลื่อนได้ จึงควรเผื่อความปลอดภัยไว้ด้วย

Keywords: site amplification effect; Thailand seismic hazard; conditional mean spectrum, tall buildings, response spectrum analysis, shear wall design, diaphragm force

Abstract

Project Code: RDG6130024

Project Title: Seismic Resistant Design Procedure for Tall Buildings in Thailand

Investigators:

1. Prof. Dr. Pennung Warnitchai (Principal Investigator), Asian Institute of Technology
2. Asst. Prof. Dr. Chatpan Chintanapakdee, Chulalongkorn University
3. Asst. Prof. Dr. Teraphan Ornthammarath, Mahidol University

Email address: pennung@ait.ac.th

Project Duration: September 2018 – April 2021

This study aims to mitigate seismic risk of tall buildings in Thailand with the following objectives: (1) develop appropriate design spectra for Northern and Southern parts of Thailand by considering possible earthquake scenarios for seismic design of new structures and for seismic risk assessment of existing buildings, (2) investigate the accuracy of the current response spectrum analysis (RSA) procedure widely used by Thai engineers, and (3) if the RSA procedure is found to be inadequate, propose a more accurate and safer analysis procedure to improve the design deficiency. To achieve the first objective, many earthquake data and active faults in Thailand and surrounding region were collected. The seismic hazard map is now adopting in the current Thai seismic design code issued by Department of Town and City Planning. In addition, seismic hazard de-aggregation analyses for Northern and Southern provinces in Thailand were performed for various ground motion parameters—peak ground acceleration (PGA), spectral acceleration (SA) at 0.2s, and 1.0s for 2% probability of exceedance in 50 years (corresponding to 2,475-year return period). The seismic hazard in the Northern part of Thailand was found to be dominated by the locations of various active faults. Twenty (20) representative sites in Northern and Southern Thailand were selected, and representative ground motions at each site were developed assuming a rock-like site condition. These ground motions were real ground motions selected from similar earthquake scenarios in other countries and scaled such that their average spectrum match with the 2,475-yr return period conditional mean spectrum at various conditioning periods. These ground motions were then transformed into the motions at the surface of Chiang Mai basin by using the deep Chiang Mai soil basin models developed by Dr. Nakhorn Poovarodom et al. (2021) Appropriate design spectra for Chiang Mai were finally developed from the response spectra of these surface ground motions.

For the second and third objectives, many structural drawings of tall buildings in Bangkok were collected to identify typical representatives, and 12 buildings were selected as case studies. Two groups of irregularities were considered: (1) plan irregularity and (2) vertical irregularity. Six 16-story buildings with plan-irregularity and six buildings with vertical irregularity having 27 and 34 stories were used. They were re-designed per the current RSA procedure and then analysed by the nonlinear response history analysis (NLRHA) procedure to obtain the most realistic and accurate structural responses. The results from NLRHA were used as the reference values for verifying the accuracy of the current RSA procedure. It was found that the current RSA procedure significantly under-estimates shear force in walls and columns and diaphragm force in slab between two towers sharing a common podium. This means that the current RSA procedure is inadequate and will result in unsafe design. An improved analysis procedure called modified response spectrum analysis (MRSA) was proposed, which is to be used for computing shear demands in walls and columns and diaphragm force by assuming that higher modes respond elastically. The coupling effects of the 1^{st} translational mode and 1^{st} torsional modes were considered as inelastic. MRSA was applied and its results are in good agreement with NLRHA. Results also show that the current RSA procedure can provide good estimates for floor displacements and inter-story drifts. Although bending moments in wall computed and designed by the RSA procedure are less than the NLRHA's values, it is advisable and economical to use bending moment demands from the current RSA procedure to design bending strength as the resulting flexural yielding can be dealt with by ductile reinforcement detailing where the inelastic strain is expected to be large. This study also proposes a novel calculation technique to estimate the inelastic strain by using simple elastic analysis results. The effects from concurrent earthquake ground motions in two horizontal directions on strain in shear wall were combined by SRSS. The proposed MRSA method was found to provide good agreement with strain from NLRHA in most cases. However, some yielding at the base of shear wall might be under-estimated, so a little more conservative criteria to provide ductile detailing is recommended.

Keywords: site amplification effect, Thailand seismic hazard, conditional mean spectrum, tall buildings, response spectrum analysis, shear wall design, diaphragm design.

คำนำ

รายงานฉบับนี้เป็นรายงานฉบับสมบูรณ์ ในโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 5) โครงการย่อย วิธีการออกแบบอาคารสูงรูปแบบต่างๆ ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย (Seismic Resistant Design Procedure for Tall Buildings in Thailand) นำเสนอต่อสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) เพื่อชี้แจงผลการดำเนินงานในโครงการดังกล่าว โดยผู้วิจัยได้ทำการสรุปการดำเนินงานด้านต่างๆ รายละเอียดในการวิจัย ได้ทำการชี้แจงเป็นหมวดหมู่ในส่วนของรายงานเนื้อหาในตัวรายงานนี้แล้ว

ศ.ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย
หัวหน้าโครงการ

สารบัญ

หน้าปก
คำนำ ... iii
(ข้อมูลโครงการ) ... 1
บทที่ 1 ... 4
บทนำ ... 4
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย ... 4
1.2 วัตถุประสงค์ ... 11
1.3 ขอบเขตการวิจัย ... 12
1.4 ระเบียบวิธีวิจัย ... 12
บทที่ 2 ... 24
2.1 ทำการรวบรวมและจัดทำโมเดลเพื่อวิเคราะห์หาความเสี่ยงแผ่นดินไหวของประเทศไทย ... 24
2.1.1 การวิเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวและการสร้างแผนที่ความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหว ... 24
2.1.2 การปรับปรุงฐานข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต ... 26
2.1.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว ... 34
2.1.4 สมการลดทอนแผ่นดินไหว ... 51
2.1.5 แผนที่ความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว ... 52
2.2 ทำการวิเคราะห์หา Dominant Earthquake Scenarios โดยใช้วิธีการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation Analysis) จากโมเดลที่สร้างขึ้นมา ... 56
2.3 แผนที่การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation Analysis) ของประเทศไทย ... 61
2.4 การสร้าง Conditonal Mean Spectrum (CMS) สำหรับชั้นหิน (Rock Outcrop) เพื่อเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบทางวิศวกรรม ... 69
2.5 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดต่างในภาคเหนือ ... 70
2.5.1 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดเชียงราย ... 71
2.5.2 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดเชียงใหม่ ... 73
2.5.3 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดลำปาง ... 76
2.5.4 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดพะเยา ... 79
2.5.5 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดลำพูน ... 81
2.5.6 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดแม่ฮ่องสอน ... 83
2.5.7 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดน่าน ... 86

2.5.8 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดแพร่ 89
2.5.9 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดอุตรดิตถ์ 91
2.5.10 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดตาก.....94
2.5.11 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดสุโขทัย 96
2.5.12 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดภูเก็ต.....99
2.5.13 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดพังงา.....102
2.5.14 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดกระบี่ 105
2.5.14 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดสุราษฎร์ธานี ..108
2.5.15 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดชุมพร.....111
2.5.16 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดประจวบคีรีขันธ์114
2.5.17 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดสงขลา 117
2.5.18 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดนครศรีธรรมราช120
2.5.19 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดตรัง 123
2.6 การประเมินกำลังขยายคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับแอ่งเมืองเชียงใหม่ 126
2.6.1 การสำรวจคุณสมบัติของชั้นดิน 126
2.6.2 การวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดิน 133

สารบัญ

บทที่ 3 การตรวจสอบวิธีวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูงรูปแบบต่างๆ 155
3.1 การคัดเลือกอาคารที่จะนำมาเป็นกรณีศึกษา 155
3.1.1 การเก็บรวบรวมข้อมูลอาคารตัวอย่าง 155
3.1.2 การจำแนกลักษณะความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงอาคาร 171
3.1.3 อาคารที่ถูกเลือกมาเป็นกรณีศึกษา 181
3.2 ข้อพิจารณาในการวิเคราะห์และการออกแบบ 189
3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร 191
3.3.1 แบบจำลองเชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร 191
3.3.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร 192
3.4 การตรวจสอบความสามารถในการต้านทานแรงลมของอาคาร 195
3.5 ความเร่งพื้นดินสำหรับวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (NLRHA) 197
3.5.1 ความเร่งพื้นดินสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร 197
3.5.2 ความเร่งพื้นดินสำหรับพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ 198
3.6 ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด 200
3.6.1 วิธี MRSA สำหรับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทางภายใต้แผ่นดินไหวแบบทิศทางเดียว 202
3.6.1.1 รายละเอียดอาคาร 202
3.6.1.2 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น 210
3.6.1.3 ความถูกต้องของวิธี RSA 212
3.6.1.4 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด 214
3.6.1.5 วิธี Modified response spectrum analysis (MRSA) 217
3.6.1.6 สรุป 223
3.6.2 วิธี MRSA สำหรับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางภายใต้แผ่นดินไหวแบบสองทิศทาง 224
3.6.2.1 รายละเอียดอาคาร 224
3.6.2.2 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น 234
3.6.2.3 ความถูกต้องของวิธี RSA 237
3.6.2.4 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด 240

สารบัญ

3.6.2.5 วิธี Modified response spectrum analysis (MRSA) 243

3.6.2.6 สรุป 250

3.7 ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง 252

3.7.1 อาคารที่มี 2 ตึกใช้ส่วนฐานร่วมกัน 252

3.7.1.1 รายละเอียดอาคาร 252

3.7.1.2 วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) 256

3.7.1.3 ผลการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา (LRHA) 263

3.7.1.4 ความถูกต้องของวิธี RSA 297

3.7.1.5 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด 329

3.7.1.6 วิธี Modified response spectrum analysis 334

3.7.1.7 สรุป 368

3.7.2 อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง 370

3.7.2.1 รายละเอียดอาคาร 370

3.7.2.2 วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) 374

3.7.2.3 ความถูกต้องของวิธี RSA 376

3.7.2.4 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด 385

3.7.2.5 วิธี Modified response spectrum analysis 387

3.7.2.6 สรุป 396

3.7.3 อาคารที่มี 2 ตึกใช้ส่วนฐานร่วมกันและมีการเชื่อมกัน (DHL) 397

บทที่ 4 สรุปผลการศึกษา 400

เอกสารอ้างอิง 405

ภาคผนวก ก การทบทวนวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างและการคำนวณแรงเฉือนสำหรับออกแบบกำแพง 411

ส่วนที่ 1
(ข้อมูลโครงการ)

สัญญาเลขที่ RDG6130024

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 5)

โครงการย่อย

วิธีการออกแบบอาคารสูงรูปแบบต่างๆ ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย

Seismic Resistant Design Procedure for Tall Buildings in Thailand

สรุปข้อมูลโครงการ

ผู้เสนอ	:	ศ.ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย
หน่วยงานต้นสังกัด	:	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
หน่วยงานร่วมโครงการ	:	คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
		คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล
ระยะเวลาดำเนินการ	:	2 ปี (20 กันยายน 2561 ถึง 19 กันยายน 2563)
งบประมาณที่เสนอ	:	3,624,000 บาท (สามล้านหกแสนสองหมื่นสี่พันบาท)

ส่วนที่ 2
(รายงานเนื้อหา)

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

จังหวัดในภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยนั้น มีประชากรอาศัยอยู่มากกว่า 10 ล้านคน และมีอาคารและสิ่งก่อสร้างอยู่เป็นจำนวนมาก กอปรกับการเจริญเติบโตของเศรษฐกิจทำให้มีการก่อสร้างอาคารสูงเพิ่มจำนวนขึ้นเพื่อรองรับการเจริญเติบโตของกิจกรรมทางเศรษฐกิจเหล่านี้ทั้งในบริเวณตัวเมืองในจังหวัดทางภาคเหนือ ภาคตะวันตก และ ชุมชนเศรษฐกิจอื่นๆในประเทศไทย ซึ่งอาคารเหล่านี้ล้วนแล้วแต่ได้รับการพัฒนาและก่อสร้างขึ้นมาอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีที่ผ่านมา จากข้อมูลความเสียหายในอดีตและจากการศึกษาวิจัยในช่วงที่ผ่านมาได้บ่งชี้ว่า อาคารสูงนั้นมีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวโดยเฉพาะอาคารสูงที่ตั้งอยู่ในจังหวัดต่างของภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย ซึ่งเป็นพื้นที่ๆ มีความเสี่ยงต่อภัยแผ่นดินไหวสูงที่สุดในประเทศไทย โดยการศึกษาในอดีตนั้นได้มีการประเมินความเสี่ยงแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่เหล่านี้เพื่อประเมินค่าสเปกตรัมออกแบบเพื่อให้วิศวกรสามารถนำไปออกแบบซึ่งเป็นวิธีมาตรฐานที่ได้รับการยอมรับในมาตรฐานต่างประเทศ แต่ทว่าในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารสูงภายใต้ผลของแผ่นดินไหว วิธีการวิเคราะห์ที่วิศวกรไทยนิยมใช้อยู่ในปัจจุบันคือวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) นั้นอาจจะไม่สามารถทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างโดยเฉพาะอาคารสูงได้อย่างถูกต้อง โดยการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีที่สมจริง เช่น Nonlinear Time History Analysis (NLRHA) (CTBUH 2008; PEER TBI 2017; LATBSDC 2017) ซึ่งยังไม่เป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทย เพราะความซับซ้อนในการปฏิบัติที่จะต้องสร้างแบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง (nonlinear structural model) ซึ่งต้องคัดเลือกและคูณปรับแก้ค่าประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (earthquake ground motions) ที่จะใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบ รวมไปถึงการคำนวณต้องใช้เวลานานมาก

โดยวิธีการที่จะได้มาซึ่งประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (earthquake ground motions) นั้นจำเป็นที่จะต้องทราบถึงลักษณะแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นจริงในแต่ละพื้นที่ๆแตกต่างกันออกไป ซึ่งวิธีการดังกล่าวคือการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation) เพื่อที่จะประเมินสภาพความเสี่ยงของแผ่นดินไหว ณ ตำแหน่งที่ตั้งอาคารสูงเพื่อทำให้วิศวกรสามารถออกแบบอาคารได้อย่างถูกต้องตามสภาพความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่น่าจะเกิดขึ้นจริง (Controlling Earthquake Scenarios) ซึ่งการดำเนินการขั้นดังกล่าวจึงเป็นขึ้นตอนที่จำเป็นที่จะนำมาซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นจริงในแต่ละพื้นที่ เช่นเขตตัวเมืองในจังหวัดทางภาคเหนือและภาคตะวันตกนั้นมีที่ตั้งอยู่ใกล้กับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว และอาจได้รับผลกระทบที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดกลาง หรือ ขนาดใหญ่ ในระยะทางที่ใกล้กับแหล่งแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว ซึ่งแตกต่างไปจาก ตัวเมืองในจังหวัดทางภาคกลางซึ่งอยู่ห่างไกลจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว จึงทำให้การออกแบบอาคารนั้นแตกต่างกันออกไป โดยการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวจะทำให้วิศวกรทราบถึงลักษณะของแผ่นดินไหวที่น่าจะเกิดขึ้นจริงเพื่อนำไปเลือกประวัติเวลาความเร่งของ

พื้นดินที่เหมาะสมต่อไป (Representative Earthquake Ground Motions) ซึ่งค่าสเปกตรัมออกแบบตามที่ได้มีการระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302 - 52) นั้นไม่ได้บ่งบอกถึงลักษณะของแผ่นดินไหวที่น่าจะเกิดขึ้นดังกล่าว

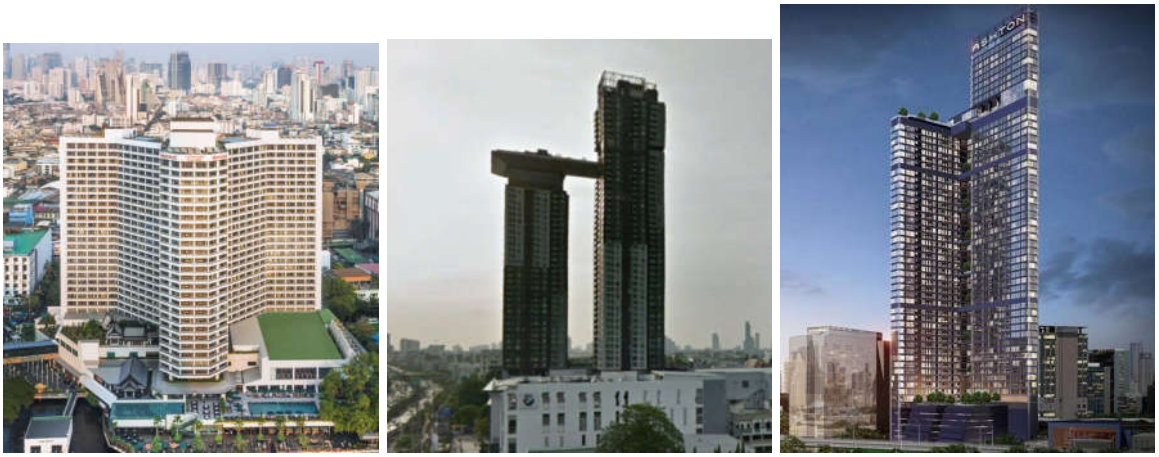
โดยปกติแล้วเมื่อคลื่นความสั่นสะเทือนที่เกิดจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวเดินทางผ่านชั้นหินในแผ่นเปลือกโลกเป็นระยะทางไกล ความรุนแรงของคลื่นจะลดทอนความรุนแรงลงไปมากจนไม่สามารถก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารและสิ่งปลูกสร้างต่างๆ แต่กรณีของหลายๆจังหวัดในภาคเหนือซึ่งมีเขตตัวเมืองที่ตั้งอยู่ภายในแอ่งดินตะกอนริมแม่น้ำซึ่ง เป็นแอ่งที่มีชั้นดินตะกอนที่สามารถขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวได้หลายเท่าตัวของระดับปกติแต่ทว่ายังไม่ได้มีการดำเนินการวิจัยเพื่อที่จะทราบถึงการขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวอย่างดีพอในหลายๆแอ่งชั้นดินในบริเวณตัวเมืองต่างๆในประเทศไทย อีกทั้งคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกขยายความรุนแรงนี้ ยังมีลักษณะพิเศษแตกต่างจากคลื่นแผ่นดินไหวทั่วๆไป คือเป็นคลื่นที่มีคาบการสั่นยาว ส่งผลให้เกิดเป็นการสั่นสะเทือนบนผิวดินที่ค่อนข้างเป็นจังหวะช้าๆ ซึ่งอาจจะอยู่ในช่วงประมาณ 0.5 ถึง 4 วินาทีต่อรอบ ซึ่งอาจจะแตกต่างกันไปตามสภาพแอ่งชั้นดินแต่ละประเภท ซึ่งการสั่นสะเทือนในลักษณะนี้จะส่งผลกระทบต่ออาคารสูงมากกว่าอาคารขนาดกลางหรือขนาดเล็ก ทั้งนี้เพราะอาคารสูงมีจังหวะในการโยกตัวตามธรรมชาติ (คาบธรรมชาติ) ที่ค่อนข้างช้า สอดคล้องกับจังหวะของการสั่นสะเทือนในแอ่งดินนี้ จึงส่งผลให้อาคารสูงเหล่านี้เกิดการโยกตัวที่รุนแรงเป็นพิเศษด้วยกลไกที่เรียกว่า การกำทอน (Resonance) การวิจัยนี้จึงจะทำควบคู่ไปกับโครงการตรวจสอบการขยายคลื่นในแอ่งชั้นดินในจังหวัดทางภาคเหนือและภาคตะวันตกโดย รศ. ดร. นคร ภู่วโรดม เพื่อที่จะจัดเตรียมประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่เหมาะสมสำหรับแอ่งดินต่างๆต่อไป

ในขั้นต่อมาเนื่องจากว่าในปัจจุบันการออกแบบโครงสร้างอาคารสูงในประเทศไทย นิยมใช้กำแพงหรือปล่องคอนกรีตรับแรงเฉือน (shear wall, or core wall) เป็นระบบต้านทานแรงด้านข้าง และ ระบบเสากับแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คาน เป็นระบบรับน้ำหนักบรรทุกแนวดิ่ง และรูปร่างของอาคารสูงรุ่นใหม่จำนวนมากมีรูปทรงที่ไม่ปกติและไม่สม่ำเสมอ ยกตัวอย่างเช่น

1. แปลนอาคารไม่เป็นรูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก
2. มีการลดขนาดพื้นที่ของชั้น เมื่อขึ้นไประดับชั้นบนๆ เพื่อให้เป็นไปตามเกณฑ์ระยะถอยร่นตาม พรบ.ควบคุมอาคาร
3. อาคารสอง tower ใช้ podium ร่วมกัน โดย tower อาจมีความสูงต่างๆกัน
4. สอง tower อาคารมีการเชื่อมต่อกันที่ระดับชั้นบนๆ
5. อาคารที่สูงมากๆ และใช้คาน out-trigger ที่มีสติฟเนสสูงมากที่บางชั้น หรือมีการใช้ transfer floor หรือ transfer beam เพื่อเปลี่ยนตำแหน่งเสา
6. กำแพงรับแรงเฉือนมีหน้าตัดรูปตัวที หรือ ตัวแอล ซึ่งทำให้ขอบด้านที่รับแรงอัด เนื่องจากผลรวมน้ำหนักบรรทุก ทำให้มีค่าความเครียดสูงเกินเกณฑ์ปกติ

7. กำแพงโครงสร้างที่มีช่องเปิดสำหรับประตู หรือกำแพงที่มีคานคู่ควบ

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงและคุณสมบัติของโครงสร้างทำให้เกิดการกระจุกตัวของแรงและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างที่ต้องพิจารณาอย่างรอบคอบ



รูปที่ 1.1 ตัวอย่างอาคารในประเทศไทยที่มีรูปทรงไม่ปกติ



รูปที่ 1.2 ตัวอย่างอาคารในประเทศไทยที่มีรูปทรงไม่ปกติ

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้ผลของแผ่นดินไหว มีอยู่ 4 วิธีหลักๆ ซึ่งมีความยากง่ายและความถูกต้องต่างๆ กันไป โดยเรียงลำดับจากง่ายไปยาก และระดับความถูกต้องจากน้อยที่สุดไปมากที่สุด ได้แก่

1. Linear Static Analysis หรือ Equivalent Lateral Force (ELF)
2. Linear Dynamic Analysis

   a. Response Spectrum Analysis (RSA)

b. Linear Response History Analysis (LRHA)

3. Nonlinear Static Analysis (Pushover Analysis)
4. Nonlinear Dynamic (Nonlinear response history analysis, NLRHA)

วิธีการวิเคราะห์ที่วิศวกรไทยนิยมใช้อยู่ในปัจจุบันคือวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) ซึ่งมาตรฐาน มยผ.1302 และมาตรฐาน ASCE 7 ยอมให้ใช้ในการวิเคราะห์ได้ในทุกกรณี แต่ ASCE 7 มีการเงื่อนไขต่างจากมยผ. 1302 ตรงที่ ASCE 7 มีการจำกัดความสูงของอาคารที่จะใช้ระบบโครงสร้างต้านทานแรงด้านข้างแบบต่างๆ ยกตัวอย่างเช่น สำหรับอาคารที่มีความสำคัญและหรือตั้งอยู่ในบริเวณที่แผ่นดินไหวค่อนข้างรุนแรงจะจัดอยู่ในประเภทการออกแบบ ง ซึ่งไม่อนุญาตให้ใช้ระบบกำแพงด้านแรงเฉือนแบบเหนียวพิเศษ (specially ductile RC shear wall) ในอาคารสูงเกิน 49 เมตร ซึ่งหากวิศวกรจะออกแบบอาคารที่สูงกว่านั้นจะต้องใช้ระบบต้านทานแรงด้านข้างแบบ dual system หรือหากจะยังต้องการใช้ระบบ specially ductile RC shear wall จะต้องวิเคราะห์และออกแบบตามแนวทาง Performance Based Design (PBD) ซึ่งจะต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีที่สมจริง เช่น NLRHA (CTBUH 2008; PEER TBI 2017; LATBSDC 2017) ซึ่งยังไม่เป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทย เพราะความซับซ้อนในการปฏิบัติที่จะต้องสร้างแบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง (nonlinear structural model) ต้องคัดเลือกและคูณปรับแก้ค่าประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (earthquake ground motions) ที่จะใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบ รวมไปถึงการคำนวณต้องใช้เวลานานมาก

สาเหตุที่ มยผ.1302 ไม่ได้จำกัดความสูงอาคารเหมือน ASCE 7 เนื่องจากในขณะที่จัดทำร่าง มยผ. 1302 ฉบับปี 2552 ไม่ได้คาดคิดว่าประเทศไทยจะมีแผ่นดินไหวรุนแรงเหมือนในต่างประเทศ จึงได้ผ่อนผันเกณฑ์เรื่องความสูงอาคาร อย่างไรก็ดีหลังจากนักวิจัยของไทยได้ทำการศึกษาวิจัยต่อมาเป็นระยะเวลาพอสมควร และได้ทราบถึงระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในประเทศไทย ประกอบกับความสูงของอาคารในประเทศไทยมีแนวโน้มที่จะสร้างอาคารสูงเพิ่มขึ้นจึงจำเป็นต้องทำการทบทวนความเหมาะสมของวิธีวิเคราะห์และออกแบบอาคารที่ใช้อยู่ในปัจจุบันซึ่งหลักๆ คือวิธี RSA

วิธี RSA ที่วิศวกรไทยนิยมใช้อยู่ในปัจจุบัน อาจไม่ปลอดภัยเพียงพอในการคำนวณแรงที่ต้องต้านทาน เช่น แรงเฉือนในกำแพง แรงในชิ้นส่วนที่อยู่บริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดโครงสร้างอย่างกะทันหัน แรงในแผ่นพื้นชั้นที่ตรงกับรอยต่อ podium และ tower แรงในส่วนของกำแพงที่มีช่องเปิด แรงใน transfer beam ที่รองรับเสาที่เปลี่ยนตำแหน่ง เป็นต้น ในอาคารที่สูงเกิน 49 เมตร เนื่องจากเป็นการใช้วิธีดังกล่าวนอกเหนือจากขอบเขตที่ ASCE 7 อนุญาตให้ใช้ และเป็นวิธีการแบบประมาณที่ใช้แบบจำลองแบบเชิงเส้นซึ่งไม่สมจริงเท่าการใช้แบบจำลองโครงสร้างไม่เชิงเส้น

ยกตัวอย่างเช่น การคำนวณแรงเฉือนของกำแพงคอนกรีตในอาคารสูงด้วยวิธี RSA ให้ค่าที่ต่ำเกินไป หากนำไปใช้ออกแบบอาจนำไปสู่การวิบัติแบบเฉือน ซึ่งเป็น brittle failure mode (Munir and Warnitchai 2012, Leng et al. 2014, Khy and Chintanapakdee 2017, Najam and Warnitchai 2017) และไม่สามารถคาดคะเนตำแหน่งที่โครงสร้างเกิดการคราก

หากเทียบกับมาตรฐาน Eurocode 8 (2004) ของยุโรป และ NZS 1170 (2004) ของนิวซีแลนด์ มาตรฐานเหล่านั้นไม่ได้มีการจำกัดความสูงของโครงสร้างเหมือนกับมาตรฐาน ASCE 7 (2016) และไม่ได้มีข้อกำหนดให้ใช้ วิธี PBD เพื่อออกแบบอาคารสูง ทำให้วิธี RSA สามารถใช้ได้ในทุกประเภทของอาคาร อย่างไรก็ตามยังมีข้อกำหนดเกี่ยวกับการออกแบบกำแพงคอนกรีตรับแรงเฉือนและกำแพงคอนกรีตรับโมเมนต์ดัดในทั้ง 2 มาตรฐานข้างต้น โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อหลีกเลี่ยง brittle shear failure และตำแหน่งที่ไม่ต้องการให้เกิดการครากตลอดความสูงของกำแพง การออกแบบกำแพงคอนกรีตรับแรงเฉือนและกำแพงคอนกรีตรับโมเมนต์ดัดทำได้โดยการใช้ ตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือน (shear amplification factor) เพื่อปรับเพิ่มค่าแรงที่วิเคราะห์ได้จากวิธี ELF หรือวิธี RSA ก่อนนำไปใช้ในการออกแบบต่อไป (EC8-1 2004; NZS 3101 2006) อย่างไรก็ตามยังไม่มี amplification method ในมาตรฐาน ASCE 7-16 เนื่องจากวิศวกรจะต้องใช้วิธี PBD สำหรับออกแบบอาคารที่สูงเกินจากที่มาตรฐานจำกัดไว้ (SEAONC 2007; LATBSDC 2017)

การใช้แนวทาง amplification factor ตามมาตรฐาน EC8-1 (2004) หรือ NZS 3101 (2006) อาจไม่เหมาะสมกับประเทศไทย เนื่องจากค่า amplification factor ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างและลักษณะทางธรณีวิทยา ซึ่งทำให้รูปร่างของสเปกตรัมความเร่งสำหรับการออกแบบแตกต่างจากในต่างประเทศ ในโครงการวิจัยระยะที่แล้ว คณะผู้วิจัยจึงได้ทำการคิดค้นวิธีการ Modified RSA เพื่อใช้ในการคำนวณแรงเฉือนในกำแพง และเสา และได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องของวิธี MRSA โดยใช้อาคารสูงที่มีระบบกำแพง หรือระบบโครงข้อแข็ง และสมมติให้อาคารตั้งอยู่ที่ กทม และ เชียงใหม่ แต่อาคารสูงตัวอย่างดังกล่าวมีลักษณะที่พบทั่วไป ไม่ได้มีรูปทรงผิดปกติมาก

โครงการนี้ จะเน้นศึกษาอาคารสูงที่มีรูปทรงไม่ปกติมากขึ้นและทดลองนำวิธี MRSA ไปประยุกต์กับค่าแรงภายในอื่น นอกจากแรงเฉือน โดยเฉพาะแรงที่กระจุกตัวบริเวณที่รูปทรงเปลี่ยนแปลงอย่างกะทันหัน เช่น ความเร่งในพื้นและแรงใน diaphragm พื้น และตรวจหาความอ่อนแอหรือรูปแบบการวิบัติ (critical failure modes) ในอาคารสูงที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอ เช่น กลไกการถ่ายแรงในแผ่นพื้นที่ระดับชั้นที่อาคารมีการเปลี่ยนแปลงขนาดแปลนพื้น ความเร่งของพื้นชั้นต่างๆ และการเสียรูปเกินจุดคราก เป็นต้น

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างเป็นหนึ่งในปัญหาหลักของความเสียหายที่เกิดจากแผ่นดินไหว ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างอาคารสามารถจำแนกได้เป็น 2 ประเภท ได้แก่ 1. อาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบแปลนอาคาร (plan irregularity) และ 2. ไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง (vertical irregularity) โดยประเภทแรก ได้แก่ อาคารที่แปลนไม่สมมาตรทำให้เกิดการเยื้องศูนย์ระหว่างแนวแรงลัพธ์ของแรงเฉื่อย (center of mass) กับแนวแรงลัพธ์ของแรงต้านการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง (center of rigidity) ส่งผลให้อาคารเกิดการบิดตัวรอบแกนดิ่ง ส่วนความไม่สม่ำเสมอประเภทที่สองเกี่ยวข้องกับความแปรเปลี่ยนของคุณสมบัติทางเรขาคณิต หรือโครงสร้างตามความสูงของอาคารที่นำไปสู่การเพิ่มการกระจุกตัวของการเสียรูป เช่นการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มีค่ามากในชั้นหนึ่งชั้นใดที่มีความอ่อนตัวหรืออ่อนแอ

มาตรฐาน ASCE 7 ได้กำหนดข้อห้ามในการออกแบบอาคาร โดย (1) ไม่อนุญาตให้มีความไม่สม่ำเสมอบางรูปแบบในประเภทการออกแบบที่เผชิญกับแผ่นดินไหวที่รุนแรง เช่น ไม่ให้ใช้ระบบโครงสร้างที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดตัวอย่างมาก, มีชั้นที่อ่อน, หรือมีชั้นที่อ่อนอย่างมาก ในประเภทการออกแบบ E; (2) ไม่อนุณาตให้ใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่า (ELF) ในการออกแบบอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอบางรูปแบบ

มาตรฐาน ASCE 7 กำหนดให้ต้องพิจารณาผลกระทบของแรงแผ่นดินไหวกระทำพร้อมกันสองทิศทางในแนวราบ ในกรณีที่ระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างไม่ขนานกัน ในประเภทการออกแบบ C ถึง F; ต้องมีการเพิ่มค่าแรงที่ต้องต้านทานที่ใช้ในการออกแบบ ชิ้นส่วนโครงสร้างที่รองรับกำแพงหรือโครงดัดที่ไม่ต่อเนื่อง โดยคูณตัวประกอบกำลังส่วนเกิน ส่วนการออกแบบไดอะแฟรม คานรวมแรง (collector) ให้เพิ่มแรงขึ้นอีกร้อยละ 25 สำหรับความไม่สม่ำเสมอบางกรณี; ต้องมีการคูณแรงแผ่นดินไหวด้วยตัวประกอบ redundancy factor ρ = 1.3 สำหรับกรณีที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดอย่างมาก และต้องขยายค่าโมเมนต์บิดโดยบังเอิญด้วย

มาตรฐาน EC8 (2004) ไม่ได้กำหนดการจำกัดความสูงหรือประเภทความไม่สม่ำเสมอเหมือนกับมาตรฐาน ASCE 7 และวิธี RSA สามารถใช้ได้กับอาคารทุกประเภท อย่างไรก็ตามมาตรฐาน EC8 (2004) มีการระบุชัดเจนมากขึ้นสำหรับอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง (vertical irregularity) ซึ่งค่าตัวประกอบพฤติกรรม behavior factor (q) ของโครงสร้างจะถูกลดลงด้วยค่าคงที่ 0.8 และไม่อนุญาตให้ใช้วิธี ELF

วิธีการวิเคราะห์ไม่เชิงเส้นแบบสถิต (nonlinear static analysis) หรือที่นิยมเรียกว่า วิธี pushover analysis เป็นวิธีวิเคราะห์ที่ช่วยให้เข้าใจพฤติกรรมเกินช่วงยืดหยุ่นในแต่ละโหมด มีการใช้กัน

อย่างค่อนข้างแพร่หลายในต่างประเทศ เนื่องจากใช้เวลาคำนวณไม่นานมากนัก มีประสิทธิภาพและความสามารถในการประมาณค่าการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวได้โดยตรงจากสเปกตรัมโดยไม่ต้องทำการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา จึงไม่จำเป็นต้องใช้บันทึกประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (earthquake ground motion records) เหมือนกับวิธี NLRHA วิธี pushover analysis เป็นที่ยอมรับให้ใช้ได้ในมาตรฐาน ASCE 41 (2013) และ EC8 (2004) อย่างไรก็ดีวิธี pushover analysis เหมาะที่จะใช้กับอาคารที่มีการตอบสนองในโหมดพื้นฐานเป็นหลัก หากอาคารมีความไม่สมมาตรและมีการตอบสนองที่มีการบิดตัวมาก (coupled torsional-lateral displacement) จะต้องใช้เทคนิคพิเศษเพื่อพิจารณาผลกระทบของแรงบิด วิธี pushover analysis แนวทางต่างๆ ได้ถูกเสนอในงานวิจัยต่างๆ เพื่อให้สามารถใช้กับสำหรับอาคารที่ไม่สม่ำเสมอ ได้แก่ 1. การผสมวิธี pushover analysis แบบไม่เชิงเส้นในโหมดพื้นฐาน กับวิธี RSA ยืดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดสูง (Fajfar et al. 2005, Kreslin and Fajfar 2012, Cimellaro et al. 2014) และ 2. การรวมผลของวิธี pushover analysis ไม่เชิงเส้นหลายโหมดเข้าด้วยกันโดยใช้ วิธี square-root-of-sum-of-square (SRSS) หรือ complete quadratic combination (CQC) (Chopra and Goel 2004; Reyes and Chopra 2011; Soleimani et al. 2017).

แนวทางแรกคือวิธี extended N2 นำเสนอโดย Fajfar et al. (2005) เพื่อนำไปใช้ในอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบซึ่งเป็นการปรับปรุงวิธี N2 ที่เสนอโดย Fajfar (2000) วิธี extended N2 ได้ถูกปรับปรุงโดย Kreslin and Fajfar (2012) โดยพิจารณาผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นทั้งแนวระนาบและแนวดิ่ง ในวิธี extended N2 ค่าการตอบสนองสูงสุดได้มาจากการประมาณค่าโดยใช้ผลจากการวิเคราะห์วิธี pushover analysis คูณกับค่าปรับแก้ความถูกต้อง (correction factor) เพื่อวิเคราะห์การบิดและผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้น ค่าปรับแก้ความถูกต้องคำนวณได้จากวิธี RSA ยืดหยุ่นเชิงเส้นบนสมมุติฐานว่า elastic envelop ของการเคลื่อนตัวในระนาบมีค่าคงที่ (conservative) เมื่อเทียบกับวิธี RSA ไม่ยืดหยุ่นเชิงเส้น ต่อมา Cimellaro et al. (2014) ได้เสนอวิธี bidirectional pushover analysis (BPA) เพื่อปรับแก้ความถูกต้องของวิธี extended N2 เมื่อนำไปใช้กับอาคารไม่สม่ำเสมอที่มี ground motions ทั้งสองทิศทาง ความแตกต่างหลักเมื่อเทียบกับวิธี extended N2 คือวิธี BPA ใช้รูปแบบแรงด้านข้างตามโหมดแรกของแต่ละทิศทางหลักในแนวราบทั้งสองทิศทางพร้อมๆ กัน

แนวทางที่ 2 คือวิธี modal pushover analysis (MPA) ซึ่งเสนอโดย Chopra and Goel (2002) สำหรับผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นในอาคารไม่สม่ำเสมอได้ถูกปรับปรุงโดย Chopra and Goel (2004) และ Reyes and Chopra (2011) สำหรับอาคารที่ไม่สมมาตรภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทางเดียวและสองทิศทางตามลำดับ วิธีนี้เป็นการวิเคราะห์ pushover analysis ของระบบ MDOF และใช้วิธี NLRHA ของระบบ SDOF เพื่อให้ได้การเคลื่อนที่เป้าหมาย target roof displacement ในแต่ละโหมด สำหรับโครงสร้างไม่สม่ำเสมอ รูปแบบแรงที่ใช้ในวิธี pushover analysis ประกอบด้วยรูปแบบแรง

ด้านข้างและแรงบิดซึ่งขึ้นอยู่กับรูปแบบโหมดยืดหยุ่นสำหรับแต่ละโหมด ค่าการตอบสนองสูงสุดคำนวณได้จากวิธี SRSS หรือวิธี CQC ในวิธีเหล่านี้พบว่ามีความผิดปกติของเส้นโค้ง pushover ของโหมดสูงวกกลับทิศ ต่อมา Soleimani et al. (2017) ได้เสนอวิธี energy-based modal pushover analysis (EMPA) เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว โดยรวมแล้ววิธี EMPA ดีกว่าเมื่อเทียบกับวิธี MPA โดยเส้นโค้งของกำลังต้านทาน (capacity curve) คำนวณจากวิธี energy-based ในวิธีนี้งานที่ทำโดยแรงกระทำด้านข้างและแรงบิดถูกนำไปใช้ในการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวของระบบ SDOF เทียบเท่า

โครงการวิจัยนี้ จะนำงานวิจัยใหม่ๆ ความรู้ ความเข้าใจใหม่ๆ เหล่านี้มาประยุกต์ใช้ ประกอบกับตรวจสอบความถูกต้องของวิธี Modified RSA ที่ได้คิดค้นไว้ในโครงการระยะที่แล้ว เพื่อให้เราสามารถศึกษาความเสี่ยงของอาคารสูงรูปแบบต่างๆ ในประเทศไทย แล้วนำความเข้าใจนี้ไปเตรียมการปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารใหม่และการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิมให้มีความสมบูรณ์ถูกต้อง ซึ่งจะนำไปสู่การลดความเสี่ยงของอาคารสูงในประเทศไทยในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อให้เข้าใจถึงลักษณะและความรุนแรงของการสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวในประเทศไทยที่สามารถเกิดแผ่นดินไหวในลักษณะต่างๆกันออกไป
2. จัดทำคลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมผลตอบสนองที่มีความถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของพื้นที่จังหวัดภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยรวมทั้งอำเภอสำคัญของจังหวัดอื่นๆ เพื่อใช้ในการออกแบบอาคารใหม่หรือใช้ในการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิม
3. ทำการศึกษาคลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมผลตอบสนองที่ตรวจพบในกรุงเทพฯ เพื่อทำความเข้าใจถึงการขยายคลื่นแผ่นดินไหวในคาบการสั่นที่สูงซึ่งอาจทำให้เกิดความเสียหายกับอาคารสูงในกรุงเทพฯ ได้
4. เพื่อตรวจสอบความถูกต้องเหมาะสมของการใช้วิธี response spectrum analysis (RSA) แบบเดิมในการออกแบบอาคารสูงที่มีรูปทรงไม่ปกติ
5. เพื่อตรวจสอบการวิบัติที่ต้องระวังในอาคารสูงที่มีรูปทรงไม่ปกติ
6. เพื่อตรวจสอบความเหมาะสมของการใช้วิธี Modified RSA ที่สมมติให้โหมดสูงตอบสนองแบบอิลาสติก ในการคำนวณการตอบสนองต่างๆ เช่น ความเร่งของพื้นอาคาร (floor acceleration), แรงในแผ่นพื้น (diaphragm force), แรงภายในองค์อาคาร (internal forces) รวมถึงประมาณค่าการเสียรูปแบบอินอิลาสติก (inelastic strain) ในอาคารสูงที่มีรูปทรงไม่ปกติ
7. เพื่อศึกษาความเหมาะสมในการใช้วิธี Modified RSA ในการชี้นำ (guide) การออกแบบ โดยพิจารณาความสามารถของวิธี modified RSA ในการทำนายการกระจุกตัวของแรงภายในใน

อาคารสูงที่มีรูปทรงไม่ปกติ รวมถึงความสามารถของวิธี modified RSA ในการยืนยันความเหมาะสมของวิธีการแก้ปัญหาที่วิศวกรใช้

8. เพื่อตรวจสอบว่าวิธี Modified RSA สามารถใช้ได้ดีในทุกกรณีหรือไม่ ทั้งในการคำนวณแรงที่ต้องต้านทาน และการคำนวณความเครียดที่อาจจะเกิดขึ้นเกินช่วงยืดหยุ่น (inelastic strain) เพื่อให้วิศวกรสามารถจัดให้มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพิ่มความเหนียวให้แก่องค์อาคารที่จำเป็นต้องทนต่อการเสียรูป (ความเครียด) เกินช่วงอิลาสติก
9. นำผลการศึกษาวิจัยไปใช้ในการปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว (มยผ. 1302)

1.3 ขอบเขตการวิจัย

1. โมเดลการวิเคราะห์ความเสี่ยงแผ่นดินไหวนั้นจะนำมาใช้เพียงแค่ 2 โมเดลคือ Palasri and Ruangrassaemee (2010) และ Ornthammarath et al. (2011) เนื่องมาจากว่าเป็นโมเดลที่ได้นำมาใช้ในการจัดทำร่าง มยผ.1302 ฉบับปี 2552
2. ผลของการวิเคราะห์หา Dominant Earthquake Scenarios จะทำการวิเคราะห์ในกรณีชั้นหินแข็งที่คาบการเกิดที่ 475 และ 2475 ปี
3. คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมผลตอบสนองที่มีความถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของพื้นที่จังหวัดภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยรวมทั้งอำเภอสำคัญของจังหวัดอื่นๆ จะถูกจัดทำสำหรับชั้นดินประเภท C และ D
4. อาคารสูงในโครงการวิจัยนี้หมายถึงอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 23 เมตรขึ้นไปสอดคล้องกับกฎกระทรวงฉบับที่ 33 (พ.ศ.2535) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
5. การเลือกอาคารตัวแทนอาคารสูงในโครงการนี้พิจารณาเฉพาะอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงตั้งแต่ 23 เมตรขึ้นไป ในประเทศไทย เช่น กทม. หรือ เชียงใหม่
6. เป็นงานวิจัยที่มีการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองในคอมพิวเตอร์หลายรูปแบบ ทั้งแบบจำลอง
    a. Seismic Hazard Assessmentแบบจำลองโครงสร้างอาคารแบบ 3 มิติ ฯลฯ
7. การศึกษานี้ยังไม่ครอบคลุมโครงสร้างใต้ดิน

1.4 ระเบียบวิธีวิจัย

การดำเนินงานวิจัยในโครงการนี้ แบ่งออกเป็น 2 งานย่อย ดังนี้

<u>งานย่อยที่ 1</u> เน้นการศึกษาการประเมิน “สภาพความเสี่ยงแผ่นดินไหว” ณ อำเภอเมืองสำหรับจังหวัดในพื้นที่ภาคเหนือ และ ภาคตะวันตกของประเทศไทย รวมทั้งอำเภอสำคัญของจังหวัดอื่นๆ ที่มีจำนวน

อาคารสูงตั้งอยู่และอาจมีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว เช่น อำเภอหาดใหญ่ จังหวัดสงขลา รวมทั้งมีขั้นตอนหลักดังนี้

1. ทำการรวบรวมและจัดทำโมเดลเพื่อวิเคราะห์หาความเสี่ยงแผ่นดินไหวของประเทศไทย
2. ทำการวิเคราะห์หา Dominant Earthquake Scenarios โดยใช้วิธีการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation Analysis) จากโมเดลที่สร้างขึ้นมา
3. ทำการพัฒนาสเปกตรัมของแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับบริเวณอำเภอเมืองในจังหวัดทางภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย รวมทั้งอำเภอสำคัญของจังหวัดอื่นๆ
4. จัดเตรียมประวัติเวลาคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีแบบประวัติเวลา โดยใช้วิธีการที่ทันสมัยเช่นตามข้อแนะนำสำหรับอาคารสูงของสหรัฐอเมริกา (Tall Building Initiative, TBI)

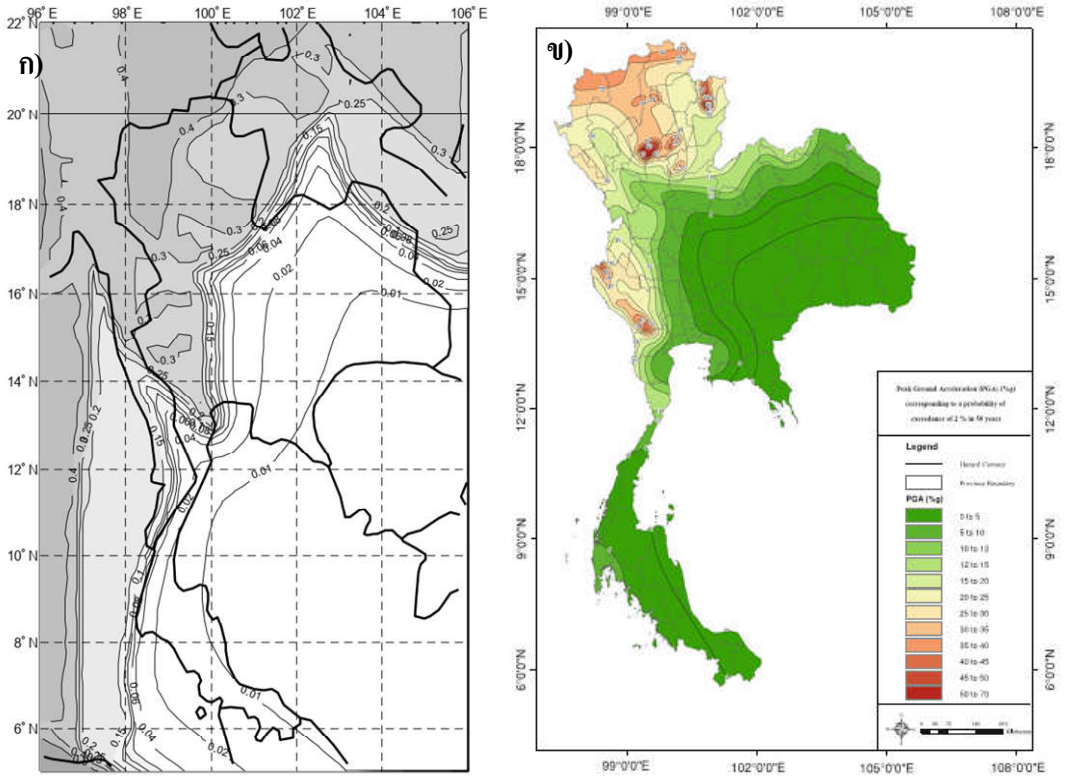
ในแต่ละขั้นตอนหลักของงานย่อยที่ 1 มีรายละเอียดของการดำเนินการดังนี้

1. ทำการรวบรวมและจัดทำโมเดลเพื่อวิเคราะห์หาความเสี่ยงแผ่นดินไหวของประเทศไทย

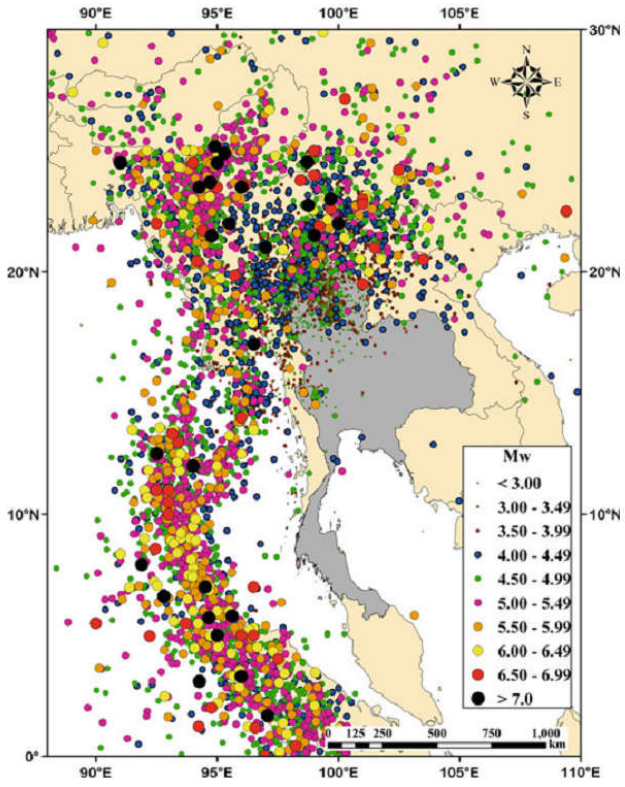
การจัดทำโมเดลเพื่อวิเคราะห์ความเสี่ยงแผ่นดินไหวของประเทศไทยนั้นได้มีการจัดทำขึ้นมาหลายครั้งและมีการพัฒนาปรับปรุงมาโดยตลอด โดยโมเดลล่าสุดที่ได้รับการพัฒนาและนำมาใช้ในการพัฒนามาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว (มยผ1302-52) โดยกรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย คืองานของ Palasri and Ruangrassaemee (2010) และ Ornthammarath et al. (2011) ซึ่งทั้งสองโมเดลใช้การวิเคราะห์แบบจำลองแผ่นดินไหวซึ่งใช้สถิติแผ่นดินไหวที่วัดได้ และ ข้อมูลทางธรณีวิทยาจากฐานข้อมูลเดียวกันเพื่อนำมากำหนดกำหนดค่าสเปกตรัมการออกแบบแรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวที่น่าจะมีโอกาสเกิดขึ้นได้เป็นรายอำเภอ สำหรับทั้งประเทศไทย แต่ทั้งสองโมเดลนี้มีความแตกต่างกันทั้งแนวคิดและวิธีการโมเดลแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว โดย Palasri and Ruangrassaemee (2010) ได้มีการพิจารณาว่าแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวนั้นจะมีเกิดขึ้นในพื้นที่โซนแผ่นดินไหว (Seismic source area) ที่แตกต่างกันและในแต่ละพื้นที่โซนแผ่นดินไหวก็จะมีอัตราการเกิดแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันออกไป แต่ทว่าวิธีการโมเดลแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว โดย Ornthammarath et al. (2011) ใช้วิธีการเฉลี่ยความถี่แผ่นดินไหว (Seismicity smoothing) โดยวิธีดังกล่าวเป็นวิธีการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งสามารถวิเคราะห์แผ่นดินไหวจากแต่ละแหล่งพร้อมๆ กัน และไม่จำเป็นต้องแบ่งแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวออกเป็นโซน โดยเป็นการประมาณความเสี่ยงแผ่นดินไหวจากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ไม่สามารถระบุแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวได้ชัดเจน (Background Seismicity) และมีการนำข้อมูลรอยเลื่อน (Active fault) นำมาร่วมพิจารณาด้วยในบริเวณที่มีข้อมูลรอยเลื่อนเพียงพอในการสร้างแลลจำลองการเกิดแผ่นดินไหวจากรอยเลื่อนนั้นๆ

ถึงแม้ว่าทั้งสองโมเดลมีวิธีการที่แตกต่างกันออกไปแต่ทั้งสองโมเดลได้มีการทำนาย ความเสี่ยงแผ่นดินไหวสูงที่สุดในประเทศไทยนั้นอยู่ในบริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกตามลำดับ (รูปที่ 1.3) ซึ่ง

ใกล้เคียงกันกับจำนวนแผ่นดินไหวที่ตรวจพบและข้อมูลความเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหวในอดีต (รูปที่ 1.4) แต่เนื่องจากว่าทั้งสองโมเดลนี้ถูกพัฒนามาจาก Software ที่แตกต่างกันซึ่งทำให้การวิเคราะห์เพิ่มเติม เช่น การคำนวณค่าสเปกตรัม Ss และ S1 ที่ระบุใน มยผ1302-52 จำเป็นที่จะต้องนำค่าจากทั้งสองโมเดลมาทำการ Weight average เพื่อที่จะคำนึงถึงความไม่แน่นอนในการโมเดลแบบจำลองแผ่นดินไหวของการวิเคราะห์หาความเสี่ยงแผ่นดินไหวทั้งสองรูปแบบ หรือ การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic hazard deaggregation) โดยค่าที่ถูกนำมาวิเคราะห์ก็ควรที่จะเป็นค่า Weight average ของทั้งสองโมเดลก็จะไม่สามารถทำได้เนื่องมาจากทั้งสองโมเดลไม่อยู่ใน Software platform เดียวกัน โดยโมเดลของ Palasri and Ruangrassaemee (2010) อยู่ใน Software ของ Matlab แต่ทว่า โมเดลของ Ornthammarath et al. (2011) อยู่ใน Software ของ Visual C++ ในโครงการนี้จึงจะทำการสร้างโมเดลทั้ง 2 บน Platform เดียวกันบน OpenQuake (GEM) Platform ซึ่งเป็น Free Software ที่จะสามารถทำให้สามารถนำผลมาใช้วิเคราะห์ร่วมกันได้



รูปที่ 1.3แผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่ค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) ที่มีค่าการเกิดซ้ำ 2475 ปี จากของ ก) Palasri and Ruangrassaemee (2010) และ ข) (Ornthammarath et al., 2011)

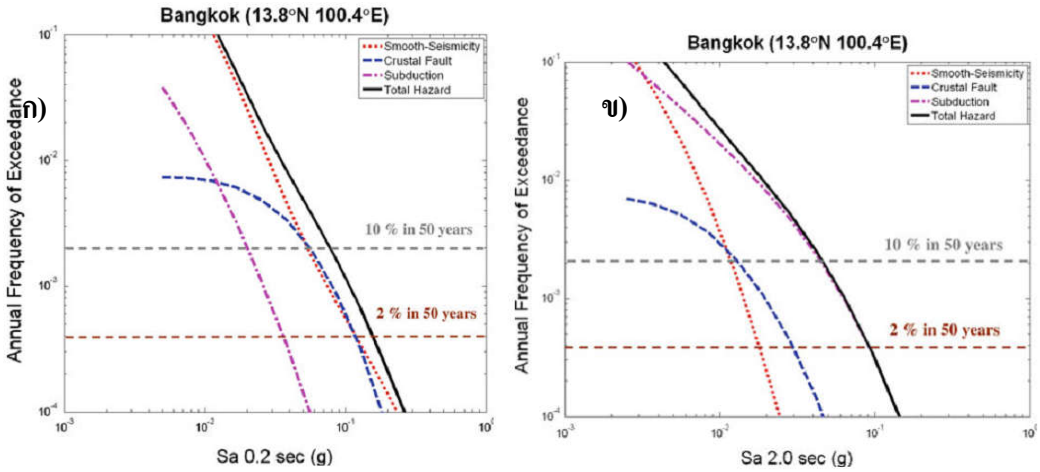


รูปที่ 1.4 แผนที่แสดงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นโดยรอบประเทศไทยในช่วงปี คศ 1912 ถึง 2007 (Ornthammarath et al, 2011)

2. ทำการวิเคราะห์หา Dominant Earthquake Scenarios โดยใช้วิธีการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation Analysis) จากโมเดลที่สร้างขึ้นมา

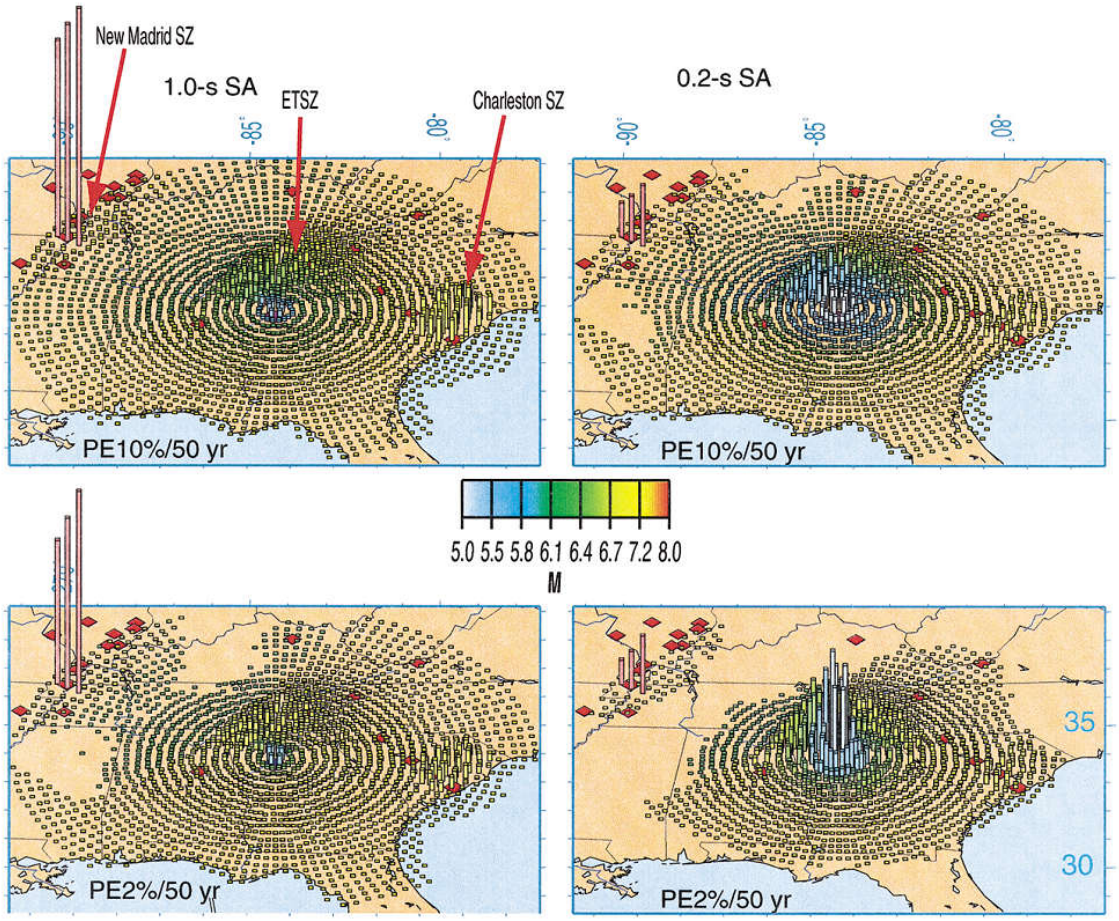
จากการศึกษาของ Ornthammarath et al. (2011) ได้ มีการสร้างเส้นกราฟความเสี่ยงแผ่นดินไหว(Seismic Hazard Curve) ดังตัวอย่างสำหรับพื้นที่ตั้งอาคารแห่งหนึ่งในกรุงเทพมหานคร ดังรูปที่ 1.5 โดยกราฟนี้แสดงให้ทราบว่าพื้นที่ตั้งอาคารนั้นจะมีความน่าจะเป็นที่จะได้รับความสั่นสะเทือนจาก แหล่งกำเนิดบริเวณต่างๆ มากแค่ไหนและความน่าจะเป็น(อัตราการเกิด) รวมที่จะเกิดความสั่นสะเทือนเกินกว่าระดั บหนึ่งๆ เนื่องจากแหล่งกำเนิดใดก็ตามเป็นเท่าใด กราฟผลรวมความน่าจะ เป็น (เส้นสีดำ) นี้จะเป็นกราฟที่นำไปใช้ สร้างแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว ยกตัวอย่างเช่นระดับ ความเร่งสูงสุด (peak ground acceleration, PGA) ที่มีโอกาสเกิดขึ้นรุนแรงกว่า 2% ในช่วงเวลา50 ปี (รอบการเกิดซ้ำ 2475 ปี) จะสอดคล้องกั บ λ= 0.000404 ซึ่งค่า SA (T = 0.2s) = 0.2g ค่าPGA = 0.2g จะเป็นค่าที่แสดงบนแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่มีความน่าจะเป็น 2% ในช่วงเวลา 50 ปี (Maximum Credible Earthquake, MCE) ในมาตรฐานการออกแบบ มยผ.1302-52 อย่างไรก็ดีกราฟผลรวม (เส้นสีดำ) ไม่สามารถบอกได้ว่าแหล่งกำเนิดที่ส่งอิทธิพลต่อความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวที่ระดับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี มากที่สุดจึงจำเป็นต้องพิจารณาค่าของ Seismic Hazard Curve ที่แยกตามแหล่งกำเนิดต่างๆทั้งหมด จะเห็นได้ว่าเส้นประสีแดงและสีน้ำเงิน เป็นแหล่งกำเนิดที่ส่งผลกระทบมากที่สุดจึงควร

ตรวจสอบในรายละเอียดความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเนื่องจากแผ่นดินไหวตื้นบริเวณรอบกรุงเทพมหานครนั้น เกิดมาจากไหนและระยะทางเท่าไหร่ต่อไป แต่ทว่าสำหรับอาคารสูงซึ่งมีคาบการสั่นที่นานกว่านั้นจำเป็นที่จะต้องพิจรณาโดยใช้ค่า response spectrum ที่คาบการสั่นที่นานขึ้น โดยในรูปที่ 4ข) ได้แสดง seismic hazard curve สำหรับ Sa ที่ 2 วินาที ซึ่งเป็นค่าคาบการสั่นธรรมชาติของตึกสูงประมาณ 20-25 ชั้น โดยพิจารณาอัตราการเกิดแผ่นดินไหวที่ทำให้ที่มีความน่าจะเป็น 2% ในช่วงเวลา 50 ปี นั้น ซึ่งค่า SA (T = 2.0s) = 0.1g โดยมีผลเนื่องมาจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวจากรอยมุดตัวของเปลือกโลกไม่ใช่แผ่นดินไหวจากรอยเลื่อนดังเช่นค่า response spectrum สำหรับอาคารเตี้ย



รูปที่ 1.5 Seismic hazard curve สำหรับค่า response spectrum ที่ 0.2 วินาที หรือ โครงสร้างอาคารสูงประมาณ 2-3 ชั้น และ สำหรับค่า response spectrum ที่ 2.0 วินาที หรือ โครงสร้างอาคารสูงประมาณ 20-25 ชั้น

โดยในการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic hazard deagrregation analysis) นั้นจะช่วยทำให้วิศวกรผู้ออกแบบสามารถรู้ได้ว่าแผ่นดินไหวที่มีผลต่อโครงสร้างที่กำลังออกแบบนั้นเกิดเนื่องมาจากแผ่นดินไหวบริเวณใดในรูปแบบการนำเสนอแบบแผนที่ดังรูปที่ 1.6 โดยแท่งกราฟคือสัดส่วนของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่มีผลต่อโครงสร้างที่วิศวกรออกแบบโดยยิ่งกราฟแท่งนี้สูงมากหมายถึงแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวนั้นมีความเสี่ยงต่อโครงสร้างมากกว่าแท่งกราฟที่มีความสูงต่ำกว่า และสีของแท่งกราฟแสดงถึงขนาดของแผ่นดินไหว ซึ่งวิศวกรจะได้สามารถเข้าใจถึงแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว ขนาดแผ่นดินไหว ระยะทางจากแผ่นดินไหวถึงโครงสร้างอย่างเห็นได้ชัดเพื่อนำมาเลือกคลื่นแผ่นดินไหวในการออกแบบอาคาร



รูปที่ 1.6 การทำ Seismic hazard deaggregation analysis สำหรับเมือง Atlanta เพื่อที่จะหาเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีความเป็นไปได้ที่จะเกิดขึ้นสำหรับค่า response spectrum ที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ที่คาบการเกิดของแผ่นดินไหวที่ 475 และ 2,475 ปี (10% และ 2% ใน 50 ปี) (Harmsen and Frankel, 2001)

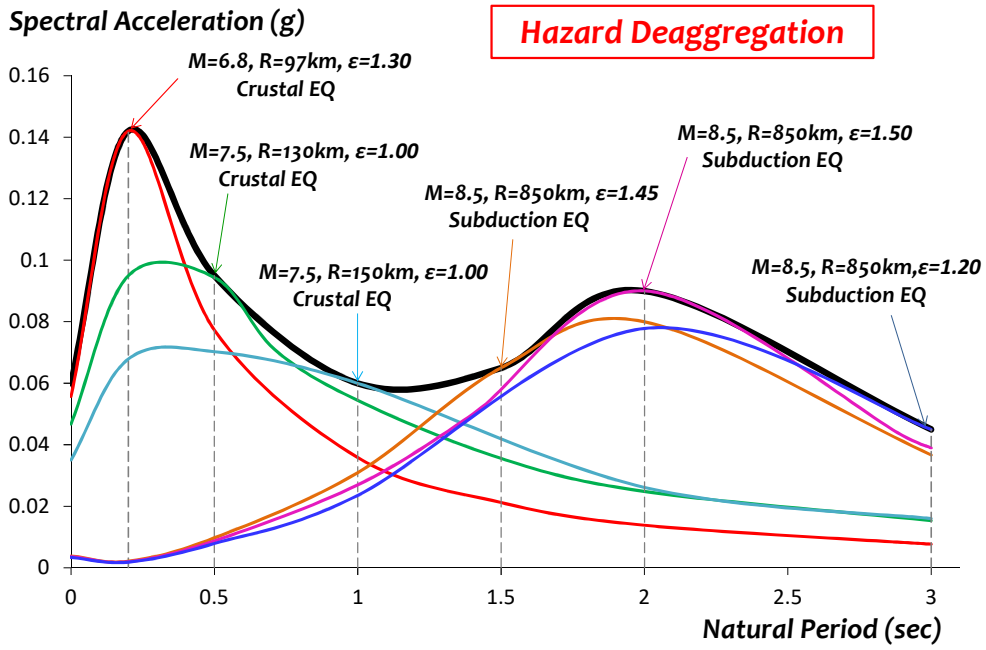
โดยในรูปที่ 1.6 สามารถแปลได้ว่าถ้าอาคารที่มีความสูงประมาณ 10-15 ชั้น ก็คือ response spectrum ที่ 1 วินาที อยู่ในเมือง Atlanta และจะออกแบบเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่ความน่าจะเป็นที่ 475 และ 2,475 ปี (อัตราการเกิดแผ่นดินไหว 10% และ 2 % ภายในระยะเวลา 50 ปี) นั้นแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่จะมีผลได้มากที่สุดคือแผ่นดินไหวจาก New Madrid ที่มีขนาดแผ่นดินไหวประมาณ 8.0 ที่ระยะห่างซึ่งค่อนข้างไกลจากเมือง Atlanta โดยแหล่งกำเนิดอีกแหล่งที่อาจจะมีผลแต่มีค่าสัดส่วนที่น้อยกว่าคือแผ่นดินไหวจาก Charrleston ซึ่งมีขนาดประมาณ 7.0 แต่มีระยะทางใกล้เมือง Atlanta มากกว่า

แต่ถ้าหากวิศวกรต้องการออกแบบอาคารที่มีความสูงประมาณ 2-5 ชั้น ก็คือ response spectrum ที่ 0.2 วินาที อยู่ในเมือง Atlanta และจะออกแบบเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่ความน่าจะเป็นที่ 475 และ 2,475 ปี (อัตราการเกิดแผ่นดินไหว 10% และ 2 % ภายในระยะเวลา 50 ปี) นั้นแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่จะมีผลได้มากที่สุดคือแผ่นดินไหวจากบริเวณเมืองAtlanta

นั่นเองซึ่งมีระยะทางใกล้มากและมีขนาดแผ่นดินไหวประมาณ 5.0 – 5.8 โดยแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่ New Madrid และ Charrleston นั้นมีผลน้อยมากต่อโครงสร้างเตี้ยในเมือง Atlanta มาก

3. ทำการพัฒนาสเปกตรัมของแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับบริเวณอำเภอเมืองในจังหวัดทางภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย รวมทั้งอำเภอสำคัญของจังหวัดอื่นๆ

เนื่องมาจากว่าสเปกตรัม Ss และ S1 ที่ระบุใน มยผ 1302-52 นั้นเป็นสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุด (Maximum Credible Earthquake, MCE) ซึ่งเป็นสเปกตรัมที่มีคาบการเกิดซ้ำที่ 2,475 ปี (รูปที่ 1.7) (Ornthammarath et al., 2011b) โดยค่าทุกค่าของสเปกตรัมนี้มีคาบการเกิดที่เท่ากัน ลักษณะพิเศษนี้เรียกว่า Uniform hazard spectrum (UHS) แต่ค่า Spectral acceleration ที่คาบการสั่นต่างๆนี้ไม่ได้สามารถเกิดขึ้นมาจากแผ่นดินไหวเหตุการณ์เดียวกันเนื่องมาจากว่า UHS เป็นการแสดง Spectral acceleration ที่คาบการสั่นต่างๆที่พิจารณาจากคาบการเกิดแผ่นดินไหวที่เท่ากัน (Return period) ดังนั้น สเปกตรัม UHS จึงเป็นสเปกตรัมที่ถูกสร้างขึ้นมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวคนละเหตุการณ์ และการนำ UHS ไปใช้นั้นจึงต้องมีการแยก response spectrum สำหรับแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆที่อาจจะเกิดขึ้นได้



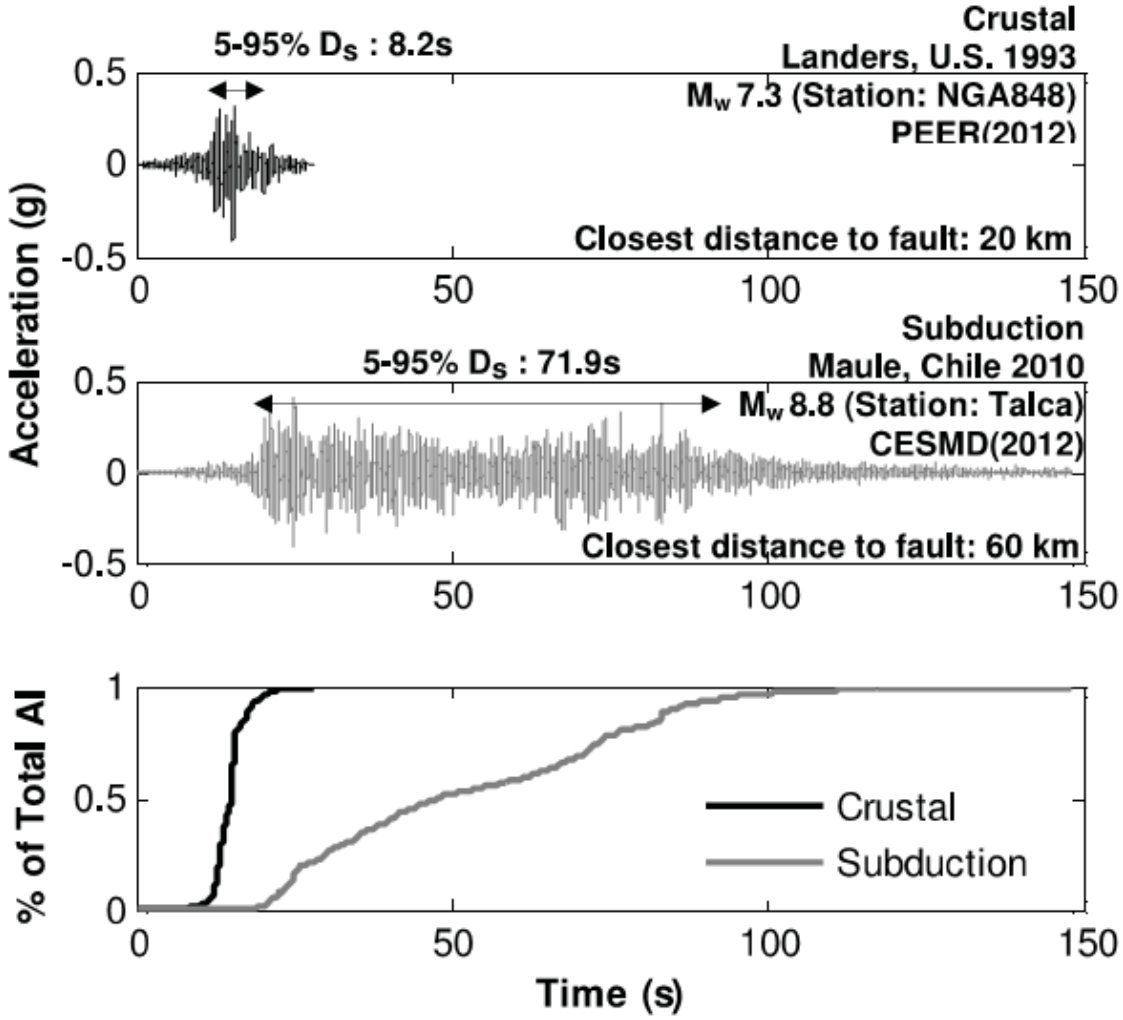
รูปที่ 1.7 Uniform Hazard Spectrum (UHS) และ Conditional Mean Spectrum (CMS) ที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที สำหรับกรุงเทพมหานครบนชั้นหินที่คาบการเกิดซ้ำ 2,475 ปี (Ornthammarath et al., 2011)

โดยคณะผู้วิจัยจะทำการสร้าง Conditional Mean Spectrum (CMS) (Baker and Cornell, 2006; Baker, 2011; Carlton and Abrahamson, 2014) ซึ่งเป็นสเปกตรัมที่ถูกพัฒนามาเพื่ออธิบายถึงสเปกตรัมที่อาจจะเกิดขึ้นเนื่องมาจากแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆกันโดยสเปกตรัม CMS นั้นจะถูกเลือกมาจากผลตอบสนองที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที ในแต่ละพื้นที่รอบบริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกซึ่งมีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวในคาบการเกิดที่ 2,475 ปี โดยอ้างอิงจากค่า Weight average จากผลการศึกษาของ Palasri and Ruangrassaemee (2010) และ Ornthammarath et al. (2011b) โดยการจัดเตรียม CMS สำหรับแต่ละในพื้นที่นั้นจะเลือกบริเวณอำเภอเมืองในแต่ละจังหวัดทางภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย รวมทั้งอำเภอสำคัญของจังหวัดอื่นๆ เท่านั้น สำหรับชั้นดินประเภท C และ D นั้นเนื่องมาจากว่าอาคารสูงส่วนใหญ่แล้วจะตั้งอยู่ในบริเวณตัวเมืองกอปรกับภาคเหนือและภาคตะวันตกนั้นมีขนาดใหญ่จึงไม่อาจเลือกให้ได้ทุกตำบลในภาคเหนือได้ ซึ่งรูปแบบกราฟ CMS นั้นอาจจะมีลักษณะแตกต่างกันออกไปเนื่องจากระยะห่างของแต่ละพื้นที่จากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว กอปรกับ ลักษณะของชั้นดินในบริเวณแอ่งดินในภาคเหนือนั้นอาจจะทำให้มีการขยายคลื่นที่ช่วงคาบการสั่นที่แตกต่างกันทำให้จำเป็นต้องมีการพิจารณาถึงรูปแบบสเปกตรัมในบริเวณแต่ละจังหวัดอย่างละเอียดต่อไปโดยอาศัยงานโครงการตรวจสอบการขยายคลื่นในแอ่งชั้นดินในจังหวัดทางภาคเหนือและภาคตะวันตกโดย นคร ภู่วโรดม ควบคู่ไปด้วยกัน

4. จัดเตรียมประวัติเวลาคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีแบบประวัติเวลา โดยใช้วิธีการที่ทันสมัยเช่นตามข้อแนะนำสำหรับอาคารสูงของสหรัฐอเมริกา (Tall Building Initiative, TBI)

โดยคณะผู้วิจัยจะทำการรวบรวมและคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวทั้งที่เกิดขึ้นในและนอกประเทศไทยเพื่อทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่น่าจะเกิดขึ้นจริงสำหรับที่จะเกิดขึ้นในแต่ละจังหวัดโดยการเลือกคลื่นนั้นจำเป็นที่จะต้องคำนึงถึง ขนาดแผ่นดินไหว ระยะทางที่ห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว และ ความไม่แน่นอนของสมการแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว เพื่อที่จะสามารถเลือกนำไปใช้ในการออกแบบอาคารได้เป็นการทั่วไปโดยใช้วิธีประวัติเวลา (Time history analysis) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2,475 ปี โดยจะมีทั้งหมด 3 คู่หรือ 6 คลื่นแผ่นดินไหว สำหรับสเปกตรัม CMS ในแต่ละคาบการสั่นของอาคารที่ 0.5, 1.0, 2.0 และ และ 3.0 วินาที เท่านั้น สำหรับชั้นดินประเภท C และ D โดยรวมแล้ว 24 คลื่น ต่อประเภทชั้นดินในแต่ละบริเวณอำเภอเมืองในแต่ละจังหวัดทางภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย รวมทั้งอำเภอสำคัญของจังหวัดอื่นๆซึ่งจะทำการเลือกตำแหน่งให้สอดคล้องกับงานวิจัย สกว. เรื่องอิทธิพลการขยายชั้นแอ่งดินอ่อนของภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยต่อไป โดยการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมนั้นเนื่องมาจากว่าภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยนั้น สภาพความเสี่ยงของแผ่นดินไหวนั้นแตกต่างออกไปเนื่องมาจากว่าในบริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยนั้นมีพื้นที่ใกล้กับรอยเลื่อนแผ่นดินไหวซึ่งมีความเสี่ยงในการที่จะเกิดแผ่นดินไหวขนาดกลางถึงขนาดใหญ่

ภายในประเทศไทย (Shallow crustal earthquake) ซึ่งแตกต่างจากคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ระยะทางไกลที่อาจจะเกิดขึ้นกับกรุงเทพมหานคร โดยรูปที่ 1.8 แสดงถึงลักษณะแตกต่างของคลื่นจากสองแหล่งกำเนิดนี้ที่มีค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากัน เพื่อทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับออกแบบอาคารเหล่านี้ต่อไปโดยใช้วิธีประวัติเวลา (Time history analysis) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2,475 ปี



รูปที่ 1.8 การเปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวจากสองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers นั้นแตกต่างจาก คลื่นแผ่นดินไหว Maule เนื่องมาจากว่าแผ่นดินไหวจากแนวรอยมุดตัวของรอยเลื่อนนั้นส่วนใหญ่มีขนาดใหญ่กว่าและโครงสร้างอาคารจำเป็นที่จะต้องออกแบบให้สามารถทนค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) ที่ระยะการสั่นยาวนานกว่า

<u>งานย่อยที่ 2</u> ตรวจสอบวิธีวิเคราะห์และออกแบบที่วิศวกรใช้ในการออกแบบอาคารสูงในประเทศไทย งานย่อยที่ 2 มีขั้นตอนหลักดังนี้

1. ทำการคัดเลือกอาคารสูงที่มีอยู่จริงใน กทม. อย่างน้อย 4 อาคาร ที่มีลักษณะรูปทรงไม่ปกติ (ไม่สม่ำเสมอ) แบบที่พบได้ทั่วไป เพื่อเป็นอาคารกรณีศึกษา โดยพยายามคัดเลือกอาคารที่มีลักษณะความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างที่พบได้บ่อยและเป็นตัวแทนที่ดี ซึ่งลักษณะความสม่ำเสมอมีหลายลักษณะดังตัวอย่างที่แสดงในหัวข้อที่ 4 ดังนั้นในการคัดเลือกตัวอย่างอาคารจะพยายามเลือกตัวอย่างที่มีความไม่สม่ำเสมอที่พบได้บ่อยที่สุดเช่น การลดขนาดแปลน การมีสองตึกแต่ใช้ฐานร่วมกันเป็นต้น
2. ตรวจสอบเบื้องต้นว่าอาคารดังกล่าวมีการออกแบบต้านทานแรงลมตามมาตรฐานหรือกฎหมายในประเทศไทย เพื่อให้เป็นตัวแทนของอาคารจริงในประเทศไทย ที่มักจะถูกออกแบบได้สามารถต้านทานแรงลมได้ แต่เดิมทีไม่ได้ถูกออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว อาคารที่ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแรงด้านข้างเนื่องจากแรงลมจะสามารถต้านทานแรงด้านข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวได้ระดับหนึ่ง แต่อาจไม่มีความเหนียวเพียงพอหากแผ่นดินไหวรุนแรงจนทำให้เกิดความเสียหายเกินจุดคราก อาคารที่มีความสูงมากจะได้รับแรงกระทำจากลมที่มีค่ามากที่ชั้นบนๆ ซึ่งลมมีความเร็วสูง ซึ่งอาจทำให้แรงด้านข้างรวมทั้งหมดและโมเมนต์พลิกคว่ำที่ใช้ในการออกแบบมีค่ามากกว่าแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ อาคารตัวอย่างในกรณีศึกษาควรจะต้องมีกำลังต้านทานแรงลมอย่างน้อยตามกฎหมายหรือมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง จึงจะถือว่าเป็นตัวแทนที่ดีของอาคารที่มีอยู่จริง ดังนั้นในการศึกษานี้จะดำเนินการวิเคราะห์ตรวจสอบแรงที่เกิดขึ้นและกำลังต้านทานของชิ้นส่วนหลักๆ ของโครงสร้างภายใต้แรงลมตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง ว่าอาคารตัวอย่างเหล่านี้ถูกออกแบบไว้ให้สามารถต้านทานแรงลมได้ หากกำลังต้านทานที่มีอยู่ไม่เพียงพอ จะปรับเพิ่มให้ไม่น้อยกว่าแรงที่ต้องต้านทานเนื่องจากแรงลมก่อนที่จะดำเนินการศึกษาด้านการออกแบบและการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวในขั้นตอนถัดไป ซึ่งเป็นการพยายามทำตามขั้นตอนที่วิศวกรผู้ออกแบบปฏิบัติจริงในการออกแบบอาคารสูง
3. ทำการวิเคราะห์เพื่อหาแรงที่โครงสร้างต้องต้านทานโดยใช้วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) ตามมาตรฐานการออกแบบในปัจจุบัน (มยผ.1302-52) โดยใช้โปรแกรม ETABS หรือ SAP2000 และออกแบบโครงสร้างตามมาตรฐาน ACI 318M-14 เพื่อให้ได้โครงสร้างที่มีกำลังรับแรงตามน้ำหนักบรรทุกใช้งานเพิ่มค่าทั้งหมด (factored load) เช่น น้ำหนักที่กระทำในแนวดิ่ง แรงลม และแรงแผ่นดินไหวตามวิธีการที่วิศวกรปฏิบัติงานตามปกติ
4. ทำการวิเคราะห์เพื่อหาแรงที่โครงสร้างต้องต้านทานโดยใช้วิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (nonlinear response history analysis, NLRHA) ซึ่งเป็นวิธีที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุด เพื่อใช้ตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA และวิธี MRSA ทั้งนี้ในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นจะต้องมีการจำลองชิ้นส่วนต่างๆ ให้ละเอียดพอที่จะคำนึงถึงกำลังและสติฟเนสจากชิ้นส่วนที่ไม่ใช่

โครงสร้างหลักด้วย เช่นผนังอิฐก่อ และจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุต่างๆ อย่างสมจริง เช่น การครากของเหล็กเสริม การแตกร้าวและประลัยของคอนกรีต ซึ่งใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่เป็นที่ยอมรับในการวิเคราะห์อาคารสูงแบบ 3 มิติ ได้แก่ Perform-3D (CSI, 2011) และใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ได้จากการศึกษาข้างต้นในงานย่อยที่ 1 ผลการวิเคราะห์ NLRHA เป็นตัวแทนของการตอบสนองที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริง เพราะได้จากการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสมจริงที่สุด เนื่องจากมีการคำนวณการตอบสนองที่ทุกขณะเวลา (response history) แบบ time step และมีการจำลองพฤติกรรมของวัสดุหลังการครากด้วยแบบจำลองไม่เชิงเส้น (nonlinear) ซึ่งมีความสมจริงมากกว่าการใช้แบบจำลองแบบอิลาสติกเชิงเส้น (linear elastic) ดังที่ใช้ในกรณีของวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA)

5. ทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง RSA และ Modified RSA กับผลการวิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น เช่น การเคลื่อนตัวของอาคาร, การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น, แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงที่ระดับความสูงต่างๆ, แรงเฉือนรวมในเสาแต่ละชั้น, ความเร่งของพื้นอาคาร (floor acceleration), แรงในองค์อาคารเชื่อม, แรงในแผ่นพื้น (diaphragm force) รวมถึงค่าความเครียดแบบอินอิลาสติก (inelastic strain) เพื่อตรวจสอบความถูกต้องและความน่าเชื่อถือของวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้กับอาคารสูงอยู่ในปัจจุบัน หากผลการวิธีเคราะห์ด้วยวิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้นมีค่ามากกว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) แสดงว่าการตอบสนองของโครงสร้างที่จะเกิดขึ้นจริงอาจจะรุนแรงกว่าที่ผู้ออกแบบประมาณการณ์ไว้ กำลังต้านทานของโครงสร้างอาจไม่มีความปลอดภัยเพียงพอ การใช้วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) แบบเดิมไม่มีความถูกต้องเพียงพอ ซึ่งวิธี Modified RSA เป็นวิธีที่ได้เสนอไว้ในการศึกษาระยะที่แล้วเพื่อคำนวณแรงเฉือนและความเครียด (strain) ในกำแพงและเสาที่ถูกต้องกว่าวิธี RSA แบบเดิม ในโครงการนี้จะทำการทดลองใช้วิธี Modified RSA ในการคำนวณค่าตอบสนองอื่นๆ เช่น แรงในตำแหน่งที่พบว่าวิธี RSA แบบเดิมไม่ปลอดภัยเพียงพอ จากนั้นตรวจสอบความถูกต้องเหมาะสมของวิธี MRSA โดยใช้ผลการวิเคราะห์ NLRHA เป็นค่าอ้างอิง ขั้นตอนนี้จะบ่งชี้ว่าวิธี RSA แบบเดิมยังคงใช้ได้ในกรณีใด และมีความจำเป็นต้องใช้วิธี Modified RSA ในการคำนวณแรง หรือ การเสียรูปที่ตำแหน่งใดบ้าง ซึ่งคาดหวังว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Modified RSA จะสามารถชี้จุดที่จะเกิดปัญหาในโครงสร้างได้ และเมื่อวิศวกรได้ปรับปรุงการออกแบบแล้ว คาดหวังว่าวิธี Modified RSA จะสามารถทำนายพฤติกรรมโครงสร้างได้อย่างถูกต้อง
6. ตรวจหาการวิบัติที่อาจจะเกิดขึ้น ในองค์อาคารที่วิธี RSA แบบเดิมให้ผลที่คลาดเคลื่อนสูงไปจากวิธี NLRHA และทดลองออกแบบอาคารโดยใช้วิธี Modified RSA คำนวณแรงสำหรับออกแบบ จากนั้นตรวจสอบว่าวิธี Modified RSA ใช้ได้ดีหรือไม่ โดยใช้ผลการวิเคราะห์ NLRHA เป็นค่าอ้างอิง

7. ตรวจสอบความถูกต้องของวิธี Modified RSA ในการทำนายค่าความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆ โดยใช้ผลการวิเคราะห์วิธี NLRHA เป็นค่าอ้างอิง หากพบว่ามีความถูกต้องสูง หมายความว่าสามารถใช้วิธี Modified RSA บ่งชี้ตำแหน่งที่จำเป็นต้องมีการเสริมเหล็กปลอกเพิ่มความเหนียวให้แก่ชิ้นส่วนโครงสร้างบริเวณนั้น ส่วนบริเวณมีค่าความเครียดไม่มากอาจไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กเพิ่มความเหนียว
8. อาจจะทดลองใช้วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear static pushover analysis) เพื่อเสริมความเข้าใจและช่วยในการพัฒนาวิธีการนำวิธี Modified RSA ไปใช้กับอาคารที่มีการบิดตัว

บทที่ 2
การศึกษาการประเมิน “สภาพความเสี่ยงแผ่นดินไหว”

2.1 ทำการรวบรวมและจัดทำโมเดลเพื่อวิเคราะห์หาความเสี่ยงแผ่นดินไหวของประเทศไทย

เนื่องมาจากแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวนั้นเป็นตัวกำหนดค่าการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย (Design Parameters) ซึ่งวิศวกรโครงสร้างต้องนำไปใช้ในการออกแบบจึงมีความสำคัญที่ค่าการออกแบบและคลื่นแผ่นดินไหวที่วิศวกรนำไปออกแบบนั้นจะใกล้เคียงกับเหตุการณ์จริงที่จะเกิดขึ้นมากที่สุด (Real Earthquake Scenarios) คณะวิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูลรอยเลื่อนทั้งในและต่างประเทศและวิเคราะห์ข้อมูลดังกล่าวเพื่อจัดเตรียมค่าการออกแบบที่ได้ให้อยู่ในรูปแบบที่พร้อมจะนำไปใช้ในการกำหนดพื้นที่เสี่ยงภัยของประเทศไทย และสามารถนำไปประกอบในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ 1301-1302/61) โดยในรายงานนี้จะประกอบไปด้วย 1) การปรับปรุงแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่เคยสร้างไว้จากเดิมที่เคยพัฒนาเมื่อ 10 ปีก่อนหน้าซึ่งจะพัฒนาจากเดิมโดยได้รวมข้อมูลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวสำคัญในไทย 2 เหตุการณ์คือแผ่นดินไหวขนาด 6.8 เมื่อปี พ.ศ.2554 และ แผ่นดินไหวแม่ลาวขนาด 6.3 เมื่อปี พ.ศ.2557 2) ทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบ เนื่องจากว่าการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมนั้นจำทำให้วิศวกรทำการออกแบบโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นจริง เช่น แผ่นดินไหวที่กรุงเทพมหานครจะได้รับผลกระทบนั้นจะเกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวจะแตกต่างจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะใกล้ โดยงานวิจัยในรายงานนี้จะรวมถึงการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับจังหวัดต่างๆในภาคเหนือและภาคใต้ด้วย

2.1.1 การวิเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวและการสร้างแผนที่ความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหว

แผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว หมายถึง แผนที่แสดงระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ในรูปของตัวแปรที่บ่งบอกถึงระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว เช่น ค่าสูงสุดในแนวราบของอัตราเร่งบนพื้นดิน (PGA: Peak Ground Acceleration) หรือ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Spectral Acceleration) ที่ความถี่ต่างๆ เป็นต้น โดยทั่วไป แผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวจะแสดงระดับความเสี่ยงแผ่นดินไหวในรูปของระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นด้วยความน่าจะเป็นมากกว่าค่าหนึ่งๆ ในช่วงระยะเวลาที่กำหนด

แผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวมีบทบาทสำคัญในการลดภัยพิบัติจากอาคารถล่มโดยเป็นแผนที่ซึ่งกำหนดค่าระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบอาคารในแต่ละพื้นที่ การ

ออกแบบอาคารด้วยค่า PGA ที่ต่ำเกินไปย่อมทำให้อาคารไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ ในขณะเดียวกันการออกแบบอาคารด้วยค่า PGA ที่สูงเกินไปนั้นเป็นสิ่งที่ไม่เหมาะสม เนื่องจากจะทำให้เกิดการลงทุนที่เกินความจำเป็นซึ่งส่งผลกระทบต่อระบบเศรษฐกิจโดยรวม นอกจากนี้แผนที่ดังกล่าวยังสามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้อื่นๆ ได้อีก เช่น ใช้ในการกำหนดเบี้ยประกันสำหรับแผ่นดินไหวในแต่ละพื้นที่ และช่วยในการกำหนดมาตราการเตรียมพร้อม และการตระเตรียมบุคลากร และอุปกรณ์ที่จำเป็นสำหรับการช่วยเหลือผู้ประสบภัยจากแผ่นดินไหว

วิธีการวิเคราะห์ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวมีอยู่สองวิธีหลัก ได้แก่ วิธีวิเคราะห์หาค่าความรุนแรงแผ่นดินไหวจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวแต่ละแหล่ง (Deterministic approach) และวิธีการวิเคราะห์ความรุนแรงแผ่นดินไหวโดยทฤษฎีความน่าจะเป็น (Probabilistic approach) ในวิธีการแรกจะทำการวิเคราะห์ระดับความเสี่ยงแผ่นดินไหวจากแหล่งกำเนิดแต่ละแหล่งที่ส่งผลกระทบต่อพื้นที่ศึกษาแยกจากกัน โดยทั่วไป วิธีการนี้จะต้องทำการวิเคราะห์หลายครั้ง และสร้างแผนที่หลายชุดสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวต่างๆ กัน โดยผู้ใช้จะต้องพิจารณาค่าระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวที่เหมาะสมจากแผนที่เหล่านี้

วิธีที่สองเป็นการวิเคราะห์ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อพื้นที่ศึกษาทั้งหมดพร้อมกันโดยใช้ทฤษฎีความน่าจะเป็นในการพิจารณาระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวจากแหล่งกำเนิดต่างๆ โดยรวมผลของความไม่แน่นอนของแหล่งกำเนิดแต่ละแหล่งด้วย วิธีการทั้งสองนี้มีข้อดีข้อเสียและการใช้งานแตกต่างกันไป เมื่อพิจารณาถึงการใช้งานแผนที่ได้จากโครงการนี้ คณะวิจัยได้ตัดสินใจเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์โดยทฤษฎีความน่าจะเป็น เนื่องจากวิธีการดังกล่าวสามารถกำหนดค่าความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวได้อย่างเป็นระบบ และสามารถลดความไม่แน่นอนอันเกิดจากการเลือกค่าระดับความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของผู้ที่จะนำแผนที่ดังกล่าวไปใช้ นอกจากนี้ วิธีการดังกล่าวยังทำให้ผู้ใช้สามารถเลือกระดับความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ต่างกันสำหรับโครงสร้างที่มีความสำคัญต่างๆ กันได้อีกด้วย

การประเมินระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีการทฤษฎีความน่าจะเป็นนี้สามารถทำได้หลายวิธี วิธีการหนึ่งที่สามารถนำเอาข้อมูล ความรู้ และปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของแผ่นดินไหว มาประมวลร่วมกันในการวิเคราะห์ได้อย่างเหมาะสม และมีการยอมรับใช้กันแพร่หลายได้แก่วิธีของ Cornell ที่พัฒนาขึ้นในปี 1976 ซึ่งต่อมา Algermissen และคณะ (1976) ได้นำวิธีนี้มาปรับปรุงให้ดีขึ้น ที่ผ่านมานักวิจัยในประเทศไทยและต่างชาติได้จัดทำแผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทยขึ้น (ยกตัวอย่างเช่น เป็นหนึ่ง วานิชชัย, 2537) อย่างไรก็ดี แผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ผ่านมาถูกสร้างขึ้นโดยวิธีการกำหนดโซนแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวเป็นหลักเนื่องจากข้อมูลเกี่ยวกับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในขณะนั้นยังไม่สมบูรณ์เหมือนในปัจจุบัน

ในวิธีการดังกล่าว แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวจะถูกแบ่งออกเป็นโซนโดยอาศัยความเชี่ยวชาญและวิจารญาณของนักธรณีวิทยาประกอบกับข้อมูลสภาพเทคโทนิคของพื้นที่ โดยแบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวแต่ละโซนสามารถจากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตด้วยความสัมพันธ์ระหว่างขนาดและความถี่

เฉลี่ยของเกิดของแผ่นดินไหว เช่น สมการ Gutenberg-Richter (G-R) อย่างไรก็ดี เนื่องจากวิจารณญาณของนักธรณีวิทยาแต่ละท่านอาจไม่ตรงกันทำให้ไม่สามารถหาข้อสรุปที่ชัดเจนเกี่ยวกับโซนแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวเหล่านี้ได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่ข้อมูลสภาพเทคโทนิคนั้นยังไม่สมบูรณ์ เช่น บริเวณตอนเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย เป็นต้น

เพื่อลดความไม่แน่นอนจากการแบ่งแหล่งกำเนิดออกเป็นโซน คณะวิจัยได้นำเอาวิธีการเฉลี่ยความถี่แผ่นดินไหว (Seismicity smoothing) โดยวิธีดังกล่าวเป็นวิธีการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว ซึ่งสามารถวิเคราะห์แผ่นดินไหวจากแต่ละแหล่งพร้อมๆ กัน และไม่จำเป็นต้องแบ่งแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวออกเป็นโซน วิธีการนี้เป็นที่ยอมรับ และถูกนำใช้ในการประเมินความเสี่ยงแผ่นดินไหวในพื้นที่ต่างๆ ที่มีข้อมูลสภาพเทคโทนิคไม่สมบูรณ์ในหลายๆ ประเทศ เช่น ประเทศอเมริกาฝั่งตะวันออก (Frankel, 1995) ประเทศอังกฤษ (Woo, 1996), ประเทศสโลเวเนีย (Lapajne, 1997 และ 2003) ประเทศคิวบา Garcia (2008) หรือแม้แต่การประมาณความเสี่ยงแผ่นดินไหวจากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ไม่สามารถระบุแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวได้ชัดเจน (Background Seismicity) ในเขตที่มีแผ่นดินไหวรุนแรงในรัฐแคลิฟอเนียตอนใต้ (Cao et. al.,1996)

เนื่องจากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่มีการตรวจสอบได้อย่างเป็นระบบในบริเวณศึกษาเริ่มตั้งแต่ปี พ.ศ. 2455 มีช่วงระยะเวลาเพียงแค่ 105 ปีเท่านั้น ซึ่งไม่เพียงพอต่อการทำนายแผ่นดินไหวรุนแรงที่อาจเกิดจากรอยเลื่อนที่มีคาบการเกิดในระดับพันปีได้ ประกอบกับในปัจจุบัน ความรู้ความเข้าใจ และข้อมูลเกี่ยวกับรอยเลื่อนในประเทศไทยมีมากขึ้น ดังนั้น คณะวิจัยจึงได้ทำการวิเคราะห์โดยรวมผลกระทบต่อความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวจากรอยเลื่อนต่างๆ เข้าไว้ในการศึกษานี้ด้วยเพื่อยกระดับความถูกต้องของแผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวด้วยข้อมูลที่มีอยู่ให้มากที่สุดเท่าที่จะเป็นได้

2.1.2 การปรับปรุงฐานข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต

ฐานข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่รวบรวมมาในข้อ 3.2 เป็นฐานข้อมูลที่เกิดจากการรวบรวมข้อมูลมาจากหลายแหล่ง โดยก่อนที่จะนำฐานข้อมูลแผ่นดินไหวดังกล่าวไปใช้ คณะวิจัยได้ปรับปรุงฐานข้อมูลแผ่นดินไหวที่รวบรวมมาให้พร้อมสำหรับการนำไปใช้ และให้สอดคล้องกับสมมติฐานของแบบจำลองแผ่นดินไหวที่ระบุว่าเหตุการณ์แผ่นดินไหวแต่เหตุการณ์ต้องเป็นอิสระต่อกัน (Poisson distribution)

2.1.2.1 การคัดเอาข้อมูลแผ่นดินไหวที่ซ้ำกันออก

เนื่องจากข้อมูลแผ่นดินไหวเดียวกันอาจถูกบันทึกอยู่ในแหล่งข้อมูลหลายแหล่ง คณะวิจัยได้ทำการตรวจสอบข้อมูลเวลาการเกิด และขนาดของแผ่นดินไหวจากแหล่งข้อมูลแผ่นดินไหวแต่ละแหล่ง และได้ตัดข้อมูลแผ่นดินไหวที่ซ้ำออกไป

2.1.2.2 การแปลงขนาดแผ่นดินไหว

ข้อมูลแผ่นดินไหวที่รวบรวมมาได้จากแต่ละแหล่งถูกรายงานด้วยขนาดของแผ่นดินไหวในรูปแบบที่แตกต่างกันออกไป เช่น Mb (Body Wave Magnitude), Ms (Surface Wave Magnitude), ML (Local Magnitude) และ Mw (Moment magnitude) ค่าขนาดเหล่านี้จะถูกนำมาแปลงให้อยู่ในรูป Mw ทั้งหมดเพื่อนำไปใช้ในแบบจำลองแผ่นดินไหวโดยใช้สมการที่แสดงอยู่ในตารางดังรูปที่ 2.1-1 นอกจากนี้ในบางครั้งแผ่นดินไหวหนึ่งๆ อาจถูกรายงานด้วยขนาดแผ่นดินไหวมากกว่าหนึ่งชนิด ดังนั้น คณะวิจัยได้ทำการคัดเลือก และแปลงขนาดแผ่นดินไหวตามที่ถูกรายงานในกรณีต่างๆ กัน ดังนี้

กรณีข้อมูลรายงานทั้งในรูป Mb และ Ms เลือกเอาเฉพาะข้อมูล Ms ก่อน และนำมาแปลงเป็น Mw การระบุขนาดแผ่นดินไหวด้วย Mb มีโอกาสคลาดเคลื่อนได้มากกว่า Ms เนื่องจากข้อมูล Mb เป็นข้อมูลที่ได้จากการประเมินคลื่นปฐมภูมิ (P-wave) ในช่วงห้าวินาทีแรกของการบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวที่ความถี่สูง ซึ่งบ่อยครั้ง คลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่กว่าซึ่งเป็นตัวบ่งชี้ขนาดแผ่นดินไหวที่แท้จริงจะเกิดขึ้นในภายหลัง

กรณีข้อมูลรายงานทั้งในรูป ML และ Mb เลือกเอาเฉพาะข้อมูล Mb ก่อน และนำมาแปลงเป็น Mw เนื่องจากข้อมูล ML ที่รายงานจากสถานีในภูมิภาคต่างๆ กันไม่สามารถนำมาเปรียบเทียบกันได้ และต้องใช้สูตรการแปลงเฉพาะสำหรับภูมิภาคในบริเวณนั้น

กรณีข้อมูลรายงานทั้งในรูป ML และ Ms เลือกเอาเฉพาะข้อมูล Ms ก่อน และนำมาแปลงเป็น Mw ด้วยเหตุผลเดียวกันกับข้อ 2)

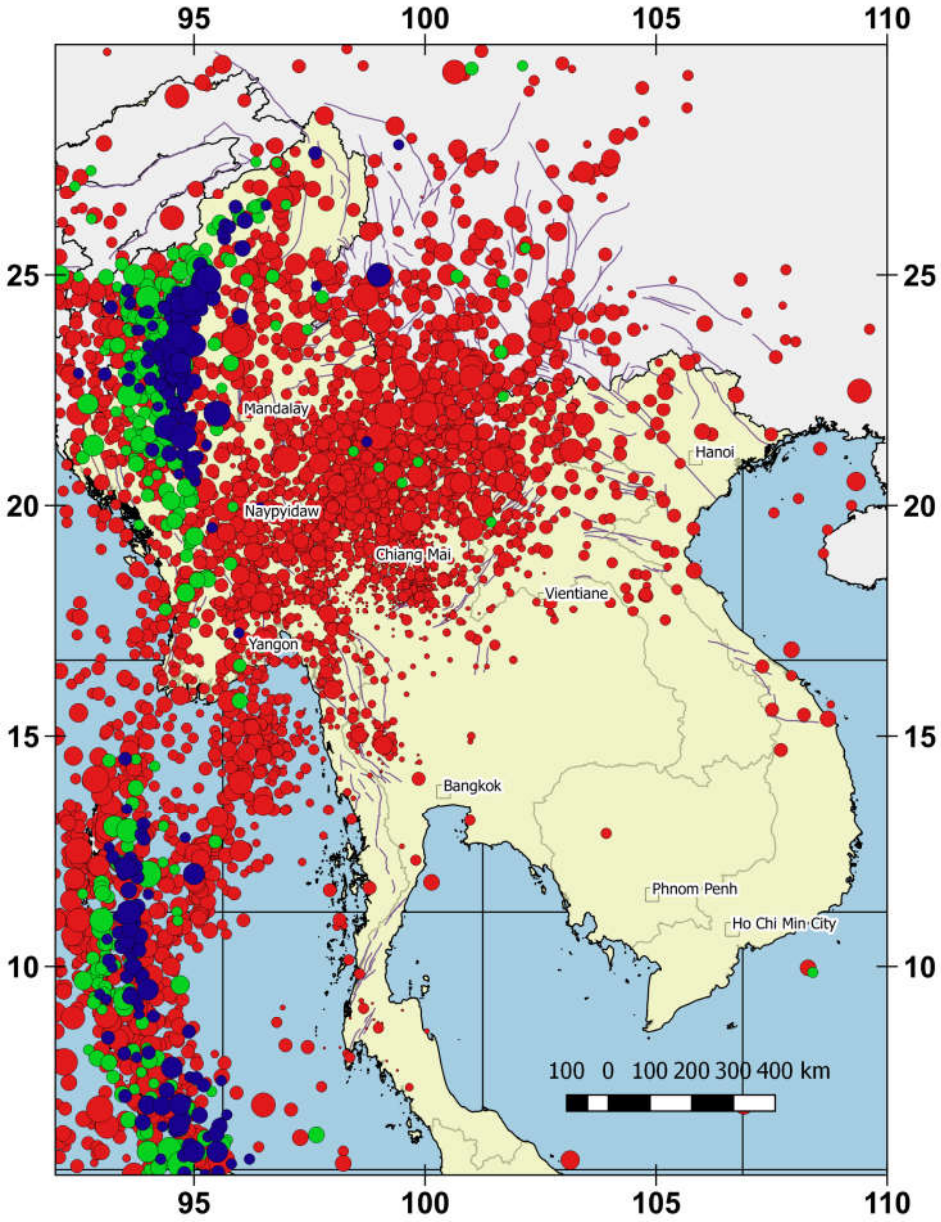
ตารางที่ 2.1-1 ตารางแสดงสูตรการคำนวณเพื่อแปลงค่าขนาดแผ่นดินไหว

ชนิดของขนาดแผ่นดินไหว	ช่วงขนาดแผ่นดินไหว	สูตรที่ใช้ในการแปลงขนาดแผ่นดินไหว	แหล่งอ้างอิง
M_s	$3.0 \le M_s \le 6.1$	$M_w = 0.67\ M_s + 2.07$	Scordilis (2006)
	$6.2 \le M_s \le 8.2$	$M_w = 0.99\ M_s + 0.08$	Scordilis (2006)
M_b	$3.5 \le M_b \le 6.2$	$M_w = 0.85\ M_b + 1.03$	Scordilis (2006)
	$5.5 \le M_b \le 7.3$	$M_w = 1.46\ M_b - 2.42$	Sipkin (2003)
M_L	$M_L \le 6$	$M_w = M_L$	Heaton (1986)

2.1.2.3 การแยกเอาเฉพาะเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลัก (Declustering)

เพื่อให้สอดคล้องกับสมมติฐานสำหรับแบบจำลองแผ่นดินไหวดังที่ได้กล่าวมาแล้วตอนต้น เหตุการณ์แผ่นดินไหวแต่เหตุการณ์จะต้องเป็นอิสระต่อกัน คณะวิจัยได้ทำการตัดข้อมูลแผ่นดินไหวที่เกิดก่อนเหตุการณ์หลัก (foreshock) และข้อมูลแผ่นดินไหวที่เกิดหลังเหตุการณ์หลัก (aftershock) ออกจากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้รวบรวมมาให้เหลือแผ่นดินไหวหลักเพียงเหตุการณ์เดียว คณะวิจัยได้เลือกใช้วิธีการที่เสนอโดย Knopoff และ Gardner (1969) โดยวิธีการนี้ดังกล่าว Knopoff และ Gardner ได้เลือกให้เวลา T และระยะทาง L ให้เป็นฟังก์ของขนาดแผ่นดินไหวหลัก M โดยฟังก์ชันดังกล่าวสามารถจัดในรูปแบบสมการ log L = a M + b และ log T = a M + b ซึ่งค่า a และ b เป็นค่าคงที่สามารถหาคำนวณหาได้ข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต หากมีเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดเล็กกว่า M เกิดขึ้นในช่วงระยะ L(M) และช่วงระยะเวลา T(M) หลังจากเหตุการณ์นี้ จะถือว่าเหตุการณ์ดังกล่าวนี้เป็น aftershock อย่างไรก็ดี ถ้ามีเหตุการณ์ใหญ่กว่า M เกิดขึ้นจะถือว่าเหตุการณ์แรกเป็น foreshock และจะถูกลบทิ้งไป

หลังจากทำการแยกเอาเฉพาะเหตุการณ์แผ่นดินไหวออกมา จำนวนข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีลดลงเหลือ 62 เปอร์เซ็นต์ของเหตุการณ์ทั้งหมด และมีจำนวนเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ Mw มากกว่า 5 ทั้งหมดเหลืออยู่ 6,136 เหตุการณ์ และข้อมูลแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในอดีตดังกล่าวถูกแสดงในแผนที่ดังรูปที่ 2.1-1



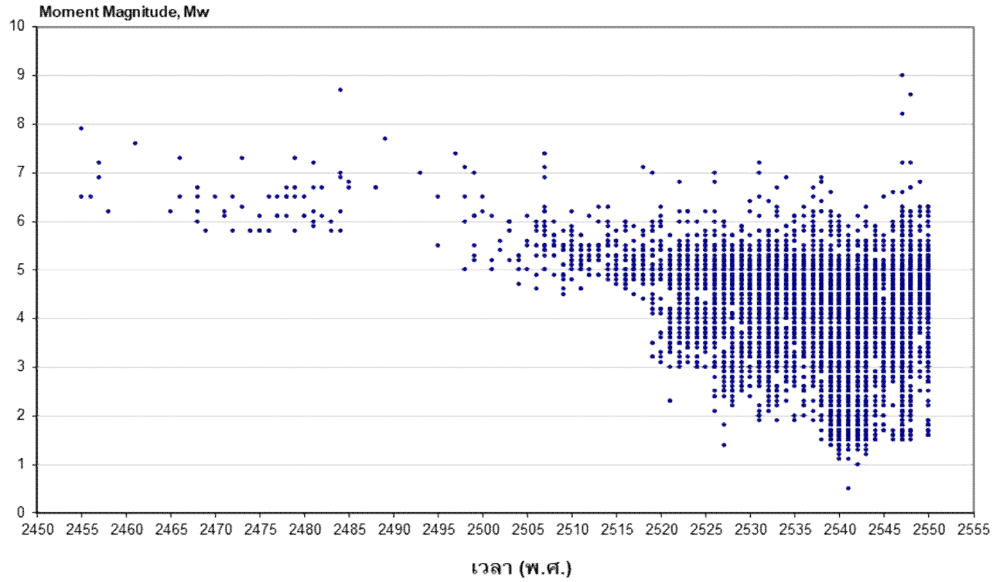
รูปที่ 2.1-1 แผนที่แสดงจุดศูนย์กลางของแผ่นดินไหวในอดีตตั้งแต่ปี 2443-2560 หลังจากที่รับการปรับปรุงแล้ว

2.1.2.4 ตรวจสอบความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหว (Catalog Completeness)

ความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหว หมายถึง ช่วงระยะเวลาที่แผ่นดินไหวขนาดหนึ่งๆ ที่ถูกตรวจวัดได้อย่างสมบูรณ์ ความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหวมีความสำคัญในกระบวนสร้างแผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในโครงการนี้ เนื่องจากแบบจำลองแผ่นดินไหวที่เลือกใช้มีสมมติฐานของการเกิดแผ่นดินไหวที่มีการกระจายตัวแบบ Poisson ซึ่งจะเป็นจริงได้ในช่วงที่ข้อมูลแผ่นดินไหวมีความสมบูรณ์เท่านั้น

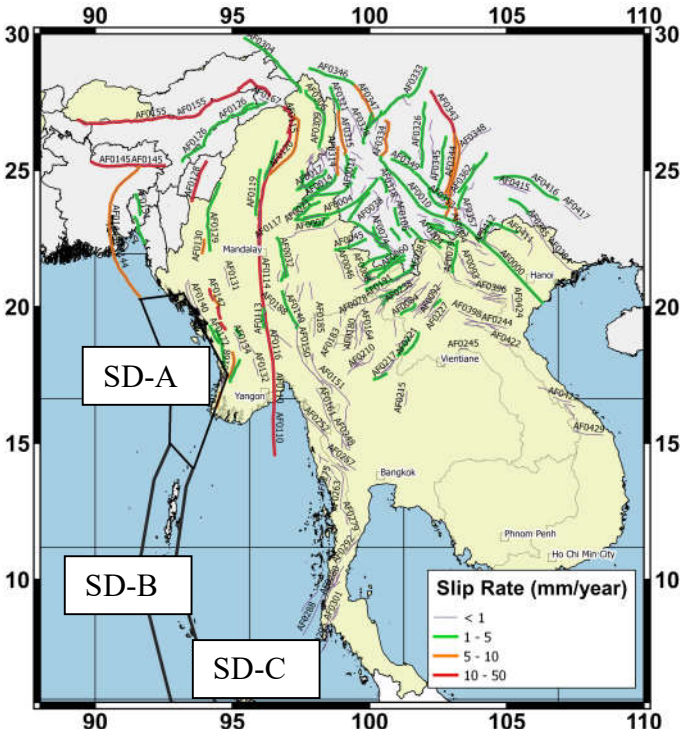
ความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหวนั้นจะไม่เท่ากันทั้งสำหรับช่วงขนาดแผ่นดินไหว และพื้นที่ที่แตกต่างกันออกไป ที่เป็นเช่นนี้ เนื่องจากความสามารถในการตรวจจับการเกิดแผ่นดินไหวในแต่ละพื้นที่

นั้นได้รับการพัฒนาขึ้นไม่พร้อมกัน โดยเครื่อข่ายตรวจสอบแผ่นดินไหวนั้นที่ได้รับการพัฒนาขึ้นจะสามารถตรวจสอบข้อมูลแผ่นดินไหวขนาดเล็กๆ ได้ดีขึ้นและทำให้ช่วงขนาดแผ่นดินไหวที่มีความสมบูรณ์นั้นกว้างขึ้น รูปที่ 2.1-2 แสดงการกระจายตัวของของข้อมูลขนาดแผ่นดินไหว (Moment Magnitude, Mw) กับปีที่เกิดแผ่นดินไหวในบริเวณพื้นที่ศึกษา จากรูปเห็นได้ว่าสถานีตรวจวัดสามารถตรวจสอบแผ่นดินไหวขนาดเล็กได้มากขึ้นเรื่อยๆ ซึ่งแสดงถึงพัฒนาการของเครื่อข่ายการตรวจวัดแผ่นดินไหว นอกจากนี้ ยังพบอีกว่าเริ่มมีการตรวจวัดแผ่นดินไหวขนาดต่ำกว่า 5.0 ตั้งแต่ปี พ.ศ.2505 ซึ่งเป็นปีที่เริ่มมีการพัฒนาขีดความสามารถของการตรวจวัดของสถานีตรวจวัด



รูปที่ 2.1-2 ความกระจายตัวของข้อมูลขนาดแผ่นดินไหว (Moment Magnitude, Mw) กับปีที่เกิดแผ่นดินไหวในบริเวณพื้นที่ศึกษา

เราได้เลือกใช้วิธีการตรวจสอบความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหวสองวิธี ได้แก่ Stepp (Stepp, 1973) และ Visual cumulative method (CUVI) (Tinti and Mulargia, 1985) นอกจากนั้น เรายังได้แบ่งการตรวจสอบความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหวตามพื้นที่การศึกษาออกเป็นห้าส่วน ซึ่งประกอบด้วย โซนเปลือกโลกมุดตัว 3 โซน (SD-A, SD-B และ SD-C) โซนประเทศไทยและบริเวณใกล้เคียง (BG-I) และโซนที่เหลือ (BG-II) ดังแสดงในรูปที่ 2.1-3 ตามแบบจำลองแผ่นดินไหวซึ่งจะได้อธิบายในหัวข้อถัดไป



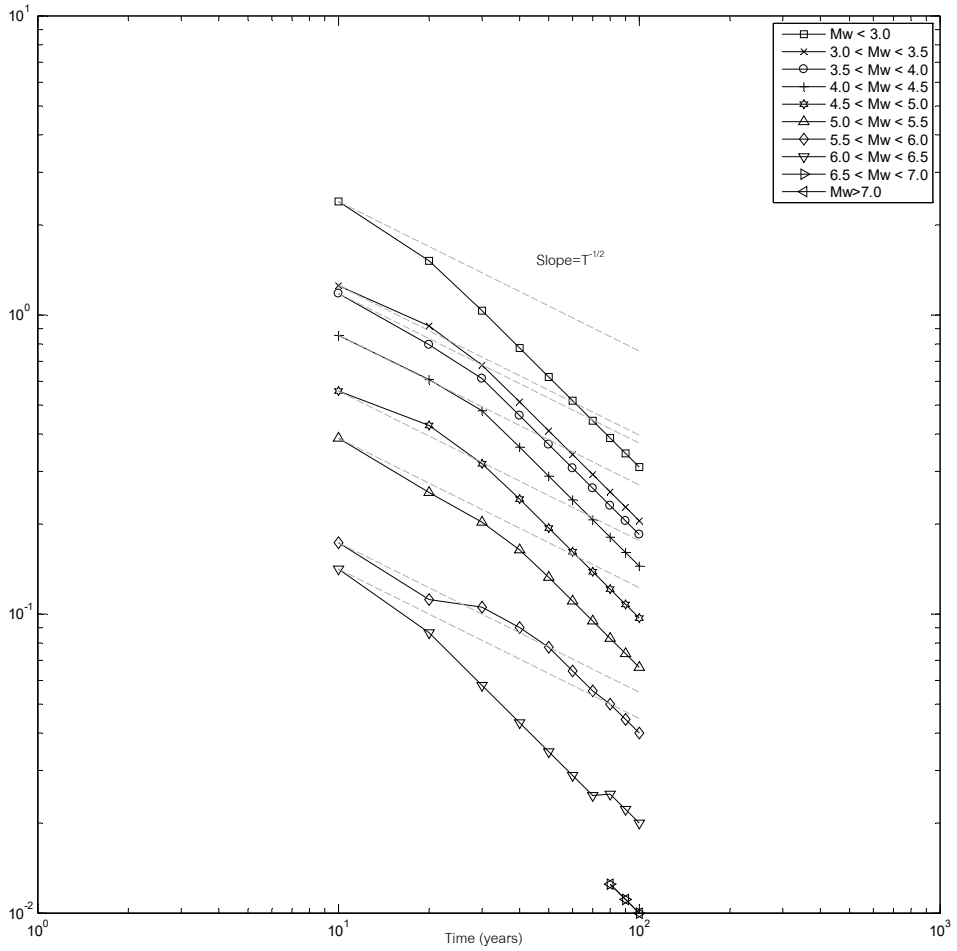
รูปที่ 2.1-3 การแบ่งโซนสำหรับแบบจำลองแผ่นดินไหว

วิธีการของ Stepp เป็นวิธีการตรวจสอบความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหวโดยอาศัยหลักการทางสถิติที่สร้างขึ้นโดยสมมติลำดับการเกิดแผ่นดินไหวสามารถแทนได้ด้วยแบบ Poisson Distribution ในวิธีการนี้ ซึ่งถ้า ค่า k1, k2, k3, ... kn หมายถึง จำนวนเหตุการณ์ในช่วงเวลา i ต่างๆ ค่าจะถูกคำนวณจากสมการ

$$\lambda = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} k_i \qquad (1)$$

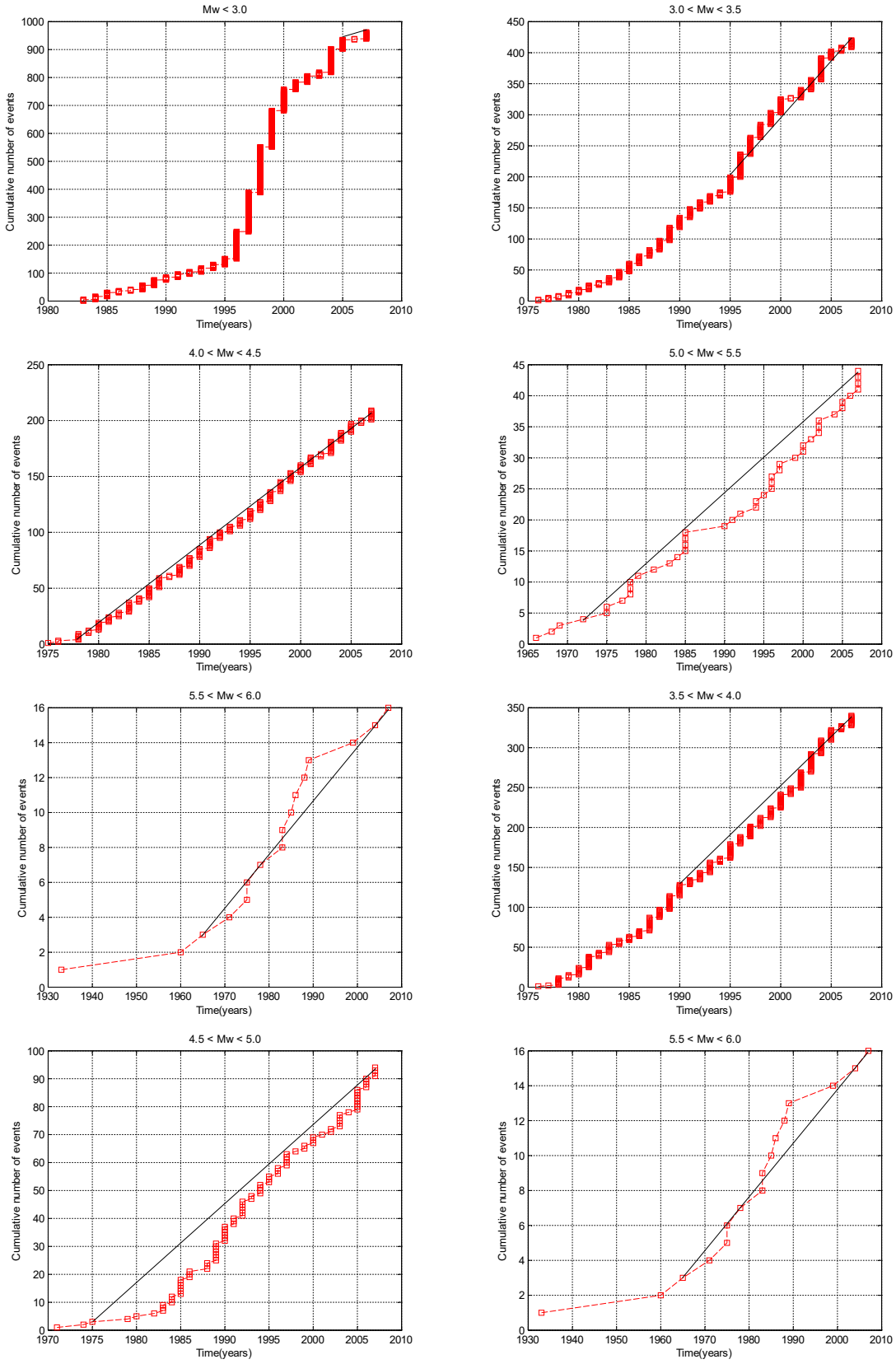
ค่าความแปรปรวน (variance) ของ λ มีค่าเท่ากับ $\sigma^2 = \lambda/n$ โดย n แทนจำนวนช่วงเวลาจากช่วงแรกของฐานข้อมูลแผ่นดินไหวไปถึงช่วงเวลา i ถ้าหน่วยของเวลาระบุเป็นปี ค่า n จะหมายถึงจำนวนปี และได้ว่า $\sigma_\lambda = \lambda^{1/2}/n^{1/2}$ คือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (standard deviation) ในหน่วยปี ค่า $\log(\sigma_\lambda)$ และ $\log(T)$ จะถูกนำมาพล๊อต และเปรียบเทียบกับเส้นตรงที่มีความชันคงที่เท่ากับ $T^{-1/2}$ ซึ่งเป็นเส้นตรงที่แสดงการกระจายตัวของการเกิดแผ่นดินไหวแบบ Poisson distribution ดังนั้น เราสามารถพิจารณาช่วงของแผ่นดินไหวที่มีความสมบูรณ์ได้จากช่วงของข้อมูลแผ่นดินไหวที่ค่า σ_λ ขนานกับเส้นตรงดังกล่าว ผลที่ได้รับจากการนำเอาฐานข้อมูลที่ได้มาพล๊อตด้วยวิธีการของ Stepp ถูกแสดงอยู่ในรูปที่ 2.1-4

$\sigma_\lambda = \lambda^{1/2} / T^{1/2}$



รูปที่ 2.1-4 ตัวอย่างกราฟแสดงความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวโดยวิธีการของ Stepp ในโซน BG-I

ในวิธีการ CUVI ช่วงข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีความสมบูรณ์จะพิจารณาจากกราฟที่ได้จากพล็อตข้อมูลจำนวนแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นสะสม (แกน y) เทียบกับเวลาสำหรับเหตุการณ์ที่แผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ Mwref ตั้งแต่ Mwref +0.5 (แกน x) (รูปที่ 2.1-5) โดยช่วงข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีความสมบูรณ์จะได้จากการตรวจสอบกราฟดังกล่าวช่วงที่มีความชันของกราฟคงที่ (เส้นตรงสีดำในแต่ละกราฟ) ซึ่งแสดงถึงช่วงที่มีอัตราการเกิดของแผ่นดินไหวในช่วงขนาดหนึ่งๆ อย่างสม่ำเสมอ ผลลัพธ์ของการตรวจสอบถูกแสดงในตารางดังรูปที่ 2.1-5 จากผลการตรวจสอบพบว่าช่วงเวลาของความสมบูรณ์ของฐานข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้จากวิธีการ CUVI ที่ได้ในขั้นตอนนี้สอดคล้องกับวิธีการของ Stepp อย่างไรก็ดี คณะวิจัยได้เลือกใช้ค่าจากวิธีการ CUVI ในการทำแบบจำลองแผ่นดินไหวต่อไป เนื่องจากคณะวิจัยมีความเห็นว่าค่าที่ได้การสังเกตช่วงความสมบูรณ์จากวิธีการ CUVI ทำได้ง่ายกว่าและการคาดเคลื่อนในการประมาณน้อยกว่า



รูป 2.1-5 ตัวอย่างกราฟแสดงความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตโดยวิธีการของ CUVI ในโซน BG-I

Magnitude Range	Zone BG-I			Zone BG-II		
	Years of complete data	Time period of complete data *(years)*	Number of Earthquakes *(events)*	Years of complete data	Time period of complete data *(years)*	Number of Earthquakes *(events)*
M < 3.0	*2005-2007*	*2*	*60*	*2005-2007*	*2*	*3*
3.0 < M < 3.5	*1995-2007*	*12*	*245*	*1995-2007*	*12*	*87*
3.5 < M < 4.0	*1990-2007*	*17*	*226*	*1995-2007*	*12*	*163*
4.0 < M < 4.5	*1977-2007*	*30*	*206*	*1990-2007*	*17*	*375*
4.5 < M < 5.0	*1975-2007*	*32*	*91*	*1982-2007*	*25*	*709*
5.0 < M < 5.5	*1972-2007*	*35*	*41*	*1972-2007*	*35*	*453*
5.5 < M < 6.0	*1964-2007*	*43*	*15*	*1964-2007*	*43*	*135*
6.0 < M < 6.5	*1930-2007*	*77*	*4*	*1930-2007*	*77*	*53*
6.5 < M <7.0	*1912-2007*	*95*	*1*	*1912-2007*	*95*	*24*
M ≥ 7.0	*1912-2007*	*95*	*1*	*1912-2007*	*95*	*12*

รูปที่ 2.1-6 ตารางแสดงช่วงเวลาที่มีความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต ในโซน BG-I และ BG-II

2.1.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว

แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในที่ศึกษาถูกแบ่งออกเป็น 3 ประเภทหลักๆ ตามลักษณะของแหล่งกำเนิด ได้แก่ แบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลัง (Background seismicity), แบบจำลองรอยเลื่อนแผ่นดินไหว (Crustal fault) และแบบจำลองแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (Subduction zone) รายละเอียดของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อประเทศไทยแสดงในรูปที่ 2.1-7

2.1.3.1 ขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหว (Maximum magnitude)

ในแบบจำลองแผ่นดินไหวแบบ G-R ดั้งเดิมนั้นไม่ได้จำกัดค่าสูงสุดของขนาดแผ่นดินไหวเอาไว้ อย่างไรก็ดี การรวบรวมข้อมูลและการวิจัยในปัจจุบันพบว่าขนาดของแผ่นดินไหวสูงสุดจากแหล่งกำเนิดหนึ่งๆ จะถูกจำกัดด้วยลักษณะแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวนั้นๆ โดยทั่วไป ขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหวจะถูกจำกัดด้วยความยาวของรอยเลื่อน โดยรอยเลื่อนที่มีความยาวพอเพียงเท่านั้นจึงจะสามารถให้กำเนิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ได้ ในโครงการนี้ ขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหวจะถูกนำมาใช้สำหรับแบบจำลองแผ่นดินไหวโดยเป็นตัวกำหนดค่าสูงสุดของขนาดแผ่นดินไหวที่ใช้ในการคำนวณค่าอัตราการเกิดแผ่นดินไหว

เฉลี่ยต่อปี คณะวิจัยได้เลือกใช้สมมติฐานเพื่อกำหนดค่าขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหวจากสมมติฐานดังต่อไปนี้

	ขนาดแผ่นดินไหวต่ำสุด*	ขนาดแผ่นดินไหวสูงสุด	คาบการเกิด (Cumulative a-value)	b-Value
1. แบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลัง				
ในประเทศไทย (BG-I)	5.0	6.5	Smoothed seismicity	0.9
นอกประเทศไทย (BG-II)	5.0	7.5	Smoothed seismicity	0.9
2. แบบจำลองรอยเลื่อนแผ่นดินไหว			ดูตาราง 5.1-9	
3. แบบจำลองเปลือกโลกมุดตัว				
โซนพม่า (SD-A)	6.5	8.1	5.854	1.020
โซนสุมาตราตอนเหนือ (SD-B)	6.5	8.5	5.488	0.954
โซนสุมาตราตอนใต้ (SD-C)	6.5	9.2	5.519	1.077

รูปที่ 2.1-7 ตารางแสดงแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อพื้นที่ศึกษา

กำหนดค่าขนาดสูงสุดเท่ากับค่าสูงสุดของขนาดแผ่นดินไหวที่ได้จากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต หากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่รวบรวมมาได้มีช่วงระยะเวลายาวนานกว่าคาบการเกิดของแผ่นดินไหวที่มีขนาดสูงสุดที่สามารถเกิดได้ในบริเวณนั้น

กำหนดจากค่าที่คำนวณได้จากความสัมพันธ์ระหว่างขนาดแผ่นดินไหวกับความยาวรอยเลื่อนและอัตราการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อน

หากมีข้อมูลไม่เพียงพอที่จะระบุขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหวในข้อ 1 และ 2 สามารถกำหนดจากค่าสูงสุดจากค่าขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดจากฐานข้อมูลแผ่นดินไหวเท่าที่มีบวก 0.5 ซึ่งวิธีการนี้เป็นวิธีที่เสนอโดย USGS

คำอธิบายค่าขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหวนี้ใช้สำหรับแบบจำลองประเภทรอยเลื่อน และแบบจำลองแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกเท่านั้น ส่วนค่าขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหวในแบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลังเป็นค่าที่เลือกขึ้นเพื่อความสะดวกในการสร้างแบบจำลองแผ่นดินไหว และไม่ได้เกี่ยวข้องกับขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดที่ตามที่ได้กล่าวโดยตรง ส่วนวิธีการเลือกค่าขนาดสูงสุดของแผ่นดินไหวในแบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลังได้อธิบายไว้ในหัวข้อถัดไป

2.1.3.2 แบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลัง (Background seismicity model)

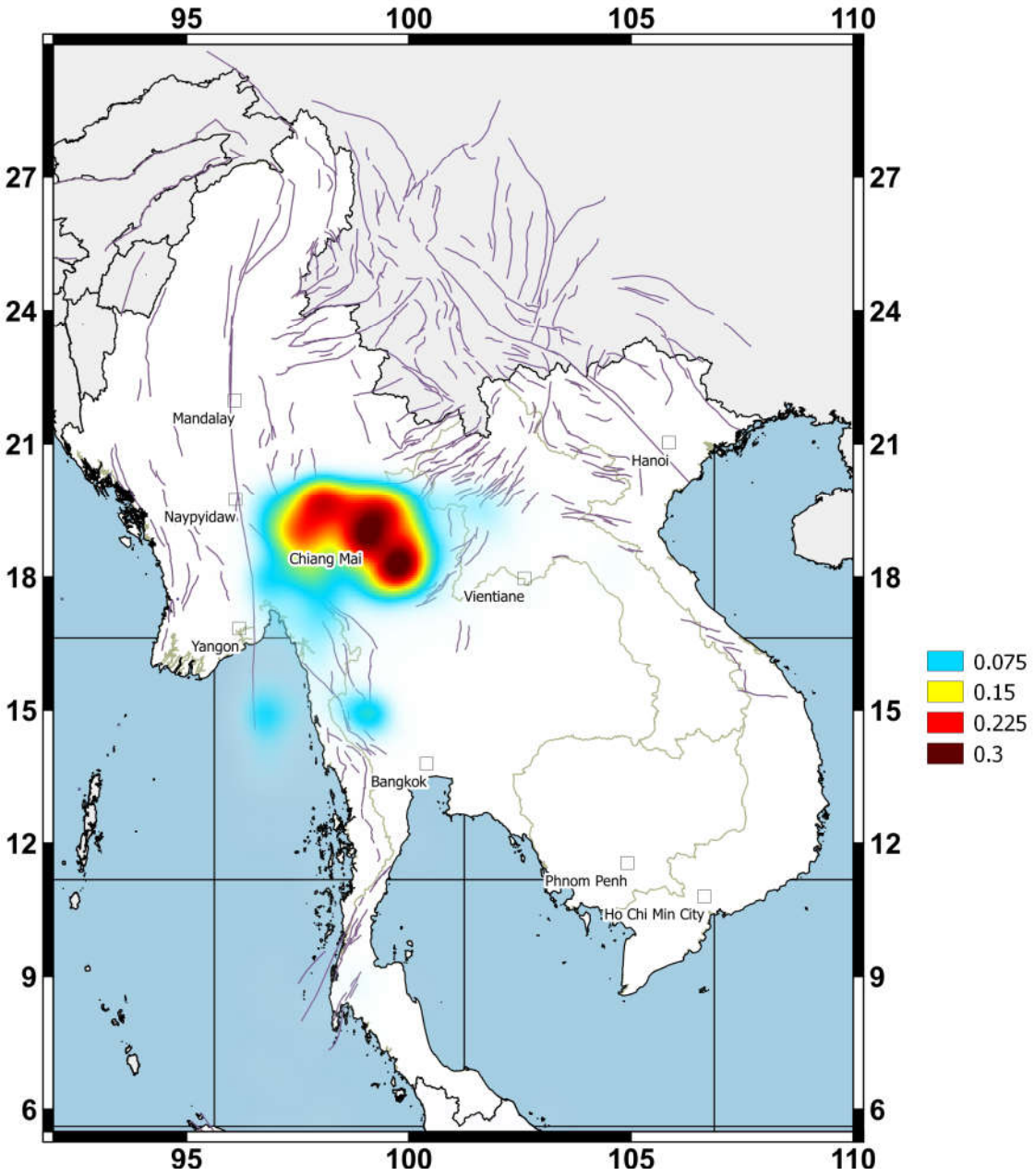
ในปัจจุบันเป็นที่ทราบกันดีแล้วว่า แผ่นดินไหวเกิดขึ้นจากการปลดปล่อยพลังงานที่สะสมตัวอยู่ในแผ่นเปลือกโลก อย่างไรก็ดี โครงสร้างทางธรณีวิทยาของแผ่นเปลือกโลกนั้นซับซ้อนมาก และบ่อยครั้ง เราไม่มีข้อมูลหรือไม่สามารถระบุได้อย่างชัดเจนว่าแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นนั้นเกิดจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวใด แบบจำลองแผ่นดินไหวพื้นหลังจึงถูกสร้างขึ้นเพื่อจำลองผลกระทบของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวเหล่านี้โดยอาศัยข้อมูลการเกิดแผ่นดินไหวในอดีตเท่านั้น ข้อมูลแผ่นดินไหวที่ถูกนำมาใช้ในแบบจำลองนี้ครอบคลุมแผ่นดินไหวในอดีตทั้งหมดที่ไม่สามารถระบุได้อย่างชัดเจนว่าเกิดจากรอยเลื่อน หรือเขตมุดตัวใดๆ

คณะวิจัยได้ทำการแบ่งโซนแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลังออกเป็นสองส่วน ได้แก่ พื้นที่ในประเทศไทย (BG-I) และพื้นที่นอกประเทศไทย (BG-II) (รูปที่ 2.1-3) สาเหตุที่เราแบ่งโซนแผ่นดินไหวออกเป็นสองส่วนนี้ เนื่องจาก ข้อมูลการเกิดแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้รวบรวมมามีช่วงความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวในบริเวณประเทศไทยมากกว่าที่อื่นๆ ดังรูปที่ 2.1-8 ถึง 2.1-11 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้รวบรวมมามีข้อมูลแผ่นดินไหวขนาด Mw3.0 และ Mw4.0 ในเฉพาะเขตประเทศไทยตอนเหนือและตะวันตก ลักษณะของข้อมูลดังกล่าวไม่ได้ส่งผลเสียต่อความถูกต้องต่อการคำนวณความเสี่ยงภัยของประเทศไทย และการแบ่งโซนออกเป็นสองส่วนข้างต้นจะช่วยให้สามารถนำเอาข้อมูลทั้งหมดที่มีอยู่มาใช้ให้เกิดประโยชน์ได้อย่างสูงสุด

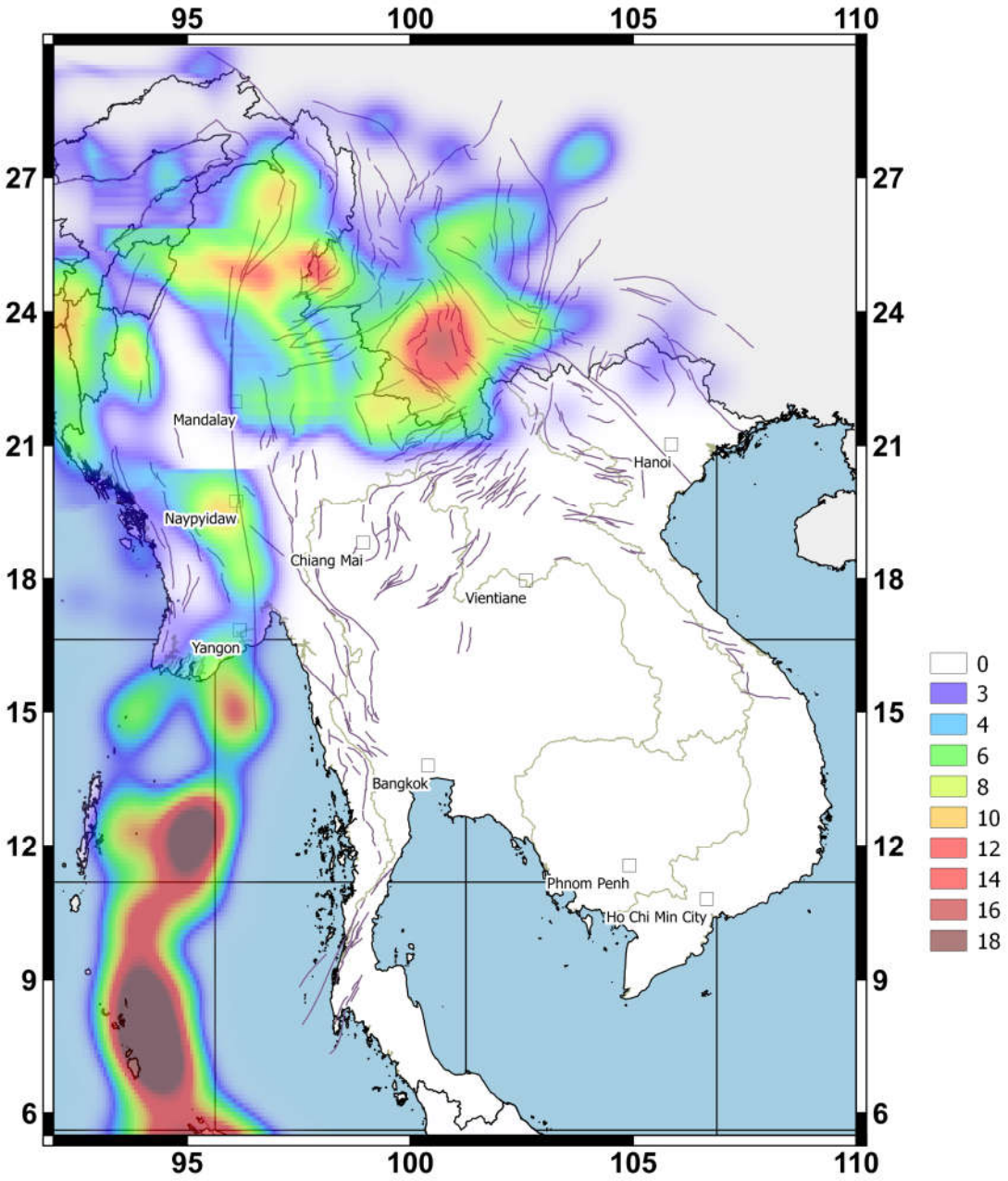
ในโครงการนี้ การประเมินค่าพารามิเตอร์แผ่นดินไหวจากแบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลังทำขึ้นโดยวิธีการ Seismicity smoothing ซึ่งสาเหตุที่เลือกใช้วิธีการนี้ได้อธิบายมาแล้วในเบื้องต้น โดยวิธีการดังกล่าวมีรายละเอียดของวิธีการ ดังต่อไปนี้

กำหนดช่วงข้อมูลแผ่นดินไหว (Subcatalog) ที่ใช้สำหรับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์จากช่วงเวลาความสมบูรณ์ของแผ่นดินไหวที่คำนวณได้ในหัวข้อ 2.1.1.4 โดยเลือกข้อมูลแผ่นดินไหว (Mw) ขนาดมากกว่าหรือเท่ากับ 3.0 ขึ้นไปสำหรับพื้นที่ BG-I และเลือกแผ่นดินไหว (Mw) ขนาดมากกว่าหรือเท่ากับ 5.0 ขึ้นไปสำหรับพื้นที่ BG-II

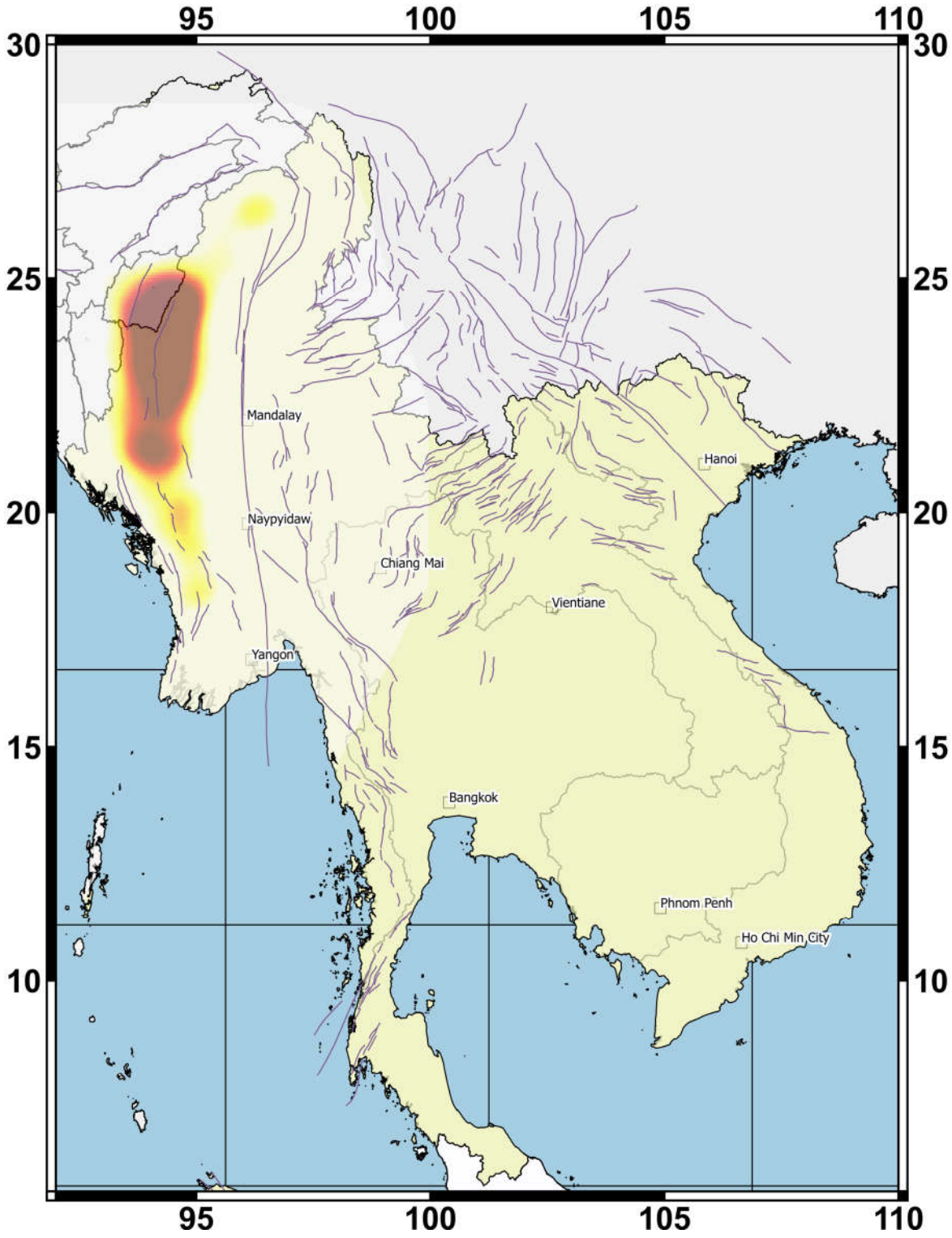
เลือกค่าขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดโดย เลือกค่าขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดเท่ากับ 6.5 ในโซน BG-I และ 7.0 ในโซน BG-II เพื่อป้องกันผลซ้ำซ้อนระหว่างแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวพื้นหลัง กับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวแบบรอยเลื่อน ค่าขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดเท่ากับ 6.5 ในโซน BG-I ถูกกำหนดโดยค่าขนาดต่ำสุดของของแบบจำลองแผ่นดินไหวแบบรอยเลื่อนที่แนะนำโดย USGS ส่วนสาเหตุที่เลือกค่าขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดเท่ากับ 7.0 ในโซน BG-II นั้นเป็นเพราะ



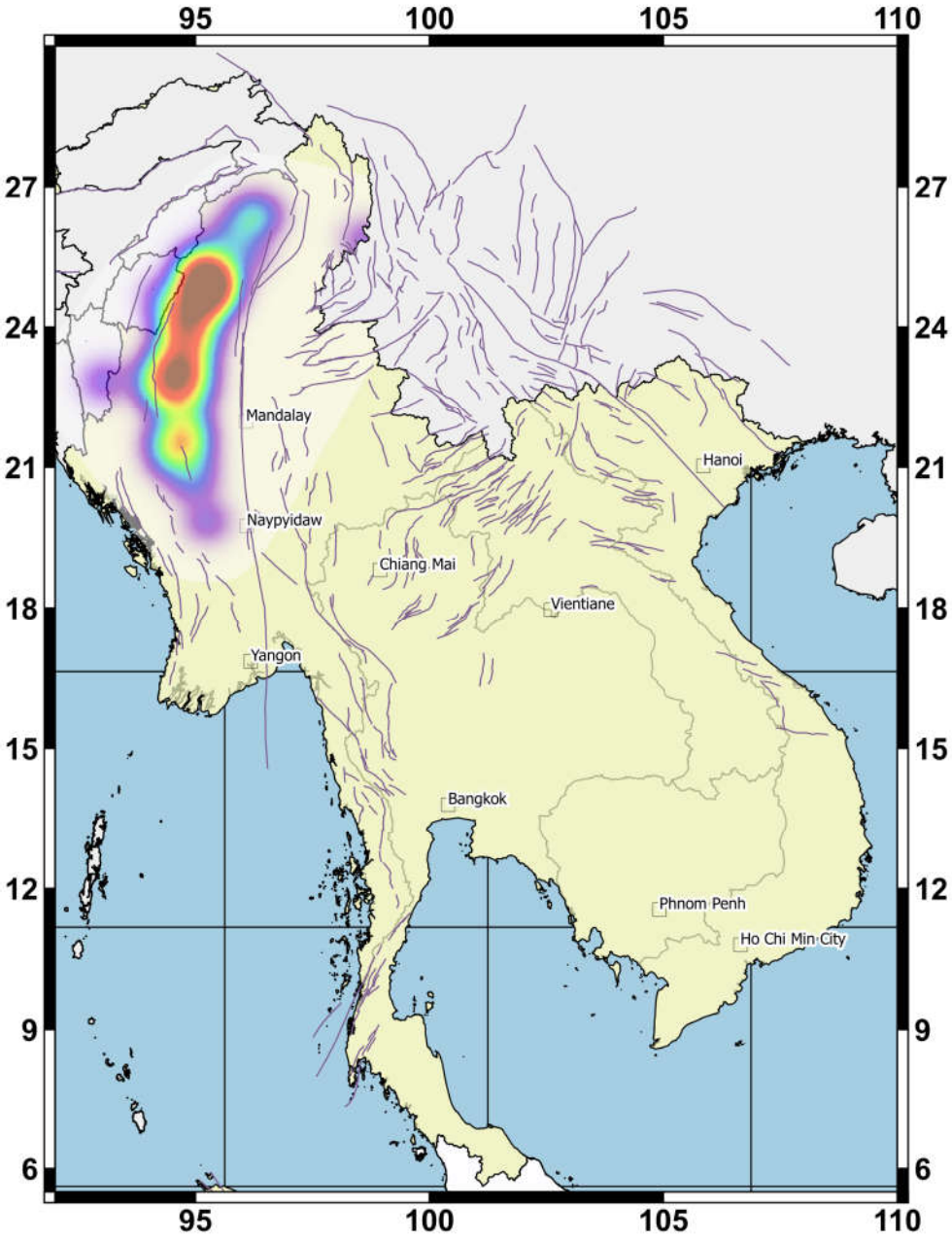
รูปที่ 2.1-8 แผนที่แสดงความถี่การเกิดแผ่นดินไหวในอดีตขนาดเล็กกว่า Mw 3.0 จากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้รวบรวมมา



รูปที่ 2.1-9 แผนที่แสดงความถี่การแผ่นดินไหวในอดีตขนาดเล็กกว่า Mw 4.0 จากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้รวบรวมมา



รูปที่ 2.1-10 แผนที่แสดงความถี่การแผ่นดินไหวในอดีตใหญ่กว่า Mw 5.0 จากแผ่นดินไหวลึกระหว่าง 50-100 km จากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้รวบรวมมา



รูปที่ 2.1-11 แผนที่แสดงความถี่การแผ่นดินไหวในอดีตใหญ่กว่า Mw 5.0 จากแผ่นดินไหวลึกระหว่าง 100 - 200 km จากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตที่ได้รวบรวมมา

เรายังมีข้อมูลรอยเลื่อนไม่ละเอียดพอที่จะสร้างแบบจำลองรอยเลื่อนที่มีขนาดแผ่นดินไหวน้อยกว่า 7.0 อย่างไรก็ดีเนื่องจากโซนดังกล่าวอยู่ห่างจากประเทศจึงไม่มีผลกระทบต่อพื้นที่ศึกษาไม่มาก

2) สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของแหล่งกำเนิดแผ่นดินโดยประเมินค่าสัมประสิทธิ์ในความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของและความถี่เฉลี่ยการเกิดของแผ่นดินไหว โดยแบบจำลอง

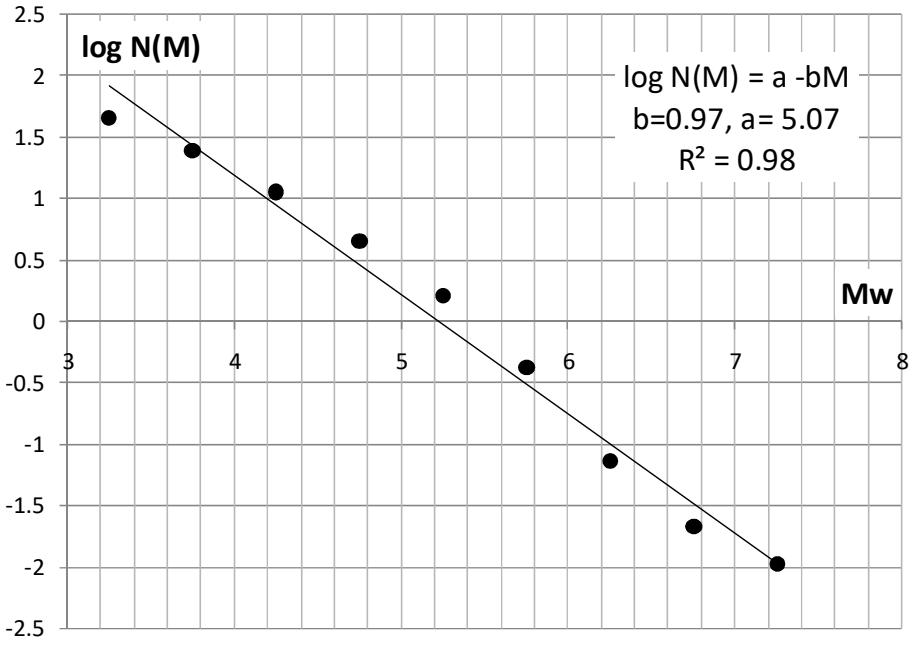
G-R: log N(M) = a – bM ถูกเลือกใช้ในโครงการนี้ โดย N(M) หมายถึง จำนวนทั้งหมดของแผ่นดินไหวที่มีขนาดมากกว่าหรือเท่ากับ M ซึ่งได้รับจากข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต และ a, b คือสัมประสัมสิทธิ์ของแบบจำลอง G-R

3) คำนวณสัมประสิทธิ์ a โดยแบ่งพื้นที่ศึกษาทั้งหมดออกเป็นตารางสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Square grid) ขนาด 0.1 องศา ซึ่งมีค่าเท่ากับระยะทางตามพื้นผิวโลกประมาณสิบกิโลเมตร ทำการนับจำนวนแผ่นดินไหวในแต่ละตารางที่แบ่งไว้ และคำนวณค่าความถี่เฉลี่ยของการเกิดแผ่นดินไหว $\tilde{n}_i$ ณ แต่ละตำแหน่งในตารางโดยใช้สมการ Guassian moving average (Frankel, 1995):

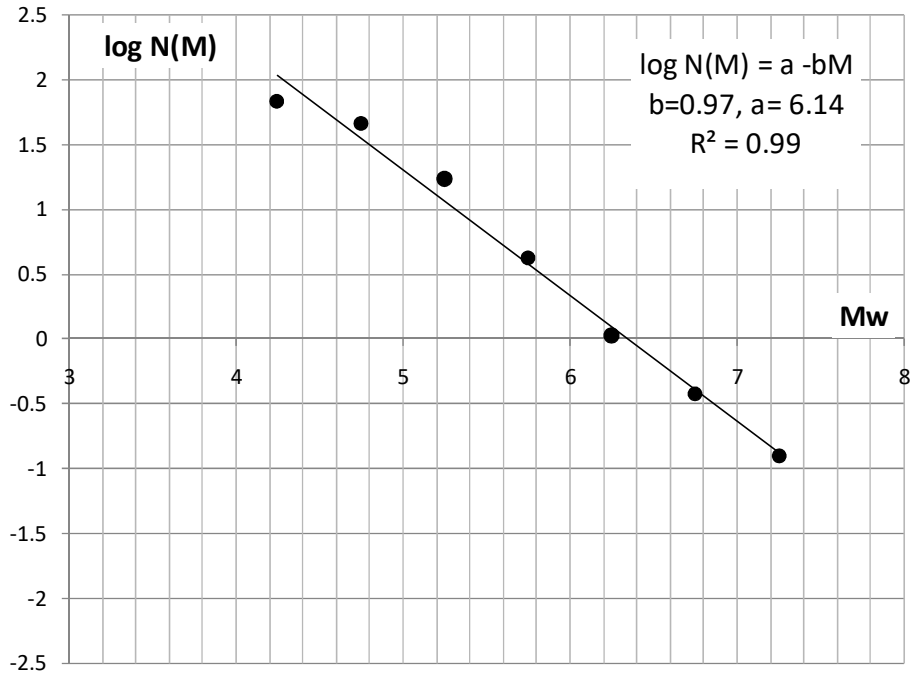
$$\tilde{n}_i = \frac{\sum_j n_j e^{-\Delta_{ij}^2/c^2}}{\sum_j e^{-\Delta_{ij}^2/c^2}} \quad (2)$$

โดย Δ แทนระยะห่างจากตารางที่คำนวณ (i) กับตารางรอบๆ (j) และ c แทนระยะทางที่ใช้ในการเฉลี่ยจำนวนแผ่นดินไหวในแต่ละตาราง ในโครงการนี้ เราได้เลือกใช้ค่า c เท่ากับ 50 กิโลเมตร สำหรับ BG-I และ 75 กิโลเมตร สำหรับ BG-II ค่า $\tilde{n}_i$ ที่คำนวณได้จะมีค่าเท่ากับ 10a โดยค่า 10a ที่คำนวณได้ใน BG-I และ BG-II ถูกแสดงในรูปที่ 2.1-? และ 2.1-? ตามลำดับ

คำนวณสัมประสิทธิ์ b โดยใช้วิธีประมาณความชันของค่า log N(M) และ M ที่คำนวณได้จากรูปที่ 2.1-8 ค่า b ของโซน BG-I และ BG-II นี้คำนวณจากข้อมูลแผ่นดินในแต่ละโซนตามลำดับ



1) BG-I



2) BG-II

รูปที่ 2.1-12 ค่า b ที่ได้จากความสัมพันธ์ Gutenberg-Richter

2.1.3.3 แบบจำลองรอยเลื่อนแผ่นดินไหว (Crustal fault model)

แบบจำลองรอยเลื่อนแผ่นดินไหวสร้างขึ้นจากข้อมูลรอยเลื่อนที่รวบรวมมาจาก Wang et al. (2014) คณะวิจัยได้เลือกเฉพาะรอยเลื่อนแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบสำคัญต่อประเทศไทยทั้งหมด 427 รอยเลื่อนโดยเป็นทั้งรอยเลื่อนในประเทศไทยและนอกประเทศไทย ดังแสดงในตารางในรูปที่ 2.1-14 และ

แผนภาพกิ่งไม้ตรรกนิยม (Logic tree diagram) แบบจำลองรอยเลื่อนแผ่นดินไหว ประกอบด้วย ลักษณะทางเรขาคณิตของรอยเลื่อน และความสัมพันธ์ระหว่างขนาดและความถี่เฉลี่ยของเกิดของแผ่นดินไหว ข้อมูลที่ได้นำมาใช้สร้างลักษณะทางเรขาคณิตของแบบจำลองของรอยเลื่อน ได้แก่ ข้อมูลตำแหน่งรอยเลื่อน มุมเอียงเท (Dip angle) ความกว้าง โดยรอยเลื่อนถูกแทนด้วยเส้นซึ่งแทนผิวของรอยเลื่อน (fault surface) ความกว้างของรอยเลื่อนถูกสมมติให้มีค่าคงที่

ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดและความถี่เฉลี่ยของเกิดแผ่นดินไหวถูกสร้างขึ้นจาก ขนาดแผ่นดินไหวลักษณะเฉพาะ (Characteristic magnitude) และอัตราการเคลื่อนตัว ในโครงการนี้ คณะวิจัยได้เลือกใช้ความสัมพันธ์ทั้งแบบ G-R และ Characteristic สำหรับแบบจำลองแผ่นดินไหวในแต่ละรอยเลื่อน โดยแบบจำลอง G-R ใช้สำหรับจำลองเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนเพียงบางส่วน และแบบจำลอง Characteristic เป็นตัวแทนเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มักจะเกิดขึ้นจากการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อน หรือส่วนของรอยเลื่อนทั้งหมด

ในแบบจำลอง G-R คณะวิจัยได้เลือกใช้ขนาดแผ่นดินไหวต่ำสุดเท่ากับ 6.5 เพื่อไม่ให้เกิดการซ้อนทับกับ Background seismicity และขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดเลือกจากค่าขนาดแผ่นดินไหวเฉพาะสำหรับรอยเลื่อน (Characteristic earthquake, Mc) ขนาดแผ่นดินไหวต่ำสุดเท่ากับ 6.5 ที่เลือกใช้ในโครงการนี้ได้กำหนดตาม USGS Open file report 96-032 ซึ่งจากการศึกษาดังกล่าวพบว่า หากเลือกค่าขนาดแผ่นดินไหวต่ำสุดต่ำกว่าค่า 6.5 จะทำให้จำนวนความถี่ของการเกิดแผ่นดินไหวที่คำนวณได้ช่วงขนาด 4 ถึง 5 มีปริมาณที่มากเกินไปเมื่อเทียบกับสถิติของการเกิดแผ่นดินไหวจริง ค่า Characteristic earthquake ที่ใช้เป็นไปตามข้อมูลที่ได้รวบรวมมาได้ ในกรณีที่รอยเลื่อนไม่มีข้อมูลดังกล่าว คณะวิจัยได้ทำการคำนวณค่า Characteristic earthquake จากความสัมพันธ์ที่ให้ไว้โดย Wells and Coppersmith (1994) ดังต่อไปนี้

$$M_C = 1.16 \log (SRL) + 5.08 \qquad (3)$$

โดย SRL หมายถึง Surface Rupture Length (กิโลเมตร) ซึ่งคำนวณได้จากความยาวรอยเลื่อนที่ปรากฏบนพื้นดินทั้งหมดของรอยเลื่อน

ค่า a ของรอยเลื่อนจะถูกคำนวณจากอัตราการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อน และ Mc ดังสมการต่อไปนี้

$$M_0 = \sum_{M=6.5}^{M=M_C} 10^{a-bM} 10^{1.5M+16.1} \qquad (4)$$

โดย μ หมายถึง shear modulus,

N(M) หมายถึง อัตราการเกิดแผ่นดินไหวต่อปีของแผ่นดินไหวขนาด M-0.5 ถึง M+0.5

L หมายถึง ความยาวรอยเลื่อน และ

W หมายถึง ความกว้างรอยเลื่อน

ส่วนค่า b กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.9 เท่ากันทั้งหมดสำหรับทุกรอยเลื่อน

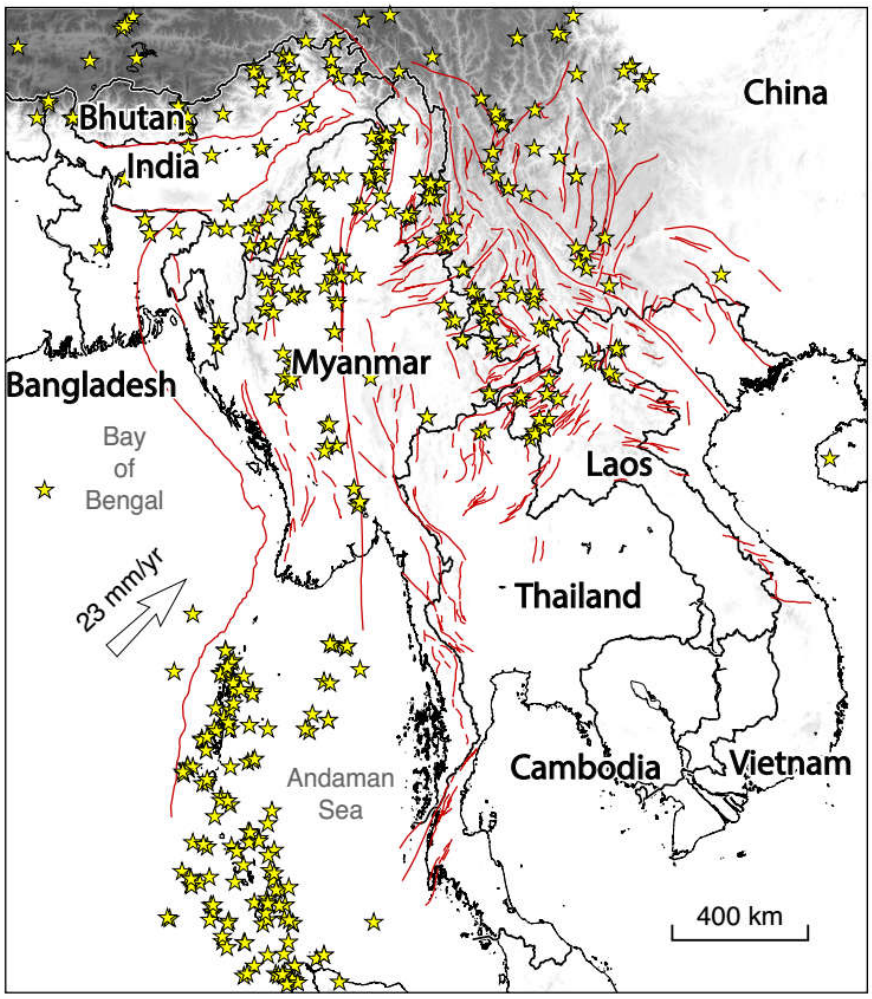
สำหรับแบบจำลองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวลักษณะเฉพาะ (Characteristic earthquake) คณะวิจัยได้คำนวณอัตราการเกิดแผ่นดินไหว (Recurrence rate) ที่ขนาดแผ่นดินไหวเฉพาะรอยเลื่อนสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\text{Recurrence Interval} = \mu \dot{u} A / M_o \qquad (5)$$

โดยขนาดของโมเมนต์แผ่นดินไหวลักษณะเฉพาะ (Characteristic earthquake moment, MoC) คำนวณจากสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์แผ่นดินไหวและขนาดแผ่นดินไหวลักษณะเฉพาะ

$$\log (M_{oC}) = 1.5M_C + 16.05 \qquad (6)$$

เพื่อรวมผลของความไม่แน่นอนในการกำหนดค่า MC ค่าขนาดแผ่นดินไหวเฉพาะนี้ถูกกำหนดไว้สามกรณี ได้แก่ MC, MC – 0.2 และ MC + 0.2 โดยให้น้ำหนักแก่ละกรณีเท่ากับ 0.6, 0.2 และ 0.2 ตามลำดับ โดยในแต่ละกรณีขนาดของแผ่นดินถูกสมมติให้มีการกระจายตัวรอบขนาดที่กำหนดโดยมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 0.12



รูปที่ 2.1-13 แผนที่แสดงตำแหน่งรอยเลื่อนที่ใช้ในโครงการนี้

ชื่อรอยเลื่อน	ความยาว (กม.)	มุมเอียงเท (Dip Angle, °)	ความกว้าง	ขนาดแผ่นดินไหวเฉพาะ (Characteristic Eq.)	อัตราการเคลื่อนตัว (ซม./ปี)			น้ำหนักที่ใช้สำหรับแต่ละแบบจำลอง (probabilitic weight)			คาบการเกิดซ้ำ (ปี) Return Period			แหล่งอ้างอิง
					ค่าน้อยที่สุด	ค่าที่เป็นไปได้สูงสุด	ค่ามากที่สุด	ค่าน้อยที่สุด	ค่าที่เป็นไปได้สูงสุด	ค่ามากที่สุด	ค่าน้อยที่สุด	ค่าที่เป็นไปได้สูงสุด	ค่ามากที่สุด	
ด่านเจดีย์สามองค์														
ส่วนเหนือ	165	90	15	7.5	0.01	0.2	0.4	0.2	0.6	0.2	26,872	1,344	672	WCFS 2541
ส่วนกลาง	30	90	15	6.8	0.01	0.05	0.2	0.2	0.6	0.2	13,172	2,634	659	
ตะวันตกเฉียงใต้	16	90	15	6.5	0.01	0.05	0.2	0.2	0.6	0.2	8,763	1,753	438	
ตะวันออกเฉียงใต้	30	90	15	6.8	0.01	0.05	0.2	0.2	0.6	0.2	13,172	2,634	659	
Kungyaungale	55	90	15	7.0	0.01	0.2	0.4	0.3	0.4	0.3	14,336	717	358	WCFS 2541
														Panya and P&C 2549
ทวาย	120	90	15	7.5	0.1	0.4	1	0.3	0.6	0.1	3,695	924	369	WCFS 2541
ตะนาวศรี														WCFS 2541
ส่วนเหนือ	80	90	15	7.2	0.01	0.2	0.4	0.3	0.4	0.3	19,665	983	492	Panya and P&C 2549
ส่วนกลาง	100	90	15	7.3	0.01	0.2	0.4	0.3	0.4	0.3	22,222	1,111	556	
ส่วนใต้	55	90	15	7.0	0.01	0.2	0.4	0.3	0.4	0.3	14,336	717	358	
อ่างเจ้าพระยา	70	60	17.32	7.3	0.005	0.01	0.1	0.3	0.5	0.2	54,987	27,494	2,749	WCFS 2541
ระนอง														Panya and P&C 2549
ส่วนเหนือ	200	90	15	7.6	0.001	0.01	0.05	0.3	0.5	0.2	313,154	31,315	6,263	
ส่วนใต้	130	90	15	7.4	0.001	0.01	0.05	0.3	0.5	0.2	241,459	24,146	4,829	
คลองมะรุย	140	90	15	7.5	0.0001	0.001	0.01	0.3	0.4	0.3	3,167,083	316,708	31,671	Panya and P&C 2549
														USGS 2550
ชุมพร	20	60	17.32	6.6	0.0001	0.001	0.01	0.3	0.4	0.3	857,632	85,763	8,576	Panya and P&C 2549
อ่างแพร่														GMT et al. 2539
ส่วนเหนือ	10	60	17.32	6.3	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	11,360	5,680	568	
ส่วนกลาง	26	60	17.32	6.7	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	21,399	10,699	1,070	
ส่วนใต้	15	60	17.32	6.5	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	14,597	7,299	730	
แพร่														GMT et al. 2539
ส่วนเหนือ	17.5	60	17.32	6.6	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	16,494	8,247	825	
ส่วนกลาง	26	60	17.32	6.7	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	21,399	10,699	1,070	
ส่วนใต้	15	60	17.32	6.5	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	14,597	7,299	730	
พะเยา														GMT et al. 2539
ทั้งหมด	28	60	17.32	6.8	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	22,879	11,439	1,144	
ส่วนกลาง	13	60	17.32	6.4	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	13,578	6,789	679	

รูปที่ 2.1-14 ตารางแสดงพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองรอยเลื่อน

ชื่อรอยเลื่อน	ความยาว (กม.)	มุมเอียงเท (Dip Angle, °)	ความกว้าง	ขนาดแผ่นดินไหวเฉพาะ (Characteristic Eq.)	อัตราการเคลื่อนตัว (ซม./ปี)			น้ำหนักที่ใช้สำหรับแต่ละแบบจำลอง (probabilitic weight)			คาบการเกิดซ้ำ (ปี) Return Period			แหล่งอ้างอิง
					ค่าน้อยที่สุด	ค่าที่เป็นไปได้สูงสุด	ค่ามากที่สุด	ค่าน้อยที่สุด	ค่าที่เป็นไปได้สูงสุด	ค่ามากที่สุด	ค่าน้อยที่สุด	ค่าที่เป็นไปได้สูงสุด	ค่ามากที่สุด	
บ้านใหม่	35	60	17.32	6.9	0.01	0.06	0.2	0.3	0.4	0.3	12,890	2,148	645	
ดอยดันงุ้น	25	60	17.32	6.7	0.01	0.06	0.2	0.3	0.4	0.3	10,385	1,731	519	
แม่เถิน	40	60	17.32	7.0	0.01	0.06	0.2	0.3	0.4	0.3	14,364	2,394	718	
ลอง														GMT et al. 2539
ส่วนเหนือ	31	60	17.32	6.8	0.005	0.01	0.2	0.3	0.4	0.3	24,491	12,245	612	USGS 2550
ส่วนใต้	20.41	60	17.32	6.6	0.005	0.01	0.2	0.3	0.4	0.3	18,010	9,005	450	
ปัว														GMT et al. 2539
ทุ่งช้าง	38.09	60	17.32	6.9	0.01	0.06	0.2	0.3	0.4	0.3	14,077	2,346	704	USGS 2550
ปัว	24.68	60	17.32	6.7	0.01	0.06	0.2	0.3	0.4	0.3	10,162	1,694	508	
สันติสุข	12.65	60	17.32	6.4	0.01	0.06	0.2	0.3	0.4	0.3	6,565	1,094	328	
น้ำปาด														GMT et al. 2539
ส่วนเหนือ	20	60	17.32	6.6	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	17,755	8,878	888	USGS 2550
ส่วนใต้	15	60	17.32	6.5	0.005	0.01	0.1	0.3	0.4	0.3	14,597	7,299	730	
ศรีสวัสดิ์														
ส่วนกลาง	180	90	15	7.5	0.01	0.05	0.2	0.3	0.4	0.3	24,633	4,927	1,232	USGS 2550
แม่จัน	118	90	15	7.5	0.006	0.018	0.18	0.3	0.4	0.3	59,133	19,711	1,971	USGS 2550
บ้องตี้														
ส่วนกลาง	38.47	90	15	6.9	0.01	0.05	0.2	0.3	0.4	0.3	-	3,096	-	USGS 2550
แม่กวง	35.14	90	15	6.9	-	0.043	-	-	1	-	-	3,367	-	USGS 2550
เมย	226	90	15	7.5	-	0.036	-	-	1	-	-	5,450	-	USGS 2550
สะแกง														USGS 2550
ส่วนเหนือ	346	90	15	7.9	-	1.8	-	-	1	-	-	283	-	
ส่วนใต้	563	90	15	7.9	-	1.8	-	-	1	-	-	174	-	
ส่วนกลาง	482	90	15	7.9	-	1.8	-	-	1	-	-	203	-	

รูปที่ 2.1-14 (ต่อ) ตารางแสดงพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองรอยเลื่อน

ID	Slip rate (mm/yr)	Dip	Mmax	Upper depth	Lower depth	Type	Area (km^2)	Length	Fault_name	Length (km)	M_{char}
0	2.0	90	8.1	0	15	RL	6924.62098	461.641399	Red River Fault	462	8.14
1	4.2	90	6.9	0	15	LL	508.251107	33.8834071	Nanting He Fault	34	6.87
2	3.0	90	7.4	0	15	LL	1499.88285	99.9921898	Nanting He Fault	100	7.40
3	1.2	90	6.8	0	15	LL	475.0172	31.6678133	Nanting He Fault	32	6.84
4	4.2	90	7.9	0	15	LL	3976.22168	265.081445	Nanting He Fault	265	7.87
5	1.3	90	7.3	0	15	LL	1282.6526	85.5101735	Lashio Fault	86	7.32
6	0.5	90	6.9	0	15	LL	560.607902	37.3738601	Kyaukme Fault	37	6.92
7	0.5	90	7.5	0	15	LL	1944.68706	129.645804	Kyaukme Fault	130	7.53
8	0.5	90	7.0	0	15	LL	665.864796	44.3909864	Kyaukme Fault	44	7.00
9	1.3	90	6.8	0	15	LL	440.678203	29.3785469	Lashio South Fault	29	6.80
10	4.0	90	8.1	0	15	RL	6527.02193	435.134795	Red River Fault	435	8.12
11	2.0	90	7.0	0	15	N	641.726687	42.7817791	Ke Jie	43	6.99
12	2.0	90	7.3	0	15	LL	1210.59218	80.7061455	Wanding Fault	81	7.30
13	2.0	90	7.3	0	15	LL	1338.23831	89.2158873	Wanding Fault	89	7.34
14	2.0	90	7.4	0	10	LL	963.921426	96.3921426	Ruili Fault	96	7.38
15	2.0	90	7.3	0	15	LL	1189.41049	79.2940327	Namkhan Fault	79	7.29
16	2.0	90	7.3	0	10	LL	899.036195	89.9036195	Ruili Fault	90	7.35
17	1.4	90	7.6	0	10	LL	1398.00132	139.800132	Dayingjiang Fault	140	7.56
18	0.9	90	6.8	0	10	LL	264.658705	26.4658705	Manda Fault	26	6.75
19	1.0	90	7.2	0	10	LL	598.29636	59.829636	Huna Fault	60	7.15
20	1.0	90	7.2	0	15	RL	998.397131	66.5598088	Nam Hpat Kar Fault	67	7.20
21	1.0	90	7.1	0	15	RL	798.705123	53.2470082	Nam Hpat Kar Fault	53	7.09
22	0.1	90	7.3	0	15	LL	1143.87469	76.2583125	Mebein Fault	76	7.27
23	1.2	80	7.1	0	15	LL	908.93002	59.6747553	Nabang Faut	60	7.15
24	0.5	90	6.9	0	15	RL	523.189441	34.8792961	Sudian Fault	35	6.89
25	0.5	90	7.2	0	15	RL	965.392	64.3594667	Sudian Fault	64	7.19
26	0.3	70	6.9	0	15	LL	580.644997	36.3751879	Guanyinka Fault	36	6.91
27	0.1	70	6.7	0	15	LL	416.942521	26.119854	Xima Fault	26	6.75

รูปที่ 2.1-14 (ต่อ) ตารางแสดงพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองรอยเลื่อน

ID	Slip rate (mm/yr)	Dip	Mmax	Upper depth	Lower depth	Type	Area (km^2)	Length	Fault_name	Length (km)	M_{char}
28	0.2	70	6.8	0	15	LL	473.540989	29.6655315	Kamkham Fault-2	30	6.81
29	2.0	90	6.9	0	10	LL	366.347316	36.6347316	Ruili Fault	37	6.91
30	0.2	90	6.8	0	15	RL	481.241766	32.0827844	Diantan Fault	32	6.85
31	0.5	90	7.1	0	15	RL	877.126704	58.4751136	Diantan Fault	58	7.14
32	1.0	90	7.6	0	15	RL	2433.48973	162.232648	Kyaukkyan Fault	162	7.64
33	4.2	90	7.1	0	15	LL	852.353707	56.8235805	Nanting He Fault	57	7.13
34	4.2	90	6.8	0	15	LL	464.42547	30.961698	Nanting He Fault	31	6.83
35	4.2	90	7.1	0	15	LL	766.009887	51.0673258	Nanting He Fault	51	7.07
36	0.3	90	7.0	0	15	RL	643.764965	42.9176643	Qiaotoucun Fault	43	6.99
37	0.2	90	7.1	0	15	LL	783.150898	52.2100599	Luolian Fault	52	7.08
38	0.2	90	7.1	0	15	LL	876.914331	58.4609554	Luolian Fault	58	7.14
39	0.2	70	6.7	0	15	RF	425.458006	26.6533166	Shidian Fault	27	6.76
40	0.2	90	7.0	0	15	RF	666.171409	44.4114273	Shidian He Fault	44	7.01
41	5.0	90	7.5	0	15	RF	1638.86855	109.257903	NuJiang west Fault	109	7.44
42	0.4	90	7.3	0	15	RF	1133.03233	75.5354885	Gaoligong west Fault	76	7.26
43	0.1	90	6.9	0	15	N	541.434869	36.095658	Mangla Fault	36	6.90
44	0.8	90	7.1	0	15	RF	719.658739	47.9772493	Loi Kwi Fault	48	7.04
45	1.0	90	7.5	0	15	LL	1848.25468	123.216978	Menglian Fault	123	7.50
46	0.7	90	7.4	0	15	LL	1653.76878	110.251252	Loi Lung Fault	110	7.45
47	0.3	60	7.4	0	15	N	1353.701	78.1559639	Mong Kung Fault	78	7.28
48	3.0	90	7.5	0	15	RL	1794.17436	119.611624	Lancang Fault	120	7.49
49	0.4	90	7.2	0	15	RL	1081.81009	72.1206728	Lancang Fault	72	7.24
50	0.4	90	7.0	0	15	RL	704.020602	46.9347068	Lancang Fault	47	7.03
51	1.4	90	7.0	0	15	RL	613.933577	40.9289051	Lancang Fault	41	6.97
52	1.4	90	6.8	0	15	RL	417.022744	27.8015163	Lancang Fault	28	6.78
53	1.2	90	7.0	0	15	RL	650.95903	43.3972687	Lancang Fault	43	6.99
54	1.2	90	7.1	0	15	RL	831.035704	55.4023803	Lancang Fault	55	7.11
55	1.0	90	6.6	0	15	LL	299.674331	19.9782888	Wan Ha Fault	20	6.62
56	2.2	90	7.5	0	15	LL	1702.28265	113.48551	Jinghong Fault	113	7.46

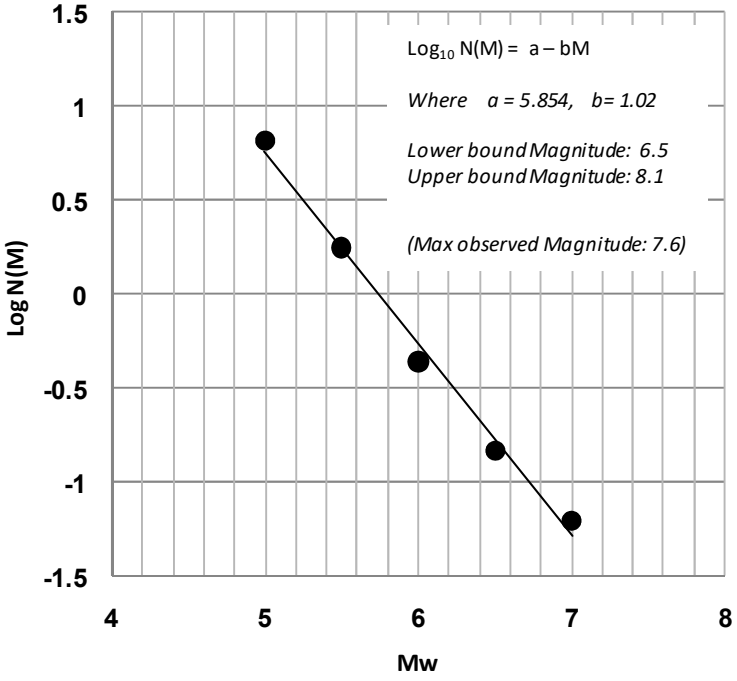
รูปที่ 2.1-14 (ต่อ) ตารางแสดงพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองรอยเลื่อน

2.1.3.4 แบบจำลองแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัว (Subduction zone)

แบบจำลอง Subduction zone ที่ใช้แบ่งออกเป็น 3 โซน ได้แก่ โซนพม่า โซนสุมาตราตอนเหนือและโซนสุมาตราตอนใต้ดังแสดงในรูปที่ (2.1-3) ค่าแผ่นดินไหวสูงสุดที่ใช้มีค่าเท่ากับ 8.5, 9.2 และ 9.2 ตามลำดับ ส่วนค่าแผ่นดินไหวต่ำสุดของแต่ละโซนเท่ากับ 6.5 เช่นเดียวกับแบบจำลองรอยเลื่อนในหัวข้อ 2.1.3.3 ในการศึกษานี้ คณะวิจัยได้เลือกใช้แบบจำลองแบบ G-R ในการจำลองแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัวทั้งสามโซน ค่า a และ b สำหรับสำหรับแต่ละโซนคำนวณจากข้อมูลแผ่นดินไหวที่อยู่ในโซนนั้นๆ ซึ่ง ความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหว ค่า a และ b ที่คำนวณได้ในแต่ละโซนแสดงอยู่ในรูปที่ 2.1-15 ถึง 2.1-20

Magnitude range	Years of complete data	Time period of complete data (years)	Number of Earthquakes (events)
5.00 - 5.49	1964-2007	43	203
5.50 - 5.99	1962-2007	45	60
6.00 - 6.49	1955-2007	52	15
6.50 - 6.99	1925-2007	82	7
> 7.00	1912-2007	95	6

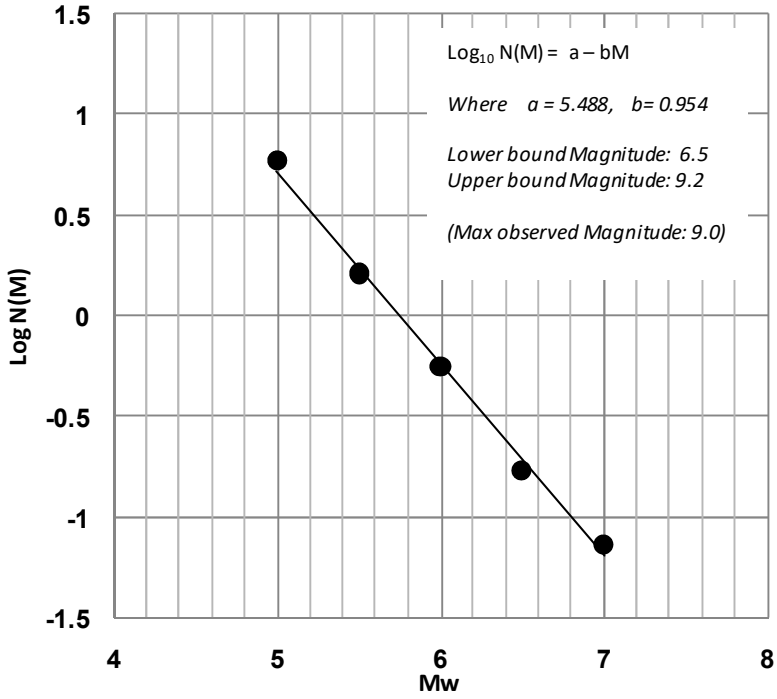
รูปที่ 2.1-15 ตารางแสดงช่วงเวลาความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต ในโซนแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัวพม่า



รูปที่ 2.1-16 ค่า a และ b ที่ได้จากสมการ Gutenberg-Richter ในโซนแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัวพม่า

Magnitude range	Years of complete data	Time period of complete data (years)	Number of Earthquakes (events)
5.00 - 5.49	1960-2007	47	198
5.50 - 5.99	1950-2007	57	60
6.00 - 6.49	1930-2007	77	30
6.50 - 6.99	1925-2007	82	8
> 7.00	1912-2007	95	7

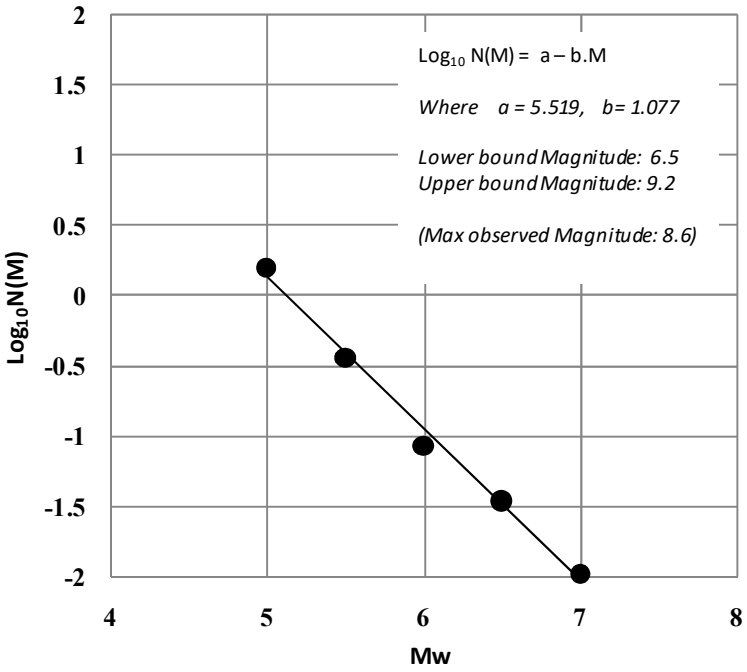
รูปที่ 2.1-17 ตารางแสดงช่วงเวลาความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต ในโซนแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัวโซนสุมาตราตอนเหนือ



รูปที่ 2.1-18 ค่า a และ b ที่ได้จากสมการ Gutenberg-Richter ในโซนแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัวสุมาตราตอนเหนือ

Magnitude range	Years of complete data	Time period of complete data (years)	Number of Earthquakes (events)
5.00 - 5.49	1960-2007	47	58
5.50 - 5.99	1950-2007	57	16
6.00 - 6.49	1930-2007	77	4
6.50 - 6.99	1925-2007	82	2
> 7.00	1912-2007	95	1

รูปที่ 2.1-19 ตารางแสดงช่วงเวลาความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต ในโซนแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัวโซนสุมาตราตอนใต้



รูปที่ 2.1-20 ตารางแสดงช่วงเวลาความสมบูรณ์ของข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต ในโซนแผ่นเปลือกโลกแบบมุดตัวโซนสุมาตราตอนใต้

2.1.4 สมการลดทอนแผ่นดินไหว

คลื่นแผ่นดินไหวที่แผ่ออกจากจุดศูนย์กลางไปยังผิวโลกจะเปลี่ยนแปลงไปตามขนาด และระยะห่างจากจุดกำเนิด ลักษณะของการเปลี่ยนแปลงนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของชั้นหินและดินที่เป็นตัวกลางในการส่งผ่านคลื่นไปยังบริเวณนั้นๆ ดังนั้นการที่จะสร้างแบบจำลองแผ่นดินไหวที่ถูกต้องจึงจำเป็นต้องใช้สมการลดทอนที่เหมาะสมกับสภาพพื้นที่ศึกษานั้นๆ

ปัจจุบัน เครื่อข่ายแผ่นดินไหวที่มีอยู่ได้รับการพัฒนาขึ้นเป็นลำดับซึ่งทำให้สามารถบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวมากขึ้นเป็นจำนวนมาก ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ได้ช่วยให้นักวิจัยเข้าใจถึงลักษณะการคลื่นแผ่นดินไหว และสามารถสร้างสมการลดทอนที่มีความเหมือนจริงมากขึ้นกว่าในอดีต เพื่อยกระดับความถูกต้องในการสร้างแบบจำลองแผ่นดินไหว นักวิจัยจากกลุ่มต่างๆ ในประเทศที่มีระบบเครื่อข่ายแผ่นดินไหวที่ดีได้พยายามที่จะเสนอสมการลดทอนจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ หนึ่งในโครงการเหล่านี้ ได้แก่ โครงการ Next Generation of Ground-Motion Attenuation Models (NGA) ในประเทศสหรัฐอเมริกาที่ได้นำเสนอสมการลดทอนที่มีความน่าเชื่อถือมากที่สุดโครงการหนึ่งในปัจจุบัน

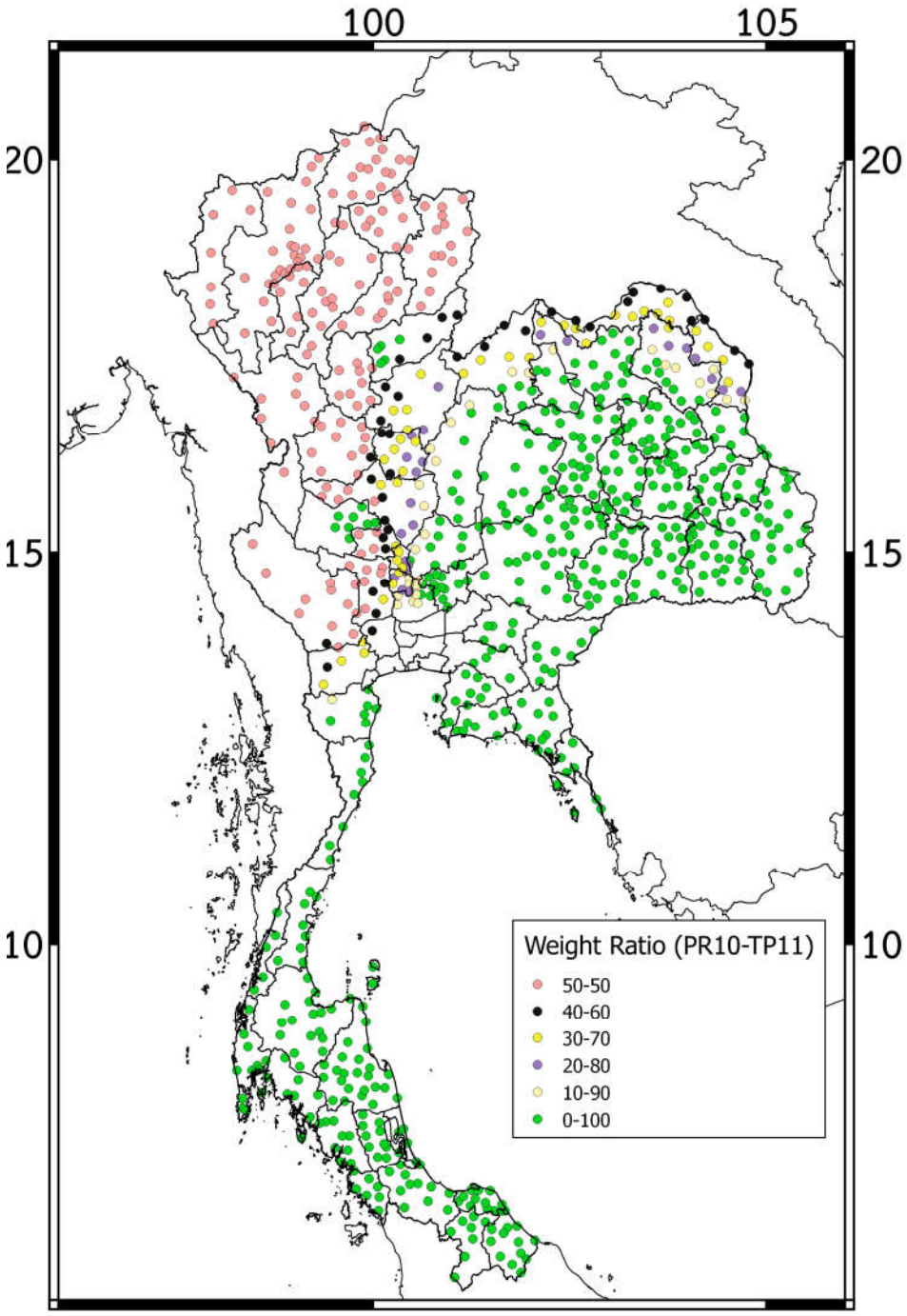
อย่างไรก็ดี แม้เครื่อข่ายแผ่นดินไหวในประเทศไทยจะถูกพัฒนาขึ้นอย่างต่อเนื่อง การสร้างสมการลดทอนสำหรับประเทศไทยยังเป็นเรื่องที่ทำได้ยาก เนื่องจากจำนวนข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้ยังไม่เพียงพอ นอกจากนี้ ความหนาแน่นของเครื่อข่ายแผ่นดินไหวที่มียังไม่เพียงพอที่จะเห็นแนวโน้มการลดทอนของคลื่นแผ่นดินไหวได้อย่างชัดเจน วิธีการหนึ่งที่ดีที่สุดในสำหรับคัดเลือกสมการลดทอนในกรณีนี้ก็คือการนำเอาข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเท่าที่มีอยู่ในประเทศไทยมาใช้ เพื่อคัดเลือกสมการลดทอนจากประเทศที่มีความน่าเชื่อถือ และมีความเหมาะสมมาใช้แทน คณะวิจัยได้รวบรวมผลการศึกษาจากโครงการศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อม ด้านธรณีวิทยา โครงการก่อสร้างเขื่อนแก่งเสือเต้น จังหวัดแพร่ (GMT, 2539) การศึกษาคลื่นแผ่นดินไหวในเขตประเทศไทย (มาณพ, 2550) และ Documentation for the Southeast Asia Seismic Hazard Maps (USGS, 2550) จากรายงานทั้งสาม พบว่า สมการลดทอนประเภท Active tectonic ซึ่งใช้ในเขตประเทศอเมริกาตะวันตกมีแนวโน้มที่จะจำลองคลื่นแผ่นดินไหวในประเทศไทยได้อย่างใกล้เคียงที่สุด

ในโครงการนี้ คณะวิจัยได้คัดเลือกสมการลดทอนประเภท Active tectonic จากโครงการ NGA มาใช้สำหรับแบบจำลองแผ่นดินไหวทั้งสามชนิด โดยได้เลือกสมการลดทอน 3 สมการ ได้แก่ สมการ Boore and Atkinson (2550) Campbell and Bozorgnia (2549) และ Chiou-Youngs (2549) สำหรับ แบบจำลอง Background seismicity และแบบจำลองแผ่นดินไหวแบบรอยเลื่อนโดยให้น้ำหนักแต่ละสมการเท่าๆ กัน และได้เลือกสมการลดทอนอีก 3 สมการ ได้แก่ Youngs et. al. (2540) Atkinson and Boore (2546) และ Zhao et al. (2549) สำหรับแบบจำลองแผ่นเปลือกโลกโซนมุดตัวโดยให้น้ำหนักแต่ละสมการเท่ากับ 0.00 0.10 และ 0.90 ตามลำดับ

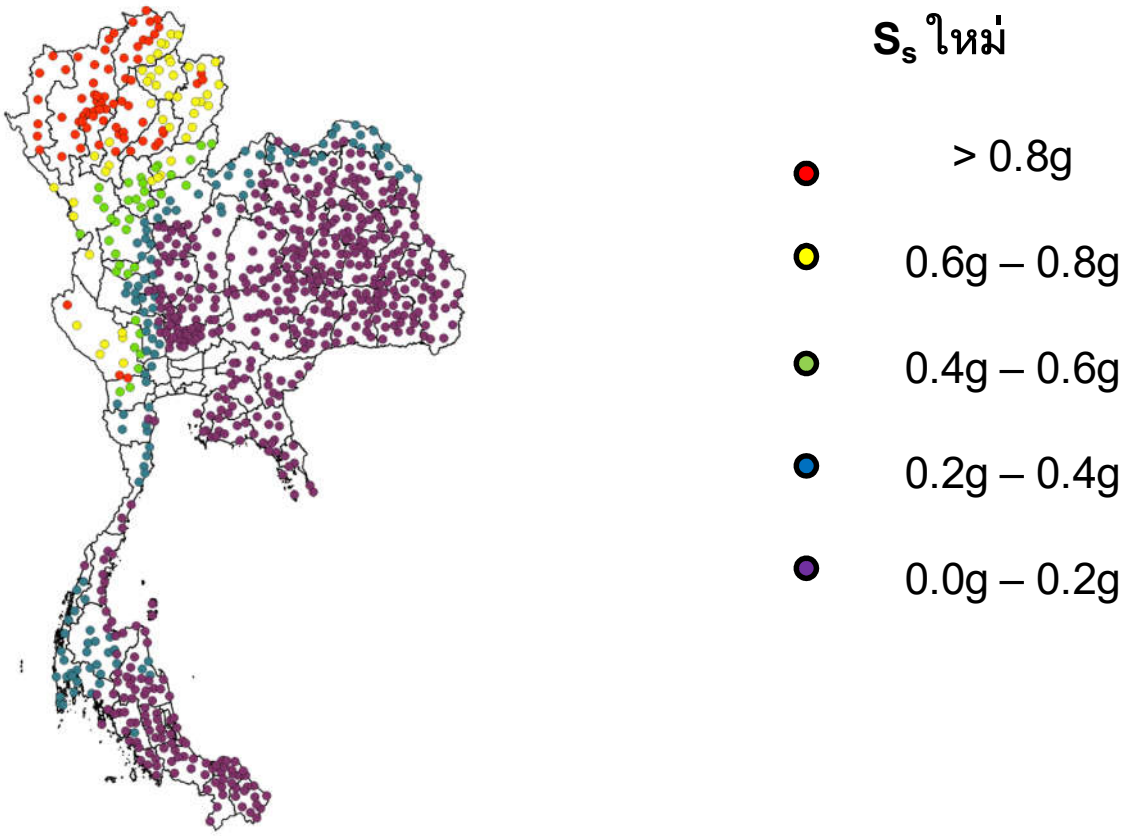
2.1.5 แผนที่ความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว

คณะวิจัยได้คำนวณความรุนแรงแผ่นดินไหวจากแบบจำลองแผ่นดินไหวที่อธิบายไว้ในหัวข้อ 2.1.3 ซึ่งเป็นการรวมกันของทั้ง 2 โมเดลของ ก) Palasri and Ruangrassaemee (2010) และ ข) (Ornthammarath et al., 2011) โดยในการรวมกันนั้นจะใช้วิธี weight average ซึ่งค่าweight ได้แสดงในรูปที่ 2.1-21 โดยเนื่องจากโมเดลของ PR10 นั้นไม่ได้มีการใช้ข้อมูลรอยเลื่อนในการคำนวนจึงให้ค่าเป็น 0 ส่วโมเดล OP11 ให้ค่าเป็น 10 สำหรับภาคใต้ของประเทศไทย เพื่อจัดทำเป็นแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหว แผนที่แผ่นดินไหวที่จัดทำขึ้น

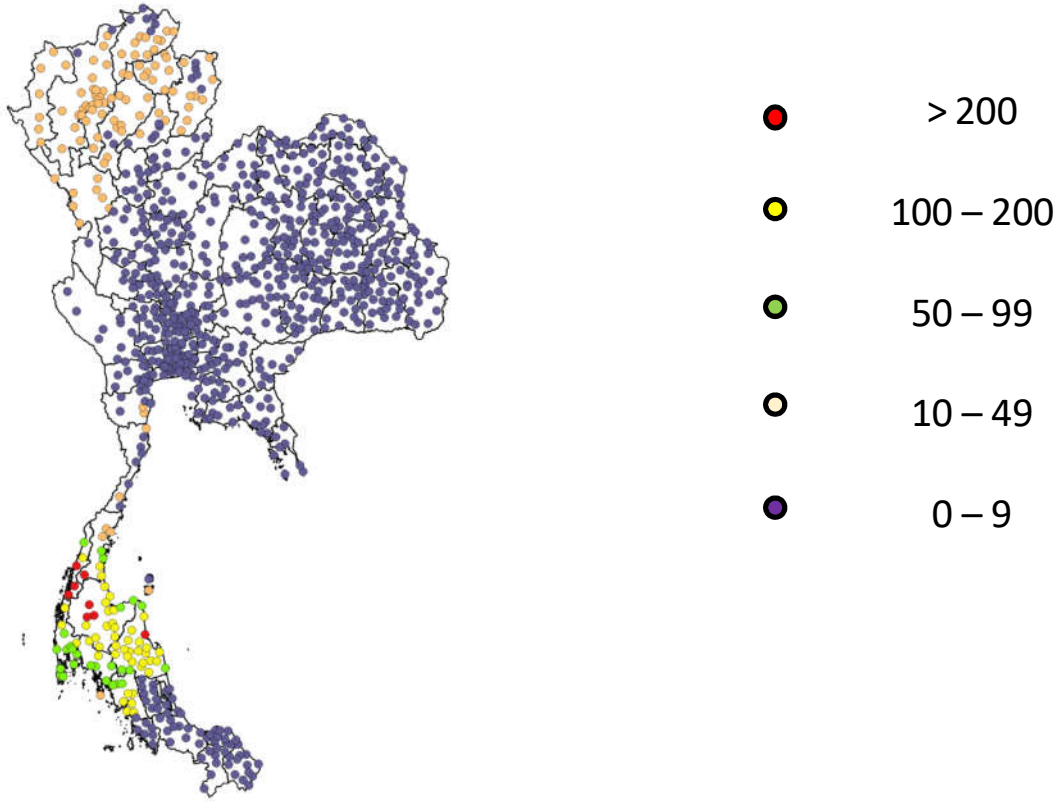
ประกอบด้วยแผนที่ที่แสดงพารามิเตอร์แผ่นดินไหวที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี ได้แก่ ความเร่งสูงสุด PGA และ Spectral acceleration ที่คาบการสั่นที่ 0.2 และ 1.0 วินาที โดยได้แสดงค่าเปรียบเทียบกันกับ มยผ 1302-52ดั งในรูปที่ 2.1-22 ถึง 2.1-24 ตามลำดับ โดยทั้งประเทศไทยนั้นค่าสเปกตรัมสูงที่สูดยังคงเป็นในทางภาคเหนือแต่สำหรับภาคใต้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 วินาที ซึ่งสูงขึ้นจากเดิมประมาณ 200 % รูปที่ 2.1-23 ในแผนที่ใหม่หากเทียบกับแผนที่เก่าโดยทว่าไม่ได้มีค่าที่สูงจนเกินไปโดยค่า Ss นี้ใกล้เคียงกับบริเวณ เลย หนองคาย และ บึงกาฬ เนื่องมาจากแผ่นดินไหวขนาด 4.0 ที่ตรวจพบมากขึ้นในระยะหลังจากปรับปรุงมยผ 1302-52 โดยเหตุผลเนื่องมาจากว่า เครื่องตรวจวัดแผ่นดินไหว สำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหวเพิ่งมีการติดตั้งครอบคลุมภายหลังสึนามิปี 2547 (กรมอุตุมีเครื่องตรวจวัดคลอบคลุมทั้งประเทศตั้งแต่ปี 2549) โดยในภาคเหนือค่า Ss ที่เพิ่มขึ้นนั้นมีประมาณ 10-49 % เนื่องมาจากแผ่นดินไหวขนาดเล็กและแผ่นดินไหวขนาดกลางเช่น แผ่นดินไหวแม่ลาว ปี 2557 แต่โดยภาพรวมทั้งประเทศนั้นค่า Ss ไม่ได้เพิ่มมากอย่างมีนัยสำคัญในภาคกลางและภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ส่วนค่าเสปกตรัมที่ 1.0 วินาที รูปที่ 2.1-24 ทีมวิจัยไม่พบความแตกต่างที่มีนัยสำคัญจาก มยผ1302-52



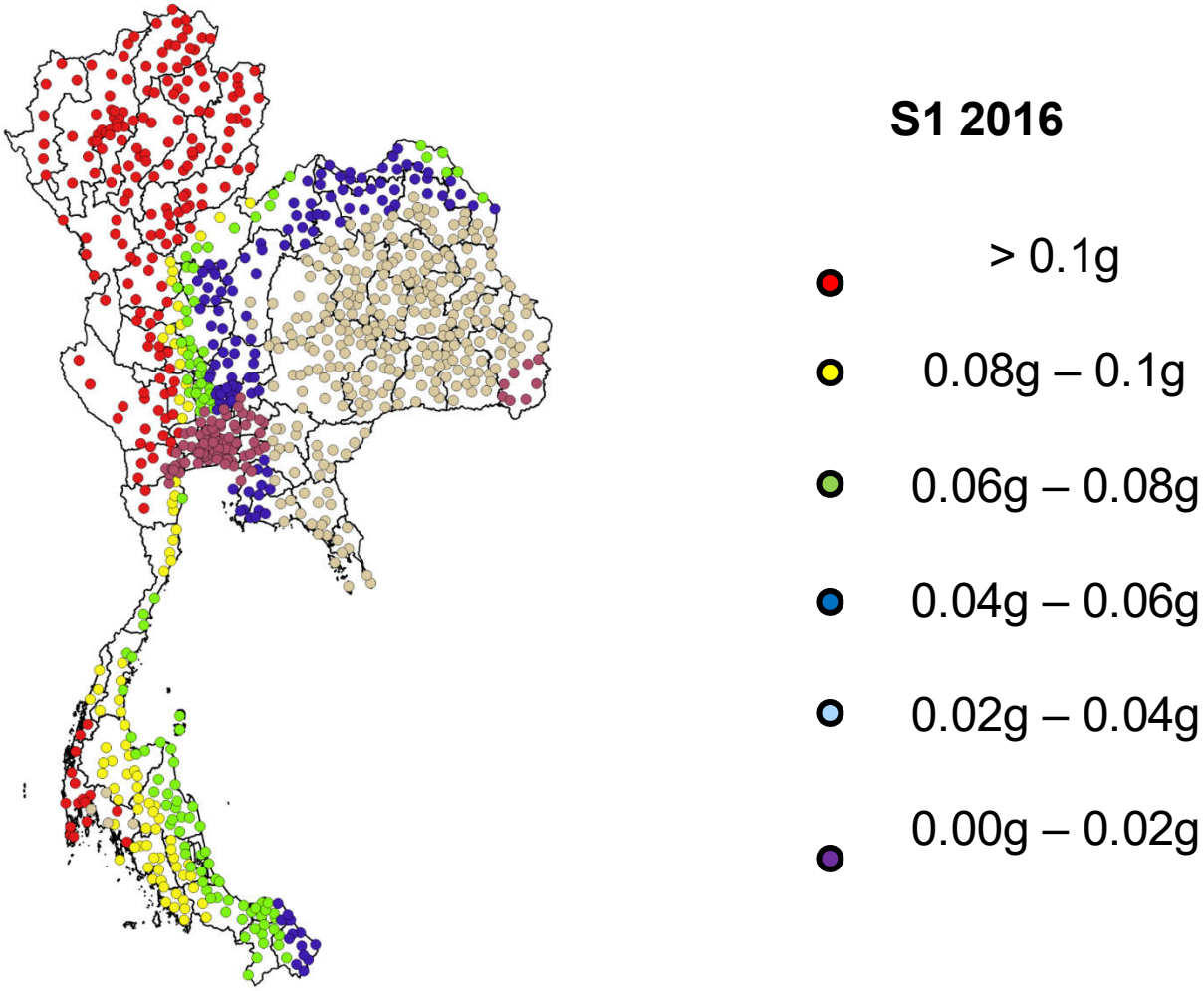
รูปที่ 2.1-21 ค่า weight ratio สำหรับแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวของ PR10 และ OP11 ในร่างปรับปรุง มยผ ใหม่



รูปที่ 2.1-22 ค่า Ss ในร่างปรับปรุง มยผ ใหม่



รูปที่ 2.1-23 เปอร์เซนต์ความแตกต่างระหว่างค่า Ss ใน มยผ เก่า และใหม่



รูปที่ 2.1-24 ค่า S1 ในร่างปรับปรุง มยผ ใหม่

2.2 ทำการวิเคราะห์หา Dominant Earthquake Scenarios โดยใช้วิธีการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation Analysis) จากโมเดลที่สร้างขึ้นมา

ทีมศึกษาได้ทำการศึกษาแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับโมเดลแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวทั้ง 2 แบบเนื่องมาจากแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Map) นั้นไม่ได้แสดงถึงลักษณะแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดแรงสั่นสะเทือน (Dominat Earthquake Scenario) ดังที่ปรากฏในรูปที่ 2.1-22 ซึ่งทำให้วิศวกรและบุคคลทั่วไปไม่ทราบถึงประเภทแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้จริงจากแผนที่ดังกล่าว โดยการแยกแยะความเสี่ยงจะทำให้ทราบถึงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และแตกต่างกันไปในแต่ละพื้นที่ซึ่งส่งผลต่อการคำนวนและออกแบบอาคารโดยวิศวกรได้ โดยคณะผู้วิจัยได้ทำการแยกแยะประเภทความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นได้ในจังหวัดเชียงรายสำหรับโมเดลแผ่นดินไหวที่พัฒนาโดย

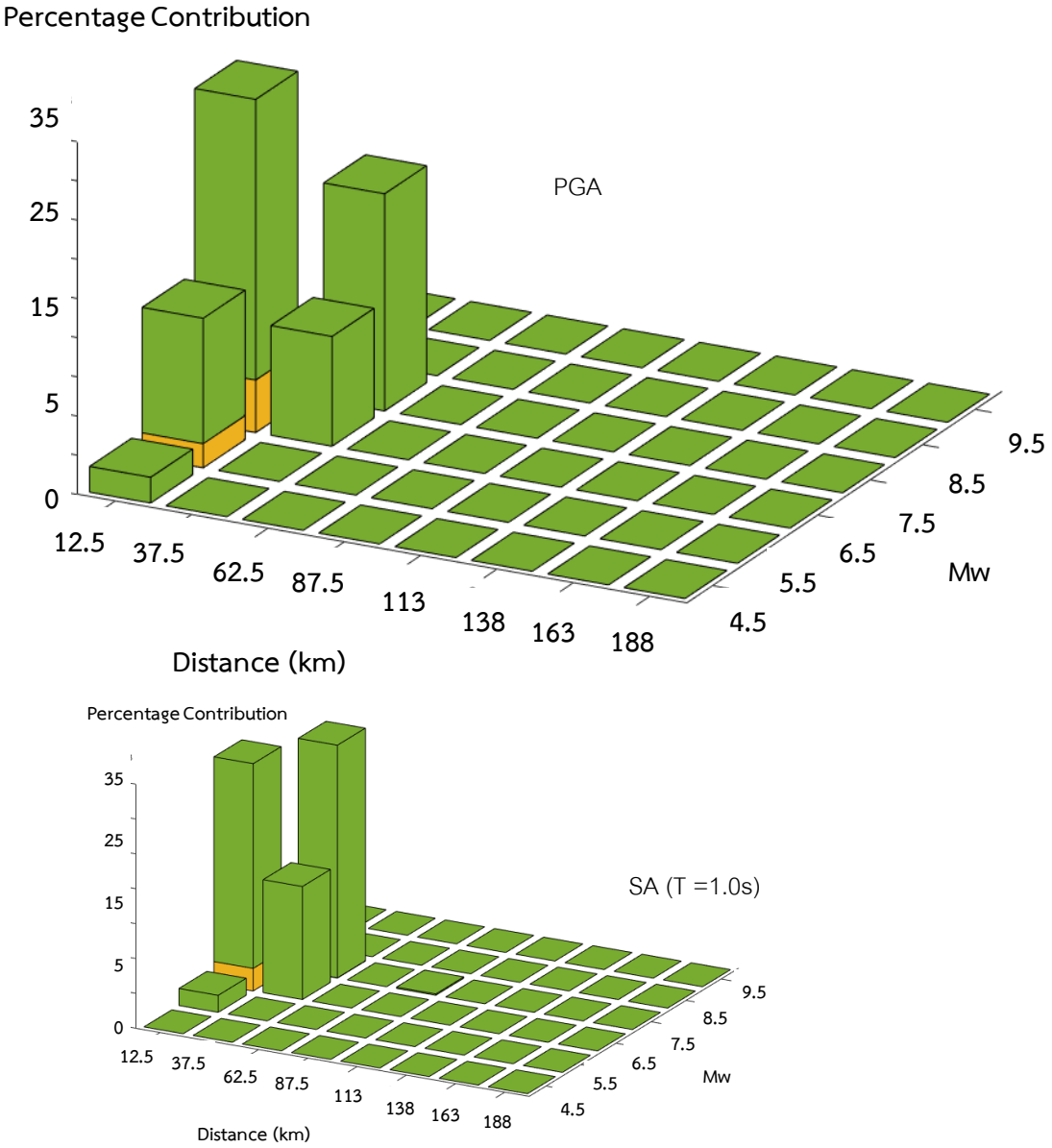
Ornthammarath et al. (2011) โดยจะทำการแยกแยะในแต่ละจังหวัดต่อไปที่คาบการสั่นที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ซึ่งเป็นคาบการสั่นของอาคารขนาดเล็ก และ อาคารสูง ตามลำดับซึ่งพบเห็นได้โดยทั่วไป โดยการแสดงผลการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวนั้นสามารถแยกแยะได้เนื่องจากผลจากขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (r) และ ความไม่แน่นอนเนื่องมาจากสมการ GMPEs ($\boldsymbol{\varepsilon}$) โดยผลของการแยกแยะแผ่นดินไหวนั้นจะแสดงถึงความน่าจะเป็นของแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเหล่านี้ ตามสมการ

$$\nu_i\left(Sa > z\right) = N_i\left(M_{\min}\right)\int_{r=0}^{\infty}\int_{m=M_{\min}}^{M_{\max}}\int_{\varepsilon=\varepsilon_{\min}}^{\varepsilon_{\max}} f_{m_i}(m)\, f_{r_i}(r)\, f_{\varepsilon}(\varepsilon)\, P\left(Sa > z \middle| M, r, \varepsilon\right) dr\,dm\,d\varepsilon \qquad (7)$$

ซึ่ง Ni(Mmin) คือความถี่ในการเกิดแผ่นดินไหวซึ่งมีขนาดตั้งแต่ Mmin สำหรับแผ่นดินไหวจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว i โดย Mmin = 4.5 สำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดจากโซน BG I และ Mmin = 5.0 สำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดจากโซน BG II, Mmax คือแผ่นดินไหวที่มากที่สุดจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว i, โดย Mmax = 6.5 สำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดจากโซน BG I และ Mmax = 7.สำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดจากโซน BG II, โดย fm(m) และ fr(r) คือความน่าจะเป็นสำหรับขนาดแผ่นดินไหว และ ระยะทางสำหรับแผ่นดินไหวจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่สนใจและ f$\boldsymbol{\varepsilon}$($\boldsymbol{\varepsilon}$) คือความน่าจะเป็นสำหรับความไม่แน่นอนเนื่องมาจากสมการ GMPEs

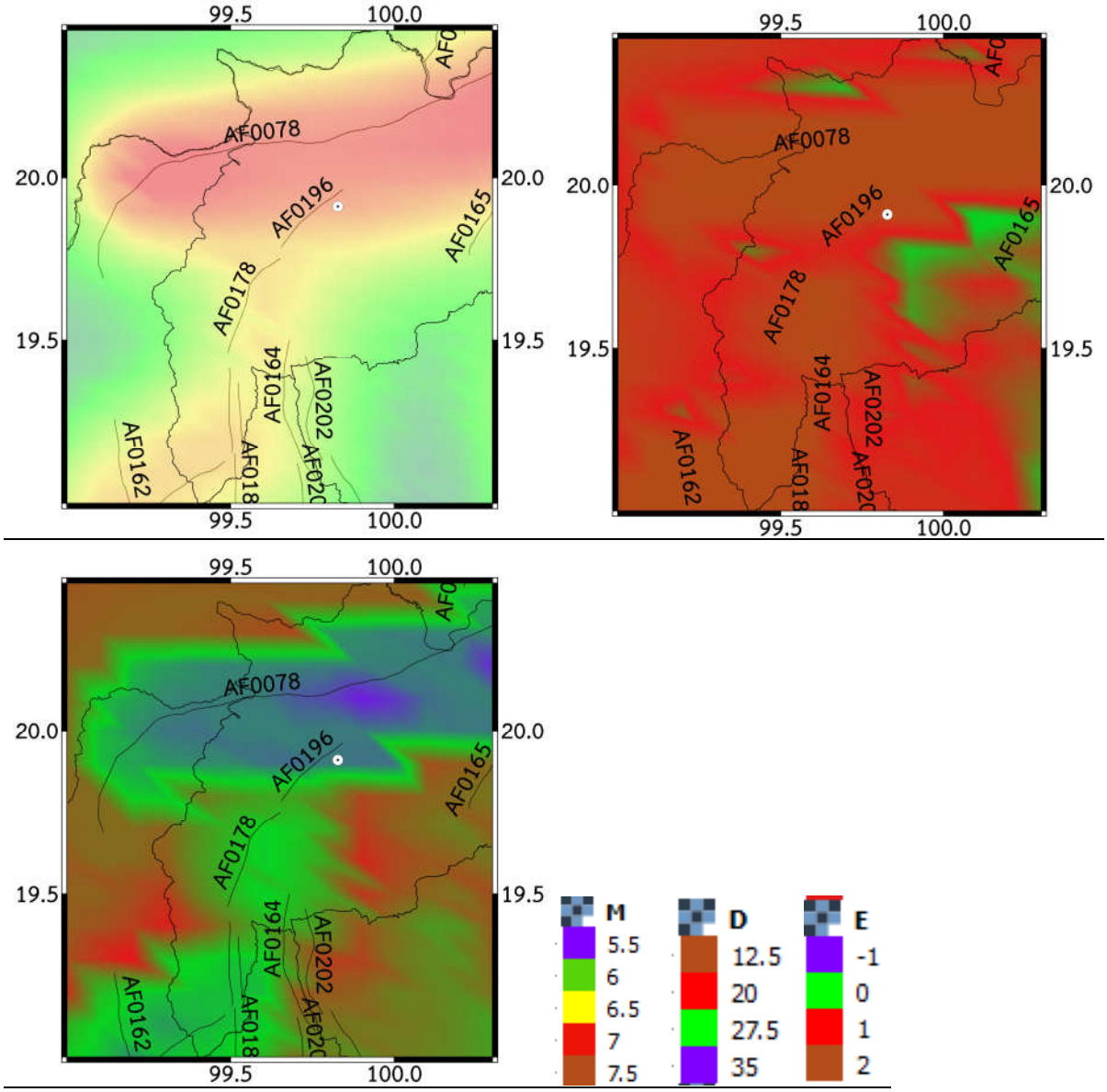
จากรูปที่ 2.2-1 แสดงผลการทำ Deaggregation analysis เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่จะส่งผลต่อตัวเมืองจังหวัดเชียงราย ที่คาบการสั่น 0.0 และ SA 1.0 วินาที ที่คาบการเกิดที่ 2475 ปี จะพบได้ว่าจากกราฟ histogram การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับตัวเมืองจังหวัดเชียงราย (Latitude 19.8 Longitude 99.8) นั้นแผ่นดินไหวที่น่าจะเกิดได้ที่สุดคือ แผ่นดินไหวขนาด 6.5 ที่ระยะทาง 12.5 กิโลเมตร โดยผลจากรอยเลื่อนแม่จันซึ่งมีระยะห่างจากตัวเมืองเชียงรายซึ่งเกิดจากแผ่นดินไหวขนาด 7.5 ที่ระยะทาง 37.5 กิโลเมตรนั้นส่งผลต่อตัวเมืองเชียงรายด้วยเช่นกันแต่มีความน่าจะเป็นได้น้อยกว่า สำหรับการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับค่า SA 1.0 วินาที (ค่าสเปกตรัมที่คาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างที่ 1 วินาที) ที่คาบการเกิดที่ 2475 ปี จะพบได้ว่าจากกราฟ histogram การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวนั้นแตกต่างกับค่า PGA โดยผลจากรอยเลื่อนแม่จันซึ่งเกิดจากแผ่นดินไหวขนาด 7.5 ที่ระยะทาง 37.5 กิโลเมตรนั้นนั้นมีผลสูงมากกว่าแผ่นดินไหวขนาด 6.5 ที่ระยะทาง 12.5 กิโลเมตร โดยการแสดง histogram ดังกล่าวเป็นการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวแบบ 3 มิติ คือเป็นการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวเนื่องจากผลจากขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (r) และ ความไม่แน่นอนเนื่องมาจากสมการ GMPEs ($\boldsymbol{\varepsilon}$)

โดยแผ่นดินไหวที่ให้ค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้นได้สูงที่สุดนั้นเป็นการแสดงมาจากค่ามากที่สุด (ฐานนิยม) (Mode) แต่ทว่าหากแผ่นดินไหวที่ให้ค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้นได้คำนวนมาจากค่าเฉลี่ยสูงทีสุด (มัชฌิม) (Mean) ค่าอาจจะแตกต่างออกไปโดยทีมวิจัยได้ทำการได้ทำการสร้างแผนที่การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวในจังหวัดเชียงรายสำหรับค่าแผ่นดินไหวที่คำนวนมาจาก Mode และ Mean (รูปที่ 2.2-2) ซึ่งมีลักษณะความเสี่ยงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่แตกต่างกัน เนื่องจากการคำนวนแบบ Mean นั้นจะเป็นการคำนวนซึ่งแสดงค่าเฉลี่ยจึงอาจที่จะไม่ได้สื่อถึงแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้จริงในกรณีที่มีแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว 2 แหล่ง

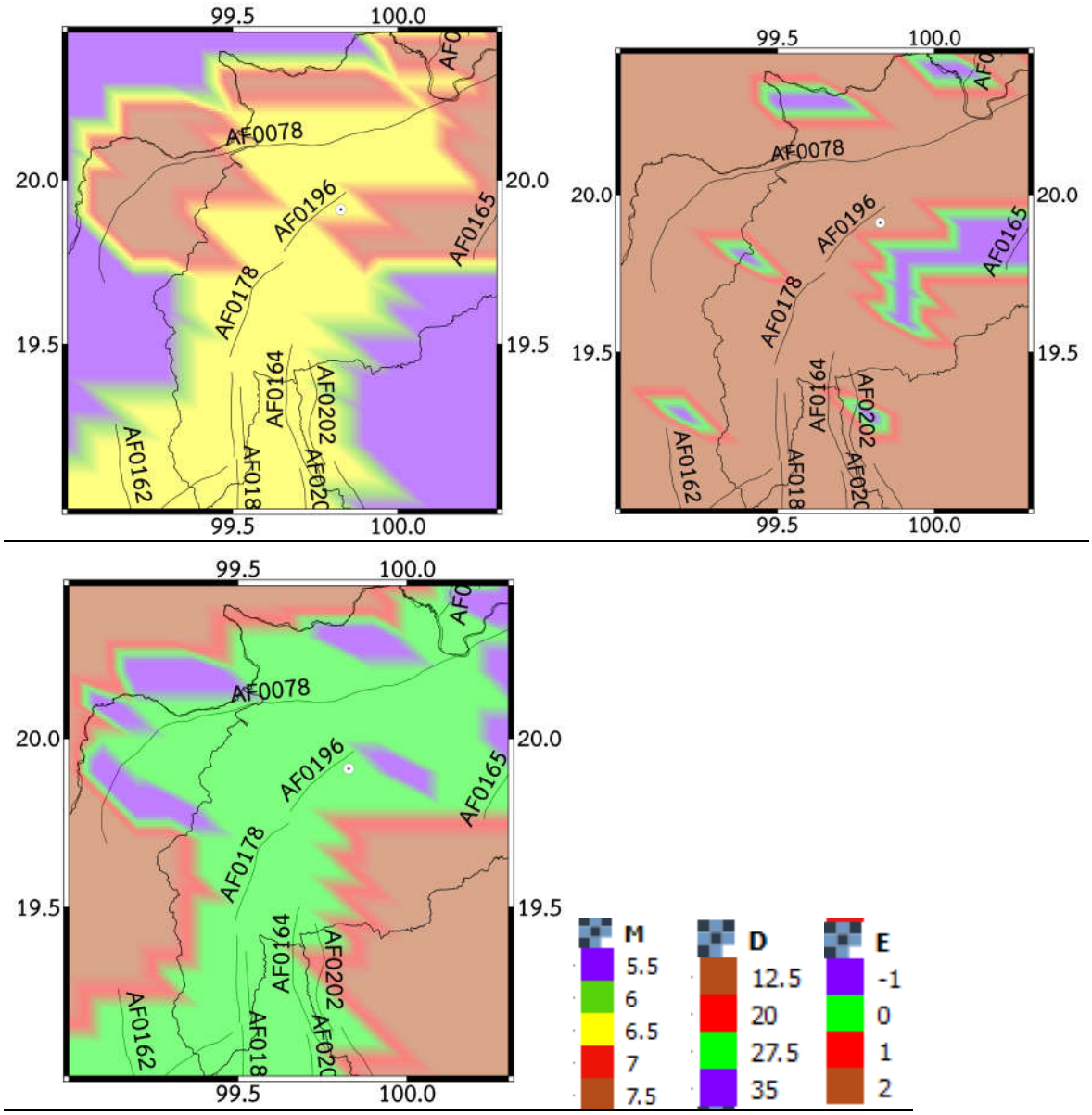


รูปที่ 2.2-1 การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับค่า (a) PGA และ (b) SA (T = 1.0 s) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับตัวเมืองจังหวัดเชียงราย (Latitude 19.8 Longitude 99.8) เนื่องจากผลจากขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (r) และ ความไม่แน่นอนเนื่องมาจากสมการ GMPEs (ε)

โดยทีมวีจัยได้ทำการสร้างแผนที่แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับการคำนวนทั้ง 2 รูปแบบ (รูปที่ 2.2-2 และ 2.2-3) โดยจะพบได้ว่าตำแหน่งต่างๆในตจังหวัดเชียงรายนั้นมีลักษณะแผ่นดินไหวที่ต่างจะเกิดขึ้นได้แตกต่างกันเนื่องมาจากตำแหน่งที่ตั้งของเมืองกับรอยเลื่อนแผ่นดินไหวนั้นแตกต่างกัน เช่น จากรูปที่ 2.2-3 ตัวเมืองเชียงรายนั้นมีความเสี่ยงสำหรับอาคารเตี้ยจากแผ่นดินไหวขนาด 6.8 จากรอยเลื่อนใกล้ตัวเมืองจังหวัดเชียงรายที่ระยะทาง 12.5 กิโลเมตร แต่ที่อำเภอแม่จันนั้นมีความเสี่ยงสำหรับอาคารเตี้ยและกลางจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5 ถึง 7.5 เนื่องมาจากจากรอยเลื่อนแม่จันที่ระยะทาง 12.5 กิโลเมตร โดยจะสังเกตได้ว่าในบริเวณตัวเมืองเชียงรายนั้น ที่คาบการสั่นที่ 0.0 วินาทีแผ่นดินไหวที่อาจจะส่งผลได้คือแผ่นดินไหวจากรอยเลื่อนใกล้ตัวเมืองเชียงรายหรือแผ่นดินไหวขนาดใหญ่จากรอยเลื่อนแม่จันจึงทำให้ แผนที่การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่คำนวนมาจาก Mean นั้นมีลักษณะค่า M ที่ประมาณ 7.0 ซึ่งสอดคล้องกันกับกราฟ histogram จากรูปที่ 2.2-1 โดยการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวนั้นจะทำการเลือกซึ่งจะทำในขั้นตอนต่อไปจะทำการเลือกโดยใช้ค่า Mode สำหรับจังหวัดต่างๆในภาคเหนือต่อไป



รูปที่ 2.2-2 การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับตัวเมืองจังหวัดเชียงราย (Latitude 19.8 Longitude 99.8) เป็นการแสดงมาจากค่าเฉลี่ยสูงที่สุด (มัชฌิม) (Mean) เนื่องจากผลจากขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (r) และ ความไม่แน่นอนเนื่องมาจากสมการ GMPEs (ε)



รูปที่ 2.2-3 การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับตัวเมืองจังหวัดเชียงราย (Latitude 19.8 Longitude 99.8) เป็นการแสดงมาจากค่ามากที่สุด (ฐานนิยม) (Mode) เนื่องจากผลจากขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (r) และ ความไม่แน่นอนเนื่องมาจากสมการ GMPEs (ε)

2.3 แผนที่การแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation Analysis) ของประเทศไทย

ในขั้นตอนต่อมาทีมวิจัยได้ทำการสร้างแผนที่แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับการคำนวนของโมเดลแผ่นดินไหว Ornthammarath et al. (2011) โดยแสดงค่า modal และ mean ของขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทาง (R) และ ความไม่แน่นอน (ε) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 475 และ 2475 ปี สำหรับจังหวัดใน

ภาคเหนือและภาคกลาง โดยแผนที่ถูกสร้างโดยใช้การคำนวณที่ความละเอียด 0.1 decimal degree โดยสมการคำนวณค่า modal ของขนาดแผ่นดินไหว (M') ระยะทาง (R') และ ความไม่แน่นอน (ε') ไม่สามาถแสดงเป็นสมการได้ แต่การคำนวณค่า mean ของ ขนาดแผ่นดินไหว (M") ระยะทาง (R") และ ความไม่แน่นอน (ε") สามารถแสดงในรูปแบบสมการได้ดังต่อไปนี้

$$\bar{M} = \frac{\sum_{i=1}^{N_S} \upsilon_i(m_{\min}) \iiint m f_{M,R}(m,r) f_{\varepsilon}(\varepsilon) P[Y > y^* | m, r, \varepsilon] \, dm \, dr \, d\varepsilon}{\lambda_{y^*}},$$

$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^{N_S} \upsilon_i(m_{\min}) \iiint r f_{M,R}(m,r) f_{\varepsilon}(\varepsilon) P[Y > y^* | m, r, \varepsilon] \, dm \, dr \, d\varepsilon}{\lambda_{y^*}},$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\sum_{i=1}^{N_S} \upsilon_i(m_{\min}) \iiint \varepsilon f_{M,R}(m,r) f_{\varepsilon}(\varepsilon) P[Y > y^* | m, r, \varepsilon] \, dm \, dr \, d\varepsilon}{\lambda_{y^*}},$$

จากรูปที่ 2.3-2 แสดงผลการทำ Deaggregation analysis เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่จะส่งผลต่อจังหวัดในภาคกลาง ภาคเหนือ และ ภาคใต้ ของประเทศไทย ที่ PGA ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี จะพบได้ว่าแต่ละจังหวัดนั้นมีลักษณะความเสี่ยงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันเนื่องจากตำแหน่งที่ตั้งของเมืองกับรอยเลื่อนแผ่นดินไหวนั้นแตกต่างกัน เช่น เชียงรายนั้นมีความเสี่ยงสำหรับอาคารเตี้ยและกลางจากแผ่นดินไหวขนาด 6.8 ถึง 7.5 จากรอยเลื่อนในจังหวัดเชียงรายที่ระยะทาง 15 ถึง 35 กิโลเมตร แต่ ที่จังหวัดเชียงใหม่นั้นมีความเสี่ยงสำหรับอาคารเตี้ยและกลางจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5 ถึง 6.75 จากรอยเลื่อนในจังหวัดเชียงใหม่และรอยเลื่อนในจังหวัดแพร่ที่ระยะทาง 12 ถึง 80 กิโลเมตร โดยจะสังเกตได้ว่าในบริเวณแอ่งเชียงใหม่นั้น อาคารสูงโดยส่วนใหญ่แล้วแผ่นดินไหวที่อาจจะส่งผลได้คือแผ่นดินไหวจากทั้งรอยเลื่อนในจังหวัดเชียงใหม่และแผ่นดินไหวขนาดกลางระยะไกล ซึ่งสอดคล้องกันกับการรับรู้การสั่นสะเทือนของประชาชนบนตึกสูงซึ่งรับรู้ถึงความสั่นสะเทือนอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหวขนาดกลางและระยะไกลแทบทุกครั้ง เช่นเดียวกันกับกรุงเทพมหานครซึ่งมีระยะทางห่างจากรอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรีดังนั้นการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวจึงจำเป็นที่จะต้องใกล้เคียงกับสถานการณ์แผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นจริงโดยการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวนั้นจะทำการเลือก 11 ตำแหน่งคลอบคลุม 11 จังหวัดในภาคเหนือคือ 1. เชียงใหม่ 2. เชียงราย 3. ลำปาง 4. พะเยา 5. ลำพูน 6. แม่ฮ่องสอน 7. น่าน 8. แพร่ 9. อุตรดิตถ์ 10. ตาก และ 11. สุโขทัย (รูปที่ 2.3-1) และ 9 จังหวัดในภาคใต้ซึ่งมีความเสี่ยงแผ่นดินไหวคือ 1. ภูเก็ต 2. พังงา 3. กระบี่ 4. สุราษฎร์ธานี 5. ชุมพร 6. ประจวบคีรีขันธ์ 7. สงขลา 8. นครศรีธรรมราช 9. ตรัง (รูปที่ 2.3-1) จากภาพ Seismic Hazard Deaggregation Map (รูปที่ 2.3-1) ภาคอีสานตอนบนความเสี่ยงแผ่นดินไหวจะเกิดได้จากแผ่นดินไหวขนาด 5-5.5 ซึ่งมีระยะทาง 15 กิโลเมตร ซึ่งหมายถึง Epicenter อยู่บริเวณภาคอีสานตอนบน ซึ่งสอดคล้องกันกับแผ่นดินไหวขนาดเล็ก (3.0-4.0)ที่ถูกตรวจพบได้เช่น ในจังหวัดเลย

ตารางที่ 2.3-1 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทาง (R) และ ความไม่แน่นอน (ε) สำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับจังหวัดในภาคเหนือ

เมือง	M’	Rjb’ (km)	ε’	M”	Rjb” (km)	ε”
เชียงใหม่	6.5	12.5	1.8	6.15	37.2	1.8
เชียงราย	6.75	12.5	1.9	6.7	20.1	1.9
ลำปาง	6.75	12.5	1.7	6.7	16.9	1.7
พะเยา	6.75	12.5	1.5	6.36	44.8	1.5
ลำพูน	6.75	12.5	1.6	6.83	78.1	1.6
แม่ฮ่องสอน	6.75	12.5	1.8	6.78	113	1.8
น่าน	6.75	12.5	1.7	6.75	22	1.7
แพร่	6.75	12.5	1.6	6.73	13	1.6
อุตรดิตถ์	6.75	12.5	1.9	6.69	18	1.9
ตาก	6.75	12.5	1.6	6.84	109	1.6
สุโขทัย	6.75	12.5	1.5	6.77	95.8	1.5

ตารางที่ 2.3-2 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทาง (R) และ ความไม่แน่นอน (ε) สำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 475 ปี สำหรับจังหวัดในภาคเหนือ

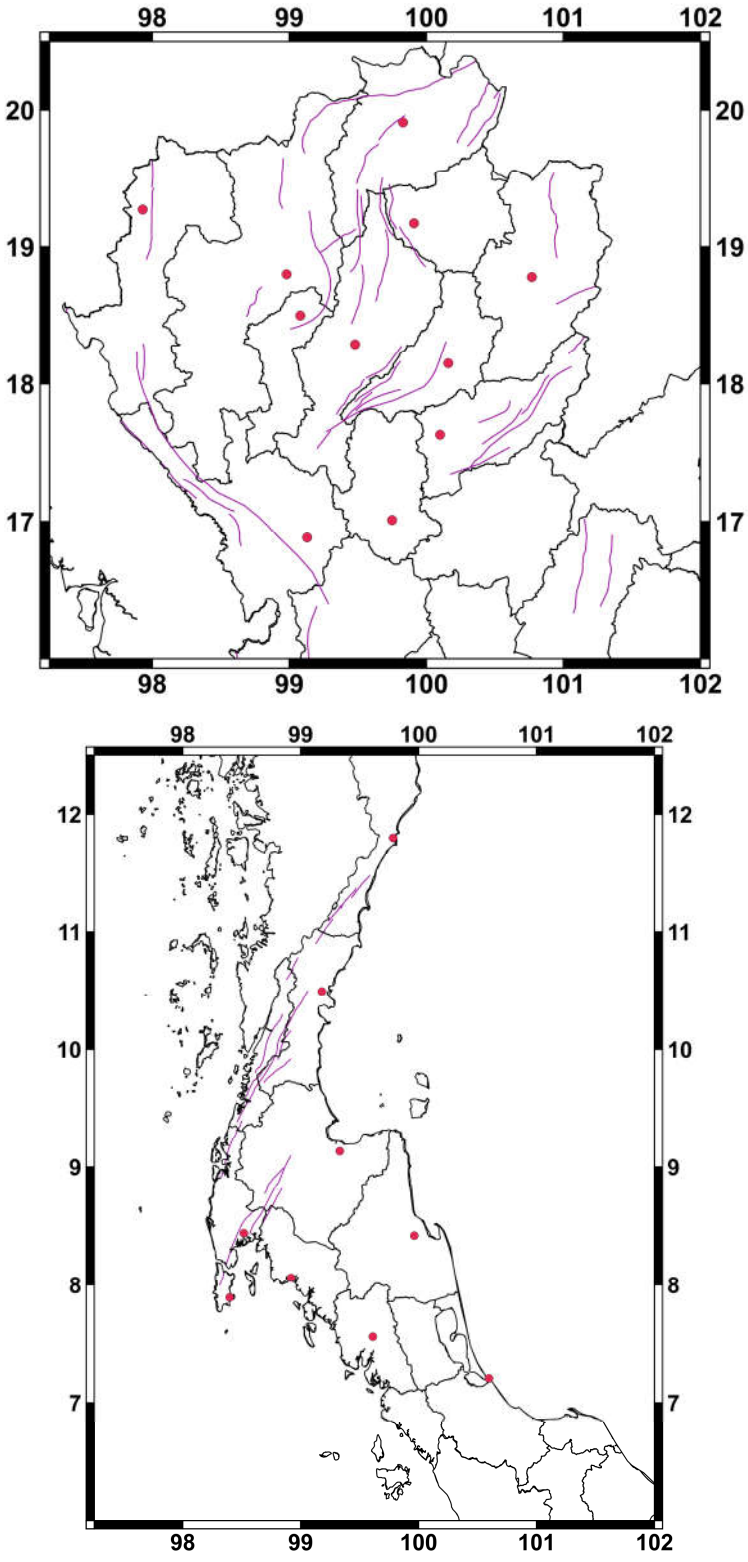
เมือง	M’	Rjb’ (km)	ε’	M”	Rjb” (km)	ε”
เชียงใหม่	6.75	12.5	1.0	6.38	79.74	1.0
เชียงราย	6.75	12.5	1.0	6.38	20.1	1.0
ลำปาง	6.75	37.5	0.9	6.61	36.9	0.9
พะเยา	6.75	87.5	1.0	6.50	77.1	1.0
ลำพูน	6.75	62.5	0.9	6.47	67.6	0.9
แม่ฮ่องสอน	6.75	187.5	1.0	6.16	91.25	1.0
น่าน	6.75	12.5	0.9	6.63	74.09	0.9
แพร่	6.75	12.5	1.0	6.65	48.36	1.0
อุตรดิตถ์	6.75	62.5	0.9	6.70	53.53	0.9
ตาก	6.75	112.5	1.0	6.77	140.3	1.0
สุโขทัย	6.75	87.5	0.9	6.78	120.2	0.9

ตารางที่ 2.3-3 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทาง (R) และ ความไม่แน่นอน (ε) สำหรับค่า SA (T=1.0s) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับจังหวัดในภาคเหนือ

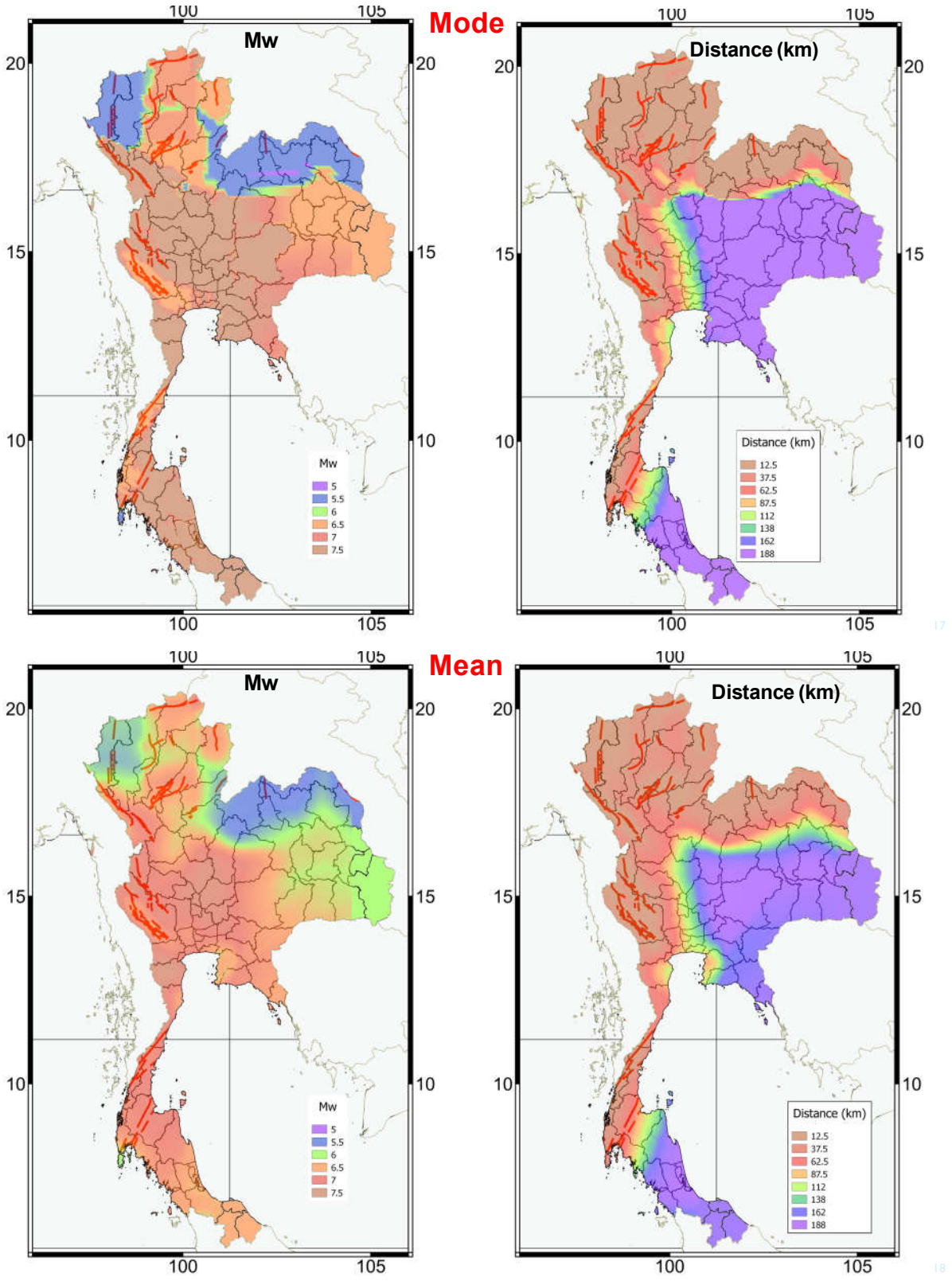
เมือง	M’	Rjb’ (km)	ε’	M”	Rjb” (km)	ε”
เชียงใหม่	6.75	62.5	1.8	6.82	92.6	1.8
เชียงราย	7.5	37.5	1.9	6.86	20.1	1.9
ลำปาง	6.75	12.5	1.7	6.7	16.9	1.7
พะเยา	6.75	12.5	1.5	6.36	44.7	1.5
ลำพูน	6.75	12.5	1.6	6.83	78.1	1.6
แม่ฮ่องสอน	6.75	17.5	1.8	6.78	113	1.8
น่าน	6.75	12.5	1.7	6.75	22	1.7
แพร่	6.75	12.5	1.6	6.73	13	1.6
อุตรดิตถ์	6.75	12.5	1.9	6.69	18	1.9
ตาก	6.75	12.5	1.6	6.84	109.7	1.6
สุโขทัย	6.75	12.5	1.5	6.77	95.8	1.5

ตารางที่ 2.3-4 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทาง (R) และ ความไม่แน่นอน (ε) สำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับจังหวัดในภาคใต้

เมือง	M’	Rjb’ (km)	ε’	M”	Rjb” (km)	ε”
ภูเก็ต	5.5	12.5	1.5	6.0	12.5	1.8
พังงา	7.5	37.5	0.5	6.5	12.5	1.9
กระบี่	7.5	87.5	1.2	6.5	62.5	1.7
สุราษฎร์ธานี	7.5	87.5	1.5	7.0	87.5	1.5
ชุมพร	7.0	37.5	0.2	7.0	12.5	1.6
ประจวบคีรีขันธ์	7.5	12.5	1.8	7.0	12.5	1.8
สงขลา	6.5	100	1.8	6.5	100	1.8
นครศรีธรรมราช	7.5	187.5	1.7	7.0	162.5	1.7
ตรัง	7.5	187.5	1.6	6.5	162.5	1.6

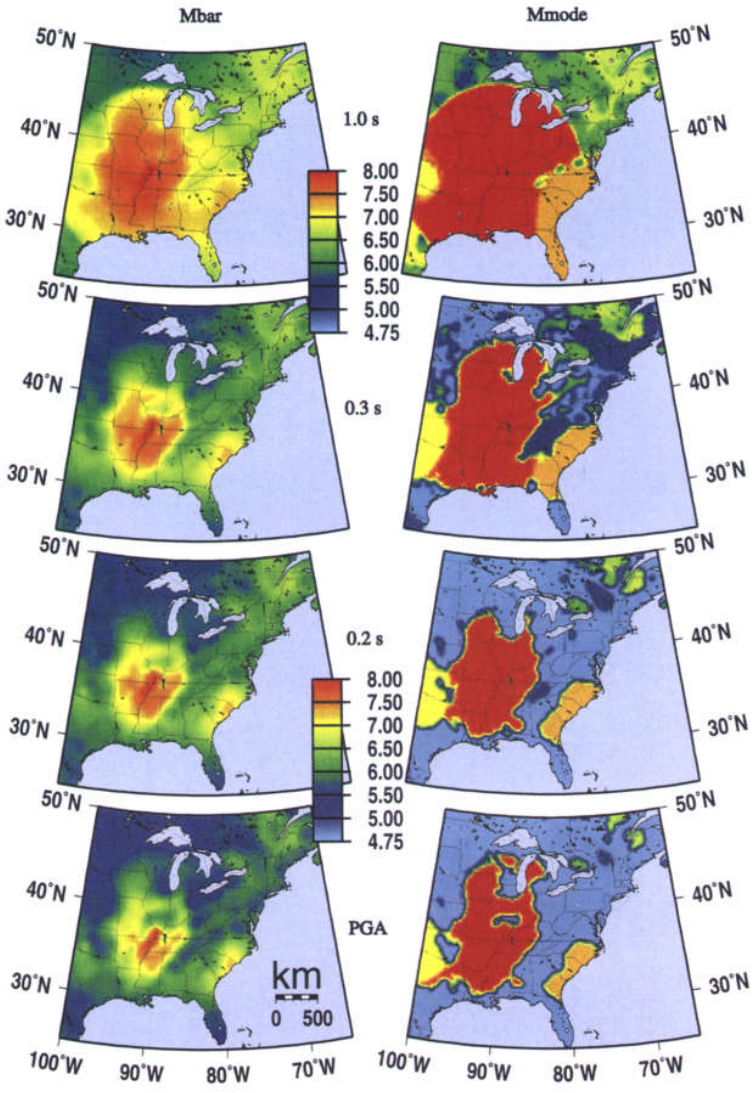


รูปที่ 2.3-1 ตำแหน่งรอยเลื่อนมีพลังและเมืองในภาคเหนือและภาคใต้ที่นำมาคำนวณและแสดงในตารางที่ 2.3-1 ถึง 2.3-4

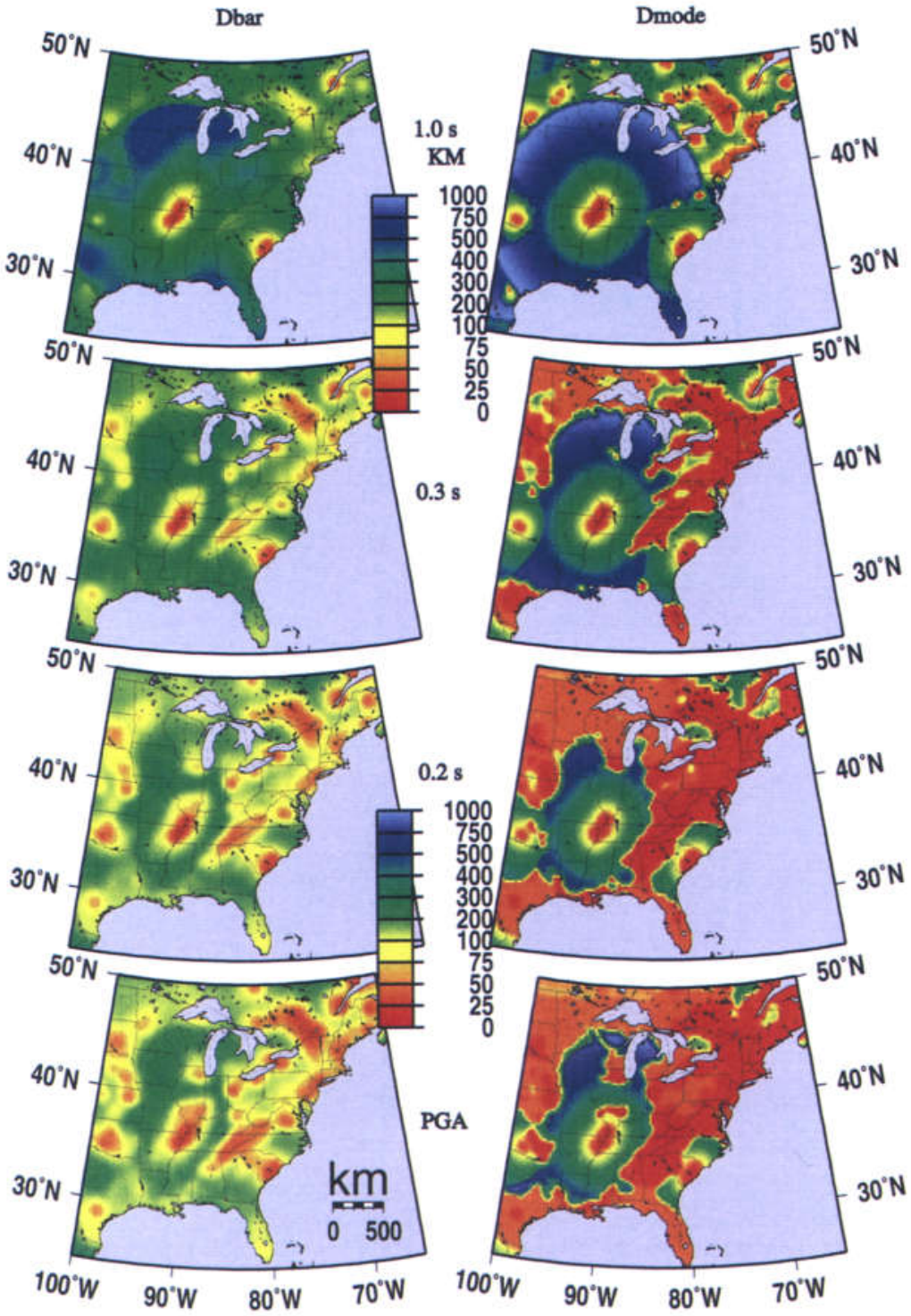


รูปที่ 2.3-2 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของขนาดแผ่นดินไหว (M) ระยะทาง (R) สำหรับค่า PGA ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับจังหวัดในภาคเหนือ ภาคกลาง และภาคใต้

โดยการทำแผนที่แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวนั้นได้มีการจัดทำเพื่อเพิ่มความเข้าใจถึงสถานการณ์แผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นได้จริงโดยการแยกแยะขนาดแผ่นดินไหว (Magnitude) ระยะทาง (Distance) ในหลายๆงานที่ผ่านมาเช่น Harmsen et al. (1999) ได้ทำการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวของบริเวณตอนกลางและฝั่งตะวันออกของประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งทำให้เข้าใจถึงสถานการณ์แผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นได้และแตกต่างกันออกไปในแต่ละพื้นที่ เช่นจากรูปที่ 2.3-3 ถึง 2.3-4 จะพบว่าบริเวณ New Madrid ความเสี่ยงแผ่นดินไหวบริเวณดังกล่าวเกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (M 8) ระยะใกล้ (D < 20 km) ซึ่งแตกต่างจากเมืองอื่นเช่น New York ซึ่งความเสี่ยงแผ่นดินไหวบริเวณดังกล่าวเกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวขนาดกลาง (M 5-6) ระยะใกล้ (D < 20 km)



รูปที่ 2.3-3 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของขนาดแผ่นดินไหว (M) สำหรับค่า PGA, SA (0.2) , SA (0.3) , และ SA (1.0) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับบริเวณตอนกลางและฝั่งตะวันออกของประเทศสหรัฐอเมริกา



รูปที่ 2.3-4 ค่า modal (‘) และ mean (“) ของระยะทางแผ่นดินไหว (D) สำหรับค่า PGA, SA (0.2) , SA (0.3) , และ SA (1.0) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี สำหรับบริเวณตอนกลางและฝั่งตะวันออกของประเทศสหรัฐอเมริกา

2.4 การสร้าง Conditonal Mean Spectrum (CMS) สำหรับชั้นหิน (Rock Outcrop) เพื่อเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบทางวิศวกรรม

จากการเลือกประเภทแผ่นดินไหวที่ได้กล่าวไปแล้วจะทำให้คณะผู้วิจัยสามารถคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับที่จะเกิดขึ้นได้จริงเพื่อที่จะให้วิศวกรสามารถนำไปใช้ออกแบบอาคารต่อไปโดยการสร้าง CMS นั้นจะมีหลักการสร้างดังต่อไปนี้

1. ทำการตรวจสอบเหตุการณ์แผ่นดินไหวจากผมของการทำ Deaggregation analysis (ขนาดแผ่นดินไหว, ระยะทาง, epsilon) ที่จะเกิดขึ้นที่คาบการสั่นที่สนใจ คือ 0.2, และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี

2. ทำการสร้าง CMS สเปกตรัมที่คาบการสั่นที่เลือกจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนั้นๆ จากสมการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการคัดเลือกไว้โดยอ้างอิงวิธีจาก Baker and Cornell (2006)

3. ทำการสร้าง Conditional Spectrum (CS) สเปกตรัมที่ 16th และ 84th percentiles โดยอ้างอิงวิธีจาก Baker and Cornell (2006)

4. ทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นและวัดได้จริงจากทั้งในและต่างประเทศที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใกล้เคียงกันกับผมของการทำ Deaggregation analysis และเป็นสถานีที่ตั้งอยู่บนชั้นหินหรือดินแข็ง

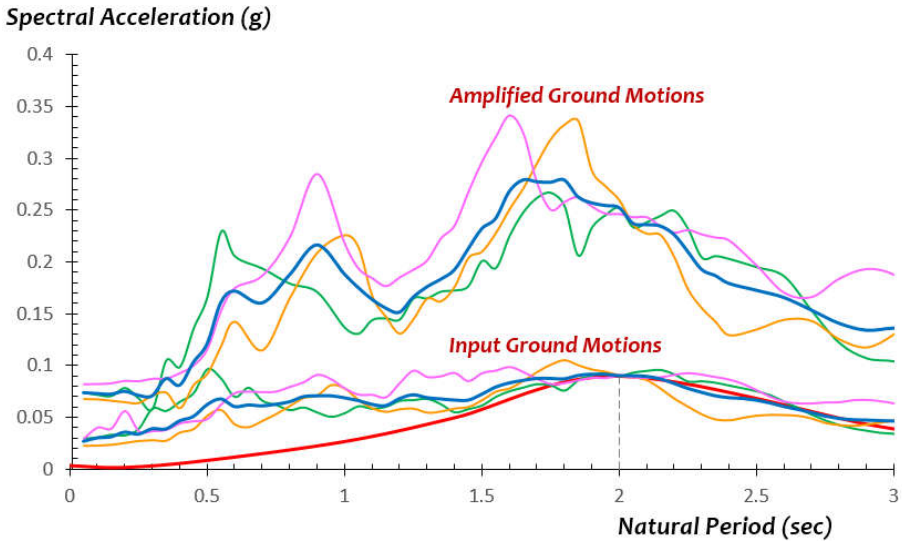
5. ทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกมาให้ใกล้เคียงกับ CMS โดยพิจารณาเลือกคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดจากแผ่นดินไหว 3 เหตุการณ์ แต่ละเหตุการณ์ใช้ 1 สถานี (3 แกน) รวมทั้งหมดเป็น 9 คลื่น ต่อจังหวัด และ 99 คลื่นทั้ง 11 จังหวัดในภาคเหนือ

6. ทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมโดยการปรับจะใช้ค่าคงที่ (Scale factor) ไม่เกิน 4.0 เนื่องมาจากหากมีการใช้ค่าที่สูงเกินไปจะทำให้มีความเบี่ยงเบนอย่างมีนัยสำคัญในการนำคลื่นแผ่นดินไหวที่ต่ำเกินไปมาออกแบบโดยจะให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตัมทั้ง 3 เหตุการณ์นั้นมีค่าใกล้เคียงกันกับ Target spectrum มากที่สุดในช่วงคาบการสั่นที่ 0.01 ถึง 10 วินาที

7. เพื่อไม่ให้การแก้สเปกตรัมมากเกินไปให้เลือกเฉพาะคลื่นแผ่นดินไหวที่มีการปรับแก้ค่าสเปกตรัมไม่เกิน 4 เท่าจากค่าเดิม และ ค่าความไม่แน่นอนของคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกจำเป็นที่จะต้องจำกัดอยู่ใน CMS สเปกตรัมที่ 16th และ 84th percentiles

2.5 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดต่างในภาคเหนือ

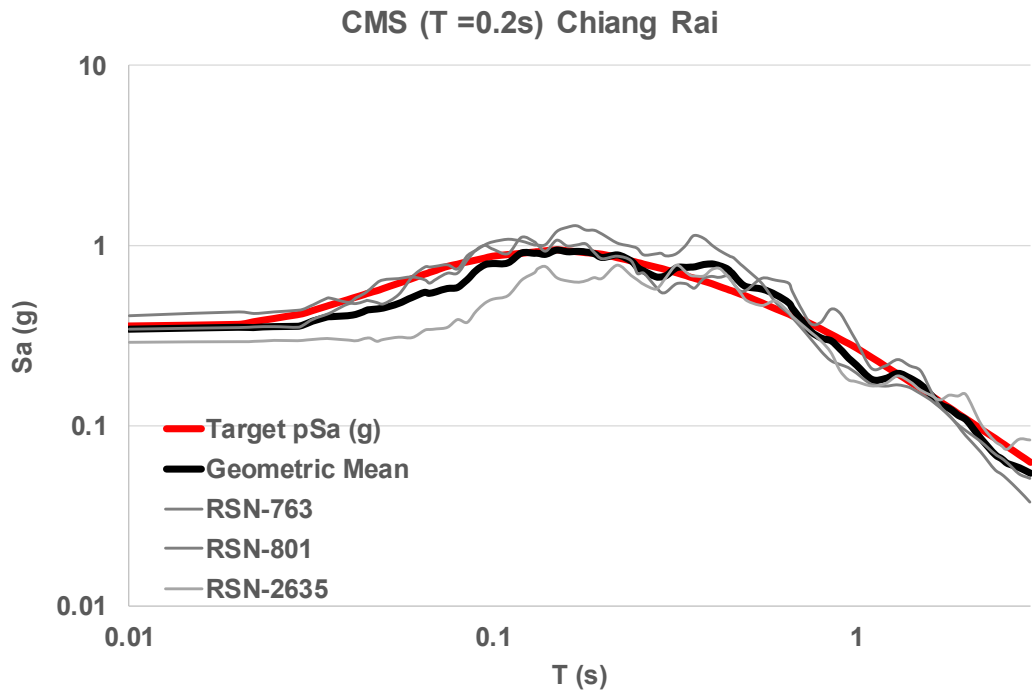
การคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับหินแข็ง (Bedrock input ground motion) สำหรับจังหวัดต่างๆในภาคเหนือจะใช้ชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกมาที่คาบการสั่นอาคาร ที่ 0.2 และ 1.0 วินาที เพื่อนำไปวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินอ่อนที่ระดับพื้นผิว (Surface Amplified Ground Motion) สำหรับพื้นที่แอ่งต่างๆในบริเวณภาคเหนือ โดยการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวในระดับชั้นหิน และศึกษาผลตอบสนองของพื้นดินที่คาบการสั่นต่างๆที่ระดับพื้นผิว โดยตัวอย่างการวิเคราะห์สำหรับแอ่งกรุงเทพมหานครที่คาบการสั่นที่ 2.0 วินาที (รูปที่ 2.5-1) เนื่องมาจากกรุงเทพ มีอาคารสูงเป็นจำนวนมากจึงจำเป็นที่จะต้องพิจารณาที่คาบการสั่นที่ 2.0 วินาที (ประมาณอาคารสูง 20-40 ชั้น) ด้วย ซึ่งทำโดยทีมของ รศ ดร นคร ภู่วโรดม โดยจากสเปกตรัมที่ชั้นหิน (Bedrock Input Ground motion) CMS ที่ 2 วินาที ผลการวิเคราะห์สเปกตรัมบนชั้นดินพื้นผิว (Surface Amplified Ground Motion) แสดงสเปกตรัมที่ถูกขยายขึ้นที่ผิวดินด้านบน ซึ่งจากตัวอย่างนี้ จะพบว่าเกิดการขยายสำหรับค่าสเปกตรัม ได้ประมาณ 3-4 เท่าตัว เช่นเดียวกันกับการรับรู้ของคนบนตึกสูงในกรุงเทพมหานครเนื่องมาจากแผ่นดินไหวขนาดกลางระยะไกล และค่า สเปกตรัมที่ถูกขยายขึ้นนี้จะถูกนำไปพิจารณาร่วมกับผลจากการวิเคราะห์ของ CMS ชุดอื่น เพื่อสร้างเป็นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบอาคารใน มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว (มยผ 1301-1302/61) ต่อไป



รูปที่ 2.5-1 ตัวอย่างการศึกษากำลังขยายของชั้นดินอ่อน โดยใช้สเปกตรัมที่ได้ทำการเลือกมาจากชั้นหินสำหรับ CMS ที่คาบการสั่น 2.0 วินาที

2.5.1 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดเชียงราย

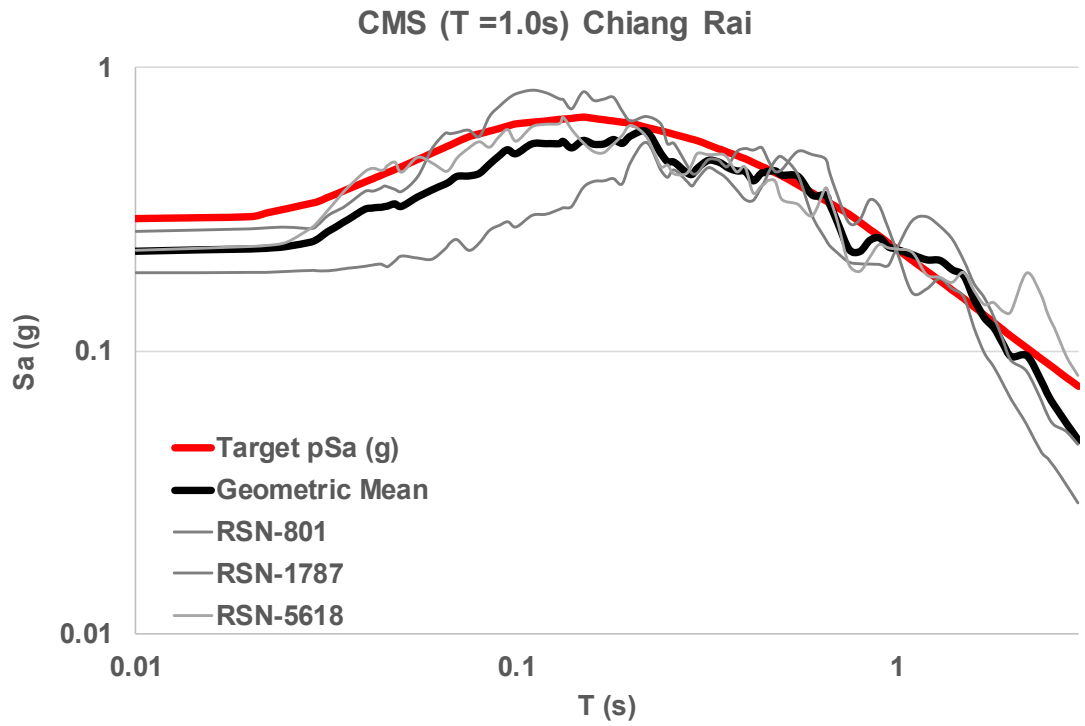
ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดเชียงราย (ตารางที่ 2.3-2) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 40 กิโลเมตร (รอยเลื่อนแม่จัน) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1301-1302/61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ 1301-1302/61 (รูปที่ 2.5-2) ตารางที่ 2.5-1 และ 2.5-2 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อเชียงราย ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหว (Return Period) ที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-2 และ 2.5-3) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในเชียงรายและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-2 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงราย ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-1 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงราย ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
763	1.1857	"Loma Prieta"	1989	"Gilroy - Gavilan Coll."	6.93	Reverse Oblique	9.19	729.65
801	1.2825	"Loma Prieta"	1989	"San Jose - Santa Teresa Hills"	6.93	Reverse Oblique	14.18	671.77
2635	3.2607	"Chi-Chi_ Taiwan-03"	1999	"TCU089"	6.2	Reverse	5.93	671.52



รูปที่ 2.5-3 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงราย ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

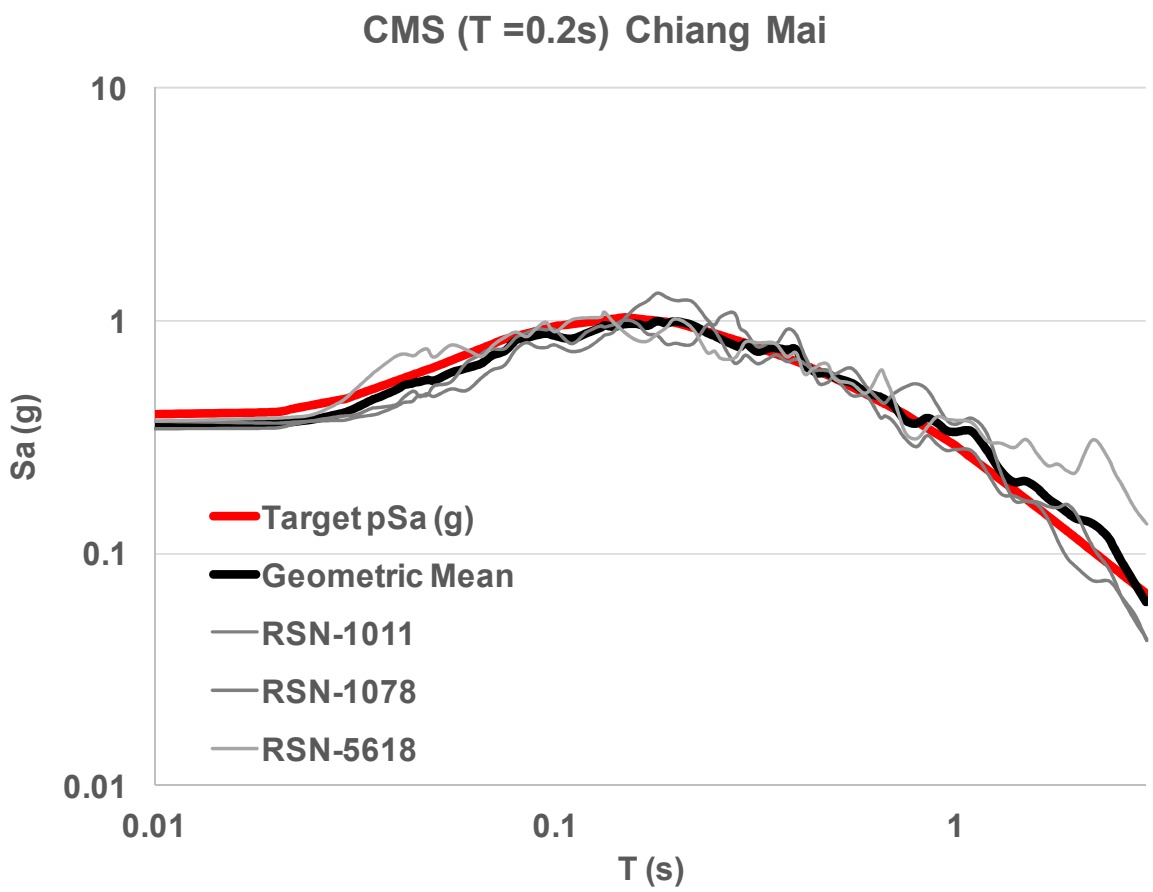
ตารางที่ 2.5-2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงราย ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID.	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
801	0.9913	"Loma Prieta"	1989	"San Jose - Santa Teresa Hills"	6.93	Reverse Oblique	14.18	671.77
1787	0.6339	"Hector Mine"	1999	"Hector"	7.13	strike slip	10.35	726
5618	0.8751	"Iwate_ Japan"	2008	"IWT010"	6.9	Reverse	16.26	825.83

2.5.2 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดเชียงใหม่

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดเชียงใหม่ (ตารางที่ 2.3-2) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 80 กิโลเมตร (รอยเลื่อนแม่ทา)

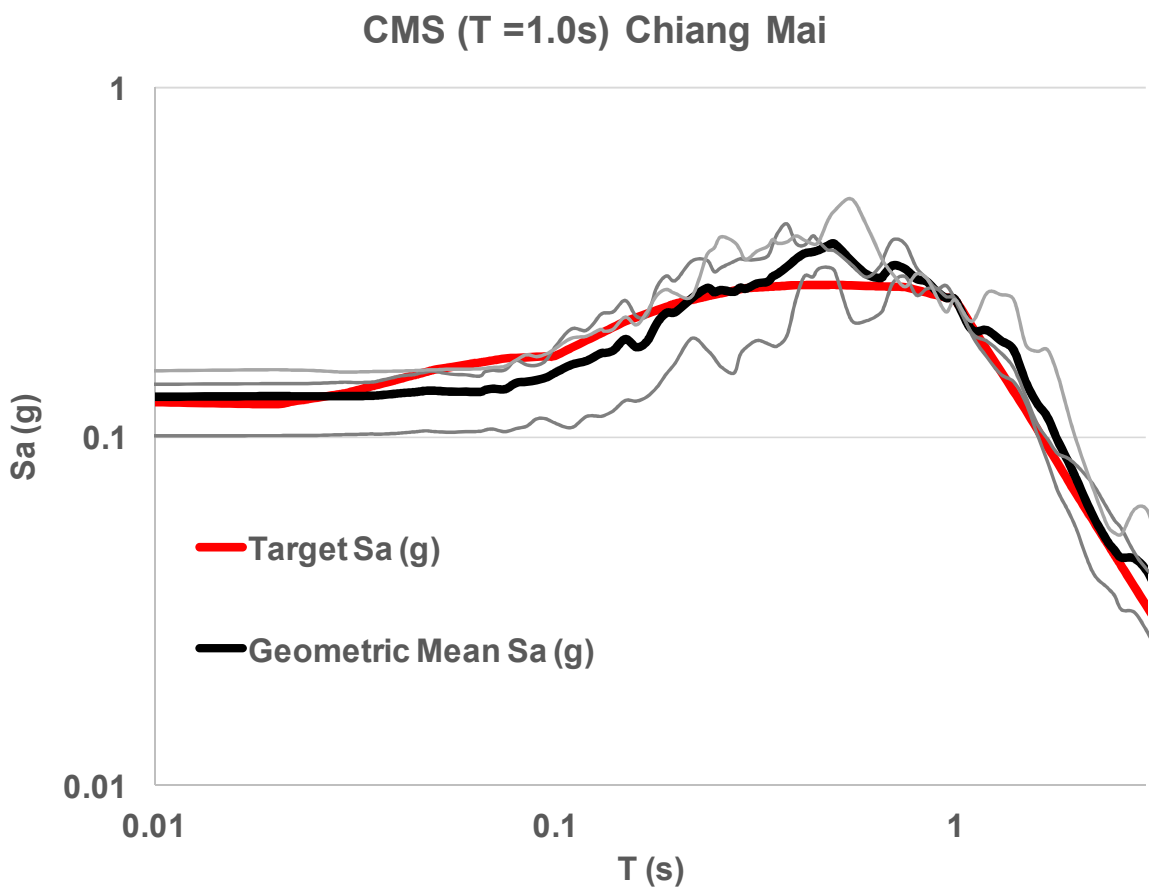
ตารางที่ 2.5-3 และ 2.5-4 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อเชียงใหม่ ที่ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ (Return Period) 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-4 และ 2.5-5) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในเชียงใหม่และไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-4 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงใหม่ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงใหม่ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1011	2.814	"Northridge-01"	1994	"LA - Wonderland Ave"	6.69	Reverse	15.11	1222.52
1078	1.3204	"Northridge-01"	1994	"Santa Susana Ground"	6.69	Reverse	1.69	715.12
5618	1.4347	"Iwate_ Japan"	2008	"IWT010"	6.9	Reverse	16.26	825.83



รูปที่ 2.5-5 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงใหม่ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

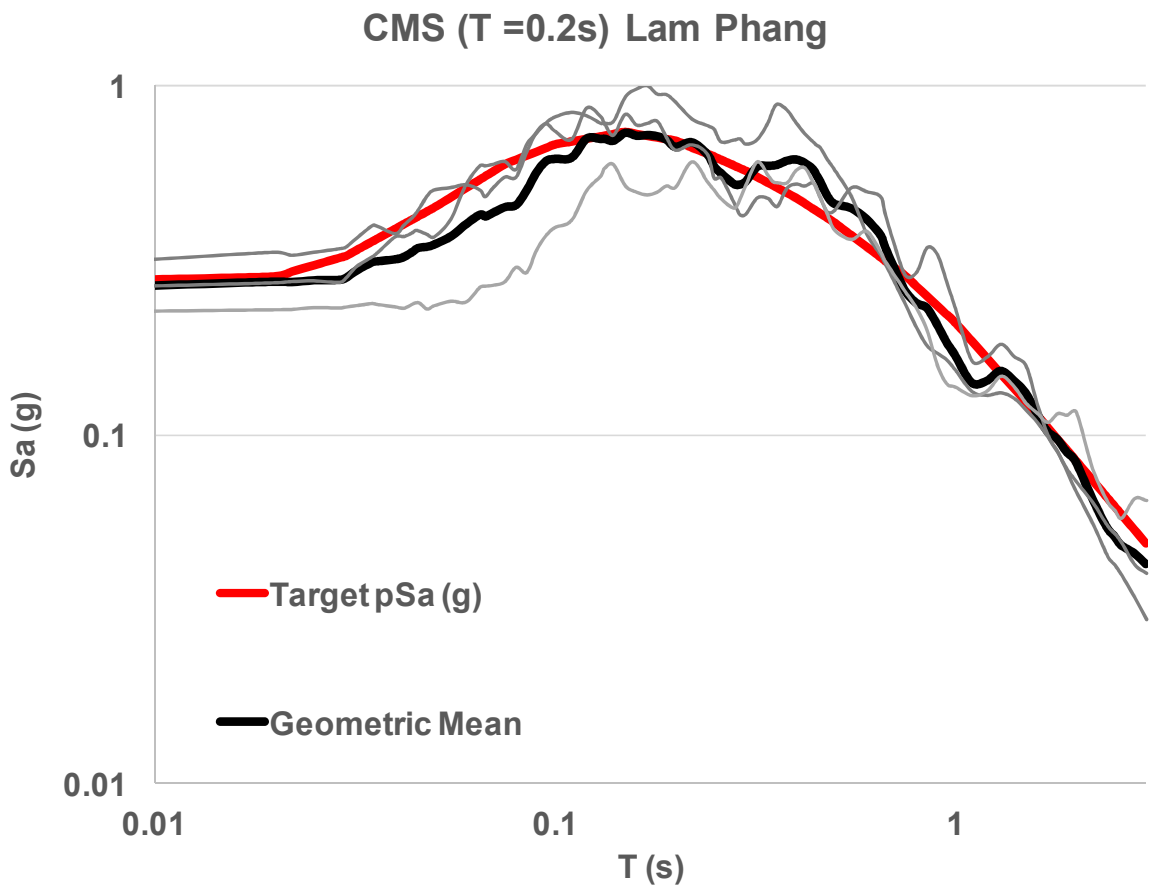
ตารางที่ 2.5-4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเชียงใหม่ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
771	0.5878	"Loma Prieta"	1989	"Golden Gate Bridge"	6.93	Reverse Oblique	79.71	584.17
796	1.0046	"Loma Prieta"	1989	"SF - Presidio"	6.93	Reverse Oblique	77.34	594.47
6992	1.7747	"Darfield_ New Zealand"	2010	"LSRC"	7	strike slip	79.53	561.04

2.5.3 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดลำปาง

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดลำปาง (รูปที่ 2.5-6) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-7)นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 30 กิโลเมตร (รอยเลื่อนพะเยา) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้น แสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-6)

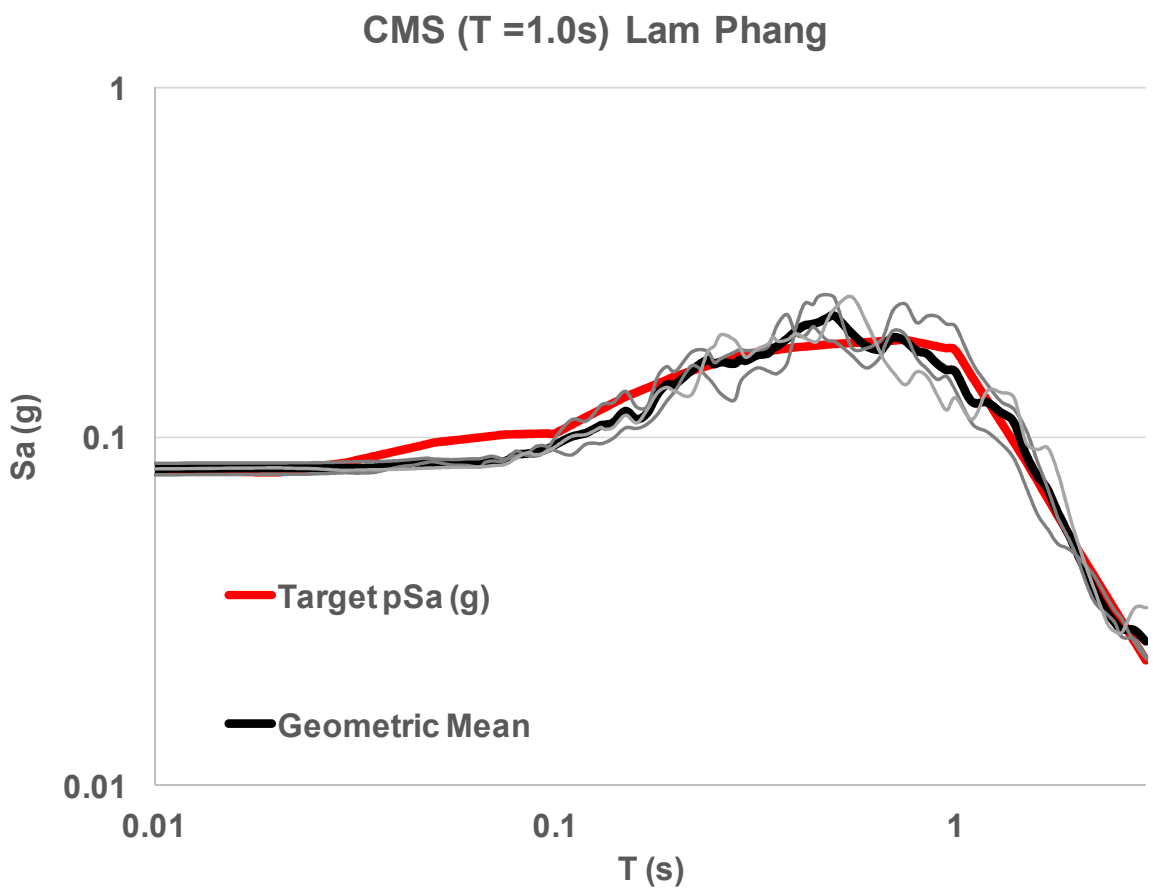
ตารางที่ 2.5-5 และ 2.5-6 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อลำปาง คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดลำปางโดยตารางที่ 2.5-5 และ 2.5-6 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ (Return Period) 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-6 และ 2.5-7) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในลำปางและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-6 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำปาง ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำปาง ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1078	0.337	"Northridge-01"	1994	"Santa Susana Ground"	6.7	Reverse	16.74	715.12
3943	0.374	"Tottori_ Japan"	2000	"SMN015"	6.6	strike slip	9.12	616.55
4478	2.3708	"L'Aquila_ Italy"	2009	"Lab.Gran Sasso"	6.3	Normal	11.15	547



รูปที่ 2.5-7 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำปาง ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

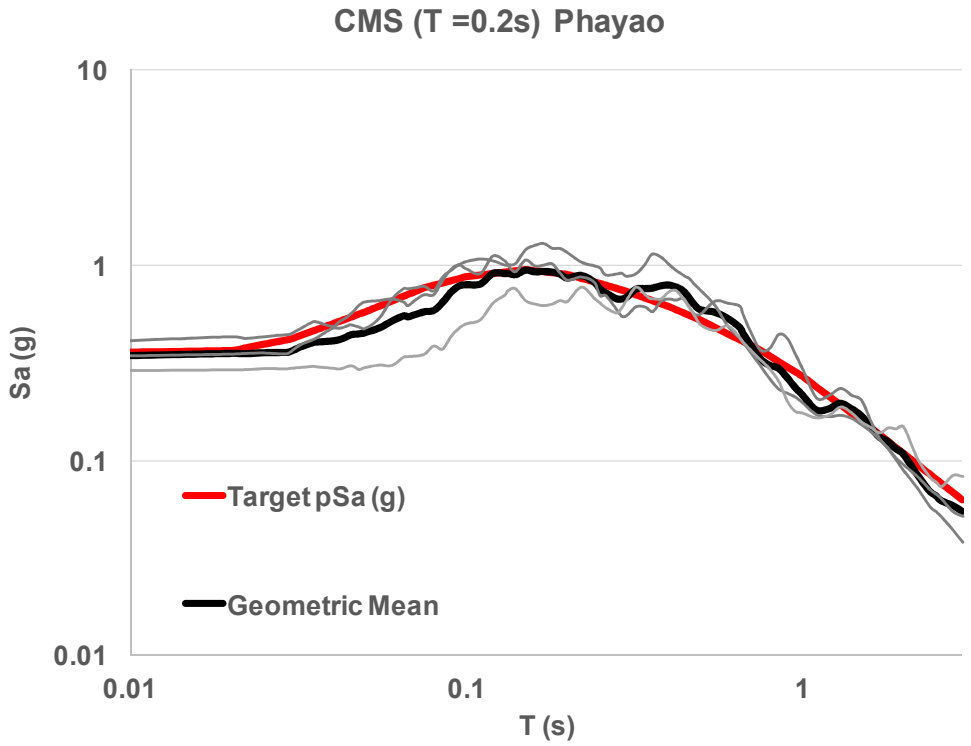
ตารางที่ 2.5-6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำปาง ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	1.0897	"Northridge-01"	1994	"Jensen Filter Plant Generator Building"	6.7	Reverse	5.43	525.79
4850	1.1925	"Chuetsu	2007	"Yoshikawaku Joetsu City"	6.8	Reverse	16.86	561.59
4864	1.2241	"Chuetsu	2007	"Yoitamachi Yoita Nagaoka"	6.8	Reverse	16.1	655.45

2.5.4 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดพะเยา

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดพะเยา (รูปที่ 2.5-8) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-9) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 40 กิโลเมตร (รอยเลื่อนพะเยา) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้น แสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-8)

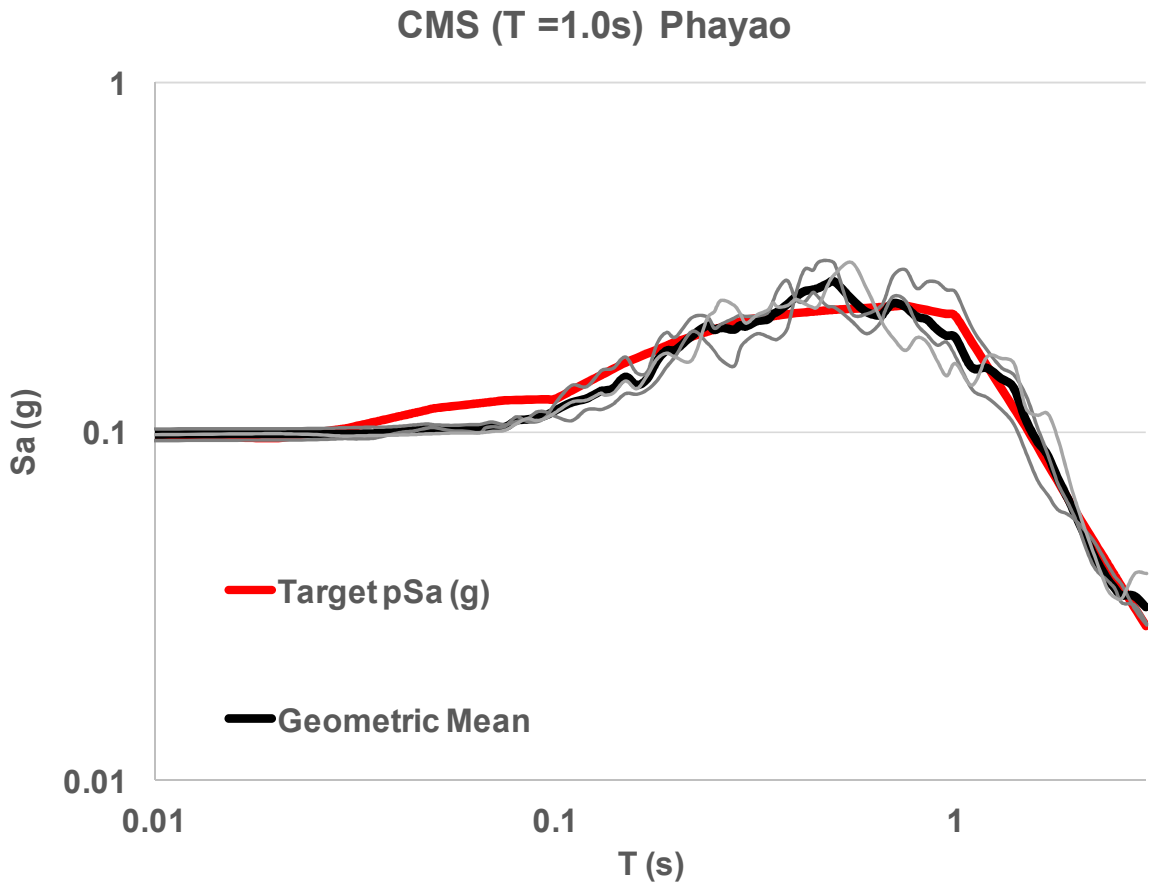
ตารางที่ 2.5-7 และ 2.5-8แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อพะเยา คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดพะเยาโดยตารางที่ 2.5-7 และ 2.5-8 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ (Return Period) 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-8) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในพะเยาและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-8 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพะเยาที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-7 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพะเยา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
554	1.5487	"Chalfant Valley	1986	"Long Valley Dam (L Abut)"	6.19	strike slip	21.12	537.16
2625	0.9703	"Chi Chi 03"	1999	"TCU074"	6.2	Reverse	16.63	549.43
2635	1.4556	"Chi Chi 03"	1999	"TCU089"	6.2	Reverse	9.81	671.52



รูปที่ 2.5-9 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพะเยา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

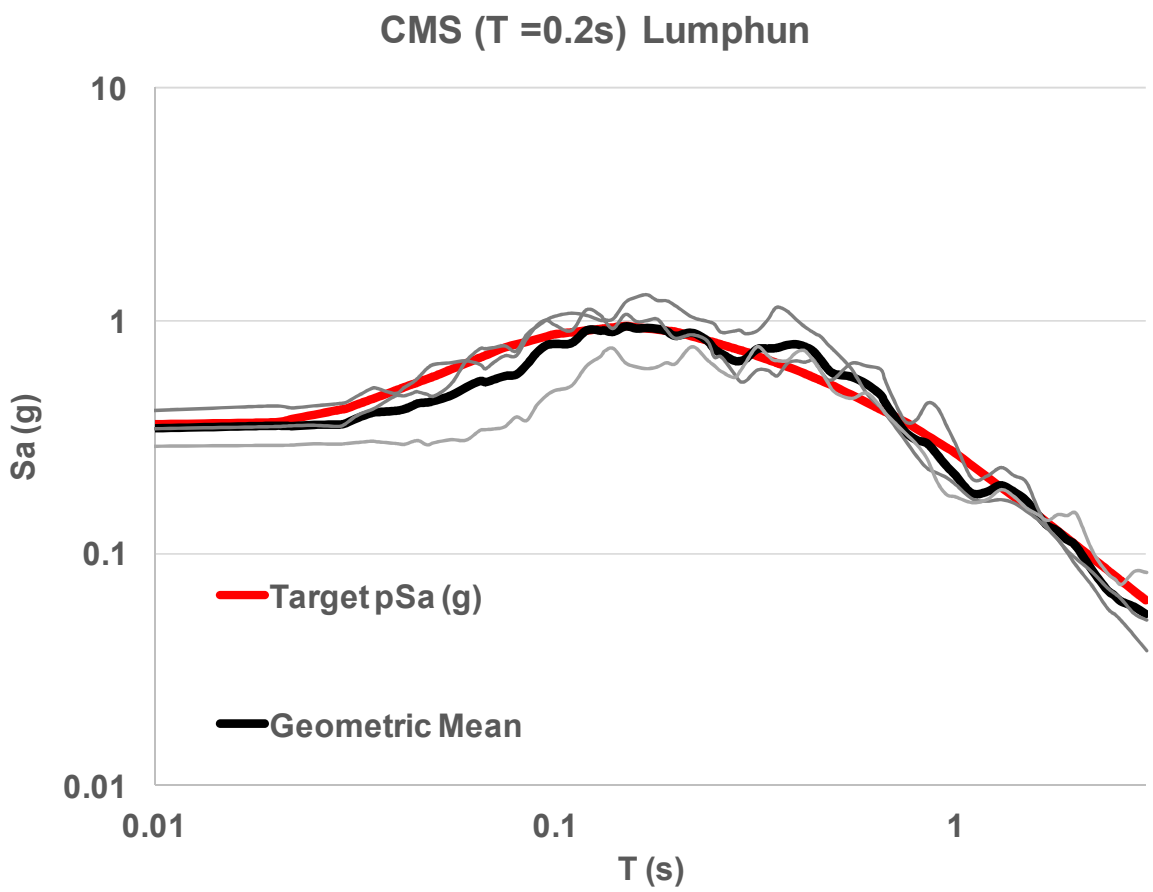
ตารางที่ 2.5-8 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพะเยา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	1.4505	"Big Bear-01"	1992	"Rancho Cucamonga - Deer Can"	6.46	strike slip	59.74	597.87
4850	0.8902	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"TTN051"	6.2	strike slip	37.54	637.57
4864	2.6561	"Tottori Japan"	2000	"OKYH02"	6.61	strike slip	70.52	700.52

2.5.5 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดลำพูน

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดลำพูน (รูปที่ 2.5-10) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-11) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 40 กิโลเมตร (รอยเลื่อนแม่ทา) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้น แสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-10)

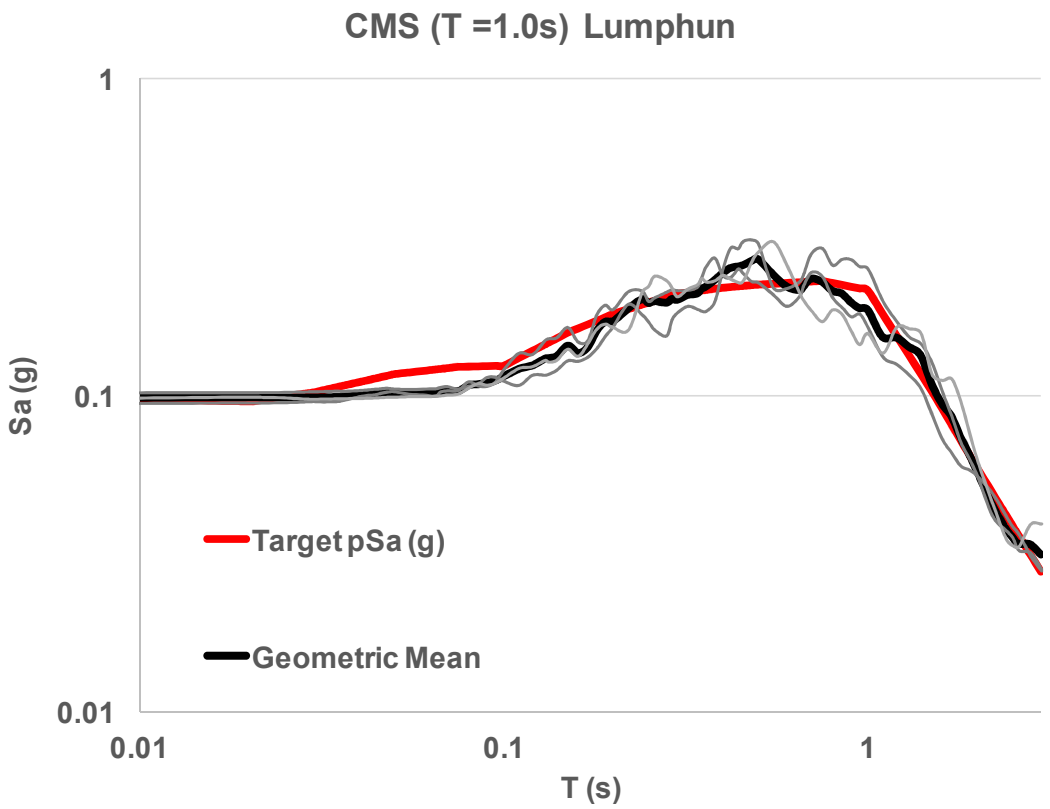
ตารางที่ 2.5-9 และ 2.5-10 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อลำพูน คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดลำพูนโดยตารางที่ 2.5-9 และ 2.5-10 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ (Return Period) 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-10) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในลำพูนและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-10 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำพูน ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-9 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำพูน ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
554	1.5487	"Chalfant Valley	1986	"Long Valley Dam (L Abut)"	6.19	strike slip	21.12	537.16
2625	0.9703	"Chi Chi 03"	1999	"TCU074"	6.2	Reverse	16.63	549.43
2635	1.4556	"Chi Chi 03"	1999	"TCU089"	6.2	Reverse	9.81	671.52



รูปที่ 2.5-11 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำพูน ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-10 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมลำพูน ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

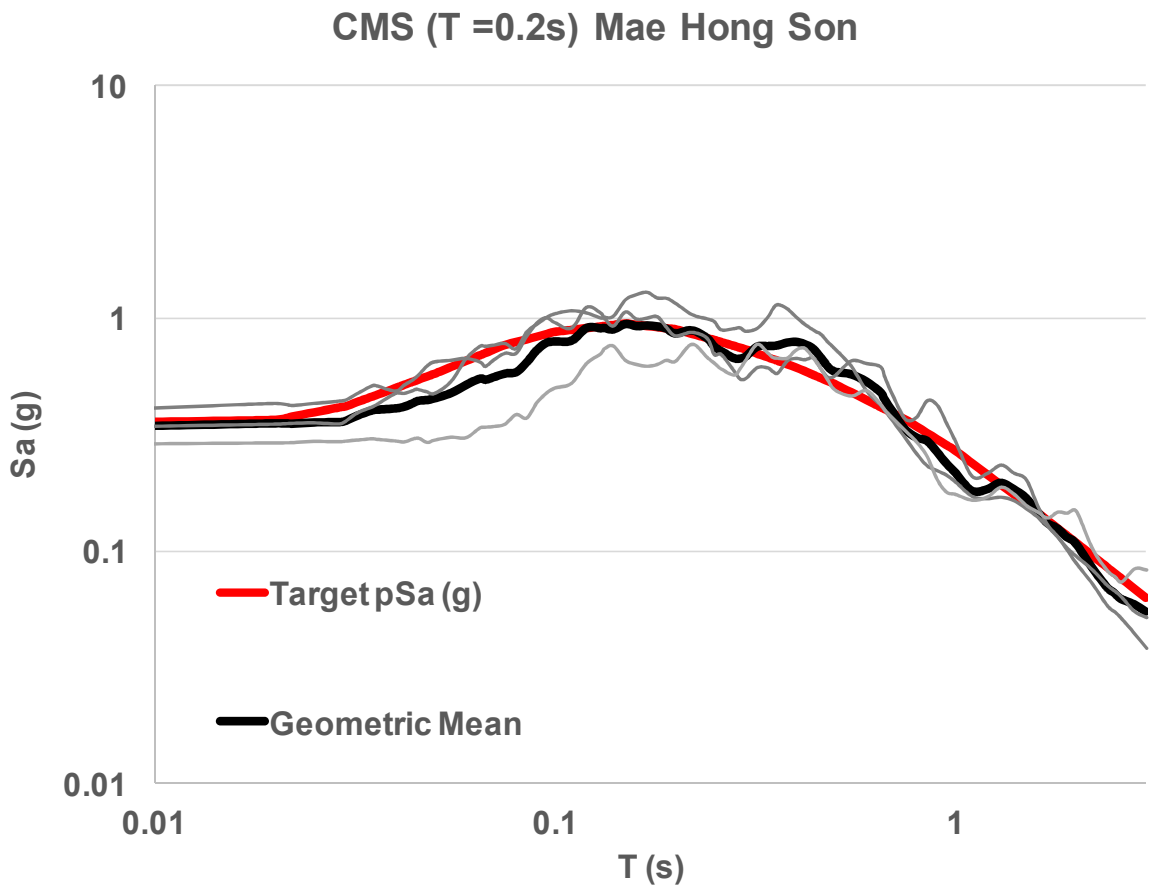
CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	1	Big-Bear01	1992	Rancho Cucamonga Deer Can	6.46	Strike Slip	59.87	509.1
4850	0.599	Chi-Chi, Taiwan04	1999	KAU050	6.2	Strike Slip	39.73	665.2
4864	2.299	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	TTN040	6.2	Strike Slip	50.83	728.01

2.5.6 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดแม่ฮ่องสอน

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดแม่ฮ่องสอน (รูปที่ 2.5-12) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด

6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-13) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนเมย) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-10)

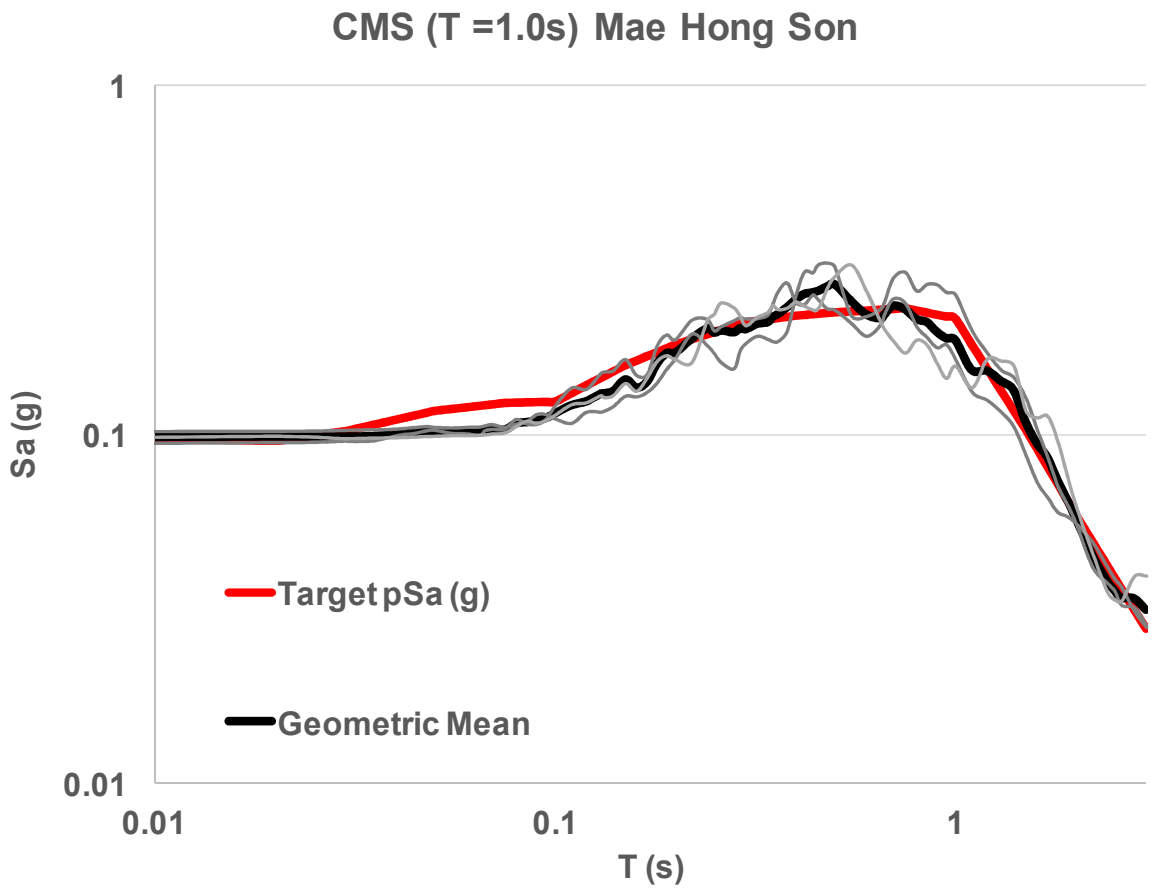
ตารางที่ 2.5-11 และ 2.5-12 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อแม่ฮ่องสอน คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด แม่ฮ่องสอนโดยตารางที่ 2.5-11 และ 2.5-12 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-13) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในแม่ฮ่องสอนและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-12 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแม่ฮ่องสอน ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-11 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแม่ฮ่องสอน ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
554	2.9602	Chi-Chi Taiwan04	1999	ILA067	6.2	Strike Slip	10.25	665.2
2625	0.6572	Bam Iran	2003	Sirch	6.6	Strike Slip	14.47	533.83
2635	1.7377	Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	13.21	644.76



รูปที่ 2.5-13 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแม่ฮ่องสอน ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

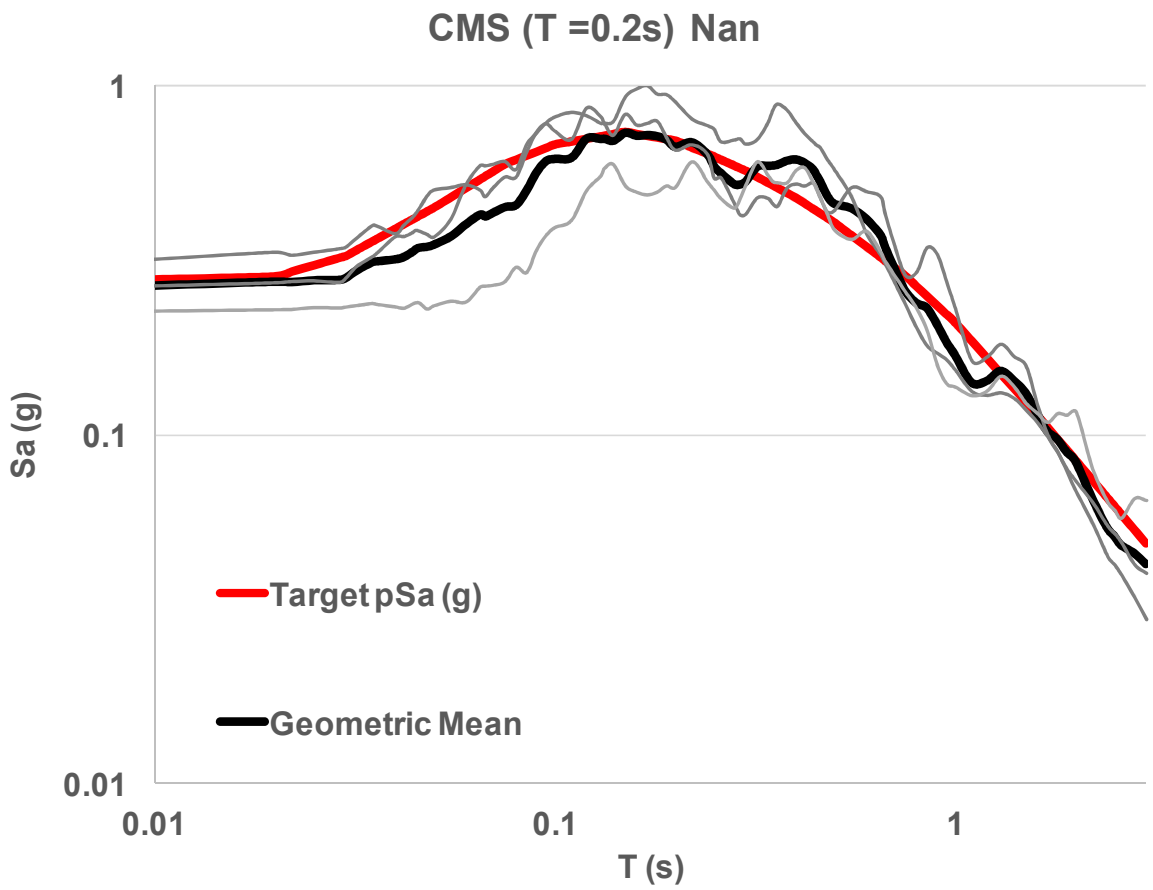
ตารางที่ 2.5-12 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแม่ฮ่องสอน ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	0.8703	Hector Mine	1999	Wrightwood Nielson Ranch	7.13	Strike Slip	11.45	506
4850	1.7805	EL Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	15.84	513.41
4864	2.7339	Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	13.21	644.76

2.5.7 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดน่าน

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดน่าน (รูปที่ 2.5-14) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-15) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนปัว) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้น แสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-10)

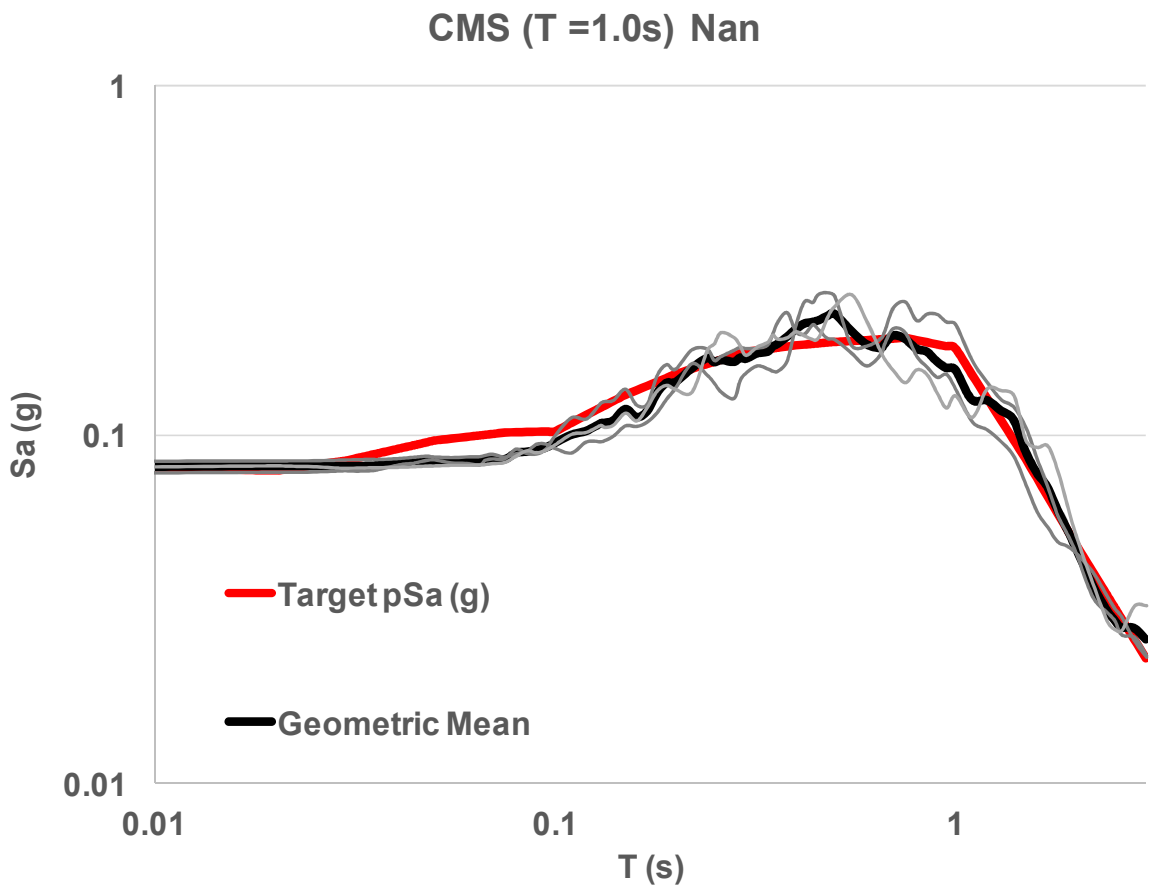
ตารางที่ 2.5-13 และ 2.5-14 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อน่าน คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดน่านโดยตารางที่ 2.5-13 และ 2.5-14 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ (Return Period) 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-14) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในน่านและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-14 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมน่าน ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-13 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมน่าน ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1078	1.337	"Northridge-01"	1994	"Santa Susana Ground"	6.7	Reverse	16.74	715.12
3943	1.374	"Tottori_ Japan"	2000	"SMN015"	6.6	strike slip	9.12	616.55
4478	2.3708	"L'Aquila_ Italy"	2009	"Lab.Gran Sasso"	6.3	Normal	11.15	547



รูปที่ 2.5-15 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมน่าน ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

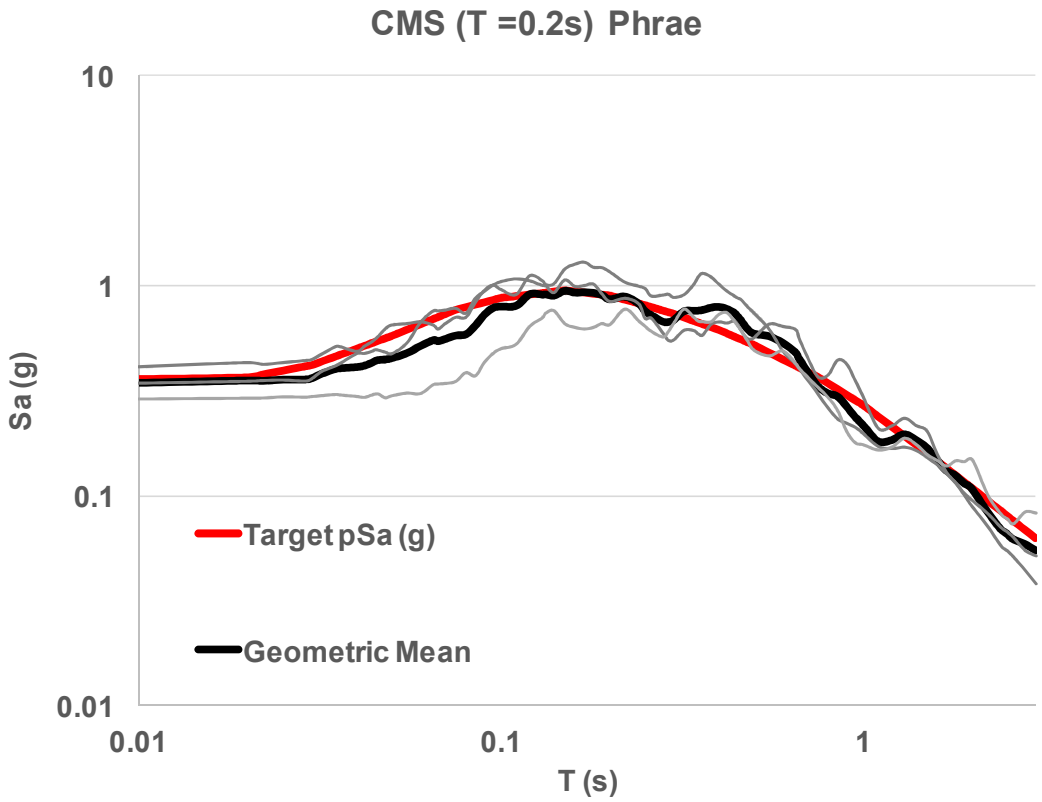
ตารางที่ 2.5-14 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมน่าน ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	1.0897	"Northridge-01"	1994	"Jensen Filter Plant Generator Building"	6.7	Reverse	5.43	525.79
4850	1.1925	"Chuetsu	2007	"Yoshikawaku Joetsu City"	6.8	Reverse	16.86	561.59
4864	1.2241	"Chuetsu	2007	"Yoitamachi Yoita Nagaoka"	6.8	Reverse	16.1	655.45

2.5.8 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดแพร่

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดแพร่ (รูปที่ 2.5-16) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-17) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนเถิน) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้น แสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-16)

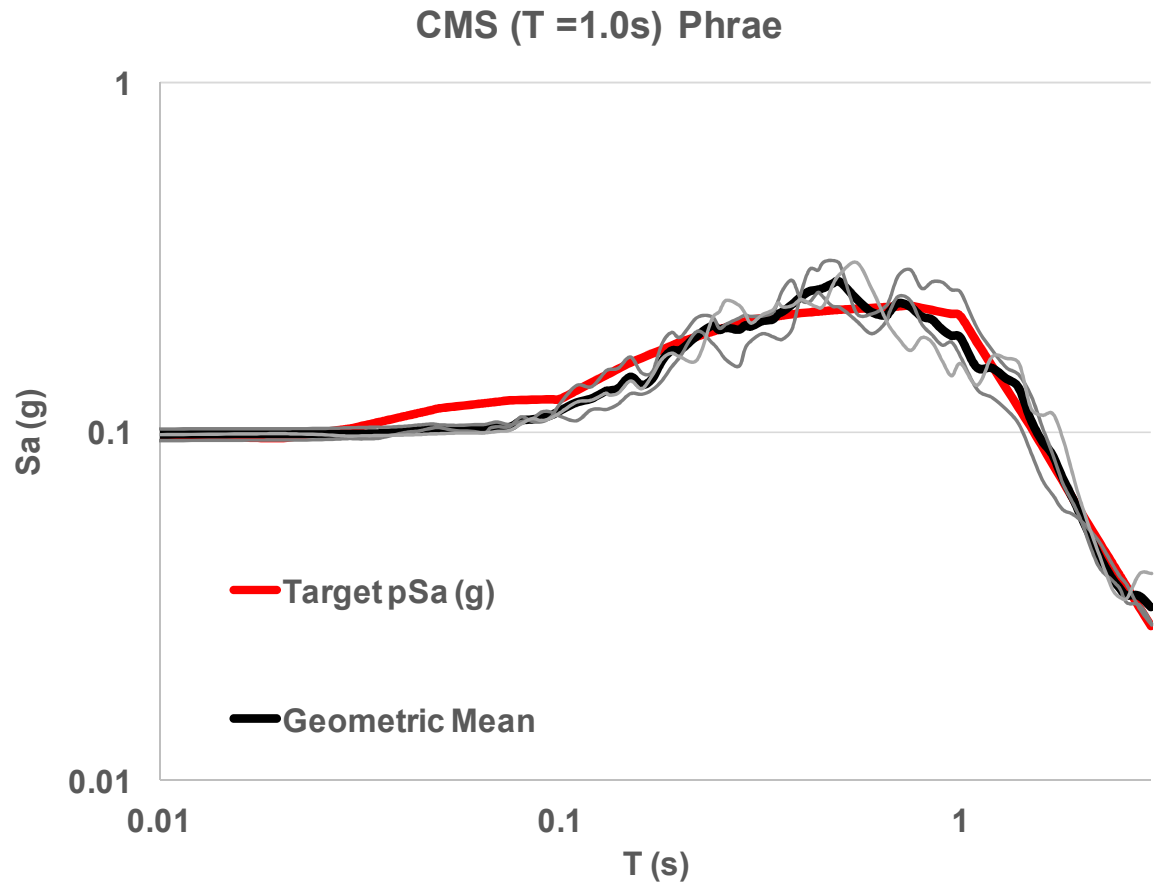
ตารางที่ 2.5-15 และ 2.5-16 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อแพร่ คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดแพร่โดยตารางที่ 2.5-15 และ 2.5-16 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-16) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในแพร่และไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-16 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแพร่ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-15 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแพร่ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1078	1.337	"Northridge-01"	1994	"Santa Susana Ground"	6.7	Reverse	16.74	715.12
3943	1.374	"Tottori_ Japan"	2000	"SMN015"	6.6	strike slip	9.12	616.55
4478	2.3708	"L'Aquila_ Italy"	2009	"Lab.Gran Sasso"	6.3	Normal	11.15	547



รูปที่ 2.5-17 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแพร่ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

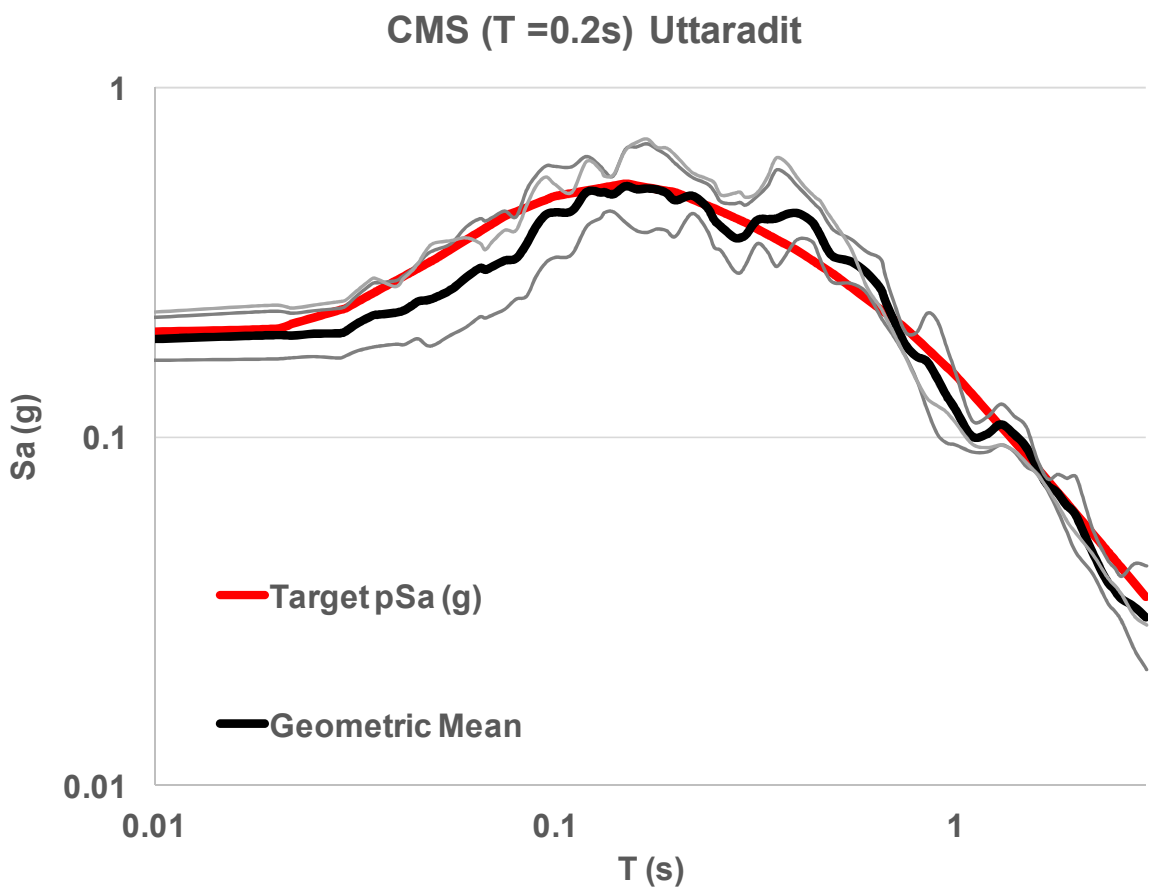
ตารางที่ 2.5-16 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมแพร่ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	1.0897	"Northridge-01"	1994	"Jensen Filter Plant Generator Building"	6.7	Reverse	5.43	525.79
4850	1.1925	"Chuetsu	2007	"Yoshikawaku Joetsu City"	6.8	Reverse	16.86	561.59
4864	1.2241	"Chuetsu	2007	"Yoitamachi Yoita Nagaoka"	6.8	Reverse	16.1	655.45

2.5.9 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดอุตรดิตถ์

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดอุตรดิตถ์ (รูปที่ 2.5-18) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-19) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนอุตรดิตถ์) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-18)

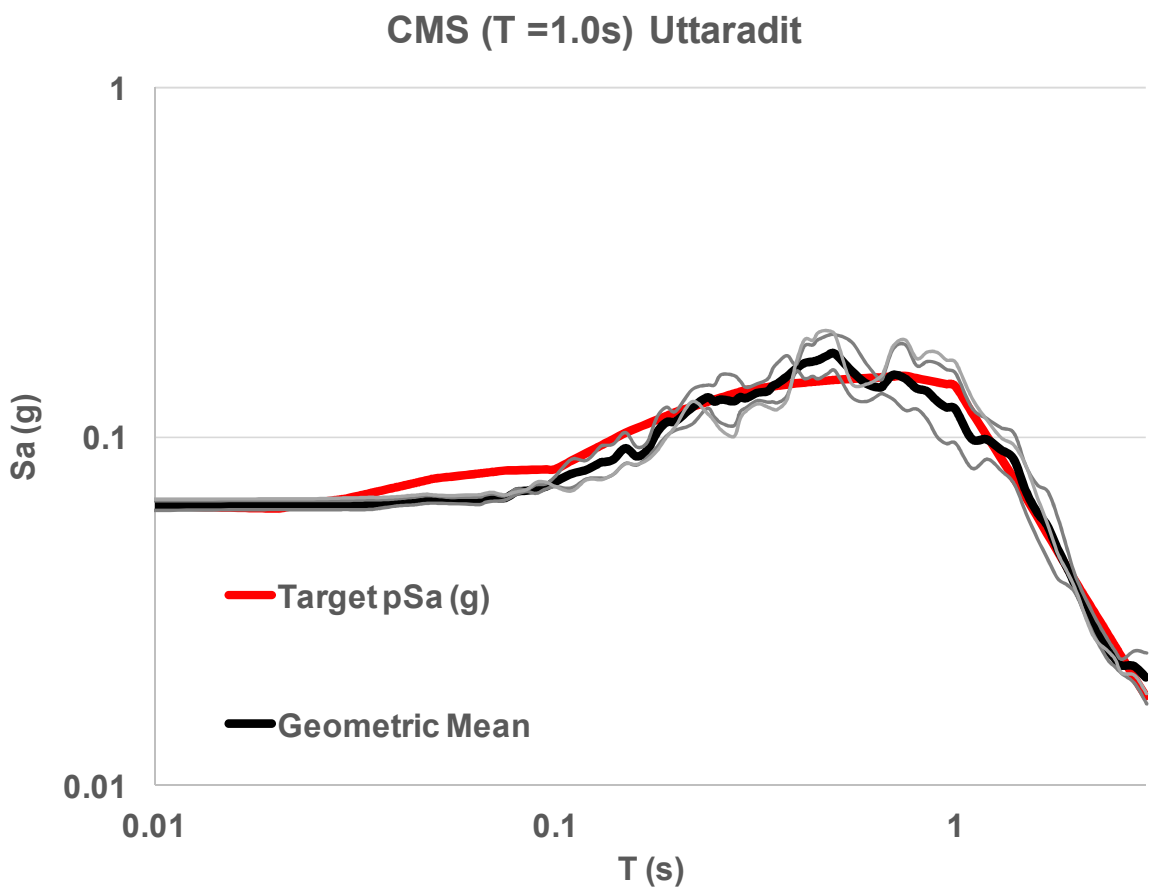
ตารางที่ 2.5-17 และ 2.5-18 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่ออุตรดิตถ์ คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด อุตรดิตถ์โดยตารางที่ 2.5-17 และ 2.5-18 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-17) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในอุตรดิตถ์และไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-18 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอุตรดิตถ์ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-17 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอุตรดิตถ์ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1078	1.337	"Northridge-01"	1994	"Santa Susana Ground"	6.7	Reverse	16.74	715.12
3943	1.374	"Tottori_ Japan"	2000	"SMN015"	6.6	strike slip	9.12	616.55
4478	2.3708	"L'Aquila_ Italy"	2009	"Lab.Gran Sasso"	6.3	Normal	11.15	547



รูปที่ 2.5-19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอุตรดิตถ์ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

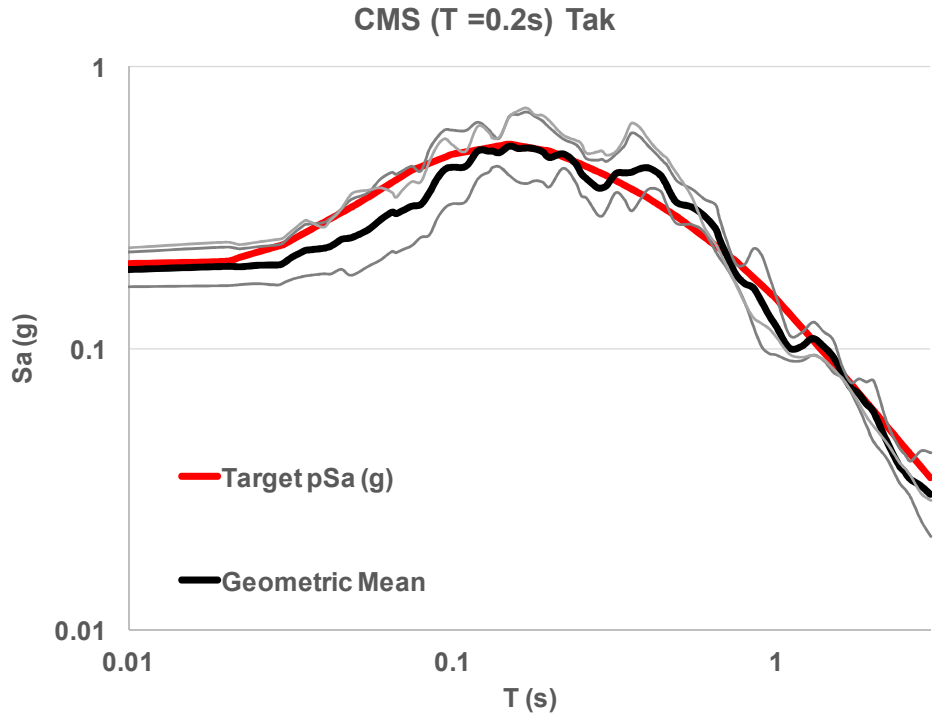
ตารางที่ 2.5-18 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอุตรดิตถ์ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	1.0897	"Northridge-01"	1994	"Jensen Filter Plant Generator Building"	6.7	Reverse	5.43	525.79
4850	1.1925	"Chuetsu	2007	"Yoshikawaku Joetsu City"	6.8	Reverse	16.86	561.59
4864	1.2241	"Chuetsu	2007	"Yoitamachi Yoita Nagaoka"	6.8	Reverse	16.1	655.45

2.5.10 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดตาก

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดตาก (รูปที่ 2.5-20) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-21) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนอุตรดิตถ์) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-20)

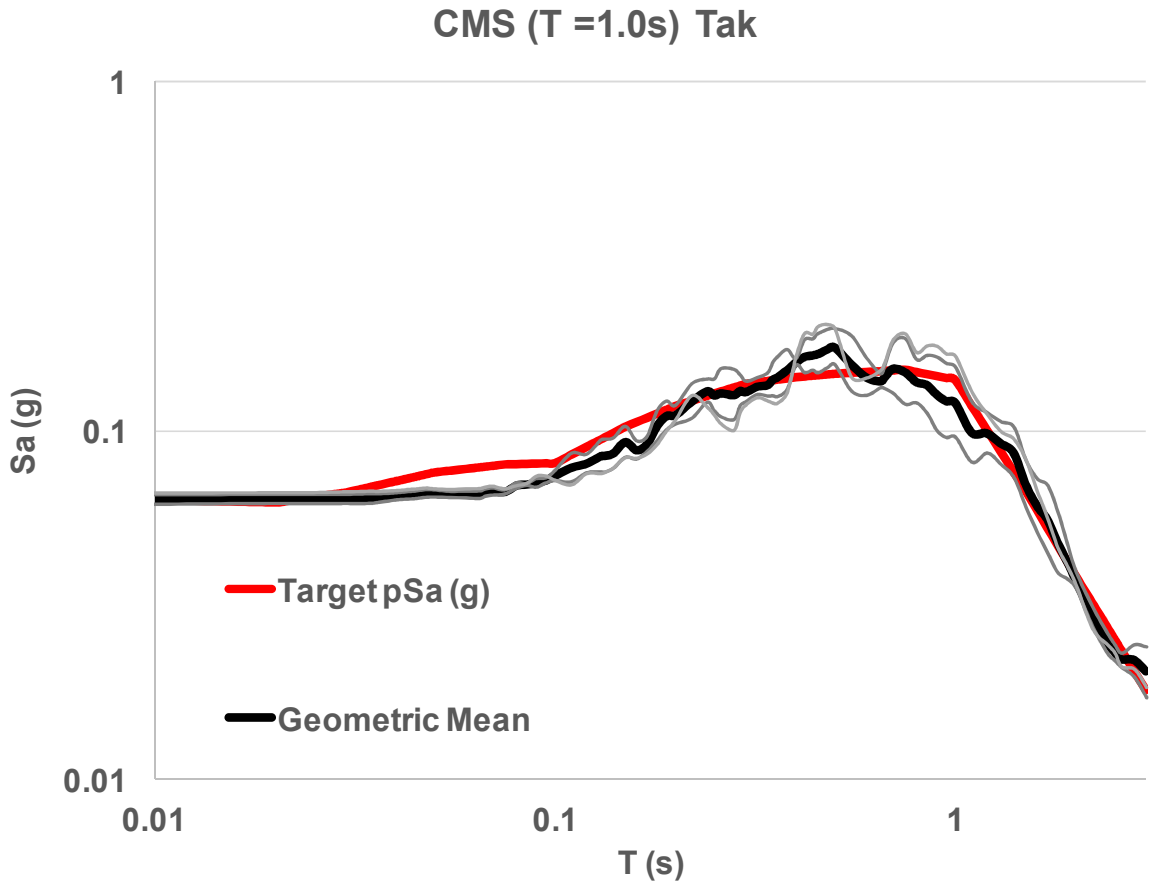
ตารางที่ 2.5-19 และ 2.5-20 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อตาก คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดตากโดยตารางที่ 2.5-19 และ 2.5-20 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ (Return Period) 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-20) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในตากและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-20 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตากที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-19 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตาก ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
554	2.9602	Chi-Chi Taiwan04	1999	ILA067	6.2	Strike Slip	10.25	665.2
2625	0.6572	Bam Iran	2003	Sirch	6.6	Strike Slip	14.47	533.83
2635	1.7377	Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	13.21	644.76



รูปที่ 2.5-21 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตาก ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

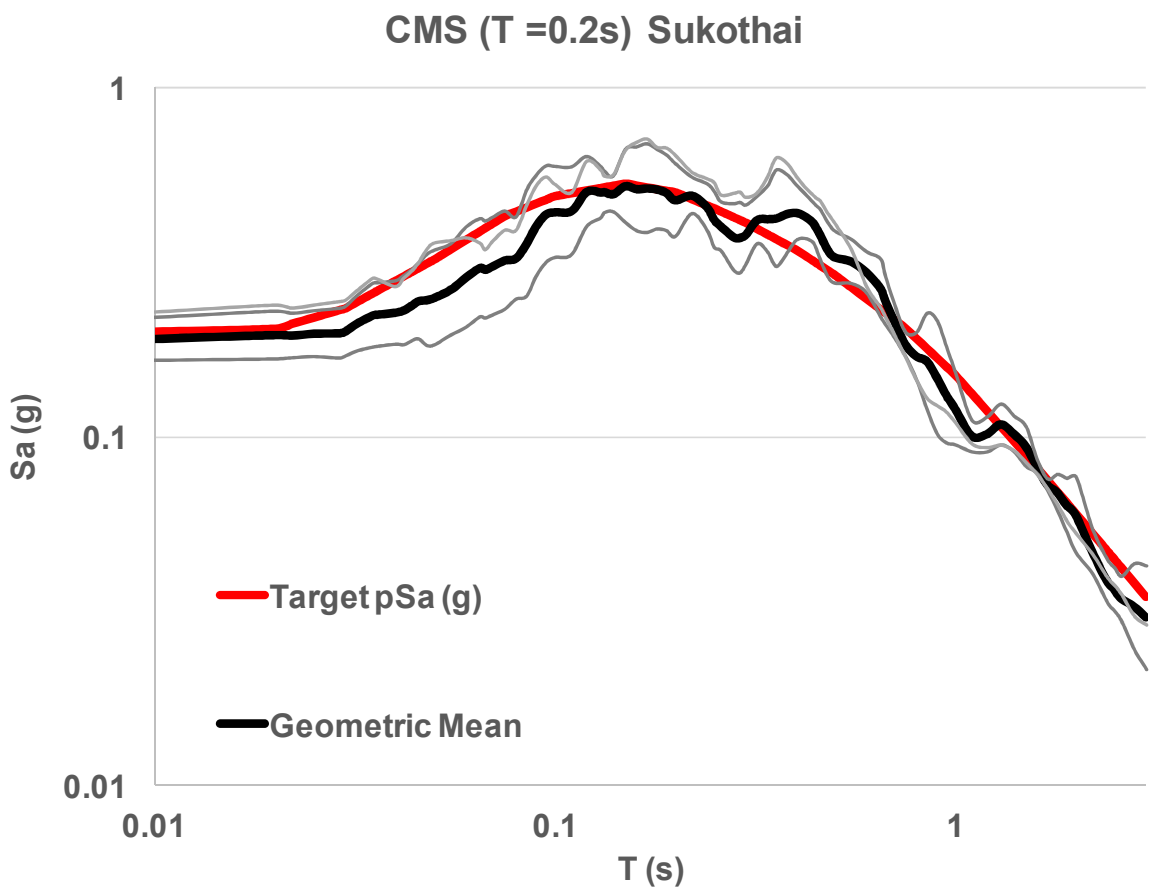
ตารางที่ 2.5-20 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตาก ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	0.8703	Hector Mine	1999	Wrightwood Nielson Ranch	7.13	Strike Slip	11.45	506
4850	1.7805	EL Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	15.84	513.41
4864	2.7339	Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	13.21	644.76

2.5.11 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดสุโขทัย

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดสุโขทัย (รูปที่ 2.5-22) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-24) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.0 ที่ระยะทางประมาณ 15 กิโลเมตร การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-22)

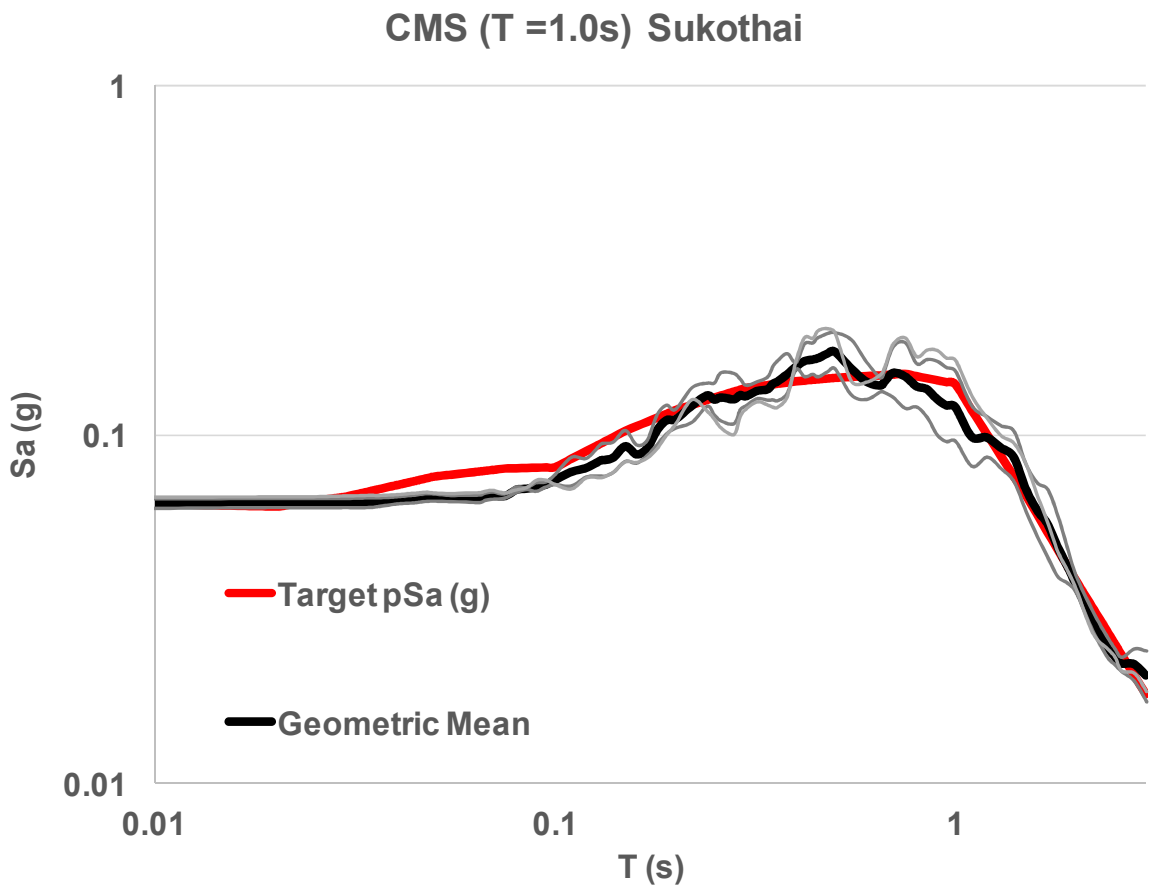
ตารางที่ 2.5-21 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อสุโขทัย คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด สุโขทัย โดยตารางที่ 2.5-21 และ 2.5-22 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-22) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในสุโขทัยและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-22 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุโขทัย ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-21 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุโขทัย ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
554	2.9602	Chi-Chi Taiwan04	1999	ILA067	6.2	Strike Slip	10.25	665.2
2625	0.6572	Bam Iran	2003	Sirch	6.6	Strike Slip	14.47	533.83
2635	1.7377	Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	13.21	644.76



รูปที่ 2.5-23 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุโขทัย ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

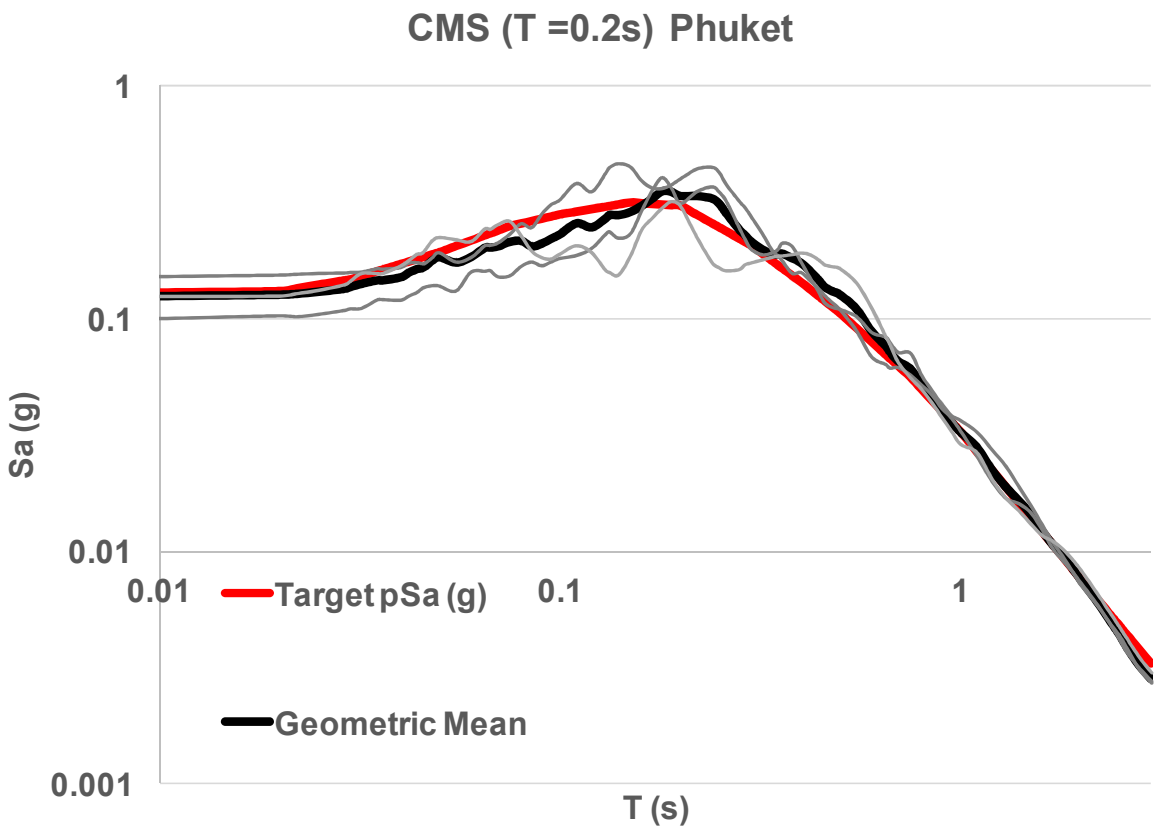
ตารางที่ 2.5-22 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุโขทัย ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	0.8703	Hector Mine	1999	Wrightwood Nielson Ranch	7.13	Strike Slip	11.45	506
4850	1.7805	EL Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	15.84	513.41
4864	2.7339	Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	13.21	644.76

2.5.12 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดภูเก็ต

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดภูเก็ต (รูปที่ 2.5-24) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 5.5-6.0 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-25) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 100 กิโลเมตร การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-24)

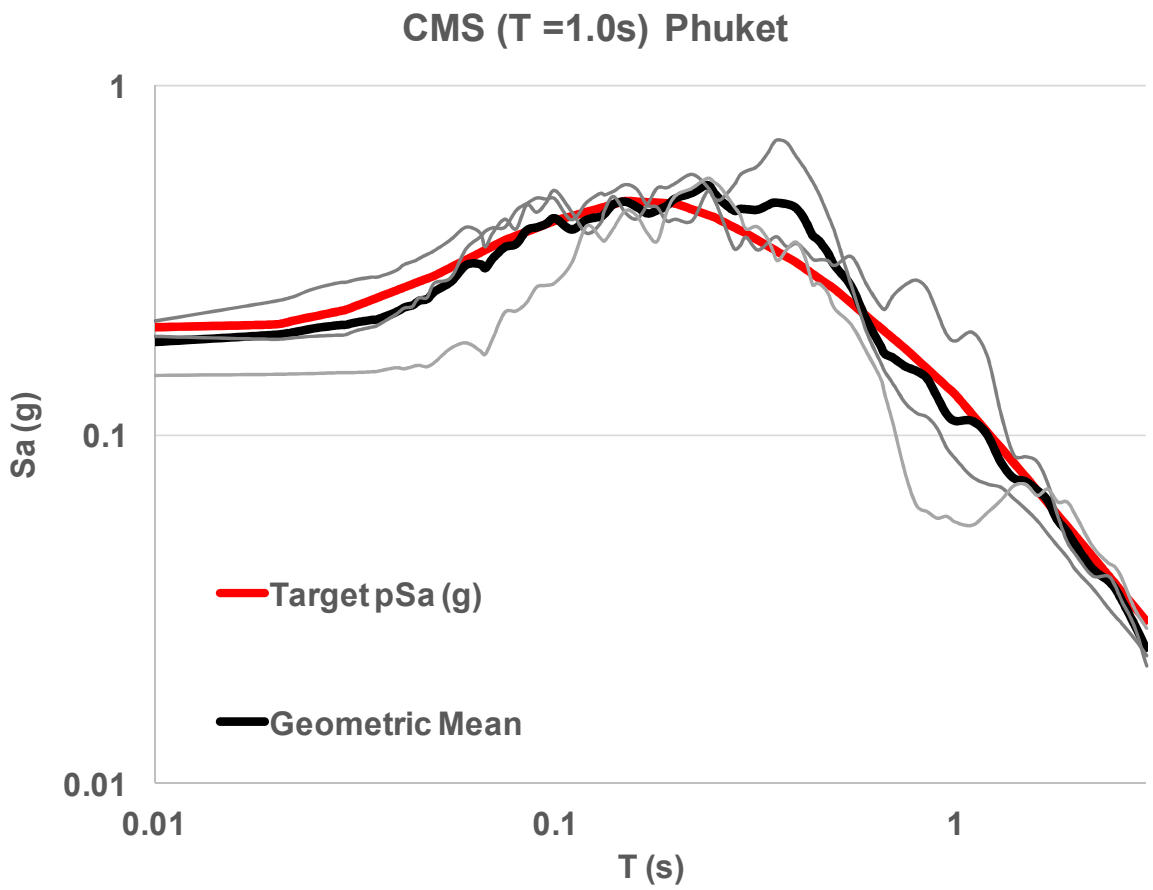
ตารางที่ 2.5-23 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อภูเก็ต คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด ภูเก็ตโดย ตารางที่ 2.5-23 และ 2.5-24 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็งจะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในภูเก็ตและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-24 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมภูเก็ต ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-23 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมภูเก็ต ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
23	1.6705	"San Francisco"	1999	"Golden Gate Park"	5.28	Reverse	9.74	874.72
4312	1.7126	"Umbria-03_ Italy"	2003	"Gubbio"	5.6	Normal	14.67	922
9291	4.9393	"14095628"	2010	"Cattani Ranch"	5.03	strike slip	19.91	895



รูปที่ 2.5-25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมภูเก็ต ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

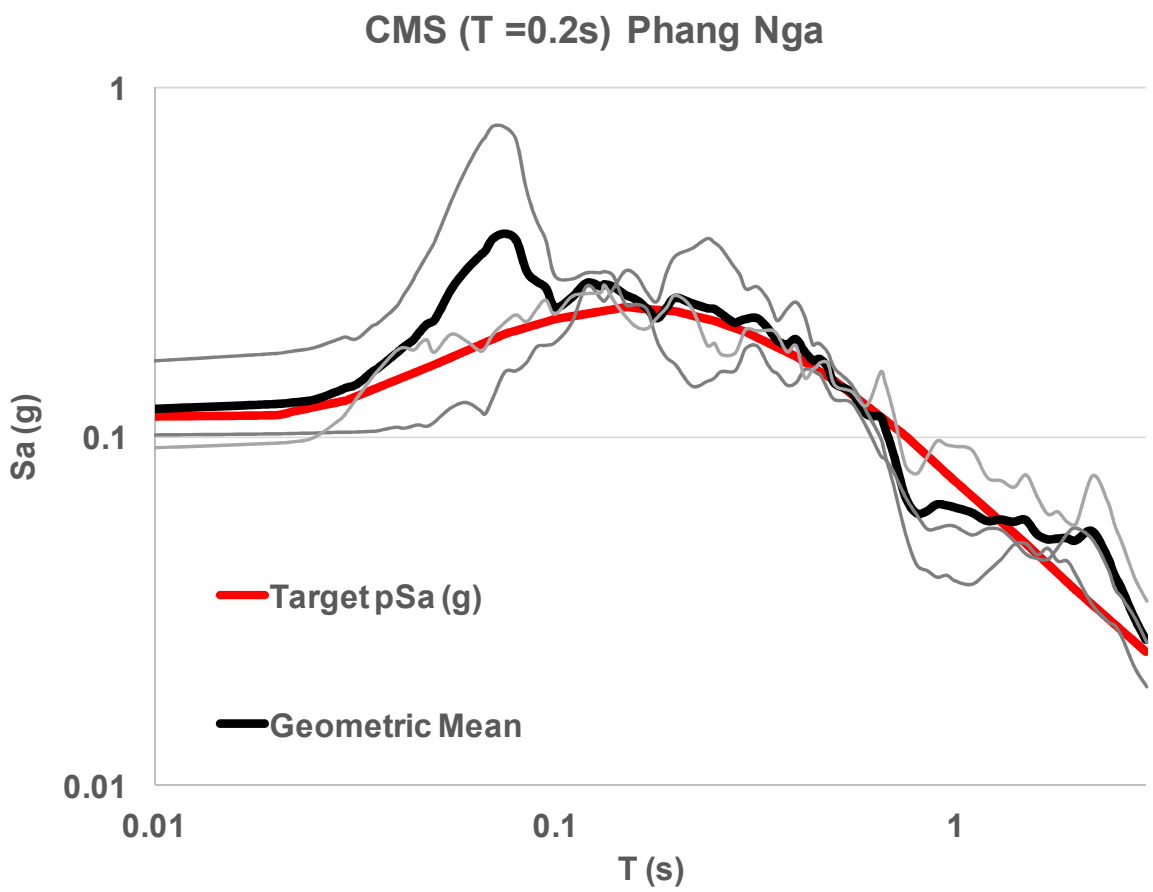
ตารางที่ 2.5-24 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมภูเก็ต ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
983	0.8703	Hector Mine	1999	Wrightwood Nielson Ranch	7.13	Strike Slip	113.45	506
4850	1.7805	EL Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	158.84	513.41
4864	2.7339	Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	134.21	644.76

2.5.13 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดพังงา

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดพังงา (รูปที่ 2.5-26) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-27) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 15 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-26)

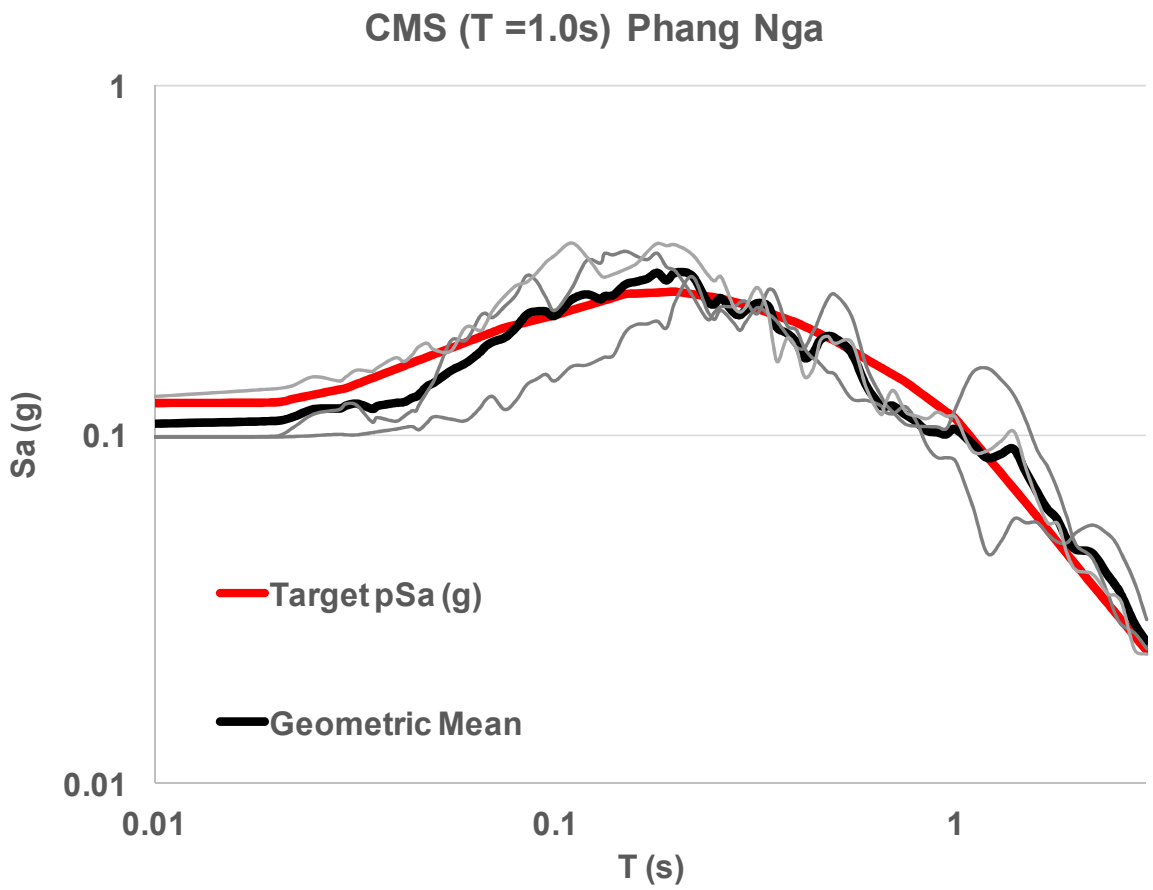
ตารางที่ 2.5-25 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อพังงา คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด พังงาโดย ตารางที่ 2.5-25 และ 2.5-26 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็งจะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในพังงาและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-26 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพังงา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-25 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพังงา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
3925	1.0703	"Tottori_ Japan"	2000	"OKYH07"	6.61	strike slip	15.23	940.2
3954	0.5274	"Tottori_ Japan"	2000	"SMNH10"	6.61	strike slip	15.58	967.27
5618	0.3603	"Iwate_ Japan"	2008	"IWT010"	6.9	Reverse	16.26	825.83



รูปที่ 2.5-27 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพังงา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

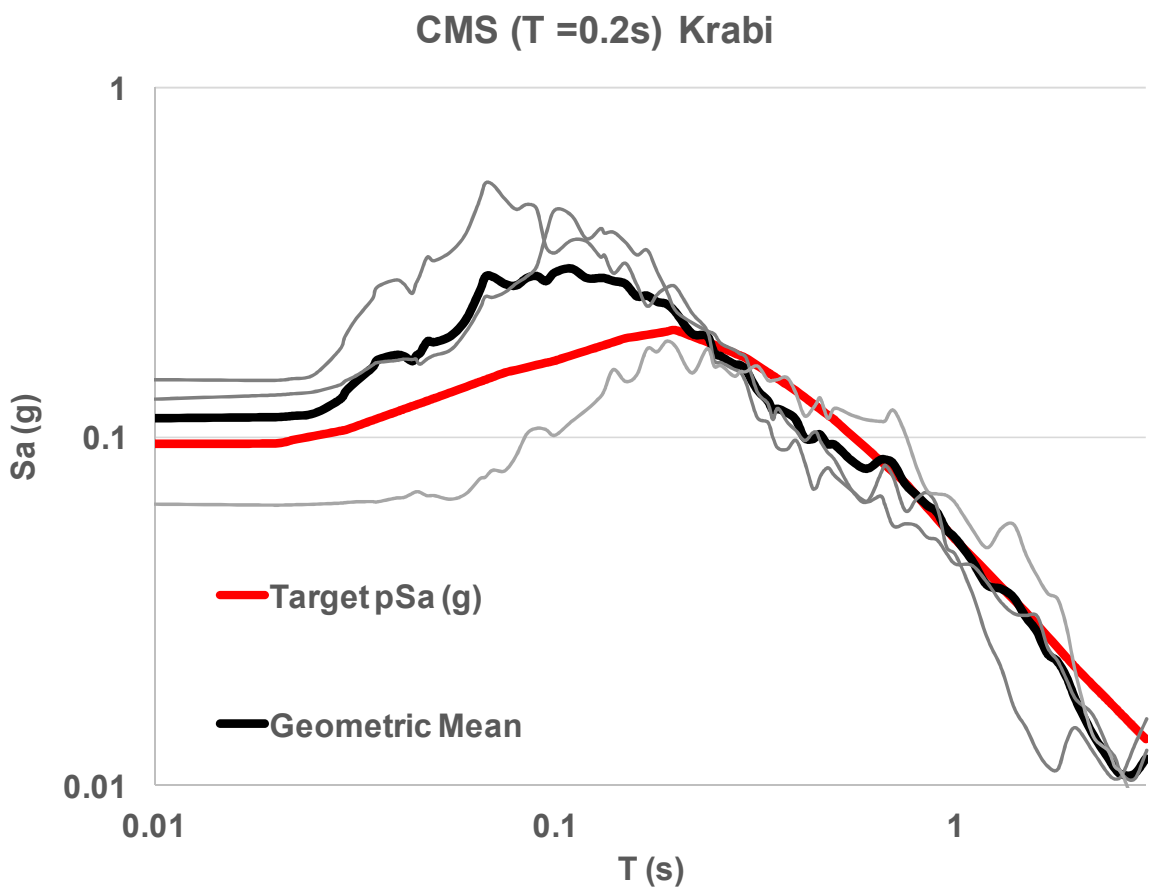
ตารางที่ 2.5-26 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมพังงา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1633	1.1924	"Manjil_ Iran"	1990	"Abbar"	7.37	strike slip	12.55	723.95
1787	1.3302	"Hector Mine"	1999	"Hector"	7.13	strike slip	10.35	726
4869	0.7223	"Chuetsu-oki_ Japan"	2007	"Kawaguchi"	6.8	Reverse	23.63	640.14

2.5.14 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดกระบี่

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดกระบี่ (รูปที่ 2.5-28) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 70 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-29) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 70 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-26)

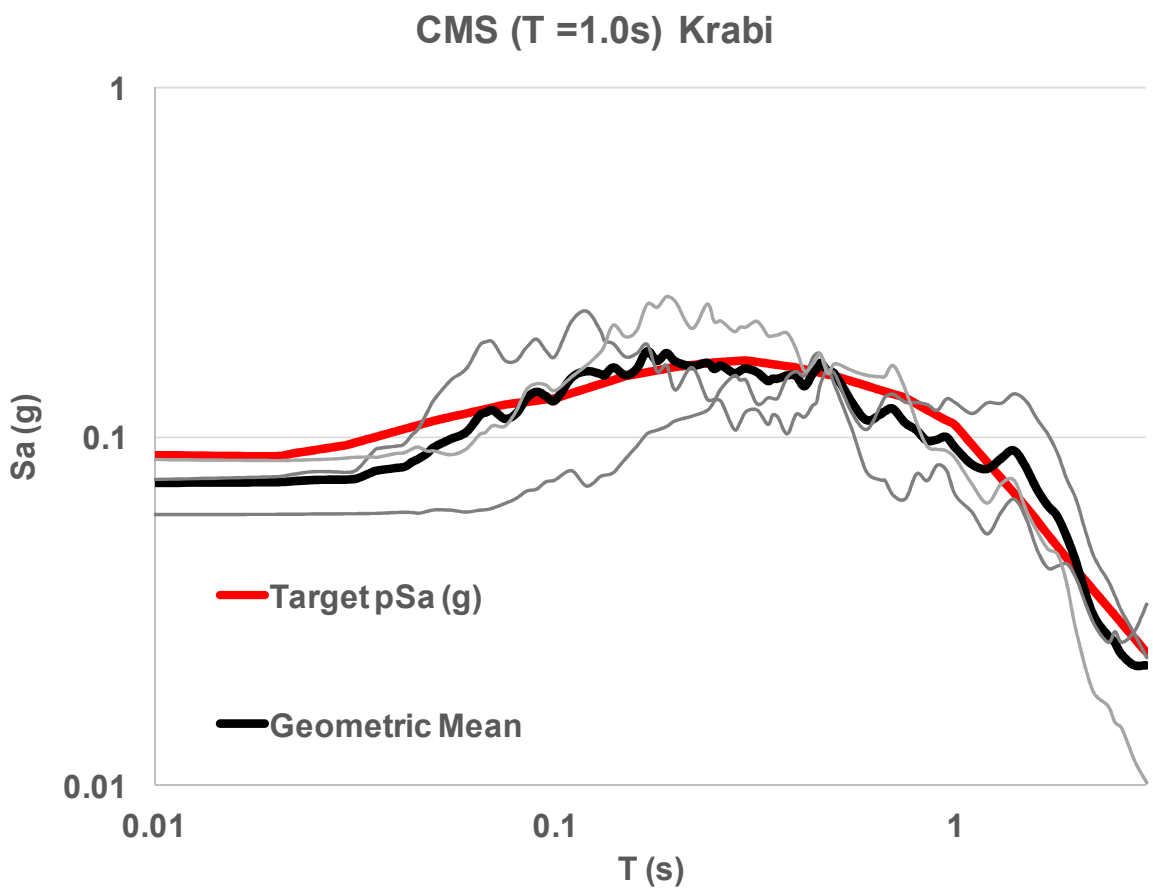
ตารางที่ 2.5-27 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อกระบี่ คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด กระบี่โดย ตารางที่ 2.5-27 และ 2.5-28 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-28) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในกระบี่และไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-28 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกระบี่ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-27 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกระบี่ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
4243	2.6661	"Niigata_ Japan"	2004	"TCGH08"	6.63	Reverse	80.05	723.23
5670	2.071	"Iwate_ Japan"	2008	"MYG011"	6.9	Reverse	82.93	1423.8
6002	1.6809	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Glamis_ Black Mountain Rd"	7.2	strike slip	89.69	743



รูปที่ 2.5-29 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกระบี่ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

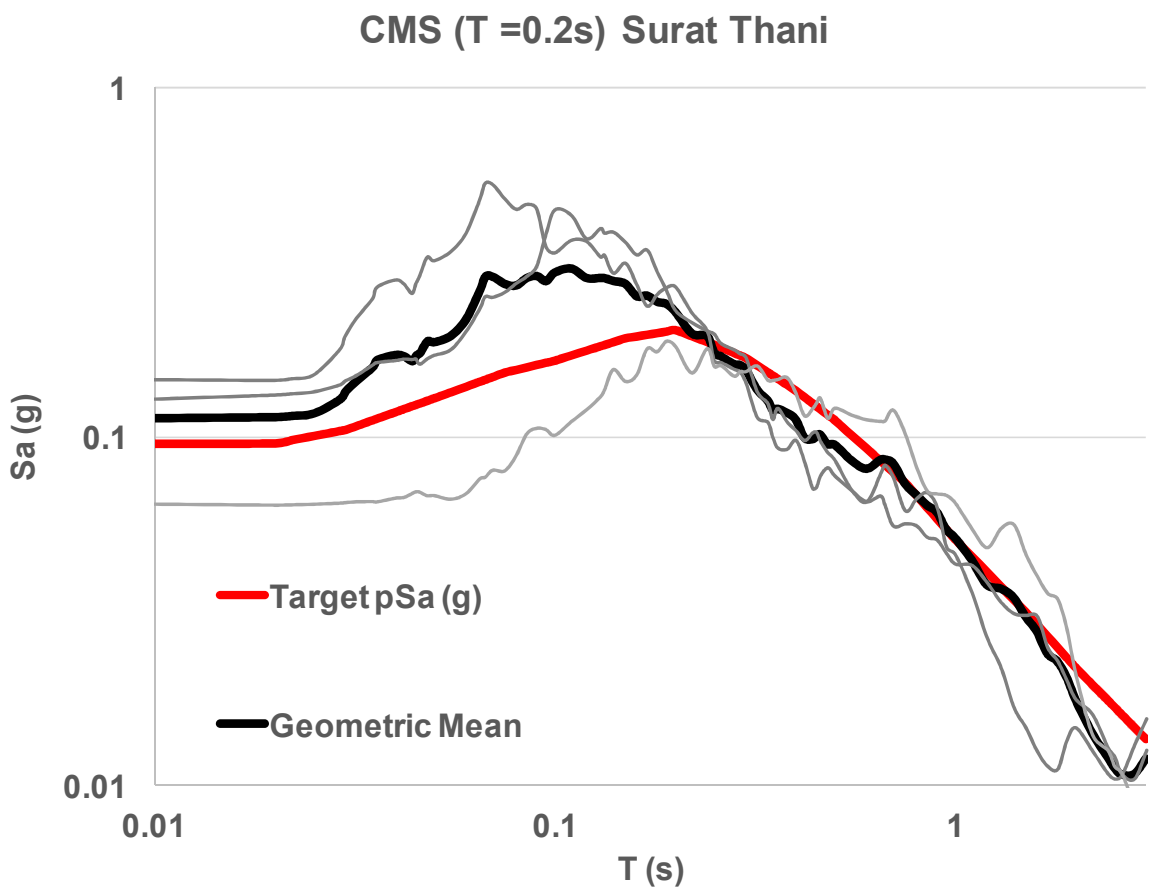
ตารางที่ 2.5-28 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกระบี่ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
789	0.8263	"Loma Prieta"	1989	"Point Bonita"	6.93	Reverse Oblique	83.37	1315.92
1763	2.4396	"Hector Mine"	1999	"Anza - Pinyon Flat"	7.13	strike slip	89.98	724.89
6002	2.2597	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Glamis_ Black Mountain Rd"	7.2	strike slip	89.69	743

2.5.14 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดสุราษฎร์ธานี

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดสุราษฎร์ธานี (รูปที่ 2.5-30) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 80 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-31) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 80 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับสเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-30)

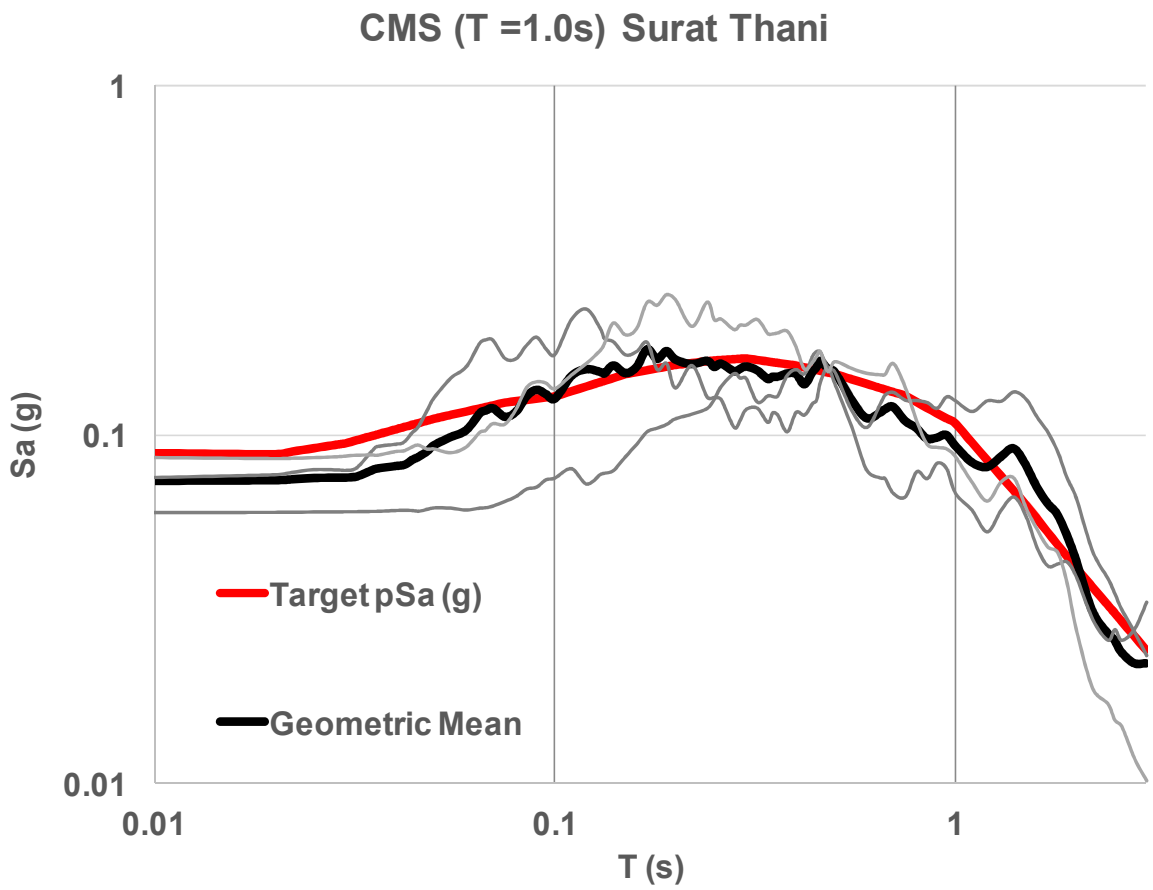
ตารางที่ 2.5-29 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อสุราษฎร์ธานี คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด สุราษฎร์ธานีโดยตารางที่ 2.5-29 และ 2.5-30 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-31) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในสุราษฎร์ธานีและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-30 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุราษฎร์ธานี ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-29 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุราษฎร์ธานี ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
4243	2.6661	"Niigata_ Japan"	2004	"TCGH08"	6.63	Reverse	80.05	723.23
5670	2.071	"Iwate_ Japan"	2008	"MYG011"	6.9	Reverse	82.93	1423.8
6002	1.6809	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Glamis_ Black Mountain Rd"	7.2	strike slip	89.69	743



รูปที่ 2.5-31 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุราษฎร์ธานี ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

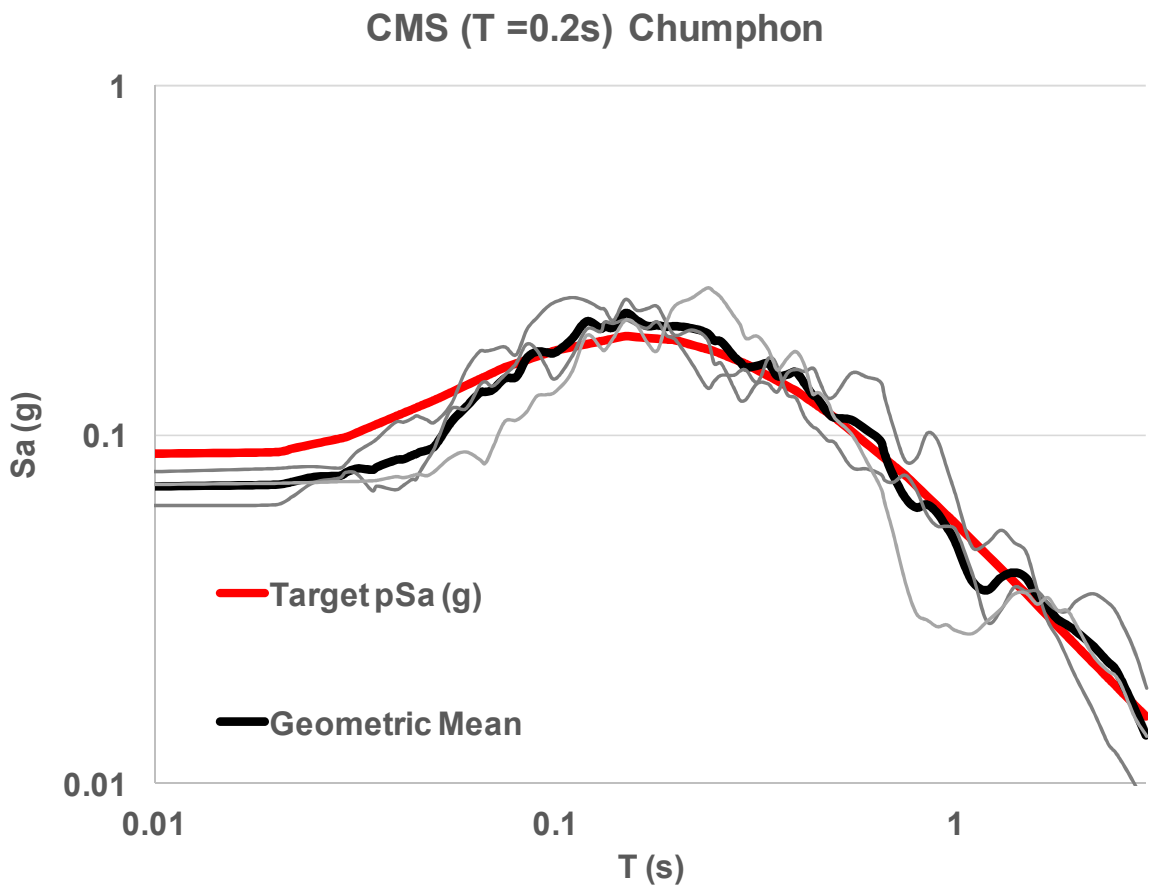
ตารางที่ 2.5-30 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสุราษฎร์ธานี ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
789	0.8263	"Loma Prieta"	1989	"Point Bonita"	6.93	Reverse Oblique	83.37	1315.92
1763	2.4396	"Hector Mine"	1999	"Anza - Pinyon Flat"	7.13	strike slip	89.98	724.89
6002	2.2597	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Glamis_ Black Mountain Rd"	7.2	strike slip	89.69	743

2.5.15 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดชุมพร

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดชุมพร (รูปที่ 2.5-32) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 30 กิโลเมตร (รอยเลื่อนชุมพร) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-33) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 30 กิโลเมตร (รอยเลื่อนชุมพร) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-30)

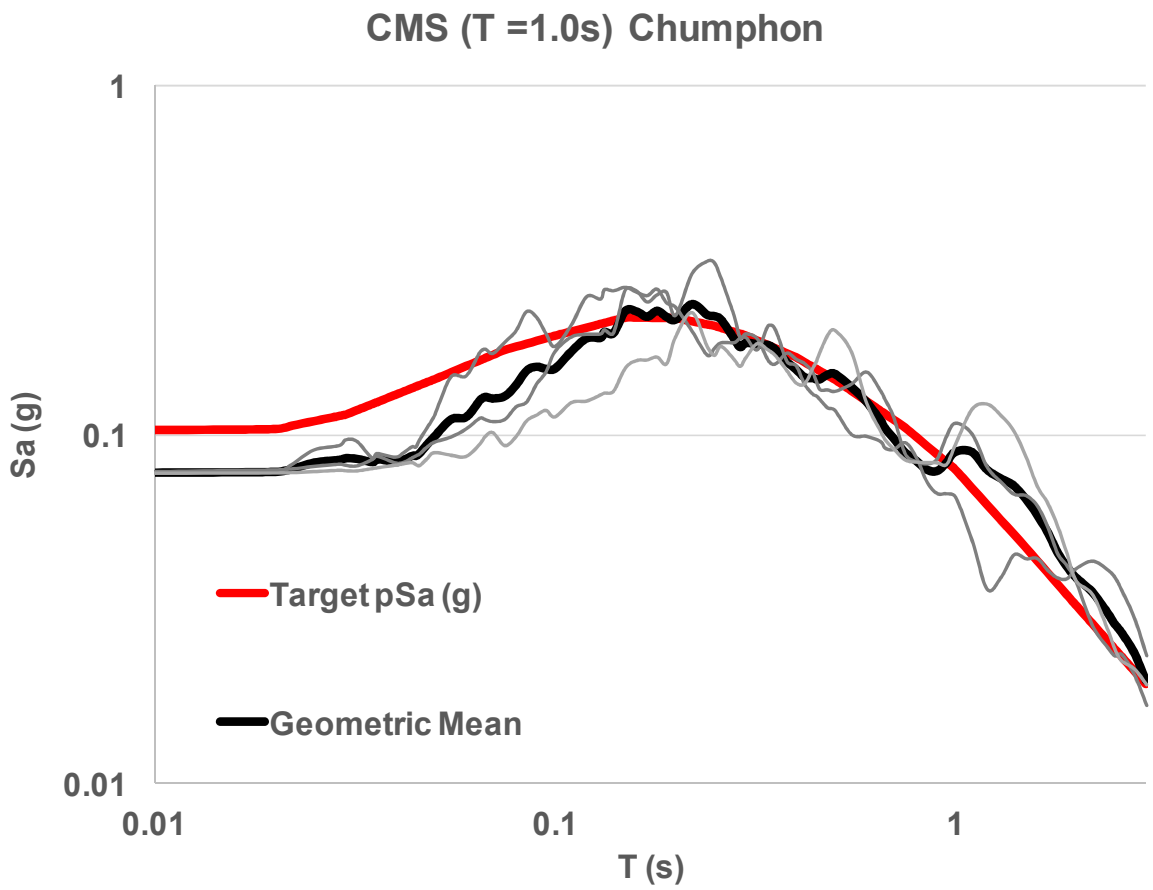
ตารางที่ 2.5-31 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อชุมพร คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด ชุมพรโดย ตารางที่ 2.5-31 และ 2.5-32 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-33) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในชุมพรและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-32 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมชุมพร ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-31 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมชุมพร ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
801	1.2923	"Loma Prieta"	1989	"San Jose - Santa Teresa Hills"	6.93	Reverse Oblique	14.18	671.77
1633	1.1228	"Manjil_ Iran"	1990	"Abbar"	7.37	strike slip	12.55	723.95
3954	1.377	"Tottori_ Japan"	2000	"SMNH10"	6.61	strike slip	15.58	967.27



รูปที่ 2.5-33 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมชุมพร ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

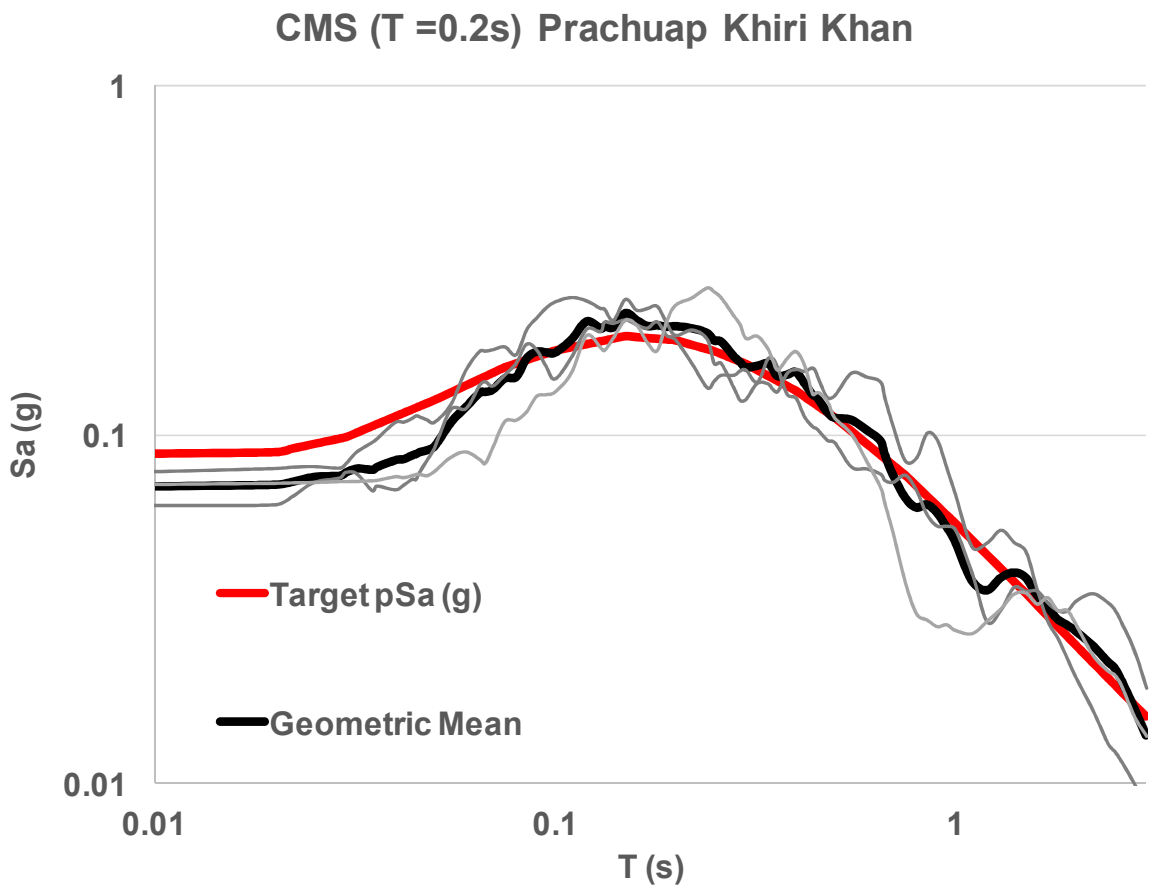
ตารางที่ 2.5-32 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมชุมพร ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
769	1.5346	"Loma Prieta"	1989	"Gilroy Array #6"	6.93	Reverse Oblique	17.92	663.31
1633	1.1519	"Manjil_ Iran"	1990	"Abbar"	7.37	strike slip	12.55	723.95
1787	1.2607	"Hector Mine"	1999	"Hector"	7.13	strike slip	10.35	726

2.5.16 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดประจวบคีรีขันธ์

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ (รูปที่ 2.5-34) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 12.5 กิโลเมตร (รอยเลื่อนชุมพร) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-35) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 12.5 กิโลเมตร (รอยเลื่อนชุมพร) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับสเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-34)

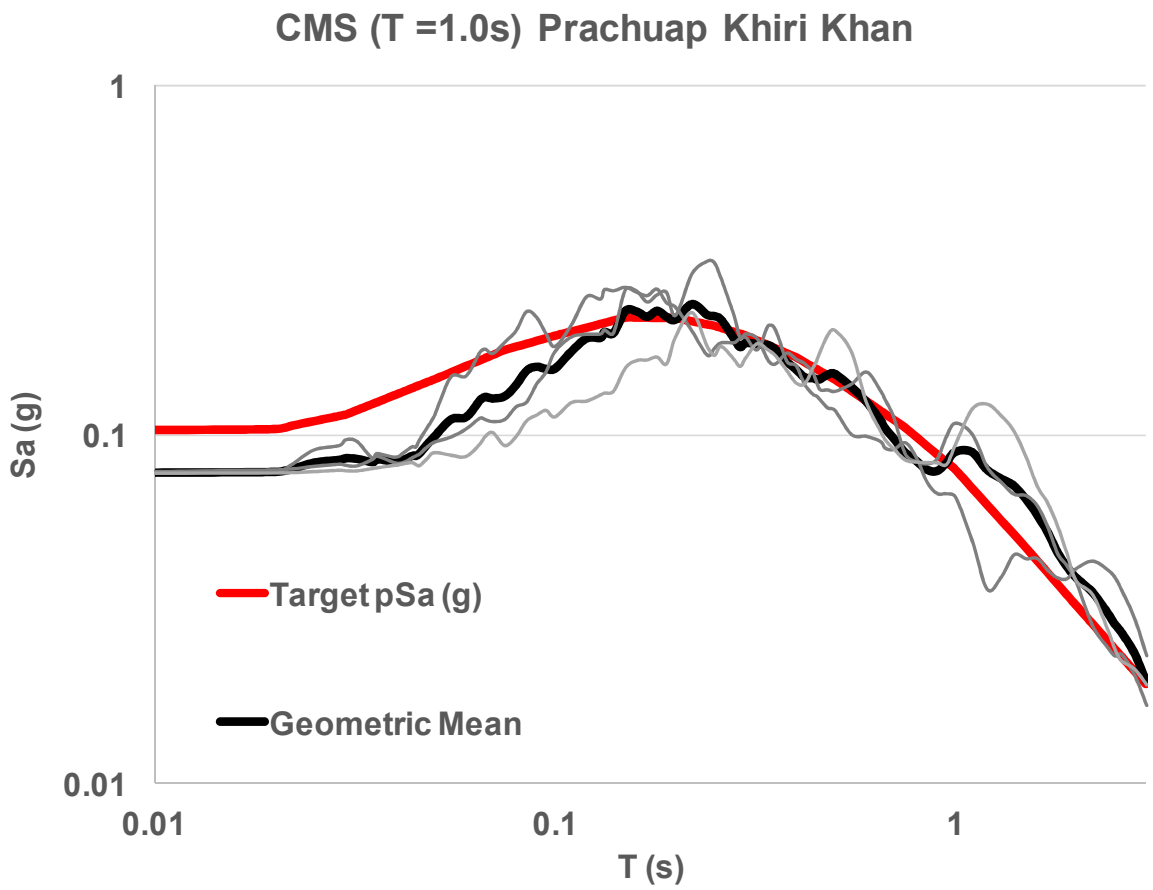
ตารางที่ 2.5-33 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อประจวบคีรีขันธ์ คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดประจวบคีรีขันธ์โดยตารางที่ 2.5-33 และ 2.5-34 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-35) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในประจวบคีรีขันธ์และไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-34 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมประจวบคีรีขันธ์ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-33 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมประจวบคีรีขันธ์ ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
801	1.2923	"Loma Prieta"	1989	"San Jose - Santa Teresa Hills"	6.93	Reverse Oblique	14.18	671.77
1633	1.1228	"Manjil_ Iran"	1990	"Abbar"	7.37	strike slip	12.55	723.95
3954	1.377	"Tottori_ Japan"	2000	"SMNH10"	6.61	strike slip	15.58	967.27



รูปที่ 2.5-35 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมประจวบคีรีขันธ์ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

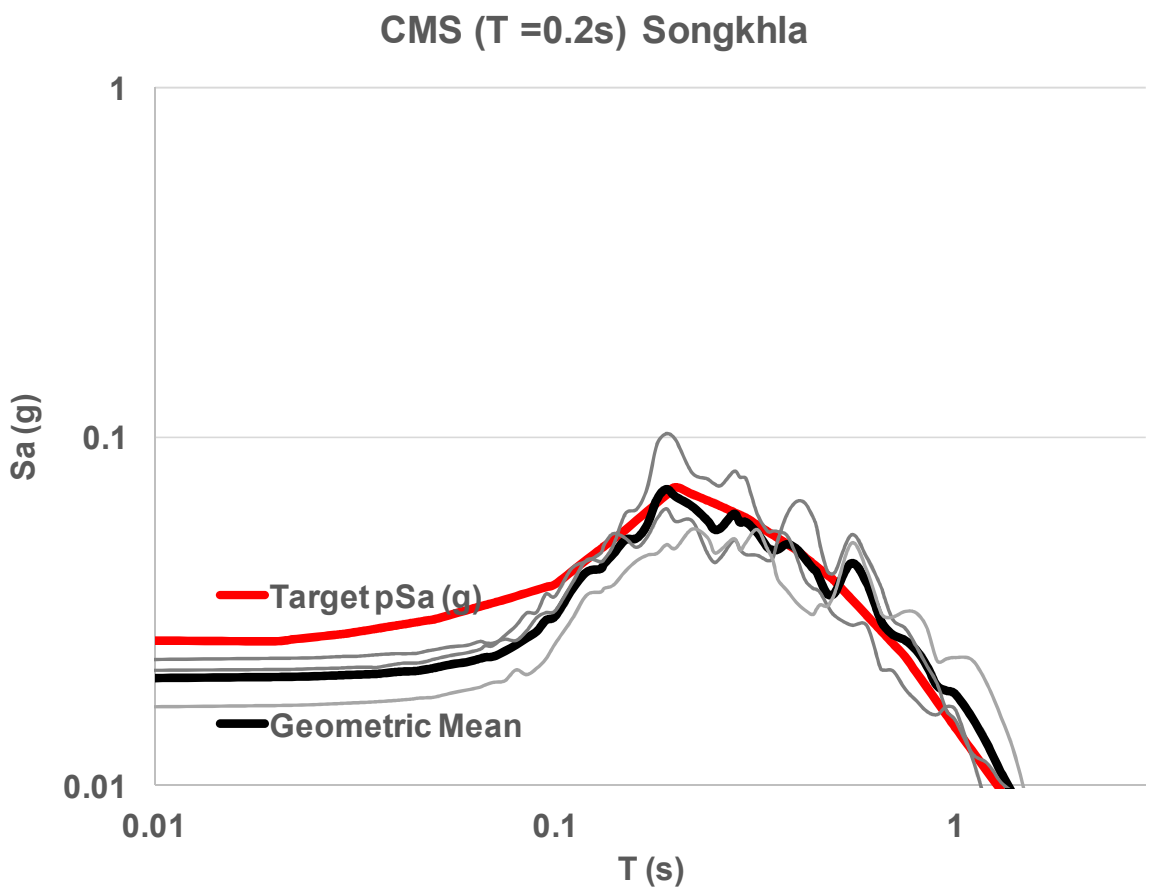
ตารางที่ 2.5-34 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมประจวบคีรีขันธ์ ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
769	1.5346	"Loma Prieta"	1989	"Gilroy Array #6"	6.93	Reverse Oblique	17.92	663.31
1633	1.1519	"Manjil_ Iran"	1990	"Abbar"	7.37	strike slip	12.55	723.95
1787	1.2607	"Hector Mine"	1999	"Hector"	7.13	strike slip	10.35	726

2.5.17 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดสงขลา

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดสงขลา (รูปที่ 2.5-38) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 100 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-39) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 100 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับสเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-38)

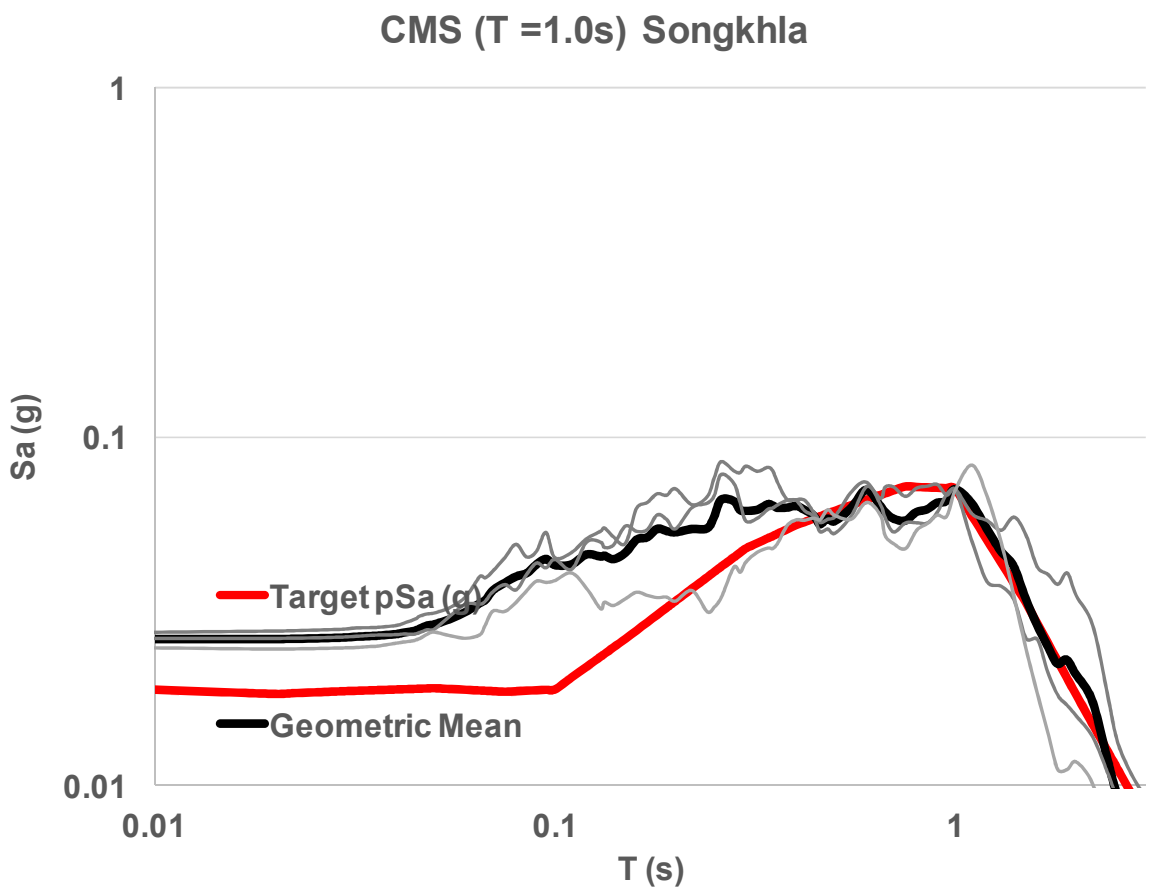
ตารางที่ 2.5-35 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อสงขลา คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด สงขลาโดย ตารางที่ 2.5-35 และ 2.5-36 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-37) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในสงขลาและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-36 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสงขลา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-35 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสงขลา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
3066	2.0522	"Chi-Chi_ Taiwan-05"	1999	"ILA052"	6.2	Reverse	112.32	612.47
3103	0.5428	"Chi-Chi_ Taiwan-05"	1999	"KAU069"	6.2	Reverse	102.01	500.15
3134	2.6011	"Chi-Chi_ Taiwan-05"	1999	"TAP066"	6.2	Reverse	150.61	662.78



รูปที่ 2.5-37 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสงขลา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

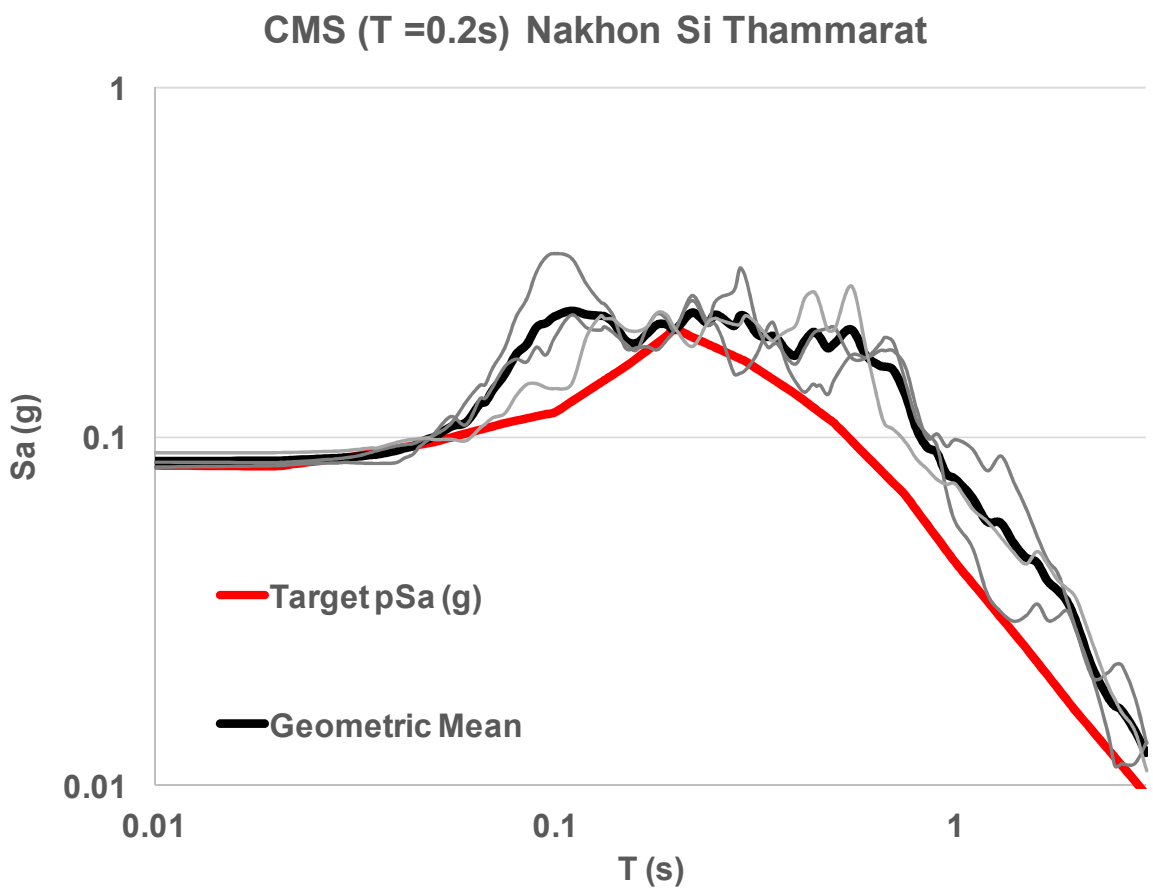
ตารางที่ 2.5-36 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมสงขลา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
5118	0.8696	"Chuetsu-oki_ Japan"	2007	"ISK003"	6.8	Reverse	129.88	538.9
5134	1.6557	"Chuetsu-oki_ Japan"	2007	"ISKH06"	6.8	Reverse	142.62	500
5200	0.5982	"Chuetsu-oki_ Japan"	2007	"NGN008"	6.8	Reverse	102.32	582.09

2.5.18 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดนครศรีธรรมราช

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดนครศรีธรรมราช (รูปที่ 2.5-38) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 100 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-39) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 200 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับสเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-38)

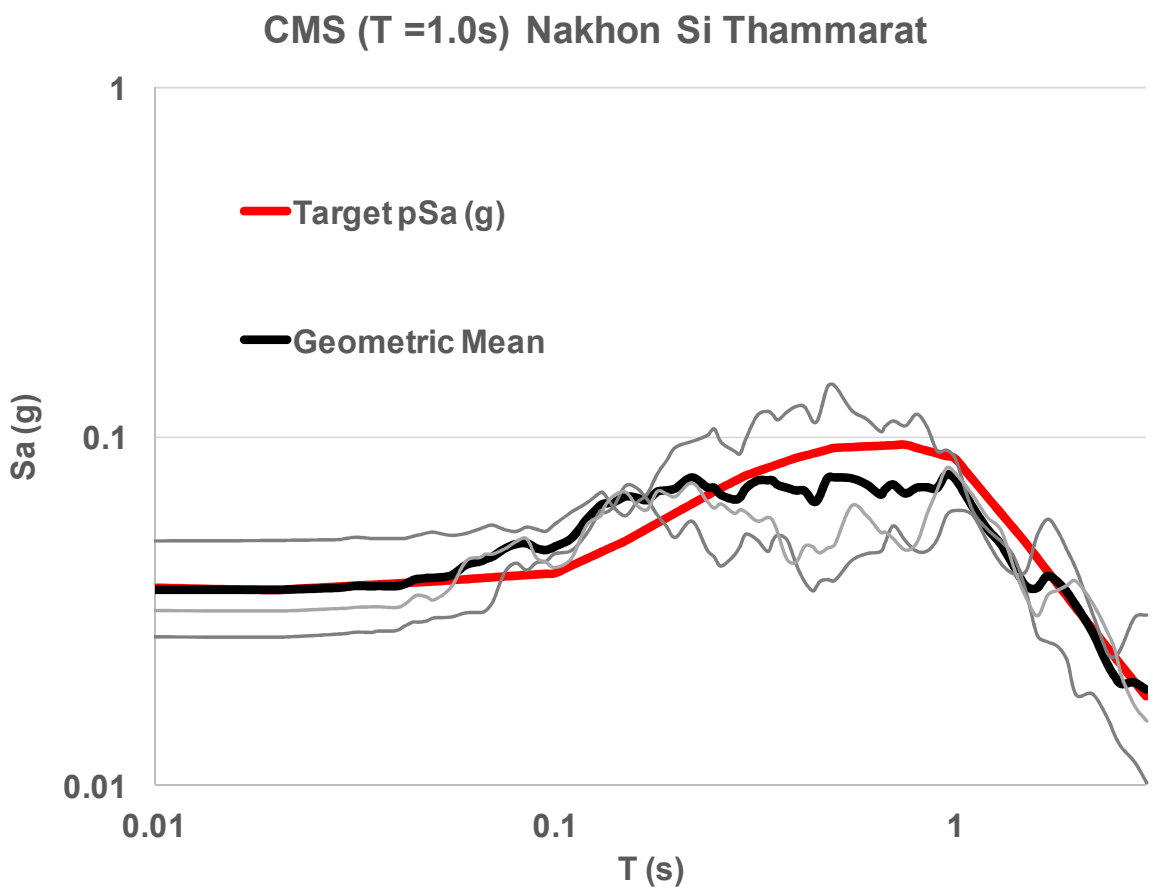
ตารางที่ 2.5-37 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อนครศรีธรรมราช คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดนครศรีธรรมราชโดยตารางที่ 2.5-37 และ 2.5-38 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-39) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในนครศรีธรรมราชและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-38 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัม นครศรีธรรมราช ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-37 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัม นครศรีธรรมราช ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1841	1.6252	"Hector Mine"	1999	"Wrightwood - Nielson Ranch"	7.13	strike slip	113.45	506
5546	1.862	"Iwate_ Japan"	2008	"FKS005"	6.9	Reverse	133.48	518.06
6244	1.3096	"Tottori_ Japan"	2000	"KGW006"	6.61	strike slip	118.37	549.98



รูปที่ 2.5-39 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมนครศรีธรรมราช ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

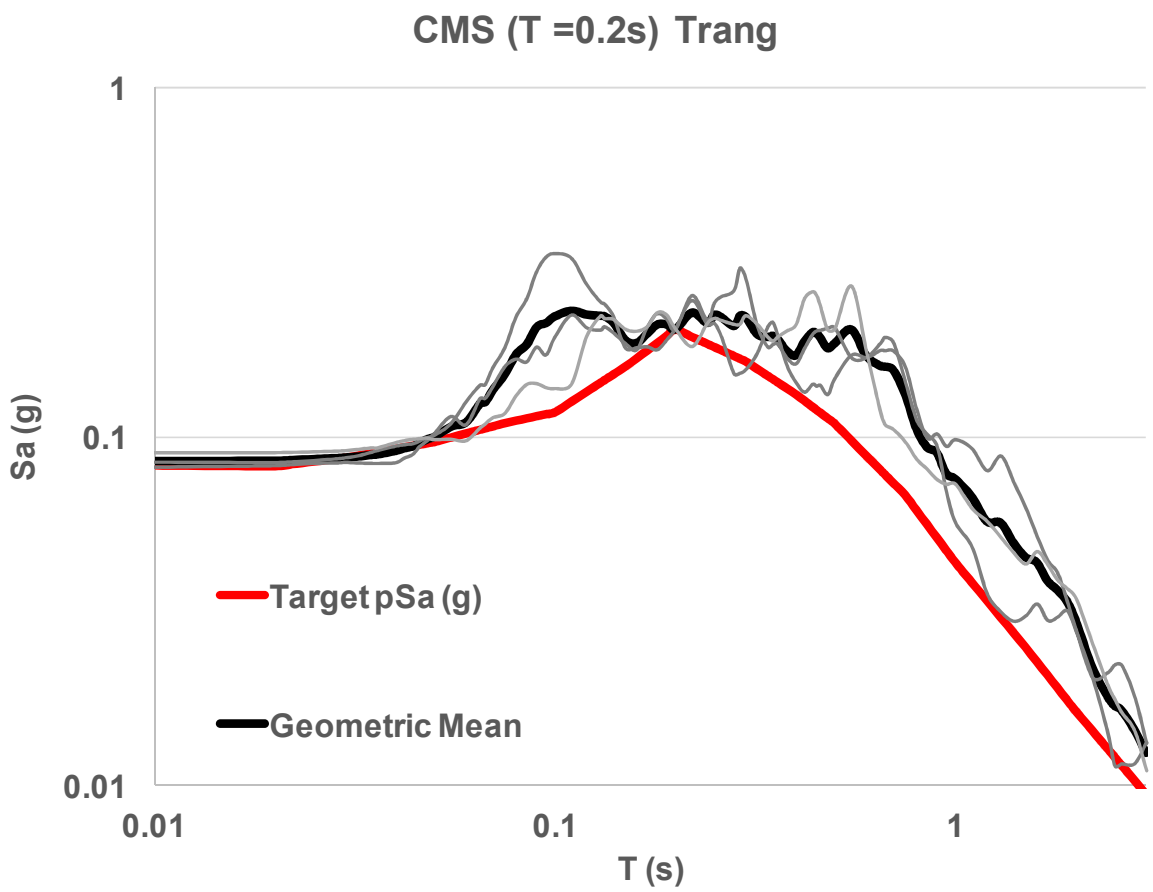
ตารางที่ 2.5-38 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมนครศรีธรรมราช ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
3799	2.9149	"Hector Mine"	1999	"LA - Griffith Park Observatory"	7.13	strike slip	185.92	1015.88
6231	2.2775	"Tottori_ Japan"	2000	"HYG027"	6.61	strike slip	152.1	901.98
6387	3.3594	"Tottori_ Japan"	2000	"TKS011"	6.61	strike slip	145.82	708

2.5.19 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง สำหรับจังหวัดตรัง

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อำเภอเมืองจังหวัดตรัง(รูปที่ 2.5-40) โดยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (อาคารประมาณ 2-4 ชั้น) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางต่ำกว่า 100 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) สำหรับที่คาบการสั่น 1.0 วินาที (อาคารประมาณ 10-15 ชั้น) (รูปที่ 2.5-41) นั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5-7.5 ที่ระยะทางประมาณ 100 กิโลเมตร (รอยเลื่อนคลองมะลุ่ย) การศึกษานี้ได้ทำการเลือกคลื่นที่มีเสปกตรัมเทียบกันกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-61 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงสเปกตรัมที่ทำการเลือกและปรับค่าได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-61 (รูปที่ 2.5-40)

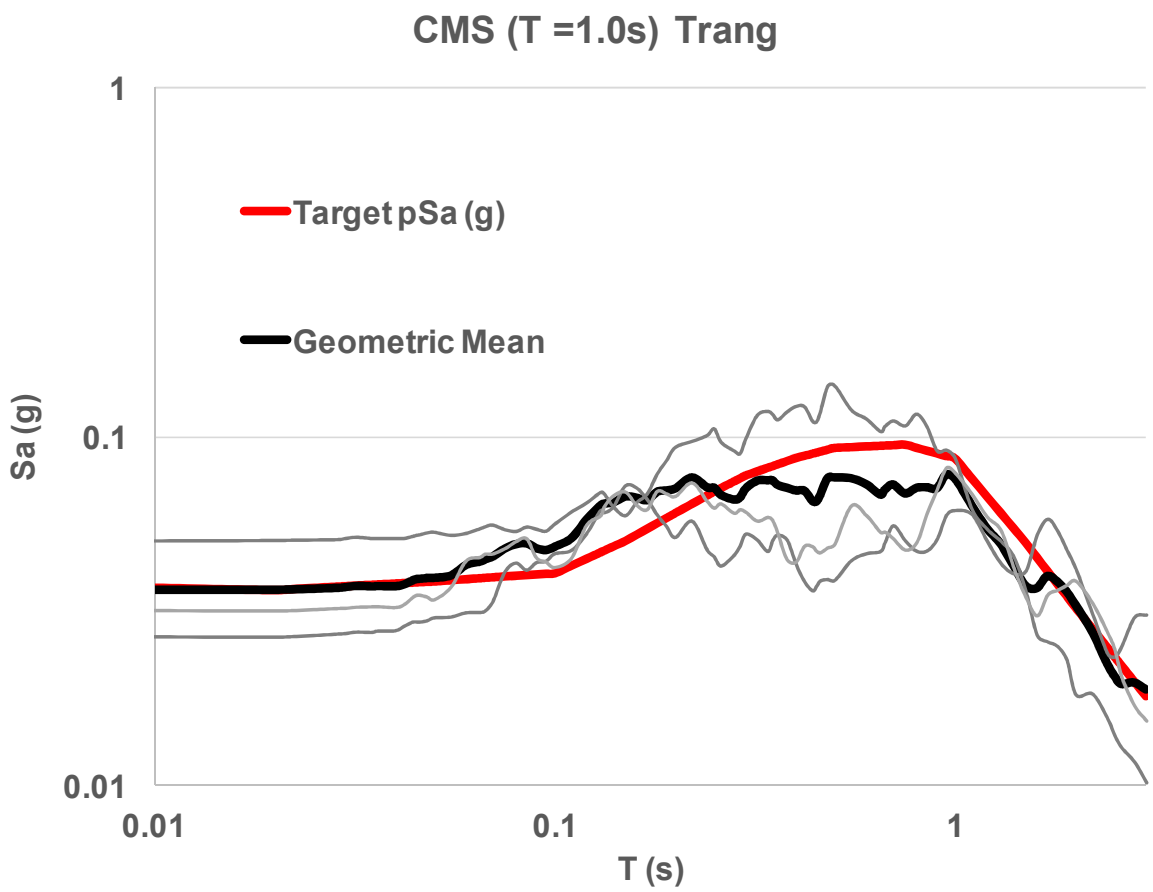
ตารางที่ 2.5-39 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลต่อตรัง คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัด ตรังโดยตารางที่ 2.5-39 และ 2.5-40 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2 และ 1.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.5-41) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในตรังและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS



รูปที่ 2.5-40 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตรัง ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-39 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตรัง ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
1841	1.6252	"Hector Mine"	1999	"Wrightwood - Nielson Ranch"	7.13	strike slip	113.45	506
5546	1.862	"Iwate_ Japan"	2008	"FKS005"	6.9	Reverse	133.48	518.06
6244	1.3096	"Tottori_ Japan"	2000	"KGW006"	6.61	strike slip	118.37	549.98



รูปที่ 2.5-41 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตรัง ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

ตารางที่ 2.5-40 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมตรัง ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Record ID	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{jb} (km)	Vs30 (m/s)
3799	2.9149	"Hector Mine"	1999	"LA - Griffith Park Observatory"	7.13	strike slip	185.92	1015.88
6231	2.2775	"Tottori_ Japan"	2000	"HYG027"	6.61	strike slip	152.1	901.98
6387	3.3594	"Tottori_ Japan"	2000	"TKS011"	6.61	strike slip	145.82	708

2.6 การประเมินกำลังขยายคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับแอ่งเมืองเชียงใหม่

ในการศึกษาเพื่อประเมินกำลังขยายคลื่นแผ่นดินไหวเนื่องจากผลของชั้นดินในการศึกษานี้ ประกอบด้วยการสำรวจคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของชั้นดินด้วยการตรวจวัดคลื่นขนาดเล็กที่ผิวดิน (Microtremor) เพื่อหาความเร็วคลื่นเฉือนตามความลึก แล้วนำมาสร้างแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์ผลตอบสนองที่ผิวดินจากคลื่นแผ่นดินไหวที่ป้อนเข้าไปที่ชั้นล่างของแบบจำลองชั้นดิน โดยเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ได้จากการศึกษาความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่เหมาะสมของพื้นที่ศึกษานี้ การวิเคราะห์การขยายคลื่นของชั้นดินใช้วิธีเชิงเส้นเทียบเท่าแบบ 1 มิติ ซึ่งได้ผลเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่พื้นดินที่ตั้งของอาคาร และความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน ซึ่งนำไปคำนวณเป็นอัตราการขยายกำลังของคลื่นแผ่นดินไหว ที่นิยามเป็นอัตราส่วนของผลตอบสนองที่ผิวดิน (Surface) กับผลตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกไว้บนชั้นดินแข็งหรือหิน (Rock outcrop) และผลที่ได้จากการศึกษาในพื้นที่ได้ถูกแสดงในรูปแบบแผนที่ความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย และแผนที่แสดงค่าอัตราการขยายกำลังสูงสุด เพื่อประโยชน์ด้านการแบ่งเขตความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวอย่างละเอียดต่อไป

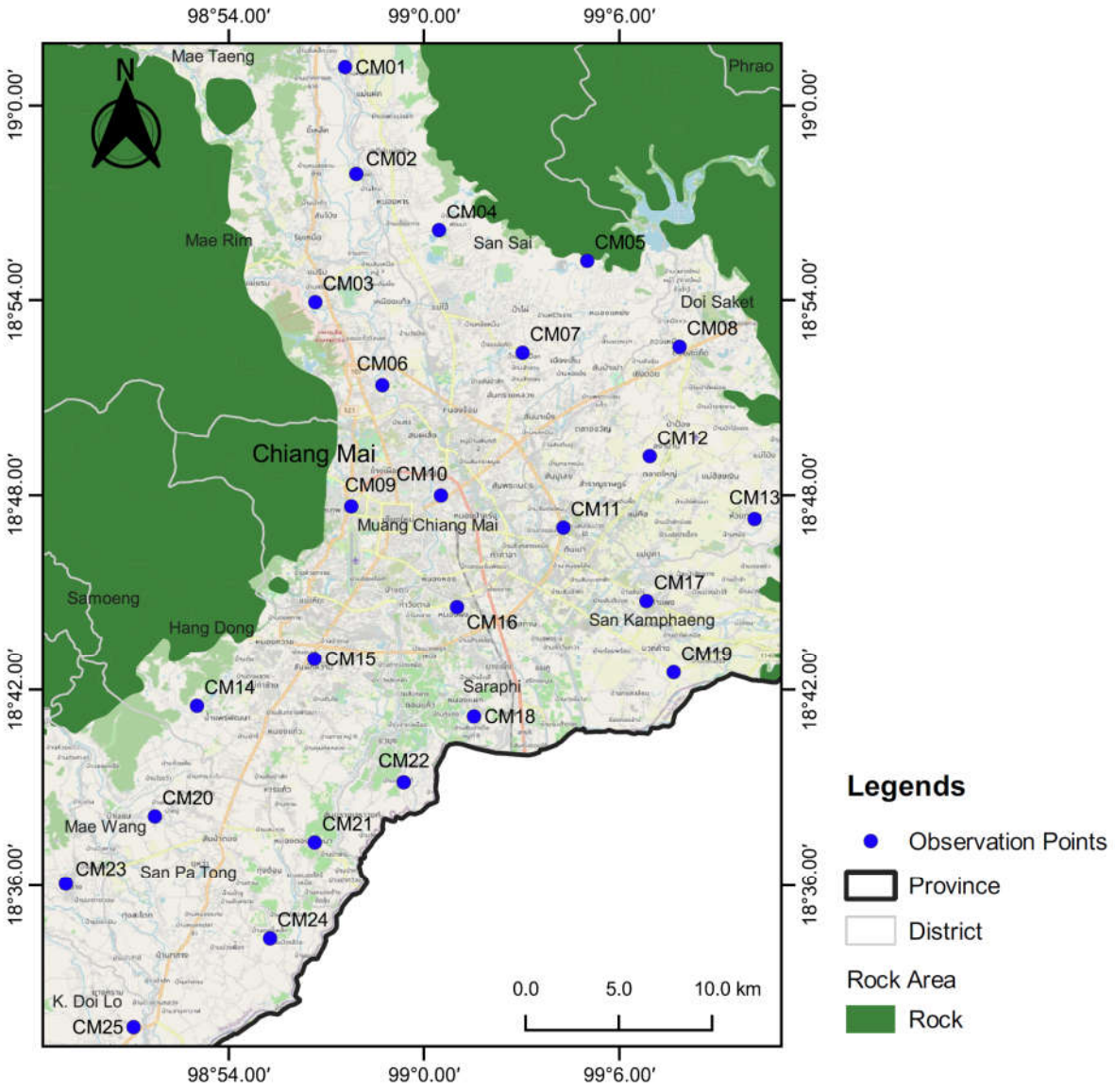
2.6.1 การสำรวจคุณสมบัติของชั้นดิน

ตำแหน่งการเก็บข้อมูลภาคสนามด้วยเทคนิค Microtremor observation จำนวน 25 ตำแหน่ง ครอบคลุมพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ สรุปดังตารางที่ 2.6-1 และแผนที่แสดงตำแหน่งดังรูปที่ 2.6-1

ตารางที่ 2.6-1 ตำแหน่งการสำรวจ Microtremor observation

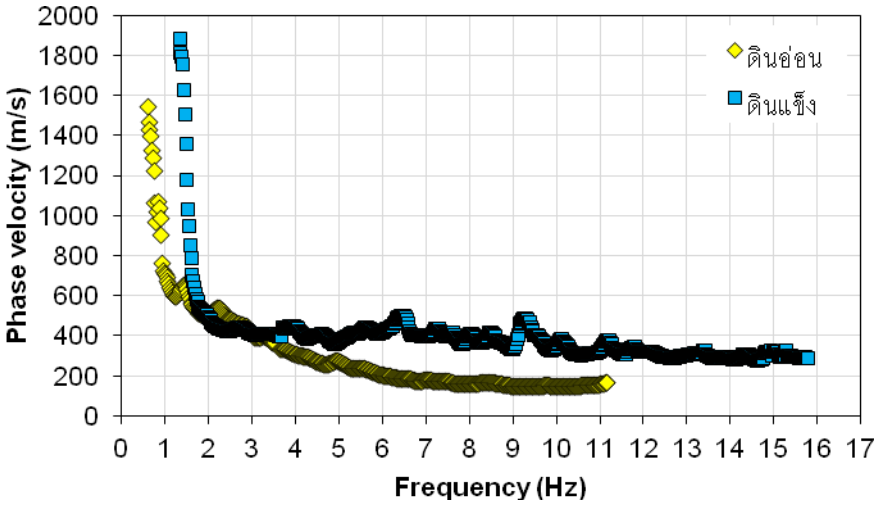
No	Site name	Latitude	Longitude	X	Y
1	CM01	19.01964	98.95953	495740.8613	2103001.546
2	CM02	18.96489	98.96526	496343.256	2096943.436
3	CM03	18.89896	98.9443	494133.7702	2089648.841
4	CM04	18.93573	99.00764	500804.2419	2093716.64
5	CM05	18.92005	99.08354	508796.4533	2091983.26
6	CM06	18.8566	98.9786	497745.5719	2084960.577
7	CM07	18.87315	99.05043	505311.6037	2086792.355
8	CM08	18.8762	99.13083	513780.3904	2087134.547
9	CM09	18.79413	98.9627	496069.7624	2078048.852
10	CM10	18.79975	99.00865	500911.0736	2078670.123
11	CM11	18.7833	99.07133	507517.35	2076851.42
12	CM12	18.81991	99.11559	512178.3604	2080905.047
13	CM13	18.78769	99.16926	517837.1242	2077344.757
14	CM14	18.69166	98.88367	487733.9686	2066715.18

No	Site name	Latitude	Longitude	X	Y
15	CM15	18.71577	98.94383	494077.7257	2069379.091
16	CM16	18.74258	99.01686	501777.3998	2072345.03
17	CM17	18.74568	99.1139	512006.292	2072691.909
18	CM18	18.68625	99.02554	502693.5196	2066112.337
19	CM19	18.70891	99.12782	513476.0597	2068623.85
20	CM20	18.63522	98.86212	485456.2416	2060471.4
21	CM21	18.62195	98.94398	494090.414	2058998.862
22	CM22	18.65264	98.98959	498901.937	2062393.841
23	CM23	18.60061	98.81652	480643.2584	2056646.589
24	CM24	18.57273	98.92113	491677.8762	2053553.859
25	CM25	18.52766	98.85119	484294.2813	2048572.228



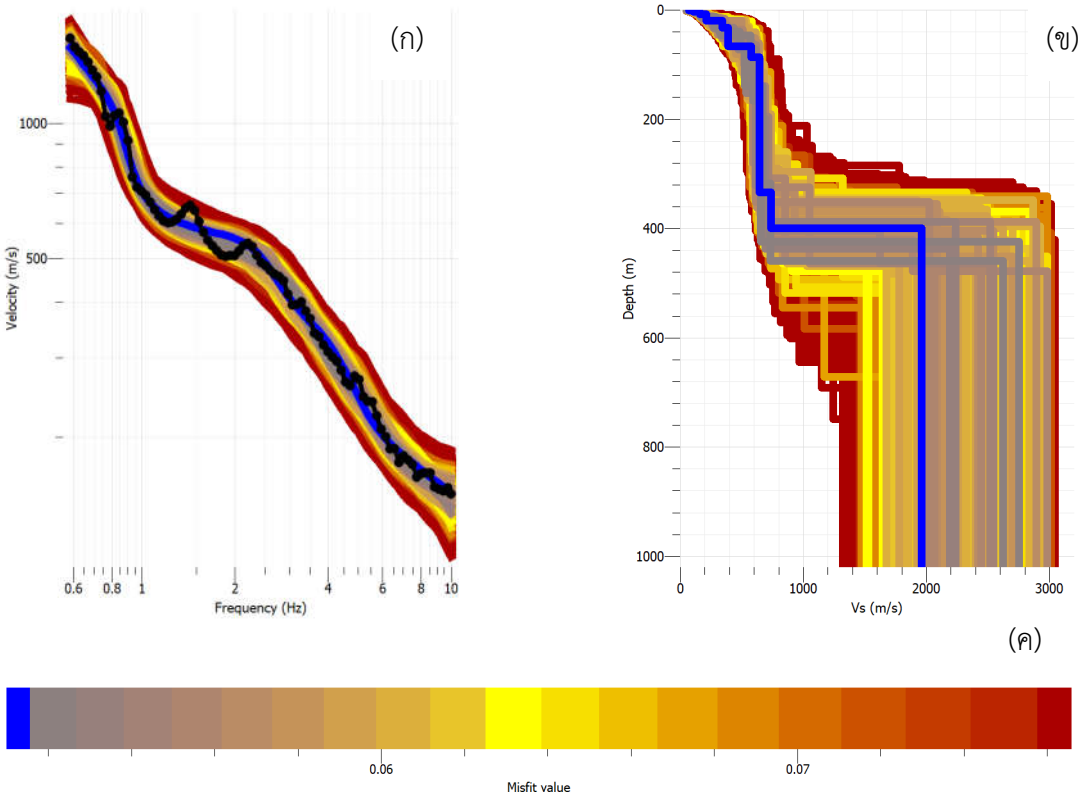
รูปที่ 2.6-1 แผนที่แสดงตำแหน่งการเก็บข้อมูลภาคสนาม

รูปแบบการเก็บข้อมูลภาคสนามสำหรับแต่ละตำแหน่ง คือ การตรวจวัดการสั่นสะเทือนขนาดเล็กบนผิวดินแบบโครงข่าย (Array microtremor) จากนั้นนำข้อมูลมาวิเคราะห์ด้วยวิธี Centerless-Circular Array (CCA) [Cho, I. et.al 2006] เพื่อประเมินค่าของความเร็วเฟส (Phase velocity dispersion) ซึ่งเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความถี่กับความเร็วเฟสของคลื่นเรย์เลห์ โดยตำแหน่งที่มีลักษณะเป็นดินแข็งจะมีลักษณะของกราฟ Phase velocity dispersion curve แตกต่างจากตำแหน่งที่มีลักษณะของดินเป็นดินที่อ่อนกว่า กล่าวคือ ในช่วงความถี่สูงแสดงถึงคุณลักษณะของชั้นดินช่วงตื้น ค่าความเร็วเฟสของดินแข็งจะมีค่าสูงกว่าดินอ่อน ในขณะที่ช่วงความถี่ต่ำแสดงถึงคุณสมบัติของชั้นดินที่ลึกขึ้น จะพบว่า ค่าความเร็วเฟสของชั้นดินอ่อนสามารถประเมินได้ที่ความถี่ต่ำกว่าชั้นดินแข็ง ดังตัวอย่างในรูปที่ 2.6-2



รูปที่ 2.6-2 Phase velocity dispersion curve ระหว่างดินอ่อนและดินแข็ง

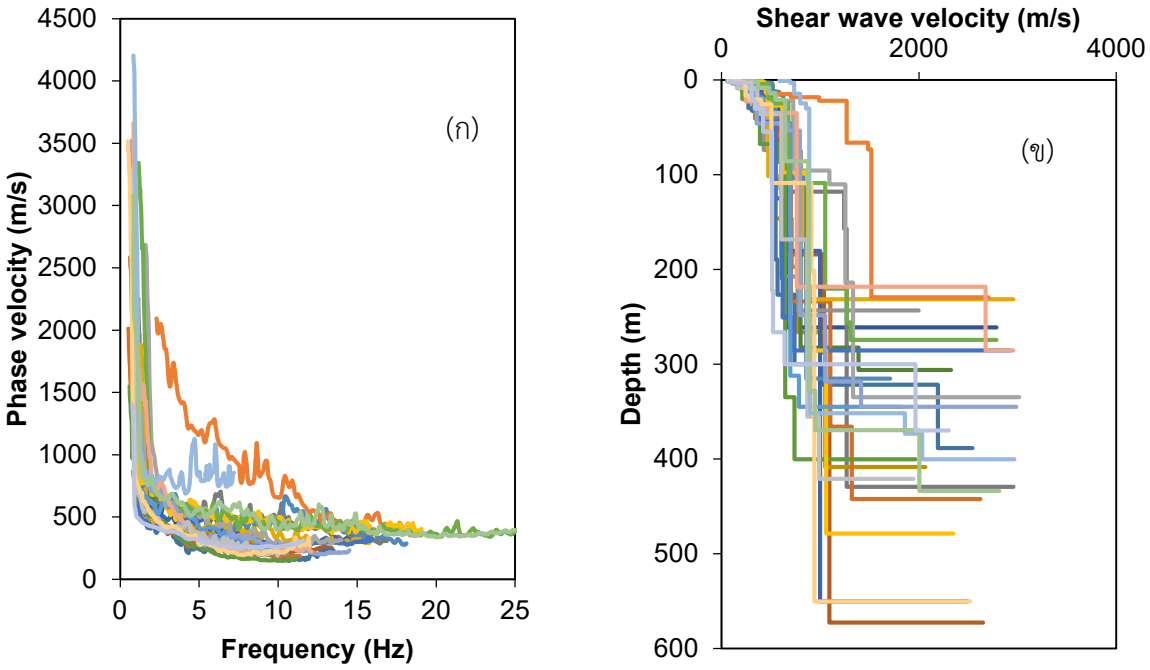
ผลการวิเคราะห์ค่าความเร็วเฟสด้วยวิธี CCA จะถูกนำมาใช้สำหรับประเมินโครงสร้างความเร็วคลื่นเฉือนตามความลึก (Shear wave velocity profile, VS Profile) ด้วยเทคนิคการคำนวณย้อนกลับ (Inversion analysis) ซึ่งในการศึกษานี้ได้ใช้โปรแกรม DINVER ซึ่งเป็นโปรแกรมหนึ่งในชุดโปรแกรมของ Geopsy [Wathelet, M. 2008] ซึ่งตัวอย่างผลการประเมินค่า VS Profile ด้วยโปรแกรม DINVER แสดงดังรูปที่ 2.6-3



รูปที่ 2.6-3 ผลการวิเคราะห์ด้วยการคำนวณย้อนกลับ (Inversion analysis) (ก) Phase velocity, (ข) VS Profile และ (ค) Misfit value

ผลการวิเคราะห์รูปที่ 2.6-3 ประกอบด้วย (ก) คือ ผลการเปรียบเทียบค่าความเร็วเฟส โดยจุดกลมสีดำ คือ ผลการวิเคราะห์จากข้อมูลภาคสนามด้วยวิธี CCA และเส้นสีน้ำเงินคือเส้นที่วิเคราะห์แล้วมีค่าใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดมากที่สุด สำหรับ (ข) คือ ผลการเปรียบเทียบ VS profile โดยเส้นสีน้ำเงินคือเส้น VS profile ที่คำนวณด้วยค่าความเร็วเฟสที่มีค่าใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดมากที่สุด และ (ค) คือแถบสีแสดงค่า Misfit ซึ่งหมายถึงค่าความแตกต่างระหว่างผลการวิเคราะห์แต่ละแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัด โดยการศึกษานี้จะควบคุมให้ค่า Misfit มีค่าไม่เกิน 0.1 หรือ ผลการวิเคราะห์ต้องไม่แตกต่างจากผลการตรวจวัดจริงเกินกว่า 10%

ผลการวิเคราะห์ค่าความเร็วเฟสและ VS profile ของ 25 ตำแหน่งในพื้นที่เชียงใหม่แสดงดังรูปที่ 2.6-4 และจากข้อมูล VS profile สามารถนำมาแบ่งประเภทชั้นดินดังตารางที่ 2.6-2 ด้วยค่า VS30 หรือค่าเฉลี่ยความเร็วคลื่นเฉือนจากผิวดินถึงระดับความลึก 30 เมตร ด้วยสมการที่ 1



รูปที่ 2.6-4 (ก) Phase velocity dispersion และ (ข) VS Profile ของทุกตำแหน่งการศึกษา

ตารางที่ 2.6-2 การจำแนกประเภทชั้นดิน (มยผ.1301/1302-61)

ประเภทชั้นดิน	$\overline{v}_s$	$\overline{N}$ หรือ $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$
A	>1500 เมตรต่อวินาที	-	-
B	750-1500 เมตรต่อวินาที	-	-
C	360-750 เมตรต่อวินาที	>50	>100 กิโลปาสคาล
D	180-360 เมตรต่อวินาที	15-50	50-100 กิโลปาสคาล
E	<180 เมตรต่อวินาที	<15	<50 กิโลปาสคาล
	มีชั้นดินที่มีความหนามากกว่า 3 เมตร ที่มีคุณสมบัติดังนี้ Plasticity Index (PI) >20 Moisture Content (w) >40% $\overline{s}_u$ <25 กิโลปาสคาล		
F	เกณฑ์ตามที่กำหนดในหัวข้อ ก.3.1 (มยผ.1302-52)		

$$\overline{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (1)$$

โดย d_i คือ ความหนาของชั้น i ใด ๆ ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

v_{si} คือ ความเร็วคลื่นเฉือนในชั้น i ใด ๆ (เมตรต่อวินาที)

n คือ จำนวนชั้นดินในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

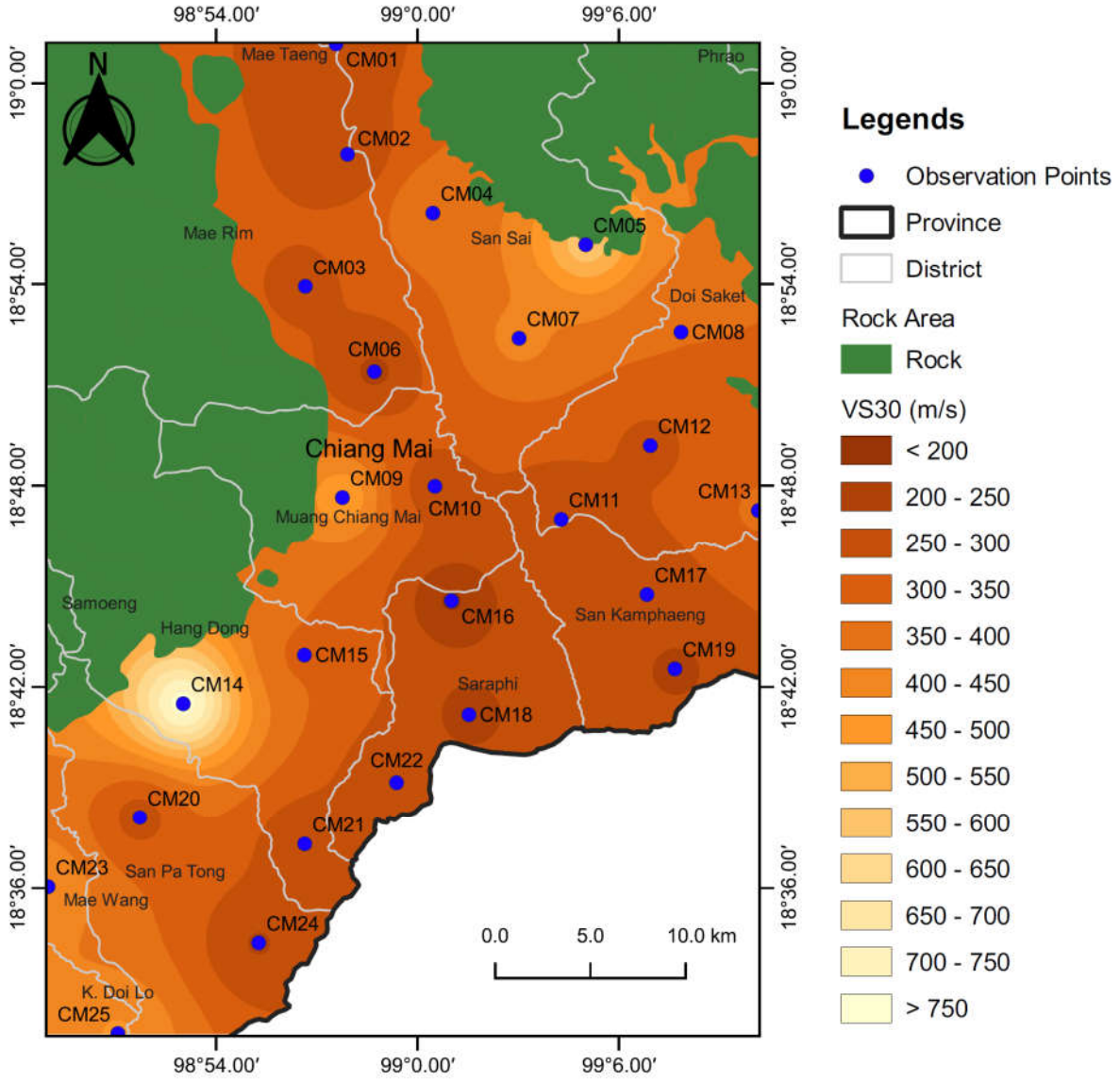
จากผลการวิเคราะห์ VS profile และค่า VS30 เพื่อแบ่งประเภทชั้นดิน สามารถสรุปผลการศึกษาของแต่ละตำแหน่งในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ได้ดังตารางที่ 2.6-3

ตารางที่ 2.6-3 ผลการวิเคราะห์ VS30 และประเภทของชั้นดิน

No	Site name	Latitude	Longitude	X	Y	VS30 (m/s)	Soil type
1	CM01	19.01964	98.95953	495740.8613	2103001.546	268.42	D
2	CM02	18.96489	98.96526	496343.256	2096943.436	256.23	D
3	CM03	18.89896	98.9443	494133.7702	2089648.841	288.09	D
4	CM04	18.93573	99.00764	500804.2419	2093716.64	395.00	C
5	CM05	18.92005	99.08354	508796.4533	2091983.26	575.19	C
6	CM06	18.8566	98.9786	497745.5719	2084960.577	241.28	D

No	Site name	Latitude	Longitude	X	Y	VS30 (m/s)	Soil type
7	CM07	18.87315	99.05043	505311.6037	2086792.355	415.00	C
8	CM08	18.8762	99.13083	513780.3904	2087134.547	349.89	D
9	CM09	18.79413	98.9627	496069.7624	2078048.852	488.02	C
10	CM10	18.79975	99.00865	500911.0736	2078670.123	274.21	D
11	CM11	18.7833	99.07133	507517.35	2076851.42	258.00	D
12	CM12	18.81991	99.11559	512178.3604	2080905.047	288.11	D
13	CM13	18.78769	99.16926	517837.1242	2077344.757	356.50	D
14	CM14	18.69166	98.88367	487733.9686	2066715.18	766.84	B
15	CM15	18.71577	98.94383	494077.7257	2069379.091	343.09	D
16	CM16	18.74258	99.01686	501777.3998	2072345.03	194.82	D
17	CM17	18.74568	99.1139	512006.292	2072691.909	279.31	D
18	CM18	18.68625	99.02554	502693.5196	2066112.337	234.22	D
19	CM19	18.70891	99.12782	513476.0597	2068623.85	240.37	D
20	CM20	18.63522	98.86212	485456.2416	2060471.4	281.88	D
21	CM21	18.62195	98.94398	494090.414	2058998.862	260.60	D
22	CM22	18.65264	98.98959	498901.937	2062393.841	258.38	D
23	CM23	18.60061	98.81652	480643.2584	2056646.589	430.86	C
24	CM24	18.57273	98.92113	491677.8762	2053553.859	246.97	D
25	CM25	18.52766	98.85119	484294.2813	2048572.228	453.66	C

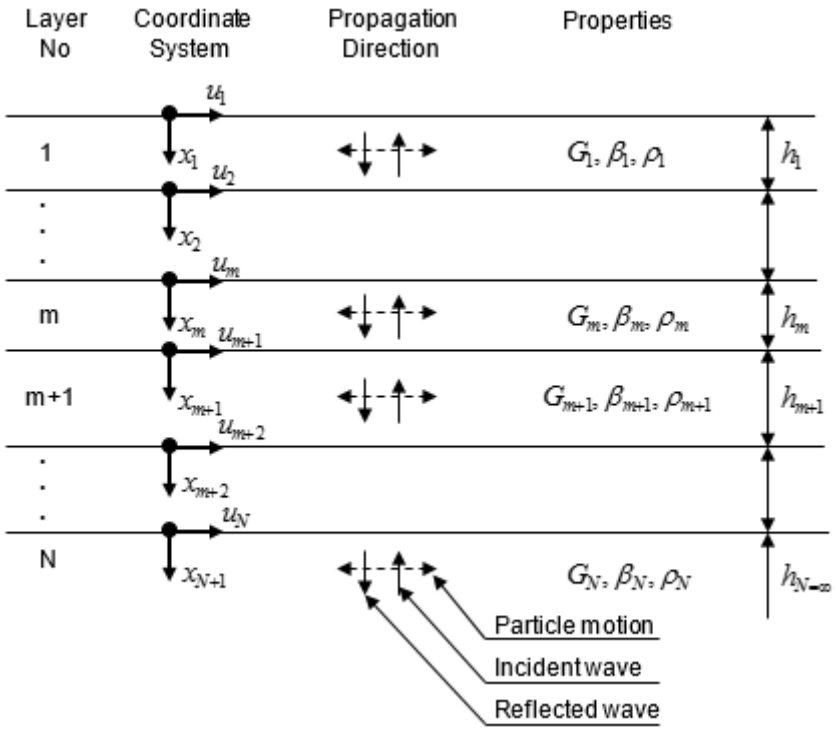
รูปที่ 2.6-5 แสดงแผนที่ของค่า VS30 ในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ โดยจากผลการวิเคราะห์ พบว่า บริเวณตำแหน่ง CM05 และ CM14 ซึ่งอยู่ในพื้นที่ใกล้เชิงเขา มีค่า VS30 สูงที่สุดประมาณ 575 และ 767 m/s จัดเป็นดินประเภท C และ B สำหรับตำแหน่ง CM05 และ CM14 ตามลำดับ ส่วนบริเวณกลางแอ่งเชียงใหม่ รวมถึงบริเวณใกล้แนวของแม่น้ำปิง มีค่า VS30 ในช่วง 180-360 m/s ซึ่งจัดเป็นชั้นดินประเภท D



รูปที่ 2.6-5 แผนที่แสดงค่า VS30 ในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่

2.6.2 การวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดิน

จากผลการวิเคราะห์ความเร็วคลื่นเฉือนของชั้นดินในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ ขั้นตอนถัดมาคือการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินด้วยแบบจำลองชั้นดิน 1 มิติ โดยใช้โปรแกรม SHAKE [Schnabel, P.B. et.al 1972] ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงเส้นเทียบเท่า (Equivalent linear analysis) สำหรับประมาณพฤติกรรมทางอีลาสติกของวัสดุแบบไม่เชิงเส้น โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear modulus และอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) กับระดับของ Shear Strain ที่เปลี่ยนไป ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์จะใช้ค่า Effective shear strain แทนค่าสูงสุด ซึ่งอยู่ในช่วง 50-70% ในการวิจัยนี้ใช้ค่าเท่ากับ 65% รูปที่ 2.6-6 แสดงแบบจำลองชั้นดินแบบ 1 มิติ และทิศทางของการแพร่กระจายของคลื่นในแต่ละชั้น



รูปที่ 2.6-6 แบบจำลองชั้นดิน 1 มิติ [Schnabel P.B., Seed H.B., 2515]

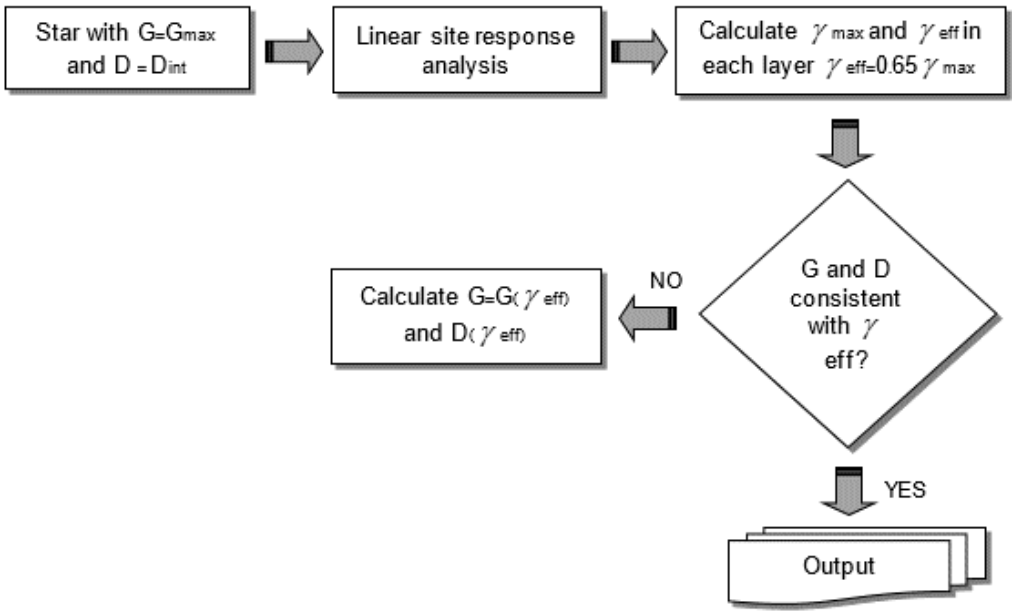
หลักการสำคัญของวิธีการวิเคราะห์ผลตอบสนองแบบเชิงเส้นเทียบเท่าด้วยแบบจำลองชั้นดิน 1 มิติ คือ การ Trial ค่า Stress และ Strain ให้มีความสอดคล้องกันที่รอยต่อของชั้นดินแต่ละชั้น โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์เริ่มจาก

1. การประมาณค่า Shear modulus และ Damping ratio ในแต่ละชั้นให้อยู่ในระดับความเครียดเฉือนเดียวกัน โดยทั่วไปใช้ค่าที่ระดับความเครียดเฉือนต่ำเป็นค่าตั้งต้น

2. วิเคราะห์ผลตอบสนองทางพลศาสตร์ในแต่ละชั้นเพื่อหาค่า Effective shear strain จากความเครียดเฉือนที่วิเคราะห์ได้ก่อนหน้า ซึ่งค่า Effective shear strain มีค่าประมาณ 65% ของค่า Maximum shear strain ที่คำนวณได้

3. หาค่า Shear modulus และ Damping ratio ใหม่จากการใช้ค่า Effective shear strain ที่วิเคราะห์ได้ นำไปหาความสัมพันธ์จาก Modulus reduction และ Damping curves

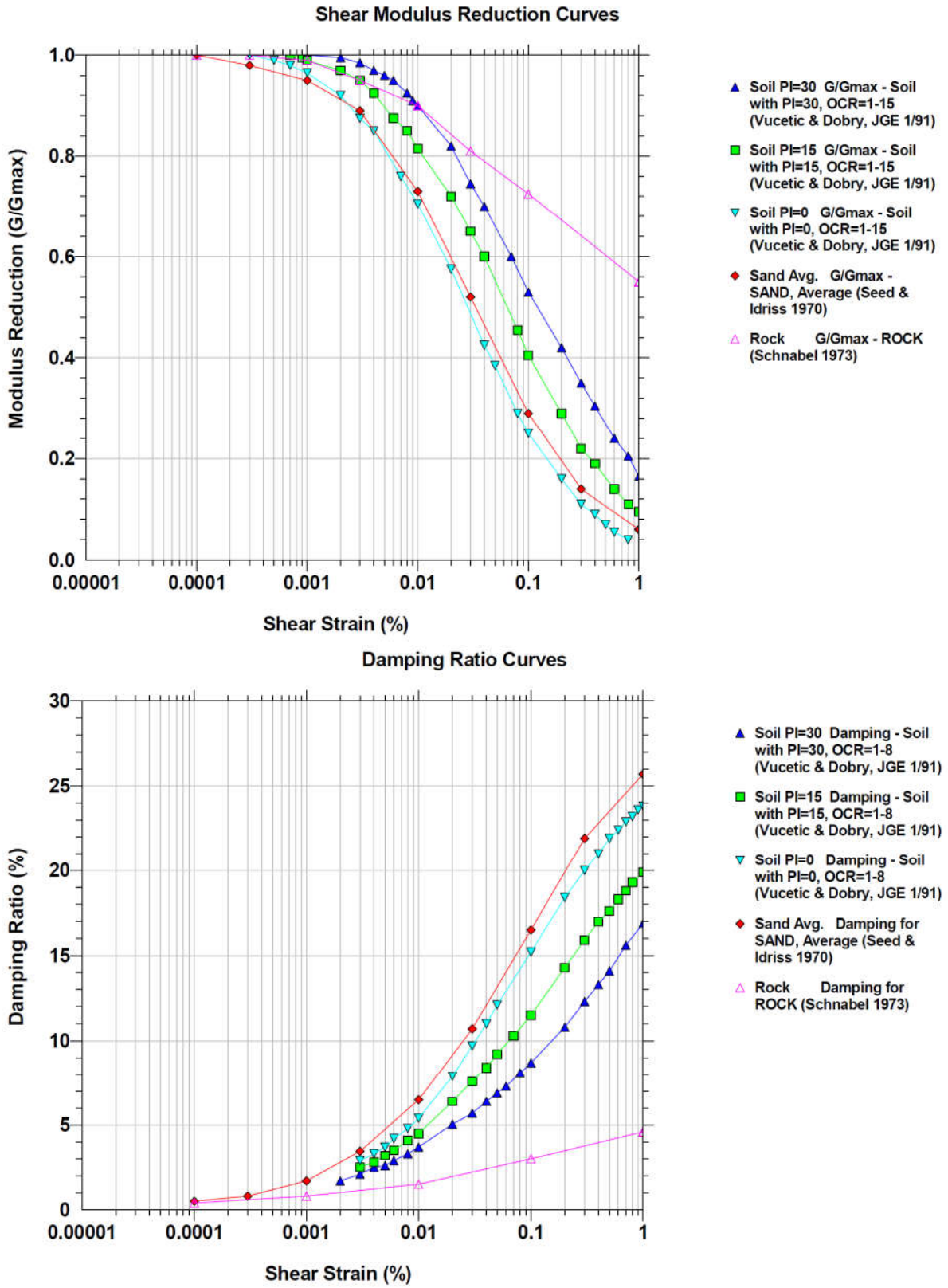
4. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 และ 3 จนกระทั่งค่าของ Shear modulus และ Damping ratio ค่าใหม่มีค่าใกล้เคียงกัน โดยทั่วไปควรจะไม่เกิน 5-10% ในการทำซ้ำ 3-5 รอบ โดยแผนผังการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงเส้นเทียบเท่าแสดงดังรูปที่ 2.6-7



รูปที่ 2.6-7 ขั้นตอนการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินด้วยวิธีเชิงเส้นเทียบเท่า

สมมติฐานในการเลือกคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของชั้นดิน (Dynamic soil properties) ที่ประกอบด้วย Shear modulus reduction curve (G/Gmax) และ Damping ratio สำหรับนำมาใช้ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินแสดงดังรูปที่ 2.6-8 โดยมีรายละเอียดดังนี้

- VS30 น้อยกว่า 500 m/s ใช้คุณสมบัติของชั้นดินที่มีค่า PI = 30 (Vucetic & Dobry, JGE 1/91)
- 500<VS30<1000 m/s ใช้คุณสมบัติของชั้นดินที่มีค่า PI = 15 (Vucetic & Dobry, JGE 1/91)
- 1000<VS30<1500 m/s ใช้คุณสมบัติของชั้นดินที่มีค่า PI = 0 (Vucetic & Dobry, JGE 1/91)
- VS มากกว่า 1500 m/s ใช้คุณสมบัติของ Sand Average (Seed & Idriss, 1970)
- ชั้นหิน ใช้คุณสมบัติของ Rock (Schnabel, 1973)



รูปที่ 2.6-8 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของชั้นดิน (บน) G/Gmax และ (ล่าง) Damping ratio

สำหรับคลื่นที่นำมาใช้สำหรับการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินในการศึกษานี้เป็นชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมของพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ ที่คาบการ

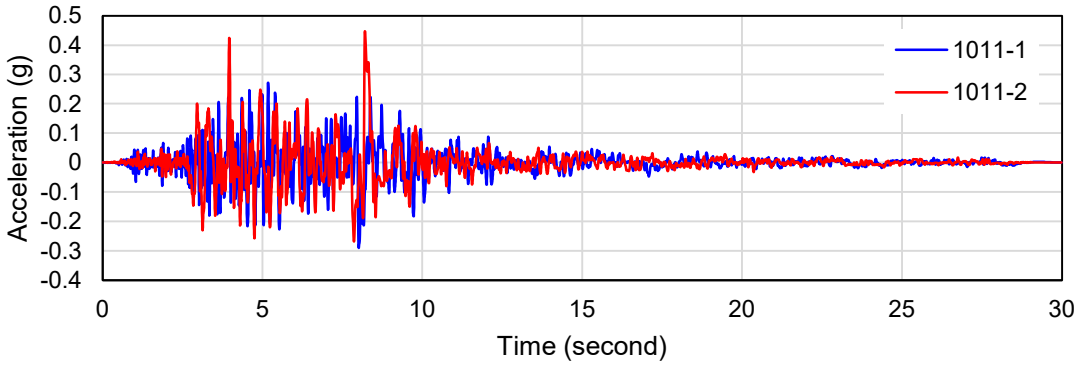
สั่น 0.2 วินาที และ 1.0 วินาที ที่คาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี ซึ่งมีรายละเอียดแสดงดังตารางที่ 4 และ สำหรับรูปที่ 2.6.9-14 แสดง Acceleration time history ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ Condition Mean Spectrum (CMS) 0.2 วินาที และ CMS 1.0 วินาที ที่ผ่านการปรับแก้สเกลแล้วตามลำดับ

ตารางที่ 2.6-4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมของพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี

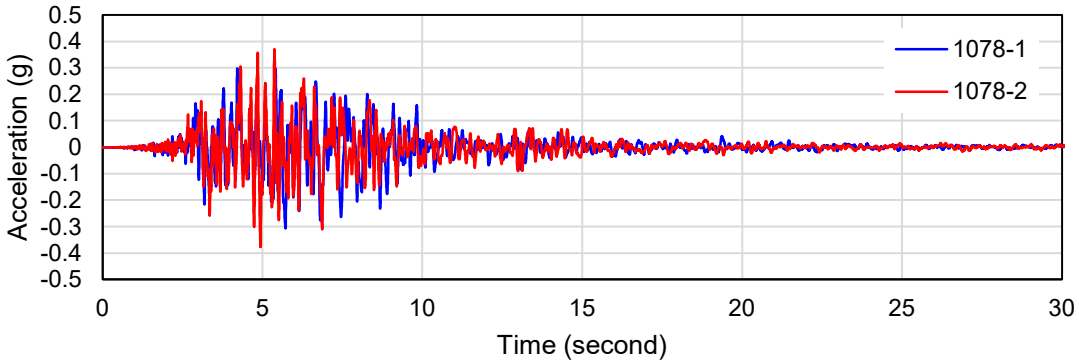
CMS 0.2 second, Summary of properties of rotated & scale horizontal records								
Record ID	Scale factor	Event	Year	Station	Mw	Mechanism	Rjb (km)	VS30 (m/s)
1011	2.814	Northbridge-01	1994	LA-Wonderland Ave	6.69	Reverse	15.11	1222.52
1078	1.3204	Northridge-01	1994	Santa Susana ground	6.69	Reverse	1.69	715.12
5618	1.4347	Iwate_Japan	2008	IWT010	6.9	Reverse	16.26	825.83

ตารางที่ 2.6-5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมของพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ ที่คาบการสั่น 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี

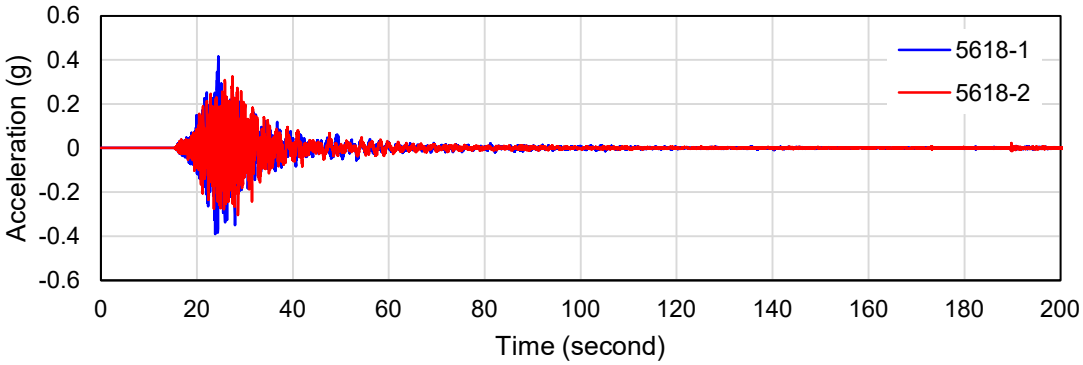
CMS 1.0 second, Summary of properties of rotated & scale horizontal records								
Record ID	Scale factor	Event	Year	Station	Mw	Mechanism	Rjb (km)	VS30 (m/s)
771	0.5878	Loma Prieta	1989	Golden Gate Bridge	6.93	Reverse Oblique	79.71	584.17
796	1.0046	Loma Prieta	1989	SF-Presidio	6.93	Reverse Oblique	77.34	594.47
6992	1.7747	Darfield New Zealand	2010	LSRC	7	Strike Slip	79.53	561.04



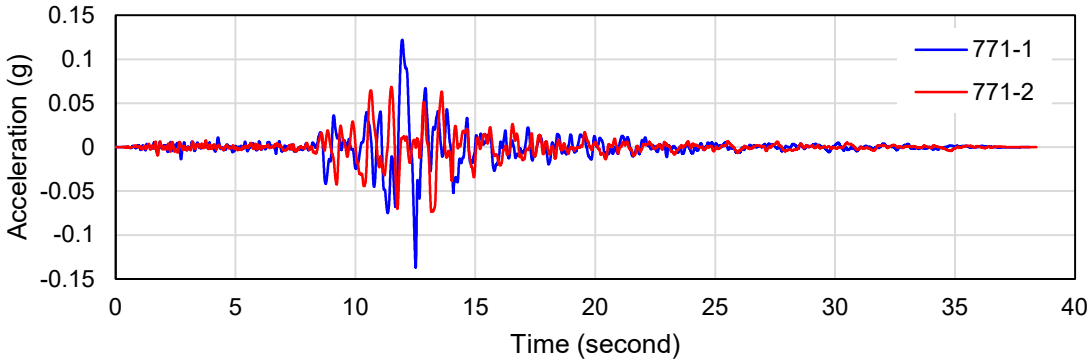
รูปที่ 2.6-9 Acceleration time history ที่ปรับแก้สเกลแล้วของ Record ID 1011 สำหรับ CMS 0.2 วินาที



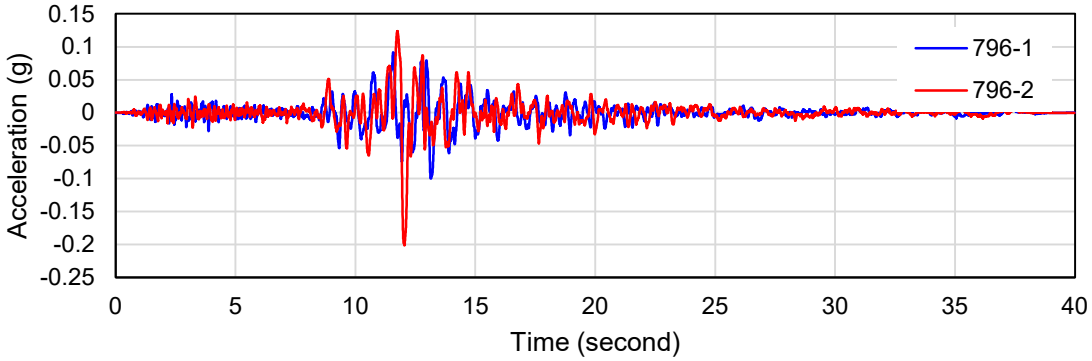
รูปที่ 2.6-10 Acceleration time history ที่ปรับแก้สเกลแล้วของ Record ID 1078 สำหรับ CMS 0.2 วินาที



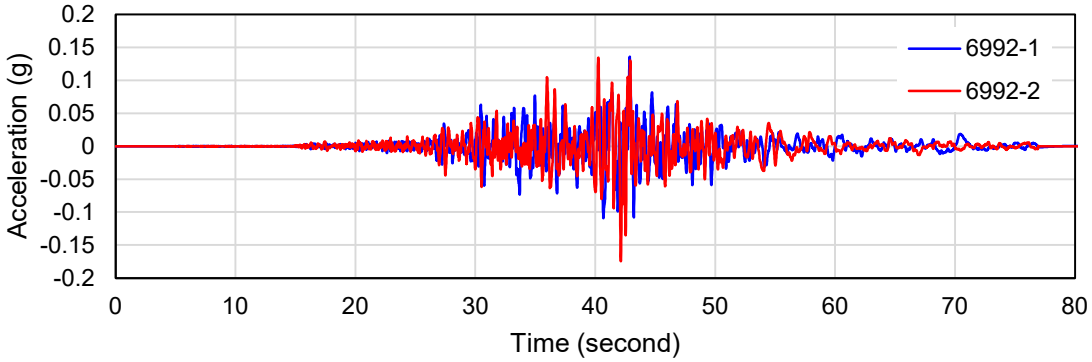
รูปที่ 2.6-11 Acceleration time history ที่ปรับแก้สเกลแล้วของ Record ID 5618 สำหรับ CMS 0.2 วินาที



รูปที่ 2.6-12 Acceleration time history ที่ปรับแก้สเกลแล้วของ Record ID 771 สำหรับ CMS 1.0 วินาที



รูปที่ 2.6-13 Acceleration time history ที่ปรับแก้สเกลแล้วของ Record ID 796 สำหรับ CMS 1.0 วินาที

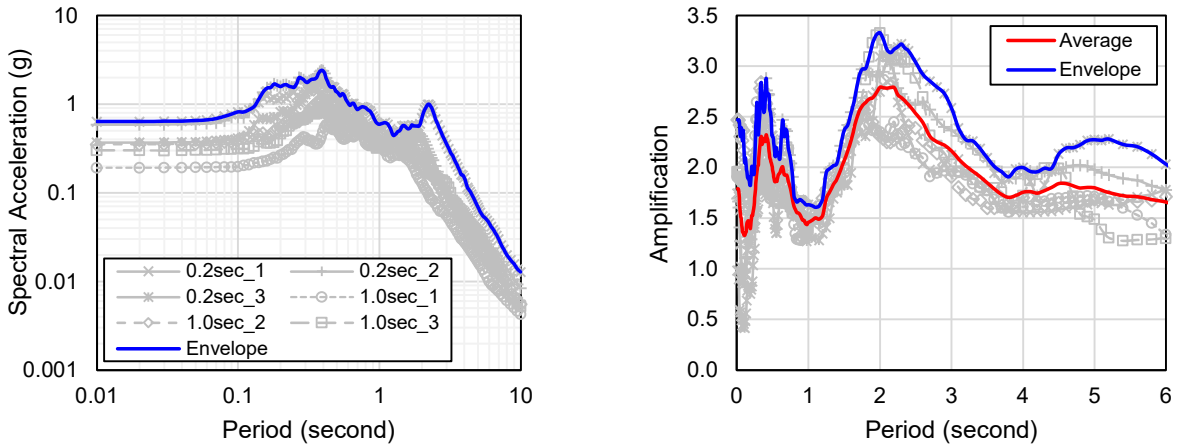


รูปที่ 2.6-14 Acceleration time history ที่ปรับแก้สเกลแล้วของ Record ID 6992 สำหรับ CMS 1.0 วินาที

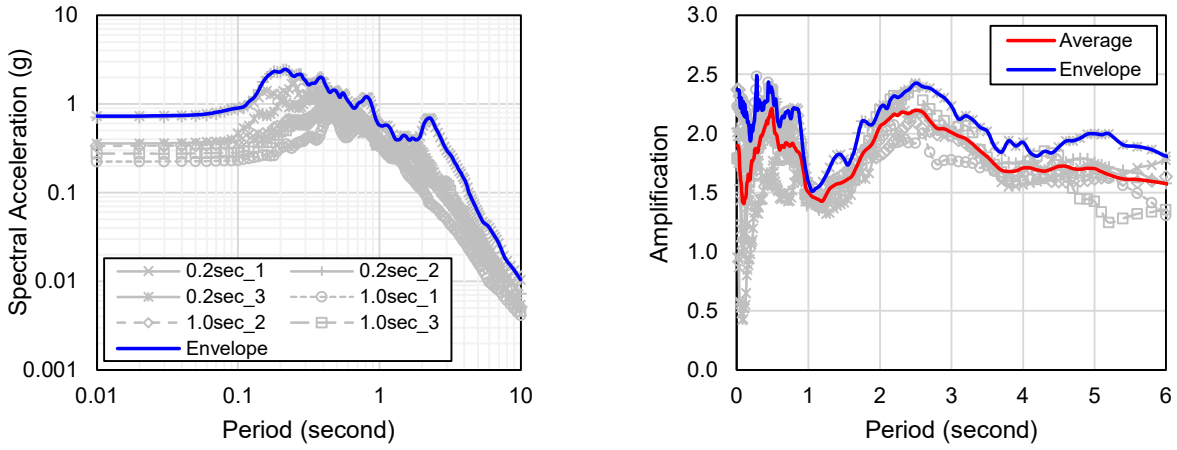
คลื่นแผ่นดินไหวแต่ละ CMS ประกอบด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนผิวดินแข็งจำนวน 3 สถานี ซึ่งแต่ละสถานีประกอบด้วยคลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบจำนวน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน ดังนั้น คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่มีทั้งหมด 6 สถานี รวมเป็น 12 คลื่นแผ่นดินไหว

คลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวถูกตั้งสมมติฐานว่าเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกบนผิวดินแข็งสำหรับพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ ดังนั้น ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินด้วยโปรแกรม SHAKE ชุดคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดจะถูกกำหนดให้เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่ Rock outcrop ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวแต่ละเหตุการณ์จะถูกแปลงเป็นคลื่นบนชั้นหินใต้ชั้นดิน (Bedrock) อีกครั้งด้วยคุณสมบัติของชั้นดินที่อยู่เหนือขึ้นไปจากชั้นหินของแต่ละตำแหน่งการศึกษา จากนั้น คลื่นแผ่นดินไหวที่ตำแหน่ง Bedrock จะแพร่ (Propagate) จากชั้นล่างสุดขึ้นไปยังชั้นบนสุดโดยผ่านคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของชั้นดินแต่ละชั้นขึ้นไป

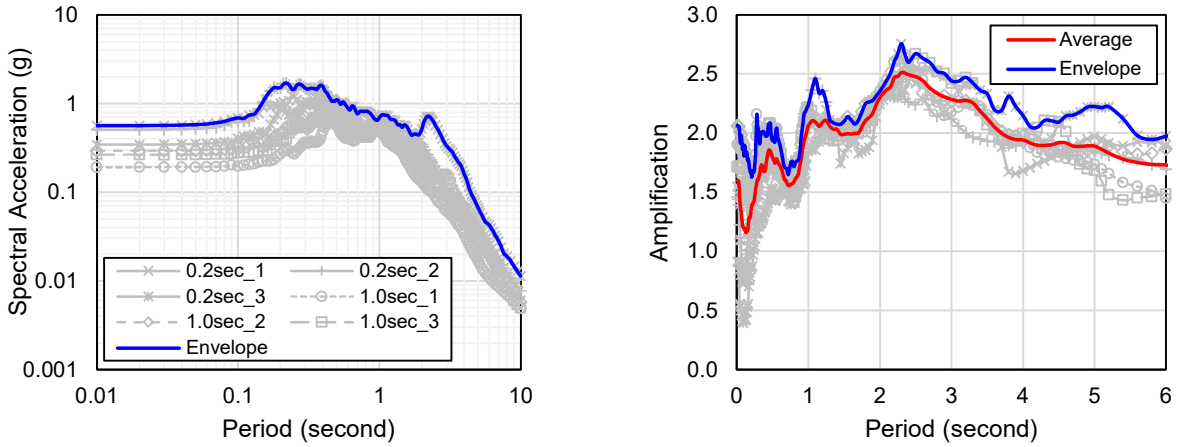
ผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SHAKE สามารถประเมินค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดินและอัตราการขยายกำลังของคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบผลตอบสนองที่ผิวดิน (Surface) กับผลตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกไว้บนชั้นดินแข็งหรือหิน (Rock outcrop) โดยผลการศึกษาของแต่ละตำแหน่งสามารถแสดงดังรูปที่ 2.6.15-39 รูปที่ 2.6.40 แสดงค่าสูงสุด (Envelope) ของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดินจากคลื่นแผ่นดินไหวทุกเหตุการณ์ของแต่ละตำแหน่งการศึกษา ส่วนรูปที่ 2.6.41-42 แสดงค่าอัตราการขยายกำลังของคลื่นแผ่นดินไหวรวมถึงค่าเฉลี่ยและค่า Envelope ของแต่ละตำแหน่งการศึกษาตามลำดับ



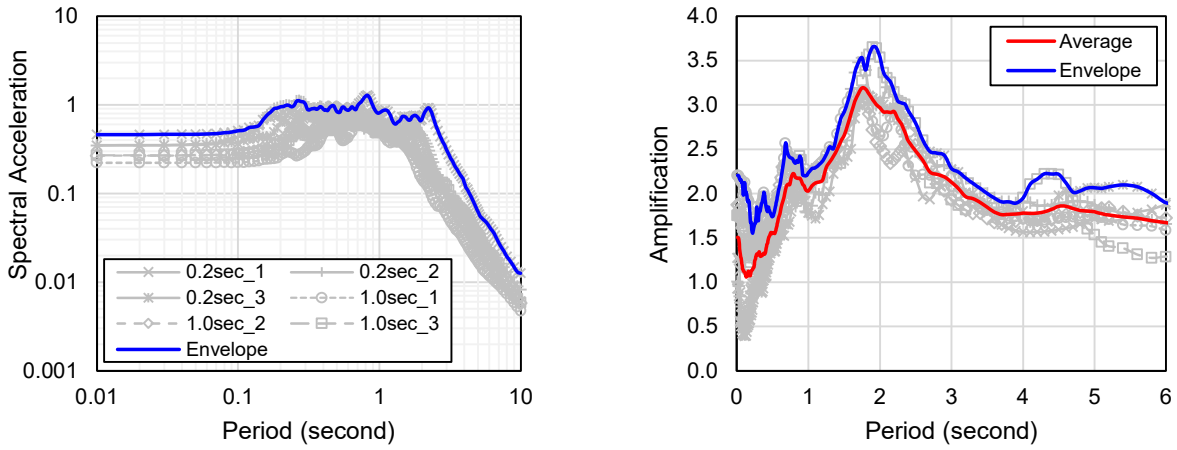
รูปที่ 2.6-15 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM01



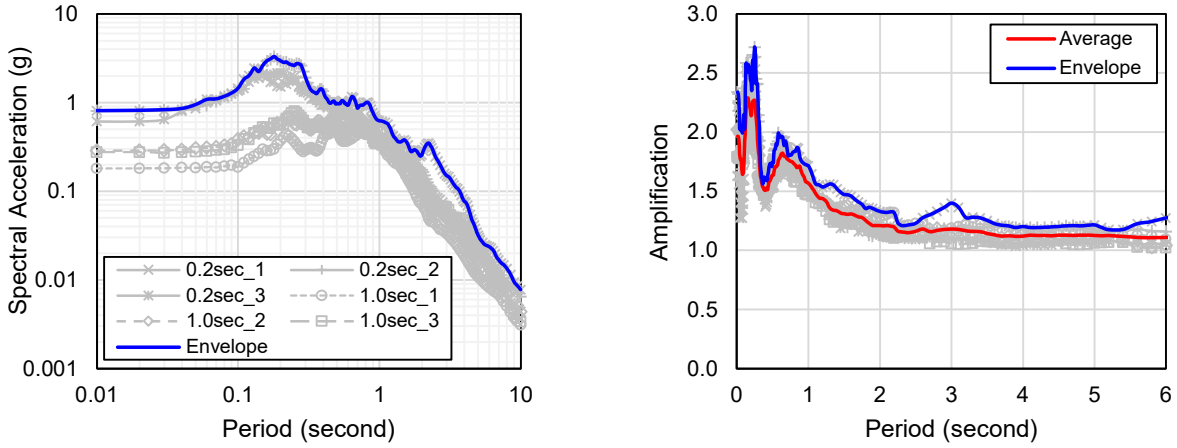
รูปที่ 2.6-16 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM02



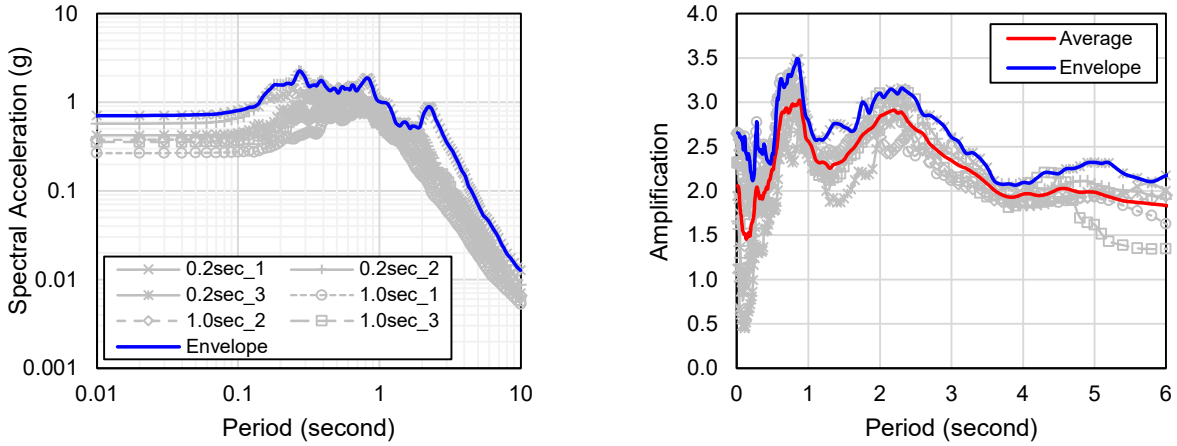
รูปที่ 2.6-17 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM03



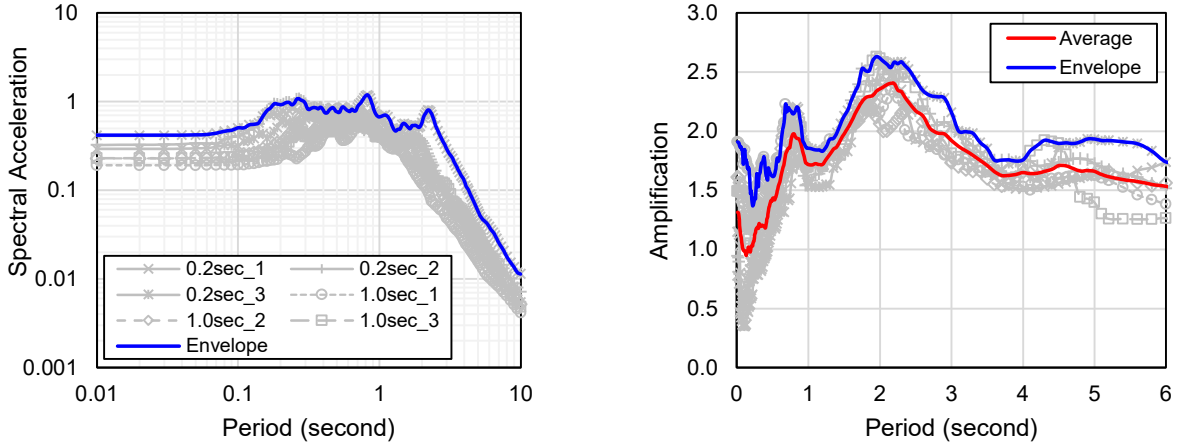
รูปที่ 2.6-18 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM04



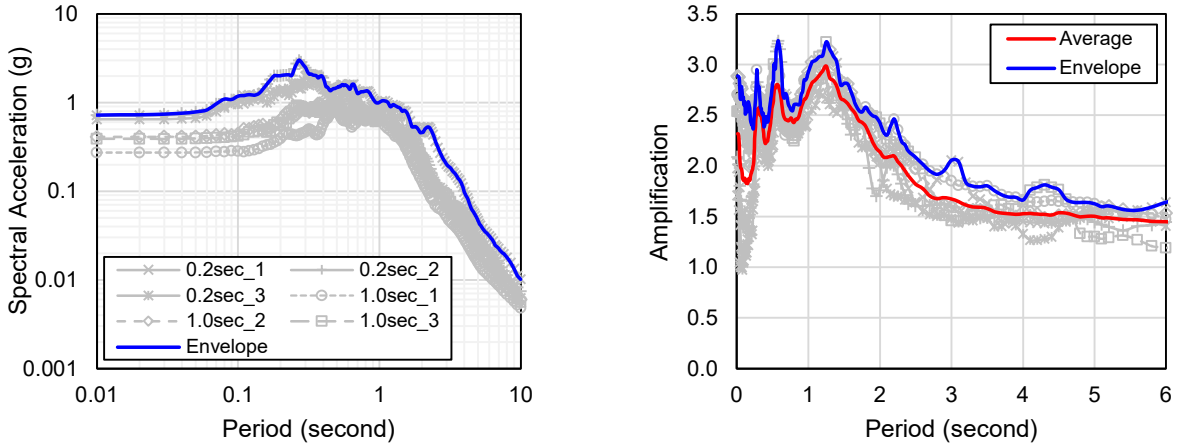
รูปที่ 2.6-19 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM05



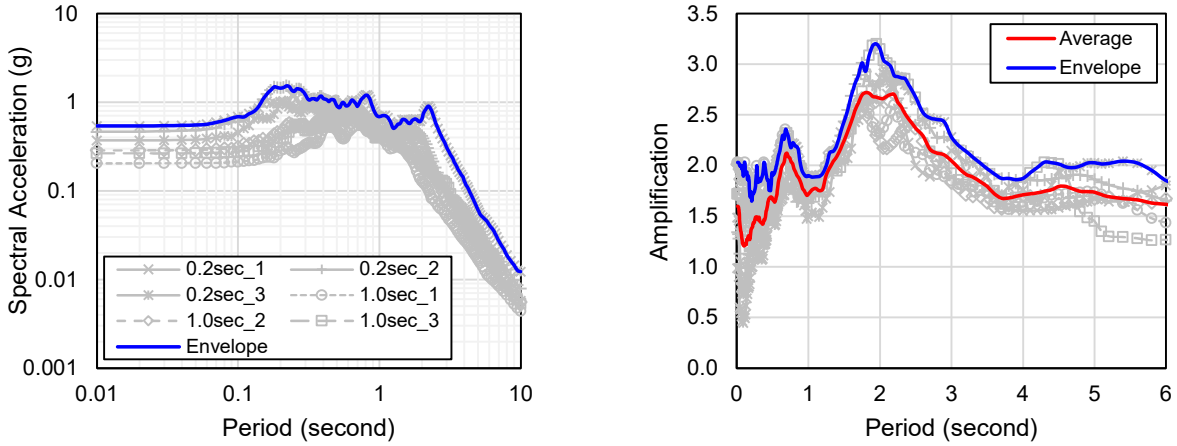
รูปที่ 2.6-20 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM06



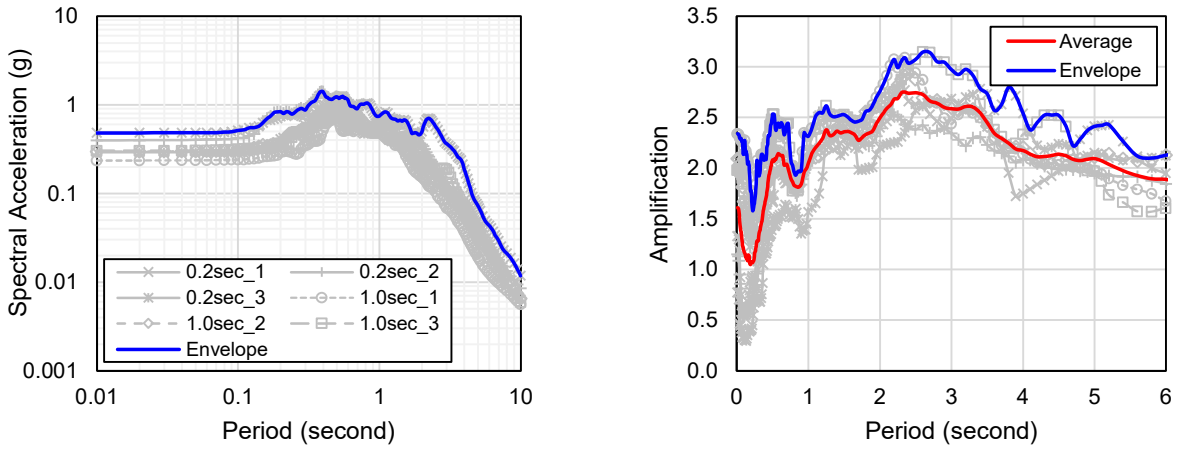
รูปที่ 2.6-21 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM07



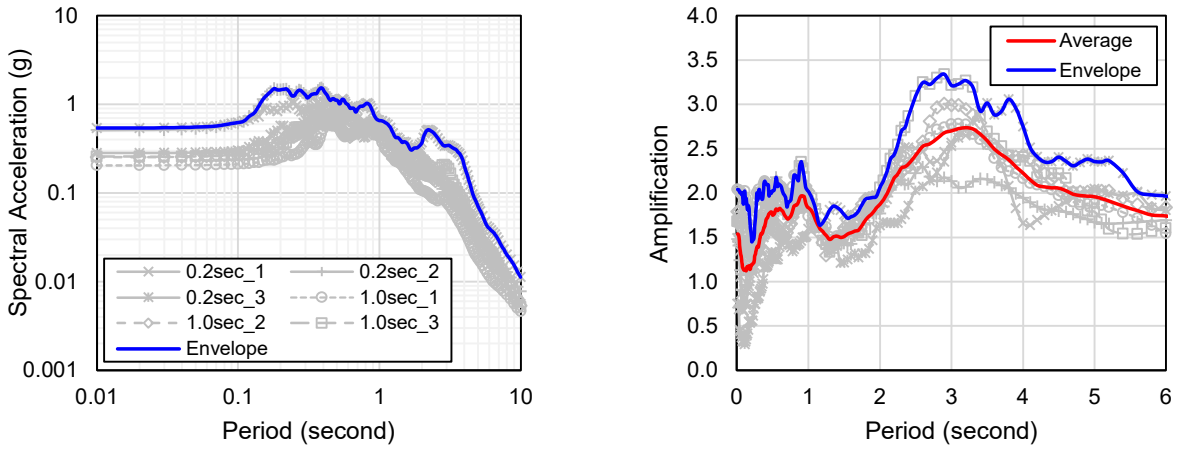
รูปที่ 2.6-22 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM08



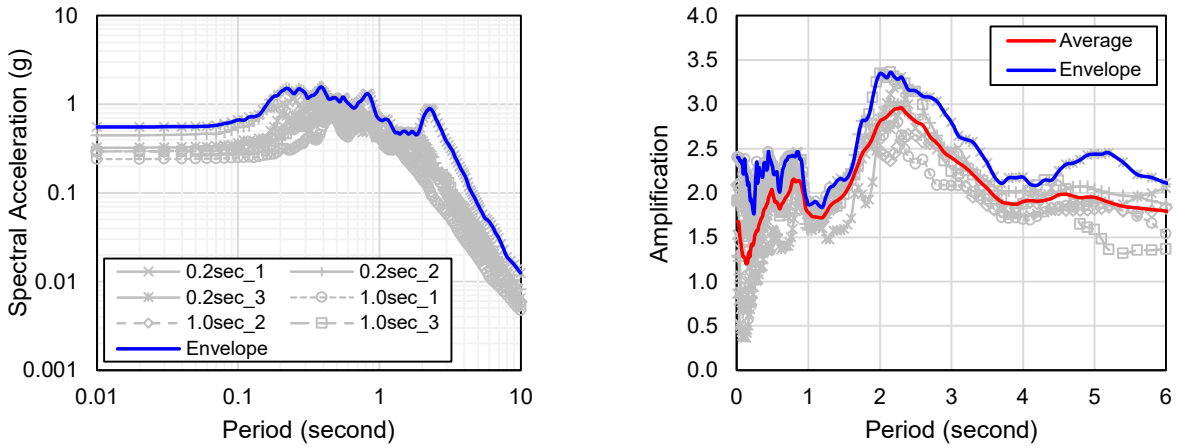
รูปที่ 2.6-23 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM09



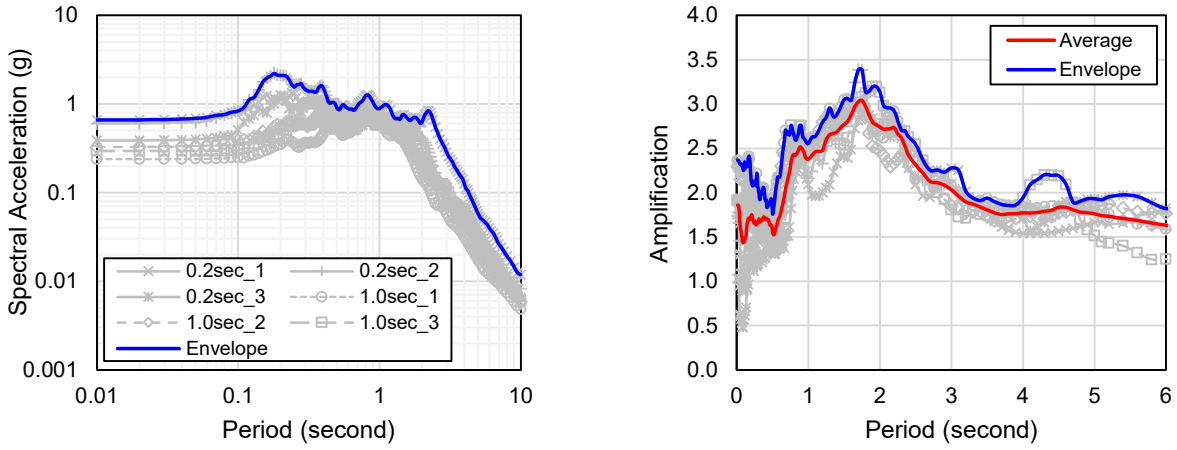
รูปที่ 2.6-24 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM10



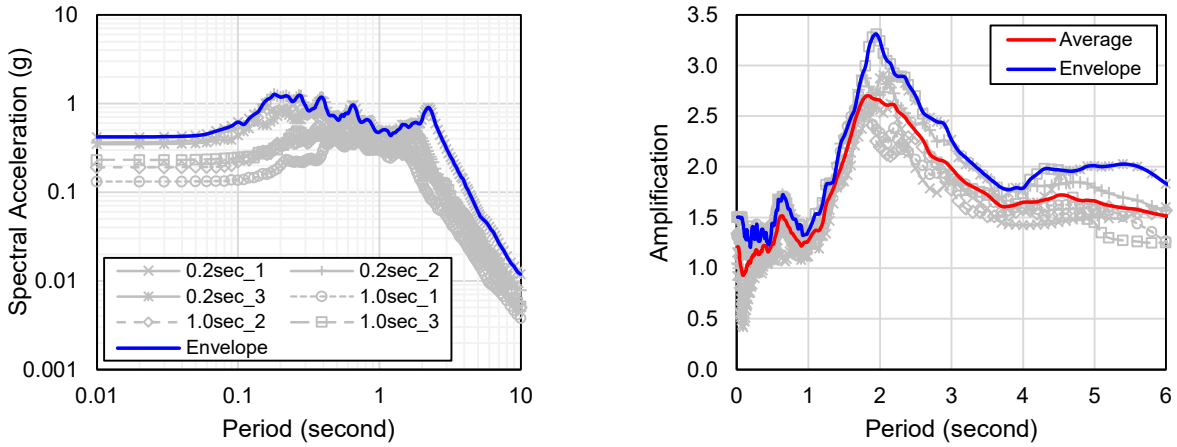
รูปที่ 2.6-25 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM11



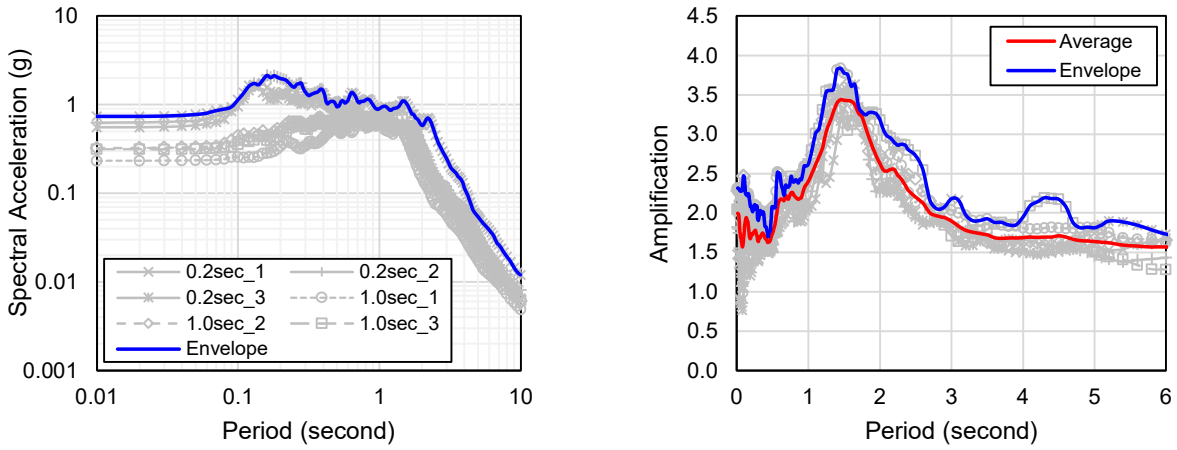
รูปที่ 2.6-26 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM12



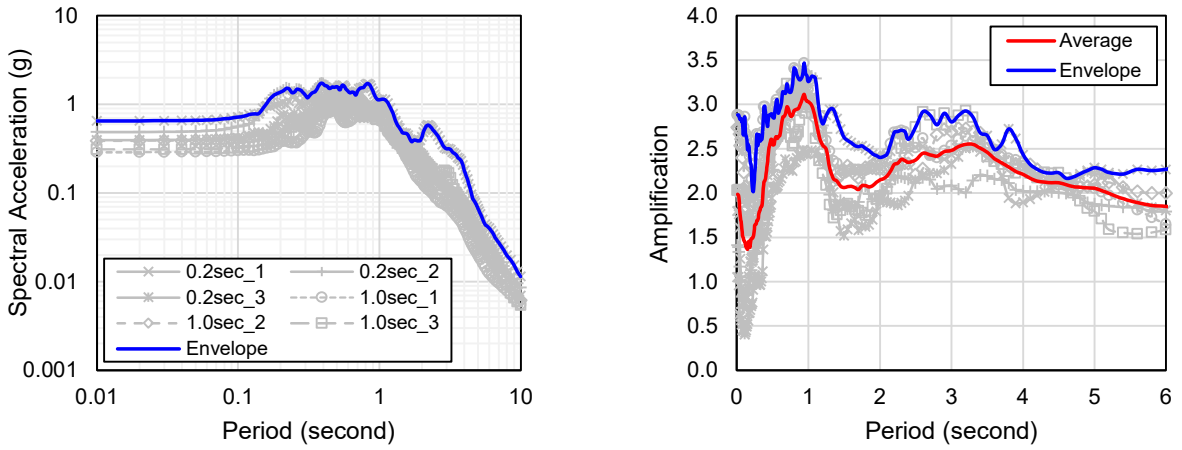
รูปที่ 2.6-27 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM13



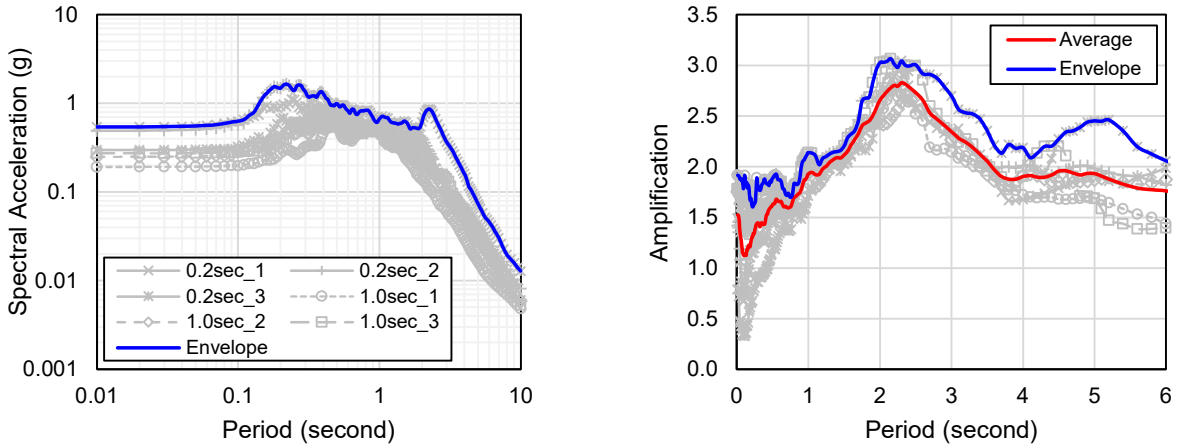
รูปที่ 2.6-28 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM14



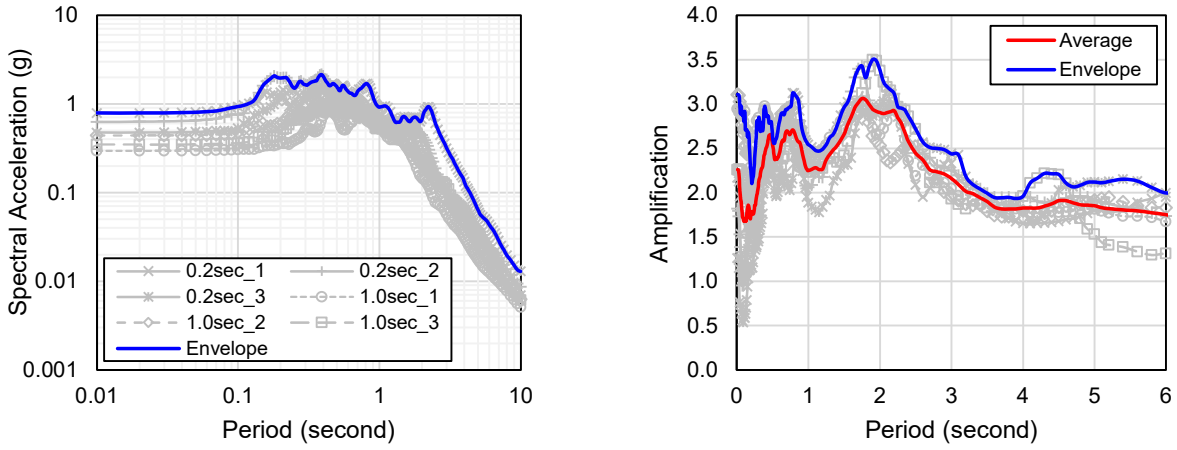
รูปที่ 2.6-29 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM15



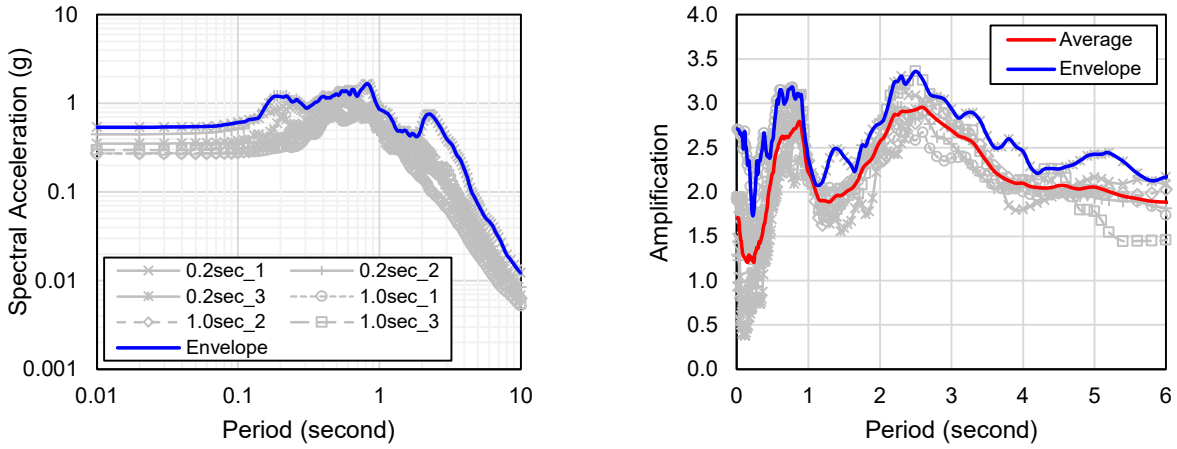
รูปที่ 2.6-30 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM16



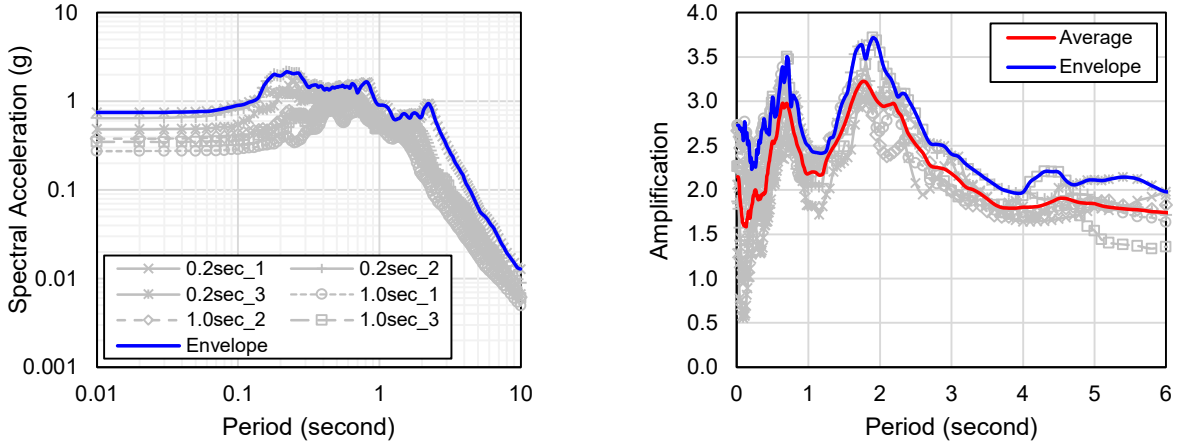
รูปที่ 2.6-31 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM17



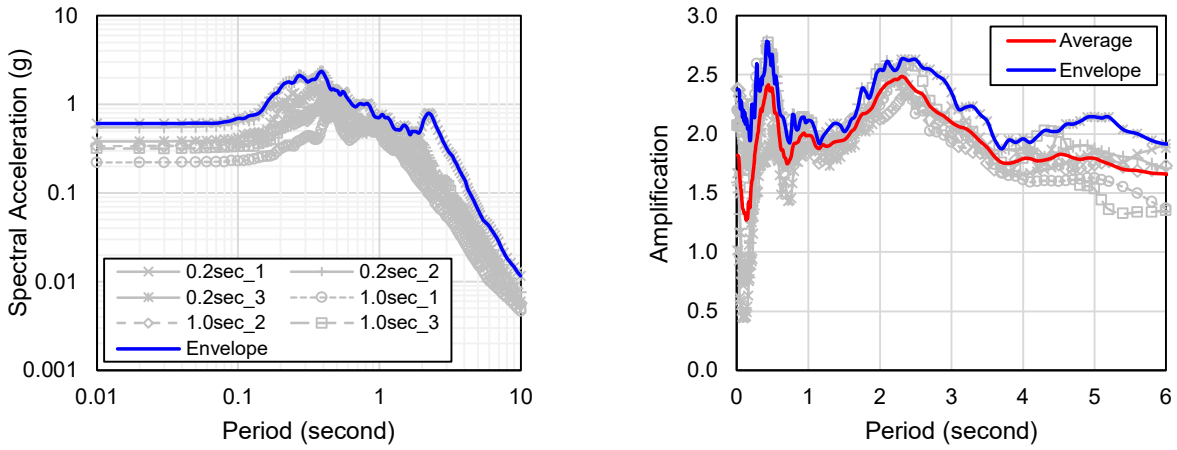
รูปที่ 2.6-32 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM18



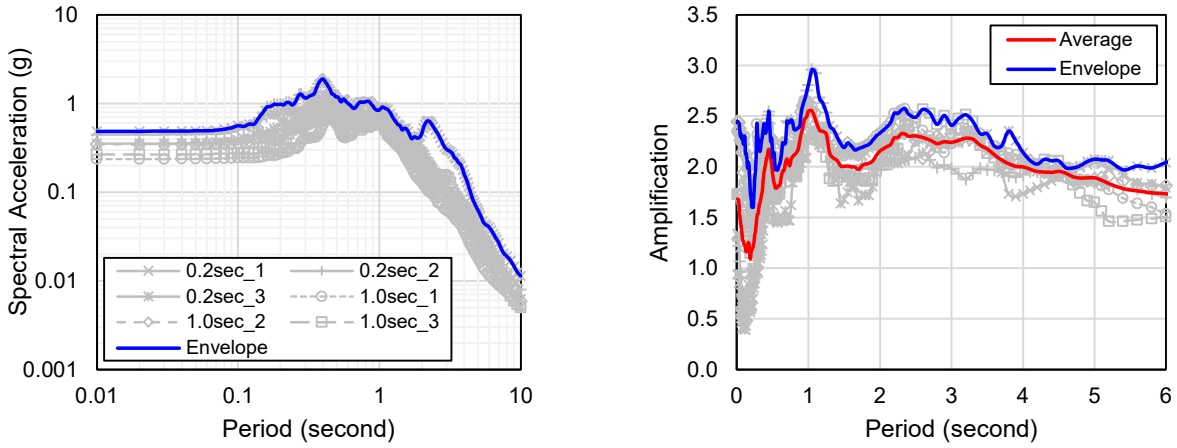
รูปที่ 2.6-33 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM19



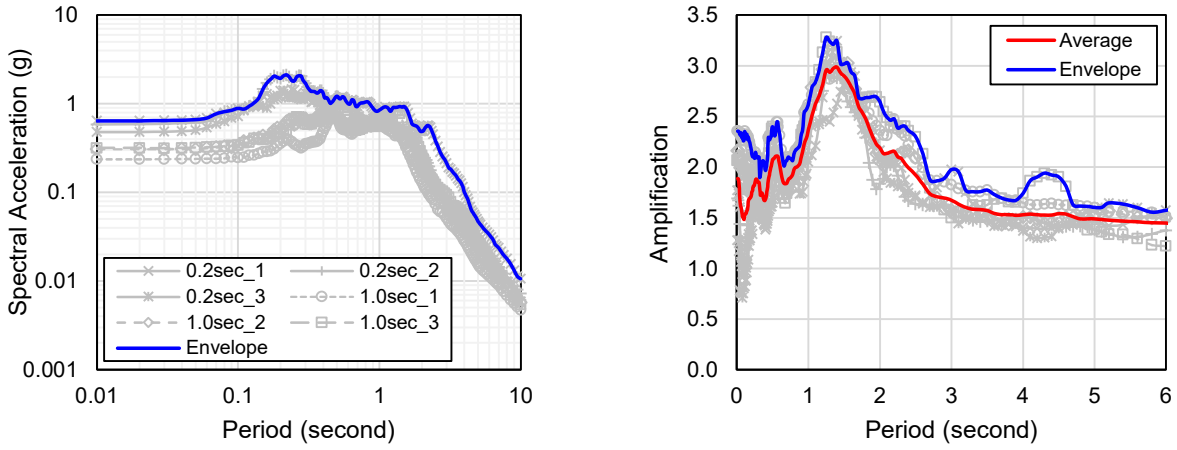
รูปที่ 2.6-34 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM20



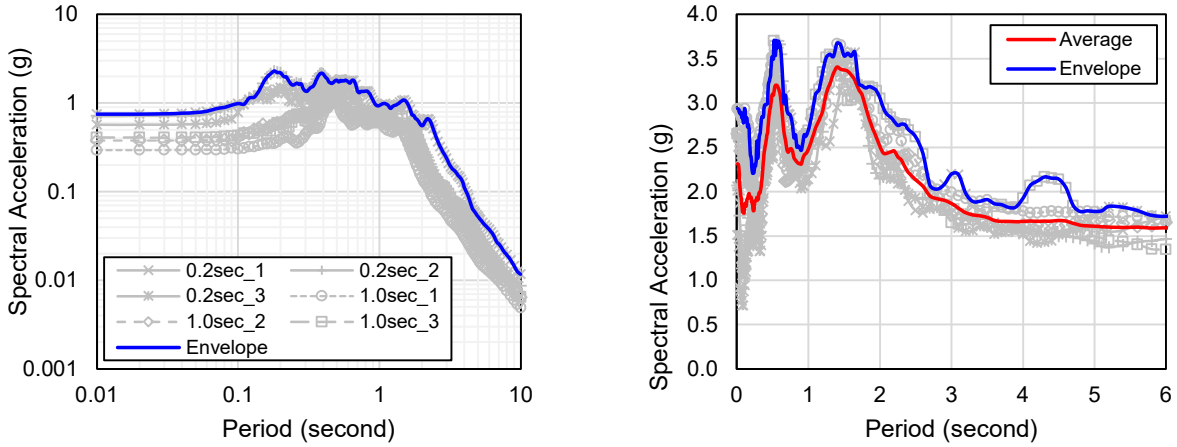
รูปที่ 2.6-35 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM21



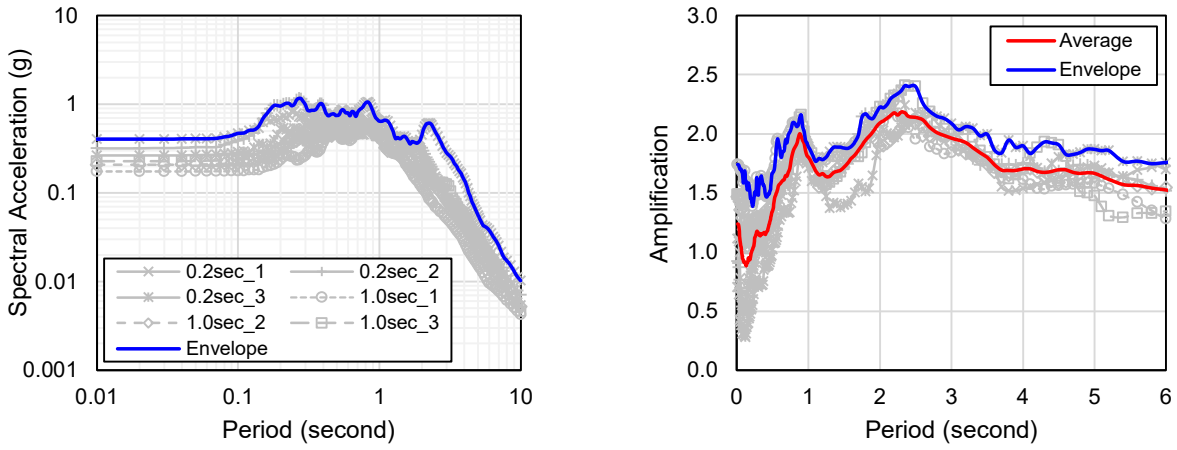
รูปที่ 2.6-36 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM22



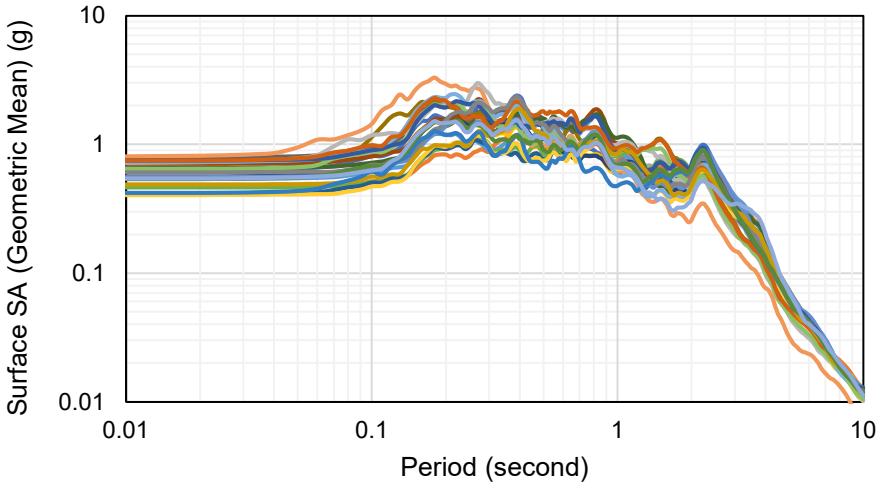
รูปที่ 2.6-37 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM23



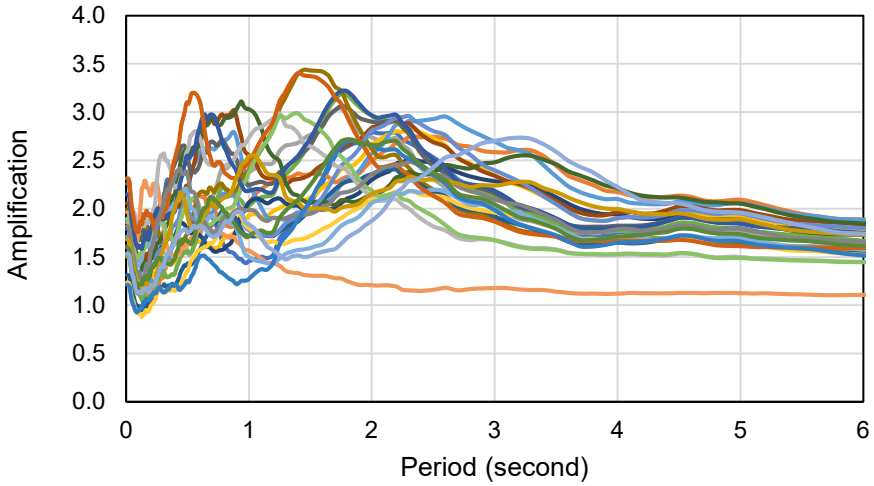
รูปที่ 2.6-38 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM24



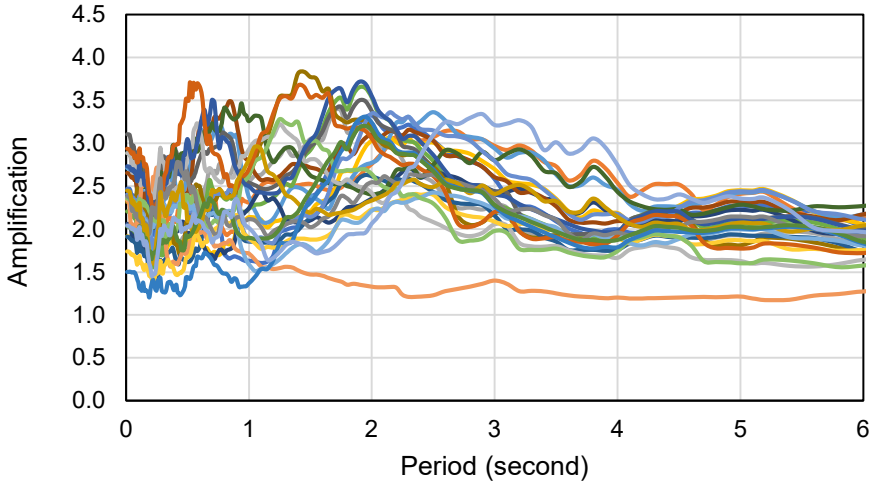
รูปที่ 2.6-39 (ก) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (ข) อัตราการขยายกำลังของคลื่น ของตำแหน่ง CM25



รูปที่ 2.6-40 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดินรวมทุกตำแหน่ง (Envelope)



รูปที่ 2.6-41 อัตราการขยายกำลังของคลื่นรวมทุกตำแหน่ง (Average)



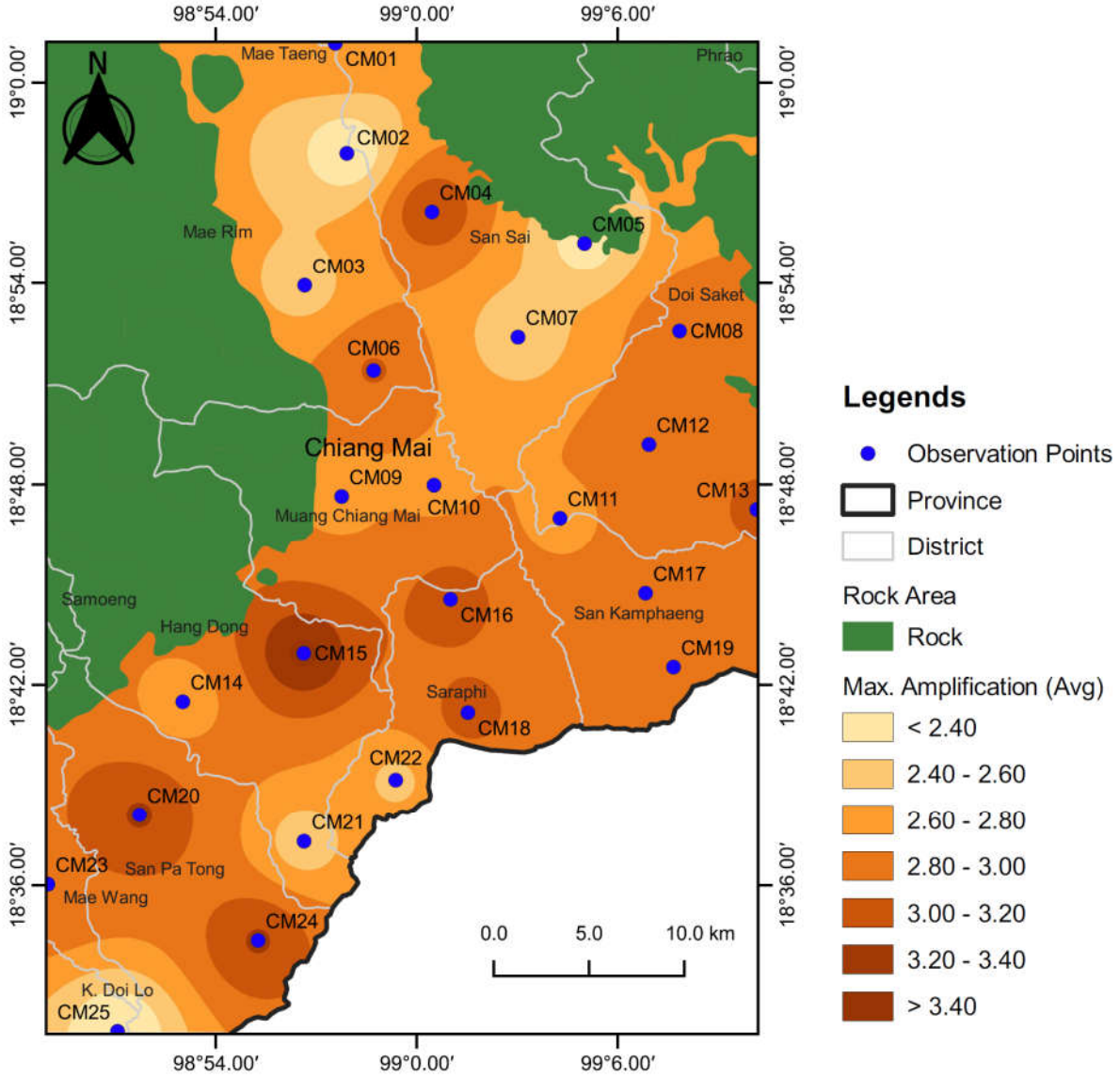
รูปที่ 2.6-42 อัตราการขยายกำลังของคลื่นรวมทุกตำแหน่ง (Envelope)

ผลการวิเคราะห์อัตราการขยายกำลังของแต่ละตำแหน่งการศึกษาสรุปได้ดังตารางที่ 6 และรูปที่ 2.6.43 -44 โดยเป็นค่าอัตราการขยายกำลัง (Amplification) สูงสุดของแต่ละตำแหน่งในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ จากค่าเฉลี่ยและค่า Envelope ของกราฟ Amplification ตามลำดับ โดยรูปที่ 2.6-45 แสดงค่าเฉลี่ยค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน 3 ประเภท (เส้นสีน้ำเงิน) B (หิน), C (ดินแข็ง), D (ดินปกติ) เปรียบเทียบกับค่า มยผ 1301-1302/61 (สีแดง) โดยพบว่าค่าเฉลี่ยค่าความเร่งตอบสนองเชิงเสปกตรัมนั้นมีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดใน มยผ1301-1302/61 ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องมาจากลักษณะแอ่งดินอ่อนของเชียงใหม่ขยายคลื่นแผ่นดินไหวได้มากกว่าที่กำหนดไว้โดยเฉพาะที่คาบการสั่นของอาคารสูงที่มีคาบการสั่นของอาคารประมาณ 2 วินาที (ประมาณประเภทอาคารสูง 20-30 ชั้น) และอาจจะจำเป็นที่จะต้องพิจารณาสเปกตรัมออกแบบในพื้นที่แอ่งเชียงใหม่ในการปรับปรุง มาตรฐานต่อไปในอนาคต

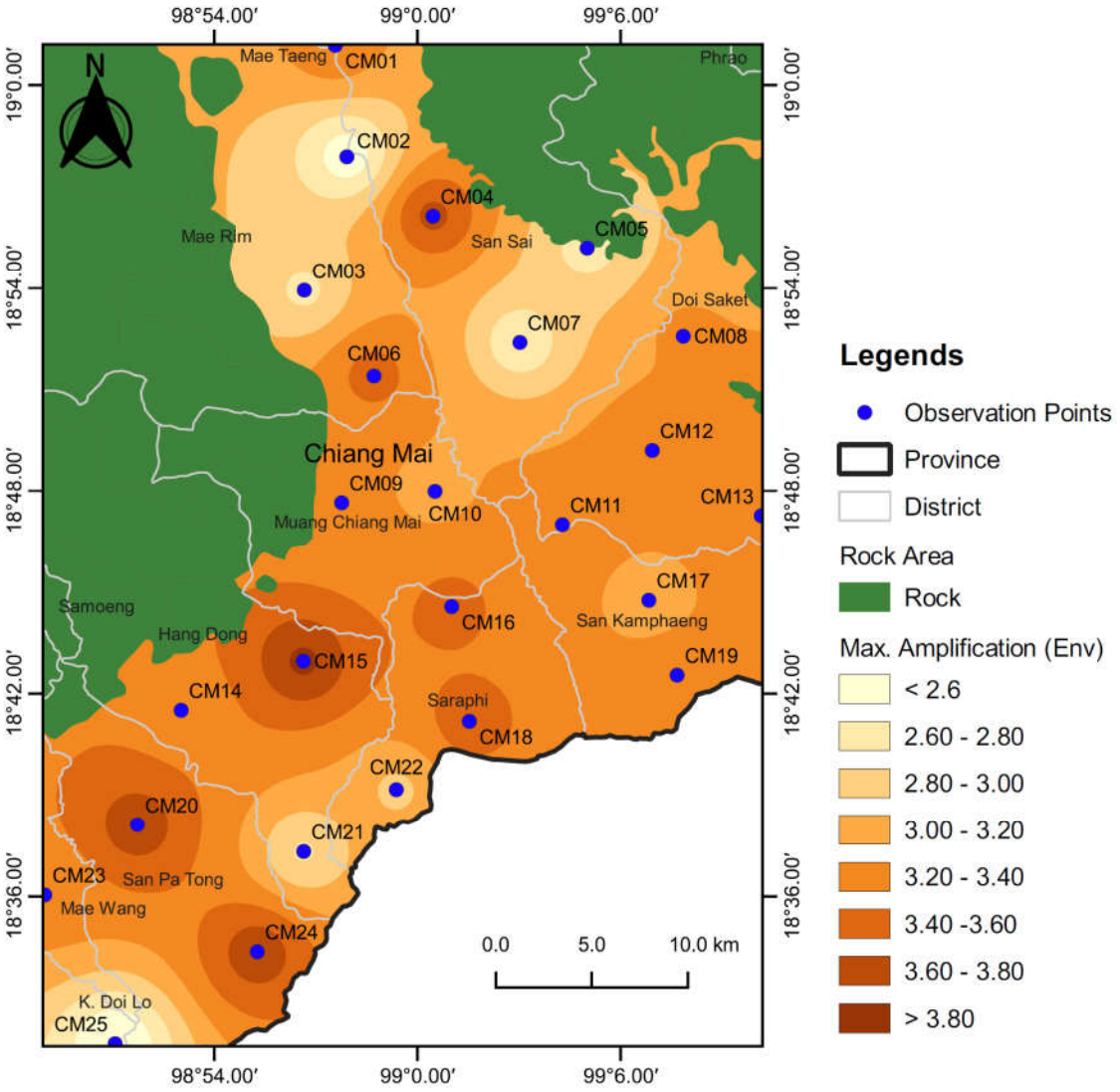
ตารางที่ 2.6-6 ผลการวิเคราะห์ค่าอัตราการขยายกำลังของคลื่น

No	Site name	Latitude	Longitude	X	Y	ค่าเฉลี่ยสูงสุด	ค่าสูงสุด
1	CM01	19.01964	98.95953	495740.8613	2103001.546	2.79	3.33
2	CM02	18.96489	98.96526	496343.256	2096943.436	2.21	2.49
3	CM03	18.89896	98.9443	494133.7702	2089648.841	2.51	2.76
4	CM04	18.93573	99.00764	500804.2419	2093716.64	3.19	3.65
5	CM05	18.92005	99.08354	508796.4533	2091983.26	2.29	2.72
6	CM06	18.8566	98.9786	497745.5719	2084960.577	3.02	3.49
7	CM07	18.87315	99.05043	505311.6037	2086792.355	2.40	2.63
8	CM08	18.8762	99.13083	513780.3904	2087134.547	2.98	3.23
9	CM09	18.79413	98.9627	496069.7624	2078048.852	2.72	3.20
10	CM10	18.79975	99.00865	500911.0736	2078670.123	2.75	3.14
11	CM11	18.7833	99.07133	507517.35	2076851.42	2.74	3.34
12	CM12	18.81991	99.11559	512178.3604	2080905.047	2.96	3.36
13	CM13	18.78769	99.16926	517837.1242	2077344.757	3.04	3.39
14	CM14	18.69166	98.88367	487733.9686	2066715.18	2.70	3.31
15	CM15	18.71577	98.94383	494077.7257	2069379.091	3.44	3.84
16	CM16	18.74258	99.01686	501777.3998	2072345.03	3.11	3.47
17	CM17	18.74568	99.1139	512006.292	2072691.909	2.83	3.07
18	CM18	18.68625	99.02554	502693.5196	2066112.337	3.06	3.50

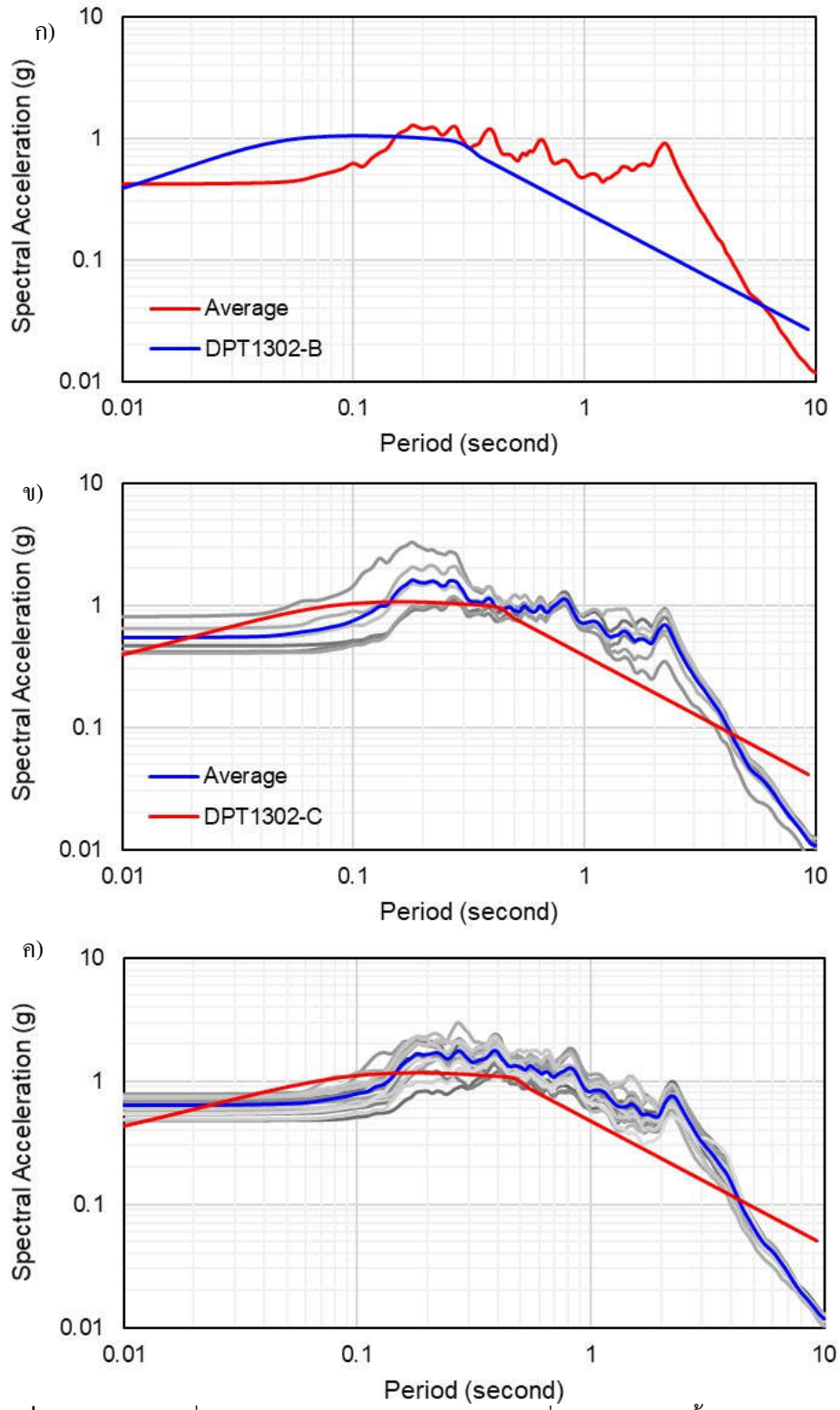
No	Site name	Latitude	Longitude	X	Y	ค่าเฉลี่ยสูงสุด	ค่าสูงสุด
19	CM19	18.70891	99.12782	513476.0597	2068623.85	2.96	3.36
20	CM20	18.63522	98.86212	485456.2416	2060471.4	3.22	3.72
21	CM21	18.62195	98.94398	494090.414	2058998.862	2.48	2.78
22	CM22	18.65264	98.98959	498901.937	2062393.841	2.55	2.96
23	CM23	18.60061	98.81652	480643.2584	2056646.589	2.99	3.28
24	CM24	18.57273	98.92113	491677.8762	2053553.859	3.22	3.72
25	CM25	18.52766	98.85119	484294.2813	2048572.228	2.19	2.41



รูปที่ 2.6-43 แผนที่แสดงค่าอัตราการขยายกำลังสูงสุดจากค่าเฉลี่ย



รูปที่ 2.6-44 แผนที่แสดงค่าอัตราการขยายกำลังสูงสุดจากค่า Envelope



รูปที่ 2.6-45 ค่าเฉลี่ยความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (เส้นสีน้ำเงิน) ประเภท ก) B (หิน) ข) C (ดินแข็ง) ค) D (ดินปกติ) เปรียบเทียบกับค่า มยผ 1301-1302/61 (เส้นสีแดง)

บทที่ 3
การตรวจสอบวิธีวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูงรูปแบบต่างๆ

บทนี้จะเป็นการนำเสนอผลการดำเนินการวิจัยตามระเบียบวิธีวิจัยของงานย่อยที่ 2 ในหัวข้อ 1.4 โดยทฤษฎีและวิธีการคำนวณวิเคราะห์โครงสร้างที่เกี่ยวข้องจะทบทวนและสรุปไว้ในภาคผนวก ก

3.1 การคัดเลือกอาคารที่จะนำมาเป็นกรณีศึกษา

3.1.1 การเก็บรวบรวมข้อมูลอาคารตัวอย่าง

อาคารสูงตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้ มีลักษณะตามโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างจริงในกรุงเทพมหานคร ซึ่งคัดเลือกมาจากข้อมูลแบบแปลนอาคารที่มีทั้งหมด 133 อาคาร โดยข้อมูลอาคารดังกล่าวจะถูกแบ่งออกเป็น 4 กลุ่มตามจำนวนชั้นความสูง ได้แก่

กลุ่มที่ 1 อาคารที่มีจำนวนชั้นน้อยกว่า 20 ชั้น จำนวน 13 อาคาร
กลุ่มที่ 2 อาคารที่มีจำนวนชั้นตั้งแต่ 21 ถึง 30 ชั้น จำนวน 48 อาคาร
กลุ่มที่ 3 อาคารที่มีจำนวนชั้นตั้งแต่ 31 ถึง 40 ชั้น จำนวน 58 อาคาร
กลุ่มที่ 4 อาคารที่มีจำนวนชั้นมากกว่า 40 ชั้น จำนวน 14 อาคาร

โดยเป็นข้อมูลจากโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย ระยะที่ 4 จำนวน 49 อาคาร สำหรับรายละเอียดและแปลนโครงสร้างของอาคารตัวอย่างรวบรวมได้จากการถ่ายรูปแบบพิมพ์เขียวจากสำนักงานของกรุงเทพมหานคร (Bangkok Metropolitan Administration, BMA) โดยข้อมูลที่รวบรวมได้สรุปได้ดังตารางที่ 3.1 ถึง 3.6 ซึ่งประกอบด้วยข้อมูลดังต่อไปนี้

- จำนวนชั้นของอาคาร
- ความสูงรวมของอาคาร (เมตร)
- ความสูงแต่ละชั้น (เมตร)
- พื้นที่ใช้สอยของอาคาร
- จำนวนปล่องลิฟต์
- อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนต่อพื้นที่ชั้นล่าง
- อัตราส่วนพื้นที่เสาอาคารต่อพื้นที่ชั้นล่าง
- อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของอาคาร
- รูปแบบการก่อสร้างระบบพื้น
- รูปแบบระบบต้านทานแรงด้านข้าง
- รูปทรงของอาคาร

- ประเภทการใช้งานของอาคาร
- รูปแบบความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้าง

ระบบต้านทานแรงด้านข้างแบบกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดาร่วมกับโครงเสา-พื้น เป็นระบบต้านทานแรงด้านข้างที่ใช้มากที่สุดสำหรับอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร (124 อาคารจากทั้งหมด 133 อาคาร) ดังแสดงในตารางที่ 3.4

ระบบพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน (Post-tensioned flat slab) เป็นระบบพื้นที่ถูกเลือกใช้มากที่สุดสำหรับอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร (94 อาคารจาก 133 อาคาร) ดังแสดงในตารางที่ 3.5 โดยพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คาน (RC flat slab) และระบบพื้นคาน (Slab and Beam system) เป็นระบบพื้นที่ถูกเลือกใช้รองลงมาตามลำดับ

สำหรับรูปทรงของอาคารที่รวบรวมได้ในโครงการนี้ทั้งหมด 133 อาคาร อาคารที่มีรูปทรงแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้าเป็นอาคารที่ถูกก่อสร้างมากที่สุดดังตารางที่ 3.6 โดยแบ่งรูปทรงของอาคารได้เป็น ผังอาคารสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบปกติ (36 อาคารจาก 133 อาคาร) ผังอาคารสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบยาว (28 อาคารจาก 133 อาคาร) รวมถึงการลดขนาดของผังอาคารสี่เหลี่ยมผืนผ้าตามความสูง (20 อาคารจาก 133 อาคาร) นอกจากนี้ อาคาร 2 ตึกที่มีการใช้อาคารส่วนฐาน (Podium) ร่วมกันยังพบได้ค่อนข้างมากอีกด้วย (16 อาคารจาก 133 อาคาร) และอาคารที่มีลักษณะพิเศษอื่นๆ ดังตารางที่ 3.6

อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนต่อพื้นที่ผังอาคารที่ชั้นล่างระดับพื้นดินและอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเสาต่อพื้นที่ชั้นล่างระดับพื้นดิน แสดงในรูปที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ โดยทั่วไปอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กต่อพื้นที่ชั้นล่างอยู่ในช่วงร้อยละ 0.2 – 3.1 และอัตราส่วนพื้นที่เสาต่อพื้นที่อาคารชั้นล่างสุดอยู่ในช่วงร้อยละ 0.5 – 4.3 โดยค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนดังกล่าวจำแนกตามความสูงของอาคารทั้ง 4 กลุ่มเป็นไปดังตารางที่ 3.2

อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของอาคารทางด้าน X และด้าน Y แสดงในรูปที่ 3.3 และรูปที่ 3.4 ตามลำดับ โดยอัตราส่วนดังกล่าวคำนวณได้จากค่าความสูงหารด้วยค่าความกว้างเฉลี่ยของอาคารในด้านนั้นๆ โดยทั่วไปค่าอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างจะเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น ค่าอัตราส่วนดังกล่าวมีค่าในช่วงจาก 0 ถึงประมาณ 10 ทั้งด้าน X และด้าน Y ซึ่งค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของอาคารจำแนกตามความสูงของอาคารทั้ง 4 ประเภทแสดงในตารางที่ 3.2 โดยแกน X และ Y กำหนดตามทิศทางของแบบรูป (drawing) ซึ่งมักจะจัดวางบนกระดาษพิมพ์เขียวสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ด้านแกน X ยาวกว่าด้านแกน Y

ตารางที่ 3.1 กลุ่มอาคารที่รวบรวมข้อมูลได้แบ่งตามจำนวนชั้น

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
shorter than 20 story	Building 02	20	66.2	16.0	3.4	1757	1732	0.009	0.015	1.25	1.35	L
	Building 10	21	61.3	16.0	2.9	2098	1598	0.005	0.012	1.30	1.79	NR
	Building 12	12	53.4	-	3.6	-	707	0.031	0.013	1.98	1.77	TP
	Building 16	12	32.7	-	3.5	-	1836	0.007	0.015	0.66	1.50	NR
	Building 48	19	54.5	10.1	2.75	2721	1524	0.022	-	1.03	0.99	L
	Building 81	18	76.6	18.2	4	1447	614	0.022	0.009	0.85	0.16	STR
	Building 82	7	31.4	-	5.1	-	25344	0.005	0.015	11.21	2.29	L
	Building 83	20	63.3	-	2.85	-	488	0.022	0.009	0.27	0.46	NR
	Building 84	10	35.2	-	2.7	-	865	0.031	0.013	1.18	0.59	NR
	Building 85	20	63.3	-	2.85	-	515	0.022	0.009	0.55	0.23	NR
	Building 86	19	63.3	-	2.85	-	515	0.022	0.009	0.55	0.23	NR
	Building 139	15	55.4	-	3.2	-	1440	0.012	0.009	1.23	1.73	NR
	Building 140	16	49.2	-	3	-	824	0.011	0.009	1.21	2.44	LR[2]
21 to 30 story	Building 01	21	67.2	-	3.2	-	1412	0.012	0.019	1.09	2.22	NR
	Building 03	25	71.0	14.0	2.85	1643	802	0.008	0.015	1.35	3.11	LR

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
21 to 30 story	Building 04	21	64.5	-	3	-	1641	0.010	0.019	0.71	2.71	S
	Building 15	26	88.3	-	3	-	1076	0.014	0.017	2.32	4.07	LR
	Building 17	30	107.4	21.6	3.4	1055	659	0.020	0.014	3.13	2.79	NR
	Building 21	30	98.9	18.5	3.35	1287	672	0.010	0.033	2.71	2.32	FW
	Building 22	25	68.9	8.5	2.85	2087	1505	0.002	0.011	2.40	1.68	STR
	Building 24	30	95.8	-	3.2	1679	673	0.019	0.005	2.17	4.53	LR
	Building 25	28	77.7	-	2.8	-	824	0.009	0.020	1.83	4.91	U
	Building 26	25	76.7	-	3.2	-	1008	0.017	0.019	1.83	3.20	NR
	Building 33	21	65.8	-	3.3	-	1464	0.015	0.010	1.22	2.40	STR
	Building 41	30	86.6	15.3	2.85	3688	1652	0.011	0.013	0.89	3.15	LR
	Building 44	25	71.1	-	2.975	-	853	0.010	0.033	1.61	4.24	U
	Building 46	27	75.9	12.8	2.85	1594	1061	0.015	0.022	1.16	1.33	L
	Building 49	25	89.6	-	3.5	-	1612	0.015	0.028	2.00	2.49	NR
	Building 52	25	80.1	31.6	3.3	2178	1548	0.006	0.019	1.62	2.28	NR
	Building 57	28	84.0	27.0	3	9812	1570	0.015	0.019	0.99	1.53	FW
	Building 60	21	79.3	-	3.25	-	1244	0.015	0.020	1.86	2.91	NR

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
21 to 30 story	Building 61	30	98.5	-	3.2	-	1625	0.022	0.043	1.36	3.92	DNR
	Building 63	25	69.1	-	2.9	-	1672	0.012	0.017	1.68	1.95	NR
	Building 64	29	86.2	-	3.2	-	1088	0.012	0.019	2.54	2.76	STR
	Building 65	30	106.5	30.0	3.5	1392	835	0.017	0.012	2.61	4.59	NR
	Building 68	30	93.1	-	3.1	-	766	0.013	0.011	2.54	4.70	NR
	Building 69	25	80.8	7.0	3.3	4078	1756	0.008	0.013	2.48	2.79	MT
	Building 70	24	69.7	9.7	2.95	1224	704	0.012	0.010	2.13	2.99	NR
	Building 71	30	93.0	17.0	3	1416	1000	0.025	0.020	1.16	6.34	LR
	Building 76	28	63.2	23.3	2.95	3071	2617	no data	no data	0.83	2.95	MT
	Building 79	25	79.5	15.5	3.2	1502	1372	0.012	0.014	1.58	2.28	STL
	Building 80	29	101.2	-	3.5	-	1044	0.014	0.021	1.76	6.42	LR
	Building 82	24	90.1	23.200	3.4	1200	946	0.011	0.010	0.67	0.19	LR
	Building 84	25	82.4	20.850	3.2	1431	1183	0.015	0.013	0.94	0.20	STL
	Building 87	26	86.4	-	3.2	-	1548	0.015	0.033	0.82	0.25	LR
	Building 88	22	68.0	14.500	3	2378	1595	0.013	0.022	1.33	0.29	STR
	Building 93	21	73.1	-	2.4	-	604	0.012	0.028	0.59	0.19	LR

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
21 to 30 story	Building 97	28	86.5	-	3	-	579	0.012	0.019	0.28	0.28	TP
	Building 102	23	69.0	-	2.85	-	2709	0.017	0.019	1.02	0.56	T
	Building 108	29	91.8	15.200	2.85	1874	1627	0.013	0.020	0.56	0.36	STL
	Building 109	21	74.4	-	3.3	-	1366	0.008	0.026	0.67	0.37	LR
	Building 111	22	70.5	-	3.5	-	1864	0.012	0.017	0.80	0.47	NR
	Building 114	22	79.2	8.200	2.95	9796	4251	0.025	0.019	0.83	0.93	MT
	Building 115	22	62.8	18.000	2.8	-	1042	0.008	0.015	0.61	0.43	STR
	Building 118	30	88.3	16.850	2.85	6173	2845	0.010	0.019	1.09	0.41	MT
	Building 119	30	88.3	16.850	2.85	6173	2845	0.014	0.017	1.09	0.41	MT
	Building 121	26	78.0	22.500	3	1903	853	0.020	0.014	0.81	0.23	MT
	Building 122	24	93.0	30.000	3.5	1802	801	0.010	0.033	0.50	0.25	NR
	Building 126	26	79.0	22.000	3	2461	1304	0.002	0.011	0.59	0.47	STR
	Building 127	30	108.0	28.050	3.2	3058	1026	0.019	0.005	0.51	0.23	STTP
	Building 128	30	119.5	46.400	4.06	6075	2025	0.009	0.020	0.60	0.40	STR
	Building 131	22	70.0	-	2.95	-	618	0.013	0.026	0.52	0.24	LR
	Building 132	26	92.8	-	3.6	-	1138	0.012	0.017	0.25	0.52	LR

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
21 to 30 story	Building 133	21	58.0	11.900	2.8	1649	549	0.012	0.019	0.82	0.28	STR
	Building 134	23	80.8	21.500	3.25	3428	1428	0.017	0.012	0.74	0.44	NR
	Building 135	24	91.5	-	3.4	-	3182	0.013	0.011	0.46	0.83	LR
	Building 136	29	94.9	30.300	3.18	1448	1143	0.008	0.013	0.45	0.32	STR
	Building 137	22	93.1	40.350	3.6	3542	1003	0.012	0.010	0.48	0.50	NR
	Building 138	22	73.6	19.550	3	14256	7614	0.025	0.020	1.18	1.47	MT
31 to 40 story	Building 05	32	99.2	38.2	3	3270	672	0.009	0.005	1.93	3.66	NR
	Building 06	37	118.8	32.8	3.25	3066	1824	0.017	0.013	1.83	3.94	T
	Building 07	37	133.6	34.6	3.75	2885	2164	0.011	0.018	4.00	1.96	LR
	Building 11	35	118.0	31.9	3	no data	no data	no data	no data	1.33	4.21	MT
	Building 13	35	131.0	-	3.5	-	4712	0.009	0.013	1.57	4.44	STR
	Building 20	38	123.1	23.6	3.2	1504	624	0.015	0.013	4.13	4.71	NR
	Building 27	34	137.7	19.9	3.5	4902	1976	0.009	0.012	2.58	3.45	STR
	Building 30	34	96.5	27.0	3	2639	1764	0.009	0.015	2.22	2.33	STL
	Building 31	33	114.5	41.3	2.9	3289	1096	0.009	0.018	3.13	1.77	LR
	Building 32	34	104.1	16.8	3	2016	768	0.009	0.010	3.50	3.25	NR

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
31 to 40 story	Building 34	36	107.7	24.5	3.2	3229	1602	0.009	0.017	2.11	2.48	STR
	Building 35	34	100.2	22.0	3	2122	1126	0.008	0.015	2.53	2.85	NR
	Building 37	34	102.0	-	2.8	-	1819	0.006	0.012	3.46	2.40	NR
	Building 39	34	127.0	-	3.2	-	454	0.028	0.019	4.94	8.30	NR
	Building 40	36	112.0	-	3.2	-	1152	0.017	0.017	2.33	3.84	NR
	Building 42	31	92.3	-	3	-	1450	0.014	0.009	1.57	4.74	LR
	Building 43	34	101.0	-	3	-	1512	0.014	0.029	1.22	5.55	LR
	Building 45	36	116.0	25.3	3.1	3378	1700	0.006	0.023	1.51	2.83	L
	Building 47	31	95.9	21.1	3.1	2964	912	0.005	0.012	2.66	3.36	NR
	Building 50	33	104.4	-	3.3	-	1764	no data	no data	3.55	2.07	STR
	Building 51	33	108.4	31.4	3.5	2663	2458	0.010	0.018	1.32	5.39	LR
	Building 53	32	128.5	32.5	4	no data	2592	no data	no data	3.57	3.57	MT
	Building 54	32	99.8	15.3	3	no data	no data	no data	no data	no data	no data	MT
	Building 58	31	93.0	-	3	-	1175	0.013	0.018	2.73	4.10	NR
	Building 59	36	113.8	19.0	3.2	1617	1284	0.013	0.032	2.61	4.56	LR
	Building 62	32	116.1	32.1	3.65	3170	1456	0.015	0.010	1.34	5.18	LR

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
31 to 40 story	Building 67	31	97.9	23.5	3.35	1115	803	0.014	0.020	1.88	5.79	LR
	Building 73	32	103.2	16.1	3.2	1416	925	0.017	0.021	1.71	5.77	LR
	Building 74	33	102.1	-	3.18	-	803	0.025	0.023	1.97	5.83	TP
	Building 77	34	109.2	22.8	3.2	1558	724	0.007	0.014	2.33	4.64	NR
	Building 78	36	115.6	26.0	3.2	1653	630	0.007	0.014	3.75	4.30	NR
	Building 83	40	142.2	32.2	3.1	4188	1406	0.009	0.017	0.41	0.24	MT
	Building 85	32	112.5	22.5	3.3	4621	810	0.008	0.015	0.27	0.46	MT
	Building 86	36	109.7	17.3	3.18	4846	1341	0.006	0.012	0.68	0.23	STL
	Building 89	31	107.4	28.3	2.85	4284	1607	0.028	0.019	0.87	0.23	STR
	Building 90	38	119.6	23.4	3.2	2164	1275	0.017	0.017	2.35	0.66	L
	Building 91	38	114.0	-	3	-	27135	0.014	0.009	1.76	1.18	L
	Building 94	31	101.2	23.5	3.35	1114	668	0.014	0.029	1.49	0.55	LR
	Building 95	36	136.8	-	3.8	-	6237	0.006	0.023	0.92	0.36	L
	Building 96	33	106.8	19.9	3.05	4132	1175	0.005	0.012	1.58	2.29	LR
	Building 98	40	150.0	34.9	3.75	6741	5616	0.017	0.019	2.67	2.36	L
	Building 99	31	109.0	29.4	3.3	2056	1473	0.015	0.010	1.24	1.40	STTP

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
31 to 40 story	Building 107	32	98.3	-	3	-	1247	0.011	0.013	0.59	0.22	LR
	Building 110	38	126.2	30.5	3.3	2178	1797	0.010	0.033	0.41	0.29	MT
	Building 112	36	119.2	24.2	3.1	3995	939	0.015	0.022	0.58	0.17	MT
	Building 113	37	122.3	30.5	3.4	3827	525	0.015	0.028	0.38	0.19	STR
	Building 120	34	142.1	38.6	3.6	3563	1378	0.006	0.019	0.51	0.20	STR
	Building 124	33	111.6	37.1	3.1	1128	705	0.014	0.017	0.53	0.13	STR
	Building 129	34	137.7	25.3	3.8	8684	2244	0.020	0.014	0.44	0.39	STR
	Building 130	39	123.9	40.2	3.1	2322	1145	0.008	0.015	0.43	0.23	NR
taller than 40 story	Building 14	42	143.8	24.0	3.4	2436	933	0.009	0.018	3.94	4.11	FW
	Building 18	60	231.0	-	3.5	-	3787	0.014	0.016	3.00	3.02	STTP
	Building 19	43	152.5	42.0	3.5	2476	1129	0.014	0.016	3.34	4.54	NR
	Building 23	43	156.8	30.9	3.5	3728	2572	0.017	0.013	4.12	4.48	MT
	Building 28	55	176.2	-	3.3	-	3264	0.011	0.016	1.80	5.80	LR
	Building 29	42	137.4	17.5	3.2	5099	1836	0.023	0.016	3.60	5.09	MT
	Building 38	42	131.0	24.5	3	1874	848	no data	no data	2.41	5.59	NR
	Building 75	42	142.0	23.2	3.3	1053	629	0.021	0.024	3.82	7.32	LR

building group	building name	no. Story	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor Area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall section-floor area ratio	RC column section-floor area ratio	aspect ratio		shape[1]
										X-dir.	Y-dir.	
	Building 92	52	192.5	17.1	3.4	1432	454	0.009	0.015	0.93	0.62	STR
	Building 100	44	154.0	35.5	3.6	3868	2025	0.009	0.018	0.35	0.29	U
	Building 116	45	135.0	24.0	3	4269	2102	0.009	0.010	0.49	0.28	L
	Building 117	42	156.2	-	3.6	-	1750	0.009	0.017	0.48	0.15	LR
	Building 123	44	144.8	23.2	3.3	2304	620	0.008	0.015	0.29	0.20	TP
	Building 125	53	159.0	21.0	3	564	422	0.006	0.012	0.12	0.14	NR

Note:

1. อักษรย่อของความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงอาคารแบบต่างๆ

NR = ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบปกติ
LR = ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบยาว
MT = อาคารหลายตึก (Towers) ที่มีฐาน (Podium) ร่วมกัน
STR = ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าลดขนาดแบบขั้นบันไดตามความสูง
L = ผังรูปทรงตัว L
FW = ผังรูปใบพัด
TP = ผังรูปสี่เหลี่ยมคางหมู
T = ผังรูปทรงตัว T
U = ผังรูปทรงตัว U
STL = ผังรูปตัว L ลดขนาดแบบขั้นบันไดตามความสูง
STTP = ผังรูปสี่เหลี่ยมคางหมูลดขนาดแบบขั้นบันไดตามความสูง
DNR = ผังรูปเหลี่ยมที่มีด้านไม่ขนานกัน
S = ผังรูปทรงตัว S

2. แถวที่แรเงาสีเขียวคือรูปแบบอาคารที่ใช้เป็นกรณีศึกษา

ตารางที่ 3.2 ข้อมูลสถิติและค่าเฉลี่ยของพารามิเตอร์ของอาคารที่รวบรวมข้อมูล

no. stories	no. buildings	building height (m)	podium height (m)	story height (m)	podium floor area (m^2)	tower floor area (m^2)	RC wall-floor area ratio*	RC column-floor area ratio*	aspect ratio	
									X-dir.	Y-dir.
<=20	13	54.3	15.1	3.3	2006	2923	0.017	0.011	1.79	1.19
21-30	48	82.7	20.6	3.1	3324	1490	0.013	0.018	1.26	1.88
31-40	58	114.3	27.3	3.2	3094	2097	0.012	0.017	1.91	2.72
>40	14	158.0	25.7	3.3	2646	1598	0.012	0.016	2.05	2.97

*คำนวณจากพื้นที่ของอาคารที่ชั้นล่างระดับพื้นดิน

ตารางที่ 3.3 การจำแนกอาคารตามความสูง (จำนวนชั้น)

จำนวนชั้น	จำนวนอาคาร
<=20	13
21-30	48
31-40	58
>40	14

ตารางที่ 3.4 ประเภทการใช้งานของอาคาร

ประเภทการใช้งาน	จำนวนอาคาร
อาคารที่พักอาศัย	50
อาคารที่พักอาศัยและอาคารพาณิชย์	29
อาคารสำนักงาน	19
อาคารที่พักอาศัย, อาคารพาณิชย์ และอาคารสำนักงาน	11
อาคารพาณิชย์และสำนักงาน	11
อาคารที่พักอาศัยและสำนักงาน	5
โรงพยาบาล	2
โรงแรม	2
อาคารพาณิชย์	1
โรงแรมและสำนักงาน	1
โรงแรมและอาคารพาณิชย์	1
มหาวิทยาลัย	1

ตารางที่ 3.5 ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคาร

ระบบต้านทานแรงด้านข้าง	จำนวนอาคาร
กำแพงรับแรงเฉือน + โครงเสา-พื้น	124
กำแพงรับแรงเฉือน	8
โครงต้านแรงดัด + โครงแกงแนง	1

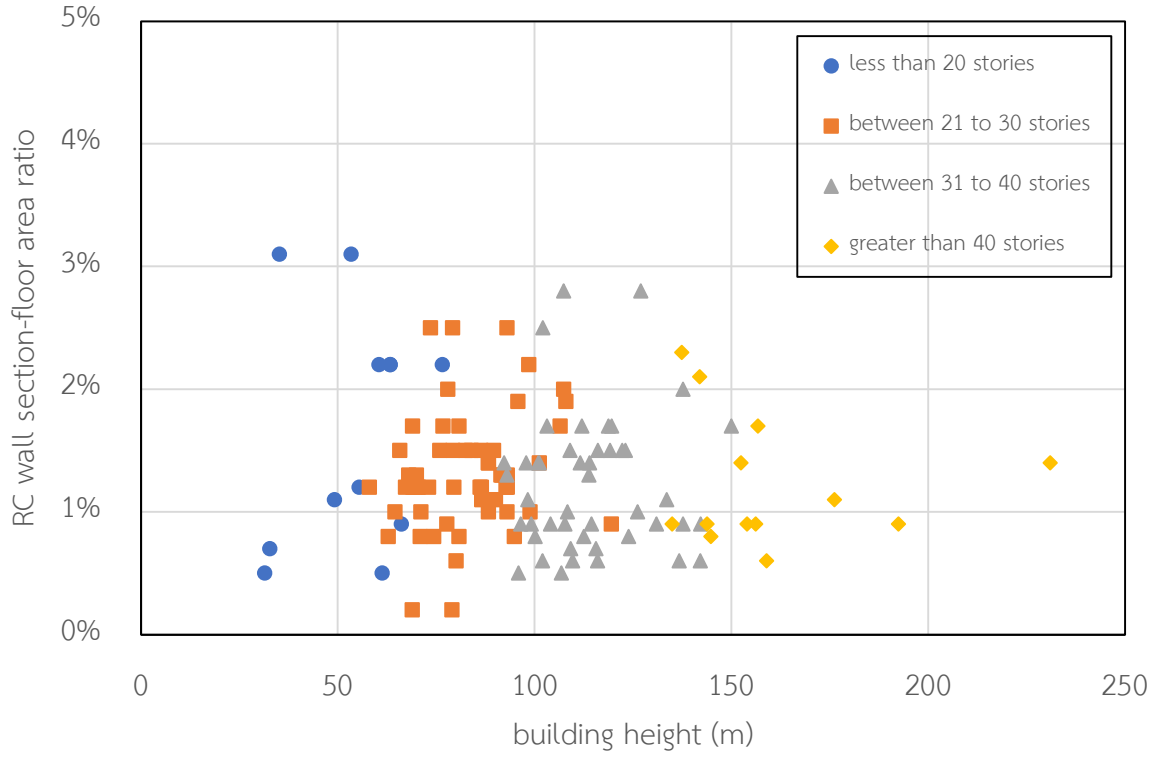
ตารางที่ 3.6 ระบบพื้นของอาคาร

ระบบพื้น	จำนวนอาคาร
พื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน	94
พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คาน	16
ระบบพื้น + คาน	14
พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก + คานแถบ	3
พื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน + แป้นหัวเสา	2
พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คาน + แป้นหัวเสา	1
ข้อมูลไม่ระบุชัดเจน	3

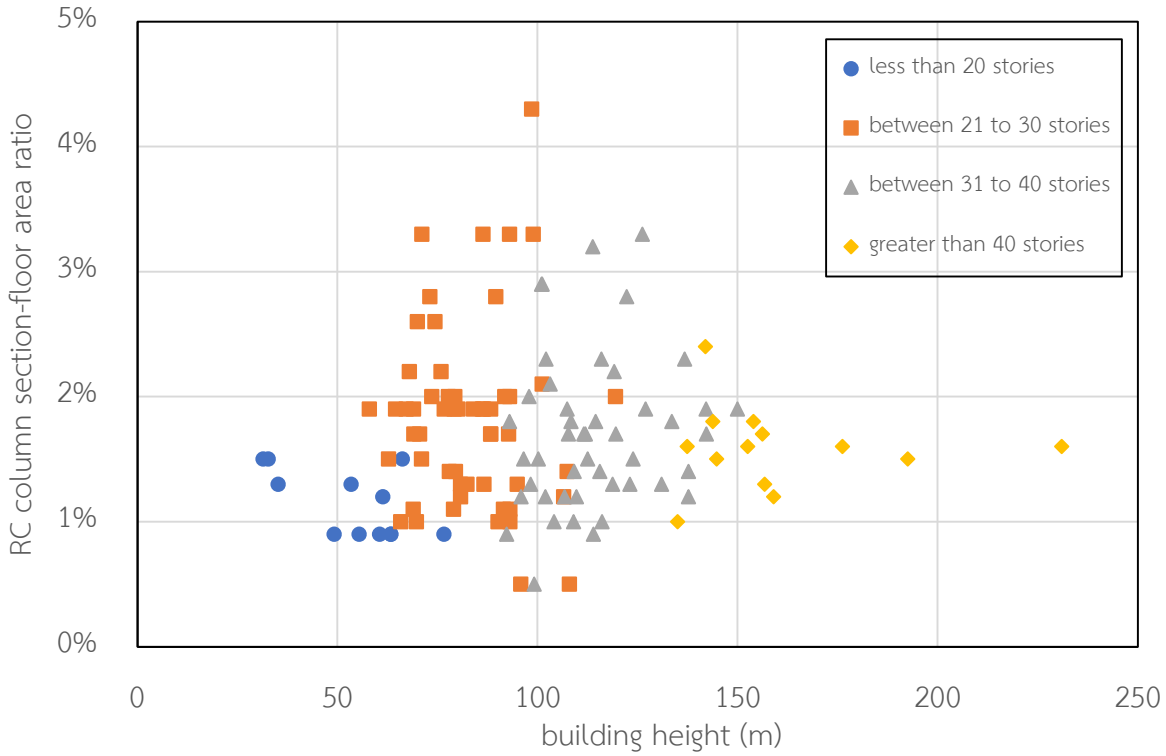
ตารางที่ 3.7 จำนวนอาคารที่มีรูปทรงแบบต่างๆ

รูปทรงของอาคาร	จำนวนอาคาร
ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบปกติ	36
ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบยาว	28
ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าลดขนาดแบบขั้นบันไดตามความสูง	20*
อาคาร 2 อาคารที่ใช้พื้นที่ฐานร่วมกัน	16
ผังรูปทรงตัว L	10
ผังรูปตัว L ลดขนาดแบบขั้นบันไดตามความสูง	5
ผังรูปสี่เหลี่ยมคางหมู	4
ผังรูปใบพัด	3
ผังรูปทรงตัว T	3
ผังรูปทรงตัว U	3
ผังรูปสี่เหลี่ยมคางหมูลดขนาดแบบขั้นบันไดตามความสูง	3
ผังรูปเหลี่ยมที่มีด้านไม่ขนานกัน	1
ผังรูปทรงตัว S	1

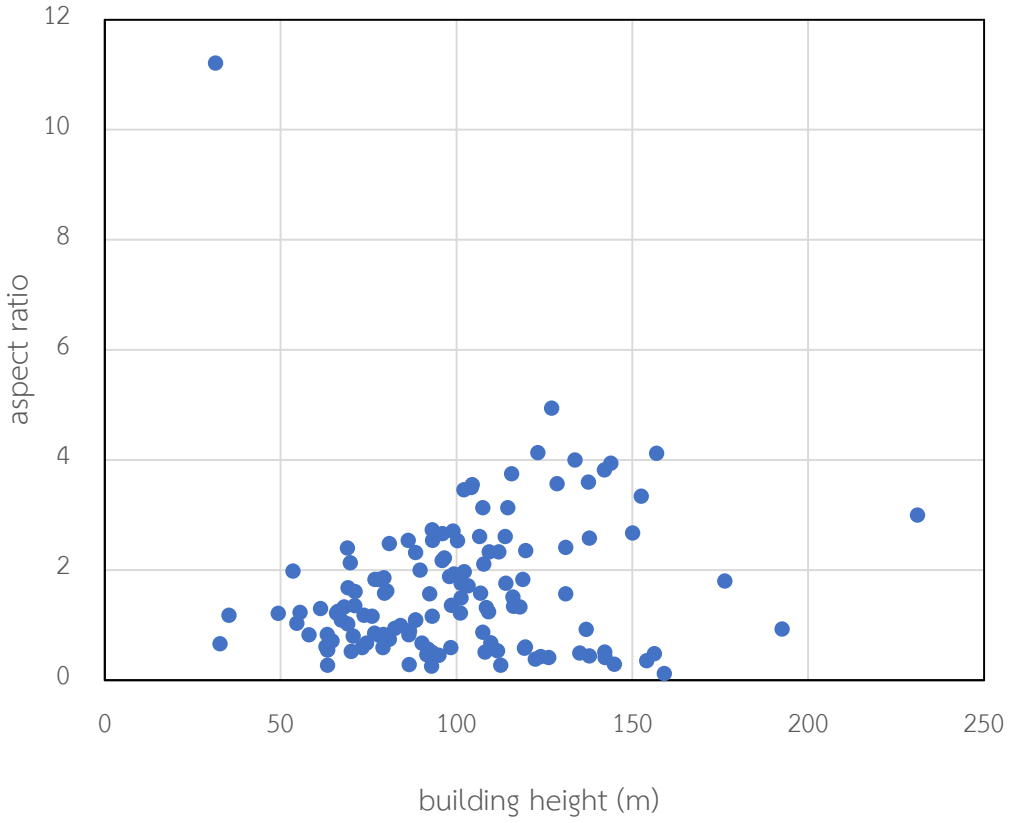
*แถวที่แรเงาคือรูปทรงอาคารที่เลือกใช้เป็นกรณีศึกษา



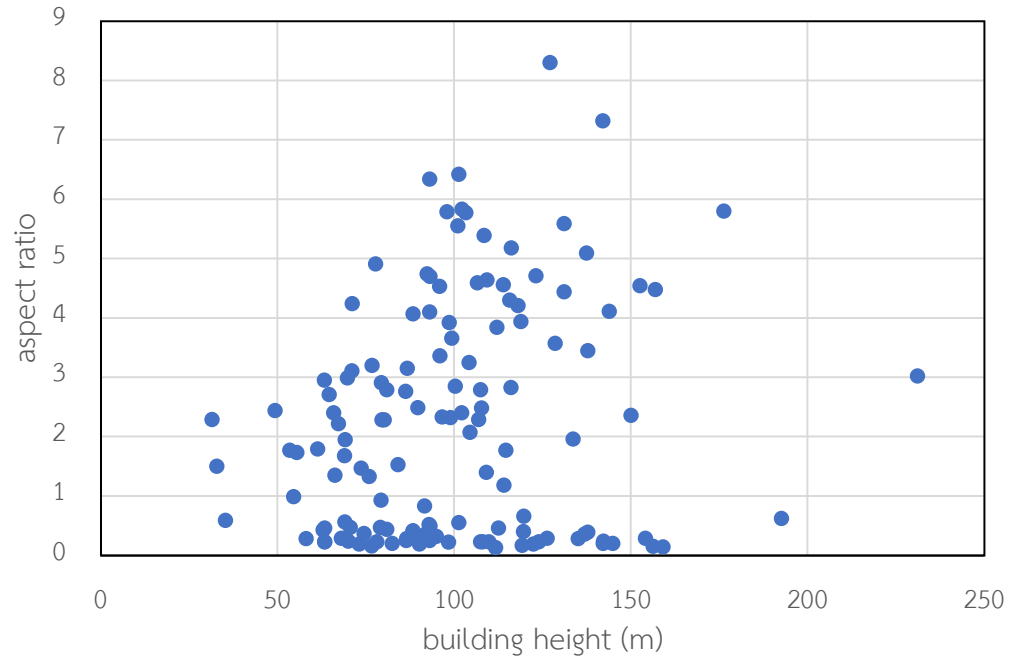
รูปที่ 3.1 อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนต่อพื้นที่อาคารชั้นล่างระดับพื้นดิน



รูปที่ 3.2 อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเสาต่อพื้นที่อาคารชั้นล่างระดับพื้นดิน



รูปที่ 3.3 อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของอาคารในแนวแกน X



รูปที่ 3.4 อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของอาคารในแนวแกน Y

3.1.2 การจำแนกลักษณะความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงอาคาร

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างอาคาร (structural irregularities) สามารถจำแนกได้เป็น 2 แบบ ได้แก่ อาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบผังอาคาร (plan irregularity) และไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง (vertical irregularity) โดยอ้างอิงตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยผ. 1302 ซึ่งจะจำแนกย่อยประเภทของความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบและแนวดิ่งออกเป็นอีกอย่างละ 5 ประเภท ดังตารางที่ 3.8 และ 3.9 และรูปที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ และเนื่องจากบางอาคารที่พบจากข้อมูลข้างต้นมีความไม่สม่ำเสมอที่ยังไม่ได้ถูกนิยามไว้ในมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.1302) เช่น (1) อาคาร 2 อาคารตึกที่ใช้พื้นที่อาคารส่วนฐาน (podium) ร่วมกัน (multiple towers sharing the same podium) (2) อาคารที่เชื่อมกันที่ชั้นบนของอาคาร (multiple towers connected at high elevation) และ (3) อาคารที่มีบางชั้นมีความสูงชั้นมากกว่าชั้นอื่นๆ อาคารที่มีชั้นกึ่งกลางสูงกว่าชั้นอื่นๆ (unusually large story height at some stories) ผู้วิจัยจึงได้เพิ่มประเภทรูปแบบความไม่สม่ำเสมอทั้ง 3 ประเภทนี้ในรายการความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่งเป็นประเภทที่ 6 ถึง 8 ตามลำดับ ดังตารางที่ 3.10

สำหรับอาคารส่วนใหญ่ในกรุงเทพมหานครพบว่ามีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงทั้งในแนวระนาบและแนวดิ่ง โดยความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน (re-entrant corner irregularity) และความไม่สม่ำเสมอจากความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม (diaphragm discontinuity irregularity) เป็นลักษณะความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบที่พบมากที่สุด ซึ่งอาจส่งผลกับความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด (torsional irregularity) และความไม่สม่ำเสมอจากระบบที่ไม่ขนานกัน (nonparallel system irregularity) (ตารางที่ 3.12) ส่วนความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่งที่พบมากที่สุด ได้แก่ ความไม่สม่ำเสมอของมวล (mass irregularity) และความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง (vertical geometric irregularity) อาคาร 2 อาคารที่ใช้พื้นที่ฐานร่วมกัน (mutiple towers sharing the same podium) อาคารที่ทีมีบางชั้นมีความกึ่งกลางสูงชั้นมากกว่าชั้นอื่นๆ (large story height opening) ดังแสดงในตารางที่ 3.13 ซึ่งจากอาคารตัวอย่างทั้งหมดพบว่า มีเพียง 6 อาคาร ที่มีรูปทรงโครงสร้างที่สม่ำเสมอ (ตารางที่ 3.14)

ตารางที่ 3.8 รูปแบบความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ (มยผ.1302)

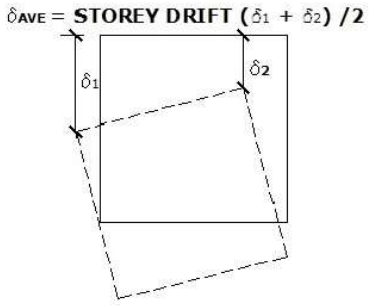
ประเภท	ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ
1ก	ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด
1ข	ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดอย่างมาก
2	ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าด้านใน
3	ความไม่สม่ำเสมอจากความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม
4	ความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบ
5	ความไม่สม่ำเสมอจากระบบที่ไม่ขนานกัน

ตารางที่ 3.9 รูปแบบความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง (มยผ.1302)

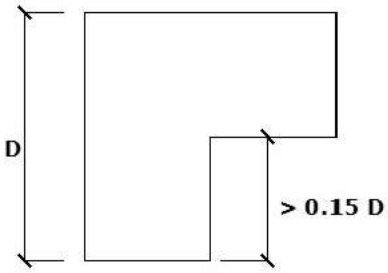
ประเภท	ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง
1ก	ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อน
1ข	ความไม่สม่ำเสมออย่างมากของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อนอย่างมาก
2	ความไม่สม่ำเสมอของมวล
3	ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง
4	ความไม่ต่อเนื่องภายในระนาบดิ่งขององค์อาคารต้านแรงด้านข้าง
5ก	ความไม่ต่อเนื่องของกำลังต้านแรงด้านข้าง หรือมีชั้นที่อ่อนแอ
5ข	ความไม่ต่อเนื่องอย่างมากของกำลังต้านแรงด้านข้าง หรือมีชั้นที่อ่อนแอมาก

ตารางที่ 3.10 รูปแบบความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่งที่เพิ่มเติมจาก มยผ.1302

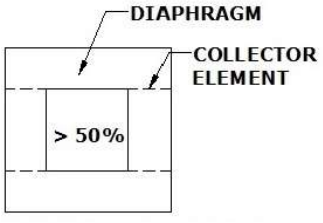
Type	ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง
6	อาคาร 2 ตึกที่ใช้อาคารส่วนฐานร่วมกัน
7	อาคารที่เชื่อมกันที่ชั้นบนของอาคาร
8	อาคารที่มีบางชั้นมีความสูงชั้นมากกว่าชั้นอื่นๆ



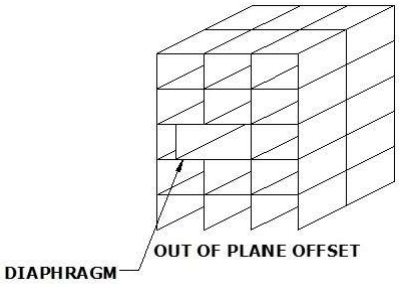
1) ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด



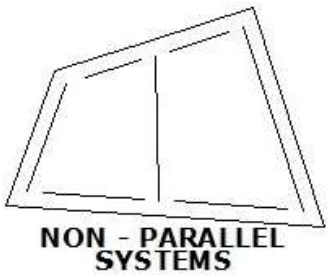
2) ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าด้านใน



3) ความไม่สม่ำเสมอจากความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม

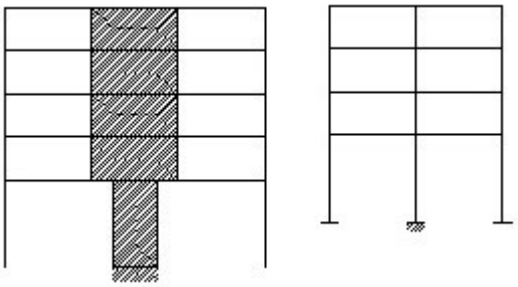


4) ความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบ

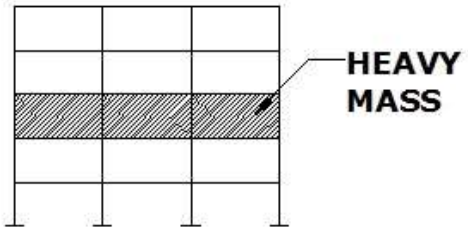


5) ความไม่สม่ำเสมอจากระบบที่ไม่ขนานกัน

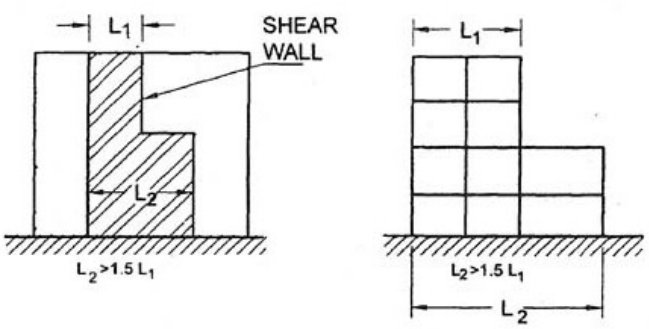
รูปที่ 3.5 รูปแบบความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ



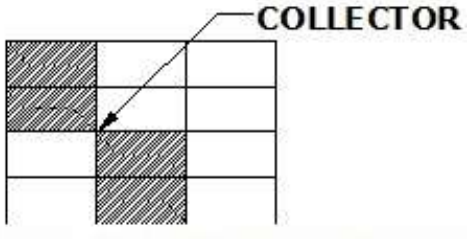
1) ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อน



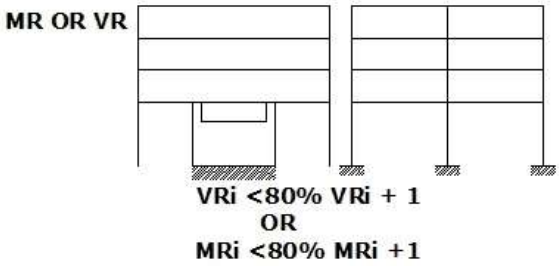
2) ความไม่สม่ำเสมอของมวล



3) ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง



4) ความไม่ต่อเนื่องภายในระนาบดิ่งขององค์อาคารต้านแรงด้านข้าง



5) ความไม่ต่อเนื่องของกำลังต้านแรงด้านข้าง หรือมีชั้นที่อ่อนแอ

รูปที่ 3.6 รูปแบบความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง

ตารางที่ 3.11 ความไม่สม่ำเสมอของอาคารที่รวมรวมข้อมูลได้

กลุ่มอาคาร	รหัสอาคาร	จำนวนชั้น	ความไม่สม่ำเสมอในแนวราบ						ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง									
			1ก	1ข	2	3	4	5	1ก	1ข	2	3	4	5ก	5ข	6	7	8
<= 20 ชั้น	Building 02	20	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 10	21	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 12	12	✓	ME	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 16	12	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 48	19	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 81	18	✓	ME	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 101	7	✓	ME	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 103	20	M	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 104	10	M	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 105	20	M	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 106	20	M	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 139	15	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 140	16	✓	ME	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
21 ถึง 30 ชั้น	Building 01	21	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 03	25	M	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 04	21	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 15	26	✓	ME	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 17	30	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓
	Building 21	30	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 22	25	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 24	30	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 25	28	M	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 26	25	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 33	21	✓	ME	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 41	30	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 44	25	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓
	Building 46	27	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 49	25	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗

กลุ่มอาคาร	รหัสอาคาร	จำนวนชั้น	ความไม่สม่ำเสมอในแนวราบ						ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง									
			1ก	1ข	2	3	4	5	1ก	1ข	2	3	4	5ก	5ข	6	7	8
	Building 52	25	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 57	28	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 60	21	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓
	Building 61	30	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 63	25	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 64	29	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 65	30	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 68	30	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 69	25	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 70	24	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 71	30	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 76	28	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 79	25	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 80	29	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 82	24	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 84	25	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 87	26	✓	ME	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 88	22	✓	ME	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓
	Building 93	21	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 97	28	✓	ME	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 102	23	M	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 108	29	✓	ME	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 109	21	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 111	22	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 114	22	M	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 115	22	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 118	30	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 119	30	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 121	26	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 122	24	M	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✓

กลุ่มอาคาร	รหัสอาคาร	จำนวนชั้น	ความไม่สม่ำเสมอในแนวราบ						ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง									
			1ก	1ข	2	3	4	5	1ก	1ข	2	3	4	5ก	5ข	6	7	8
	Building 126	26	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓
	Building 127	30	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 128	30	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 131	22	M	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 132	26	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 133	21	M	✗	✓	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 134	23	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 135	24	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 136	29	M	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓
	Building 137	22	M	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 138	22	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✗	✓	✗	✗
31 ถึง 40 ชั้น	Building 05	32	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 06	37	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 07	37	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓
	Building 11	35	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✗
	Building 13	40	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 20	38	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 27	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 30	34	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 31	33	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 32	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 34	36	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 35	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 37	34	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 39	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 40	36	M	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 42	31	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 43	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 45	36	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	Building 47	31	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗

กลุ่มอาคาร	รหัสอาคาร	จำนวนชั้น	ความไม่สม่ำเสมอในแนวราบ						ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง									
			1ก	1ข	2	3	4	5	1ก	1ข	2	3	4	5ก	5ข	6	7	8
	Building 50	33	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 51	33	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 53	32	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 54	32	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 58	31	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 59	36	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 62	32	M	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 67	31	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 73	32	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 74	33	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 77	34	✖	✖	✖	✓	✖	✓	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 78	36	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 83	40	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 85	32	✓	ME	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✓
	Building 86	36	✖	✖	✖	✓	✖	✓	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 89	31	M	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 90	38	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 91	38	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓
	Building 94	31	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 95	36	M	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 96	33	M	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓
	Building 98	40	✓	ME	✓	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 99	31	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 107	32	✓	ME	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 110	38	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 112	36	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖
	Building 113	37	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✖
	Building 120	34	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✓
	Building 124	33	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✓	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓
	Building 129	34	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✓	✖	✖	✖	✖	✖	✓

กลุ่มอาคาร	รหัสอาคาร	จำนวนชั้น	ความไม่สม่ำเสมอในแนวราบ						ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง									
			1ก	1ข	2	3	4	5	1ก	1ข	2	3	4	5ก	5ข	6	7	8
	Building 130	39	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✓
> 40 ชั้น	Building 14	42	✘	✘	✓	✘	✘	✓	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 18	60	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✓
	Building 19	43	✘	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 23	43	✘	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✓	✘	✘
	Building 28	55	✘	✘	✓	✘	✓	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 29	42	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✓	✘	✘
	Building 38	42	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 75	42	✘	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 92	52	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 100	44	✓	ME	✘	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 116	45	M	✘	✓	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✓
	Building 117	42	M	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✓	✘	✘	✘	✘	✘	✘
	Building 123	44	✓	ME	✘	✘	✘	✓	✘	✘	✓	✓	✓	✘	✘	✘	✘	✓
	Building 125	53	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘	✘

หมายเหตุ : ✘ หมายถึง ไม่มีความไม่สม่ำเสมอ

✓ หมายถึง มีความไม่สม่ำเสมอ

M หมายถึง อาจมีความไม่สม่ำเสมอ (maybe)

ME หมายถึง อาจมีความไม่สม่ำเสมออย่างมาก (maybe extreme)

ในสองกรณีหลังจำเป็นต้องตรวจสอบด้วยการคำนวณอย่างละเอียดจึงจะสามารถยืนยันได้

ตารางที่ 3.12 จำนวนอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบแบบต่างๆ

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ		จำนวน
1ก ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด	มีความไม่สม่ำเสมอ	17
	อาจมีความไม่สม่ำเสมอ	16
1ข ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดอย่างมาก	มีความไม่สม่ำเสมอ	6
	อาจมีความไม่สม่ำเสมออย่างมาก	11
2 ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าด้านใน		46
3 ความไม่สม่ำเสมอจากความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม		24
4 ความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบ		5
5 ความไม่สม่ำเสมอจากระบบที่ไม่ขนานกัน		25

ตารางที่ 3.13 จำนวนอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่งแบบต่างๆ

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง	จำนวน
1ก ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนสหรือมีชั้นที่อ่อน	-
1ข ความไม่สม่ำเสมออย่างมากของสติฟเนสหรือมีชั้นที่อ่อนอย่างมาก	-
2 ความไม่สม่ำเสมอของมวล	53
3 ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง	84
4 ความไม่ต่อเนื่องภายในระนาบดิ่งขององค์อาคารต้านแรงด้านข้าง	16
5ก ความไม่ต่อเนื่องของกำลังต้านแรงด้านข้าง หรือมีชั้นที่อ่อนแอ	-
5ข ความไม่ต่อเนื่องอย่างมากของกำลังต้านแรงด้านข้างหรือมีชั้นที่อ่อนแอมาก	-
อาคาร 2 ตึกที่ใช้อาคารส่วนฐานร่วมกัน	11
อาคารที่เชื่อมกันที่ชั้นบนของอาคาร	-
อาคารที่มีบางชั้นมีความสูงชั้นมากกว่าชั้นอื่นๆ	13

ตารางที่ 3.14 จำนวนอาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอและไม่สม่ำเสมอ

จำนวนชั้น	อาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ	อาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอ
< 20 ชั้น	1	12
21 - 30 ชั้น	7	41
31 - 40 ชั้น	3	55
> 40 ชั้น	0	14

3.1.3 อาคารที่ถูกเลือกมาเป็นกรณีศึกษา

จากข้อมูลของอาคารตัวอย่างทั้งหมดดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 3.1.1 และ 3.1.2 ผู้วิจัยได้ทำการคัดเลือกอาคารอาคารสูงที่มีความไม่สม่ำเสมอที่มีค่าพารามิเตอร์ใกล้เคียงกับอาคารทั่วไปและคัดเลือกจากความไม่สม่ำเสมอที่พบเจอมากที่สุดจำนวน 6 รูปแบบหลัก โดย 2 รูปแบบแรกจัดเป็นความในสม่ำเสมอในแนวราบ ได้แก่ (1) อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดคู่ควบกับการเคลื่อนตัวหนึ่งทิศทาง (1-way torsionally coupled) และ (2) อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดคู่ควบกับการเคลื่อนตัวสองทิศทาง (2-way torsionally coupled) อีก 4 รูปแบบเป็นความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง ซึ่งได้แก่ (3) อาคารที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกันสูงเท่ากัน (Same Height, SH); (4) อาคารที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกันสูงไม่เท่ากัน (Different Heights, DH); (5) อาคารที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกันสูงไม่เท่ากัน (Different Heights Linked, DHL) และ (6) อาคารที่มีการลดขนาดผังตามความสูงแบบขั้นบันได

รูปแบบที่ 1 เป็นอาคารสูง 16 ชั้น (B16) ที่มีความสมมาตรรอบแกน X และไม่สมมาตรรอบแกน Y มีตำแหน่งของปล่องลิฟต์ที่เยื้องไปด้านข้างทำให้มีการบิดคู่ควบกับการเคลื่อนตัวหนึ่งทิศทางในแนวแกน Y โดยพิจารณารูปแบบย่อยสามแบบตามคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ ซึ่งมีผลต่อลักษณะการโยกตัวของโหมดพื้นฐานว่าเป็นแบบบิดตัว (torsionally flexible, TF) เคลื่อนตัว (torsionally stiff, TS) หรือทั้งสองอย่างพร้อมกัน (torsionally similarly stiff, TSS) โดยผลการศึกษาอาคารรูปแบบที่ 1 อยู่ในหัวข้อ 3.6.1

รูปแบบที่ 2 เป็นอาคารสูง 16 ชั้น คล้ายรูปแบบที่ 1 แต่สมมติให้มีตำแหน่งของปล่องลิฟต์ที่เยื้องไปจนไม่มีความสมมาตรเลย จึงมีการบิดคู่ควบกับการเคลื่อนตัวสองทิศทางทั้งแกน X และ Y มีการพิจารณารูปแบบย่อยสามแบบตามคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ ซึ่งมีผลต่อลักษณะการโยกตัวของโหมดพื้นฐานว่าเป็นแบบบิดตัว (TF) เคลื่อนตัว (TS) หรือทั้งสองอย่างพร้อมกัน (TSS) คล้ายกับรูปแบบที่ 1 โดยผลการศึกษารูปแบบที่ 2 อยู่ในหัวข้อ 3.6.2

รูปแบบที่ 3 4 และ 5 เป็นอาคารที่มีสองตึก ใช้ฐาน (podium) ร่วมกัน ส่วนของฐานสูง 9 ชั้น ตัวตึกสูง 36 ชั้นเท่ากัน (SH) ในรูปแบบที่ 3 ส่วนรูปแบบที่ 4 มีตึกสูงไม่เท่ากัน (DH) ได้แก่ 27 และ 36 ชั้น รูปแบบที่ 5 (DHL) คล้ายรูปแบบที่ 4 แต่มีการเชื่อมสองตึกด้วยสะพานที่ระดับชั้นที่ 27 ซึ่งสองตึกมีการโยกตัวไม่ไปพร้อมกันทำให้เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เป็นประเด็นหลักในอาคารรูปแบบที่ 5 โดยผลการศึกษาอาคารรูปแบบที่ 3 และ 4 อยู่ในหัวข้อ 3.7.1 ส่วนผลการศึกษาอาคารรูปแบบที่ 5 อยู่ในหัวข้อ 3.7.3

รูปแบบที่ 6 เป็นอาคารสูง 34 ชั้นที่มีการลดขนาดผังตามความสูงแบบขั้นบันได เรียกว่าอาคาร B34 โดยผลการศึกษาอาคารรูปแบบที่ 6 อยู่ในหัวข้อ 3.7.2

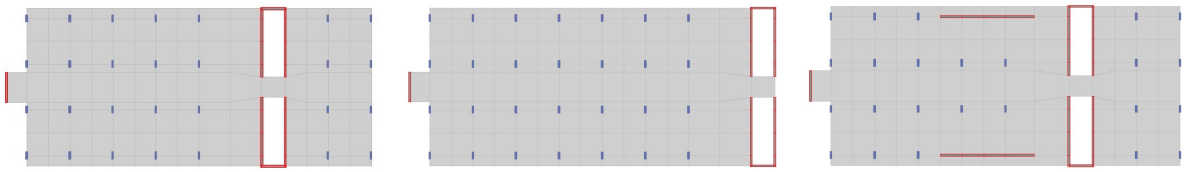
อาคารที่ใช้เป็นกรณีศึกษามีความไม่สม่ำเสมอตามที่พบในอาคารสูงจริง แต่มีการปรับเปลี่ยนลักษณะในรายละเอียดเล็กน้อย เพื่อตัดรายละเอียดที่ไม่สำคัญออกไปและมีคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์เป็นไปตามกรณีที่ต้องการศึกษา โดยข้อมูลของอาคารที่นำมาเป็นกรณีศึกษาและความไม่สม่ำเสมอของอาคารจะแสดงในตารางที่ 3.15 และ 3.16 ตามลำดับ แปลนพื้นและแบบจำลองอาคารจะแสดงดังรูปที่ 3.7 ถึง 3.13

ตารางที่ 3.15 ข้อมูลของอาคารที่นำมาเป็นกรณีศึกษา

Building type		1 and 2	3, 4 and 5				6
Building name		B16	SH		DH / DHL		B34
Tower		-	T1	T2	T1	T2	-
No. of stories		16	27	27	18	27	34
Total height (m)		49.2	81	81	54	81	102
Podium height (m)		-	27		27		15
Typical story height (m)		3	3		3		3
Podium floor area (m^2)		-	3696		3696		5215
Tower floor area (m^2)		824	1122		1122		1835
RC wall-floor area ratio		0.011	0.027		0.027		0.014
RC column-floor area ratio		0.009	0.006		0.006		0.010
Maximum wall thickness (m)		0.25	0.5		0.5		0.5
Maximum column cross section (m x m)		0.3 x 0.9	1 x 1		1 x 1		1.2 x 1.2
Aspect ratio	X	1.21	0.72		0.72		1.52
	Y	2.44	2.45		2.45		1.31
Shape		LR	MT		MT		STR
Type of lateral resisting system		RC shear wall + slab-column frame					
Type of floor slab		post-tensioned flat slab					

ตารางที่ 3.16 ความไม่สม่ำเสมอของอาคารที่นำมาเป็นกรณีศึกษา

building	no. stories	horizontal structural irregularity						vertical structural irregularity									
		1ก	1ข	2	3	4	5	1ก	1ข	2	3	4	5ก	5ข	6	7	8
B16	16	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
SH	27	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✗
DH	27	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✓	✗	✗
DHL	27	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✓	✓	✗
B34	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗

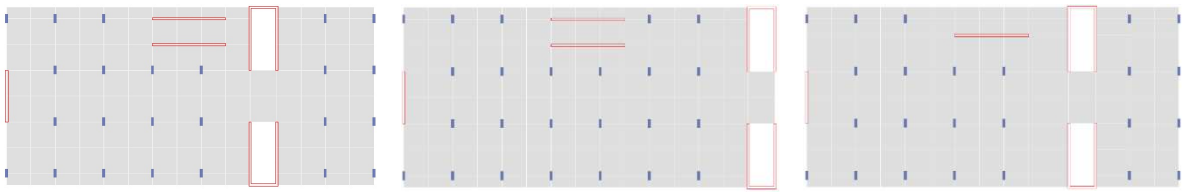


(a) TF system (b) TS system (c) TSS system

1^{st} – 16^{th} floor

รูปที่ 3.7 แปลนอาคารรูปแบบที่ 1 ไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทางสำหรับ

(a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS

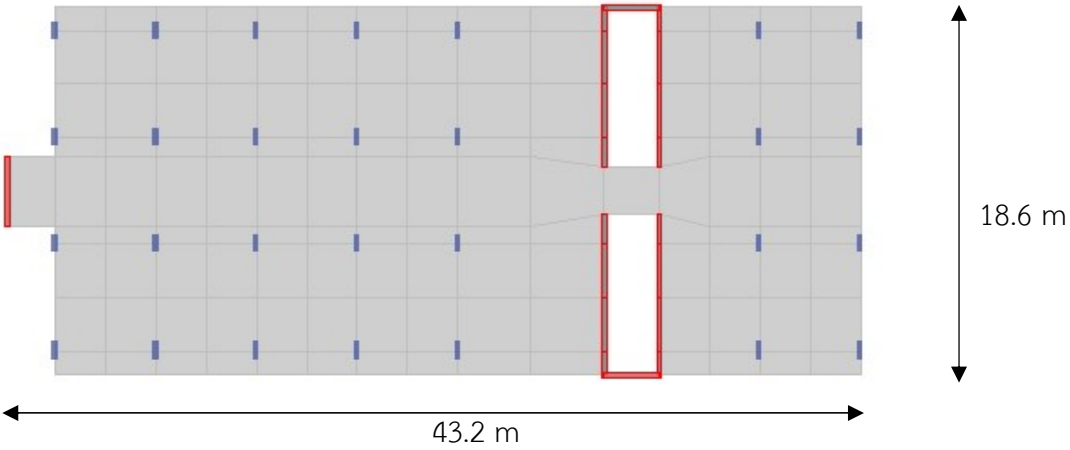


(a) TF system (b) TS system (c) TSS system

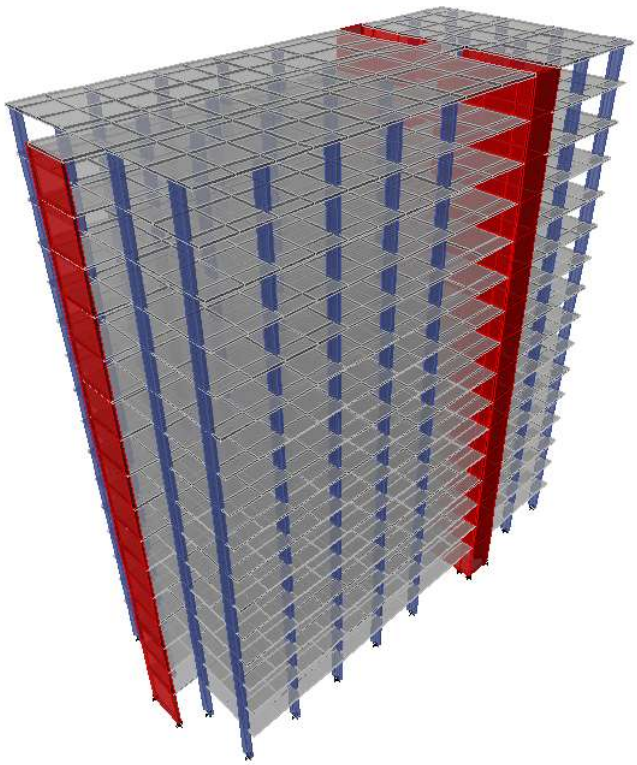
1^{st} – 16^{th} floors

รูปที่ 3.8 แปลนอาคารรูปแบบที่ 2 ไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางสำหรับ

(a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS

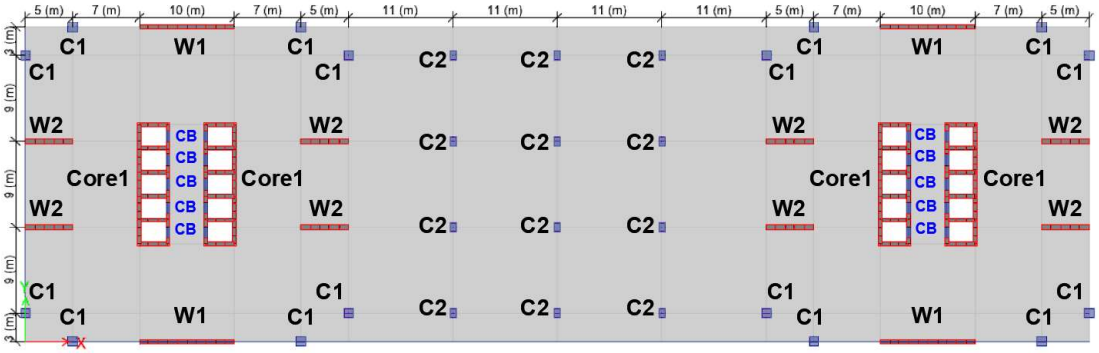


a) แปลนพื้นชั้น 1 ถึง 16

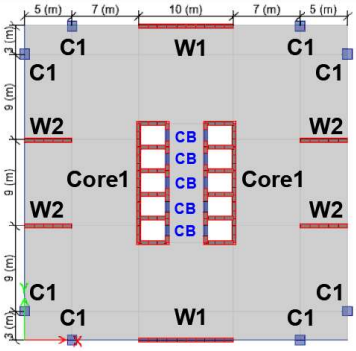


b) แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร

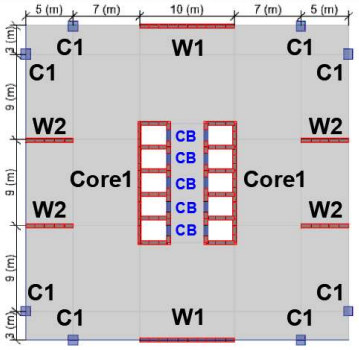
รูปที่ 3.9 แปลนโครงสร้างของอาคารสูง 16 ชั้น (B16)



a) แปลนพื้นชั้น 1 ถึง 9

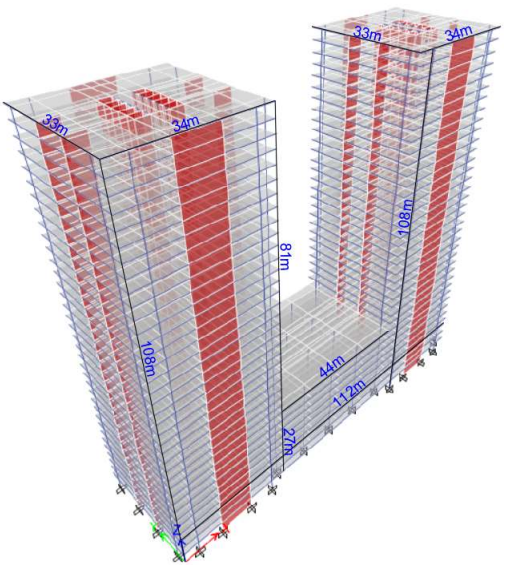


b) แปลนพื้นชั้น 10 ถึง 36

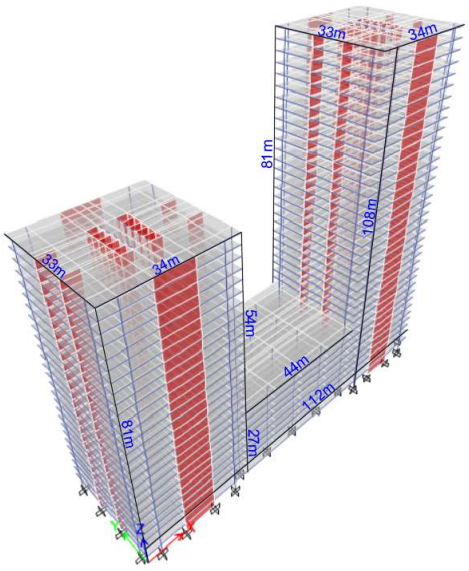


c) แปลนพื้นชั้น 10 ถึง 36

รูปที่ 3.10 แปลนอาคารไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง (รูปแบบที่ 3 4 และ 5)

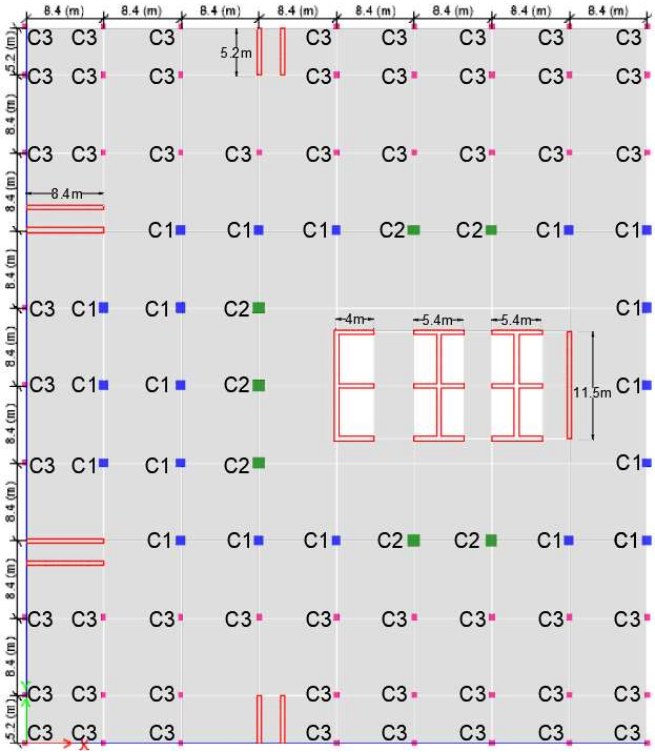


(a) กรณี SH

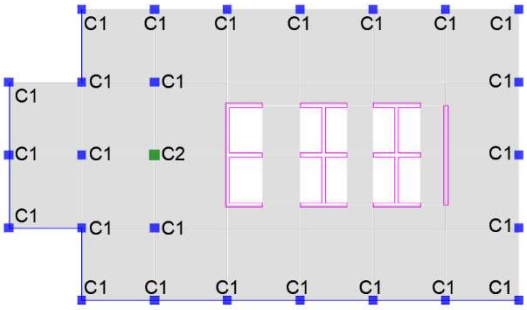


(b) กรณี DH

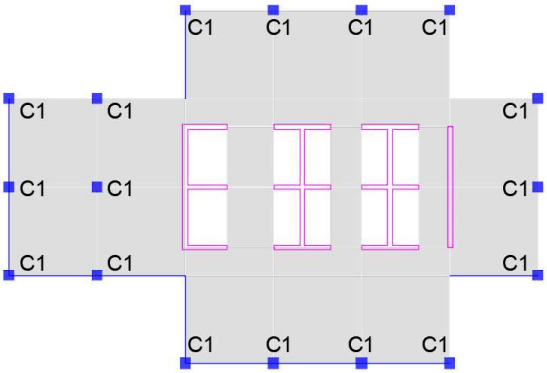
รูปที่ 3.11 อาคารที่มีสองตึกใช้ฐาน (podium) ร่วมกัน (a) SH และ (b) DH



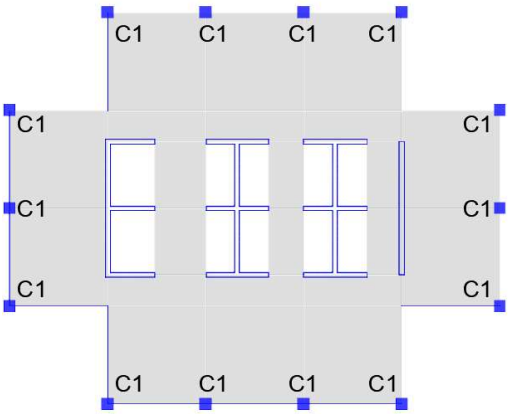
(a) แปลนพื้นชั้น 1 ถึง 5



(b) แปลนพื้นชั้น 6 ถึง 14

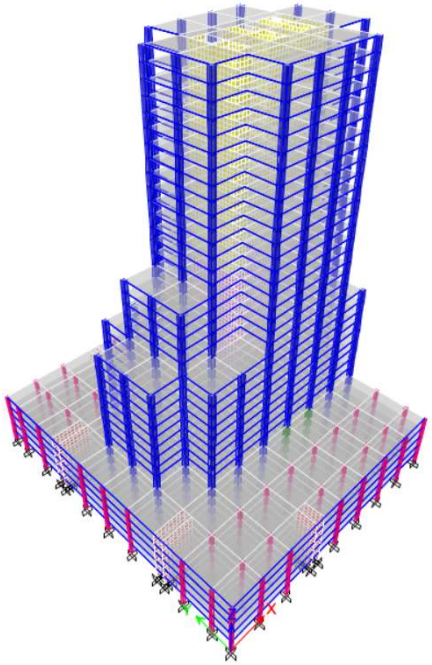


(c) แปลนพื้นชั้น 15 ถึง 19



(d) แปลนพื้นชั้น 20 ถึง 34

รูปที่ 3.12 แปลนโครงสร้างของอาคารสูง 34 ชั้น (B34)



รูปที่ 3.13 แบบจำลอง 3 มิติของอาคารสูง 34 ชั้น (B34)

3.2 ข้อพิจารณาในการวิเคราะห์และการออกแบบ

ในงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยจะทำการออกแบบการเสริมเหล็กในโครงสร้างขึ้นใหม่ด้วยวิธี Response Spectrum Analysis (Chopra, 2016 และ มยผ.1301/1302-61) โดยใช้โปรแกรม ETABS version 17 (CSI 2017) เพื่อให้มั่นใจได้ว่าอาคารที่ทำการศึกษามีความแข็งแรงตามที่พึงจะได้รับการออกแบบตามมาตรฐานในปัจจุบัน และวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี Nonlinear Response History Analysis (NLRHA) โดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D (CSI 2011) เพื่อคำนวณการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวที่มีความถูกต้องสมจริงที่สุด กล่าวคือ การออกแบบกำลังต้านทานของโครงสร้างอาคารทำในโปรแกรม ETABS แล้วนำไปใช้ในการสร้างแบบจำลองในโปรแกรม PERFORM-3D เพื่อคำนวณค่าการตอบสนองที่แท้จริง

แบบจำลองของอาคารถูกสร้างขึ้นจากข้อมูลในแบบพิมพ์เขียวของอาคาร โดยยึดขนาดหน้าตัดคอนกรีตในอาคารตามแบบพิมพ์เขียว แต่มีการออกแบบเหล็กเสริมที่ใช้ โดยพิจารณาการรวมผลของแรง (Load Combination) จากน้ำหนักบรรทุกแนวดิ่ง แรงลมตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ.2544 ดังตารางที่ 3.17 และแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1301/1302-61) โดยใช้การรวมน้ำหนักบรรทุกดังต่อไปนี้

$$1.4D+1.7L$$
$$0.75(1.4D+1.7L)+1.0E$$
$$0.9D+1.0E$$
$$0.75(1.4D+1.7L)+1.6W$$
$$0.9D+1.6W$$

โดยที่ *D* คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)

L คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

W คือ ผลที่เกิดจากแรงลม (Wind Load)

E คือ ผลที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว (Seismic Load)

กำหนดให้อาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร โซน 5 และมีค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5% สำหรับอาคารสูง โดยตาม มยผ.1301/1302-61 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในพื้นที่ดังกล่าว เป็นดังนี้

$S_{DS} = S_a(0.2sec) = 0.148$

$S_{D1} = S_a(1.0sec) = 0.250$

ส่วนอาคารที่ตั้งอยู่ในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ ใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมตาม มยผ.1302-52 ได้แก่

ς =5% S_S = 0.878 S_1 = 0.248

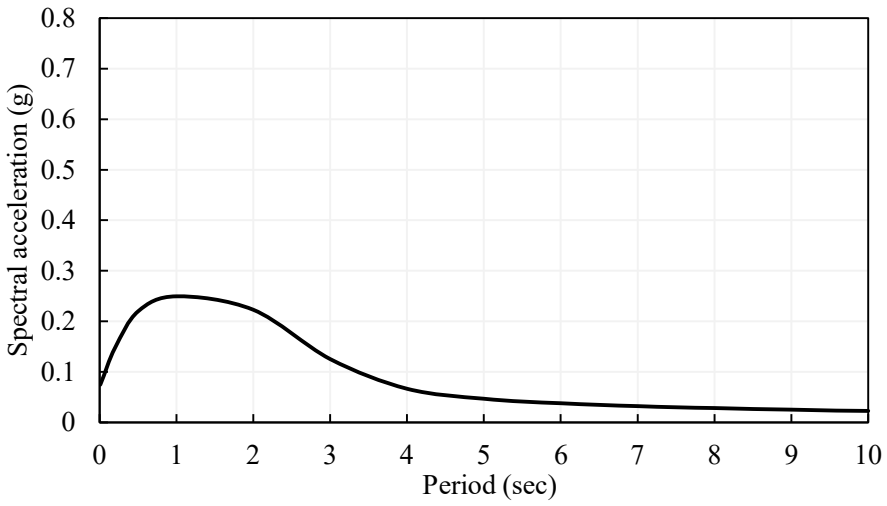
ς =5% S_{DS} = 0.672 S_{D1} = 0.315

ใช้ตัวประกอบ $1/B_1$ = 1.171 (มยผ.1303-57) ปรับค่าให้เป็นสำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% สำหรับอาคารสูง ς =2.5% S_{DS} = 0.787 S_{D1} = 0.369

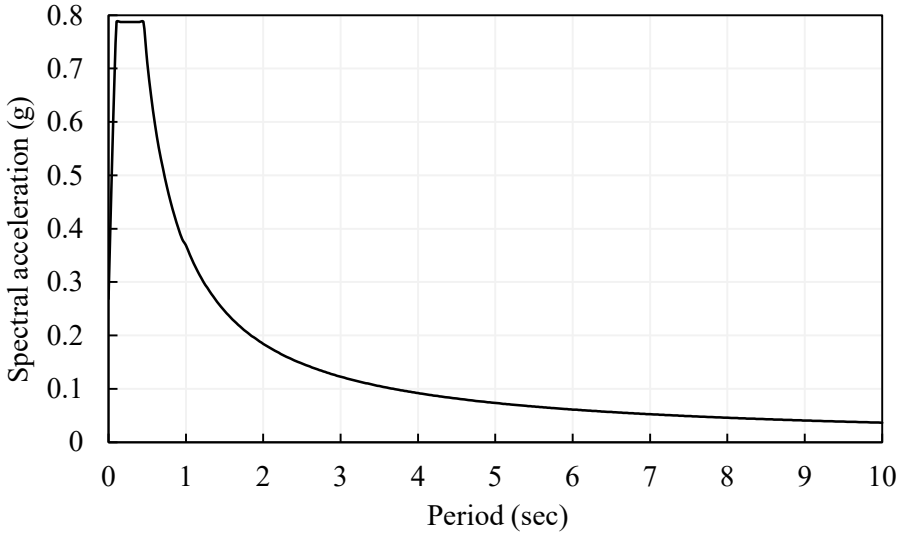
กราฟความเร่งสเปกตรัมแสดงดังรูปที่ 3.14 และ 3.15

ตารางที่ 3.17 แรงลมที่ใช้ในการออกแบบตาม ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ.2544

Height (m)	Design Wind Pressure (kN/m^2)
H > 80	2.0
40 < H ≤ 80	1.6
20 < H ≤ 40	1.2
10<H≤20	0.8
H≤10	0.5



รูปที่ 3.14 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่แอ่งกรุงเทพโซน 5 (ς =2.5%)



รูปที่ 3.15 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ (ς =2.5%)

3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร

3.3.1 แบบจำลองเชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร

แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร จะถูกจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ETABS เวอร์ชั่น 17 (CSI 2017) โดยใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิผล (effective stiffness) ของหน้าตัดที่แตกร้าวของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก อ้างอิงตามมาตรฐาน มยผ.1302 และ ACI 318-11 ดังแสดงในตารางที่ 3.18 นอกจากนี้ยังกำหนดให้เป็นไดอะแฟรมแข็ง ยกเว้น podium ของอาคารในหัวข้อ 3.7.1 มวลของอาคารสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคาร ซึ่งรวมถึงน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (Superimposed Dead Load, SDL)

ตารางที่ 3.18 สติฟเนสประสิทธิผลของชิ้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น

Elements	Linear model			Noninear model		
	Flexural	Axial	Shear	Flexural	Axial	Shear
Shear wall (in-plane)	Cracked: $0.35\ E_cI_g$ Uncracked: $0.70\ E_cI_g$	$1.0\ E_cA_g$	$1.0\ GA_g$	Fiber	Fiber	$1.0\ GA_g$
Shear wall (out-of-plane)	$0.25\ E_cI_g$	-	-	$0.25\ E_cI_g$	-	-
Column	$0.7\ E_cI_g$	$1.0\ E_cA_g$	1.0 GAg	Fiber	Fiber	1.0 GAg
Beam	$0.35\ E_cI_g$	$1.0\ E_cA_g$	1.0 GAg	$0.35\ E_cI_g$	$1.0\ E_cA_g$	1.0 GAg
Slab (in-plane)	$1.0\ E_cI_g$	$1.0\ E_cA_g$	1.0 GAg	$1.0\ E_cI_g$	$1.0\ E_cA_g$	1.0 GAg
Slab (out-of-plane)	$0.25\ E_cI_g$	-	-	$0.25\ E_cI_g$	-	-

ตารางที่ 3.19 ค่าคาบธรรมชาติใน 3 โหมดแรกของอาคารทั้งหมดที่ใช้เป็นกรณีศึกษา

Natural periods of translational modes (sec)	1-way torsionally coupled (B16)			2-way torsionally coupled (B16)			Multiple towers sharing the same podium		Vertical geometric irregularity
	TF	**TS**	**TSS**	**TF**	**TS**	**TSS**	**SH**	**DH**	**B34**
T1	3.19	3.66	2.45	2.67	3.07	2.79	6.1	5.55	6.45
T2	3.08	2.9	1.6	2.04	2.25	2.37	5.31	5.27	4.837
T3	1.24	0.78	1.2	1.66	1.26	1.65	5.23	3.21	4.071

3.3.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร

แบบจำลอง 3 มิติแบบไม่เชิงเส้นของอาคาร จะถูกจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรม PERFORM-3D (CSI 2011) โดยกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบไฟเบอร์ไม่ยืดหยุ่น (inelastic fiber shear wall elements) ดังรูปที่ 3.16 เพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของคอนกรีตและเหล็กเสริมในกำแพง สติฟเนสในแนวระนาบจะถูกจำลองด้วยพฤติกรรมการรับแรงเฉือนแบบยืดหยุ่น ส่วนพฤติกรรมนอกระนาบของกำแพง จะใช้สมมติฐานให้มีพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น โดยกำหนดให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $E_c/4$ เพื่อจำลองสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจากคอนกรีตมีการแตกร้าว

แบบจำลองไม่เชิงเส้นแบบไฟเบอร์ไม่ยืดหยุ่นของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก จะถูกจำลองตลอดความสูงของอาคาร เนื่องจากการคราก็ของเหล็กเสริมในกำแพงสามารถเกิดขึ้นที่ตำแหน่งใดๆในอาคารจากผลของแรงในโหมดที่สูงขึ้น โดยในแต่ละหน้าตัดของกำแพงจะประกอบไปด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์คอนกรีตและเหล็กอย่างละ 8 ชิ้นส่วน ซึ่งชิ้นส่วนแบบไฟเบอร์ของคอนกรีตจะสมมติให้มีพฤติกรรมรับแรงอัดแบบไม่ถูกโอบรัด (unconfined concrete) และชิ้นส่วนไฟเบอร์ของเหล็กจะถูกกระจายอย่างสม่ำเสมอในหน้าตัดกำแพง

สำหรับคุณสมบัติของคอนกรีตจะใช้ตามที่เสนอโดย Mander และคณะ (1988) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ในรูปแบบเส้นตรงสามเส้น (Tri-linear relationship) ในโปรแกรม PERFORM-3D ดังรูปที่ 3.20 และพฤติกรรมการรับแรงอัดแบบวัฏจักรของแบบจำลองคอนกรีต จะถูกกำหนดให้ค่าสติฟเนสมีค่าเท่ากับสติฟเนสแบบยืดหยุ่นตั้งต้นในช่วงที่ไม่มีแรงกระทำ และสติฟเนสจะปรับเปลี่ยนไปเมื่อมีแรงมากระทำ โดยสติฟเนสจะลดลงในขณะที่ความเครียดแบบพลาสติกจะมีค่าเพิ่มขึ้น ส่วนแบบจำลองไฟเบอร์ของเหล็กเสริมจะจำลองด้วยแบบจำลองแบบ elasto-plastic สำหรับเหล็กเสริมประเภท non-degrading type ที่มีค่าความเครียดของเหล็กเสริมก่อนการลดของกำลังเท่ากับ 0.12 (เท่ากับ 60% ของค่าที่กำหนดในมาตรฐานอุตสาหกรรม แนะนำโดย Priestley และคณะ, 2007) ดังรูปที่ 3.19

กำลังรับแรงอัดสูงสุดที่คาดหวังสำหรับคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับ 1.25 เท่าของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ส่วนกำลังที่จุดครากที่คาดหวังสำหรับเหล็กเสริมจะมีค่าเท่ากับ 1.25 เท่าของกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม (สถาบันวิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ 2552) กำลังที่คาดหวังของวัสดุ (expected strength) มีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดโดยผู้ออกแบบ (nominal strength) เนื่องจากในการก่อสร้างจริงจะต้องมีการเผื่อความไม่แน่นอนของกำลังวัสดุจริงจึงทำให้ค่าโดยเฉลี่ยของกำลังวัสดุจริงมักจะมีค่าสูงกว่าที่ผู้ออกแบบกำหนดไว้ อัตราส่วนของค่าทั้งสอง เรียกว่า อัตราส่วนกำลังส่วนเกินของวัสดุ (material over-strength factor)

โครงสร้างเสาจะจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นร่วมกับจุดหมุนพลาสติกไม่เชิงเส้นที่บริเวณปลายของชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังรูปที่ 3.17 โดยสติฟเนสประสิทธิผลของโมเมนต์ดัดจะมีค่าเท่ากับ 0.7 เท่าของสติฟเนสทั้งหมด สำหรับส่วนที่เป็นชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น และบริเวณจุดหมุนพลาสติกจะจำลอง

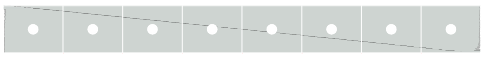
พฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่นเช่นเดียวกับโครงสร้างกำแพง โดยจะสมมติให้บริเวณจุดหมุนพลาสติกมีความยาวเท่ากับ 0.5 เท่าของมิติที่แคบที่สุดของหน้าตัดเสา

โครงสร้างคานจะจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นร่วมกับจุดหมุนแบบพลาสติกที่ปลายของชิ้นส่วนโครงสร้างทั้ง 2 ข้าง (ดังรูปที่ 3.18) โดยค่าตัวแปรต่างๆจะอ้างอิงจากมาตรฐาน ASCE41-13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และค่าการหมุนที่จุดหมุนจะจำลองในรูปแบบเส้นตรงสามเส้น ดังรูปที่ 3.19 ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของโมเมนต์ดัดที่ใช้มีค่าเท่ากับ 0.35 เท่าของสติฟเนสทั้งหมด สำหรับชิ้นส่วนที่เป็นชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น การจำลองพฤติกรรมการเสื่อมถอยแบบวัฏจักร (cyclic degradations) ของคานจะอ้างอิงตัวแปรต่างๆจาก Naish และคณะ (2013) ตรงตำแหน่งที่มีการเชื่อมต่อระหว่างคานกับกำแพงรับแรงเฉือนจะมีชิ้นส่วนคานแบบแข็งเกร็งฝังไว้ในระนาบของกำแพง (embedded rigid beam) เนื่องจากกำแพงถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบ shell ซึ่งไม่ได้คำนึงถึงการหมุนที่ node ของชิ้นส่วน เพื่อให้จุดต่อระหว่างคานกับคานแข็งเกร็งที่ฝังในกำแพงเป็นแบบที่ส่งถ่ายโมเมนต์เข้าไปที่กำแพงได้

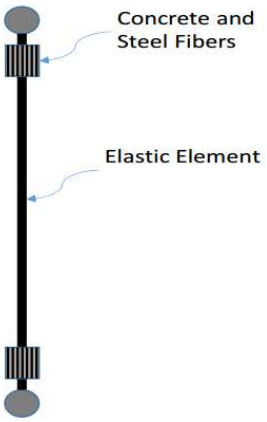
สำหรับโครงสร้างพื้นจะจำลองด้วยแบบจำลองยืดหยุ่นเชิงเส้น โดยใช้ชิ้นส่วนแบบ shell element ที่มีสติฟเนสประสิทธิผลเท่ากับ 0.25 เท่าของสติฟเนสแบบไม่แตกร้าว

อาคารในการศึกษานี้ไม่ได้จำลองกำแพงก่ออิฐเนื่องจากได้เคยศึกษามาก่อนหน้านี้พบว่า กำแพงอิฐมีผลกระทบไม่มากเมื่อเทียบกับขนาดขององค์อาคารในโครงสร้างอาคารสูง และผนังเปลือกนอกของอาคารสูงมักจะเป็นกระจกหรือแผ่นคอนกรีตสำเร็จรูปที่มาติดที่ขอบพื้นจากด้านนอก

ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของชิ้นส่วนโครงสร้างในแบบจำลองไม่เชิงเส้นทั้งหมดจะสรุปไว้ในตารางที่ 3.18 ด้วย



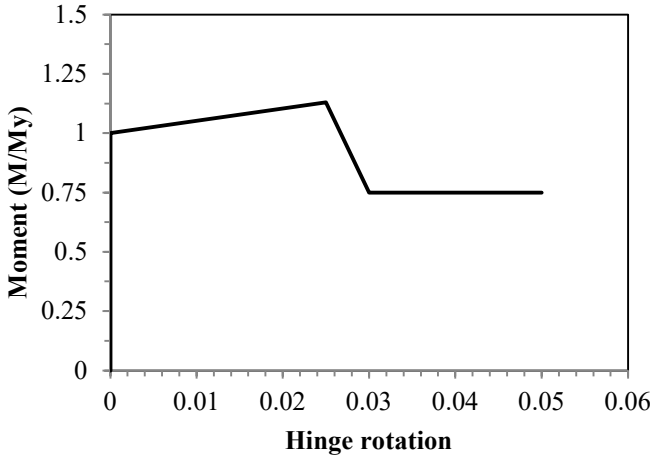
รูปที่ 3.16 แบบจำลองไฟเบอร์ไม่ยืดหยุ่นของหน้าตัดกำแพง



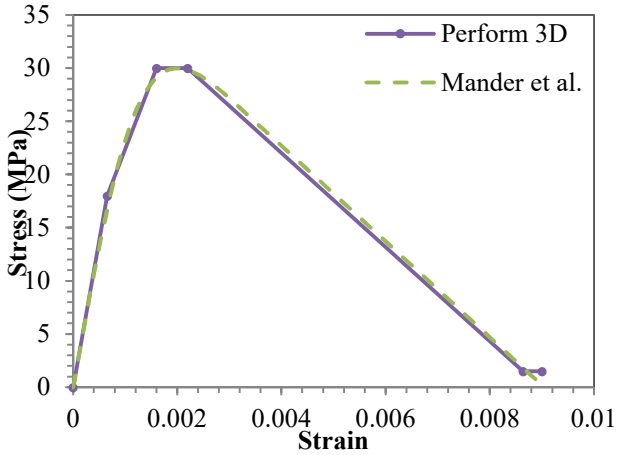
รูปที่ 3.17 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างเสา



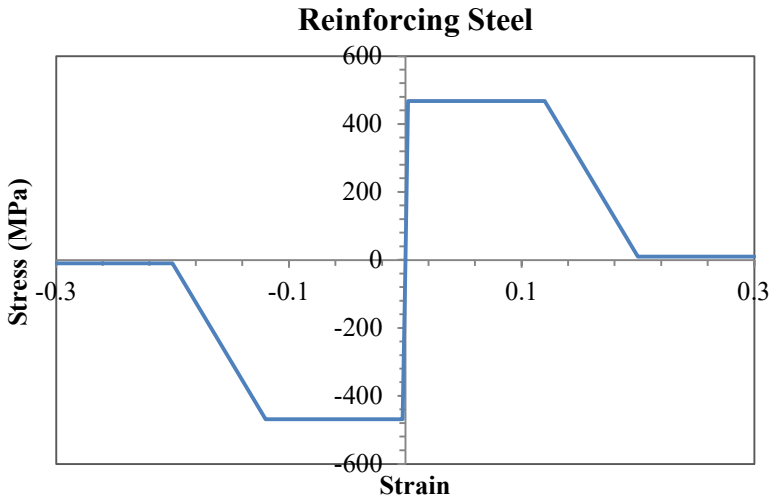
รูปที่ 3.18 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างคาน



รูปที่ 3.19 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าการหมุนที่จุดหมุนแบบเส้นตรงสามเส้น



รูปที่ 3.20 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต



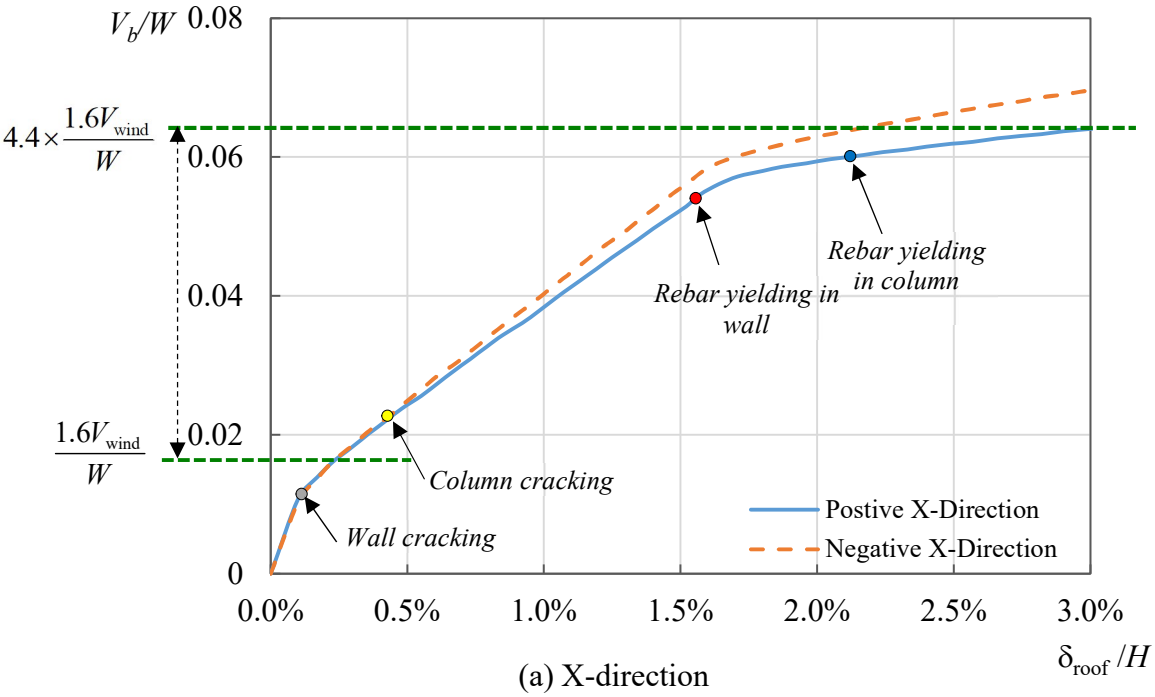
รูปที่ 3.21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม

3.4 การตรวจสอบความสามารถในการต้านทานแรงลมของอาคาร

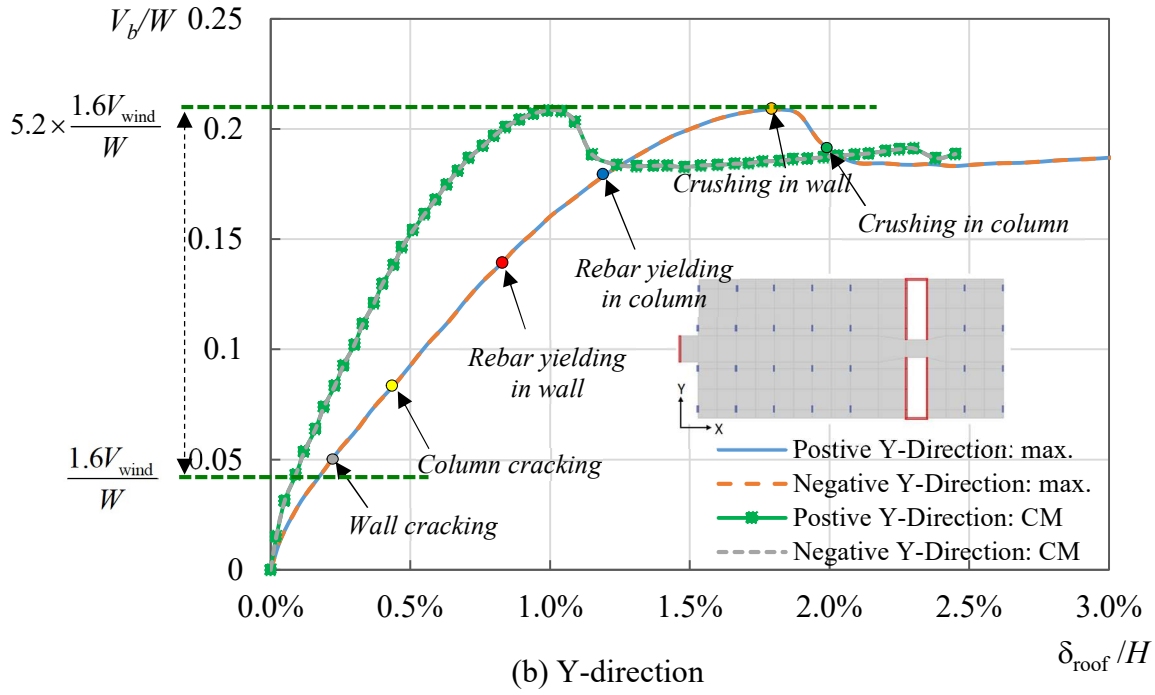
แรงลมที่ใช้ในการออกแบบอ้างอิงตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครดังตารางที่ 3.17 โดยมีค่าการรวมผลของแรงลม W ด้วยตัวคูณ 1.6 ในหัวข้อนี้จะทำการตรวจสอบเพื่อยืนยันว่าอาคารที่นำมาใช้ในกรณีศึกษามีความสามารถต้านทานแรงลมได้เพียงพอตามที่พึงจะได้รับการออกแบบตามกฎหมาย

กำลังต้านทานแรงลมของโครงสร้างคำนวณได้โดยการให้แรงด้านข้างที่มีการกระจายตามรูปร่างของโหมดที่ 1 และใช้วิธีวิเคราะห์ nonlinear pushover analysis โดยก่อนเริ่มให้แรงด้านข้าง มีการให้น้ำหนักบรรทุกแนวดิ่ง DL+0.25LL ผลการวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงลมของโครงสร้างแสดงในรูปแบบเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาโดยพิจารณาทั้งสี่ทิศทางในแนวราบ ทั้งแกน X และ Y และทิศทางไปและกลับ

ในรูปที่ 3.22 แรงเฉือนที่ฐานอาคารแสดงเป็นอัตราส่วนเทียบกับน้ำหนักของอาคาร และการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาแสดงเป็นอัตราส่วนเทียบกับความสูงของอาคาร ซึ่งต้านทานแรงด้านข้างทิศทาง X และ Y ได้ประมาณ 0.07 และ 0.20 เท่าของน้ำหนักอาคารตามลำดับ เนื่องจากอาคารนี้มีการบิดตัวทำให้การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา มีการเคลื่อนที่ที่บางมุมของอาคารมากกว่าการเคลื่อนที่ที่ศูนย์กลางของมวล (Center of Mass, C.M.) เนื่องจากการบิดรอบแกนดิ่งของแผ่นพื้น เส้นความสัมพันธ์ที่แสดงจึงแสดงทั้งกรณีที่พิจารณาการเคลื่อนที่ที่มุมที่เคลื่อนไปมากที่สุด และการเคลื่อนที่ที่ศูนย์กลางของมวลซึ่งจะมีค่าต่ำกว่า โดยภายใต้แรงในทิศทาง Y อาคาร 16 ชั้นเกิดการบิดตัวคู่ควบกับการเคลื่อนที่ด้านข้าง การตรวจสอบการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาที่ศูนย์กลางมวลและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาแสดงดังรูปที่ 3.22b จากรูปสังเกตได้ว่ากำลังต้านทานแรงด้านข้างมีค่ามากกว่าแรงลมที่ต้องต้านทานประมาณ 4.4 และ 5.2 เท่าในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ ดังนั้นอาคารตัวอย่างที่เลือกและออกแบบขึ้นจัดเป็นตัวแทนอาคารที่ถูกออกแบบอย่างสมจริงที่สามารถพบได้จริง



(a) X-direction



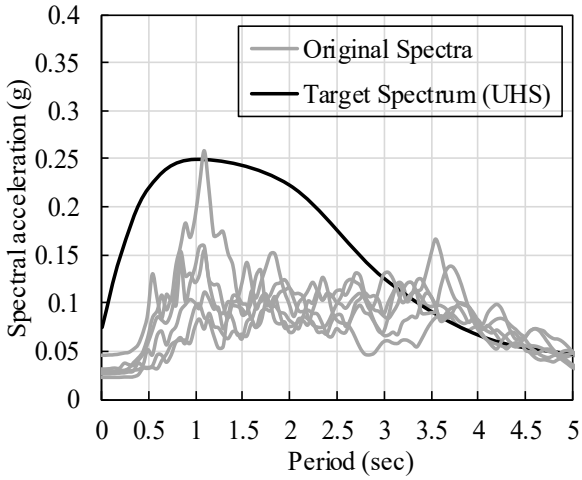
(b) Y-direction

รูปที่ 3.22 แรงเฉือนที่ฐานเทียบกับน้ำหนักของอาคาร 16 ชั้น (a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y

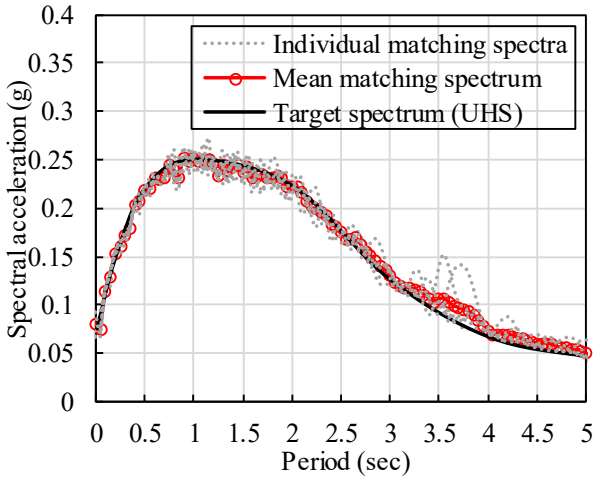
3.5 ความเร่งพื้นดินสำหรับวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (NLRHA)

3.5.1 ความเร่งพื้นดินสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่อัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่กรุงเทพฯ แสดงดังรูปที่ 3.14 ซึ่งจัดเป็น uniform hazard spectrum (UHS) ที่ถูกใช้ในวิธี RSA ถูกนำมาใช้เป็นค่าอ้างอิงในการคัดเลือกและปรับแก้ความเร่งพื้นดินสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA เพื่อให้การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์วิธี RSA กับ NLRHA อยู่ภายใต้ระดับความรุนแรงเดียวกัน โดยในการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และวิธี MRSA จะใช้ค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมจาก UHS ส่วนการวิเคราะห์วิธี NLRHA จะใช้ความเร่งพื้นดินที่สอดคล้องกับสเปกตรัม UHS โดยมาจากชุดข้อมูลความเร่งพื้นดินสองทิศทางในแนวราบ 3 คู่คัดเลือกมาให้สอดคล้องกับสเปกตรัม conditional mean spectrum (CMS) ดังเช่นการศึกษาในบทที่ 2 ซึ่งมีคาบที่สนใจ (conditioning period) เท่ากับ 3 วินาที ซึ่งมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ระยะไกล ดังตารางที่ 3.19 สเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 3 คู่แสดงดังเส้นสีเทาในรูปที่ 3.23 ส่วนเส้นสีดำแสดงสเปกตรัมออกแบบ UHS ที่พบได้ใน มยผ.1301/1302 ซึ่งพัฒนาโดย นครและคณะ (2560) หรือ อมรเทพและคณะ (2561) จากการศึกษาของ Khy และ Chintanapakdee (2019) พบว่าในคำนวณค่าการตอบสนองสูงสุดเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับสเปกตรัม CMS โดยพิจารณาค่ามากที่สุด (envelop) จากการใช้หลายชุดข้อมูลหลาย CMS ที่ conditioning period ต่างๆ พบว่าจะมีค่าสอดคล้องกับการตอบสนองของคลื่นที่ถูกปรับให้สเปกตรัมมีรูปร่างสอดคล้องกับสเปกตรัมออกแบบ UHS (UHS spectral matching ground motions) ดังรูปที่ 3.24 ในที่นี้ได้จากการปรับแก้ด้วยโปรแกรม SeismoMatch (SeismoSoft 2016)



รูปที่ 3.23 การเปรียบเทียบสเปกตรัม CMS ที่บันทึกได้และคัดเลือกมาสำหรับคาบเงื่อนไข 3 วินาทีกับสเปกตรัมออกแบบ (UHS) สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โซน 5



รูปที่ 3.24 การเปรียบเทียบสเปกตรัมที่ถูกปรับองค์ประกอบความถี่ รวมถึงค่าเฉลี่ยกับสเปกตรัมออกแบบ (UHS) สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โซน 5

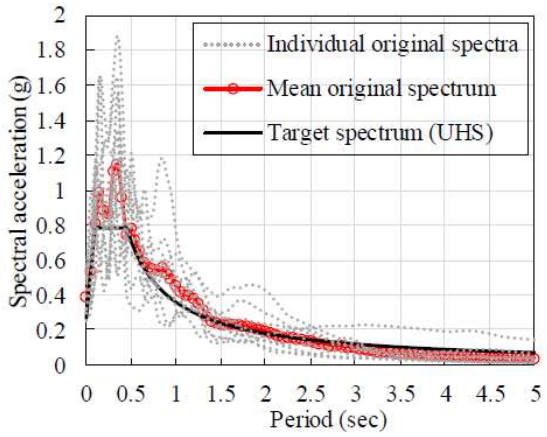
ตารางที่ 3.19 ความเร่งพื้นดินสำหรับการวิเคราะห์วิธี NLRHA สำหรับที่ตั้งที่ใจกลางเมือง กทม. (โซน 5)

T^* (sec)	Pair no.	Earthquake event	Year	Station	Magnitude M_w	Distance (km)
3.0	1	Tohoku	2011	OSK004	9.0	747
	2	Tohoku	2011	HKD06	9.0	663
	3	W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.0	1625

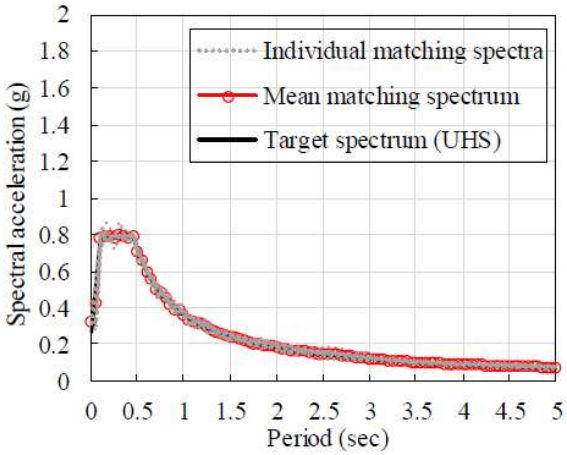
T^* คือคาบเงื่อนไข

3.5.2 ความเร่งพื้นดินสำหรับพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่

ข้อมูลความเร่งพื้นดินสำหรับการวิเคราะห์วิธี NLRHA เมื่ออาคารตั้งอยู่ที่จังหวัดเชียงใหม่ ได้จากการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่มีรูปร่างใกล้เคียงกับสเปกตรัมออกแบบ UHS ตาม มยผ.1301/1302 สำหรับอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5% ในที่นี้คัดเลือกข้อมูลความเร่งพื้นดินมาได้ 10 คลื่นที่มีกลไกการเกิด ขนาด และระยะห่าง (earthquake scenario) ตามที่คาดว่าจะเกิดขึ้น ตามผลการศึกษาแยกแยะภัยแผ่นดินไหว (seismic hazard deaggregation) สำหรับพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ คลื่นแผ่นดินไหวถูกคัดเลือกมาจากฐานข้อมูลบน website ของ Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) รายละเอียดของข้อมูลความเร่งพื้นดินดังกล่าวแสดงอยู่ในตารางที่ 3.20 คลื่นที่ได้มามีสเปกตรัมดังรูปที่ 3.25 จากนั้นถูกปรับแก้ด้วยโปรแกรม SeismoMatch (SeismoSoft 2016) เพื่อให้สเปกตรัมมีรูปร่างสอดคล้องกับสเปกตรัมออกแบบ UHS (UHS spectral matching ground motions) ด้วยเหตุผลเดียวกันกับที่ได้อธิบายในหัวข้อ 3.5.1 ได้สเปกตรัมของคลื่นที่ปรับแก้แล้วดังรูปที่ 3.26 ซึ่งมีค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมที่ปรับค่าแล้วทั้ง 10 เส้น (เส้นสีแดง) สอดคล้องกับสเปกตรัมออกแบบ UHS (เส้นสีดำ) สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% สำหรับที่ตั้งอำเภอเมืองจังหวัดเชียงใหม่



รูปที่ 3.25 การเปรียบเทียบสเปกตรัมดั้งเดิมรวมถึงค่าเฉลี่ยกับสเปกตรัมออกแบบ UHS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่



รูปที่ 3.26 การเปรียบเทียบสเปกตรัมที่ถูกปรับองค์ประกอบความถี่แล้วรวมถึงค่าเฉลี่ยกับสเปกตรัมออกแบบ UHS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่

ตารางที่ 3.20 ความเร่งพื้นดินสำหรับการวิเคราะห์ NLRHA สำหรับที่ตั้งที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

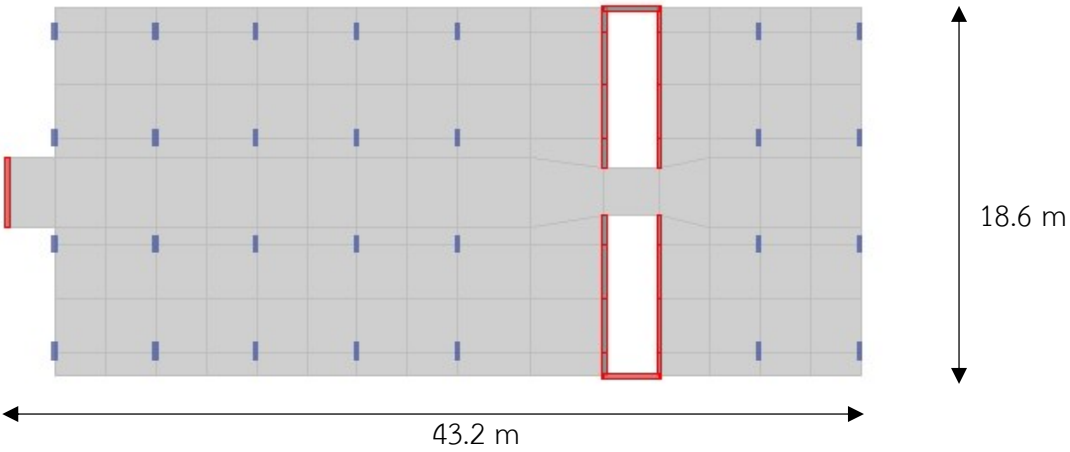
No.	Earthquake event	Year	Station	Magnitude M_w	Distance (km)
30	Parkfield	1966	Cholame-Shandon Array #5	6.19	9.6
95	Managua-Nicaragua-01	1972	Managua-ESSO	6.24	4.1
147	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #2	5.74	9
148	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #3	5.74	7.4
149	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #4	5.74	5.7
159	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	6.53	0.7
161	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport	6.53	10.4
162	Imperial Valley-06	1979	Calexico Fire Station	6.53	10.4
179	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	6.53	7
185	Imperial Valley-06	1979	Hotville Post Office	6.53	7.7

3.6 ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด

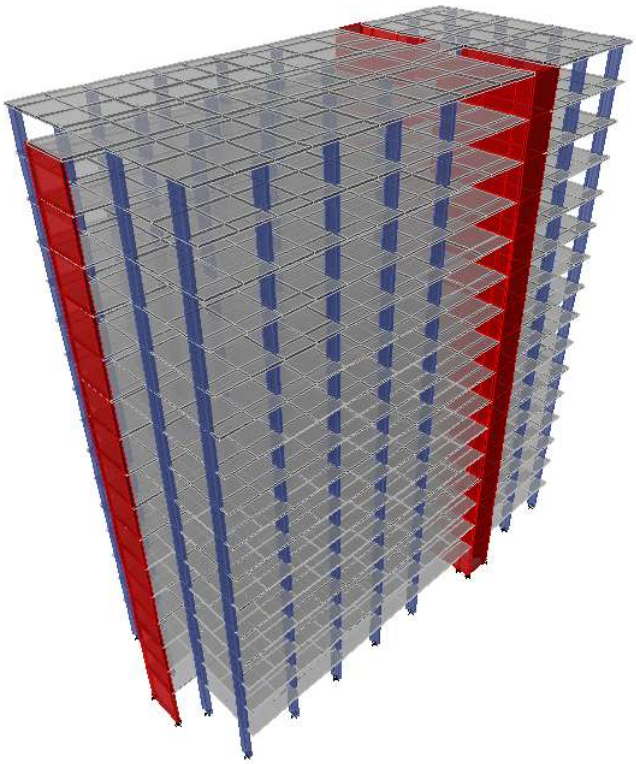
วิธี Modified response spectrum analysis ยืดหยุ่นที่โหมดสูง ($MRSA_{HE}$) ได้ถูกพัฒนาโดยการศึกษาตึกสูงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรูปทรงปกติ ซึ่งเป็นโครงสร้างที่ไม่เกิดการเคลื่อนที่คู่ควบระหว่างการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งและการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบ ในการวิจัยนี้ โหมดของการเคลื่อนที่ในแต่ละแนวแกนสามารถจำแนกได้โดยอาศัยค่าที่มากของอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทางนั้นๆ โดยทั่วไปการตอบสนองในแนวแกนโหมดที่ 1 ของแต่ละทิศทางจะมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น ซึ่งสามารถพิจารณาโหมดอื่นๆ ที่สูงขึ้นเป็นพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ ดังนั้นเมื่อนำวิธี $MRSA_{HE}$ ไปใช้กับโครงสร้างอาคารที่ไม่สมมาตร ซึ่งเป็นอาคารที่เกิดการเคลื่อนที่คู่ควบทั้งการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งและการเคลื่อนที่ในแนวราบ จะให้ค่าที่ถูกต้องหรือไม่

วัตถุประสงค์ในการวิจัยนี้คือการตรวจสอบวิธี MRSA ที่ใช้คำนวณแรงที่ต้องต้านทานในการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด โดย Chopra and Goel (2004) ได้จำแนกระบบของความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดเป็น 3 ประเภทโดยจำแนกตามระดับที่ต่างกันของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่ง: (1) กรณี torsionally-flexible (TF), (2) กรณี torsionally-stiff (TS), และ (3) กรณี torsionally-similarly-stiff (TSS) จาก Chopra and Goel (2004) กรณี TF เป็นกรณีซึ่งมีคาบที่โหมดของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งยาวกว่าโหมดของการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบ กรณี TS เป็นกรณีซึ่งมีคาบที่โหมดของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งสั้นกว่าโหมดของการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบ และกรณี TSS เป็นกรณีซึ่งคาบของทั้งสองโหมดใกล้เคียงกัน และเกิดการเคลื่อนที่คู่ควบระหว่างการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งและการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบ ในการวิจัยนี้พบว่านิยามของรูปแบบ TSS ของ Chopra and Goel (2004) ข้างต้น มีความลำบากในการจำแนกว่าโหมดใดเป็นโหมดการเคลื่อนที่และโหมดใดเป็นโหมดการบิดตัว การศึกษานี้จึงได้กำหนดนิยามของกรณี TSS โดยพิจารณาจากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลประจำโหมดแทน การเคลื่อนที่คู่ควบได้ถูกกำหนดในรูปของอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล (มวลในแนวแกน X (Ux), มวลในแนวแกน Y (Uy), ความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกน Z (Rz)) โดยถือว่าโหมดการเคลื่อนที่มีการคู่ควบกับโหมดการบิดตัวเมื่ออัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลมีค่าค่อนข้างมากในหลายทิศทางโดยมีมวลเชิงบิดมาก โดยจะถือว่าเข้าข่ายกรณี TSS เมื่อค่าของอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลระหว่างโหมดของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งและโหมดของการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบมีค่าใกล้เคียงกันในโหมดนั้นๆ โดยในการวิจัยครั้งนี้ หากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลระหว่างโหมดของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งและโหมดของการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบมีค่าเหมือนกันจึงจะถือว่าเป็นกรณี TSS ซึ่งมีนิยามแตกต่างจากงานวิจัยของ Chopra and Goel (2004)

การศึกษาวิธี MRSA สำหรับอาคารซึ่งมีโหมดการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งคู่ควบกับการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบหนึ่งทิศทาง อยู่ในหัวข้อ 3.6.1 ส่วนอาคารซึ่งมีโหมดการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งคู่ควบกับการเคลื่อนที่ทั้งสองแกนแนวราบ อยู่ในหัวข้อ 3.6.2 โดย**ผลการศึกษาในหัวข้อ 3.6.1 และ 3.6.2 นี้จะพิจารณาเฉพาะกรณีที่อาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร** โซน 5 (ใจกลางเมือง) แสดงดังรูปที่ 3.27



a) แปลนพื้นชั้น 1 ถึง 16



b) แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร

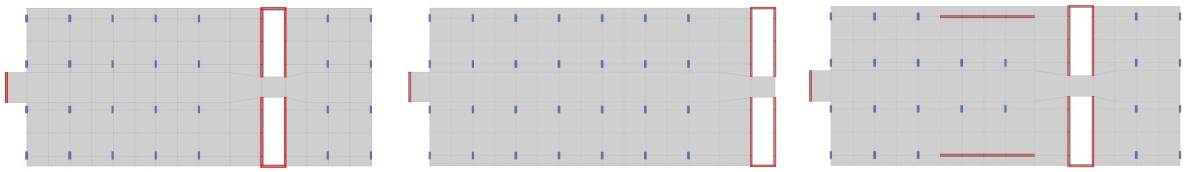
รูปที่ 3.27 แปลนโครงสร้างของอาคารสูง 16 ชั้น (B16)

3.6.1 วิธี MRSA สำหรับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทางภายใต้แผ่นดินไหวแบบทิศทางเดียว

3.6.1.1 รายละเอียดอาคาร

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 16 ชั้น แสดงดังรูปที่ 3.9 (หัวข้อ 3.1.3) เป็นอาคารที่มีความสมมาตรรอบแกน X แต่ไม่สมมาตรรอบแกน Y คุณสมบัติพื้นฐานของอาคารแสดงในตารางที่ 3.21 โดยถือว่าเป็นอาคารที่เกิดการเคลื่อนที่คู่ควบระหว่างการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งและการเคลื่อนที่ในแกนแนวราบหนึ่งทิศทาง ในที่นี้คือทิศทาง Y โดยคุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองเชิงเส้นสำหรับหน้าตัดแตกร้าวแสดงในตารางที่ 3.22 สำหรับ 4 โหมดแรกที่มีการคุ่วบระหว่างการบิดและการเคลื่อนที่ทิศทาง Y สามารถจำแนกได้ดังตารางที่ 3.23 โดยพิจารณาอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทาง Y (Uy) และ ค่าความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกน Z (Rz) (Chopra, 2016) หากค่าความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz มีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Uy ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการแบบบิดตัวรอบแกนแนวดิ่ง และหากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Uy มีค่ามากกว่าความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y อาคาร B16 หลังนี้จัดเป็นกรณี torsionally-flexible (TF) เนื่องจากเกิดโหมดเชิงการบิดที่โหมดแรกและคาบของโหมดการบิดมีค่ามากกว่าคาบที่โหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกนราบ ($T_{torsion}/T_{translation}$ = 2.48) ดังรูปที่ 3.28a เพื่อให้การศึกษาครอบคลุมกรณี TS และ TSS จึงได้ทำการปรับเปลี่ยนอาคารให้มีอาคารตัวอย่างอีก 2 กรณี คือ กรณี torsionally-stiff (TS) ดังรูปที่ 3.28b และกรณี torsionally-similarly-stiff (TSS) ดังรูปที่ 3.28c โดยที่กรณี TS มีการปรับเปลี่ยนโดยย้ายตำแหน่งกำแพงรับแรงเฉือนรูปตัว C ไปทางด้านขวาของแปลนอาคารแต่ละชั้น ซึ่งในกรณี TS โหมดเชิงการบิดกลายเป็นโหมดที่ 2 และคาบของโหมดการบิดมีค่าน้อยกว่าคาบของโหมดการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ($T_{torsion}/T_{translation}$ = 0.21) ดังตารางที่ 3.24 ส่วนอาคารกรณี TSS ได้จากการปรับเปลี่ยนอาคาร TF โดยเพิ่มกำแพงที่วางตัวในทิศทาง X จำนวน 2 ผืนอย่างสมมาตรรอบแกน X อาคารกรณี TSS ที่ได้มีค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทาง Y เท่ากับความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกนดิ่ง Z ในโหมดแรกดังตารางที่ 3.25 ในกรณี TSS จะไม่สามารถแยกแยะว่าแต่ละโหมดมีลักษณะเด่นเป็นการบิดหรือการเคลื่อนที่ในแนวแกนราบได้ รูปร่างโหมดสำหรับ 4 โหมดแรกของอาคารกรณี TF, TS และ TSS แสดงอยู่ในรูปที่ 3.29, รูปที่ 3.30 และรูปที่ 3.31 ตามลำดับ

ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดเกิดจากความไม่สมมาตรของระบบโครงสร้างรอบแนวแกน Y โดยสามารถจำแนกตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302 ด้วยการใช้แรงกระทำตามวิธี ELF แล้วพิจารณาค่าการกระจัดในการตรวจสอบความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด ดังรูปที่ 3.32 ค่าอัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยที่ชั้นต่างๆมากกว่า 1.4 ดังตารางที่ 3.26 ระบบโครงสร้างดังกล่าวจัดอยู่ในความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดอย่างมาก (ประเภท 1ข)



(a) TF system (b) TS system (c) TSS system

1^{st} – 16^{th} floor

รูปที่ 3.28 แปลนอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทางสำหรับอาคาร (a) TF, (b) TS, และ (c) TSS

ตารางที่ 3.21 คุณสมบัติพื้นฐานอาคาร 16 ชั้น (B16)

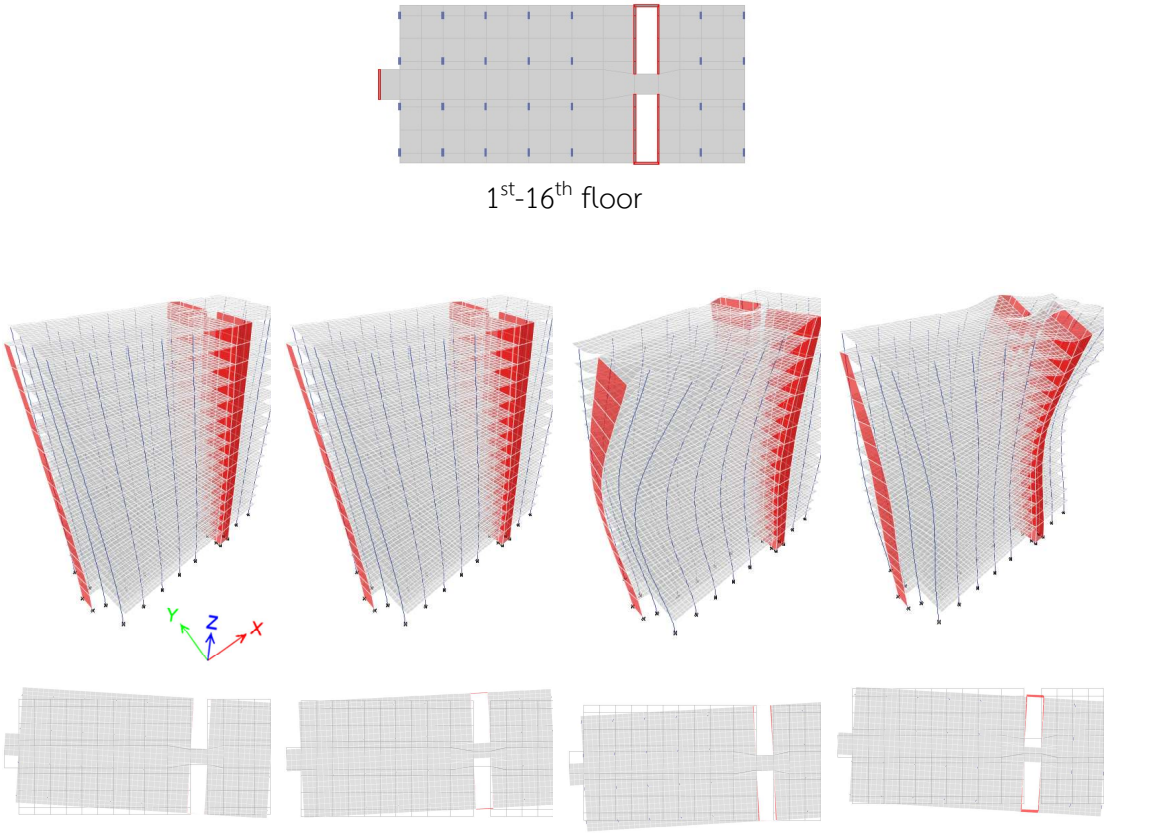
no. of story	16
total height (m)	49.2
podium height (m)	-
typical story height (m)	3
aspect ratio X-direction	1.21
aspect ratio Y-direction	2.44
typical span length X-direction (m)	5.1
typical span length Y-direction (m)	5.4
floor area (m^2)	824
RC wall section area/floor area at the base (%)	0.011
RC wall section area/floor area at the base (%)	0.009
wall thickness (m)	0.25
column size (m x m)	0.3 x 0.9
RC flat slab thickness (m)	0.18
lateral force resisting system	Special RC Shear Wall (R=6, Cd=5, Ω_0=2.5)

ตารางที่ 3.22 คุณสมบัติของ 20 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติอาคารกรณี TF

mode	T (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1	3.19	68%	0%	0%
2	3.08	0%	26%	42%
3	1.24	0%	41%	25%
4	0.69	20%	0%	0%
5	0.67	0%	7%	11%
6	0.30	6%	0%	0%
7	0.28	0%	2%	5%
8	0.25	0%	13%	6%
9	0.19	3%	0%	0%
10	0.16	0%	1%	2%
11	0.13	1%	0%	0%
12	0.11	0%	1%	1%
13	0.10	0%	4%	2%
14	0.10	1%	0%	0%
15	0.08	1%	0%	0%
16	0.08	0%	0%	1%
17	0.07	0%	0%	0%
18	0.06	0%	2%	1%
19	0.06	0%	0%	0%
20	0.06	0%	0%	0%

ตารางที่ 3.23 คุณสมบัติของ 4 โหมดแรกของการบิดตัวและการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ของอาคารกรณี TF

mode	T_n (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1st torsion	3.08	0%	26%	42%
1st translation	1.24	0%	41%	25%
2nd torsion	0.67	0%	7%	11%
2nd translation	0.25	0%	13%	6%



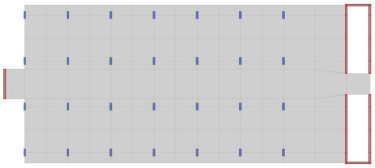
1st-16th floor

1st torsion-dominant mode | 1st translation-dominant mode | 2nd torsion-dominant mode | 2nd translation-dominant mode

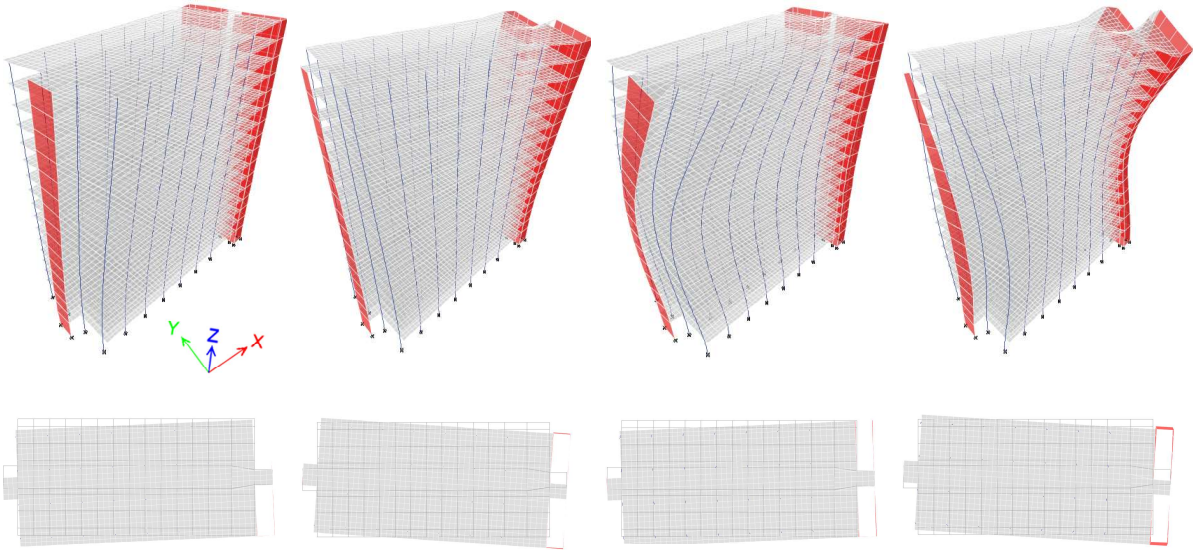
รูปที่ 3.29 รูปทรงของโหมดใน 4 โหมดแรกของอาคารกรณี TF

ตารางที่ 3.24 คุณสมบัติของ 4 โหมดแรกของการบิดตัวและการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ของกรณี TS

mode	T_n (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1st translation	3.66	0%	46%	20%
1st torsion	0.78	0%	12%	51%
2nd translation	0.75	0%	21%	1%
2nd torsion	0.15	0%	6%	14%



1st-16th floor



1st translation-dominant mode

1st torsion-dominant mode

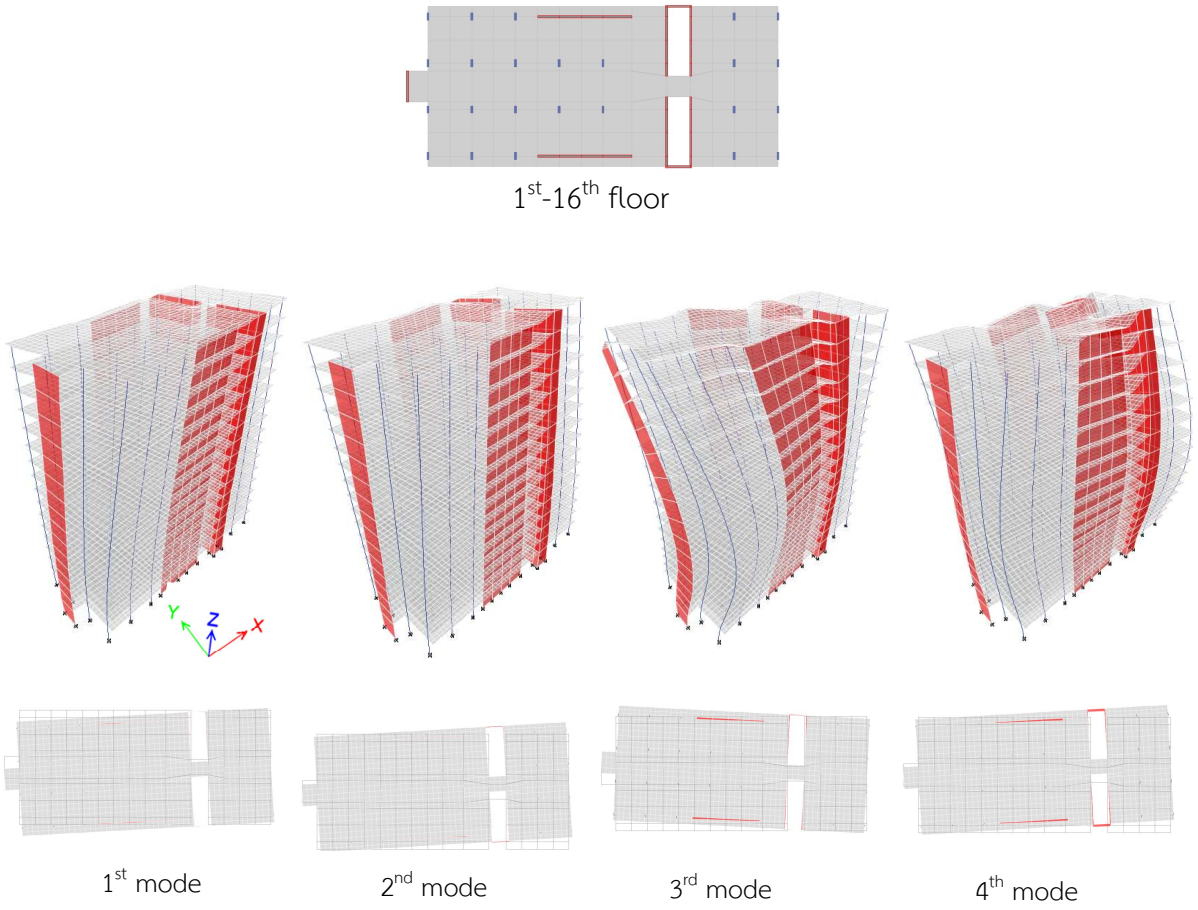
2nd translation-dominant mode

2nd torsion-dominant mode

รูปที่ 3.30 รูปทรงของโหมดใน 4 โหมดแรกของกรณี TS

ตารางที่ 3.25 คุณสมบัติของ 4 โหมดแรกของการบิดตัวและการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ของอาคารกรณี TSS

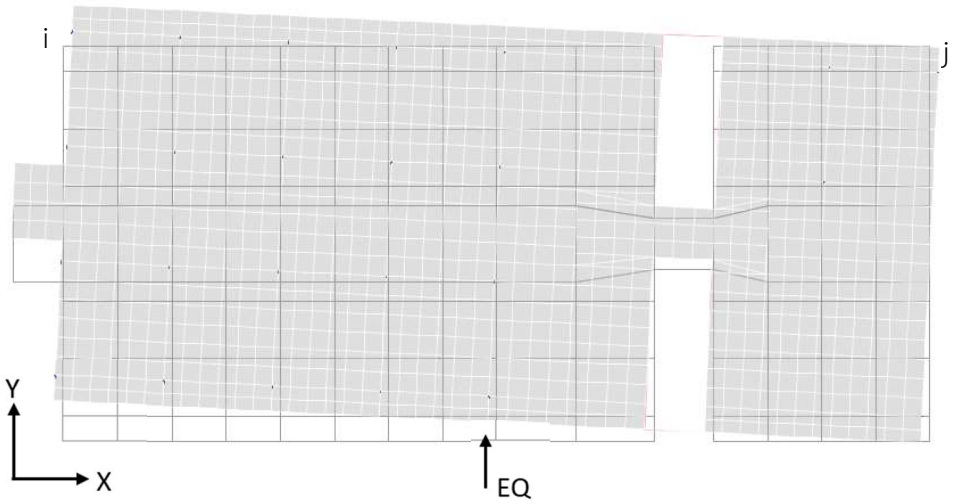
mode	T_n (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1	2.45	0%	33.5%	33.6%
2	1.20	0%	33.2%	33.3%
3	0.51	0%	9.4%	9.7%
4	0.24	0%	9.4%	10.1%



รูปที่ 3.31 รูปทรงของโหมดใน 4 โหมดแรกของกรณี TSS

ตารางที่ 3.26 อัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยจากวิธี ELF

story	TF max (Ui, Uj) / Uavg	TS max (Ui, Uj) / Uavg	TSS max (Ui, Uj) / Uavg	irregularity type
16	2.09	1.92	1.77	1b
15	2.09	1.92	1.77	1b
14	2.09	1.92	1.77	1b
13	2.10	1.92	1.77	1b
12	2.10	1.92	1.78	1b
11	2.10	1.92	1.78	1b
10	2.11	1.92	1.78	1b
9	2.11	1.92	1.78	1b
8	2.12	1.92	1.78	1b
7	2.12	1.92	1.78	1b
6	2.13	1.92	1.78	1b
5	2.13	1.92	1.79	1b
4	2.14	1.92	1.79	1b
3	2.14	1.92	1.79	1b
2	2.14	1.92	1.79	1b
1	2.12	1.92	1.78	1b



รูปที่ 3.32 ตำแหน่งของการกระจัดในการตรวจสอบความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดและการเคลื่อนตัวของอาคารกรณี TF ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y

ระบบโครงสร้างของอาคารออกแบบด้วยการรวมน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61, 2561) ดังแสดงในหัวข้อ 3.2 การออกแบบน้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่ในแต่ละชั้นแสดงดังตารางที่ 3.27 และการออกแบบต้านทานแรงลมจากข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ.2544 ดังตารางที่ 3.17 ค่าความเร่งสเปกตรัมสำหรับแผ่นดินไหวในพื้นที่กรุงเทพมหานคร แสดงดังรูปที่ 3.14

แรงภายในโครงสร้างที่คำนวณได้จากวิธี RSA ตาม มยผ. 1301/1302 ต้องถูกปรับเพิ่มค่าหากแรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA (V_t) น้อยกว่าร้อยละ 85 ของแรงเฉือนที่ฐาน (V) จากการคำนวณด้วยวิธี equivalent lateral force (ELF) ซึ่งตัวคูณปรับค่า (scaling factor, SF) สามารถคำนวณได้จาก $0.85V/V_t$ ซึ่ง SF ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1

ในการวิเคราะห์วิธี RSA ใช้แบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้น 3 มิติ พิจารณาคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนของโครงสร้างเป็นหน้าตัดแตกร้าวและมีค่าสติฟเนสประสิทธิผลดังตารางที่ 3.18 คาบพื้นฐานจาก eigenvalue analysis ในวิธี RSA มีค่ามากกว่าค่าสูงสุดของคาบที่ยอมให้ใช้คำนวณแรงในวิธี ELF ตาม มยผ. 1301/1302-61 ค่าคาบสูงสุด (T_a) ตาม มยผ.1301/1302-61 คือ 1.5 เท่าของ 0.02 คูณความสูงอาคารในหน่วยเมตร ($T_a = 1.5 \times 0.02 \times H = 1.48\,\text{sec}$) ตารางที่ 3.28 แสดงคาบพื้นฐาน แรงเฉือนที่ฐานออกแบบโดยวิธี RSA และวิธี ELF และตัวคูณปรับค่า SF

เหล็กเสริมที่กำแพงรับแรงเฉือนต้องการในแต่ละกรณีแสดงอยู่ดังตารางที่ 3.29 กรณี TS ต้องการเหล็กเสริมมากที่สุด และกรณี TSS ต้องการเหล็กเสริมน้อยที่สุด

ตารางที่ 3.27 น้ำหนักบรรทุกคงที่พิเศษ (SDL) และน้ำหนักบรรทุกจร (LL)

ชั้น	SDL (kPa)	LL (kPa)
1^{st}-16^{th}	2.75	2.5

ตารางที่ 3.28 คาบพื้นฐาน, แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และวิธี ELF และตัวคูณปรับค่า สำหรับแผ่นดินไหว Y

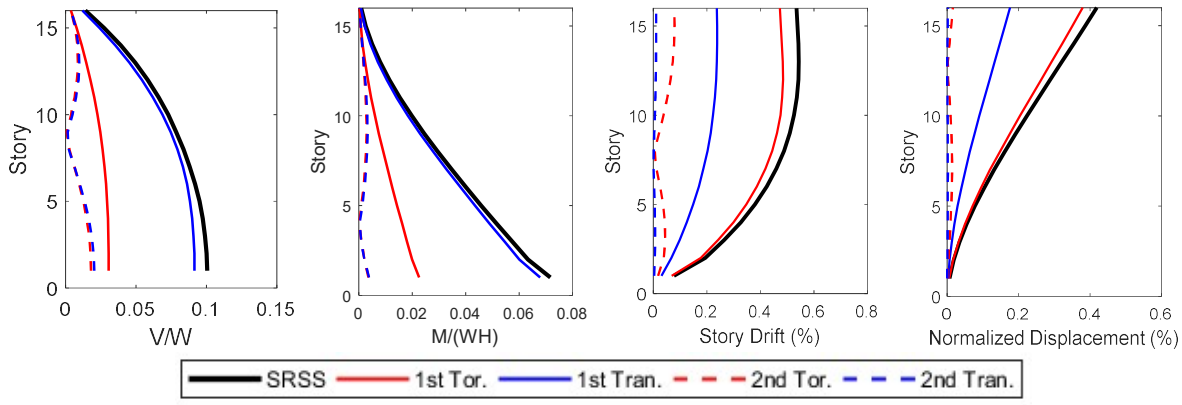
ตัวแปร	กรณี TF	กรณี TS	กรณี TSS
T_1 in RSA from eigen analysis (sec)	3.08	3.66	2.45
T_1 ELF (sec)	1.48	1.48	1.48
RSA design base shear (kN)	1822	1206	1850
0.85 ELF design base shear (kN)	3427	3427	3595
scaling factor (SF)	1.88	2.84	1.94

ตารางที่ 3.29 อัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก

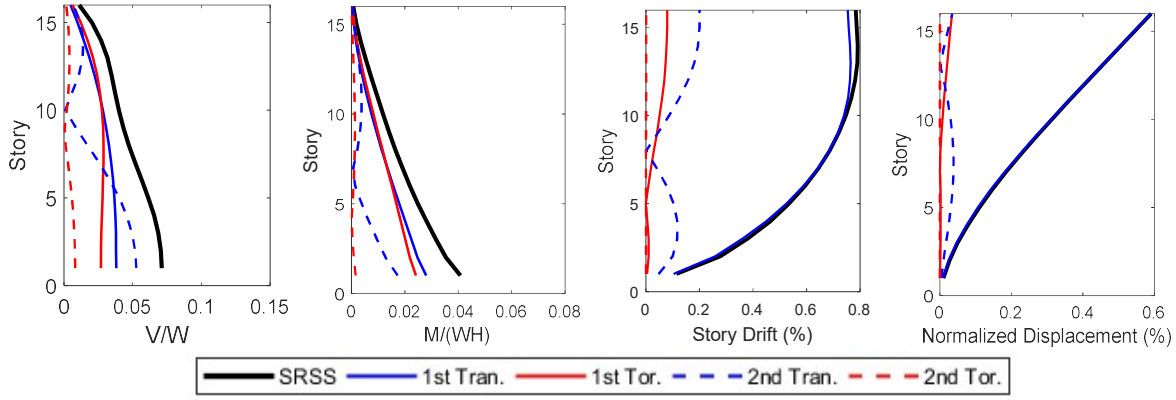
ชั้น	กรณี TF	กรณี TS	กรณี TSS
11^{th} – 16^{th}	0.25%	0.46%	0.25%
6^{th} – 10^{th}	1.1%	1.27%	0.40%
1^{st} – 5^{th}	2.1%	2.32%	1.50%

3.6.1.2 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น

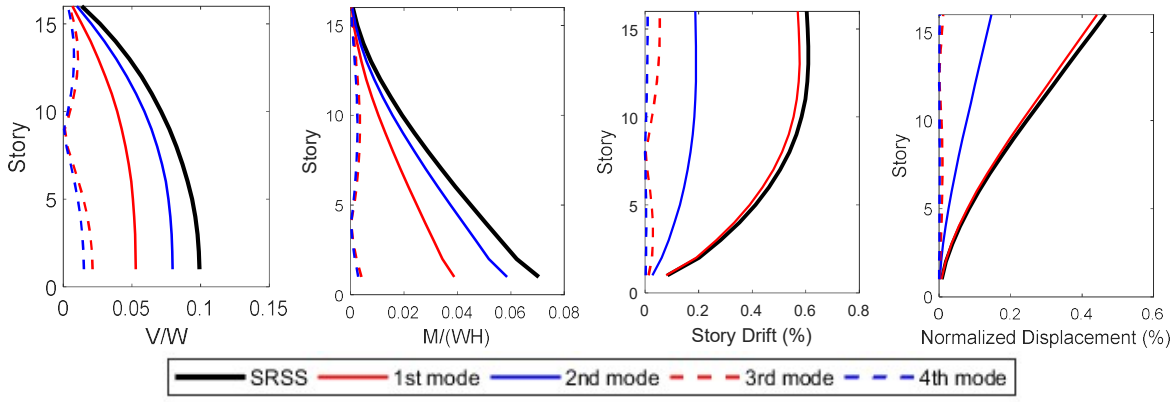
Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น ซึ่งได้แก่ แรงเฉือนระหว่างชั้น, โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการกระจัดแต่ละชั้นของอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS แสดงดังรูปที่ 3.33 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจัดแต่ละชั้นคำนวณจากจุดศูนย์กลางมวล (center of mass, CM) ซึ่งหากพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดระหว่างชั้นที่ผังอาคารด้านที่อ่อนตัว (flexible) จะมีค่าสูงกว่าที่แสดงนี้และจะแสดงค่าในหัวข้อต่อไป สำหรับอาคารกรณี TF (รูปที่ 3.33a) โหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกนราบโหมดที่ 1 (1^{st} Translation) มีส่วนสำคัญต่อการตอบสนองแรงทั้งหมด ในขณะที่โหมดการเคลื่อนที่แบบบิดตัวโหมดที่ 1 (1^{st} Torsion) มีส่วนสำคัญต่อการตอบสนองการกระจัดทั้งหมด สำหรับกรณี TS (รูปที่ 3.33b) โหมดการเคลื่อนที่แบบบิดตัวมีสติฟเนสมากกว่า (stiffer) กรณี TF และการมีส่วนร่วมในการตอบสนองโหมดการเคลื่อนที่แบบบิดตัวโหมดที่ 1 ส่งผลให้การตอบสนองการกระจัดทั้งหมดมีค่าน้อยและการมีส่วนร่วมส่วนใหญ่มาจากโหมดการเคลื่อนที่ในแนวราบ การมีส่วนร่วมของ 4 โหมดแรกนั้นสำคัญต่อการตอบสนองของแรง โหมดการเคลื่อนที่ในแนวราบโหมดที่ 2 (2^{nd} Translation) มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญต่อแรงเฉือนที่ฐาน อาจเป็นเพราะว่าการมีส่วนร่วมของมวลมีค่ามากเช่นกัน (ตารางที่ 3.24) สำหรับกรณี TSS (รูปที่ 3.33c) โหมดการเคลื่อนที่แบบบิดตัวและโหมดการเคลื่อนที่ในแนวราบไม่สามารถแยกออกจากกันได้ ด้วยเหตุนี้จะแสดงโหมดตามลำดับโหมดที่เกิดขึ้น ในกรณีนี้การมีส่วนร่วมใน 2 โหมดแรกส่งผลอย่างมีนัยสำคัญสำหรับการตอบสนองของแรง การมีส่วนร่วมจากโหมดที่ 3 และ 4 มีผลค่อนข้างน้อยคล้ายกับกรณี TF



(a) กรณี TF



(b) กรณี TS



(c) กรณี TSS

รูปที่ 3.33 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น : แรงเฉือนระหว่างชั้น, โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM และการกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y

3.6.1.3 ความถูกต้องของวิธี RSA

ผลการวิเคราะห์ทั้งหมดที่แสดงต่อไปนี้เป็นผลภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารในทิศทาง Y เท่านั้น เนื่องจากการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวทิศทาง X ไม่มีการคู่ควบระหว่างการบิดตัวและการเคลื่อนที่แนวราบ ค่าจากวิธี NLRHA ที่แสดงเป็นค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดต่อคลื่นแผ่นดินไหว 6 คลื่นซึ่งสอดคล้อง (match) กับสเปกตรัมออกแบบ (uniform hazard spectrum, UHS) ค่าจากวิธี LRSA คือผลการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นด้วยวิธี RSA โดยยังไม่ได้ใช้ค่าตัวประกอบ C_d และ R (Chopra, 2016) ส่วนวิธี LRHA คือการวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Linear Response History Analysis, LRHA) ซึ่งแสดงค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดต่อคลื่นแผ่นดินไหว 6 คลื่นโดยยังไม่ได้ใช้ค่าตัวประกอบ C_d และ R แบบจำลองเชิงเส้นที่ใช้ในการวิเคราะห์ RSA LRSA และ LRHA มีคุณสมบัติหน้าตัดชิ้นส่วนแบบหน้าตัดแตกร้าว ซึ่งมีค่าสติฟเนสน้อยกว่าสติฟเนสเริ่มต้น (initial elastic stiffness) ของแบบจำลองไม่เชิงเส้นในวิธี NLRHA

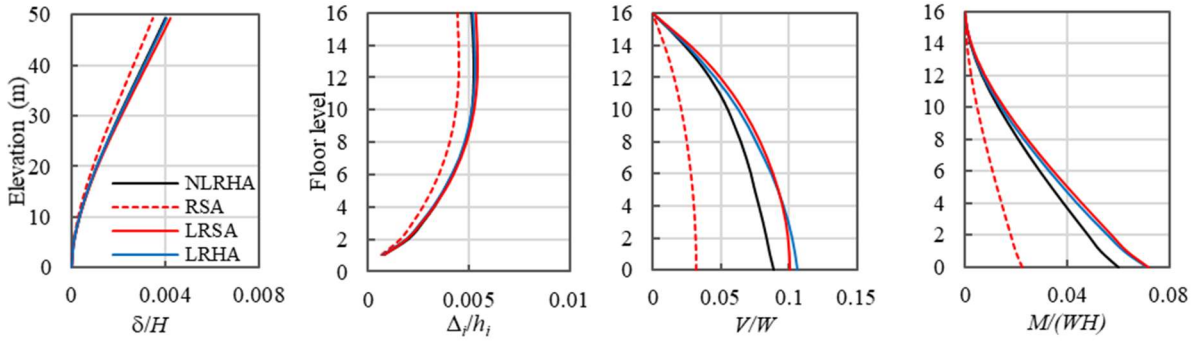
ค่าจากวิธี LRHA มีจุดประสงค์เพื่อแสดงความคลาดเคลื่อนของการใช้กฎการรวมผลตอบสนองสูงสุดจากหลายโหมดแบบ SRSS ที่ใช้ในวิธี LRSA โดย LRHA เป็นค่าที่ถูกต้องกว่า LRSA ส่วนความแตกต่างระหว่าง RSA กับ LRSA เป็นเพราะตัวประกอบ C_d และ R ซึ่งคาดหวังว่าค่าจากวิธี RSA จะเป็นตัวแทนของการตอบสนองแบบอินอิลาสติก หากนำผลการวิเคราะห์จากวิธี LRHA ไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์จากวิธี NLRHA พึงสังเกตว่าความแตกต่างเป็นผลมาจากทั้งการใช้สติฟเนสไม่เท่ากันและการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นเนื่องจากการคราก ในโครงสร้าง การวิเคราะห์ทุกวิธีที่กล่าวมานี้ทำโดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D

ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้น, โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น,การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการกระจัดแต่ละชั้น จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA เปรียบเทียบดังรูปที่ 3.34 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจัดในรูปที่ 3.34 พิจารณาที่จุดศูนย์กลางมวลในแต่ละชั้น หากพิจารณาการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในตำแหน่งผังอาคารด้านที่ Stiff และ Flexible จะแสดงได้ดังรูปที่ 3.35 ซึ่งพบว่าวิธี LRHA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลจากวิธี LRSA สำหรับกรณี TF และกรณี TSS แต่มีความแตกต่างบ้างกรณี TS หมายความว่าความคลาดเคลื่อนในวิธี LRSA เนื่องจากการรวมผลตอบสนองหลายโหมดเข้าด้วยกันด้วยวิธี SRSS แทนการรวมผลจากหลายโหมดแบบประวัติเวลาตามวิธี LRHA ไม่ได้อยู่ในระดับที่น่าเป็นห่วง ในกรณี TS การใช้วิธี CQC น่าจะเหมาะสมกว่า SRSS เพราะมีสองโหมดที่มีคาบใกล้กัน

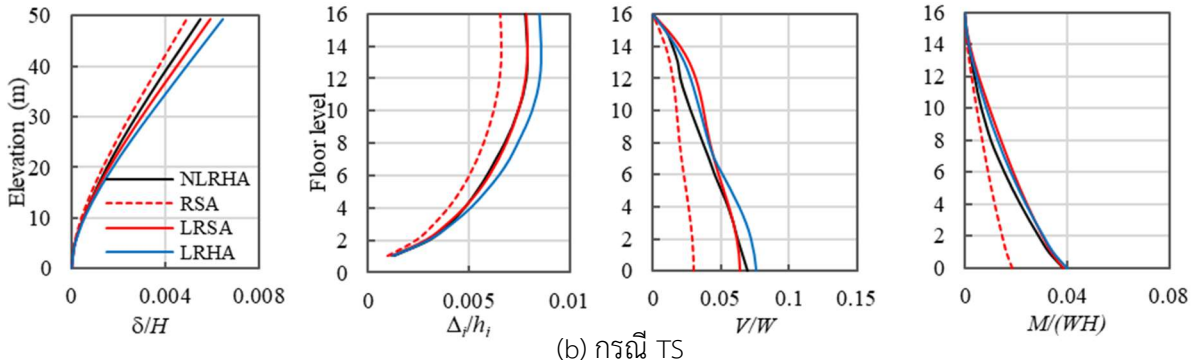
จะเห็นได้ว่าวิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจัดที่จุดศูนย์กลางมวล ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้องจากวิธี NLRHA ในขณะที่วิธี LRSA ให้ค่าที่ถูกต้องดี ถึงแม้ว่าจะคำนวณด้วยแบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้น

วิธี LRSA และวิธี LRHA ให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ด้าน stiff edge ที่ต่ำเกินไปเล็กน้อย แต่ให้ค่าที่สูงเกินไปเล็กน้อยที่ด้าน flexible edge เมื่อเปรียบเทียบกับผลจากวิธี NLRHA (รูปที่ 3.35) ซึ่งปกติแล้วค่าการกระจัดและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ด้าน flexible edge เป็นที่น่าสนใจมากกว่าด้าน stiff edge วิธี RSA ให้ค่าการประเมินที่ต่ำเกินไปอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA โดยผลลัพธ์ที่แสดงดังกล่าวไม่ได้

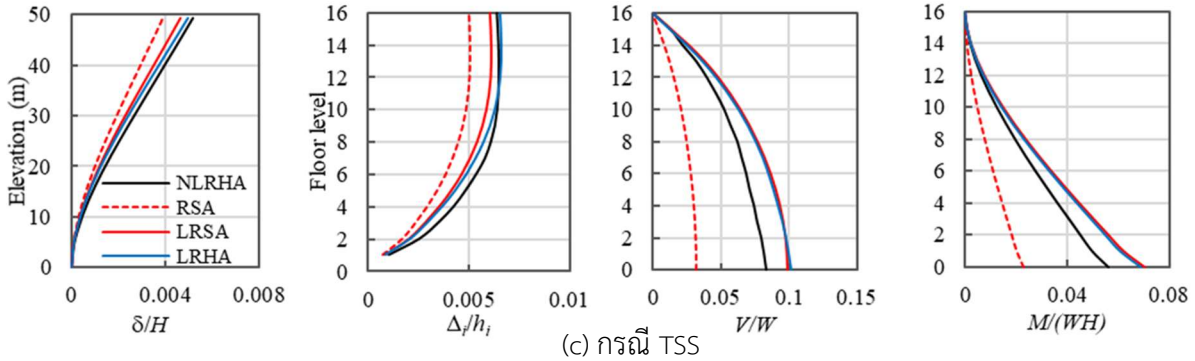
รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ แม้ว่าในการออกแบบที่ทำการศึกษาอาคารนี้จะมีการพิจารณาแรงบิดโดยบังเอิญร้อยละ 5



(a) กรณี TF

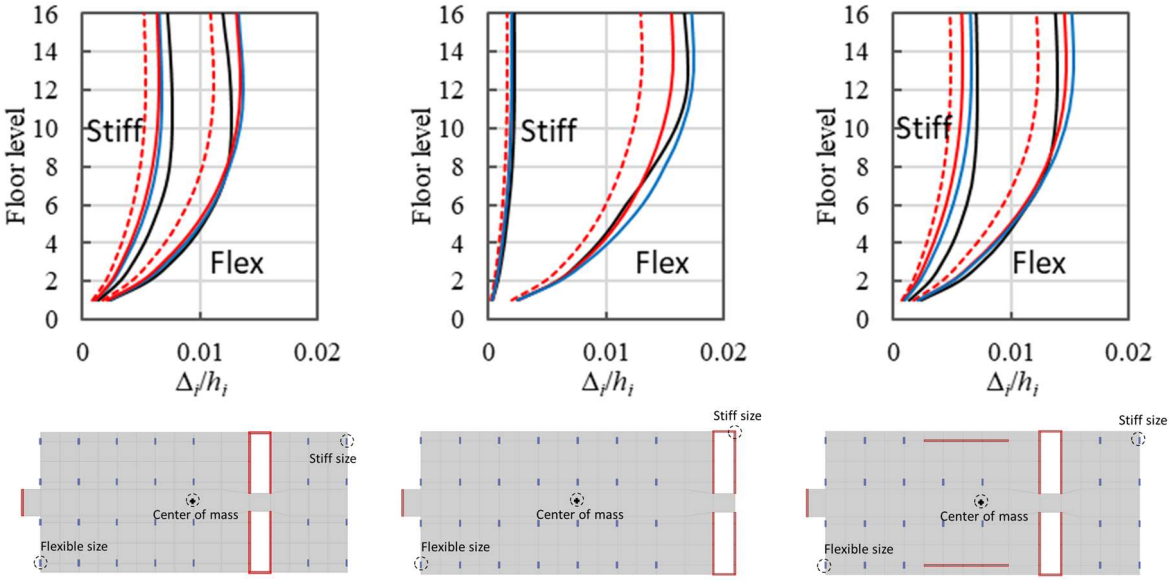


(b) กรณี TS



(c) กรณี TSS

รูปที่ 3.34 ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้น, โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น,การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM และการกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y



(a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS

รูปที่ 3.35 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ด้าน stiff และด้านที่ flexible จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y

3.6.1.4 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด

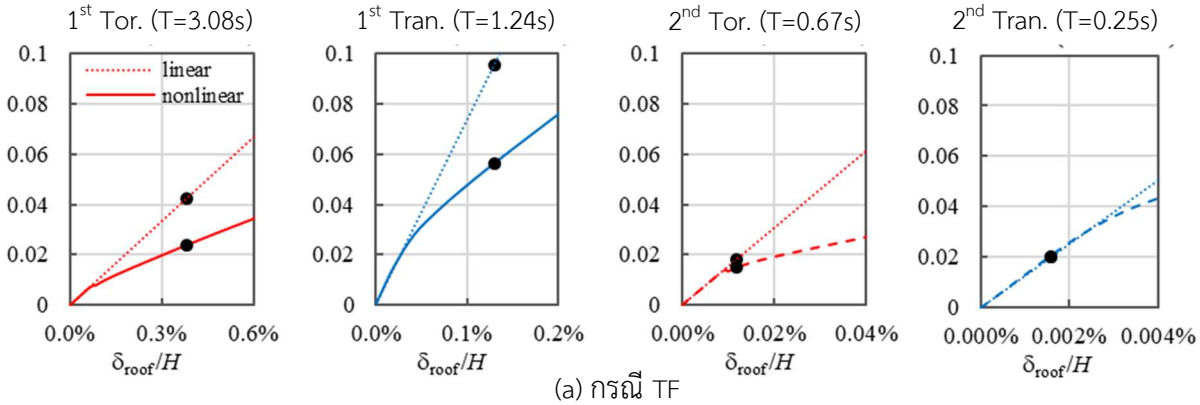
ในการพิจารณาการตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด ใช้วิธี modal pushover analysis (MPA) (Chopra and Geol 2002) เพื่อศึกษาทั้งแบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น สติฟเนสของโครงสร้างเชิงเส้นจะเท่ากับสติฟเนสของโครงสร้างไม่เชิงเส้นในตอนแรกเริ่ม ซึ่งแบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นนี้จะมีคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนเป็นแบบยังไม่แตกร้าวแตกต่างจากแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในวิธี RSA ให้หัวข้อที่แล้ว ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากต้องการเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบเชิงเส้นและโครงสร้างไม่เชิงเส้นที่มีสติฟเนสช่วงต้นเท่าเทียมกันเพื่อศึกษาพฤติกรรมเชิงไม่เส้นของแต่ละโหมด โดยในที่นี้จะพิจารณา 4 โหมดแรก แบบจำลองโครงสร้างถูกผลักด้วยแรงด้านข้างที่มีการกระจายแรงตามเวกเตอร์ผลคูณระหว่างเมทริกซ์มวลและเวกเตอร์รูปร่างซึ่งประกอบด้วยแรงในแนวแกน 2 แกนและโมเมนต์รอบแกนแนวดิ่งกระทำที่จุดศูนย์กลางของมวลในไดอะแฟรมพื้นแข็งแต่ละชั้น ค่าการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นบนสุดในแต่ละโหมดถูกสมมติว่าเท่ากับการตอบสนองจากการวิเคราะห์เชิงเส้นของแบบจำลองที่คุณสมบัติหน้าตัดชิ้นส่วนเป็นแบบแตกร้าวก่อนผลักด้วยแรงด้านข้างมีการใส่น้ำหนักบรรทุกแนวดิ่งซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรร้อยละ 25 ก่อนทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี pushover analysis ตัวลดค่าของแรงตอบสนอง (R_i) ในแต่ละโหมดแสดงอยู่ในรูปของค่าอัตราส่วนระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานเชิงเส้นและค่าแรงเฉือนที่ฐานแบบไม่เชิงเส้น คำนวณได้จากวิธี modal pushover analysis ที่เป้าหมายการกระจัดที่ชั้นสูงสุดแต่ละโหมด

รูปที่ 3.36 แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้นกับการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุด ตัวประกอบลดแรงตอบสนอง (R_i) คืออัตราส่วนระหว่างแรงในระบบเชิงเส้นต่อแรงในระบบไม่เชิงเส้นเมื่อการกระจัดที่ยอดอาคารมีค่าเท่ากับ

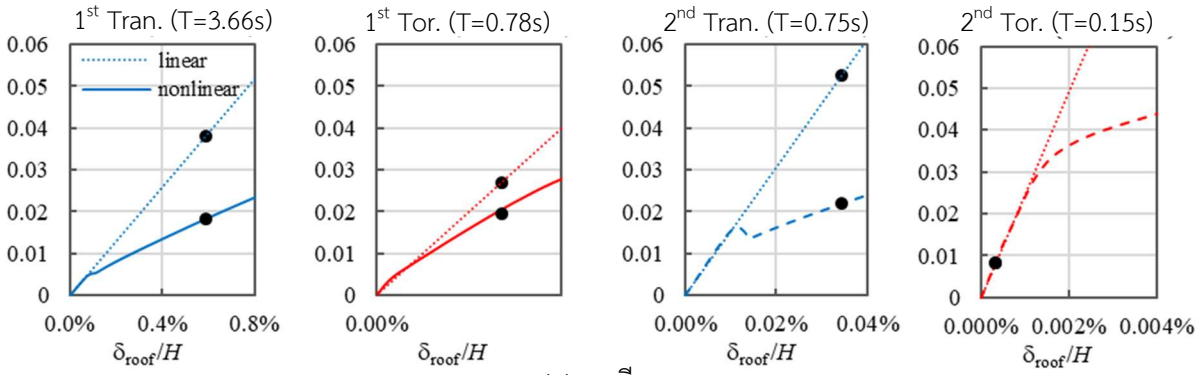
ค่าเป้าหมาย ตัวประกอบลดแรงตอบสนอง (R_i) ของแต่ละโหมดแสดงได้ดังตารางที่ 3.30 จากรูปที่ 3.36 สังเกตได้ว่าการตอบสนองของโหมดที่ 1 และ 2 ที่ค่าเป้าหมายเข้าสู่ช่วงไม่เชิงเส้นหลังการคราก ไปมาก ค่า R_i ของ 2 โหมดแรกมีค่าตั้งแต่ 1.7 ถึง 2.2 แต่ก็ยังมีค่าต่ำกว่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง ($R = 6$) ซึ่งเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบอาคารหลังนี้ 2.7 ถึง 3.5 เท่า ส่วนโหมดที่ 3 และ 4 ยังแทบจะไม่เกิดการครากเมื่อการกระจัดไปที่ค่าเป้าหมาย ยกเว้นโหมดที่ 3 ของกรณี TS (2nd Translation mode) ซึ่งมีค่าอัตราส่วนร่วมของมวลในโหมดที่ 3 ค่อนข้างมาก (21%) ดังตารางที่ 3.24 มีส่วนร่วมในค่าการตอบสนองแรงเฉือนที่ฐานค่อนข้างมาก และโหมดที่ 3 ของกรณี TS (2nd Translation mode)มีค่าการกระจัดที่ชั้นบนสุด (0.034%H) ค่อนข้างมากเทียบกับอาคารกรณีอื่น ดังรูปที่ 3.33b เช่น โหมดที่ 3 ของ กรณี TF มีอัตราส่วนมวลประสิทธิผล 7% ดังตารางที่ 3.23 การกระจัดเป้าหมายเท่ากับ 0.012%H ดังรูปที่ 3.33a และกรณี TSS มีอัตราส่วนมวลประสิทธิผล 9% ดังตารางที่ 3.25 และการกระจัดเป้าหมายเท่ากับ 0.008%H ดังรูปที่ 3.33c ส่วนโหมดที่ 4 ยังคงมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเชิงเส้น ดังนั้นโครงสร้างอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทางทั้งสามกรณี สามารถพิจารณา 2 โหมดแรกว่ามีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นและโหมดอื่นๆ ที่สูงขึ้นสมมติให้มีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น ในการประมาณค่าแรงที่ต้องต้านทาน ซึ่งเป็นแนวคิดหลักของวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA)

ตารางที่ 3.30 ตัวลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) แต่ละโหมด

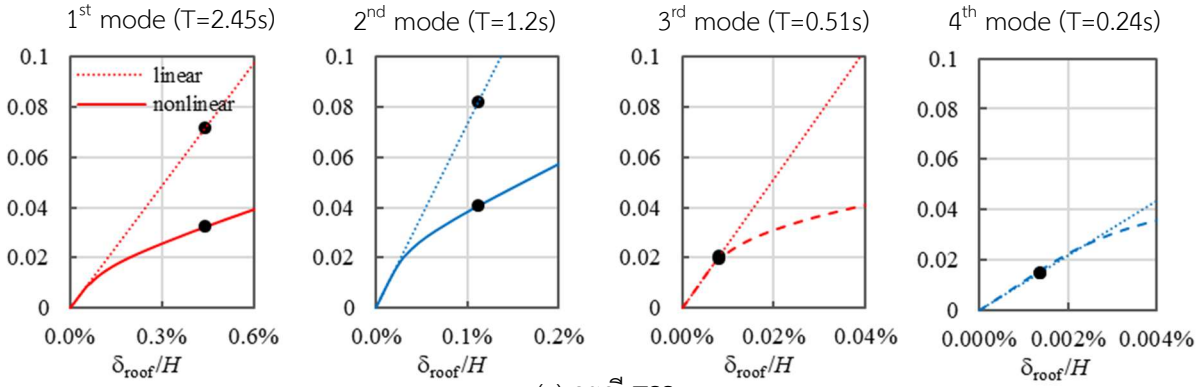
mode order	1st mode	2nd mode	3rd mode	4th mode
กรณี TF	1.79	1.69	1.20	1.00
กรณี TS	2.08	1.37	2.40	1.00
กรณี TSS	2.22	2.02	1.07	1.00



(a) กรณี TF



(b) กรณี TS



(c) กรณี TSS

รูปที่ 3.36 แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้นกับการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุดสำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS

3.6.1.5 วิธี Modified response spectrum analysis (MRSA)

3.6.1.5.1 การคำนวณค่าแรงเฉือนในกำแพงและเสา

จากข้อสังเกตในหัวข้อที่แล้ว โหมดที่ 3 ขึ้นไปของอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทาง สามารถสมมติว่ามีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น จึงมีการเสนอวิธี RSA ที่ถูกปรับปรุงโดยโหมดสูงเป็นแบบยืดหยุ่น (Modified Response Spectrum Analysis assuming Higher modes Elastic, $MRSA_{HE}$) คล้ายกับที่เคยเสนอสำหรับอาคารสม่ำเสมอในการวิจัยในอดีต โดยนำมาประยุกต์ใช้กับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดทิศทางเดียวโดยพิจารณาสองโหมดแรกแบบไม่ยืดหยุ่นและโหมดที่สูงขึ้นแบบยืดหยุ่น พฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นของสองโหมดแรกคำนวณได้จากค่ายืดหยุ่นของสองโหมดแรกคูณด้วย $\left(SF\times\Omega_0\right)/R$ ในบางกรณี SF อาจจะมีค่ามากกว่า 1 มาก เช่น กรณี TS มีค่า $SF=2.84$ ดังตารางที่ 3.28 ส่งผลให้ $\left(SF\times\Omega_0\right)/R>1$ หมายความว่าจะทำให้แรงเฉือนมีค่ามากกว่าการตอบสนองแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ซึ่งไม่น่าเป็นเช่นนั้น ในที่นี้จึงเห็นควรจำกัดค่า $\left(SF\times\Omega_0\right)/R$ ไม่ต้องมีค่ามากกว่า 1 ดังนั้นสมการของวิธี $MRSA_{HE}$ สำหรับคำนวณค่าแรงเฉือนของกำแพงหรือเสาในอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดหนึ่งทิศทาง คือ

$$V_{\mathrm{MRSA_{HE}}}=I\sqrt{\left(\frac{SF\times\Omega_0}{R}\right)^2\left(V_{1e}^2+V_{2e}^2\right)+V_{3e}^2+V_{4e}^2\cdots} \tag{3.1}$$

โดยที่ $\frac{SF\times\Omega_0}{R}\le 1,$ และ V_{ie} คือแรงเฉือนยืดหยุ่นเชิงเส้นในโหมด i สมการนี้มีข้อจำกัดคือการตอบสนองในโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานควรจะมีการคราดน้อยหรือไม่เกิดการคราก การตอบสนองในช่วงอินอิลาสติกเกิดในโหมดพื้นฐานเป็นหลัก ส่วนความสูงของอาคารและลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่มากระทำจะถูกนำไปพิจารณารวมอยู่ในค่าตอบสนองของแต่ละโหมดอยู่แล้ว ความสูงอาคารและพื้นที่ที่ตั้งอาคารจึงไม่ถือเป็นข้อจำกัดของวิธีการคำนวณนี้ สมการนี้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้คำนวณแรงเฉือนเพื่อการออกแบบองค์อาคารกำแพงและเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

Khy และคณะ (2019) ได้เสนอวิธี RSA ที่ถูกปรับปรุงโดยพิจารณาโหมดสูงเป็นแบบไม่ยืดหยุ่น (Modified Response Spectrum Analysis assumging Higher modes Inelastic, $MRSA_{HI}$) ซึ่งใช้ตัวประกอบลดค่าแรง (R_i) ในแต่ละโหมดไปหารค่าการตอบสนองแบบยืดหยุ่นในแต่ละโหมดด้วยค่า R_i ที่แตกต่างกันตามแต่ละโหมด ซึ่งได้จากการทำ modal pushover analysis ดังที่ได้แสดงในหัวข้อที่แล้ว ค่าแรงเฉือนจากวิธี $MRSA_{HI}$ คำนวณได้จากสมการ

$$V_{\mathrm{MRSA_{HI}}}=I\sqrt{\left(\frac{V_{1e}}{R_1}\right)^2+\left(\frac{V_{2e}}{R_2}\right)^2+\left(\frac{V_{3e}}{R_3}\right)^2+\left(\frac{V_{4e}}{R_4}\right)^2+\cdots} \tag{3.2}$$

ผลจากการคำนวณด้วยวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ถูกนำมาเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA เพื่อประเมินความถูกต้องของทั้งสองวิธีดังกล่าว และทดลองใช้วิธี Modified modal pushover analysis (MMPA) ซึ่งถูกเสนอโดย Chopra และคณะ (2004) ด้วย เนื่องจากวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี MMPA มีสมมติฐานพฤติกรรมยืดหยุ่นที่โหมดสูงเหมือนกัน อย่างไรก็ตามมีข้อสังเกตว่าแบบจำลองเชิงเส้นสำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ ใช้กับหน้าตัดที่มีพฤติกรรมแตกร้าว ขณะที่วิธี $MRSA_{HI}$ และวิธี MMPA ต้องการแบบจำลองไม่เชิงเส้นเพื่อคำนวณค่า R_i สำหรับวิธี $MRSA_{HI}$ และเพื่อคำนวณการตอบสนองไม่ยืดหยุ่นของสองโหมดแรกสำหรับวิธี MMPA

ผลการคำนวณสำหรับวิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$ และวิธี MMPA ที่จะแสดงต่อไปนี้พิจารณา 6 โหมดแรกของอาคารในทิศทางที่แผ่นดินไหวกระทำ โดยในวิธี $MRSA_{HI}$ พิจารณา 4 โหมดแรกเป็นการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นซึ่งมีการหารด้วย R_i ส่วนโหมดที่ 5 และ 6 ที่สูงขึ้นถูกสมมติว่ามีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ค่าตัวประกอบปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์แสดงดังตารางที่ 3.28 ในวิธี $MRSA_{HE}$ ใช้ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกิน $\Omega_0 = 2.5$

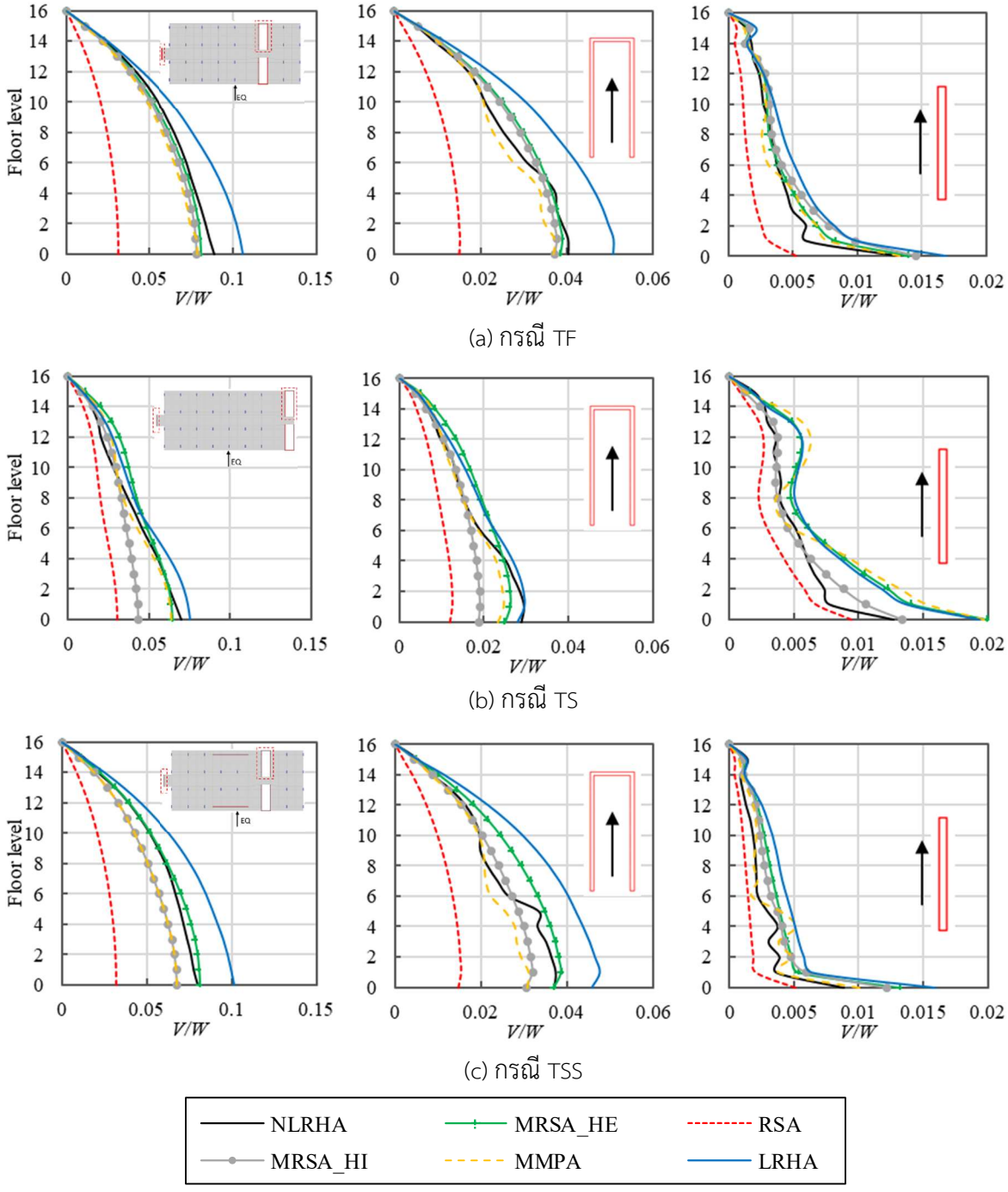
ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS คำนวณจากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA แสดงดังรูปที่ 3.37 พบว่าวิธี $MRSA_{HE}$ วิธี $MRSA_{HI}$ และวิธี MMPA ให้ค่าที่สูงขึ้นและถูกต้องกว่าวิธี RSA ทุกกรณี ถึงแม้วิธี $MRSA_{HE}$ คำนวณค่าแรงเฉือนไม่ยืดหยุ่นในสองโหมดแรกแบบประมาณ ผลที่ได้มีความถูกต้องดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA ในทุกกรณี ระดับความถูกต้องดีใกล้เคียงกับวิธี MMPA

ความถูกต้องของวิธี $MRSA_{HI}$ และวิธี MMPA ขึ้นอยู่กับการวิเคราะห์ modal pushover analysis และการเคลื่อนตัวเป้าหมาย วิธี $MRSA_{HI}$ ให้ผลการประมาณค่าแรงเฉือนที่ดีสำหรับอาคารกรณี TF (รูปที่ 3.36a) ต่ำกว่าที่ถูกต้องเล็กน้อยสำหรับกรณี TSS (รูปที่ 3.36c) และต่ำกว่าที่ค่าถูกต้องอย่างมากสำหรับกรณี TS (รูปที่ 3.36b) สำหรับกรณี TS แม้ว่า pushover analysis จะเกิดความสัมพันธ์ไม่ยืดหยุ่นมากในโหมดที่ 3 (2^{nd} Translation ดังรูปที่ 3.36b) ซึ่งมีการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่มากเมื่อเทียบกับอาคารกรณี TF และกรณี TSS แม้ว่าวิธี MMPA พิจารณาโหมดดังกล่าวเป็นพฤติกรรมยืดหยุ่นแต่ก็ยังให้ผลที่ค่อนข้างถูกต้องดีเมื่อเทียบกับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA ดังรูปที่ 3.37b

รูปที่ 3.38 แสดงค่าแรงเฉือนในเสาในรูปของความเค้นเฉือนและเปรียบเทียบผลการคำนวณจากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA

วิธี MMPA สามารถประมาณค่าแรงเฉือนในเสาดีกว่า วิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ เมื่อใช้ค่าจากวิธี NLRHA เป็นค่าอ้างอิง ความถูกต้องในการประมาณค่าแรงเฉือนในเสาสำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ยังไม่ดีเมื่อเทียบกับการประมาณค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้น เนื่องมาจากการกระจายแรงในแต่ละชั้นเข้าสู่ส่วนประกอบโครงสร้างที่ชั้นนั้นๆแตกต่างกัน สำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ แรงที่กระจายขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสยืดหยุ่นเริ่มต้นของชิ้นส่วนโครงสร้าง สำหรับวิธี MMPA ค่าแรงเฉือนสองโหมดแรกทำให้การกระจายคลื่นไหวสะเทือนแบบไม่เชิงเส้นมีความแม่นยำมากขึ้นในลักษณะที่คล้ายกับ NLRHA ซึ่งทำให้วิธี MMPA มีความถูกต้องกว่าวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ สำหรับการประมาณค่าแรงเฉือนในชิ้นส่วนต่างๆของโครงสร้าง

อย่างไรก็ตามสำหรับอาคารสูงที่มีกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ค่าแรงเฉือนที่เสามีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนในหน้าตัดเสา ยกตัวอย่างเช่น ความเค้นเฉือนของเสาในงานวิจัยนี้มีค่าน้อยกว่า 0.15 MPa ซึ่งมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต $\sigma_c = \phi 0.17\sqrt{f'_c} = 0.72 MPa$ ดังรูปที่ 3.35 ความถูกต้องของการคำนวณค่าแรงเฉือนในเสาจึงไม่น่ากังวลเท่ากับแรงเฉือนในกำแพง

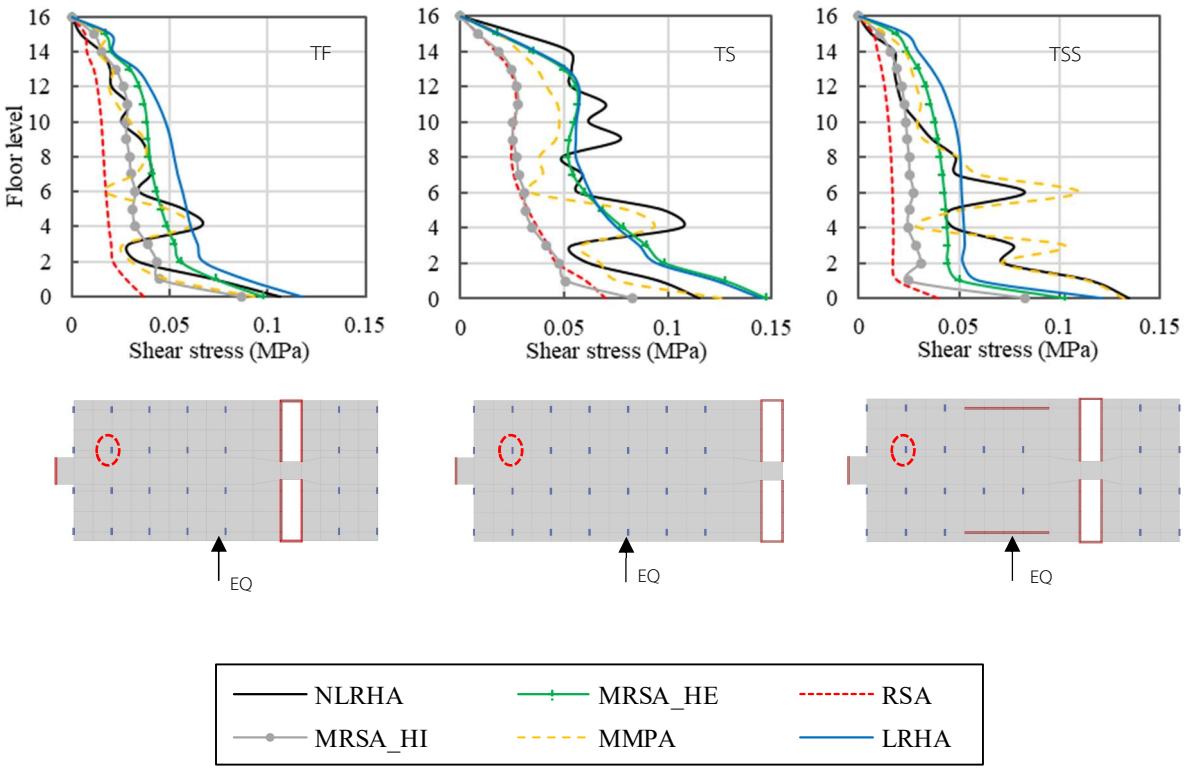


(a) กรณี TF

(b) กรณี TS

(c) กรณี TSS

รูปที่ 3.37 ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS คำนวณจากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y



รูปที่ 3.38 แสดงค่าแรงเฉือนในเสาหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS จากการคำนวณด้วยวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y (ความสามารถรับแรงเฉือนของคอนกรีตเท่ากับ 0.72 MPa)

3.6.1.5.2 การคำนวณค่าความเครียด

ในวิธี MRSA ค่าโมเมนต์แรงดัดคำนวณและออกแบบได้เหมือนกับวิธี RSA การครากอาจเกิดขึ้นที่ตำแหน่งต่างๆตลอดความสูงของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสา จึงจำเป็นต้องหาตำแหน่งที่น่าจะเกิดการครากของเหล็กเสริมในแนวดิ่งหรือการอัดประลัยของคอนกรีตในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสา เพื่อจะได้เตรียมเสริมเหล็กปลอกโอบรัดเพื่อเพิ่มความเหนียวให้แก่ชิ้นส่วนโครงสร้างในตำแหน่งเหล่านั้น การตรวจสอบการครากหรือการอัดประลัยทำได้โดยประมาณค่าความเครียด ซึ่งวิธี MRSA เสนอวิธีการที่ใช้ค่าแรงอัดตามแนวแกนดิ่งและโมเมนต์ดัดจากการวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นเชิงเส้นในการประมาณค่าความเครียดทั้งความเครียดค่าความเครียดดึงและความเครียดอัดสูงสุดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสาซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$\varepsilon_t = \frac{P}{E_c A_g} + \frac{M}{E_c I_{eff}}\left(c + \frac{c_{\text{long}}}{3}\right) \tag{3.3}$$

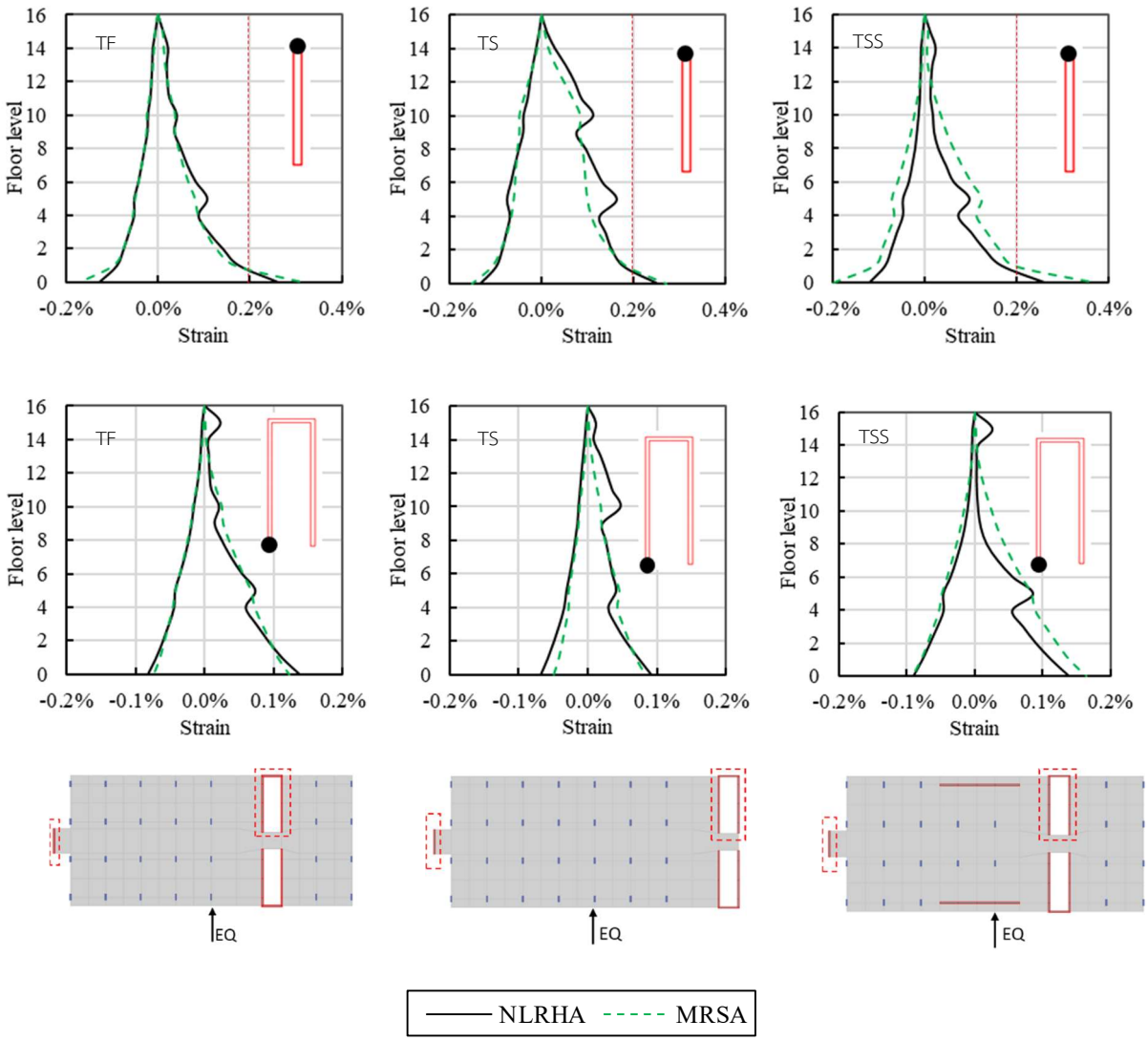
$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_c A_g} - \frac{M}{E_c I_{eff}}\left(c - \frac{c_{\text{long}}}{3}\right) \tag{3.4}$$

ซึ่ง ε_t และ ε_c คือค่าความเครียดดึงและความเครียดอัดสูงสุดตามลำดับ โดย M และ P คือค่าโมเมนต์ดัดยืดหยุ่นและค่าแรงในแนวแกนจากการคำนวณด้วยวิธี RSA แบบยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมกับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งตามลำดับ, c คือระยะของแกนกลางยืดหยุ่นถึงตำแหน่งที่มีการคำนวณความเครียด, A_g คือหน้าตัดประสิทธิผลของกำแพงหรือเสา, E_c คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, และ I_{eff} คือค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลของหน้าตัดกำแพงหรือเสา ดังแสดงในตารางที่ 6.6.3.11(b) ของมาตรฐาน ACI318M-14

$$0.35I_g \le I_{eff} = \left(0.80 + 25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5\frac{P_u}{P_0}\right)I_g \le 0.875I_g \tag{3.5}$$

โดย I_g คือค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดรวม, A_{st} คือพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมในแนวดิ่งในกำแพงหรือเสา, M_u และ P_u คือโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนออกแบบซึ่งให้ค่า I_{eff} น้อยที่สุด, h คือความลึกของหน้าตัดเสาหรือความยาวของกำแพง, และ P_0 คือกำลังตามแนวแกนที่หน้าตัดไม่มีการเยื้องศูนย์

รูปที่ 3.39 แสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดอัดและดึงตลอดความสูงของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่คำนวณได้จากวิธี MRSA และวิธี NLRHA (ซึ่งค่าความเครียดดึงมีค่าเป็นบวก) โดยไม่ได้แสดงความเครียดในเสาเนื่องจากเสาส่วนใหญ่เป็นชิ้นส่วนที่ทำหน้าที่ต้านแรงในแนวดิ่งและไม่เกิดการครากในเสาจึงไม่จำเป็นต้องทำการคาดเดาการเกิดความเครียดในเสา และจากการคาดเดาความเครียดด้วยวิธีต่างๆ พบว่าวิธี MRSA สามารถประมาณค่าความเครียดไม่ยืดหยุ่นได้ดีเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA การครากของเหล็กเสริมในแนวดิ่งเกิดขึ้นที่ชั้นแรกของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในด้านที่ยืดหยุ่นทั้งอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS ความเครียดอัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กน้อยกว่าร้อยละ 0.2 สำหรับทุกกรณี



รูปที่ 3.39 เปรียบเทียบค่าความเครียดในกำแพงรับแรงเฉือนและกำแพงรับแรงเฉือนรูปตัว C สำหรับอาคาร กรณี TF กรณี TS และกรณี TSS จากวิธี RSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y (จุดสีดำแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)

3.6.1.6 สรุป

จากที่ได้ทำการวิเคราะห์อาคารที่มีการคู่ควบระหว่างการบิดรอบแกนดิ่งกับการเคลื่อนที่ในแนวราบทิศทางเดียว ซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 16 ชั้น (B16) ที่มีความสมมาตรรอบแกนเดียว และมีลักษณะความไม่ปกติเชิงการบิด 3 กรณีคือ (1) torsionally-flexible (TF), (2) torsionally-stiff (TS) และ (3) torsionally-similarly stiff (TSS) สมมติว่าตั้งอยู่ที่ กทม. ด้วยวิธี RSA MRSA MPA และ NLRHA เพื่อประเมินความถูกต้องของวิธี RSA และวิธี MRSA สรุปผลได้ดังนี้

1. วิธี LRSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของพื้นชั้นต่างๆและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นถูกต้องดีเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA ส่วนวิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของพื้นชั้นต่างๆและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ต่ำเกินไปเล็กน้อย แต่ RSA ให้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำกว่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA อย่างมาก หมายความว่าแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA
2. สองโหมดแรก (โหมดที่ 1 สำหรับโหมดของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่งและโหมดของการเคลื่อนที่ในแนวแกน) พบว่ามีคุณสมบัติไม่ยืดหยุ่นในขณะที่โหมดที่สูงขึ้นสามารถสมมติให้มีพฤติกรรมยืดหยุ่นได้
3. วิธี $MRSA_{HE}$ ที่ใช้ค่าการตอบสนองแบบอิลาสติกสองโหมดแรกคูณด้วย $(SF \times \Omega_0)/R$ และค่าการตอบสนองแบบอิลาสติกสำหรับโหมดที่สูงขึ้นไป มารวมกับด้วยวิธีการรวมโหมด (modal combination rule) ของ RSA เช่น SRSS หรือ CQC ค่าแรงเฉือนในกำแพงที่ได้มีความถูกต้องดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA สำหรับทุกกรณี
4. วิธี $MRSA_{HI}$ ที่ใช้การลดแรงตอบสนองที่แตกต่างกันในแต่ละโหมดด้วยตัวประกอบ R_i เมื่อเทียบผลการวิเคราะห์แรงเฉือนในกำแพงกับวิธี NLRHA สำหรับอาคาร B16 กรณี TF และกรณี TSS พบว่ามีความถูกต้องดี แต่ให้ค่าแรงเฉือนที่ต่ำเกินไปบ้างในกรณี TS
5. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้การวิเคราะห์ยืดหยุ่นให้ผลที่ดีเมื่อเทียบกับผลของวิธี NLRHA

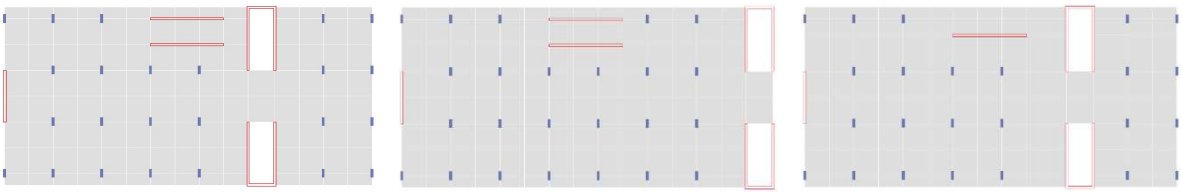
3.6.2 วิธี MRSA สำหรับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางภายใต้แผ่นดินไหวแบบสองทิศทาง

3.6.2.1 รายละเอียดอาคาร

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 16 ชั้นซึ่งเดิมเป็นอาคารที่มีความสมมาตรหนึ่งแนวแกนแสดงดังรูปที่ 3.9 ถูกนำมาปรับแก้ไม่ให้มีความสมมาตรในผังเพื่อให้มีการคู่ควบของโหมดการบิดตัวรอบแกนดิ่งกับการเคลื่อนตัวในแนวราบทั้งสองทิศทาง การปรับแก้ได้แก่ (1) มีการเพิ่มกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 25 ซม. วางตัวในทิศทาง X ที่ตำแหน่งช่วงกลางอาคารแต่เยื้องไปด้านบนของผัง (2) เพิ่มความหนาของกำแพงที่วางตัวในทิศทาง Y ที่ด้านซ้ายของผังจาก 25 ซม.เป็น 30 ซม. และเปลี่ยนตำแหน่งให้ตรงกับเส้นกริดของเสาที่ด้านซ้าย และ (3) กำหนดให้กำแพงรูปตัว C สั้นลงเพื่อให้ตรงกับเส้นกริดของเสาในทิศทาง X ดังรูปที่ 3.40a

มีการพิจารณาลักษณะความไม่ปกติของการบิดตัว 3 กรณี ได้แก่ TF TS และ TSS คล้ายกับในหัวข้อ 3.6.1 ซึ่งอาคารที่ได้จากการปรับแก้ข้างต้นดังรูปที่ 3.40a จัดเป็นกรณี TF ในกรณี torsionally-stiff (TS) กำแพงรูปตัว C จะถูกย้ายไปด้านขวาสุดของผังอาคารดังรูปที่ 3.40b สำหรับกรณี torsionally-similarly-stiff (TSS) อาคารมีอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทางแกน X และแกน Y (Ux, Uy) และความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกน Z (Rz) มีค่าเท่ากัน ซึ่งอาคารในกรณี TSS ได้จากการปรับแก้อาคาร TF โดยย้ายกำแพงรูปตัว C ไปทางด้านขวาเล็กน้อยจนทำให้ค่าอัตราส่วนร่วมของมวล Uy เท่ากับค่าความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz จากนั้นแทนที่กำแพงขนาด 25 ซม. ที่วางตัวในทิศทาง X ด้วยกำแพงขนาด 30 ซม.และทำการเลื่อนตำแหน่งในผังลงจนค่า Ux, Uy และ Rz มีค่าเท่ากัน ได้อาคารกรณี TSS ดังรูปที่ 3.40c

คุณสมบัติพื้นฐานจากแบบจำลองเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติหน้าตัดแตกร้าวของอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS แสดงในตารางที่ 3.31 ตารางที่ 3.32 และ ตารางที่ 3.33 ตามลำดับ สำหรับอาคารกรณี TF โหมดแรกคือโหมดการเคลื่อนที่ของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่ง สำหรับอาคารกรณี TS โหมดแรกคือโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกน Y และสำหรับอาคารกรณี TSS โหมดแรกมีความสอดคล้องกันอย่างมากระหว่างโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกน X, แกน Y และโหมดการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่ง ซึ่งในกรณี TSS ไม่สามารถแยกโหมดเชิงการบิดและโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกนราบได้ ตารางที่ 3.34, ตารางที่ 3.35, และ ตารางที่ 3.36 แสดงรูปทรงของโหมดและคาบของสามโหมดแรกของอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS ตามลำดับ



(a) TF system (b) TS system (c) TSS system

1^{st} – 16^{th} floors

รูปที่ 3.40 แปลนอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางสำหรับ
(a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS

ตารางที่ 3.31 คาบธรรมชาติและอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล 20 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติของอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางกรณี TF

mode	T (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1	2.67	18%	19%	29%
2	2.04	37%	29%	1%
3	1.66	11%	18%	37%
4	0.53	7%	4%	8%
5	0.40	11%	7%	1%
6	0.31	1%	8%	10%
7	0.21	3%	1%	3%
8	0.16	4%	2%	1%
9	0.12	0%	3%	4%
10	0.12	1%	1%	1%
11	0.09	2%	1%	0%
12	0.08	1%	0%	1%
13	0.07	0%	2%	2%
14	0.06	1%	0%	0%
15	0.06	0%	0%	1%
16	0.05	0%	1%	1%
17	0.05	1%	0%	0%
18	0.04	0%	0%	0%
19	0.04	0%	0%	0%
20	0.03	0%	1%	0%

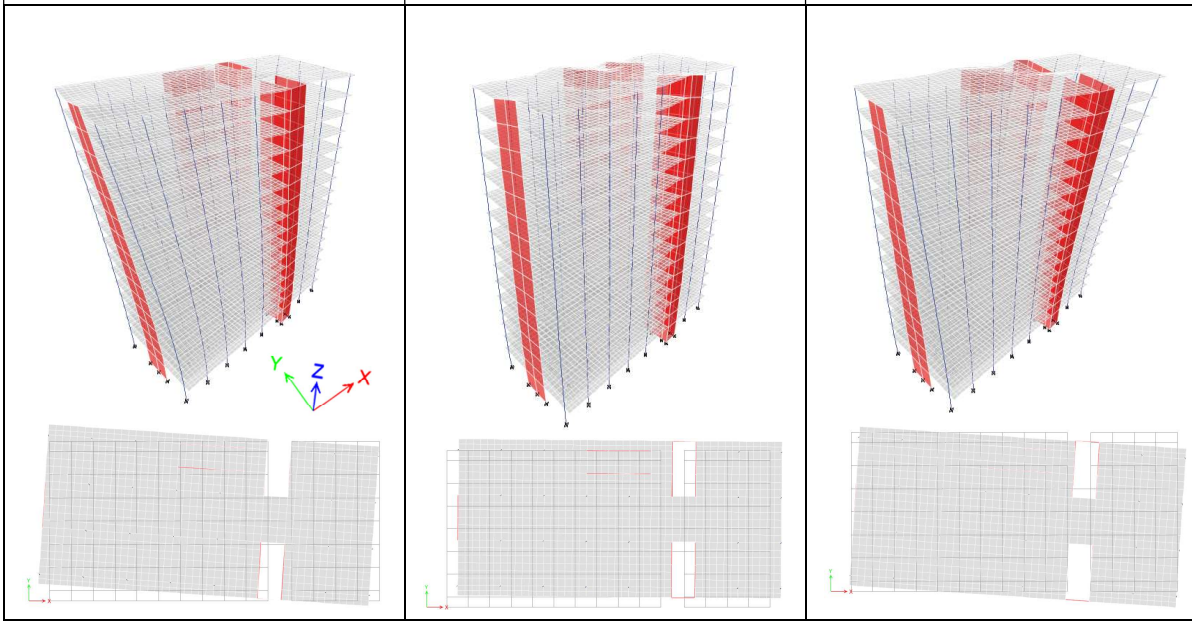
ตารางที่ 3.32 คาบธรรมชาติและอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล 20 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติของอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางกรณี TS

mode	T (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1	3.07	6%	45%	15%
2	2.25	60%	6%	0%
3	1.26	1%	14%	50%
4	0.60	2%	13%	4%
5	0.43	18%	2%	0%
6	0.23	1%	4%	2%
7	0.22	0%	5%	15%
8	0.17	6%	1%	0%
9	0.13	0%	2%	1%
10	0.10	3%	0%	0%
11	0.09	0%	2%	5%
12	0.08	0%	1%	1%
13	0.06	1%	0%	0%
14	0.06	0%	1%	0%
15	0.05	0%	1%	2%
16	0.05	1%	0%	0%
17	0.05	0%	0%	0%
18	0.04	0%	0%	0%
19	0.04	0%	0%	0%
20	0.03	0%	0%	1%

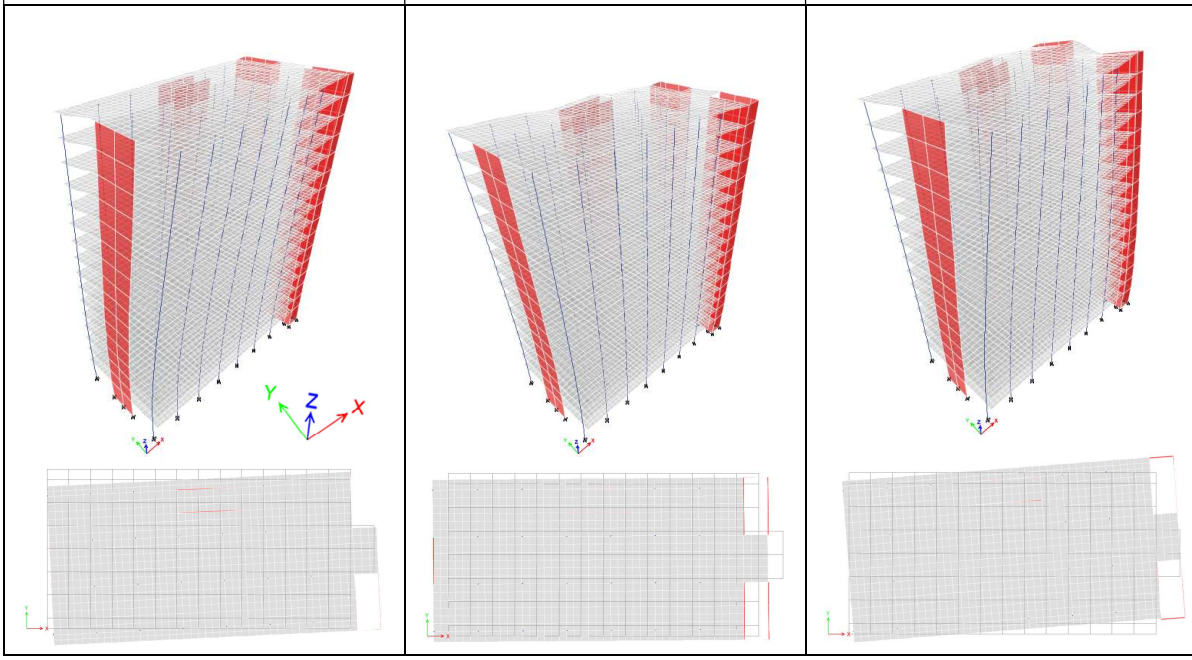
ตารางที่ 3.33 คาบธรรมชาติและอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล 20 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติของอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางกรณี TSS

mode	T (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1	2.79	22%	22%	22%
2	2.37	44%	17%	5%
3	1.65	1%	26%	39%
4	0.55	9%	4%	5%
5	0.46	10%	6%	3%
6	0.30	0%	9%	11%
7	0.22	4%	1%	1%
8	0.18	3%	3%	2%
9	0.12	2%	0%	1%
10	0.12	0%	3%	3%
11	0.10	1%	1%	1%
12	0.08	1%	0%	0%
13	0.07	1%	1%	1%
14	0.07	0%	2%	2%
15	0.06	1%	0%	0%
16	0.05	1%	0%	0%
17	0.05	0%	1%	0%
18	0.04	0%	1%	1%
19	0.04	0%	0%	0%
20	0.04	0%	0%	0%

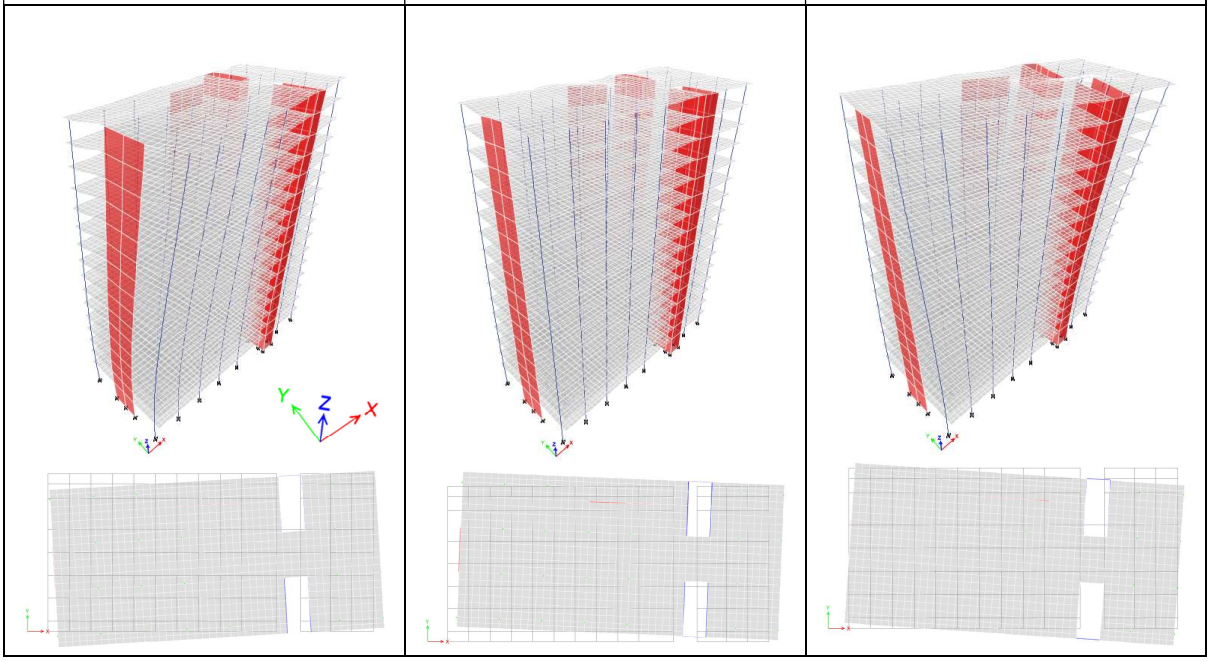
ตารางที่ 3.34 รูปทรงของโหมดและคาบ 3 โหมดแรกของอาคารกรณี TF

Mode shapes and natural periods		
1st mode (T=2.67s) Torsion-dominant	2nd mode (T=2.04s) X-translation-dominant	3rd mode (T=1.66s) Torsion-dominant
		

ตารางที่ 3.35 รูปทรงของโหมดและคาบ 3 โหมดแรกของอาคารกรณี TS

Mode shapes and natural periods		
1st mode (T=3.07s) Y-translation-dominant	2nd mode (T=2.25s) X-translation-dominant	3rd mode (T=1.26s) Torsion-dominant
		

ตารางที่ 3.36 รูปทรงของโหมดและคาบ 3 โหมดแรกของอาคารกรณี TSS

Mode shapes and natural periods		
1st Mode (T=2.79s) Ux-Uy-Rz strong coupling	2nd mode (T=2.37s) X-translation-dominant	3rd mode (T=1.65s) Torsion-dominant
		

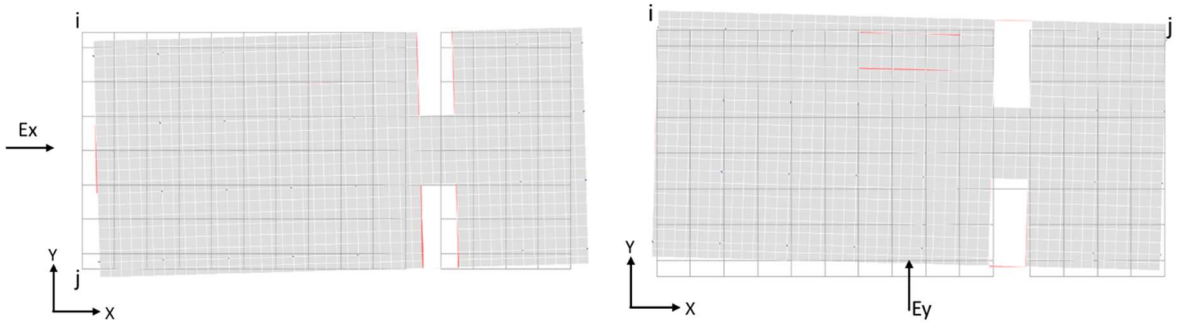
อาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดในแนวแกน X และ Y สามารถจำแนกได้ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302 ด้วยการให้แรงกระทำตามวิธี ELF เพื่อคำนวณหาการกระจัด โดยตำแหน่งของการกระจัดในการตรวจสอบความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด ดังรูปที่ 3.41 ค่าอัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยที่ชั้นต่างๆ ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X และ Y แสดงดังตารางที่ 3.37 และตาราง 3.38 ตามลำดับ ในทิศทาง X ค่าอัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยมากกว่า 1.2 แต่น้อยกว่า 1.4 สำหรับอาคารกรณี TF และค่าอัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยน้อยกว่า 1.2 สำหรับอาคารกรณี TS และกรณี TSS ด้วยเหตุนี้อาคารกรณี TF เป็นอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด (ประเภท 1ก) อาคารกรณี TS และกรณี TSS ไม่ถือว่าเป็นอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดในทิศทาง X ตามมาตรฐาน ASCE 7-10 ในทิศทาง Y ค่าอัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยมากกว่า 1.4 ในทุกกรณี (ตารางที่ 3.38) ดังนั้นอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS ทั้งหมดเป็นอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดอย่างมาก (ประเภท 1ข) ในทิศทาง Y

ตารางที่ 3.37 ค่าอัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยจากการคำนวณด้วยวิธี ELF ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X

story	TF max (Ui, Uj) / Uavg	TF irregularity type	TS max (Ui, Uj) / Uavg	TSS max (Ui, Uj) / Uavg	TS & TSS irregularity type
16	1.22	1a	1.13	1.12	No
15	1.22	1a	1.13	1.12	No
14	1.22	1a	1.13	1.12	No
13	1.22	1a	1.13	1.12	No
12	1.22	1a	1.13	1.12	No
11	1.22	1a	1.13	1.12	No
10	1.22	1a	1.13	1.12	No
9	1.22	1a	1.13	1.12	No
8	1.22	1a	1.13	1.12	No
7	1.22	1a	1.13	1.12	No
6	1.22	1a	1.13	1.12	No
5	1.22	1a	1.13	1.12	No
4	1.22	1a	1.13	1.12	No
3	1.22	1a	1.13	1.12	No
2	1.22	1a	1.13	1.12	No
1	1.22	1a	1.13	1.12	No

ตารางที่ 3.38 ค่าอัตราส่วนการกระจัดสูงสุดต่อการกระจัดเฉลี่ยจากการคำนวณด้วยวิธี ELF ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y

story	TF max (Ui, Uj) / Uavg	TS max (Ui, Uj) / Uavg	TSS max (Ui, Uj) / Uavg	irregularity type
16	1.53	1.65	1.62	1b
15	1.53	1.65	1.62	1b
14	1.53	1.65	1.62	1b
13	1.54	1.65	1.62	1b
12	1.54	1.65	1.62	1b
11	1.54	1.65	1.63	1b
10	1.54	1.65	1.63	1b
9	1.55	1.66	1.63	1b
8	1.55	1.66	1.63	1b
7	1.55	1.66	1.64	1b
6	1.55	1.66	1.64	1b
5	1.56	1.66	1.64	1b
4	1.56	1.66	1.64	1b
3	1.56	1.66	1.65	1b
2	1.56	1.67	1.65	1b
1	1.56	1.66	1.64	1b



(a) Earthquake applied in X-direction (b) Earthquake applied in Y-direction

รูปที่ 3.41 ตำแหน่งของการกระจัดในการตรวจสอบความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดและการเคลื่อนตัวของอาคารกรณี TF ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง (a) ทิศทาง X (b) ทิศทาง Y

ระบบโครงสร้างของอาคารออกแบบด้วยการรวมน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61, 2561) ดังแสดงในหัวข้อ 3.2 การออกแบบน้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่ในแต่ละชั้นแสดงดังตารางที่ 3.27 และการออกแบบต้านทานแรงลมจากข้อบัญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ.2544 ดังตารางที่ 3.17 ค่าความเร่งสเปกตรัมเชิงเส้นตัวแทนแรงแผ่นดินไหวในพื้นที่กรุงเทพมหานครฯ แสดงดังรูปที่ 3.14

แรงภายในโครงสร้างที่คำนวณได้จากวิธี RSA ตาม มยผ. 1301/1302 ต้องถูกปรับเพิ่มค่าหากแรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA (V_t) น้อยกว่าร้อยละ 85 ของแรงเฉือนที่ฐาน (V) จากการคำนวณด้วยวิธี equivalent lateral force (ELF) ซึ่งตัวคูณปรับค่า (scaling factor, SF) สามารถคำนวณได้จาก $0.85V/V_t$ ซึ่ง SF ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1

ในการวิเคราะห์วิธี RSA ใช้แบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้น 3 มิติ พิจารณาคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนของโครงสร้างเป็นหน้าตัดแตกร้าวและมีค่าสติฟเนสประสิทธิผลดังตารางที่ 3.18 คาบพื้นฐานจาก eigenvalue analysis ในวิธี RSA มีค่ามากกว่าค่าสูงสุดของคาบที่ยอมให้ใช้คำนวณแรงในวิธี ELF ตาม มยผ. 1301/1302-61 ค่าคาบสูงสุด (T_a) ตาม มยผ.1301/1302-61 คือ 1.5 เท่าของ 0.02 คูณความสูงอาคารในหน่วยเมตร ($T_a = 1.5 \times 0.02 \times H = 1.48\,\text{sec}$) โดยคาบพื้นฐานของแต่ละทิศทางมาจากโหมดที่มีค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลมากที่สุดในทิศทางนั้นๆ ตารางที่ 3.39 และตารางที่ 3.40 แสดงคาบพื้นฐาน แรงเฉือนที่ฐานโดยวิธี RSA และวิธี ELF และค่าปรับแก้ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และทิศทาง Y ตามลำดับ

เหล็กเสริมที่กำแพงรับแรงเฉือนต้องการในอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS แสดงดังตารางที่ 3.41, ตารางที่ 3.42 และตารางที่ 3.43 ตามลำดับ อาคารกรณี TS ต้องการเหล็กเสริมมากที่สุด และกรณี TF ต้องการเหล็กเสริมน้อยที่สุด อาคารกรณี TSS ต้องการเหล็กเสริมมากกว่าอาคารกรณี TS อย่างไรก็ตามพื้นที่หน้าตัดกำแพงในทิศทาง X ของอาคารกรณี TSS น้อยกว่าอาคารกรณี TF

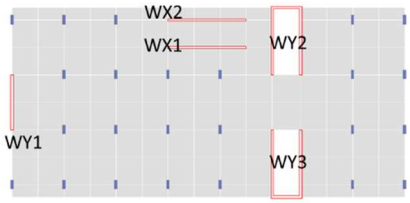
ตารางที่ 3.39 คาบพื้นฐาน แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และ ELF และตัวคูณปรับค่า สำหรับแผ่นดินไหว X

description	กรณี TF	กรณี TS	กรณี TSS
T_1 in RSA from eigen analysis (sec)	2.04	2.25	2.37
T_a ELF (sec)	1.48	1.48	1.48
RSA base shear before scaled (kN)	2007	2043	1706
0.85 ELF design base shear (kN)	3339	3339	3081
scaling factor (SF)	1.66	1.63	1.81

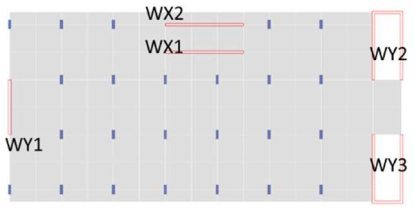
ตารางที่ 3.40 คาบพื้นฐาน แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และ ELF และตัวคูณปรับค่า สำหรับแผ่นดินไหว Y

description	กรณี TF	กรณี TS	กรณี TSS
T_1 RSA (sec)	2.04	3.07	2.79
T_1 ELF (sec)	1.48	1.48	1.48
RSA design base shear (kN)	1921	1355	1501
0.85 ELF design base shear (kN)	3339	3339	3081
scaling factor (SF)	1.74	2.46	2.05

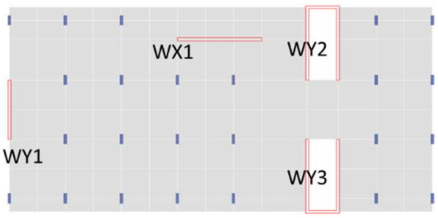
ตารางที่ 3.41 อัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารกรณี TF

Floor	WY1 (th=30cm)	WY2-WY3 (th=25cm)	WX1-WX2 (th=25cm)	
11-16	0.25%	0.25%	0.25%	
6-10	0.68%	0.68%	0.68%	
1-5	2.3%	1.64%	1.25%	

ตารางที่ 3.42 อัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารกรณี TS

Floor	WY1 (th=30cm)	WY2-WY3 (th=25cm)	WX1-WX2 (th=25cm)	
11-16	0.25%	0.25%	0.25%	
6-10	1.0%	0.83%	0.83%	
1-5	3.0%	1.65%	1.31%	

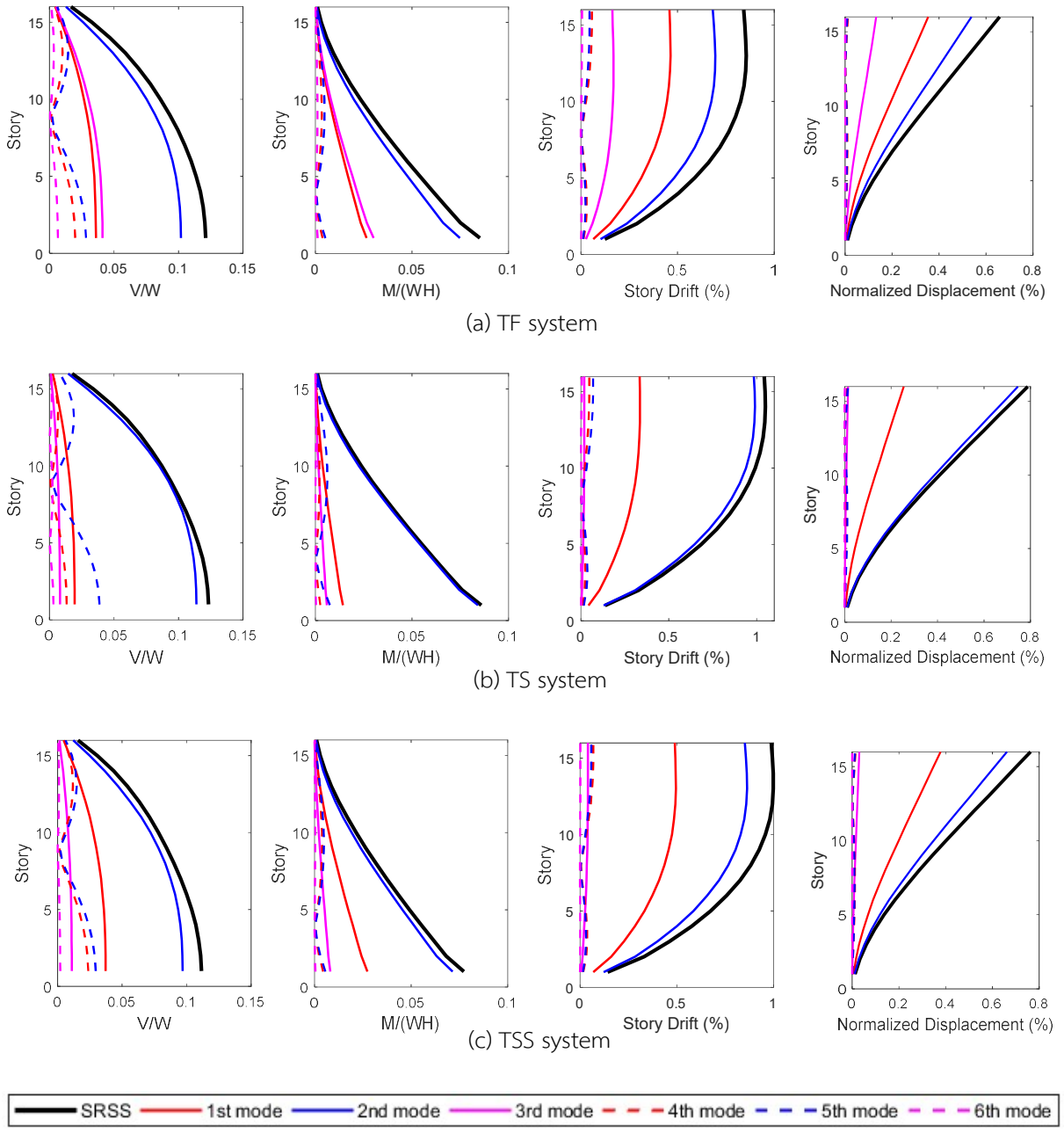
ตารางที่ 3.43 อัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารกรณี TSS

Floor	WY1 (th=30cm)	WY2-WY3 (th=25cm)	WX1 (th=30cm)	
11-16	0.25%	0.25%	0.25%	
6-10	0.74%	0.69%	0.69%	
1-5	2.46%	1.65%	1.43%	

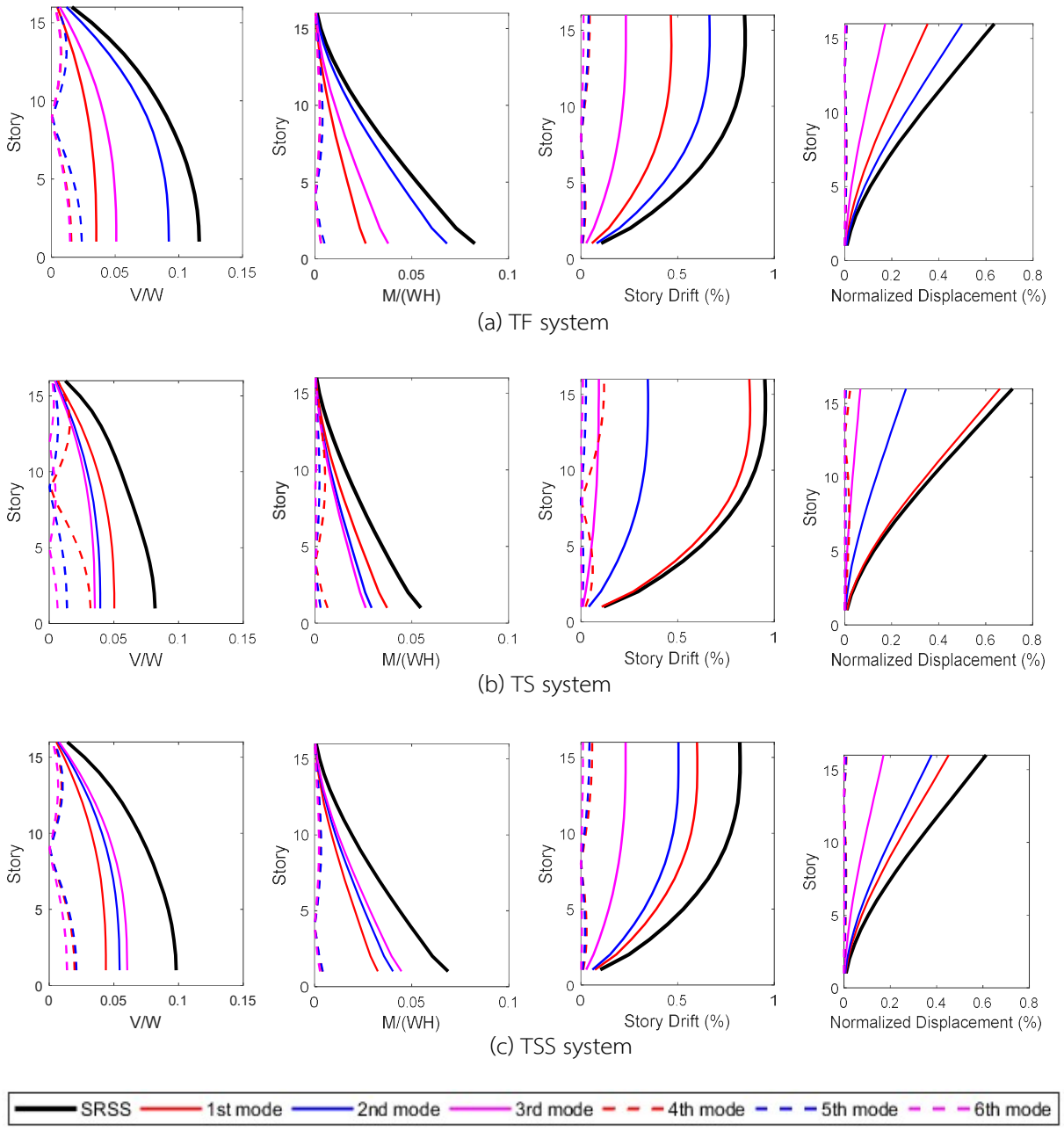
3.6.2.2 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น

การตอบสนองเชิงเส้นในแต่ละโหมดคำนวณได้จากแบบจำลองเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติหน้าตัดแตกร้าวภายใต้แผ่นดินไหวแบบสองทิศทางโดยใช้วิธีการรวมผลจากหลายโหมด (modal contribution rule) แบบ SRSS โดยการตอบสนองเชิงเส้น ซึ่งได้แก่ แรงเฉือนระหว่างชั้น, โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการกระจัดแต่ละชั้นของอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y แสดงดังรูปที่ 3.42 และรูปที่ 3.43 ตามลำดับ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจัดแต่ละชั้นพิจารณาที่ตำแหน่งจุดศูนย์กลางมวล (center of mass, CM)

โดยทั่วไปโหมดการสั่นไหวสามโหมดแรก (โหมดที่ 1, 2 และ 3) มีส่วนสำคัญต่อค่าการตอบสนองรวมส่วนโหมดที่เหลือ (โหมดที่ 4, 5 และ 6) ส่งผลน้อยต่อผลตอบสนองรวม เมื่อพิจารณาค่าการตอบสนองในทิศทาง X (รูปที่ 3.42) โหมดที่ 2 ส่งผลต่อการตอบสนองรวมทั้งระบบมากกว่าโหมดที่ 1 และ 3 แต่เมื่อพิจารณาค่าการตอบสนองในทิศทาง Y (รูปที่ 3.43) โหมดการสั่นไหวสามโหมดแรกส่งผลต่อการตอบสนองทั้งหมดในระดับใกล้เคียงกัน สำหรับอาคารกรณี TF โหมดที่ 2 ส่งผลอย่างมากต่อการตอบสนองของแรงและการกระจัด (รูปที่ 3.43a) ในขณะที่อาคารกรณี TS โหมดที่ 1 ส่งผลมากกว่า (รูปที่ 3.43b) และสำหรับอาคารกรณี TSS โหมดที่ 3 ส่งผลต่อการตอบสนองของแรงแต่โหมดที่ 1 ส่งผลต่อการตอบสนองของการกระจัด (รูปที่ 3.43c)



รูปที่ 3.42 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น : แรงเฉือนระหว่างชั้น, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM, การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM ในทิศทาง X และโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นรอบแกน Y สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS



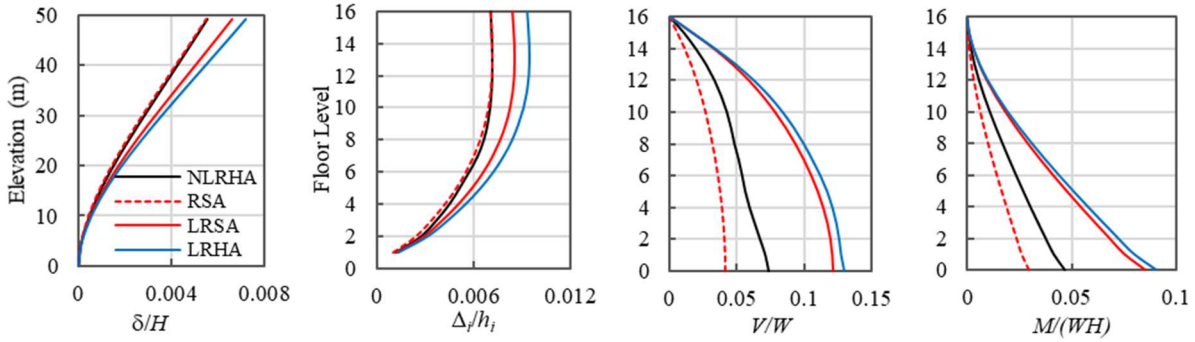
รูปที่ 3.43 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น : แรงเฉือนระหว่างชั้น, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM, การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM ในทิศทาง Y และโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นรอบแกน X สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS

3.6.2.3 ความถูกต้องของวิธี RSA

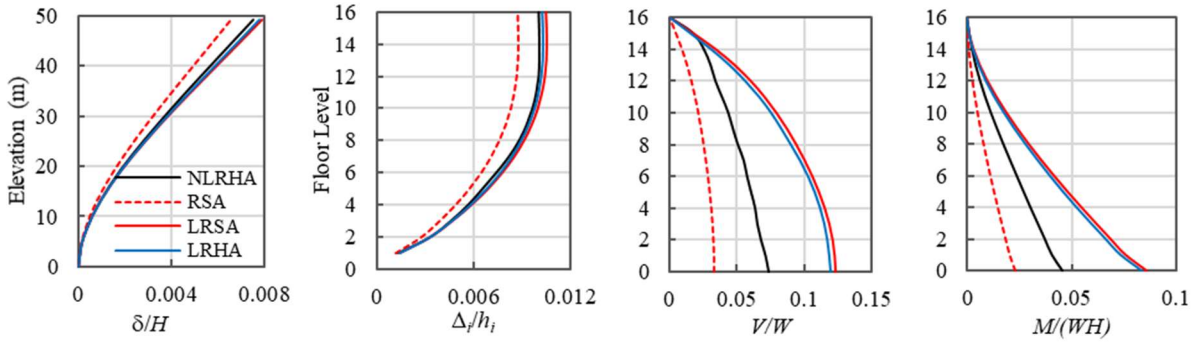
วิธีการวิเคราะห์ทั้งหมดดำเนินการภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารสองทิศทาง ทั้งทิศทาง X และ Y พร้อมกัน ผลลัพธ์จากวิธี NLRHA เป็นค่าจากสเปกตรัม UHS (รูปที่ 3.23) ได้ปรับแก้จากชุดข้อมูล CMS 3 คู่ที่ 3 วินาที พัฒนาโดย นครและคณะ (2560), อมรเทพและคณะ (2561) ดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.5 ใช้ความเร่งพื้นดินแต่ละคู่ในมุม 0 องศาและ 90 องศาจากแกน X ทำให้มีการวิเคราะห์ 2 ครั้งในแต่ละคู่ โดยมีการวิเคราะห์ 6 ครั้งสำหรับวิธี NLRHA ผลลัพธ์แสดงค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดในการวิเคราะห์ 6 ครั้ง สำหรับวิธี RSA (รวมถึงวิธี MRSA ในหัวข้อ 3.6.2.5 ด้วย) ใช้กฎการรวมแรงแบบ SRSS สำหรับแผ่นดินไหวที่กระทำสองทิศทางเพื่อเปรียบเทียบกับผลจากวิธี NLRHA ซึ่งในที่นี้ไม่ได้ใช้วิธีร้อยละ 30 ของแผ่นดินไหวตั้งฉากที่เป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่มาตรฐานยอมให้ใช้ได้

วิธี RSA, วิธี LRSA และวิธี LRHA ใช้แบบจำลองเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติเป็นชิ้นส่วนประเภทหน้าตัดแตกร้าว ซึ่งมีค่าสติฟเนสน้อยกว่าพฤติกรรมเชิงเส้นช่วงเริ่มต้นของแบบจำลองไม่เชิงเส้นในวิธี NLRHA ความแตกต่างระหว่างค่าจากวิธี LRSA กับ LRHA แสดงถึงความคลาดเคลื่อนจากกฎการรวมแรงแบบ SRSS ที่ใช้ในวิธี LRSA และที่น่าจะเกิดในวิธี RSA ด้วย หากเปรียบเทียบค่าจากวิธี NLRHA กับ LRHA จะแสดงถึงผลของการครากและการตอบสนองไม่เชิงเส้นและมีผลของคาบที่ต่างกันแผงอยู่ด้วย เนื่องจากแบบจำลองที่ใช้ในสองวิธีนี้มีสติฟเนสช่วงเริ่มต้นต่างกันดังที่ได้กล่าวข้างต้น

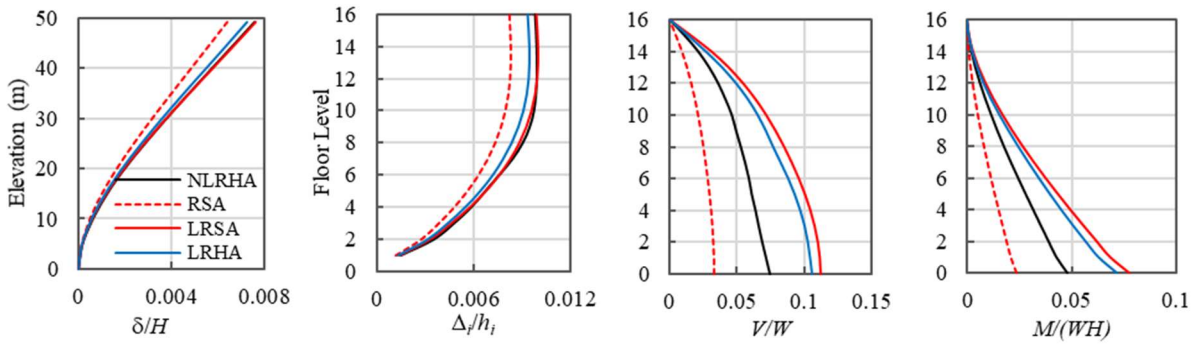
รูปที่ 3.44 และรูปที่ 3.45 แสดงค่าแรงเฉือนระหว่างชั้น,การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM, การกระจัดแต่ละชั้นที่จุด CM และโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA สำหรับสองทิศทางในแนวราบตามลำดับ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ขอบด้าน stiff และ flexible edge ของผังอาคารแสดงในรูปที่ 3.46 ซึ่งพบว่าวิธี LRSA และวิธี LRHA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน หมายความว่าความคลาดเคลื่อนจากกฎการรวมแรงแบบ SRSS ในวิธี RSA ค่อนข้างน้อย จากรูปที่ 3.46 สังเกตได้ว่าวิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจัดที่จุดศูนย์กลางมวลที่ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้องจากวิธี NLRHA ในขณะที่วิธี LRSA ให้ค่าที่มีความถูกต้องดี วิธี LRSA และวิธี LRHA ให้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ด้านที่ stiff edge ต่ำเกินไปเล็กน้อย แต่ให้ค่าประมาณที่สูงเกินไปที่ด้าน flexible edge เมื่อเปรียบเทียบกับผลจากวิธี NLRHA (รูปที่ 3.46) โดยทั่วไปค่าการกระจัดและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ด้าน flexible edge เป็นที่น่าสนใจมากกว่าด้านที่ stiff edge ผลการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 3.46 นี้ไม่ได้รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ แม้ว่าในการออกแบบที่ทำการศึกษาอาคารนี้จะมีการพิจารณาแรงบิดโดยบังเอิญร้อยละ 5 ในขั้นตอนของการออกแบบ



(a) TF system

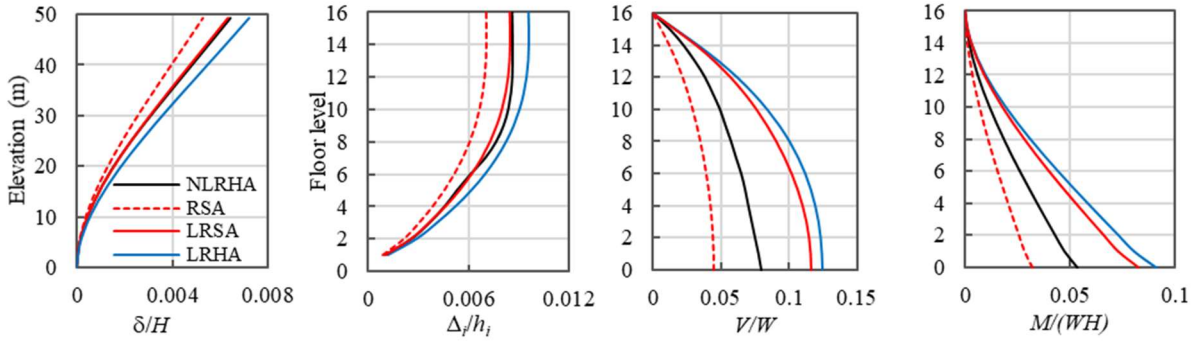


(b) TS system

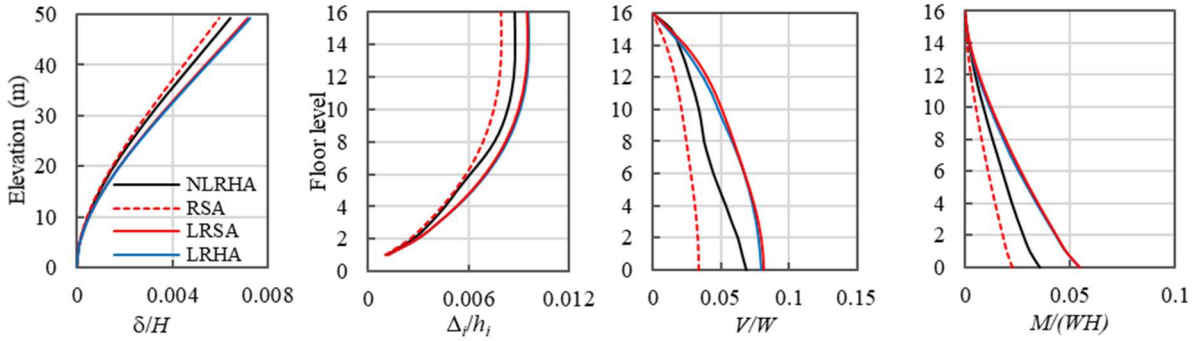


(c) TSS system

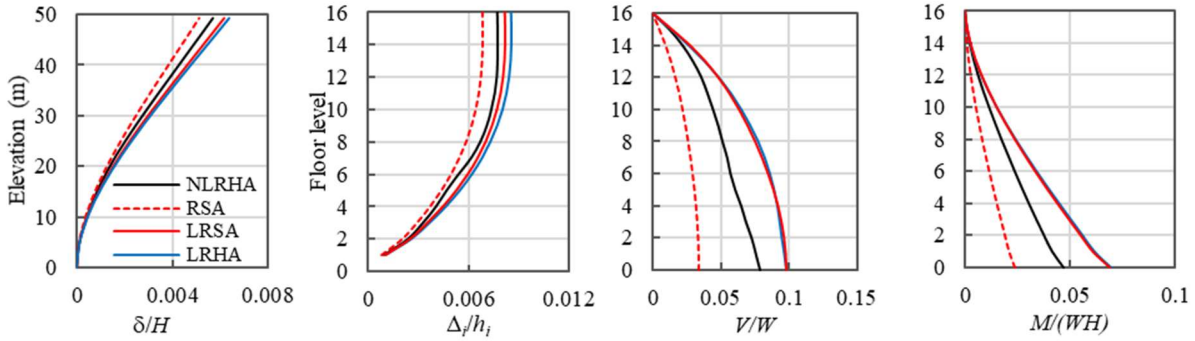
รูปที่ 3.44 ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้น, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM, การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM ในทิศทาง X และโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นรอบแกน Y จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS



(a) TF system

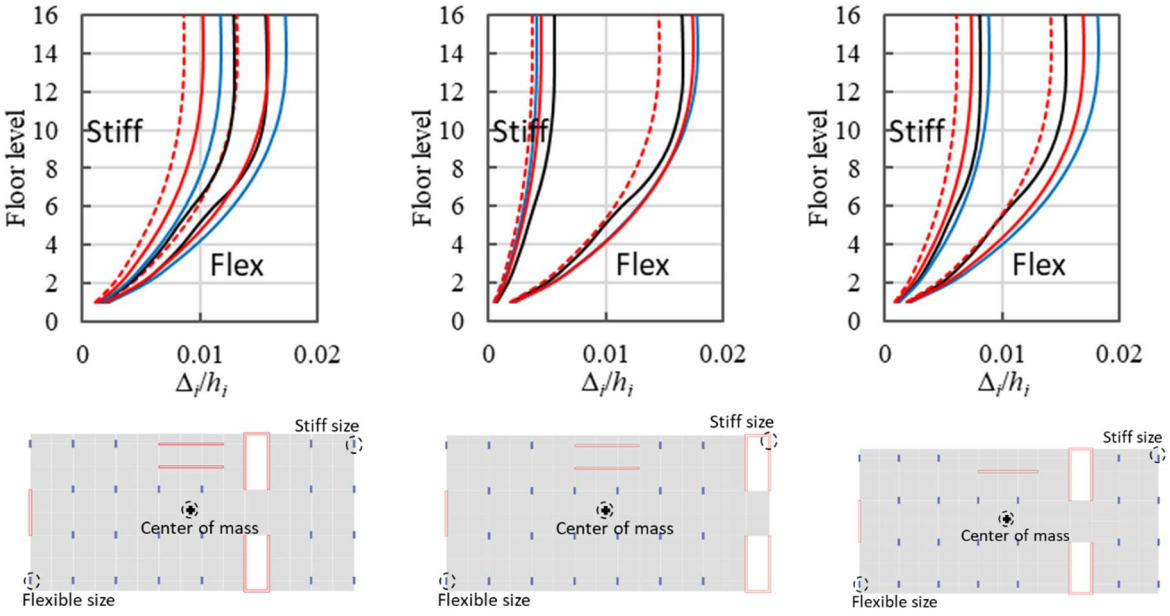


(b) TS system



(c) TSS system

รูปที่ 3.45 ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้น, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM, การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM ในทิศทาง Y และโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นรอบแกน X จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS



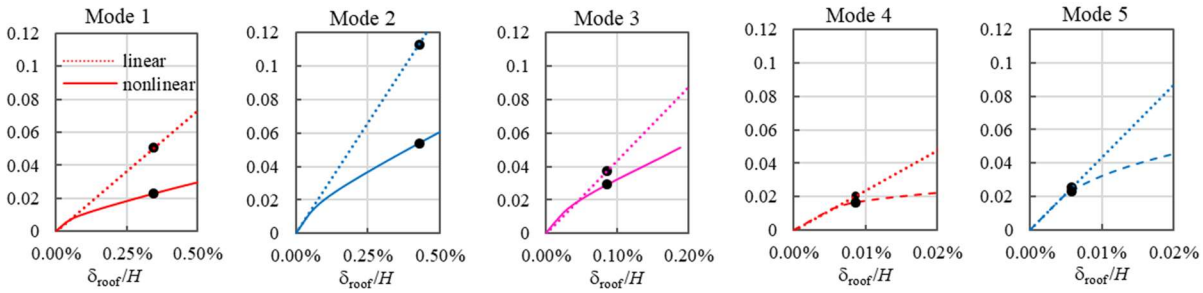
รูปที่ 3.46 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ด้านที่ stiff และด้านที่ flexible ในทิศทาง Y จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS

3.6.2.4 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด

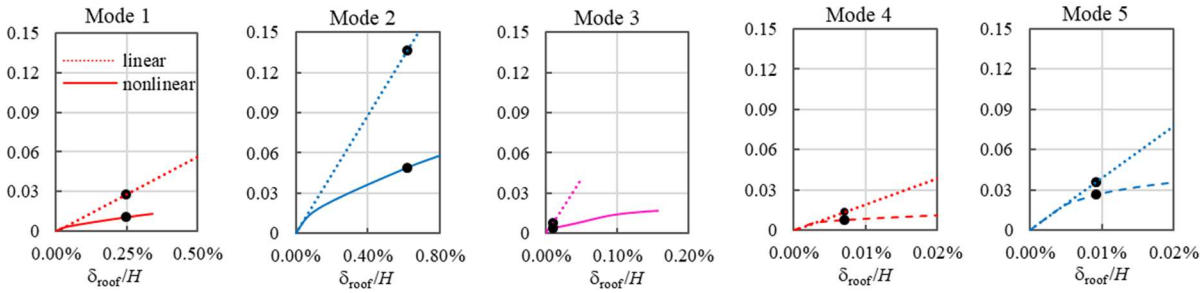
ในการพิจารณาการตอบสนองไม่ยืดหยุ่นในแต่ละโหมด ใช้วิธี modal pushover analysis (MPA) (Chopra and Geol 2002) เพื่อศึกษาแบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น พิจารณาห้าโหมดแรกโดยกำหนดให้ค่าเป้าหมายการกระจัดสูงสุดที่ยอดอาคารในแต่ละโหมดเท่ากับผลตอบสนองยืดหยุ่นภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทางจากการวิเคราะห์เชิงเส้นของแบบจำลองที่พิจารณาหน้าตัดชิ้นส่วนแบบแตกร้าว รูปแบบแรงกระทำที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์วิธี pushover analysis ขึ้นอยู่กับรูปร่างของแต่ละโหมดซึ่งประกอบด้วยแรงในแนวแกน 2 แกนและโมเมนต์รอบแกนแนวดิ่งกระทำที่จุดศูนย์กลางของมวลไดอะแฟรมพื้นแต่ละชั้น มีการใส่น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรร้อยละ 25 ก่อนทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี pushover analysis

รูปที่ 3.47 และรูปที่ 3.48 แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้น ในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ มีจุดสีดำแสดงการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุด โดยทั่วไปโหมดการสั่นไหวสามโหมดแรก (โหมดที่ 1, 2 และ 3) มีส่วนสำคัญต่อการตอบสนองไม่ยืดหยุ่นมากกว่าโหมดที่ 4 และ 5 ในทิศทาง X (ตารางที่ 3.44) ตัวประกอบลดแรงตอบสนอง R_i สำหรับโหมดที่ 1 และ 2 มีค่าระหว่าง 2.1 ถึง 2.7 ในขณะที่โหมดที่ 3 ขึ้นอยู่กับโหมดการเคลื่อนที่ที่คู่ควบระหว่างโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกน Y และโหมดการบิดตัวรอบแนวแกน z (ดังตารางอัตราส่วนร่วมของมวลตารางที่ 3.31 และตารางที่ 3.33) ค่า R_i สำหรับโหมดนี้มีค่าน้อยยกเว้นอาคารกรณี TS ซึ่งมีค่า R_3 มาก ($R_3 = 2.17$) แต่ส่งผลต่อการตอบสนองทั้งหมดน้อย (รูปที่ 3.47b) สำหรับทิศทาง Y (ตารางที่ 3.45) ตัวประกอบลดแรงตอบสนอง R_i สำหรับโหมดที่ 1, 2 และ 3 มีค่าตั้งแต่ 1.84 ถึง 2.36 ค่า R_i สำหรับโหมดที่ 4

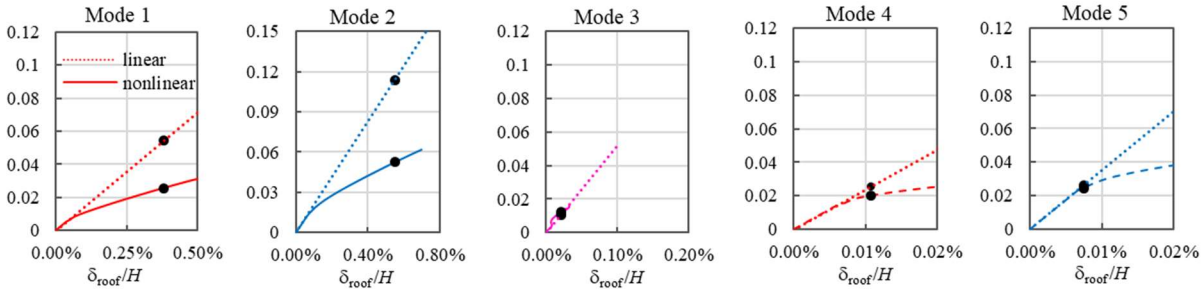
ในทิศทางทั้งสองนั้นมีค่ามากกว่าหนึ่ง ($R_4 = 1.2 - 1.9$) แต่ส่งผลต่อการตอบสนองทั้งหมดน้อย (รูปที่ 3.47 และรูปที่ 3.48) โดยโหมดที่ 5 มีค่าเกินขีดจำกัดยืดหยุ่นเชิงเส้นเล็กน้อย ($R_5 = 1.1 - 1.3$) ดังนั้นโหมดที่สูงกว่าโหมดที่ 3 สามารถสมมติว่ามีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ สำหรับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทาง สามารถกำหนดให้สามโหมดแรกมีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นและโหมดที่สูงขึ้นมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นในการประมาณค่าแรงที่ต้องต้านทานในอาคาร



(a) TF system

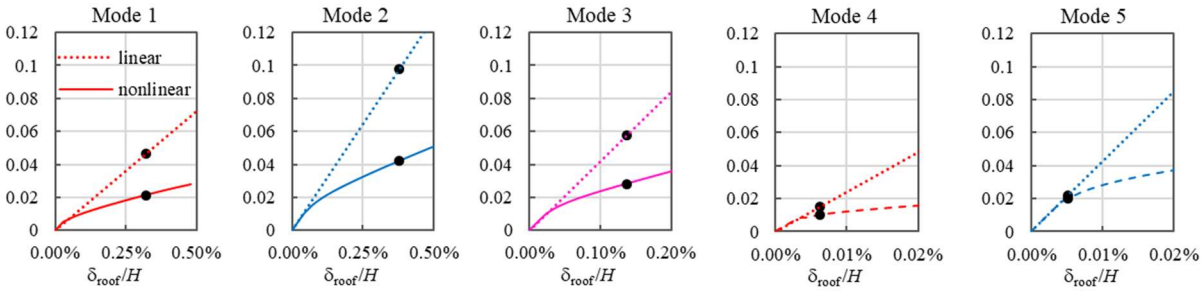


(b) TS system

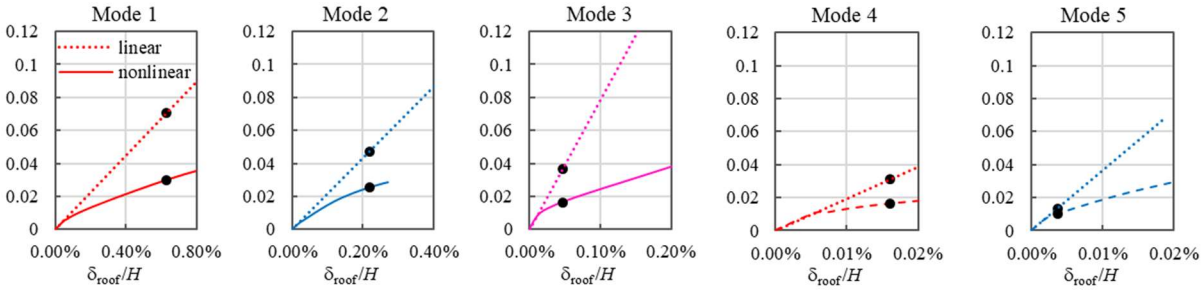


(c) TSS system

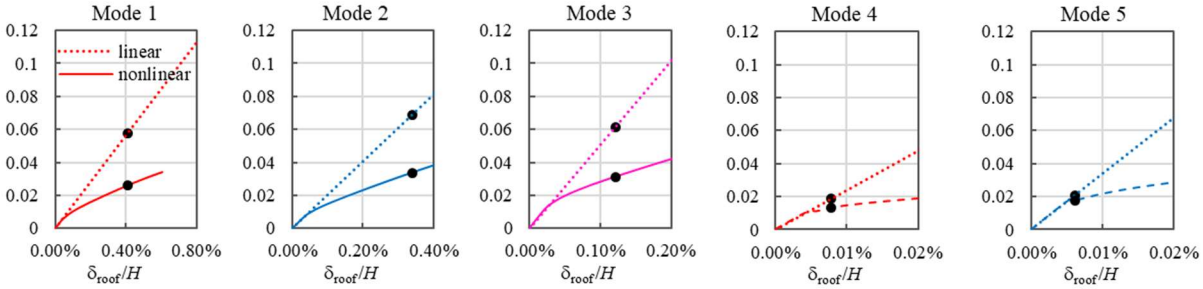
รูปที่ 3.47 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดของห้าโหมดแรกจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้นกับการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS



(a) TF system



(b) TS system



(c) TSS system

รูปที่ 3.48 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดของห้าโหมดแรกจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้นกับการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับ (a) กรณี TF (b) กรณี TS (c) กรณี TSS

ตารางที่ 3.44 ตัวประกอบลดแรงตอบสนอง (R_i) แต่ละโหมดในทิศทาง X

Mode order	1st mode	2nd mode	3rd mode	4th mode	5th mode
TF	2.23	2.09	1.28	1.23	1.08
TS	2.60	2.70	2.17	1.82	1.36
TSS	2.12	2.16	1.00	1.26	1.07

ตารางที่ 3.45 ตัวประกอบลดแรงตอบสนอง (R_i) แต่ละโหมดในทิศทาง Y

Mode order	1st mode	2nd mode	3rd mode	4th mode	5th mode
TF	2.18	2.30	2.04	1.48	1.09
TS	2.36	1.84	2.23	1.91	1.33
TSS	2.23	2.04	1.97	1.42	1.12

3.6.2.5 วิธี Modified response spectrum analysis (MRSA)

3.6.2.5.1 การคำนวณค่าแรงเฉือน

จากหัวข้อที่แล้วซึ่งพบว่าสามารถสมมติให้การตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดที่ 3 ของอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทาง มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ จึงประยุกต์ใช้วิธี Modified RSA ที่สมมติให้โหมดสูงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Modified Response Spectrum Analysis assuming Higher modes Elastic, $MRSA_{HE}$) จากที่เคยพัฒนาสำหรับอาคารสม่ำเสมอและอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดทิศทางเดียว นำมาใช้กับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางโดยพิจารณาการตอบสนองสามโหมดแรกเป็นแบบไม่ยืดหยุ่นและโหมดที่สูงขึ้นแบบยืดหยุ่น เนื่องจากสามโหมดแรกมีการคู่ควบระหว่างการบิดตัวและการเคลื่อนที่สองทิศทางในแนวราบ พฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นของสามโหมดแรกคำนวณได้จากค่ายืดหยุ่นของสามโหมดแรกคูณด้วย $\left(SF \times \Omega_0\right) / R$ ค่าแรงเฉือนจากวิธี $MRSA_{HE}$ สำหรับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางคำนวณได้ตามสมการ

$$V_{\mathrm{MRSA_{HE}}} = I\sqrt{\left(\frac{SF \times \Omega_0}{R}\right)^2 \left(V_{1e}^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2\right) + V_{4e}^2 + V_{5e}^2 + V_{6e}^2 \cdots} \tag{3.6}$$

โดยที่ $\frac{SF \times \Omega_0}{R} \leq 1,\ V_{ie}$ คือแรงเฉือนยืดหยุ่นในโหมด i

วิธี Modifed RSA ที่สมมติโหมดสูงเป็นแบบไม่ยืดหยุ่น (Modified Response Spectrum Analysis assuming Higher modes Inelastic, $MRSA_{HI}$) ซึ่งพิจารณาตัวประกอบลดแรงตอบสนอง (R_i) ต่างกันตามแต่ละโหมด สามารถประยุกต์ใช้กับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทาง โดยที่ห้าโหมดแรกใช้ค่า R_i แตกต่างกันและกำหนดให้โหมดที่สูงขึ้นมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ค่าแรงเฉือนจากวิธี $MRSA_{HI}$ สำหรับอาคารไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดสองทิศทางคำนวณได้ตามสมการ

$$V_{\mathrm{MRSA_{HI}}} = I\sqrt{\left(\frac{V_{1e}}{R_1}\right)^2 + \left(\frac{V_{2e}}{R_2}\right)^2 + \left(\frac{V_{3e}}{R_3}\right)^2 + \left(\frac{V_{4e}}{R_4}\right)^2 + \cdots} \tag{3.7}$$

เพื่อประเมินค่าความถูกต้องของวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ผลจากการคำนวณด้วยวิธีดังกล่าวถูกนำมาเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA และวิธี Modified modal pushover analysis (MMPA) ซึ่งถูกเสนอโดย

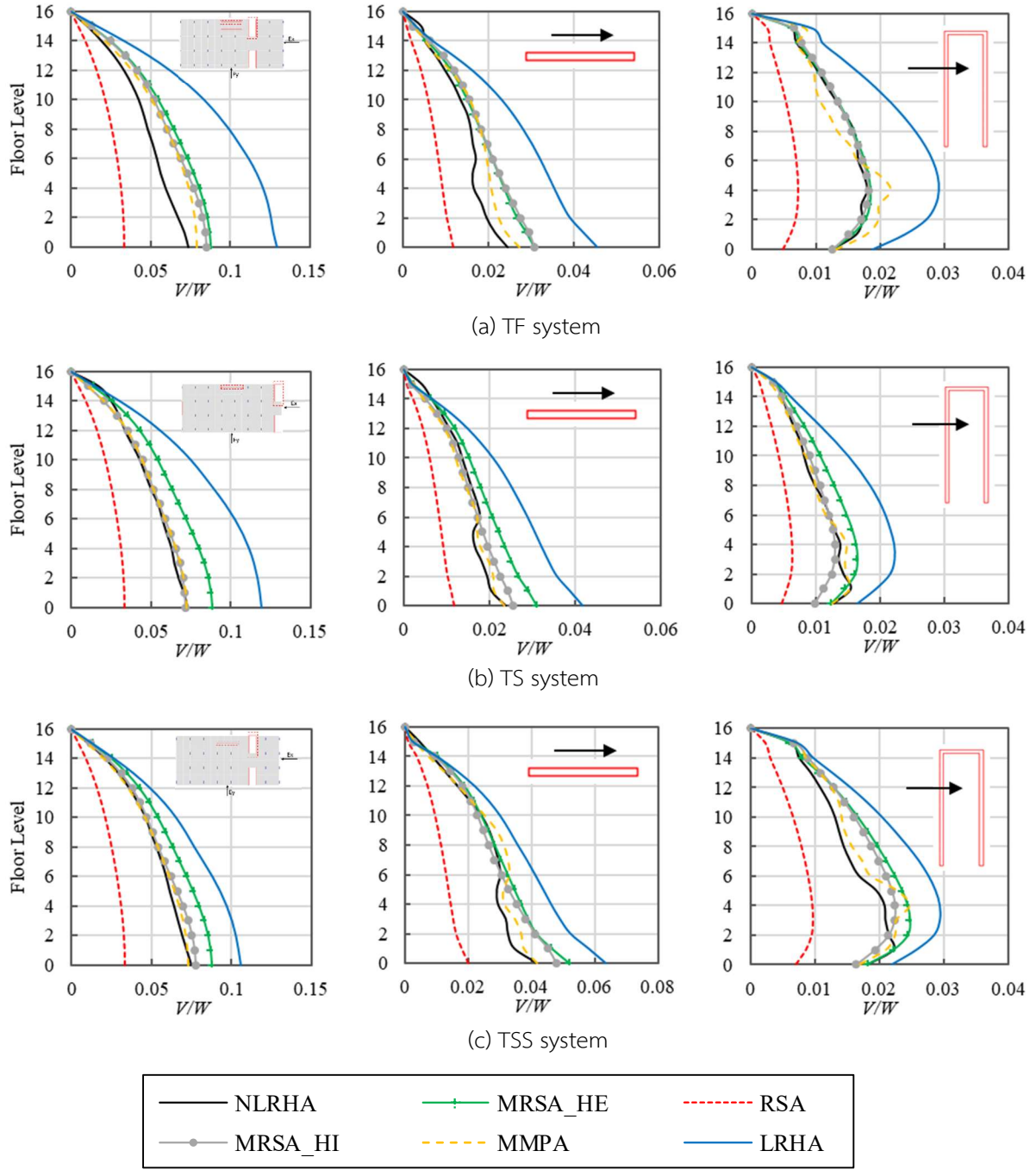
Chopra และคณะ (2004) เนื่องจากวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี MMPA มีสมมติฐานพฤติกรรมยืดหยุ่นที่โหมดสูงเหมือนกัน อย่างไรก็ตามมีข้อสังเกตว่าแบบจำลองเชิงเส้นสำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ ใช้กับหน้าตัดที่มีพฤติกรรมแตกร้าว ขณะที่วิธี $MRSA_{HI}$ และวิธี MMPA ต้องการแบบจำลองไม่เชิงเส้นเพื่อคำนวณค่า R_i (ตารางที่ 3.44 และ ตารางที่ 3.45) สำหรับวิธี $MRSA_{HI}$ และเพื่อคำนวณการตอบสนองไม่ยืดหยุ่นของสามโหมดแรกสำหรับวิธี MMPA ในการคำนวณทั้งสามวิธีได้แก่ $MRSA_{HE}$ $MRSA_{HI}$ และ MMPA พิจารณาใช้หกโหมดแรกของอาคาร สำหรับวิธี $MRSA_{HI}$ พิจารณาห้าโหมดแรกโดยลดค่าลงด้วยตัวประกอบลดแรงตอบสนอง R_i และพิจารณาโหมดที่ 6 เป็นพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ในวิธี $MRSA_{HE}$ ตัวคูณปรับค่า SF แรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA แสดงดังตารางที่ 3.39 และตารางที่ 3.40 และตัวประกอบกำลังส่วนเกิน $\Omega_0 = 2.5$ ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302 โดยทั้งสามวิธีข้างต้นใช้วิธี SRSS ในการรวมผลจากแผ่นดินไหวสองทิศทาง

ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับอาคารกรณี TF, กรณี TS และกรณี TSS ที่คำนวณจากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA แสดงดังรูปที่ 3.49 และรูปที่ 3.50 ตามลำดับ สังเกตได้ว่าวิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$ และวิธี MMPA ให้ค่าแรงเฉือนที่ถูกต้องดีกว่าวิธี RSA ทุกกรณี วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนที่สูงกว่าผลจากวิธี NLRHA เล็กน้อย ยกเว้นอาคารกรณี TS ในทิศทาง Y ซึ่งวิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนที่มากกว่าวิธี NLRHA ค่อนข้างมากเนื่องจากค่า SF ในกรณีนี้มีค่ามาก ($SF = 2.46$) ซึ่งทำให้ผลจากวิธี $MRSA_{HE}$ มีค่าใกล้เคียงกับผลตอบสนองยืดหยุ่น LRHA (รูปที่ 3.50b)

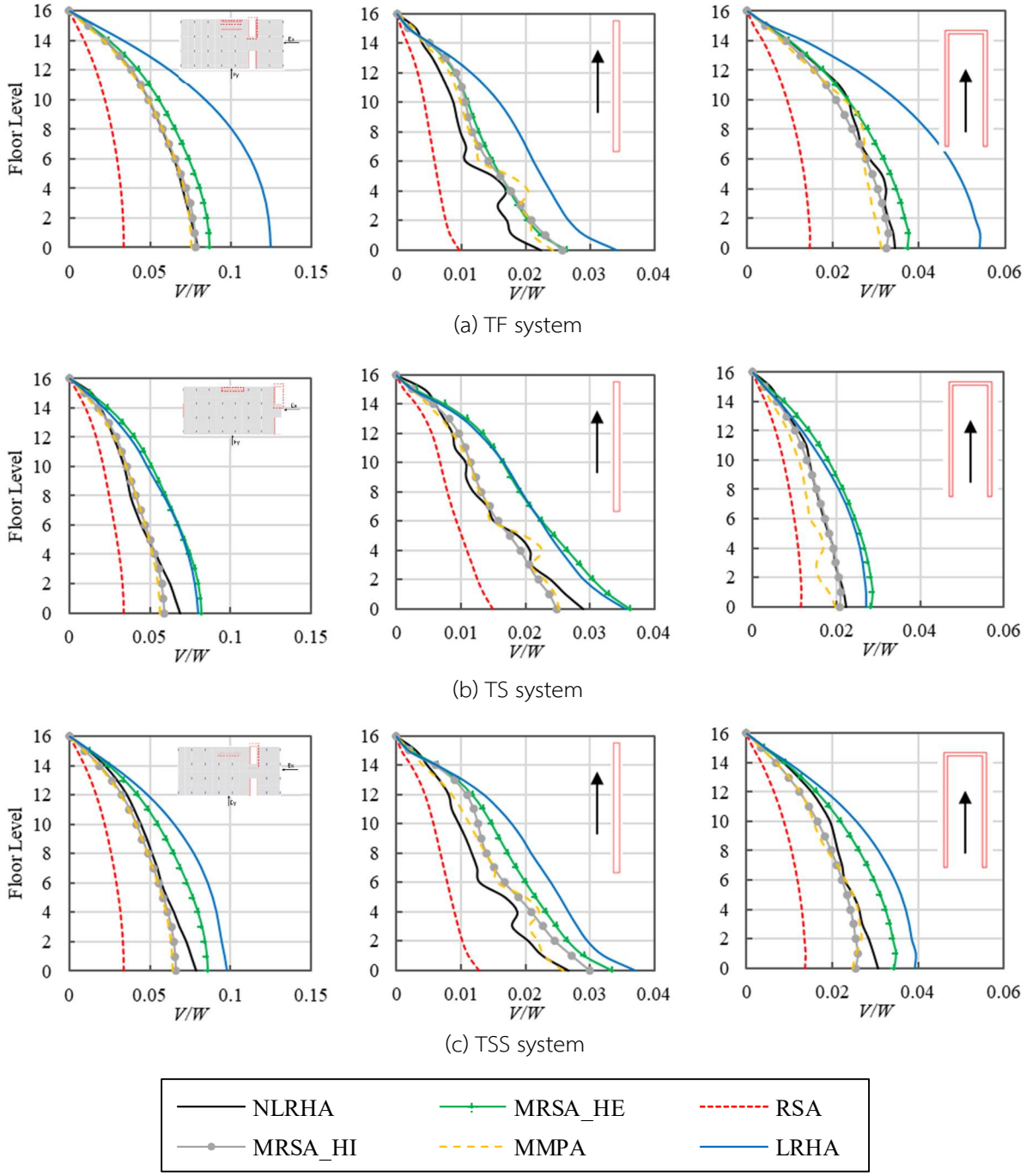
วิธี MMPA สมมติให้โหมดสูงมีพฤติกรรมยืดหยุ่นเช่นเดียวกับวิธี $MRSA_{HE}$ แต่แรงเฉือนในสามโหมดแรกมาจากการวิเคราะห์ nonlinear pushover analysis ซึ่งวิธี MMPA ให้ผลที่ดีกว่า $MRSA_{HE}$ เมื่อใช้ผลจากวิธี NLRHA เป็นค่าอ้างอิง หมายความว่าความคลาดเคลื่อนในวิธี $MRSA_{HE}$ น่าจะมาจากการที่สามโหมดแรกใช้ค่า $(SF \times \Omega_0)/R$ เพื่อคำนวณค่าแรงเฉือนไม่ยืดหยุ่น ส่วนวิธี $MRSA_{HI}$ ให้ผลที่ถูกต้องดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA เกือบทุกกรณี

แรงเฉือนในเสาแสดงในรูปของความเค้นเฉือนจากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE,}$ วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA แสดงดังรูปที่ 3.51 วิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ไม่สามารถประมาณค่าแรงเฉือนในเสาได้ดี ขณะที่วิธี MMPA สามารถประมาณค่าแรงเฉือนในเสาถูกต้องดีกว่ามากเมื่อใช้ค่าจากวิธี NLRHA เป็นค่าอ้างอิง ความถูกต้องในการประมาณค่าแรงเฉือนในเสาด้วยวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ยังค่อยไม่ดีนักต่างจากที่เคยสามารถประมาณค่าแรงเฉือนรวมของทั้งชั้นได้ดี เนื่องมาจากการกระจายแรงในแต่ละชั้นเข้าสู่ชิ้นส่วนโครงสร้างที่ชั้นนั้นๆ มีความละเอียดปลีกย่อย สำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ แรงที่กระจายขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสยืดหยุ่นเริ่มต้นของชิ้นส่วนโครงสร้างแต่ในวิธี MMPA ค่าแรงเฉือนสามโหมดแรกถูกกระจายไปยังชิ้นส่วนต่างๆ ตามผลการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นที่สามารถคำนึงถึงการกระจายซ้ำหลังการคราก (redistribution of internal force) คล้ายกับในวิธี NLRHA ทำให้มีความถูกต้องแม่นยำมากกว่า วิธี MMPA จึงมีความถูกต้องกว่าวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ อย่างไรก็ดีสำหรับอาคารสูงที่มีกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ค่าแรงเฉือนในเสามีค่าค่อนข้างน้อยมากเมื่อเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสา

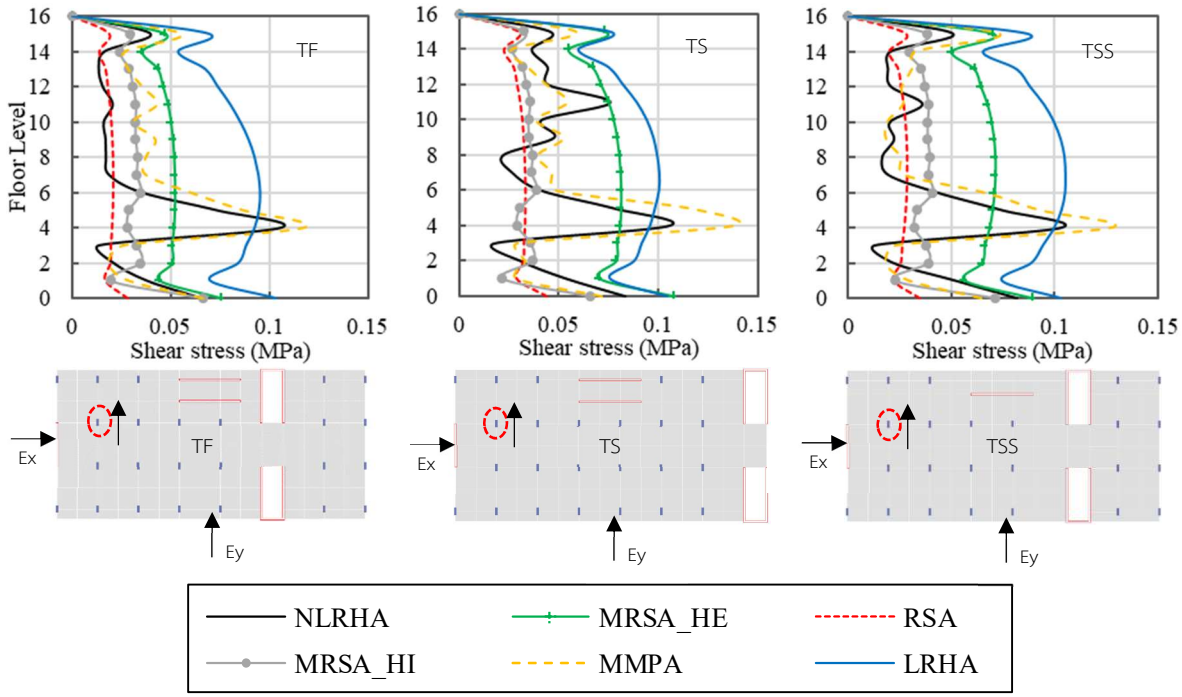
ยกตัวอย่างเช่น ความเค้นเฉือนของเสาในรูปที่ 3.51 มีค่าน้อยกว่า 0.15 MPa ซึ่งมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่หน้าตัดเสา $\sigma_c = \phi 0.17\sqrt{f'_c} = 0.72$ MPa



รูปที่ 3.49 แรงเฉือนรวมในแต่ละชั้นและในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กทิศทาง X สำหรับอาคาร (a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS จากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง



รูปที่ 3.50 แรงเฉือนรวมในแต่ละชั้นและในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กทิศทาง Y สำหรับอาคาร (a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS จากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง



รูปที่ 3.51 แรงเฉือนในเสาในทิศทาง Y สำหรับอาคาร (a) กรณี TF (b) กรณี TS และ (c) กรณี TSS จากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, วิธี MMPA, วิธี LRHA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง (ความสามารถรับแรงเฉือนของคอนกรีตเท่ากับ 0.72 MPa)

3.6.2.5.2 การคำนวณค่าความเครียด

จากการคำนวณความเครียดด้วยวิธี MRSA ก่อนหน้านี้ พิจารณาความเครียดเนื่องจากโมเมนต์ดัดแกนเดียว ($P-M$) แสดงดังสมการที่ (3.3) และ (3.4) และหากใช้วิธีนี้กับกำแพงรับแรงเฉือนภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทางค่าความเครียดดังกล่าวจะต่ำกว่าผลลัพธ์ดังรูปที่ 3.52a สำหรับการคำนวณความเครียดภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทางจะพิจารณาความเครียดเนื่องจากโมเมนต์ดัดสองแกน ($P-M_x-M_y$) อย่างไรก็ตามค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดรอบแกน X และแกน Y ไม่น่าจะเกิดขึ้นในเวลาเดียวกัน ด้วยเหตุนี้การรวมผลของความเครียดจาก M_x และ M_y โดยบวกรวมกันโดยตรงดังสมการที่ 3.8 และ 3.9 จึงให้ค่าที่มากกว่าค่าจากวิธี NLRHA ดังรูปที่ 3.52b ดังนั้นการศึกษานี้จึงเสนอให้รวมผลของความเครียดจาก M_x และ M_y ด้วยวิธี SRSS ก่อนที่จะไปรวมกับผลจากแรงในแนวแกนดิ่ง P สำหรับอาคารภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง ค่าความเครียดดึงและความเครียดอัดสูงสุดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสาสามารถคำนวณได้จากสมการ 3.10 และ 3.11

$$\varepsilon_c = \varepsilon_P - \varepsilon_{c,M_x} - \varepsilon_{c,M_y} \tag{3.8}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_P + \varepsilon_{c,M_x} + \varepsilon_{c,M_y} \tag{3.9}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_P - \sqrt{\varepsilon_{c,M_x}^2 + \varepsilon_{c,M_y}^2} \tag{3.10}$$

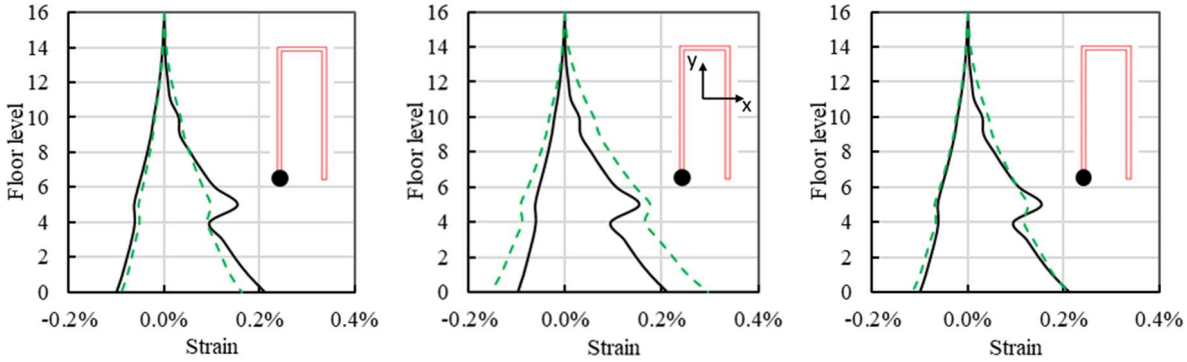
$$\varepsilon_t = \varepsilon_P + \sqrt{\varepsilon_{t,M_x}^2 + \varepsilon_{t,M_y}^2} \tag{3.11}$$

$$\varepsilon_P = \frac{P}{E_c A_g}$$

$$\varepsilon_{c,M_x} = \frac{M_x}{E_c I_{x,eff}}(c_y - c_{y,long}/3), \quad \varepsilon_{c,M_y} = \frac{M_y}{E_c I_{y,eff}}(c_x - c_{x,long}/3)$$

$$\varepsilon_{t,M_x} = \frac{M_x}{E_c I_{x,eff}}(c_y + c_{y,long}/3), \quad \varepsilon_{c,M_y} = \frac{M_y}{E_c I_{y,eff}}(c_x + c_{x,long}/3)$$

เมื่อ ε_t และ ε_c คือค่าความเครียดดึงและความเครียดอัดสูงสุดตามลำดับ M_x, M_y และ P คือค่าโมเมนต์ดัดยืดหยุ่นรอบแกน X และแกน Y, และค่าแรงในแนวแกนดิ่งจากการคำนวณด้วยวิธี RSA เชิงเส้นรวมกับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง ตามลำดับ c คือระยะจากแกนสะเทินถึงตำแหน่งที่ต้องการคำนวณความเครียด, A_g คือพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของกำแพงหรือเสา, E_c คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, $I_{x,eff}$ และ $I_{y,eff}$ คือค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลของหน้าตัดรอบแกน X และแกน Y ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 6.6.3.11(b) ในมาตรฐาน ACI318M-14 ดังสมการที่ 3.5



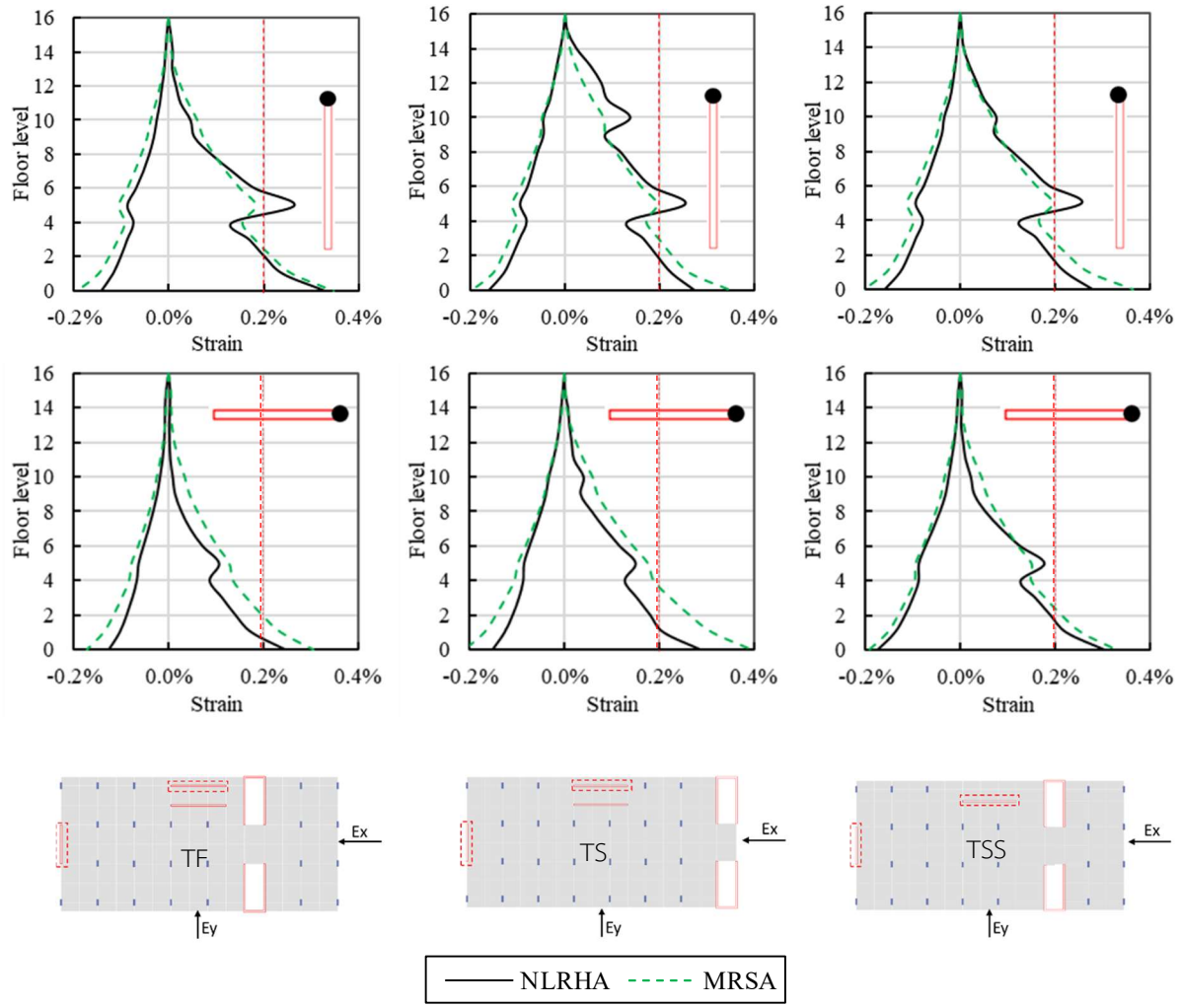
(a) ค่าความเครียดจากโมเมนต์ดัดแกนเดียว P-M_x จากการคำนวณด้วยสมการ (3.3) และ (3.4)

(b) ค่าความเครียดจากโมเมนต์ดัดสองแกน P-M_x-M_y จากการคำนวณด้วยสมการ (3.8) และ (3.9)

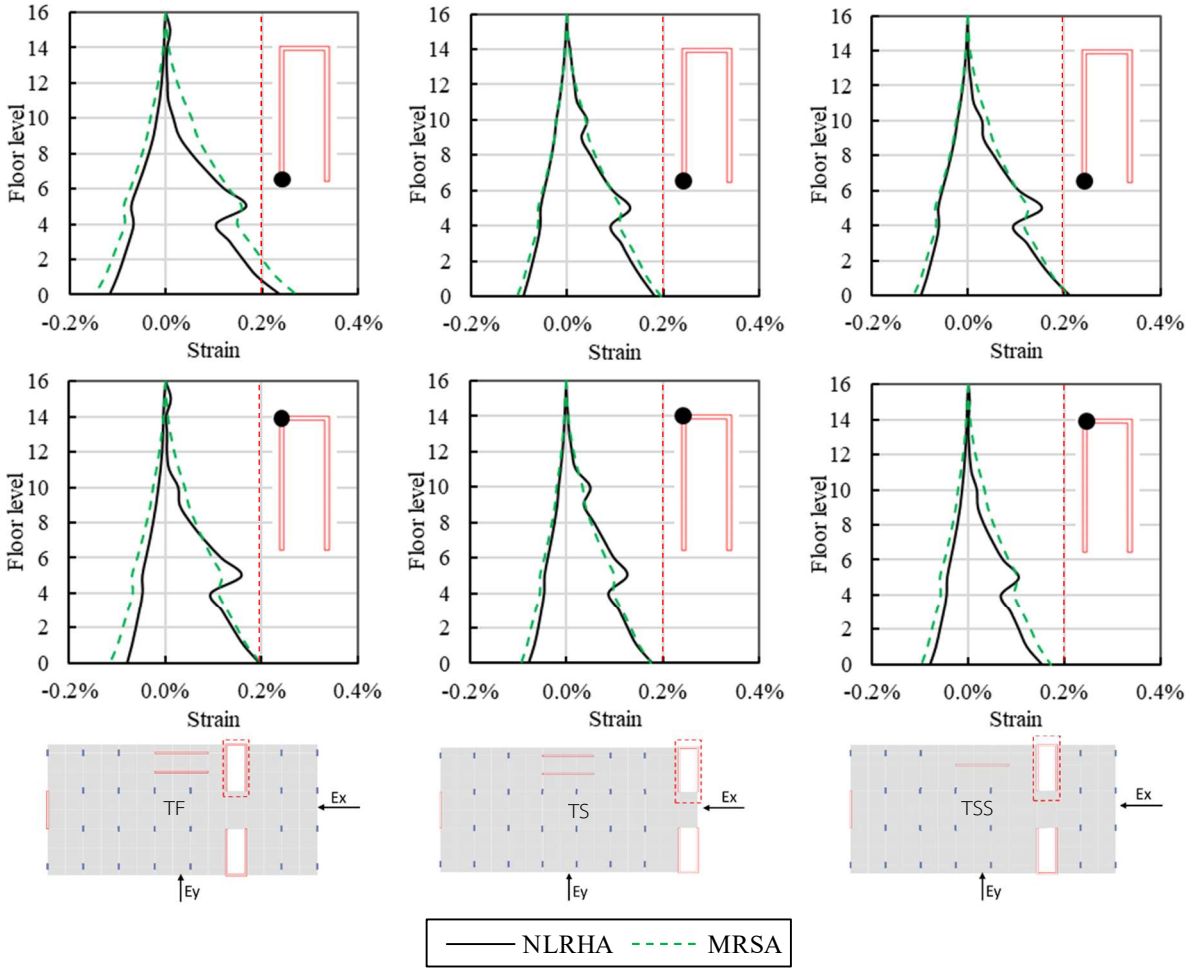
(c) ค่าความเครียดจากโมเมนต์ดัดสองแกน P-M_x-M_y จากการคำนวณด้วยสมการ (3.10) และ (3.11)

รูปที่ 3.52 เปรียบเทียบค่าความเครียดในกำแพงรับแรงเฉือนรูปตัว C สำหรับอาคารกรณี TSS จากวิธี NLRHA และวิธี MRSA ด้วย (a) โมเมนต์ดัดแกนเดียว $P-M$ จากสมการ (3.3) และ (3.4) (b) โมเมนต์ดัดสองแกน $P-M_x-M_y$ จากสมการ (3.8) และ (3.9) และ (c) โมเมนต์ดัดสองแกน $P-M_x-M_y$ จากสมการ (3.10) และ (3.11) (จุดสีดำแสดงตำแหน่งของค่าความเครียด)

รูปที่ 3.53 และ 3.54 แสดงการค่าความเครียดที่แปรเปลี่ยนตามความสูงของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทางจากการคำนวณด้วยวิธี MRSA และวิธี NLRHA ซึ่งค่าความเครียดดึงให้มีค่าเป็นบวก ในที่นี้ไม่ได้แสดงความเครียดในเสาเนื่องจากเสาส่วนใหญ่ไม่เกิดการครากทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเป็นหลัก ความถูกต้องของการประมาณค่าความเครียดในเสาจึงไม่เป็นประเด็น จากการตรวจสอบความถูกต้องของความเครียดที่คำนวณด้วยวิธี MRSA พบว่าสามารถประมาณค่าความเครียดในกำแพงได้ถูกต้องดีใกล้เคียงกับค่าความเครียดจากวิธี NLRHA ถึงแม้จะคำนวณโดยใช้แบบจำลองแบบเชิงเส้นในวิธี MRSA การครากของเหล็กเสริมในแนวดิ่งของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในทิศทาง Y ที่ด้านซ้ายของผังอาคาร (ด้าน flexible edge) เกิดขึ้นที่ชั้นล่างๆของอาคาร ส่วนกำแพงในทิศทาง X เกิดการครากที่ชั้นล่างสุดเท่านั้นสำหรับอาคารทั้งสามกรณีดังรูปที่ 3.53 ส่วนกำแพงรูปตัว C มีค่าความเครียดเกินจุดครากเล็กน้อยที่ชั้นล่างสุดและความเครียดอัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กน้อยกว่าร้อยละ 0.2 ในอาคารทั้งสามกรณี



รูปที่ 3.53 เปรียบเทียบค่าความเครียดในกำแพงรับแรงเฉือนสำหรับอาคารกรณี TF กรณี TS และกรณี TSS จากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง (จุดสีดำแสดงตำแหน่งของค่าความเครียด)



รูปที่ 3.54 เปรียบเทียบค่าความเครียดในกำแพงรับแรงเฉือนรูปตัว C สำหรับอาคารกรณี TF กรณี TS และกรณี TSS จากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทาง (จุดสีดำแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)

3.6.2.6 สรุป

จากที่ได้ทำการวิเคราะห์อาคารที่มีการคู่ควบระหว่างการบิดรอบแกนดิ่งกับการเคลื่อนที่ในแนวราบสองทิศทาง ซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 16 ชั้น (B16) ที่ไม่มีความสมมาตรในผัง และมีลักษณะความไม่ปกติเชิงการบิด 3 กรณีคือ (1) torsionally-flexible (TF), (2) torsionally-stiff (TS) และ (3) torsionally-similarly stiff (TSS) สมมติว่าตั้งอยู่ที่ กทม. ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำสองทิศทางในแนวราบพร้อมกัน ด้วยวิธี RSA MRSA MPA และ NLRHA เพื่อประเมินความถูกต้องของวิธี RSA และวิธี MRSA การคำนวณค่าความเครียดในวิธี MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทางทำโดยรวมผลของความเครียดจากโมเมนต์ดัดรอบแกน X และ Y ด้วยวิธี SRSS ก่อนนำไปรวมกับผลจากความเครียดในแนวแกนดิ่ง สรุปผลได้ดังนี้

1. วิธี LRSA ให้ผลการประมาณการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ดีเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA ส่วนวิธี RSA ให้ผลการประมาณที่ต่ำเกินไปเล็กน้อยสำหรับการ

เคลื่อนตัวของชั้นต่างๆและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แต่ให้การประมาณที่ต่ำเกินไปอย่างมีนัยสำคัญสำหรับค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบเมื่อเทียบกับผลของวิธี NLRHA

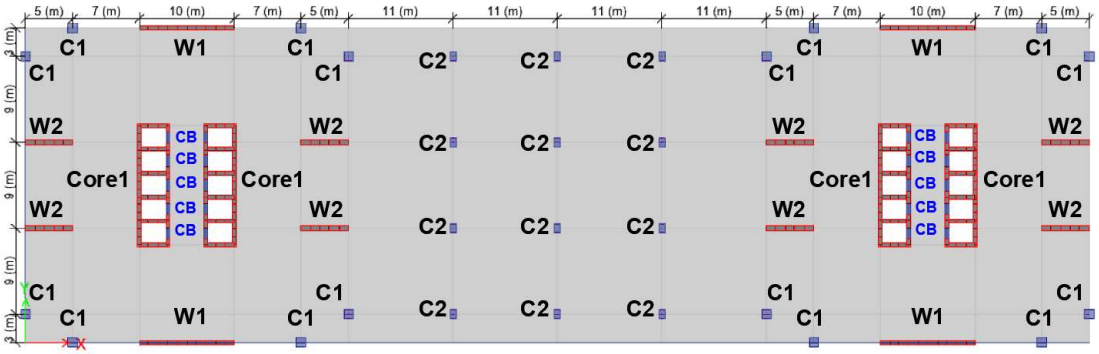
2. อาคารที่ถูกออกแบบตามมาตรฐานอาคารใหม่มีการตอบสนองของสามโหมดแรกในช่วงไม่ยืดหยุ่น ในขณะที่การตอบสนองโหมดที่ 4 ขึ้นไปเกินขีดจำกัดยืดหยุ่นเพียงเล็กน้อย สามารถสมมติว่ายังมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้นได้
3. วิธี $MRSA_{HE}$ ใช้ $(SF \times \Omega_0)/R$ คูณผลตอบสนองแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นในสามโหมดแรก รวมกับผลตอบสนองแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นของโหมดที่สูงขึ้นด้วยวิธี SRSS หรือ CQC จะให้ค่าแรงเฉือนที่ใกล้เคียงหรือมากกว่าผลจากวิธี NLRHA เล็กน้อย แต่ในกรณีที่ตัวคูณปรับค่า SF มีค่ามาก (ตัวอย่างเช่น อาคารกรณี TS, $SF = 2.46$) ทำให้วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนที่มากกว่าวิธี NLRHA และไปใกล้เคียงกับผลตอบสนองแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น
4. วิธี MMPA ซึ่งหาค่าแรงตอบสนองในสามโหมดแรกจากการวิเคราะห์ nonlinear pushover ด้วยแบบจำลองแบบไม่เชิงเส้น แล้วนำไปรวมกับผลตอบสนองแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดที่ 4 และ 5 ได้ค่าแรงเฉือนที่ถูกต้องดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA
5. วิธี $MRSA_{HI}$ ให้ค่าแรงเฉือนที่ค่อนข้างถูกต้องดีกว่าวิธี $MRSA_{HE}$ เมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA แต่จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์ modal pushover analysis แบบจำลองไม่เชิงเส้นในหลายโหมดซึ่งมีความยุ่งยากและใช้เวลาคำนวณมากกว่าวิธี $MRSA_{HE}$
6. วิธี MRSA คำนวณค่าความเครียดในเสาและกำแพงภายใต้แผ่นดินไหวสองทิศทางซึ่งทำให้เกิดโมเมนต์ดัดสองแกน โดยการรวมค่าความเครียด เนื่องจากโมเมนต์ดัดรอบแกน X และ Y ด้วยวิธี SRSS จากนั้นนำไปบวกรวมกับค่าความเครียดจากน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนดิ่ง ซึ่งให้ผลที่มีความถูกต้องดีสอดคล้องกับค่าจากวิธี NLRHA โดยวิธี MRSA ใช้ค่าตอบสนองของแบบโครงสร้างเชิงเส้นเท่านั้น

3.7 ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง

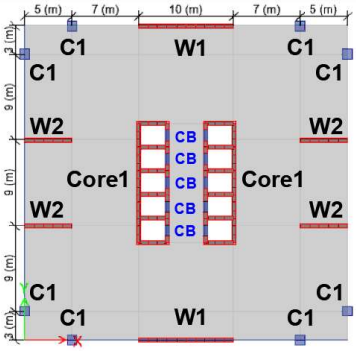
3.7.1 อาคารที่มี 2 ตึกใช้ส่วนฐานร่วมกัน

3.7.1.1 รายละเอียดอาคาร

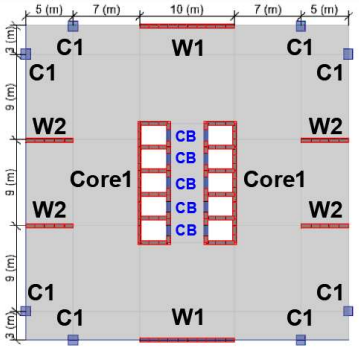
อาคารที่มี 2 ตึกใช้ส่วนฐานร่วมกันที่ใช้เป็นอาคารตัวอย่างในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 36 ชั้นแสดงดังรูปที่ 3.55 และ 3.56 ซึ่งจำแนกย่อยเป็น 3 กรณีคือ (1) กรณีตึกมีความสูงเท่ากัน (same tower height, SH) และ (2) กรณีตึกมีความสูงไม่เท่ากัน (different tower height, DH) แสดงดังรูปที่ 3.56(a) และ 3.56(b) ตามลำดับ ส่วนกรณีที่ 3 สืบเนื่องจากกรณีที่ 2 DH ที่มีตึกสูงไม่เท่ากัน แต่สมมติว่ามีสะพานเชื่อมชั้นบนสุดของตึกที่เตี้ยกว่าไปหาตึกที่สูงกว่า (different tower height with link, DHL) ผลการศึกษาอาคาร DHL จะอยู่ในหัวข้อ 3.7.3 คุณสมบัติพื้นฐานของอาคารแสดงในตารางที่ 3.46 ในการศึกษานี้ได้ให้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X และ Y ทีละทิศทางเรียกว่า EQX และ EQY ตามลำดับ โดยมิได้รวมผลตอบสนองจาก EQX และ EQY เข้าด้วยกัน แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นแบบ 3 มิติ มีคุณสมบัติของโหมดการสั่นไหวจากแบบจำลองเชิงเส้นที่พิจารณาหน้าตัดแบบแตกร้าว (effective cracked cross section properties) แสดงดังตารางที่ 3.54 และ 3.55 สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ตามลำดับ คาบการสั่นไหวพื้นฐานเท่ากับ 6.10 และ 5.55 วินาทีสำหรับอาคารกรณี SH และ DH ตามลำดับ โดยเป็นการโยกตัวในทิศทาง X เหมือนกัน สำหรับแต่ละโหมดสามารถพิจารณาลักษณะการโยกตัวได้จากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทางแนวราบ X (Ux), และ Y (Uy) และ ค่าความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกนดิ่ง Z (Rz) หากค่าความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz มีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux และ Uy ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่ง, หากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux มีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Uy และความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกน X และหากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Uy มีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux และความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกน Y แต่กรณีอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux, Uy และความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz มีค่าเท่ากับศูนย์ แสดงว่ากรณีใช้ส่วนฐานร่วมกันทำให้ตึกทั้ง 2 ข้างมีการเคลื่อนที่เข้าหาหรือออกจากกัน ส่งผลให้อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลและความเฉื่อยเชิงการหมุนหักล้างกันเป็นศูนย์



a) แปลนพื้นชั้น 1 ถึง 9

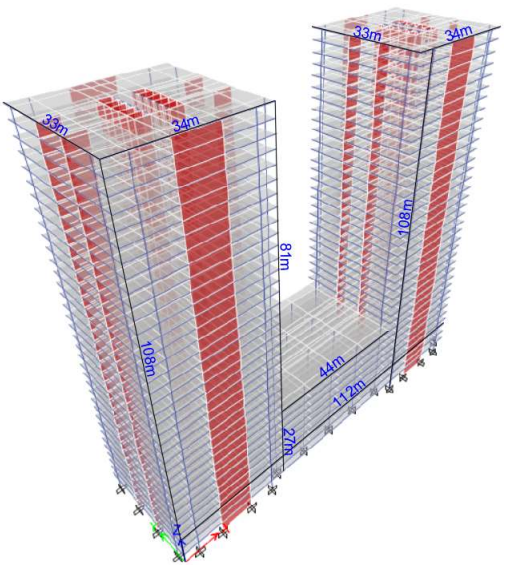


b) แปลนพื้นชั้น 10 ถึง 36

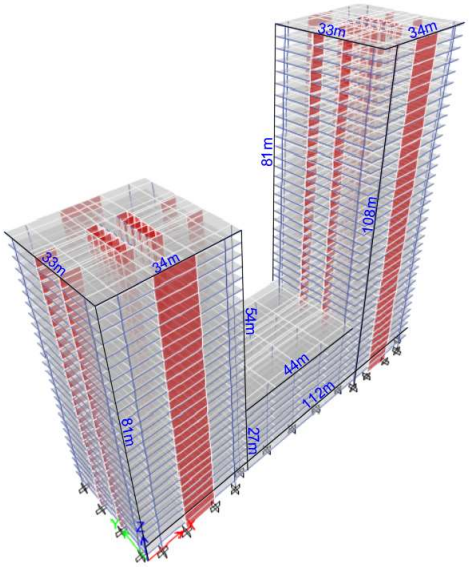


c) แปลนพื้นชั้น 10 ถึง 36

รูปที่ 3.55 แปลนอาคารไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง กรณี SH



(a) กรณี SH



(b) กรณี DH

รูปที่ 3.56 แบบจำลอง 3 มิติของอาคารกรณี (a) SH และ (b) DH

ตารางที่ 3.46 คุณสมบัติพื้นฐานอาคาร 36 ชั้นที่มี 2 ตึกตั้งอยู่บนส่วนฐาน (podium) ร่วมกัน

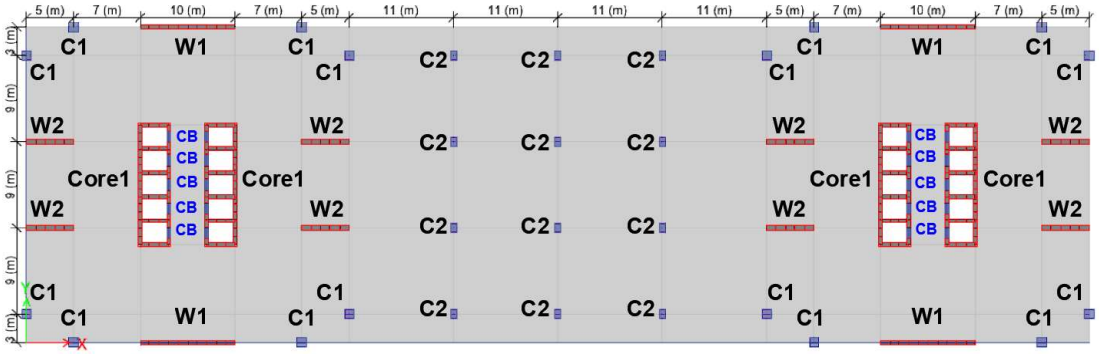
Building	**SH**			**DH**		
Tower	P	T1	T2	P	T1	T2
Number of stories	9	27	27	9	18	27
Total height (m)	27	81	81	27	54	81
Effective seismic weight (kN)	1,122,548			1,000,010		
Percentage of walls per floor area at the base	2.68%			2.68%		
Percentage of columns per floor area at the base	0.63%			0.63%		
Maximum wall thickness (m)	0.5			0.5		
Maximum column cross section (m x m)	1 x 1			1 x 1		
$f_c^{'}$ for vertical element (MPa)	50			50		
$f_c^{'}$ for horizontal element (MPa)	35			35		
Vertical rebar yield strength f_y (MPa)	400			400		

ระบบโครงสร้างของอาคารถูกออกแบบด้วยชุดการรวมน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61, 2561) ดังแสดงในหัวข้อ 3.2 การออกแบบน้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่ในแต่ละชั้นแสดงดังตารางที่ 3.47 และการออกแบบต้านทานแรงลมจากข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ.2544 ดังตารางที่ 3.17 ค่าความเร่งสเปกตรัมเชิงเส้นตัวแทนแรงแผ่นดินไหวในพื้นที่กรุงเทพมหานครฯ แสดงดังรูปที่ 3.14 โดยไม่มีการเพิ่มค่าแรงบิดในการออกแบบแรงที่ต้องต้านทานของโครงสร้าง

การกำหนดชื่อของเสาและกำแพงเฉือนของอาคารทั้งสองกรณีเหมือนกันดังแสดงในรูปที่ 3.57 โดยขนาดหน้าตัดของเสาและกำแพงและอัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารกรณี SH และ DH รวบรวมอยู่ดังตารางที่ 3.48 และ 3.49 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.47 น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (SDL) และน้ำหนักบรรทุกจร (LL)

ชั้น	SDL (kPa)	LL (kPa)
1^{st}-36^{th}	2.5	3.0



รูปที่ 3.57 การกำหนดชื่อของกำแพงอาคารกรณี SH และDH

ตารางที่ 3.48 ขนาดหน้าตัดของเสาและกำแพงของอาคารกรณี SH และ DH

	Story Range	หน้าตัด (cm x cm) / ความหนา (cm)
C1	All Stories	100 x 100
C2	1^{st} – 9^{th}	60 x 100
Core 1	All Stories	40
W1 & W2	1^{st} – 6^{th}	50
	7^{th} – 9^{th}	45
	10^{th} – 18^{th}	40
	19^{th} – 27^{th}	35
	28^{th} – 36^{th}	30
CB	All Stories	40 x 80

ตารางที่ 3.49 อัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารกรณี SH และ DH

Floor	Walls thickness (cm)	Percentage of vertical reinforcement			
		Cores	W1	W2	W3
1st	50	0.284	0.306	0.653	2.21
2nd				0.320	1.69
3rd					1.044
4th					0.423
5th-6th					0.311
7th-9th	45		0.256	0.261	0.261
10th-18th	40		0.288	0.294	0.294
19th-27th	35		0.330	0.336	0.336
28th-33th	30		0.385	0.392	0.392
34th-35th			0.510		
36th			1.292		

3.7.1.2 วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA)

แรงแผ่นดินไหวคำนวณได้จากวิธี RSA ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302 ต้องมีการตรวจสอบค่าแรงเฉือนที่ฐาน (V_t) ซึ่งแรงภายในจาดวิธี RSA จะต้องถูกคูณปรับเพิ่มค่าให้แรงเฉือนที่ฐานไม่น้อยกว่าร้อยละ 85 ของแรงเฉือนที่ฐาน (V) จากการคำนวณด้วยวิธี equivalent lateral force (ELF) ซึ่งตัวคูณปรับค่า (scaling factor, SF) สามารถคำนวณได้จาก $0.85V/V_t$ และต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1

วิธี RSA ในการศึกษานี้ใช้แบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นสามมิติ พิจารณาคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนของโครงสร้างเป็นหน้าตัดแตกร้าวและมีค่าสติฟเนสประสิทธิผลดังตารางที่ 3.18 คาบพื้นฐานจากวิธี RSA มีค่ามากกว่าค่าสูงสุดที่ยอมให้ใช้ได้ตาม มยผ.1301/1302-61 ซึ่งจะเป็นค่าที่นำไปใช้คำนวณแรงในวิธี ELF คาบสูงสุด (T_a) ตาม มยผ.1301/1302-61 เป็นค่าที่คำนวณจาก 1.5 คูณ 0.02 คูณความสูงของอาคารในหน่วยเมตร ($T_a = 1.5 \times 0.02 \times 81 = 2.43 \sec$) ตารางที่ 3.50 และตารางที่ 3.51 แสดงค่าคาบพื้นฐาน แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และวิธี ELF และค่าตัวคูณปรับค่า SF สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ตามลำดับ

ตารางที่ 3.50 คาบพื้นฐาน, แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และวิธี ELF และค่าปรับแก้ของอาคารที่กทม.

ตัวแปร	กรณี SH		กรณี DH	
	X	Y	X	Y
T_{RSA} (sec)	6.10	5.31	5.55	5.27
T_{ELF} (sec)	2.289	2.289	2.289	2.289
V_{RSA} design base shear (kN)	11,630	13,936	9,027	9,887
0.85 V_{ELF} design base shear (kN)	20,964	20,964	18,675	18,675
scaling factor (SF)	1.80	1.50	2.10	1.89

ตารางที่ 3.51 คาบพื้นฐาน, แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และวิธี ELF และค่าปรับแก้ของอาคารที่เชียงใหม่

ตัวแปร	กรณี SH		กรณี DH	
	X	Y	X	Y
T_{RSA} (sec)	6.10	5.31	5.55	5.27
T_{ELF} (sec)	2.289	2.289	2.289	2.289
V_{RSA} design base shear (kN)	19,532	28,466	17,070	20,986
0.85 V_{ELF} design base shear (kN)	37,559	37,559	33,459	33,459
scaling factor (SF)	1.92	1.32	1.96	1.59

เนื่องจากมีการคูณปรับค่าแรงที่ต้องต้านทานในวิธี RSA ด้วยค่า *SF* ในที่นี้จึงสนใจว่าค่าแรงที่ใช้ในการออกแบบจากวิธี RSA ที่ปรับค่าแล้วน้อยกว่าแรงในระบบยืดหยุ่นเชิงเส้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี RSA โดยไม่มีการคูณตัวประกอบความสำคัญกี่เท่าและนิยามอัตราส่วนนี้ว่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองประสิทธิผล (R_{eff}) ซึ่งมีค่าตามสมการ $R_{\text{eff}} = \frac{R}{SF \times I}$ แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA (V_{RSA}) ตัวประกอบปรับผลตอบสนองประสิทธิผลแสดงดังตารางที่ 3.52 และ 3.53 สำหรับอาคารที่ กทม. และเชียงใหม่ตามลำดับ

ตารางที่ 3.52 ตัวประกอบปรับผลตอบสนองประสิทธิผล (R_{eff}) กรณีอาคารตั้งอยู่ที่ กทม.

Building	SH		DH	
Formula	$R_{\text{eff,x}}$	$R_{\text{eff,y}}$	$R_{\text{eff,x}}$	$R_{\text{eff,y}}$
$R_{\text{eff}} = \frac{R}{SF \times I}$	2.7	3.2	2.3	2.5

ตารางที่ 3.53 ตัวประกอบปรับผลตอบสนองประสิทธิผล (R_{eff}) กรณีอาคารตั้งอยู่ที่เชียงใหม่

Building	SH		DH	
Formula	$R_{\text{eff,x}}$	$R_{\text{eff,y}}$	$R_{\text{eff,x}}$	$R_{\text{eff,y}}$
$R_{\text{eff}} = \frac{R}{SF \times I}$	2.5	3.7	2.4	3.0

การวิเคราะห์วิธี RSA จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองจากหลายโหมด โดยมีจำนวนโหมดที่พิจารณา 30 โหมด เพื่อให้เพียงพอที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมดจากโหมดที่พิจารณา ไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของอาคารตาม มยผ.1301/1302 คุณสมบัติของโหมดการสั่นไหว 20 โหมดแรกแสดงในตารางที่ 3.54 และ 3.55 สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ตามลำดับ

ตารางที่ 3.56 และ 3.57 แสดงรูปร่างของโหมดการสั่นไหวและคาบการสั่นไหวตามธรรมชาติของสี่โหมดแรกของอาคารกรณี SH และกรณี DH ตามลำดับ สำหรับอาคารกรณี SH โหมดที่ 2 และ 3 เป็นการโยกตัวในทิศทางแกน Y และบิดตัวรอบแกนดิ่งตามลำดับ (ตารางที่ 3.56) แต่โหมดที่ 2 และ 3 ของกรณี DH มีลักษณะคู่ควบระหว่างการโยกตัวทางแกน Y และการบิดตัวรอบแกนดิ่งทั้งสองโหมด (ตารางที่ 3.57) ส่วนโหมดที่ 4 ของกรณี SH เป็นการโยกเข้าหากัน หรือแยกออกจากกันของตึก 2 ฝั่งในทิศทางแกน X ทำให้แรงเฉือนที่ฐานหักล้างกันจนเป็นศูนย์ ทำให้อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux เท่ากับศูนย์ (ตารางที่ 3.56) ในขณะที่อาคารกรณี DH โหมดที่ 4 มีการโยกคล้ายกันในทิศทาง X แต่เนื่องจากความสูงของอาคารทั้ง 2 ฝั่งไม่เท่ากัน แรงเฉือนที่ฐานจึงไม่หักล้างกันจนเป็นศูนย์ (ตารางที่ 3.57)

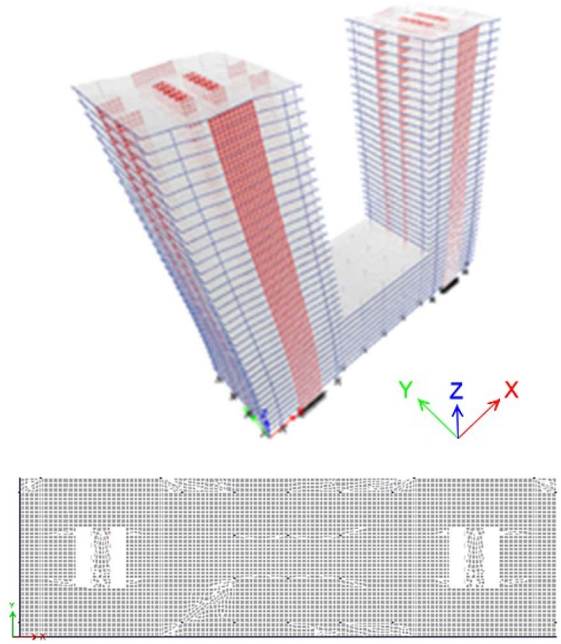
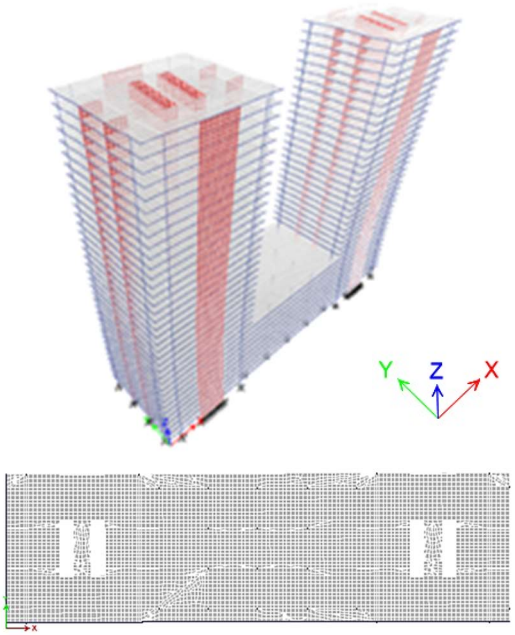
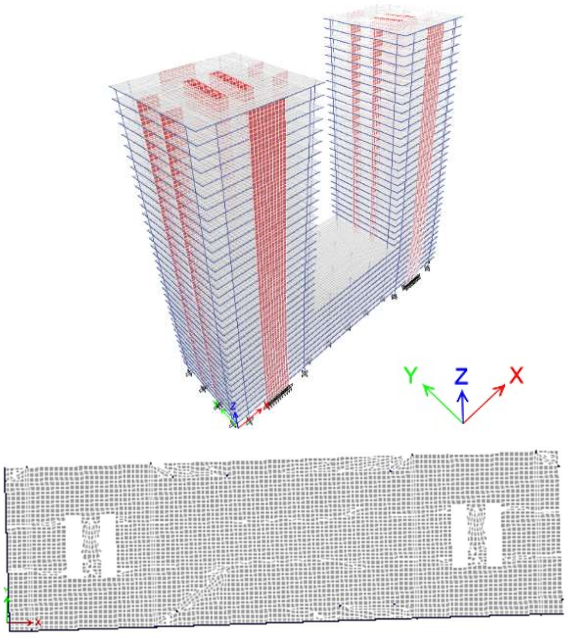
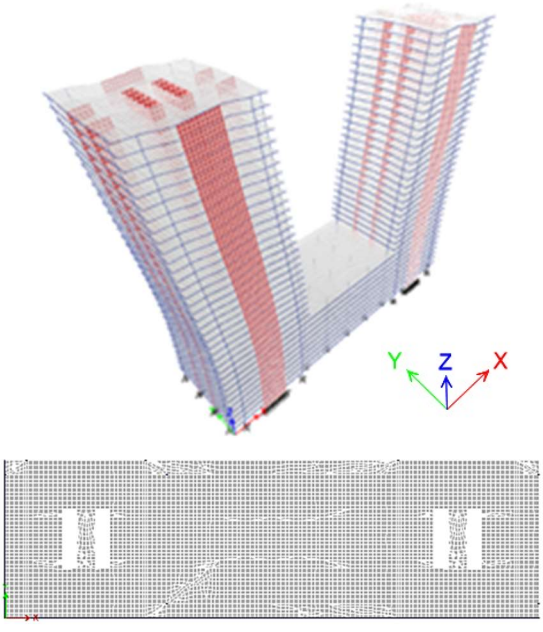
ตารางที่ 3.54 คุณสมบัติของ 20 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติอาคารกรณี SH

mode	T (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1	6.10	**61%**	0	0
2	5.31	0	**58%**	0
3	5.23	0	**0%**	**60%**
4	4.56	**0%**	0	0
5	2.88	0	0	**0%**
6	2.84	0	0	**3%**
7	1.50	**16%**	0	0
8	1.05	**0%**	0	0
9	1.01	0	**20%**	0
10	1.00	0	**0%**	**18%**
11	0.79	0	0	**0%**
12	0.76	0	0	**0%**
13	0.66	**8%**	0	0
14	0.43	**0%**	0	0
15	0.42	0	**10%**	0
16	0.41	0	0	**6%**
17	0.37	0	**0%**	0
18	0.36	**4%**	0	0
19	0.34	0	0	**1%**
20	0.25	0	**4%**	0
		89%	**91%**	**89%**

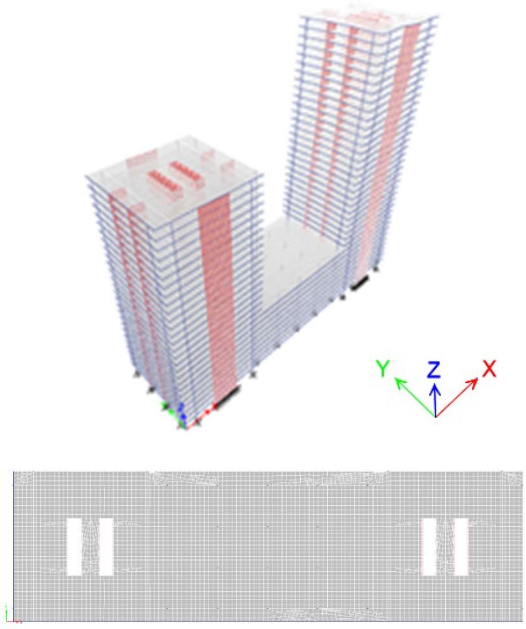
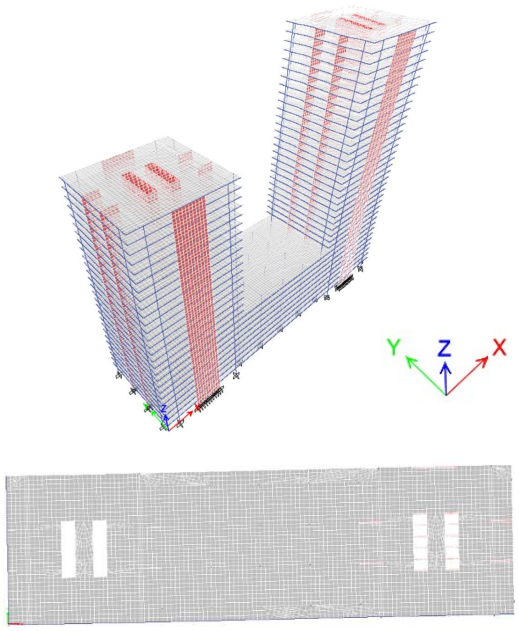
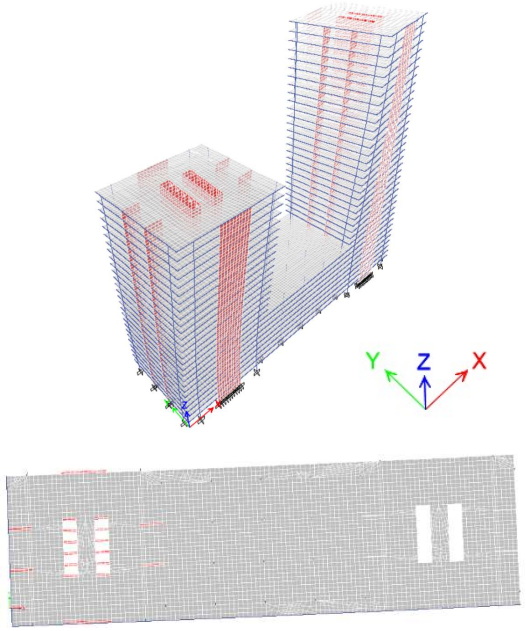
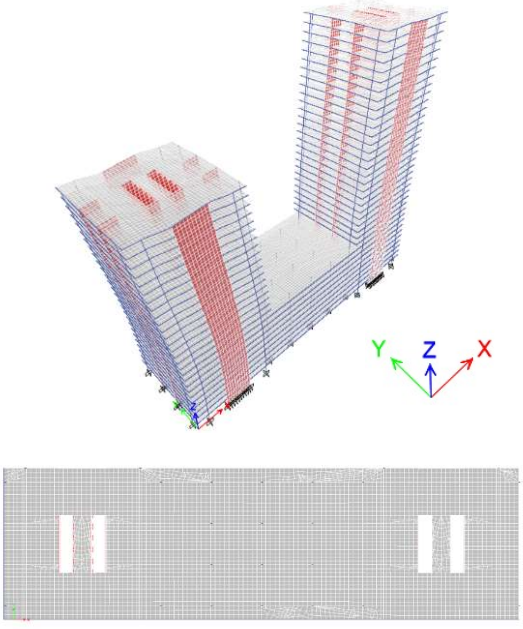
ตารางที่ 3.55 คุณสมบัติของ 20 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติอาคารกรณี DH

mode	T (sec)	mass Ux	mass Uy	rotational inertia Rz
1	5.55	**49%**	0%	0%
2	5.27	0%	**33%**	**26%**
3	3.21	0%	**22%**	**36%**
4	3.06	**13%**	0%	0%
5	2.81	0%	**3%**	**1%**
6	1.77	0%	0%	**1%**
7	1.29	**11%**	0%	0%
8	1.00	0%	**11%**	**8%**
9	0.78	0%	**1%**	**1%**
10	0.77	**8%**	0%	0%
11	0.61	0%	**9%**	**10%**
12	0.48	**2%**	0%	0%
13	0.46	0%	**1%**	**0.3%**
14	0.40	0%	**4%**	**3%**
15	0.38	**5%**	0%	0%
16	0.36	0%	**0.3%**	**0.1%**
17	0.27	0%	**5%**	**2%**
18	0.23	0%	**1%**	**3%**
19	0.23	**1%**	0%	0%
20	0.22	0%	**1%**	**0%**
		89%	**91%**	**91%**

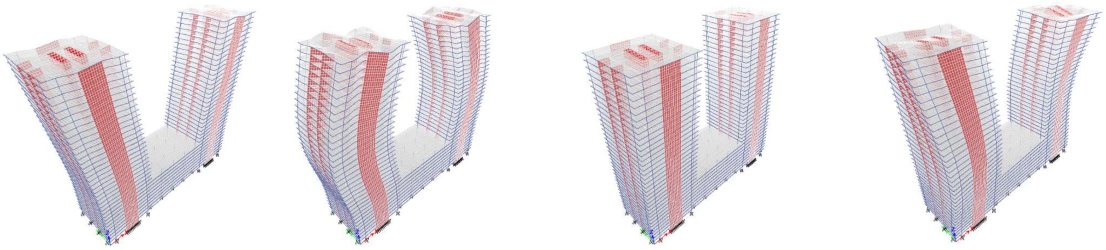
ตารางที่ 3.56 รูปร่างของโหมดการสั่นไหวและคาบการสั่นไหว 4 โหมดแรกของอาคารกรณี SH

Mode shapes and natural periods	
1st mode (T=6.10s) X-translation-dominant	2nd mode (T=5.31s) Y-translation-dominant
	
3rd mode (T=5.23s) Torsion-dominant	4th mode (T=4.56s) Separation-dominant
	

ตารางที่ 3.57 รูปร่างของโหมดการสั่นไหวและคาบการสั่นไหว 4 โหมดแรกของอาคารกรณี DH

Mode shapes and natural periods	
1st mode (T=5.55s) X-translation-dominant	2nd mode (T=5.27s) Y-translation-dominant
	
3rd mode (T=3.21s) Torsion-dominant	4th mode (T=3.06s) X-translation-dominant
	

รูปที่ 3.58 แสดงโหมดการสั่นไหวโหมดที่ 4, 8, 3 และ 10 ของอาคาร SH ซึ่งมีค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลเท่ากับศูนย์ทุกทิศทางในโหมดที่ 4 และ 8 เนื่องจากเป็นการเคลื่อนที่ในลักษณะที่ตึกทั้งสองโยกตัวในทิศทางแกน X ในทิศทางตรงข้ามกัน แรงรวมที่ฐานจึงเท่ากับศูนย์ และทำให้อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลของโหมดเหล่านี้เท่ากับศูนย์ทุกทิศทาง ส่วนโหมดที่ 3 และ 10 ตึกสองข้างมีการโยกไปทาง Y และบิดตัวแบบสมมาตรกันทำให้อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลเท่ากับศูนย์ในทิศทาง X และ Y แต่มีค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกนดิ่งไม่เป็นศูนย์



(a) Mode 4 - X (b) Mode 8 - X (c) Mode 3 – Y/Rz (d) Mode 10 – Y/Rz

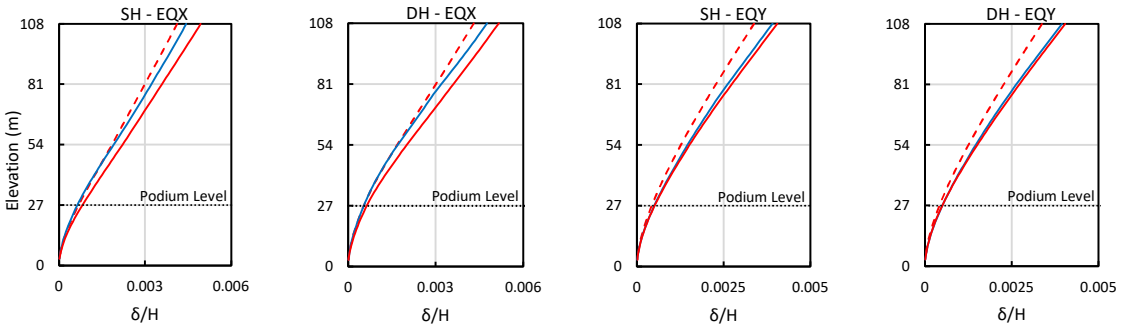
รูปที่ 3.58 โหมดการสั่นไหวกรณีอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux, Uy และความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz มีค่าเท่ากับศูนย์ ของอาคารกรณี SH

3.7.1.3 ผลการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา (LRHA)

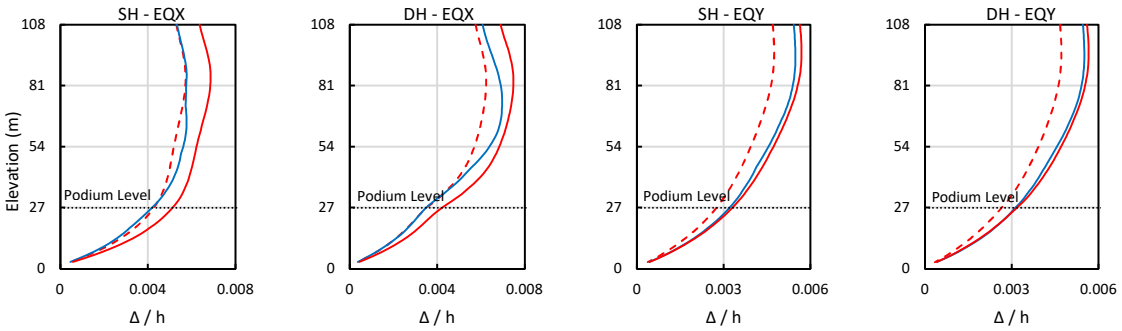
หลังจากที่ได้วิเคราะห์โครงสร้างอาคารด้วยวิธี RSA โดยใช้สเปกตรัม UHS (รูปที่ 3.23) และออกแบบกำลังต้านทานแรงดัดของชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ ตามวิธีการ RSA ในมาตรฐานการออกแบบ มยผ.1302-52 แบบเดิมแล้ว การศึกษานี้ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวด้วยวิธีแบบประวัติเวลาเชิงเส้น (Linear Response History Analysis, LRHA) ที่กระทำกับอาคารในแนวราบทิศทาง X และ Y แยกกระทำทีละทิศทาง เรียกว่า EQX และ EQY ตามลำดับ กรณีที่อาคารตั้งอยู่ที่เชียงใหม่คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ประกอบด้วย 10 คลื่น (หัวข้อ 3.5) ส่วนกรณีที่อาคารตั้งอยู่ที่ กทม. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ประกอบด้วย 6 คลื่นที่เป็นตัวแทนคลื่นบนผิวดินอ่อนที่ กทม. ซึ่งพัฒนาโดย นครและคณะ (2560) และ อมรเทพและคณะ (2561) ดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.5 ที่ถูกปรับค่าให้สอดคล้องกับสเปกตรัม UHS (ดังรูปที่ 3.24) ผลการวิเคราะห์จากวิธี LRHA ที่เป็นค่าการตอบสนองสูงสุดต่อแผ่นดินไหว 6 คลื่นนั้น ได้ถูกนำมาคำนวณค่าเฉลี่ย และเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ RSA ที่ใช้ในการออกแบบ และ LRSA ซึ่งเป็นค่าก่อนที่จะหารด้วย R หรือ คูณ Cd ซึ่งเทียบเคียงได้กับผลการวิเคราะห์จากวิธี LRHA แต่ต่างกันตรงที่ LRHA รวมผลตอบสนองจากหลายโหมดแบบประวัติเวลาซึ่งเป็นค่าที่ถูกต้องกว่าวิธี LRHA ที่รวมค่าการตอบสนองสูงสุดจากแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS (Square Root of Sum of Squares) หรือ CQC (Complete Quadratic Combination) แบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นเหล่านี้ใช้คุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนที่ลดทอนจากหน้าตัดเต็มเพื่อคำนึงถึงการแตกร้าวของคอนกรีตภายใต้การดัด

รูปที่ 3.59 และ 3.60 แสดงค่าการกระจัดแต่ละชั้นที่จุดศูนย์ถ่วงของมวล (center of mass, CM), การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM, แรงเฉือนรวมของทั้งชั้นในทิศทาง X และ Y, และโมเมนต์พลิกคว่ำรอบแกน Y และ X ตามลำดับ ที่ได้จากการวิเคราะห์วิธี RSA, วิธี LRSA และ วิธี LRHA ของทั้งสองกรณีอาคาร SH และ DH ในพื้นที่ กทม. และเชียงใหม่ สมมติว่าอาคารตั้งอยู่ที่ กทม. จากรูปสังเกตได้ว่าวิธี LRSA และ LRHA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน โดยความแตกต่างแสดงถึงความผิดพลาดเนื่องจากวิธีการรวมผลตอบสนองจากหลายโหมดเข้าด้วยกันแบบ CQC ในวิธี LRSA ซึ่งความคลาดเคลื่อนดังกล่าวจัดว่าค่อนข้างน้อย แต่วิธี RSA มีการคูณค่าการเคลื่อนที่จากวิธี LRHA ด้วย Cd/R ที่มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 ทำให้มีแนวโน้มที่จะให้ค่าต่ำกว่า LRSA และ LRHA ผลการวิเคราะห์ที่แสดงเหล่านี้ไม่ได้รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ แม้ว่าในขั้นตอนการออกแบบอาคารที่ทำการศึกษานี้จะมีการพิจารณาแรงบิดโดยบังเอิญร้อยละ 5

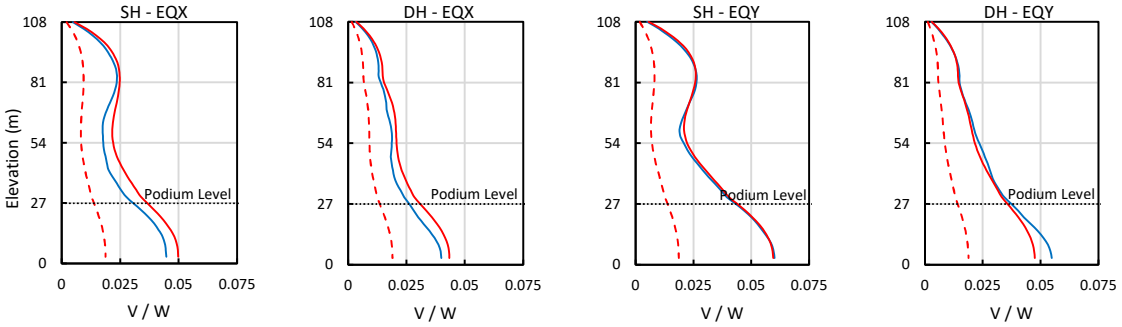
แรงเฉือนและโมเมนต์พลิกคว่ำจากสองตึกจะถูกบวกรวมกันเป็นค่ารวมของแต่ละชั้น ซึ่งในกรณี DH ที่ชั้นบนๆ ซึ่งอยู่เหนือตึกที่เตี้ยกว่าจะมีค่าจากตึกเดียวเท่านั้น ส่วนค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะแสดงค่าในตึกที่มีค่ามากกว่า ในภาพรวมการตอบสนองของอาคาร SH และ DH มีแนวโน้มคล้ายกัน โดยที่ DH มีการตอบสนองน้อยกว่า SH เล็กน้อยเนื่องจากอาคารมีตึกหนึ่งที่มีขนาดเล็กกว่า (เตี้ยกว่า 9 ชั้น) ทั้งกรณีอาคารตั้งอยู่ที่ กทม. (รูปที่ 3.59) และกรณีอาคารตั้งอยู่ที่เชียงใหม่ (รูปที่ 3.60)



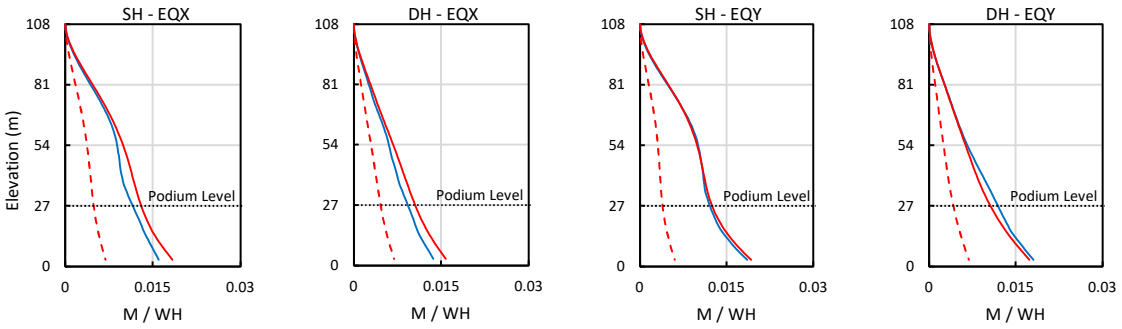
(a) Floor displacement



(b) Inter-story drift ratio



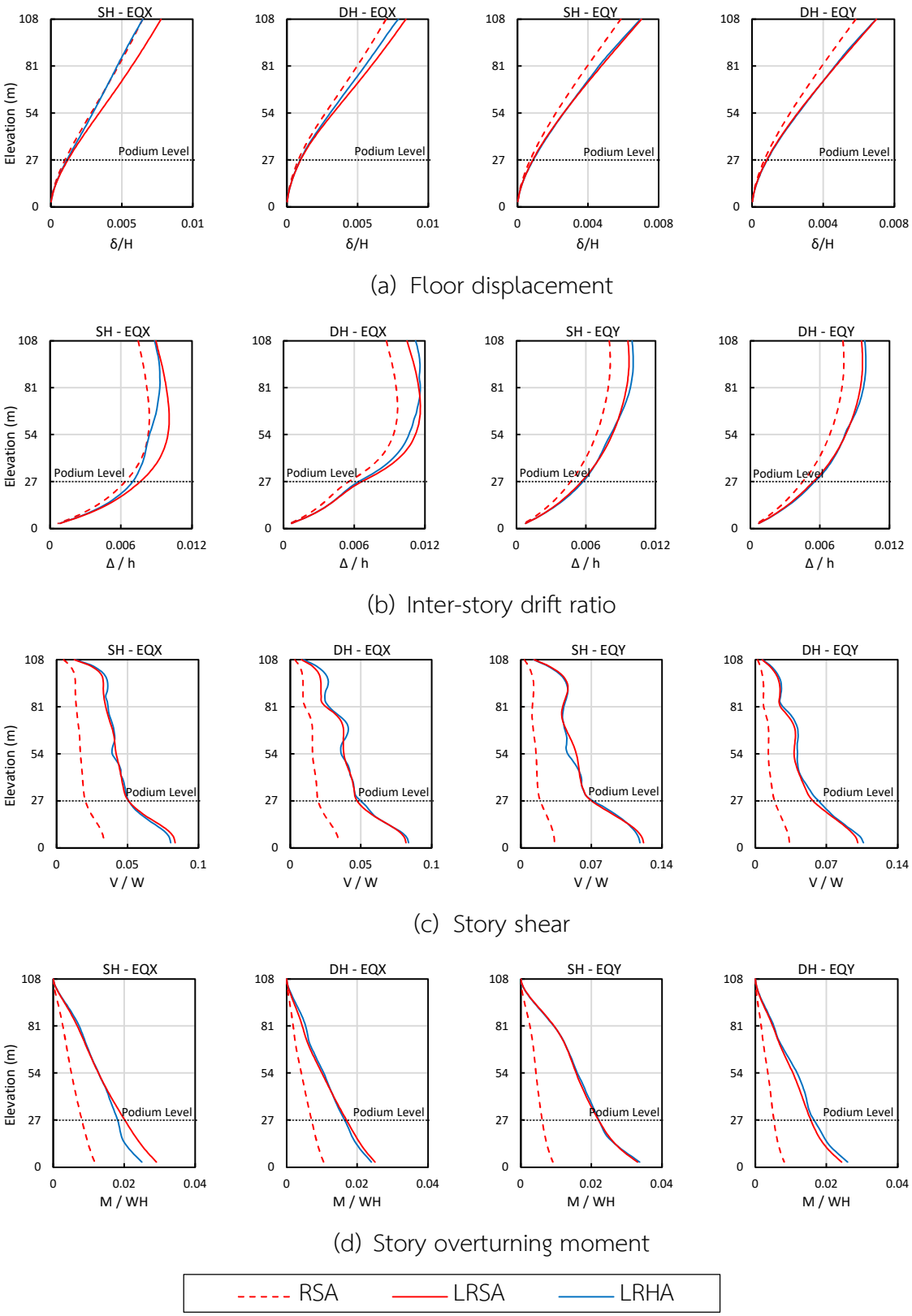
(c) Story shear



(d) Story overturning moment



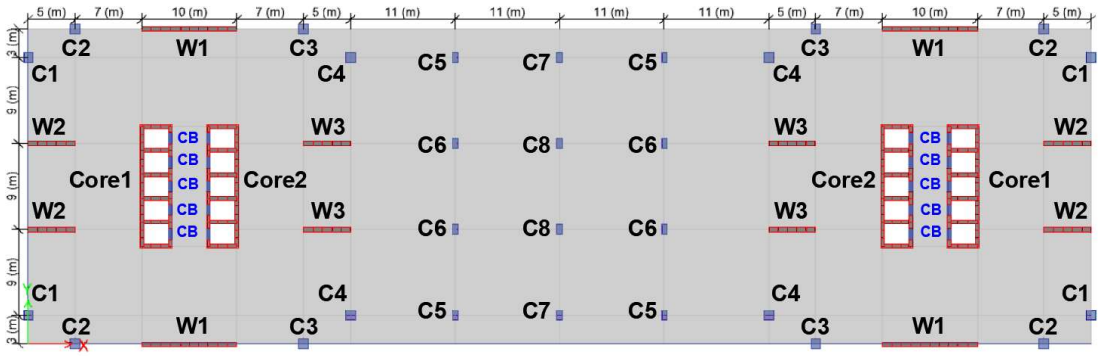
รูปที่ 3.59 (a) การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นในทิศทาง Y และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี RSA, วิธี LRSA และ วิธี LRHA สำหรับพื้นที่กรุงเทพโดยแผ่นดินไหวกระทำกับอาคารทีละทิศทาง X และ Y



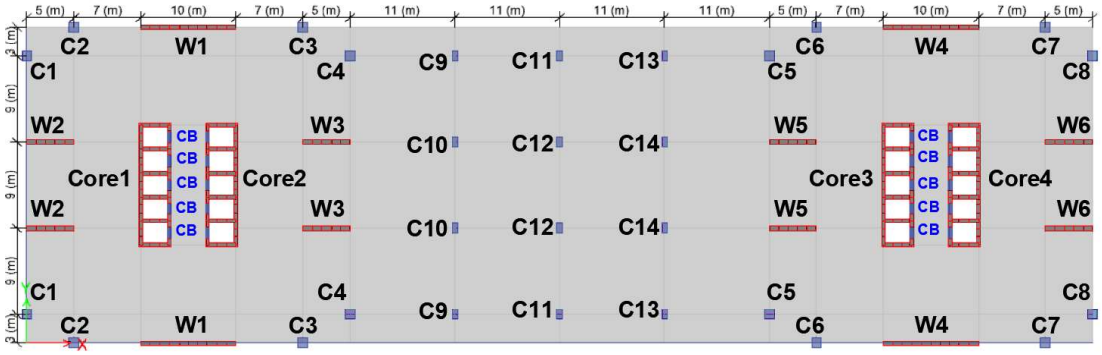
รูปที่ 3.60 (a) การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นในทิศทาง Y และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี RSA, วิธี LRSA และ วิธี LRHA สำหรับพื้นที่เชียงใหม่โดยแผ่นดินไหวกระทำกับอาคารทีละทิศทาง X และ Y

A. องค์อาคารในแนวดิ่ง (vertical member)

เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค์อาคารแนวดิ่งได้แก่กำแพงโครงสร้างรับแรงเฉือนและเสา ซึ่งคำนวณได้จากวิธี RSA, วิธี LRSA และ วิธี LRHA ของอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพและเชียงใหม่ จะแสดงได้ดังรูปที่ 3.62 ถึงรูปที่ 3.79 การกำหนดชื่อขององค์อาคารกำแพงโครงสร้างและเสาสำหรับทั้งอาคาร SH และ DH แสดงดังรูปที่ 3.61 ซึ่งจากรูปที่ 3.62 ถึง 3.79 พบว่าวิธี RSA ให้ค่าแรงที่ต้องต้านทานสำหรับใช้ในการออกแบบต่ำกว่าวิธี LRSA และ LRHA เนื่องจากถูกหารด้วยค่า R ถึงแม้มีการคูณด้วยตัวคูณปรับค่า SF ในขณะที่วิธี LRSA และ LRHA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน สำหรับกรณี SH อาคารมีความสมมาตรตลอดทั้งความสูงของอาคาร ทำให้ชิ้นส่วนของกำแพงโครงสร้างและเสามีการรับแรงที่ต้องต้านทาน (demand forces) ทั้งสองตึกเหมือนกันตลอดความสูง แต่กรณีอาคาร DH สังเกตได้ว่าค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานมีการเปลี่ยนแปลงสูงมากในบริเวณชั้นบนสุดของส่วนฐาน (podium level, PL) และในชั้นที่สูงหรือต่ำกว่านั้นไปอีกหนึ่งหรือสองชั้น สาเหตุหลักเป็นเพราะว่าในกรณี DH ตึก 2 ฝั่งมีความสูงไม่เท่ากัน มีการโยกตัวไม่ไปด้วยกันและมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างกะทันหันที่ชั้นบนสุดของส่วนฐาน (podium) ทำให้กำแพงโครงสร้างและเสาบริเวณชั้น PL เกิดแรงภายในมากผิดปกติ



(a) SH



(b) DH

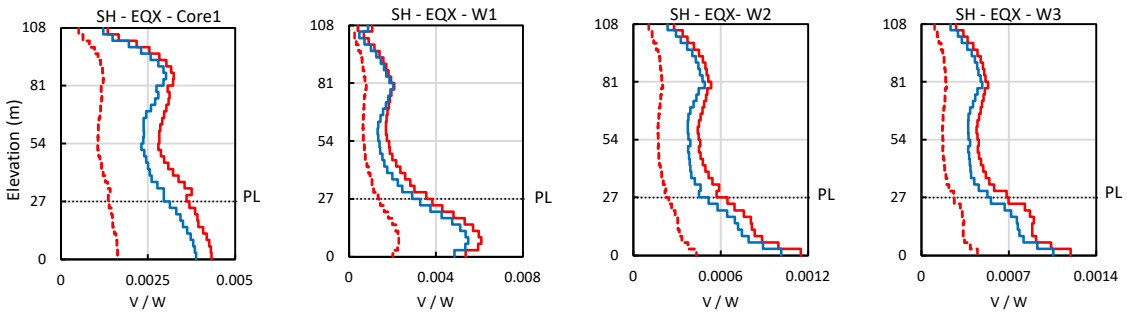
รูปที่ 3.61 การกำหนดชื่อของชิ้นส่วนกำแพงในอาคาร กรณี (a) SH และ (b) DH

A1. กำแพงรับแรงเฉือน

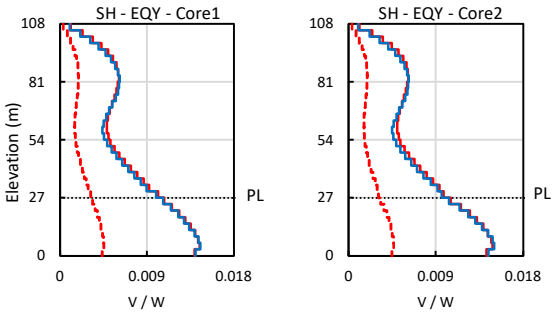
จากรูปที่ 3.62 และ 3.63 จะเห็นได้ว่าแรงเฉือนในปล่องกำแพงมีค่าแปรเปลี่ยนตามความสูงที่ระดับพื้นเป็นแรงแนวราบที่ส่งถ่ายมาจากพื้นหรือคาน ส่วนในกรณีค่าโมเมนต์ดัดในรูปที่ 3.62 และ3.64 ที่แปรเปลี่ยนตามความสูงในช่วงระหว่างแผ่นพื้นเป็นผลจากค่าแรงเฉือน และอีกส่วนเป็นการเปลี่ยนแปลงค่าที่ระดับแผ่นพื้นซึ่งเป็นโมเมนต์ที่ส่งถ่ายมาจากองค์อาคารแนวราบที่มาเชื่อมต่อ เช่น แผ่นพื้น หรือคาน

หากเปรียบเทียบรูปที่ 3.62 และ 3.63 จะเห็นได้ว่ากรณีอาคาร DH ตั้งอยู่ในพื้นที่กทม. (รูปที่ 3.62) มีการแปรเปลี่ยนของแรงภายในที่ซับซ้อนและไม่แปรเปลี่ยนแบบค่อยเป็นค่อยไปเหมือนดังกรณีอาคาร SH ในรูปที่ 3.62 เนื่องจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างตึกทั้งสองฝั่งที่มีการสั่นไหวไม่เข้าจังหวะกันทำให้การส่งถ่ายแรงผ่านลงไปยังส่วนฐานเป็นแรงอัดและแรงดึงที่มีค่ามากในแผ่นพื้นที่เชื่อมระหว่างสองตึก

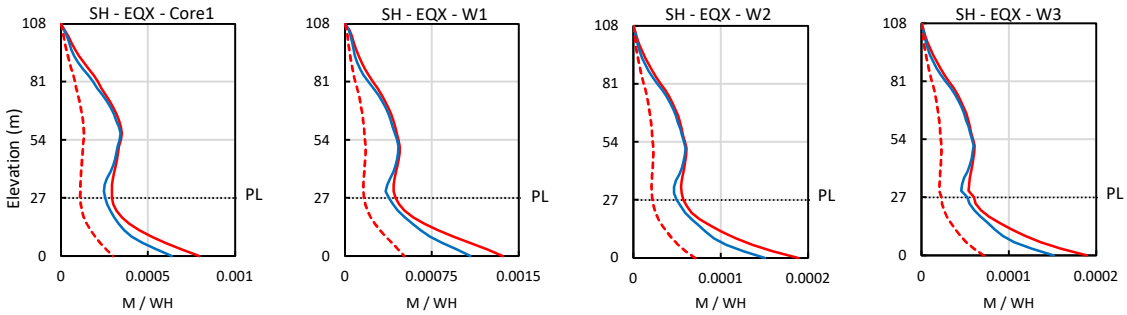
รูปที่ 3.66 และ 3.67 สำหรับกรณี DH ตั้งอยู่ที่เชียงใหม่ แสดงแนวโน้มของการแปรเปลี่ยนของแรงภายในที่ซับซ้อนคล้ายกับกรณี DH ที่ตั้งอยู่ที่กทม (รูปที่ 3.63 และ 3.64).



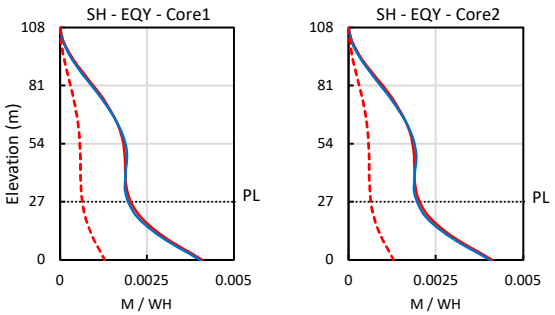
(a) Wall shear forces due to EQX



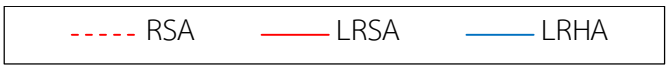
(b) Wall shear forces due to EQY



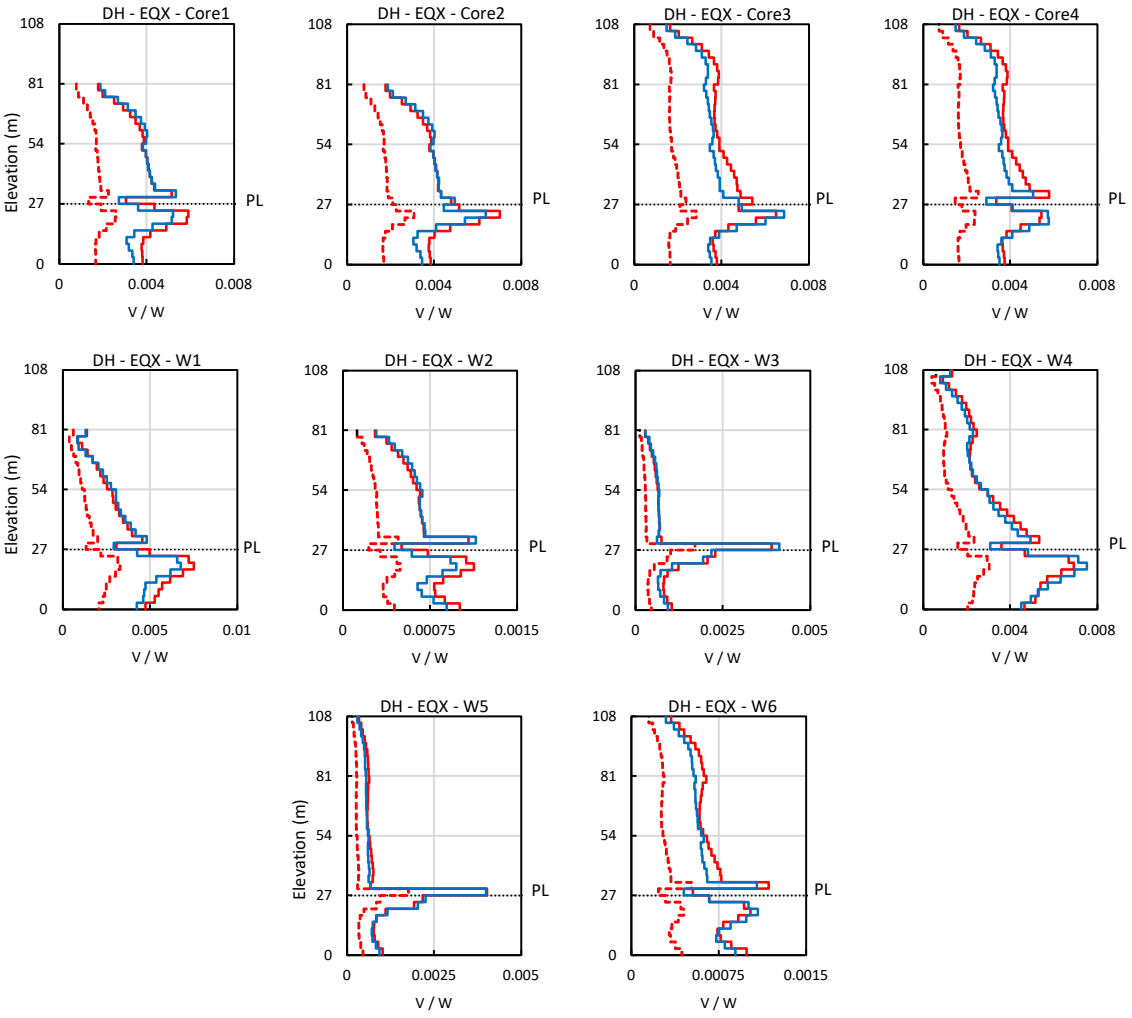
(c) Wall bending moment due to EQX



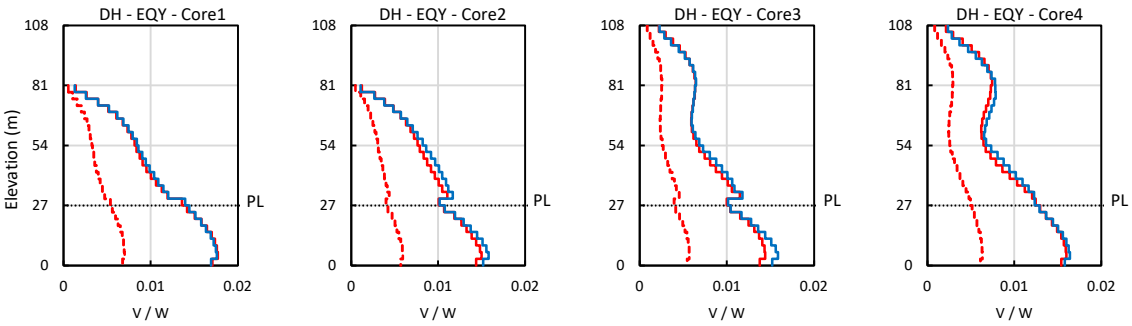
(d) Wall bending moment due to EQY



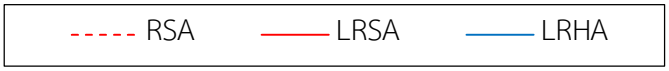
รูปที่ 3.62 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ



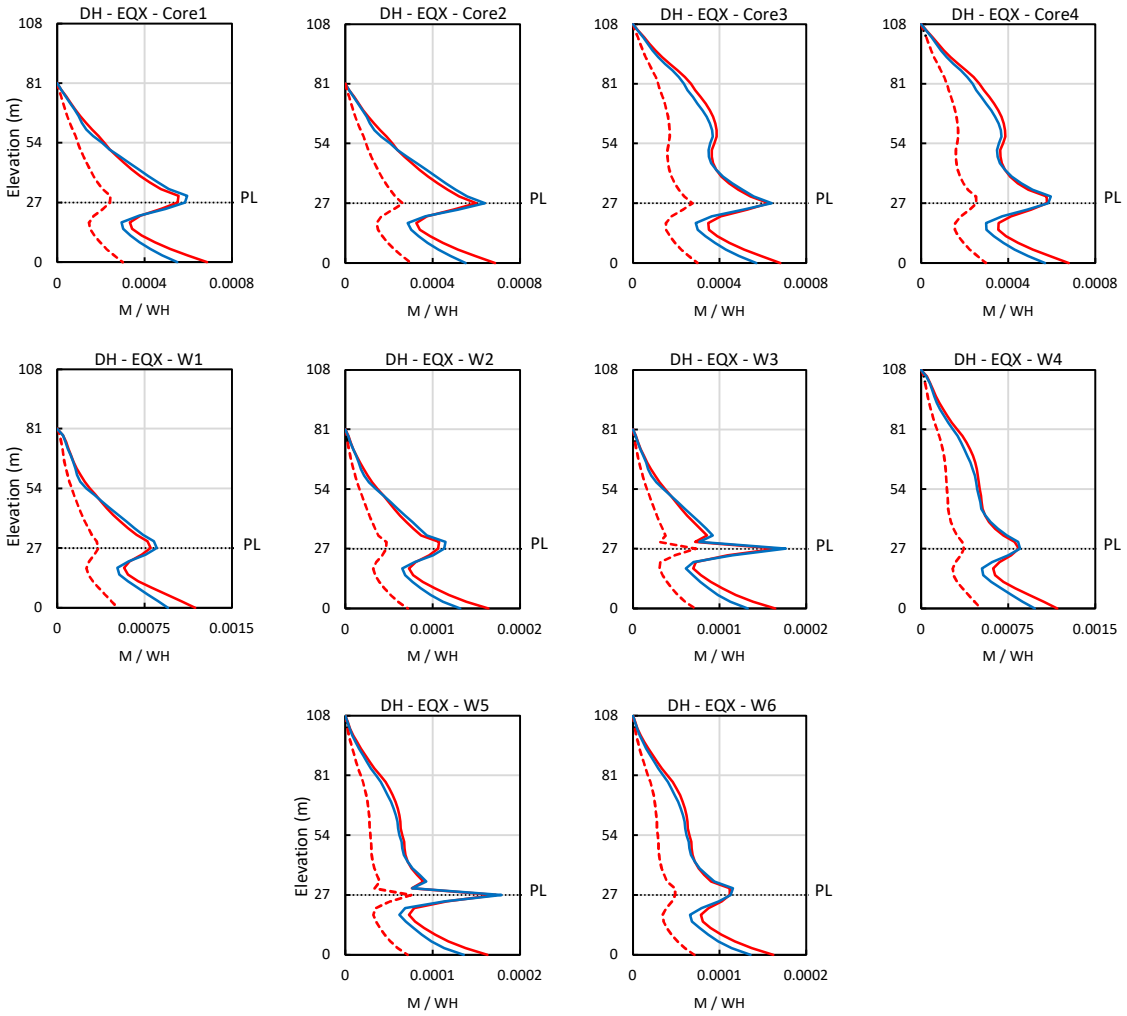
(a) Wall shear forces due to EQX



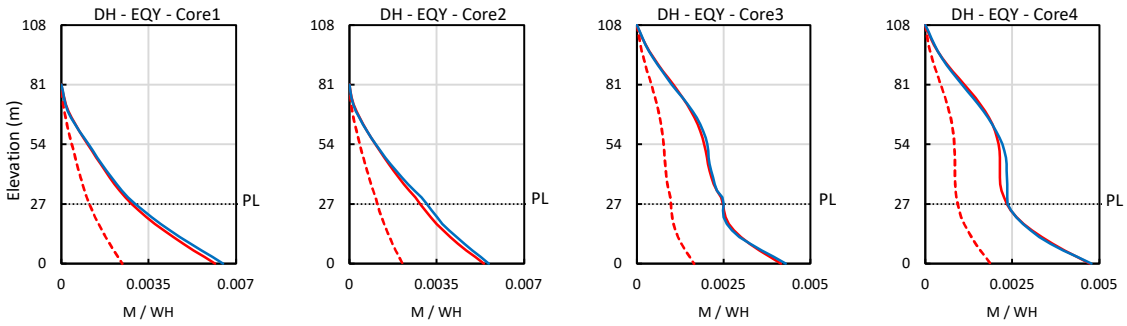
(b) Wall shear forces due to EQY



รูปที่ 3.63 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



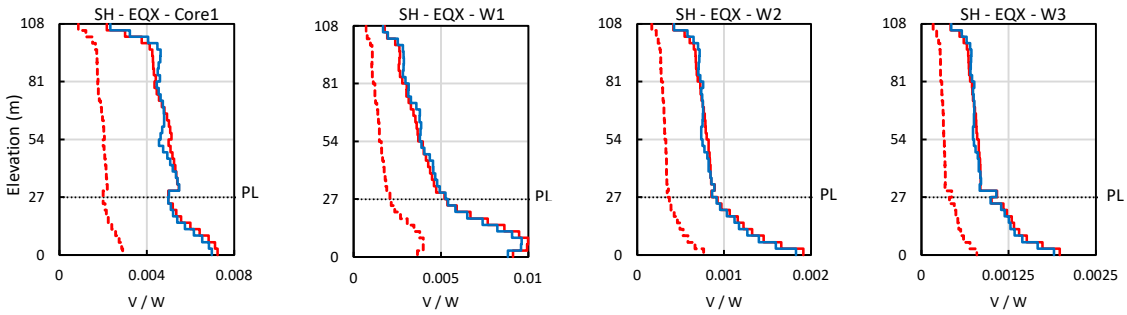
(a) Wall bending moment due to EQX



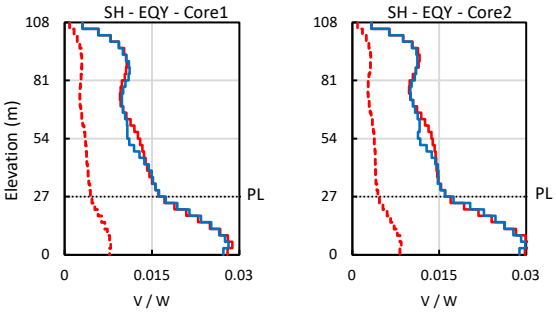
(b) Wall bending moment due to EQY

RSA LRSA LRHA

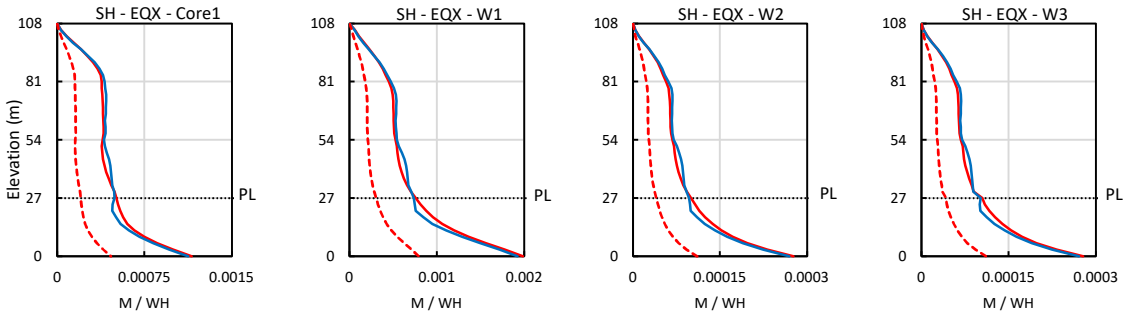
รูปที่ 3.64 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



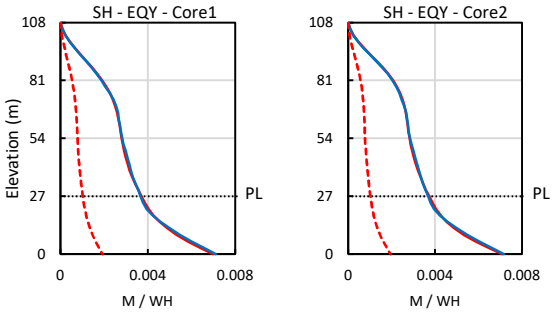
(a) Wall shear forces due to EQX



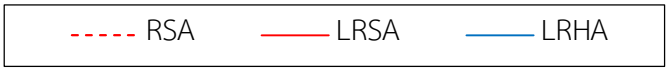
(b) Wall shear forces due to EQY



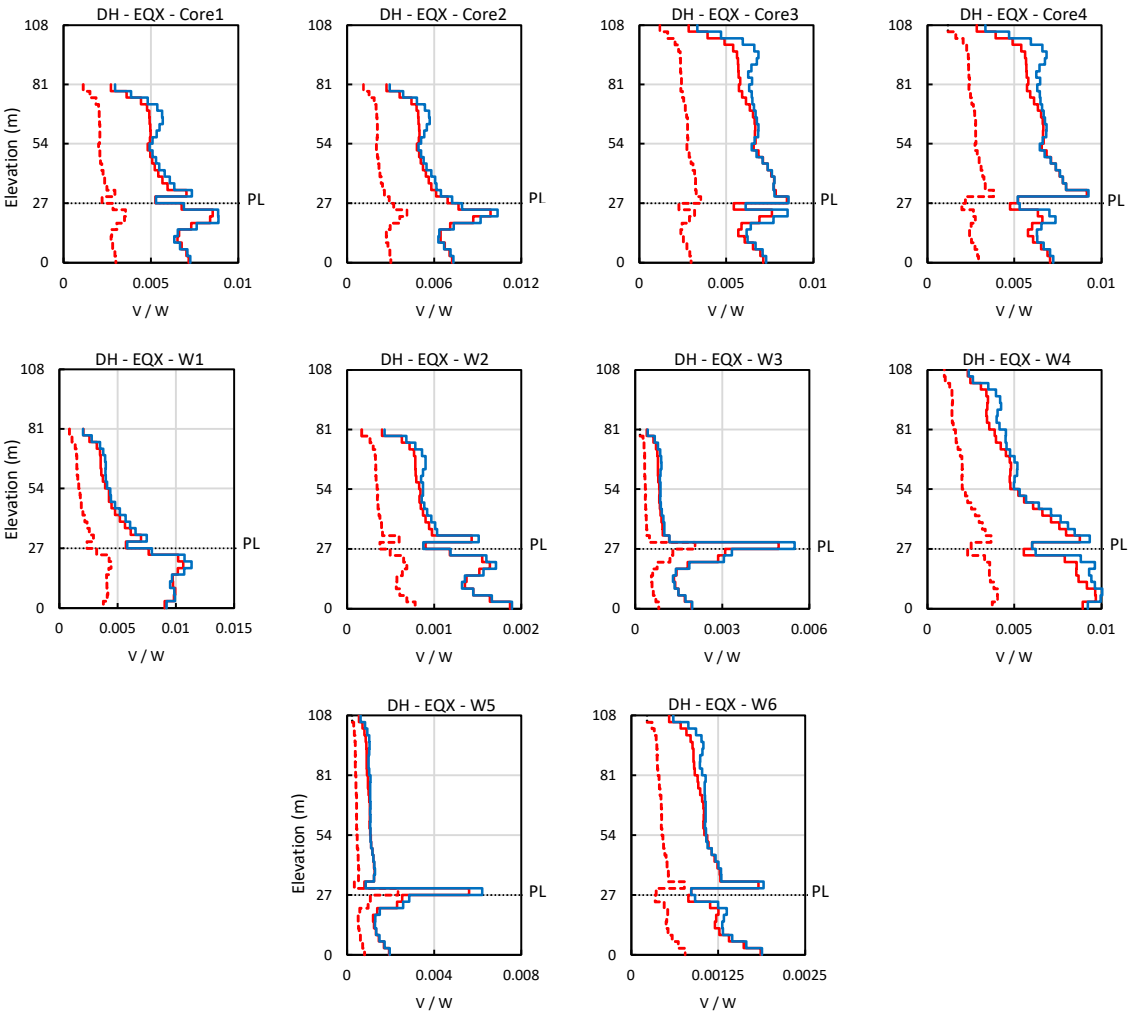
(c) Wall bending moment due to EQX



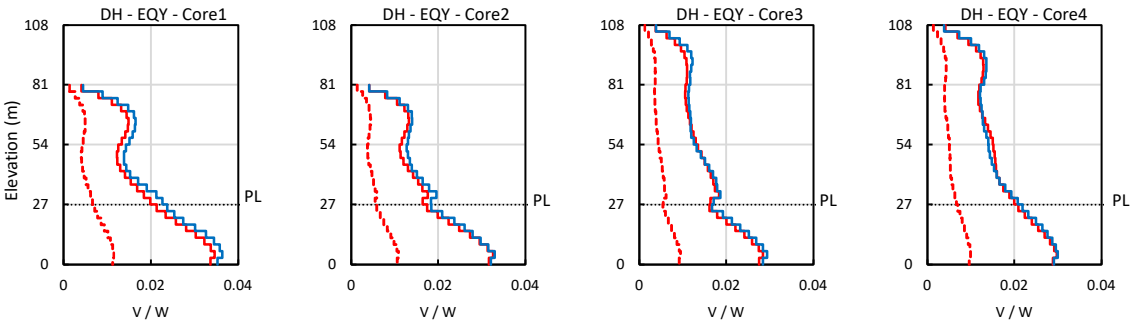
(d) Wall bending moment due to EQY



รูปที่ 3.65 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



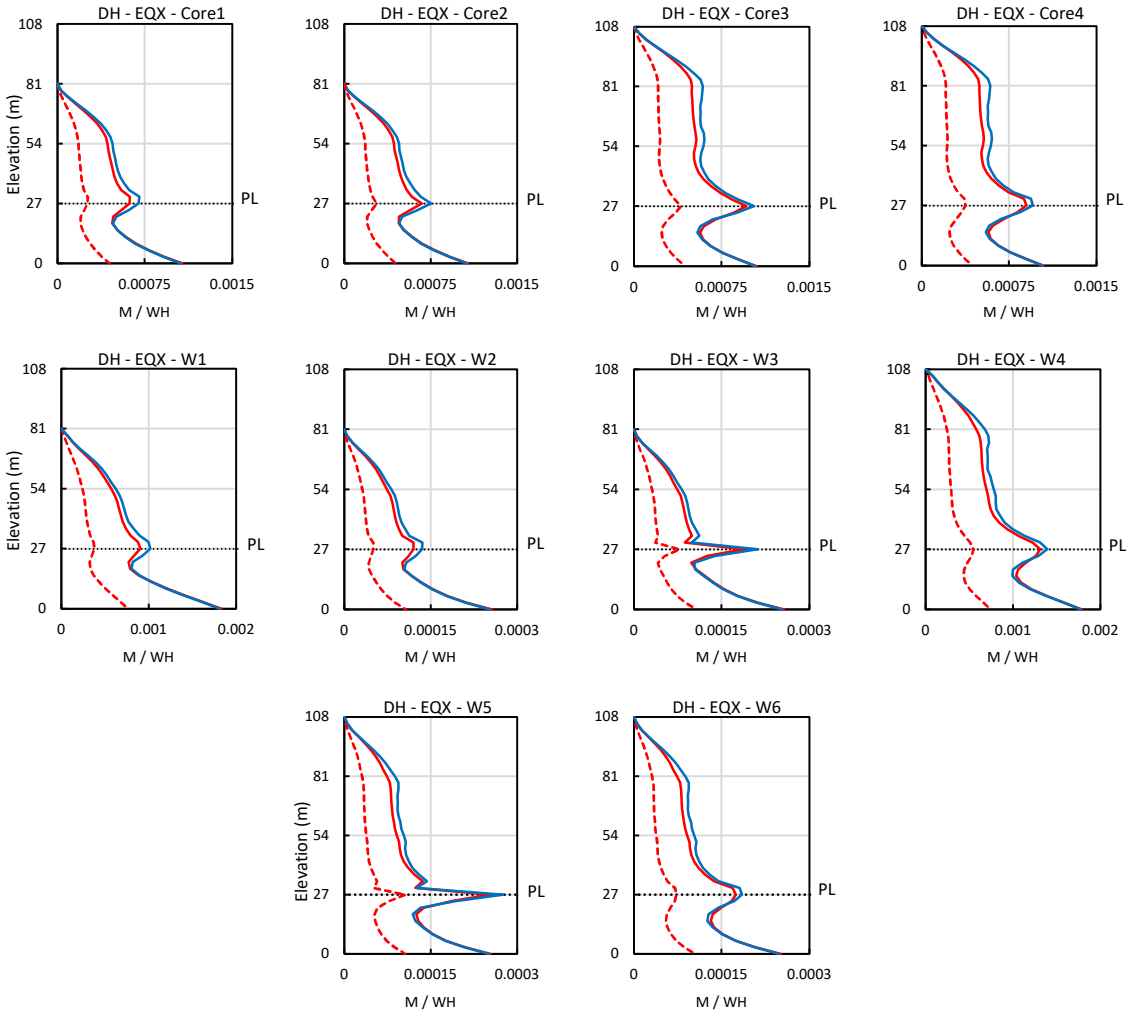
(a) Wall shear forces due to EQX



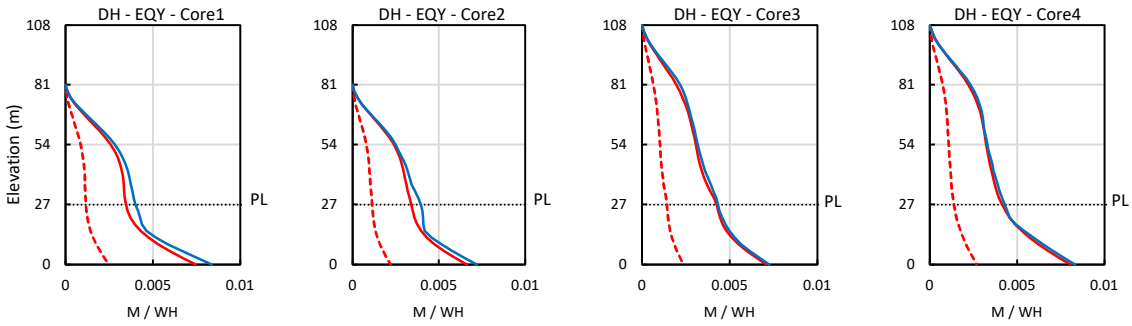
(b) Wall shear forces due to EQY



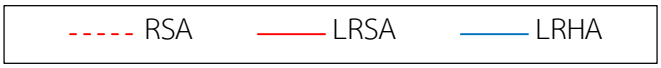
รูปที่ 3.66 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



(a) Wall bending moment due to EQX

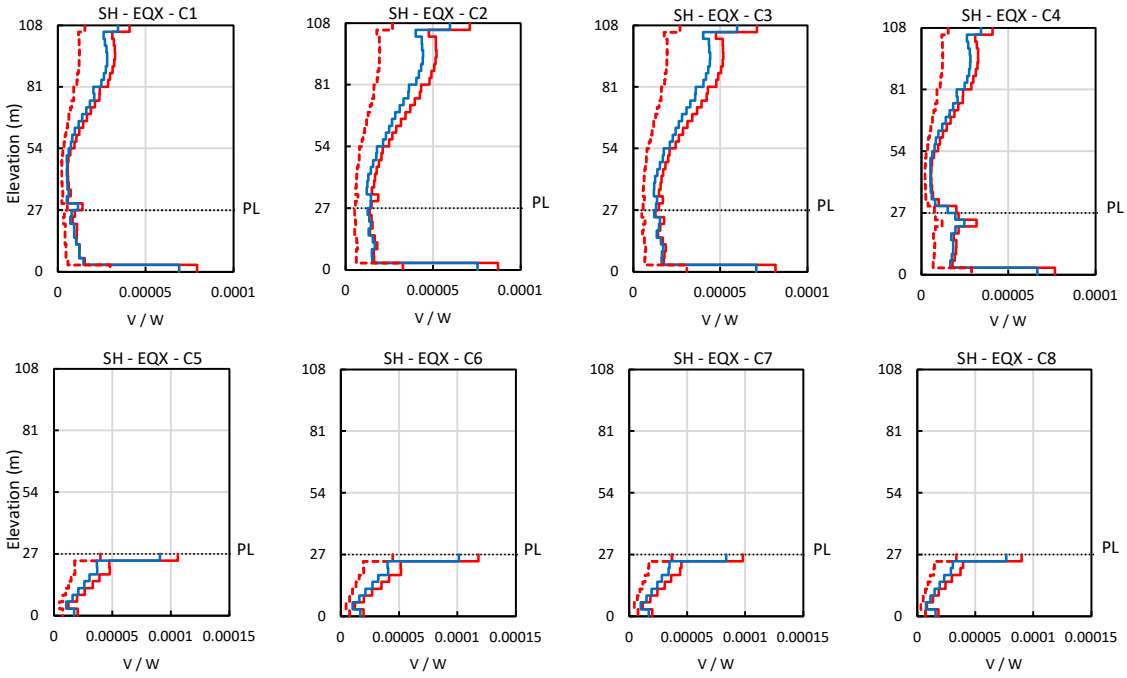


(b) Wall bending moment due to EQY

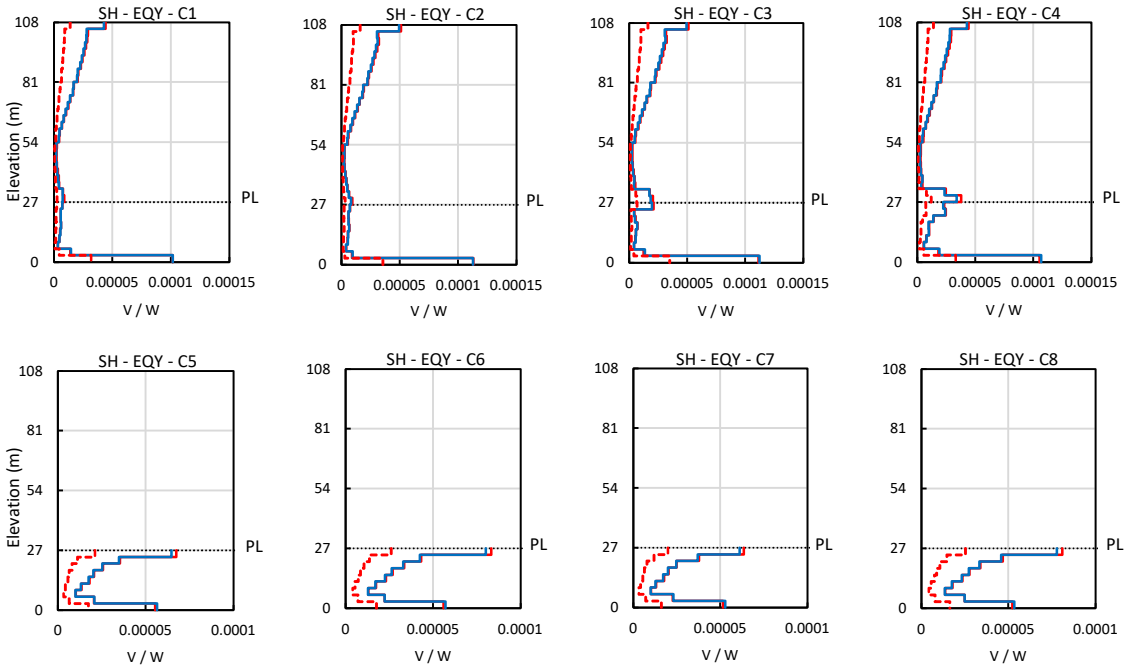


รูปที่ 3.67 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่

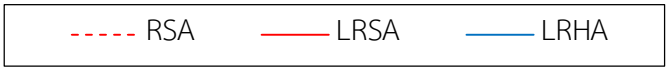
A2. เสา



(a) Column shear forces due to EQX

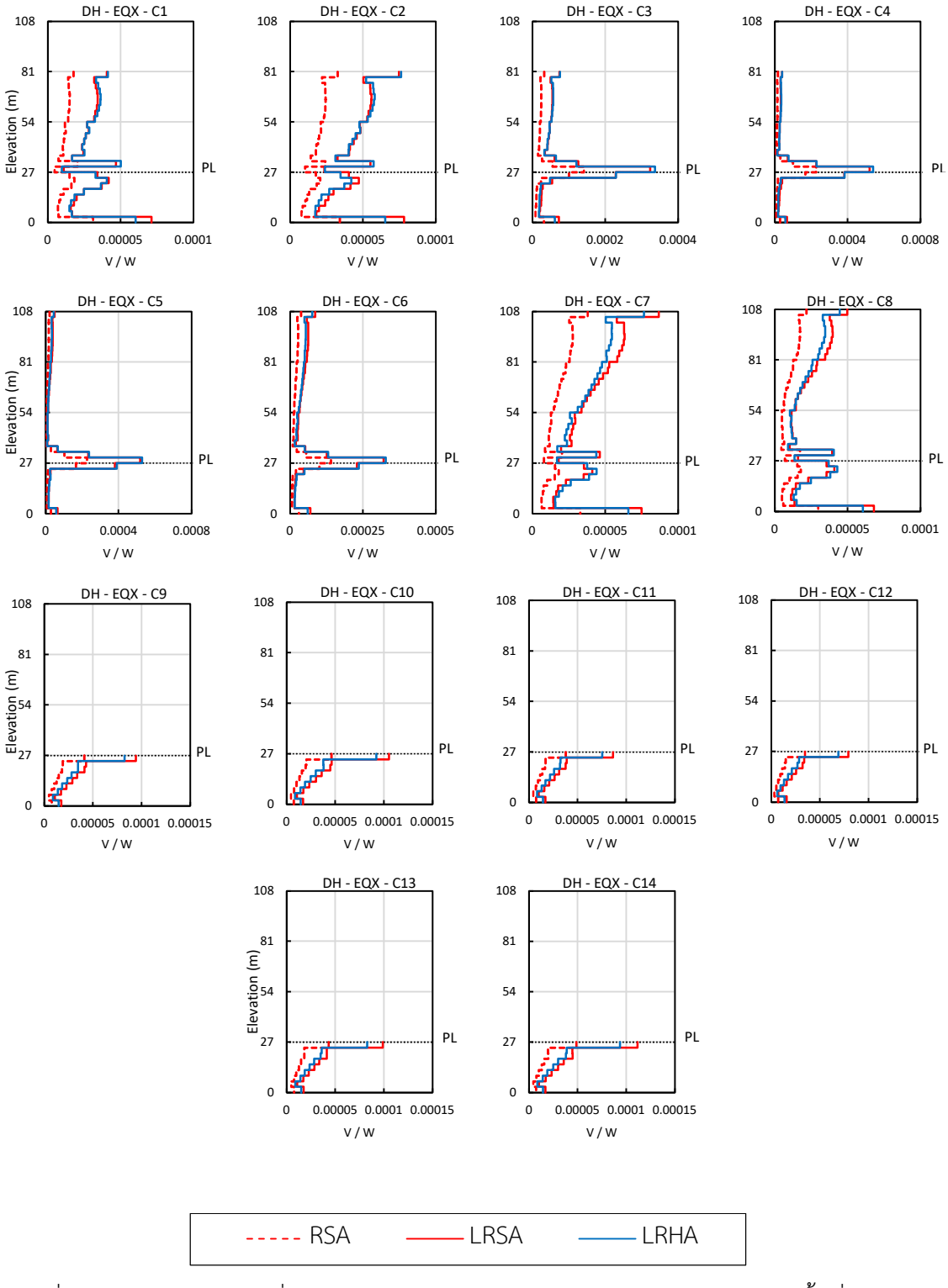


(b) Column shear forces due to EQY

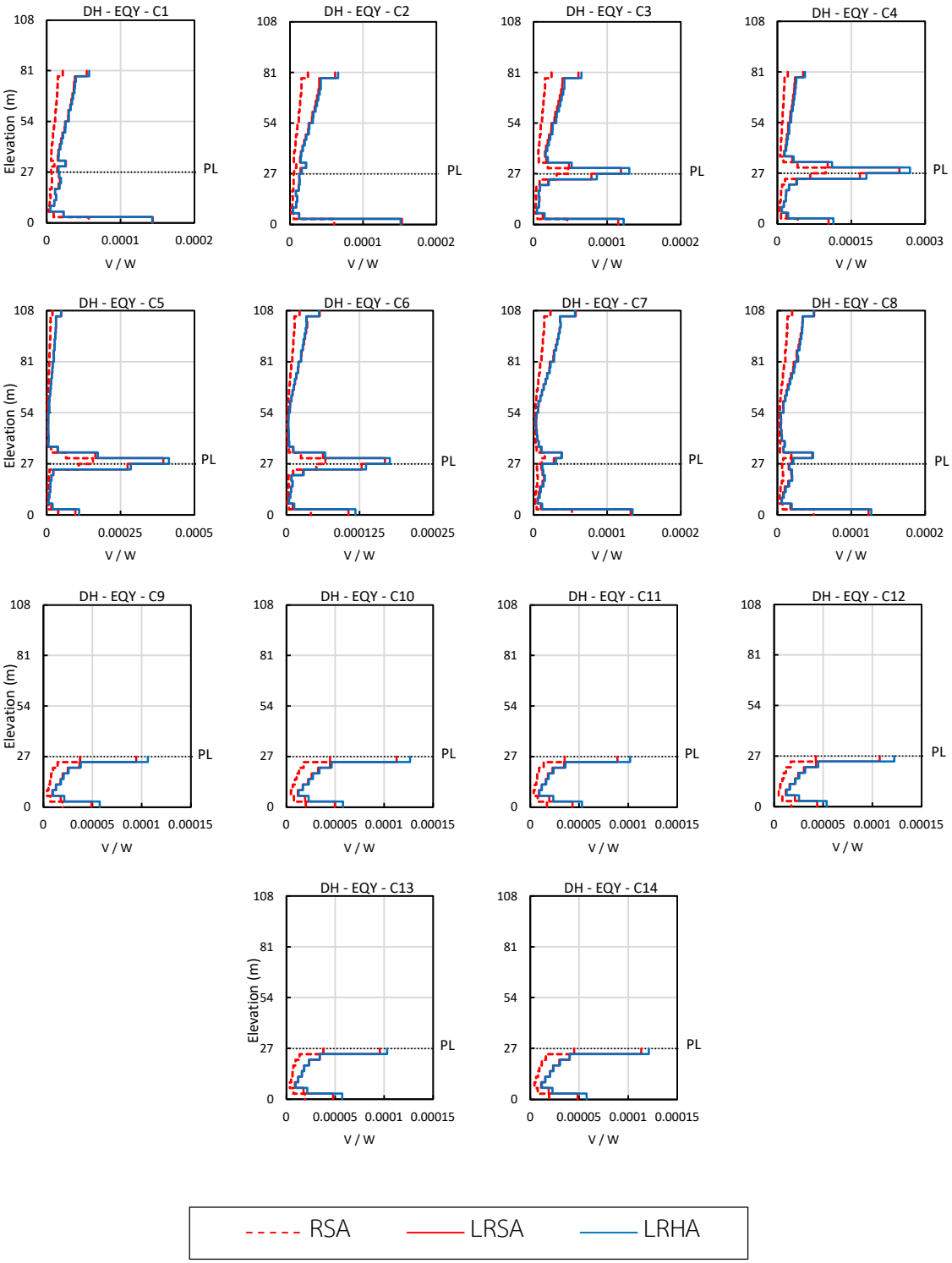


รูปที่ 3.68 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ

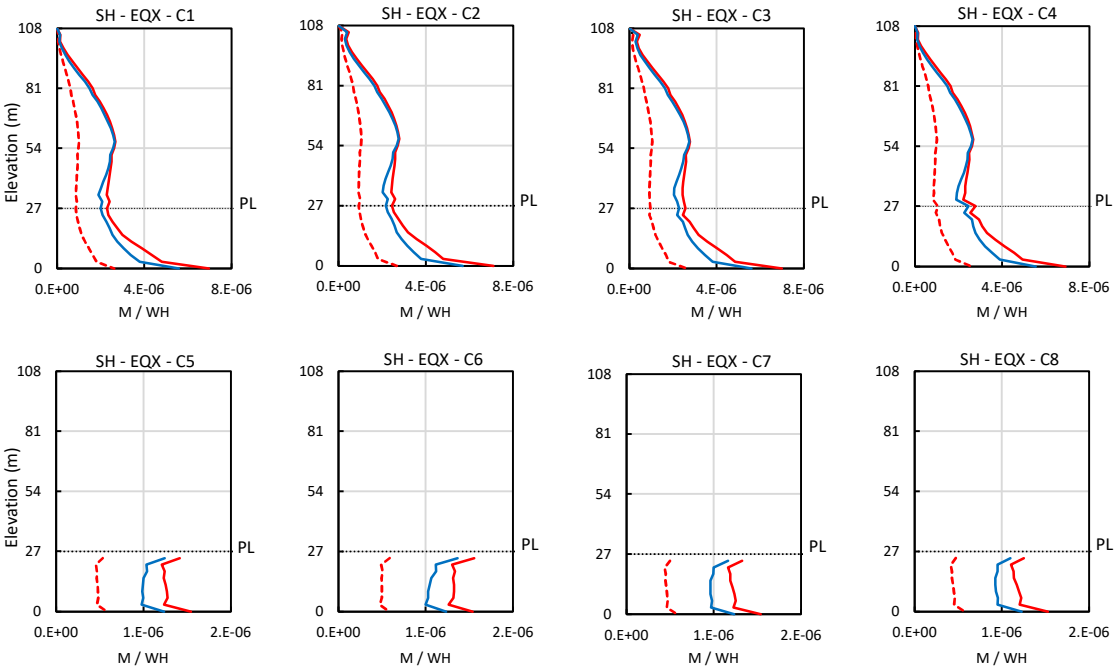
จากรูปที่ 3.68 ถึง 3.79 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในเสาที่ชั้นล่างสุดและที่ชั้นที่อยู่บริเวณชั้นบนสุดของ podium มีค่ามากผิดปกติ ทั้งกรณีอาคาร SH และ DH ตั้งอยู่ที่ กทม. และเชียงใหม่ ภายใต้แผ่นดินไหวทั้งทิศทาง X และ Y ยกเว้นเสา C1 และ C2 ในอาคาร SH จะไม่ค่อยมีค่าผิดปกติบริเวณชั้นบนสุดของ podium เหมือนกรณี DH เพราะอยู่ในพื้นที่ที่เป็นติ๊กด้านที่ไกลจากความไม่ต่อเนื่องของ podium



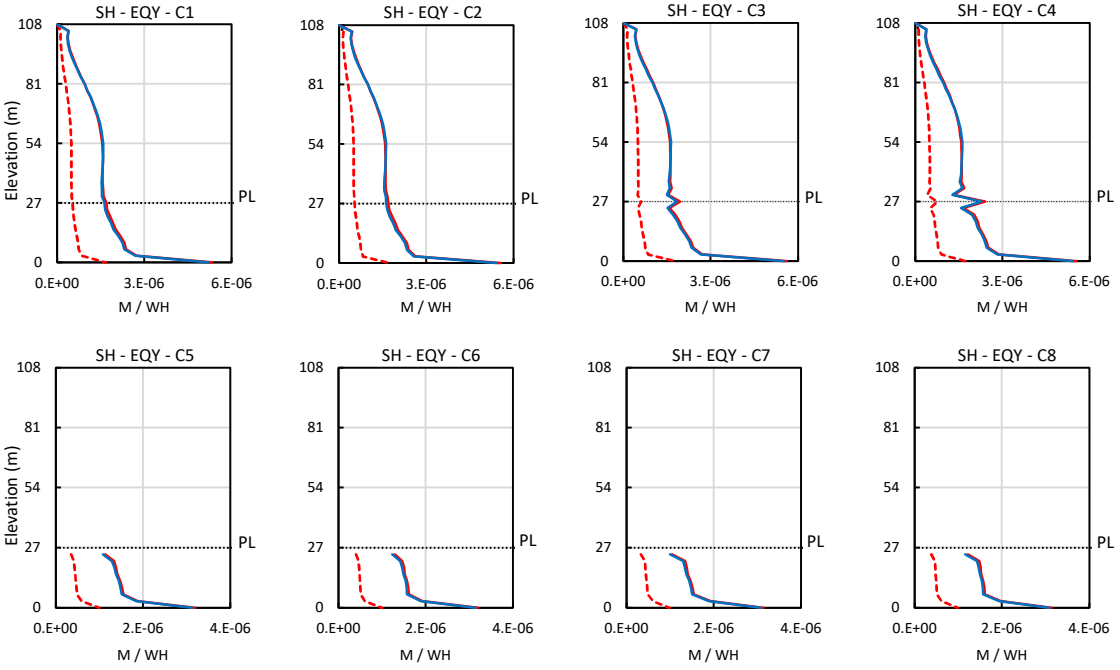
รูปที่ 3.69 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.70 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



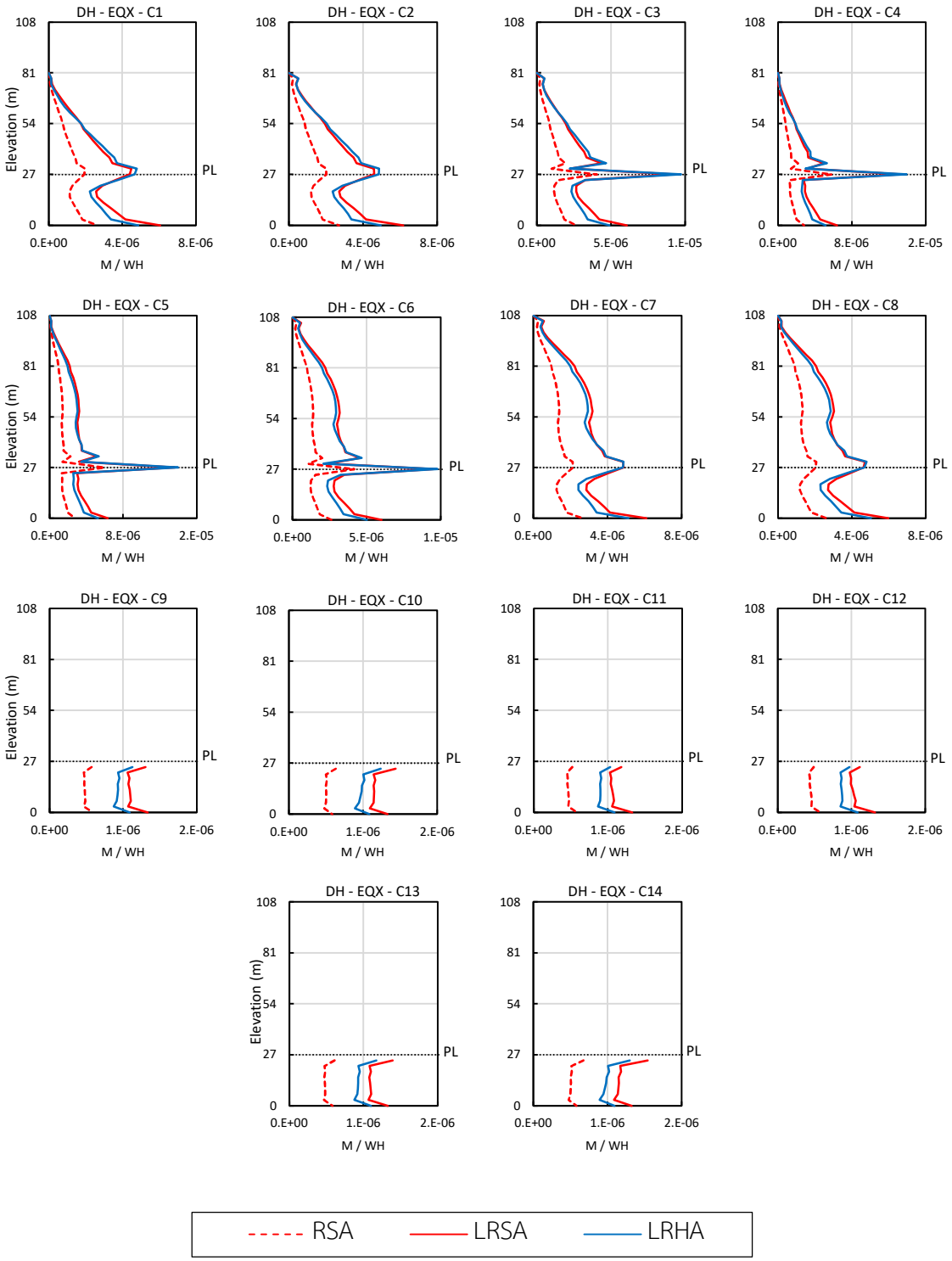
(a) Column bending moment due to EQX



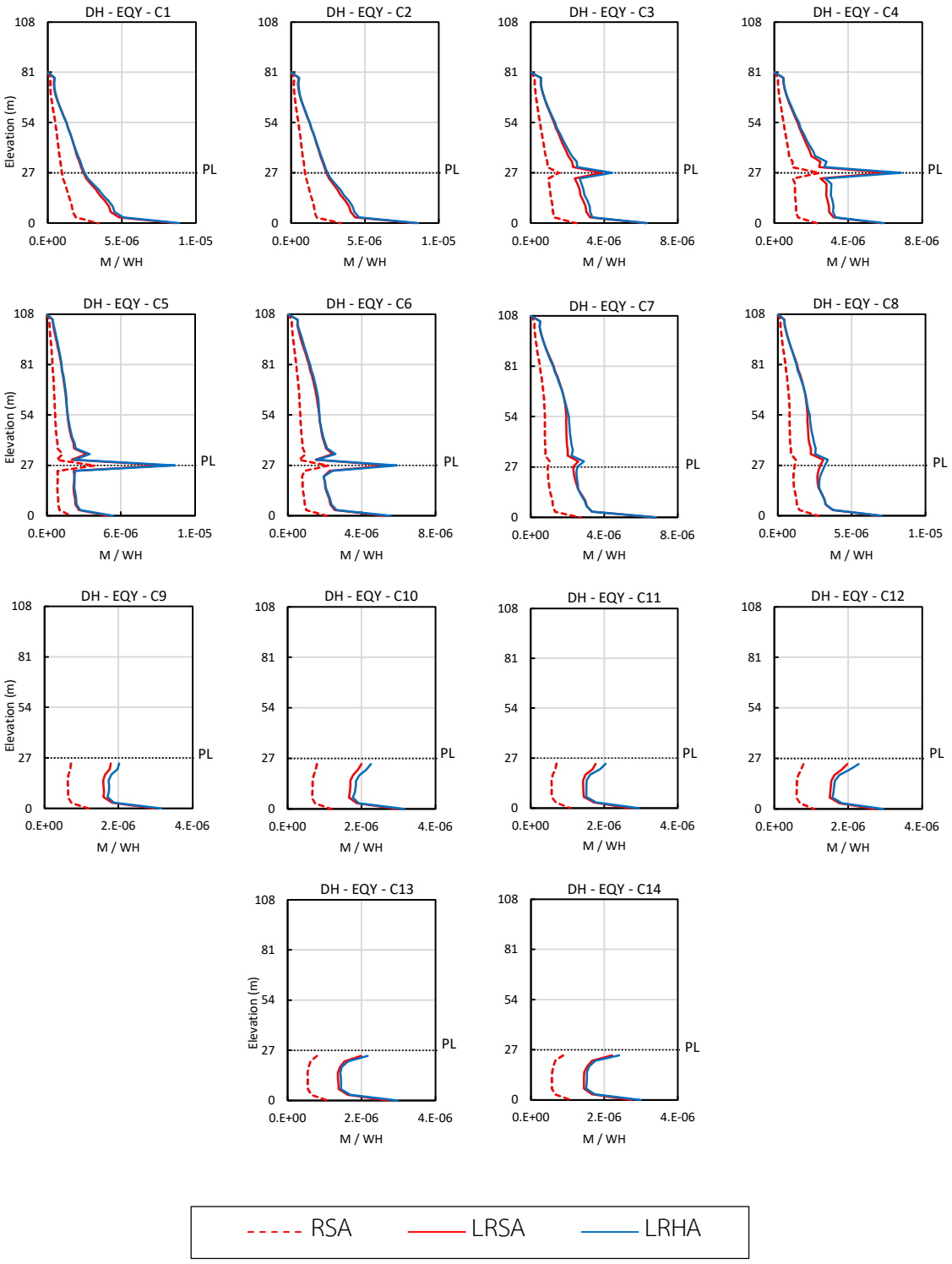
(b) Column bending moment due to EQY

RSA LRSA LRHA

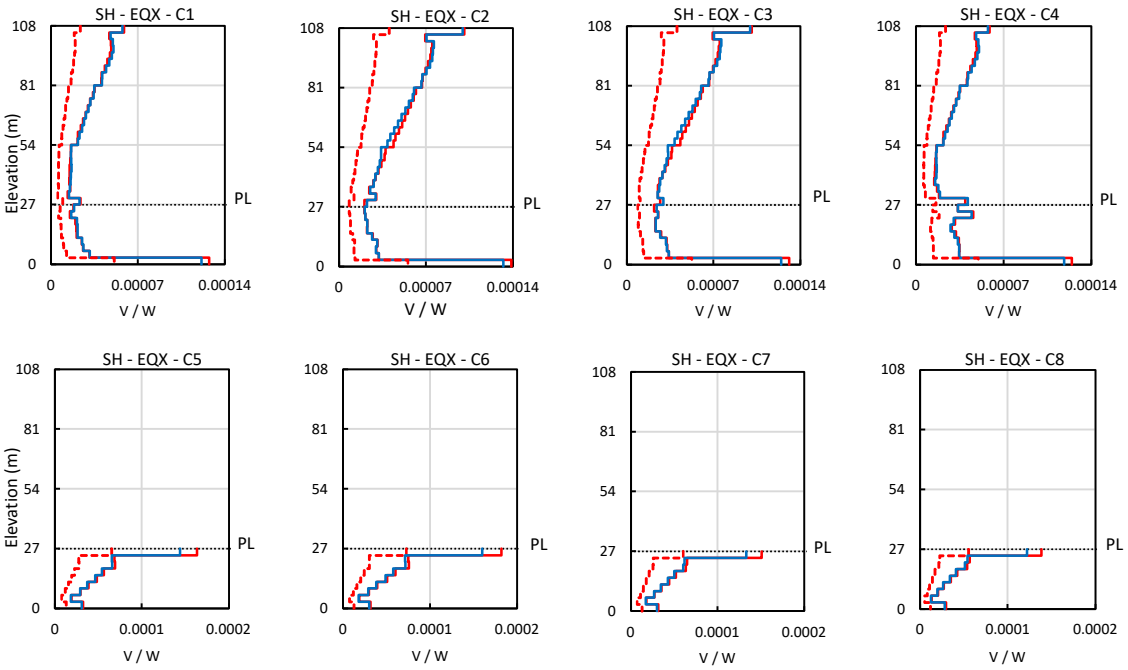
รูปที่ 3.71 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ



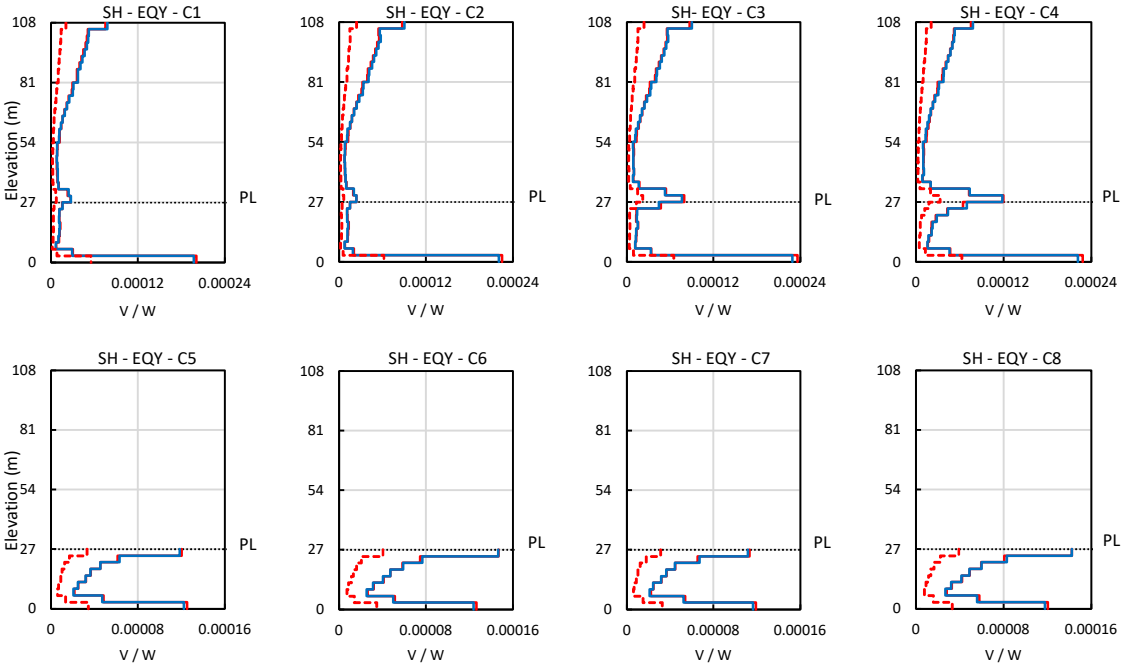
รูปที่ 3.72 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.73 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



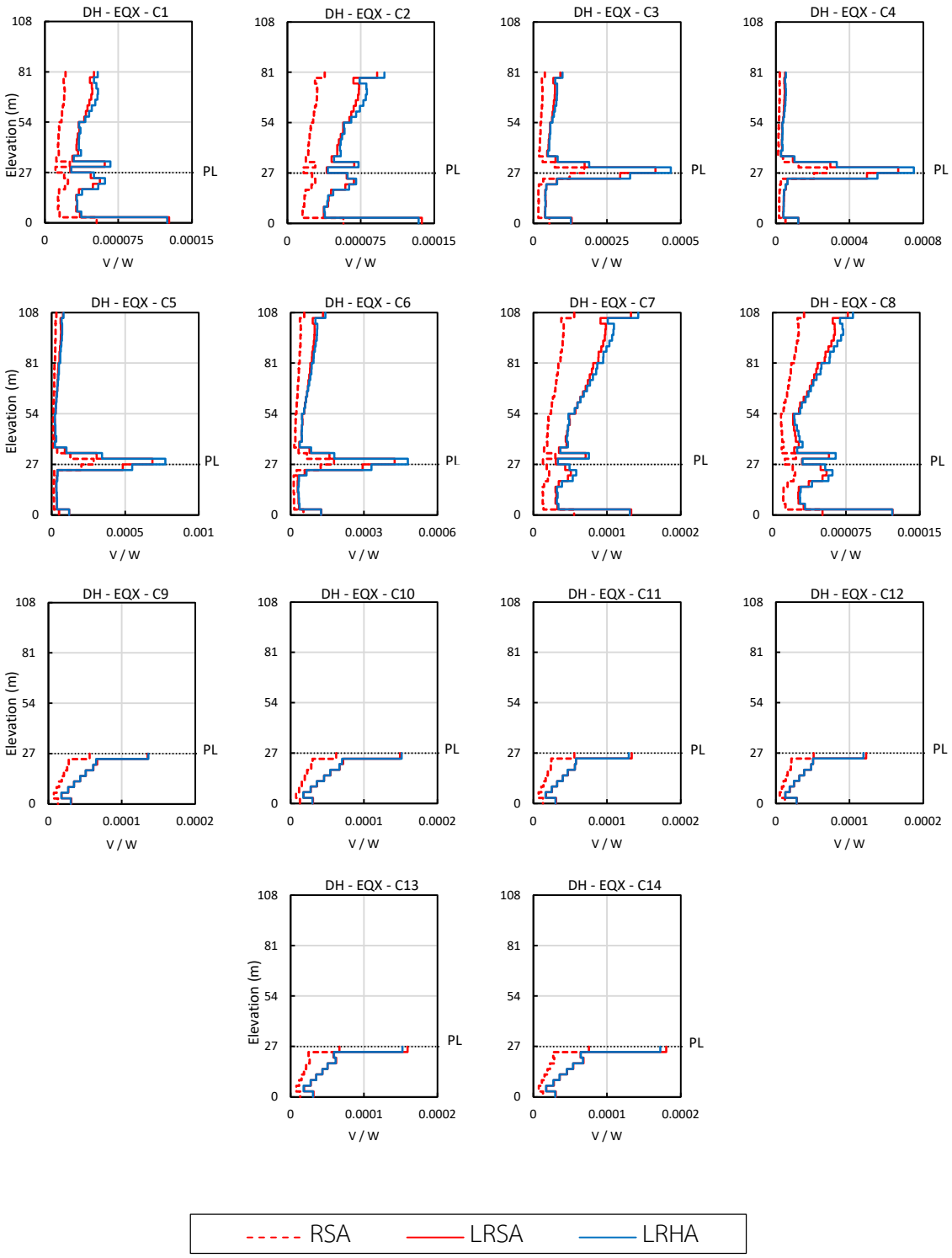
(a) Column shear forces due to EQX



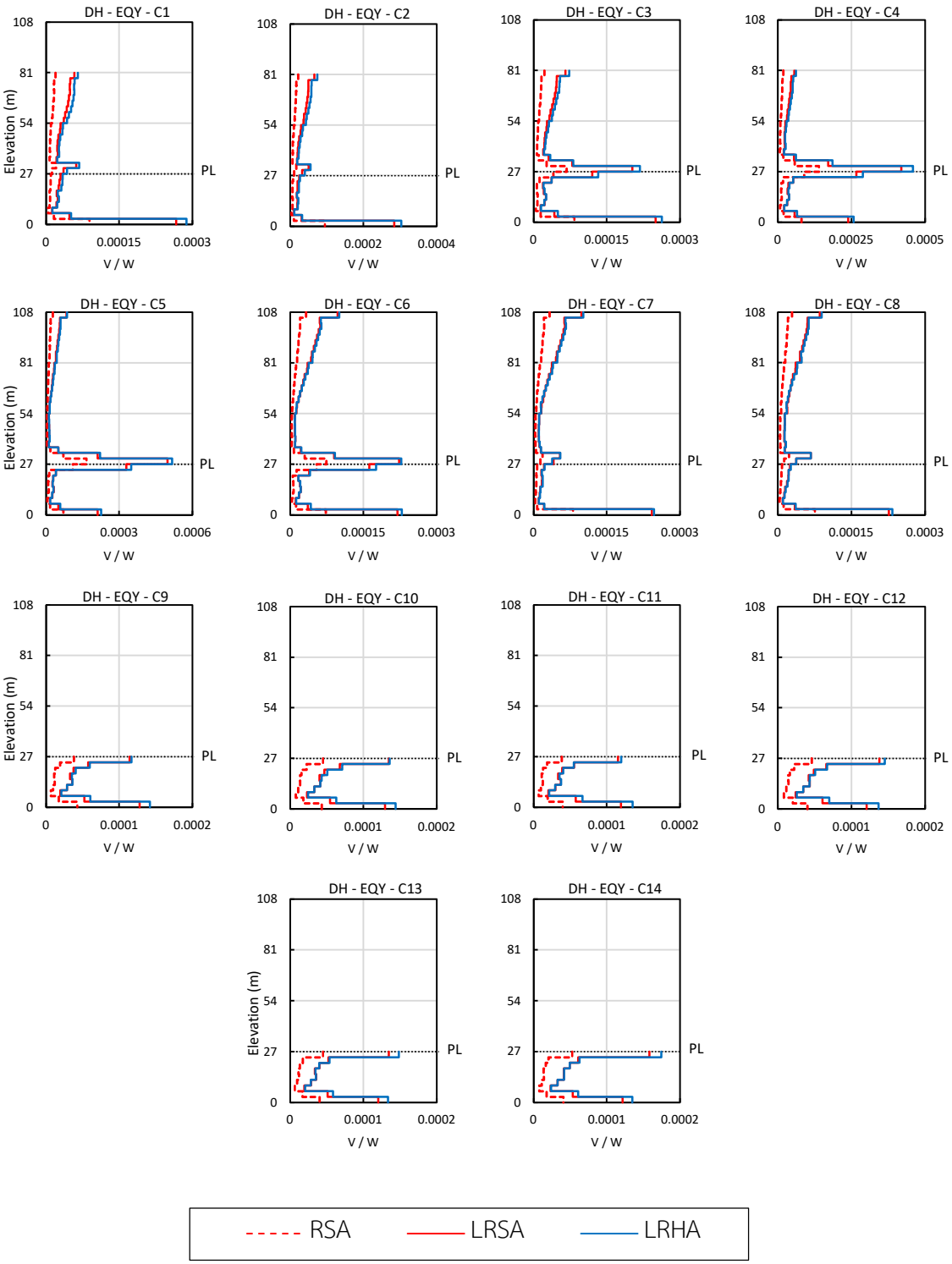
(b) Column shear forces due to EQY

RSA LRSA LRHA

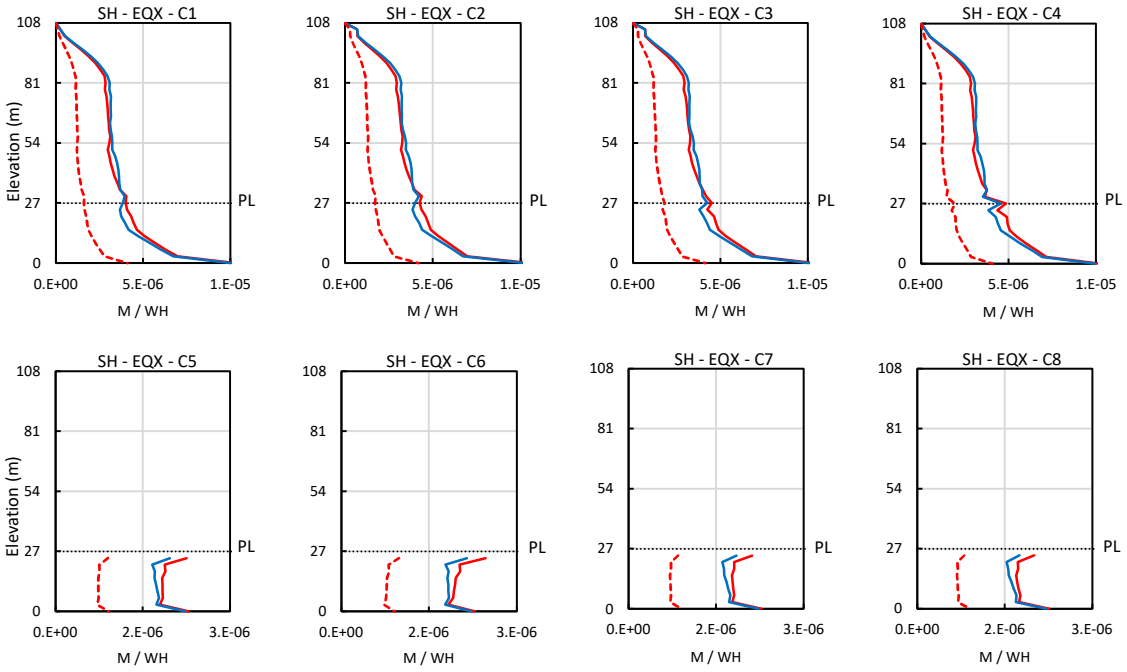
รูปที่ 3.74 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



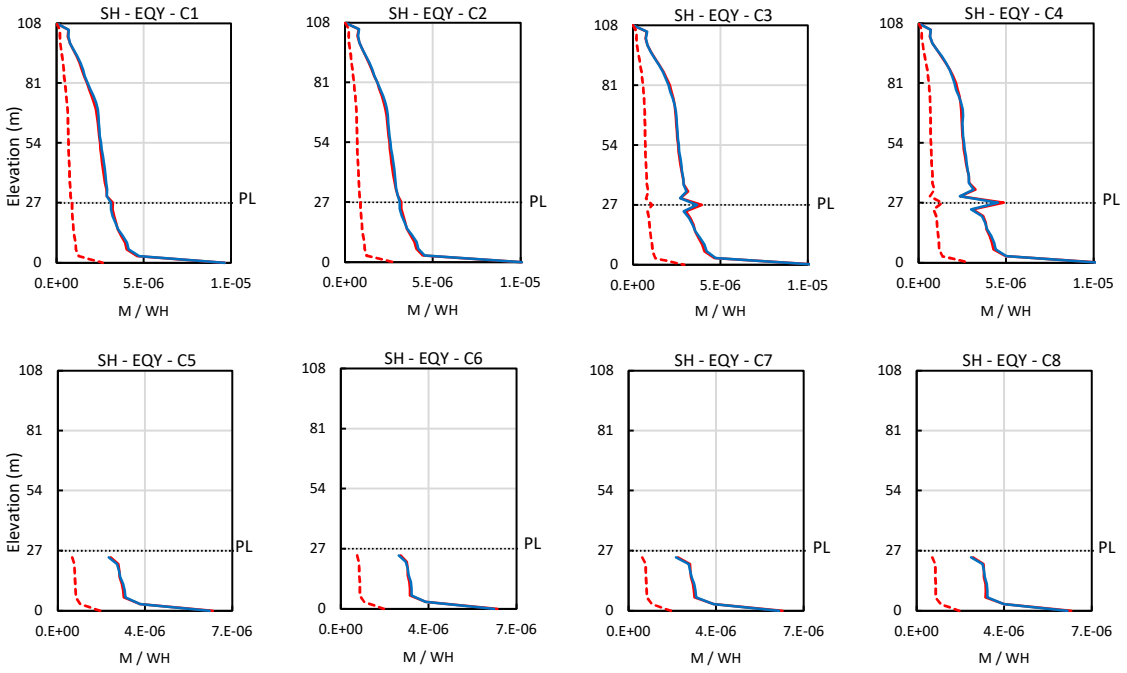
รูปที่ 3.75 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



รูปที่ 3.76 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



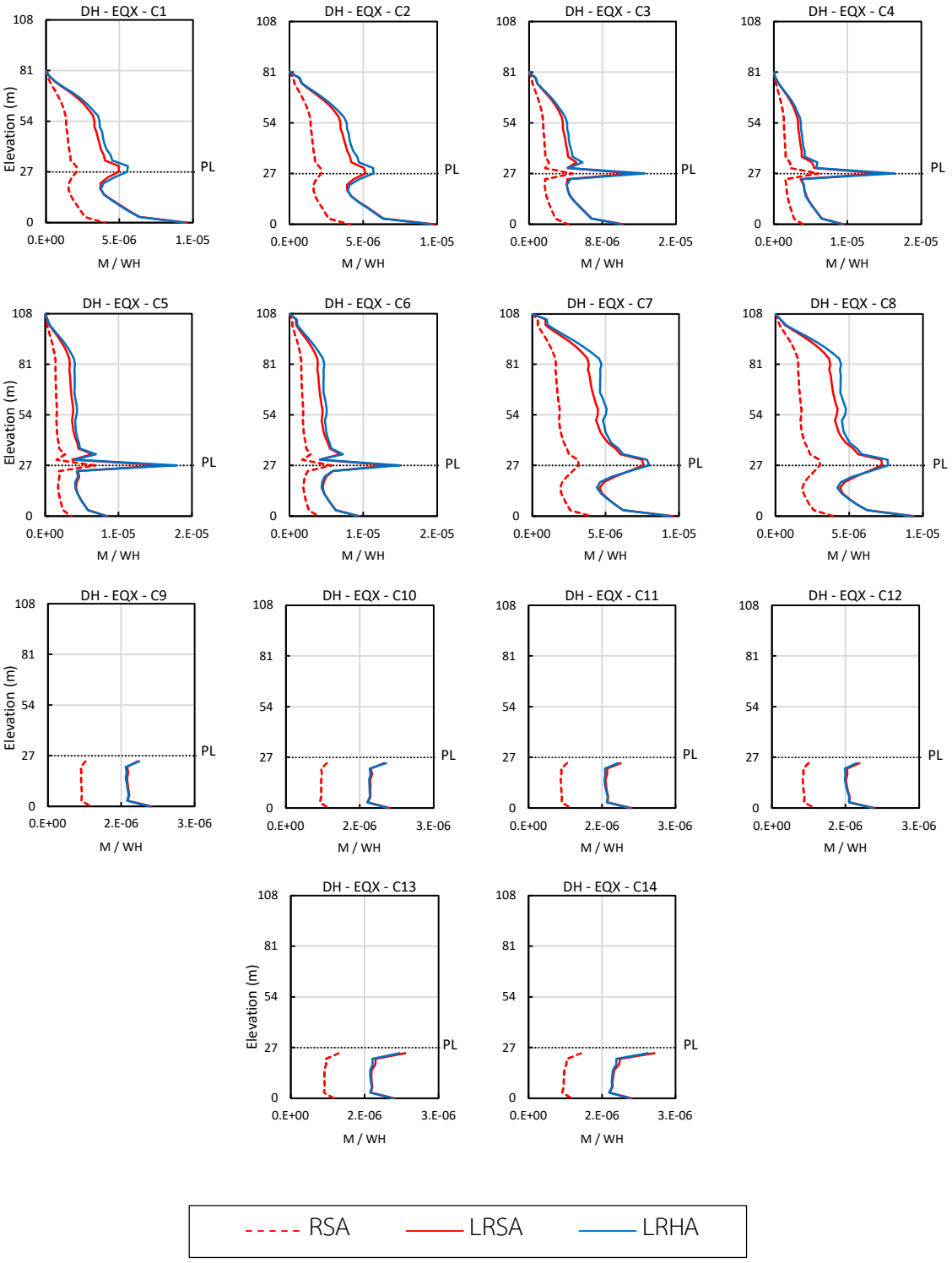
(a) Column bending moment due to EQX



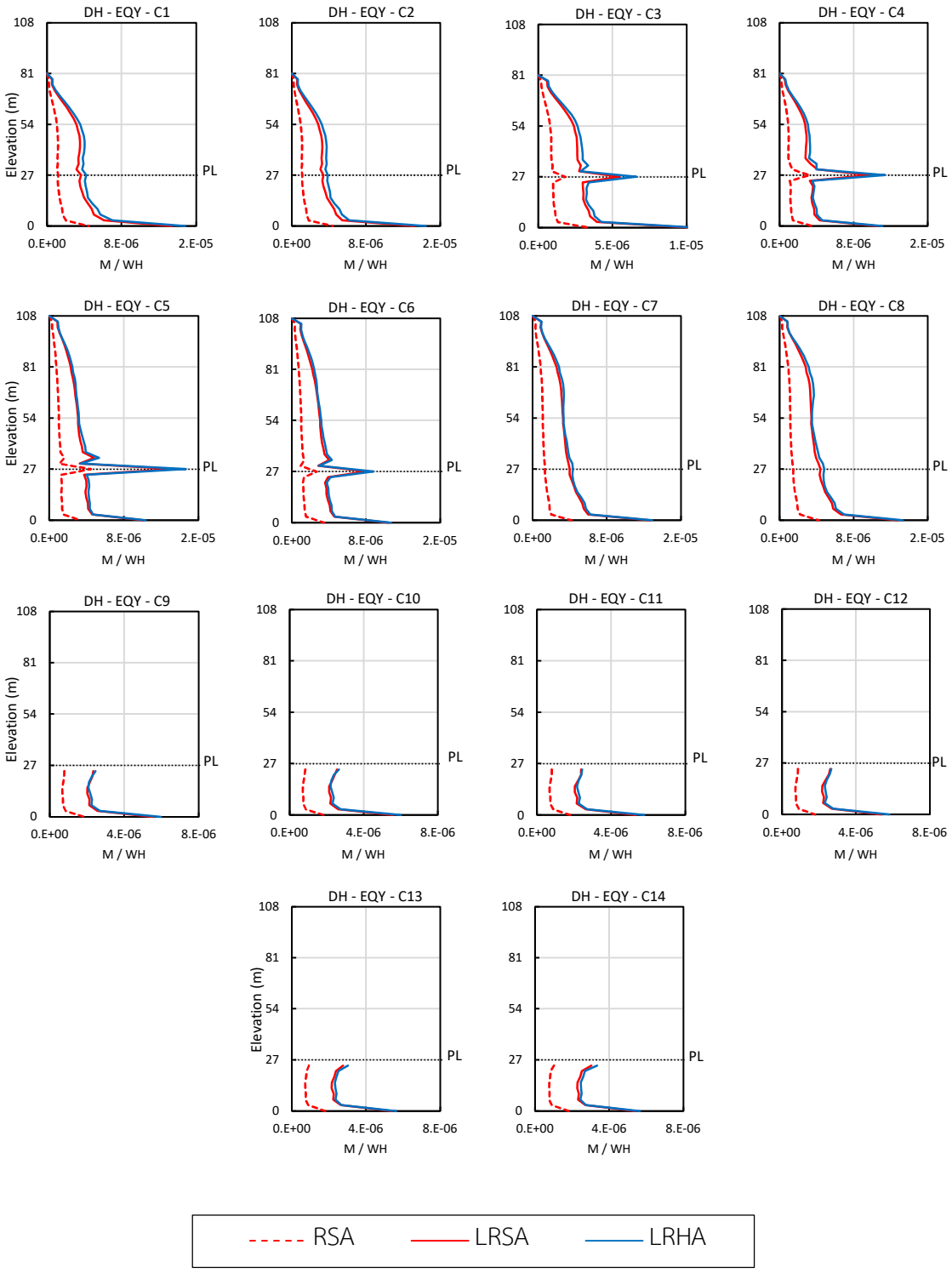
(b) Column bending moment due to EQY



รูปที่ 3.77 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ที่เชียงใหม่



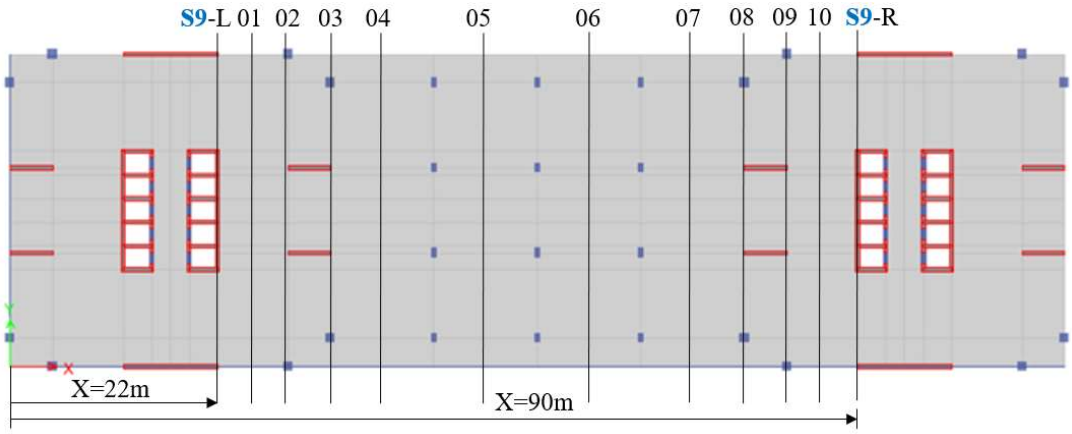
รูปที่ 3.78 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ที่เชียงใหม่



รูปที่ 3.79 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ที่เชียงใหม่

B. แรงในไดอะแฟรม (diaphragm force)

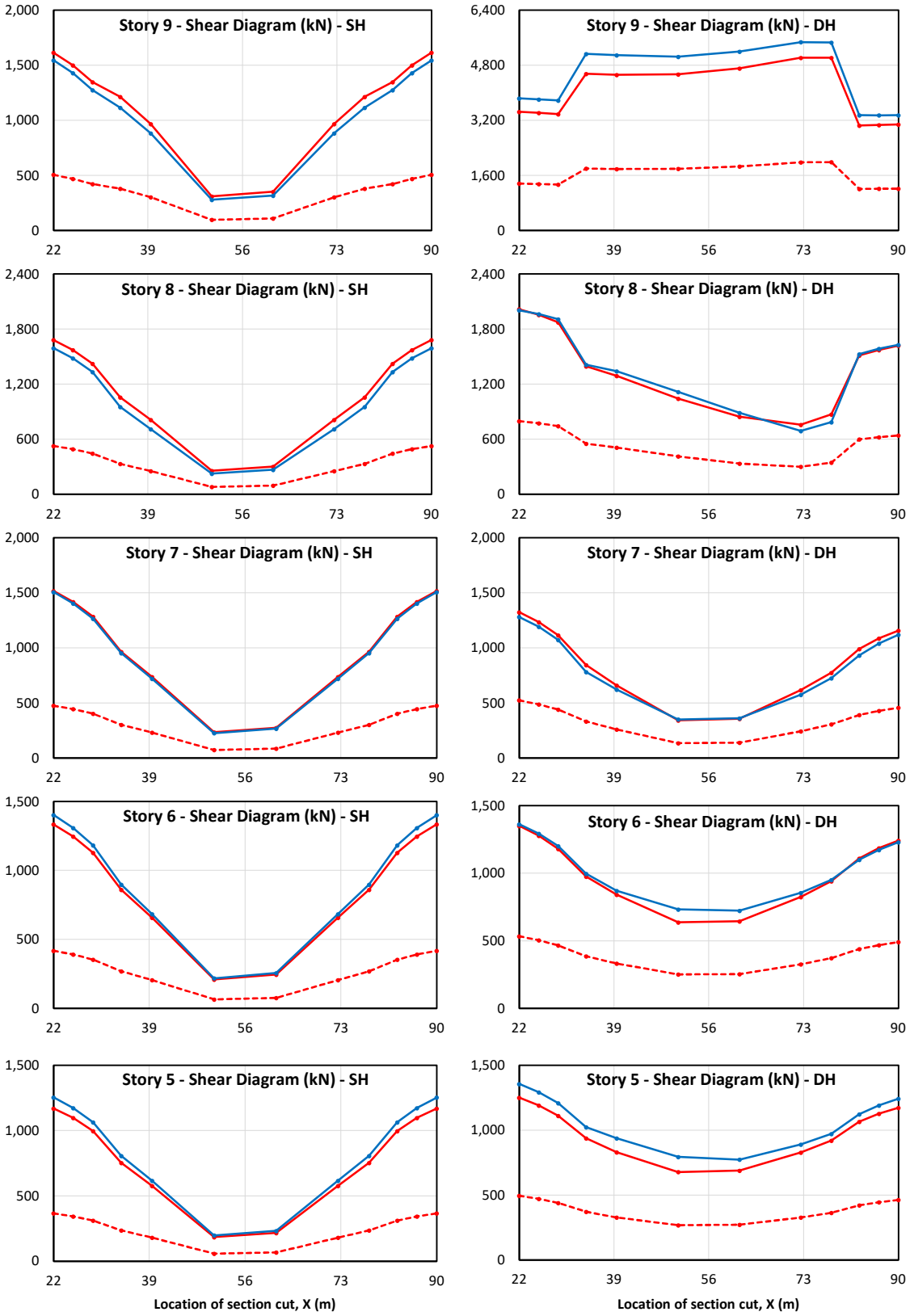
ไดอะแฟรมหมายถึงองค์อาคารในแนวราบที่มีลักษณะคล้ายแผ่นพื้นที่ทำหน้าที่ส่งถ่ายแรงในแนวราบจากจุดกำเนิดของแรงแนวราบไปยังองค์อาคารแนวดิ่ง เช่นเสา หรือ กำแพงที่จะส่งถ่ายแรงลงไปยังฐานรากต่อไป ตำแหน่งของภาพตัดแสดงในรูปที่ 3.80 พิจารณาพื้นบริเวณชั้นส่วนฐาน (podium level, PL) ระหว่างกำแพงเฉือน core 1 ของตึก 2 ตึก โดยพิจารณาแรงเฉือนและโมเมนต์ในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y และแรงตามแนวแกนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X การตอบสนองสูงสุดของภาพตัดทั้งหมดแสดงในรูปที่ 3.81 ถึง 3.86



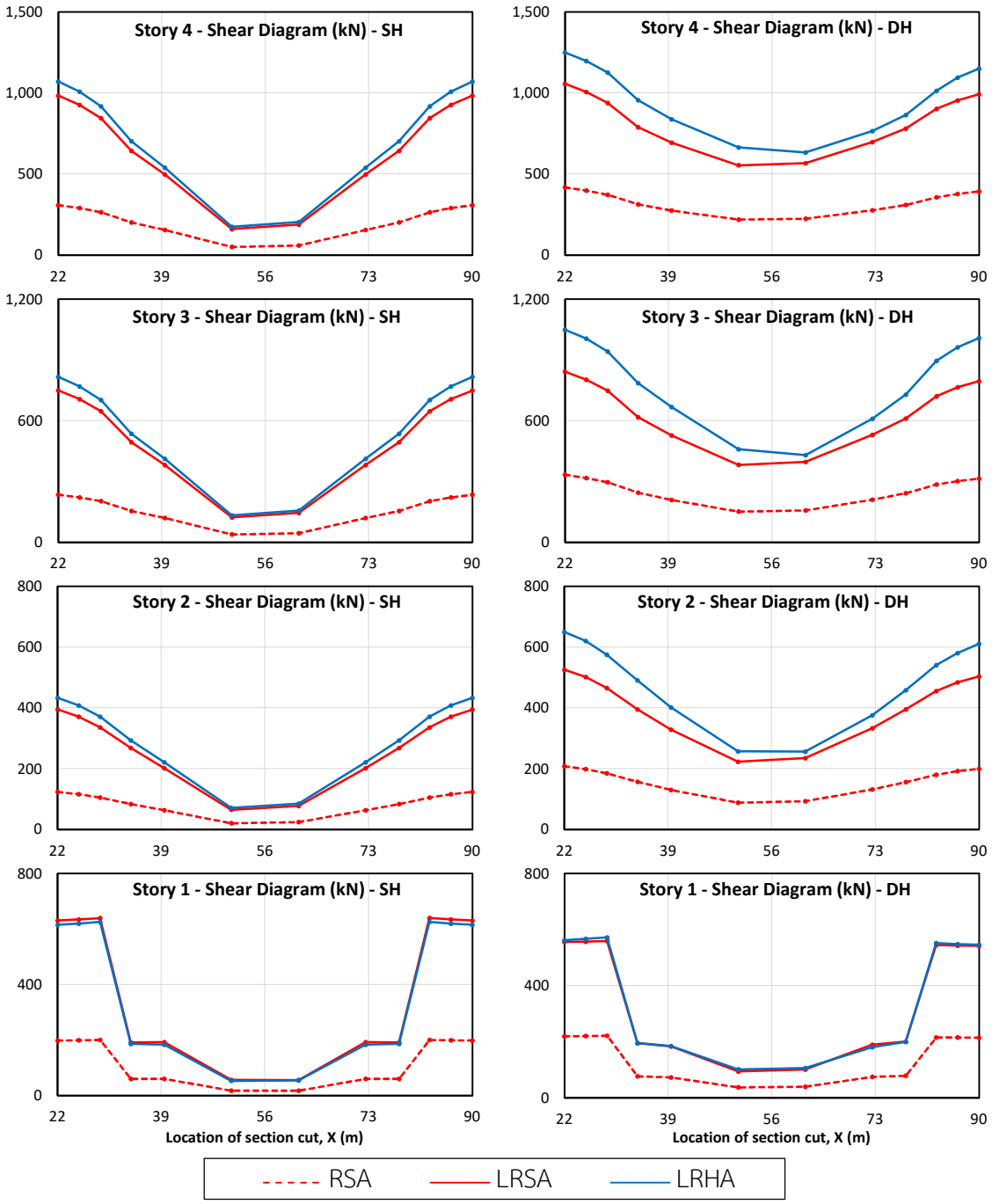
รูปที่ 3.80 ตำแหน่งของภาพตัดไดอะแฟรม

เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y ดังรูปที่ 3.81 และ 3.83 พบว่าแรงในไดอะแฟรมของอาคารกรณี SH นั้นคล้ายกับแรงภายในของคานช่วงเดียวที่กระทำด้วยแรงกระจายสม่ำเสมอ โดยปล่องกำแพงคือจุดรองรับของไดอะแฟรม แรงเฉือนในไดอะแฟรมภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y บริเวณชั้นบนสุดของ podium มีค่ามากที่สุดที่ริมซ้ายขวาที่เชื่อมต่อกับปล่องกำแพงของตึกสูง ส่วนโมเมนต์ดัดรอบแกนดิ่งที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรม มีค่ามากที่สุดที่กึ่งกลางระหว่างตึกสูงทั้งสองฝั่งสำหรับอาคารกรณี SH (รูปที่ 3.82 และ 3.84) แต่อาคารกรณี DH พบว่าแรงเฉือนมีค่าน้อยที่สุดที่ริมซ้ายขวาบริเวณใกล้กับปล่องกำแพงของตึกสูงบริเวณชั้นบนสุดของ podium แต่ในชั้นถัดลงไปด้านล่างแรงเฉือนมีค่าสูงที่ริมซ้ายขวาบริเวณที่ไปเชื่อมต่อกับปล่องลิฟต์ (รูปที่ 3.81 และ 3.83) ส่วนโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในแผ่นพื้นไดอะแฟรมมีค่ามากที่สุดบริเวณปล่องกำแพงของตึกสูงข้างขวาที่มีความสูงมากกว่า (รูปที่ 3.82 และ 3.84) พฤติกรรมที่ซับซ้อนเมื่อตึกสองข้างของอาคาร DH ไม่ได้โยกตัวไปพร้อมกันทำให้เกิดการเสียรูปของไดอะแฟรมระหว่างสองตึก ซึ่งแผ่นพื้นไดอะแฟรมบริเวณชั้นบนสุดของ podium เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมากกว่าอาคาร SH ค่อนข้างมาก

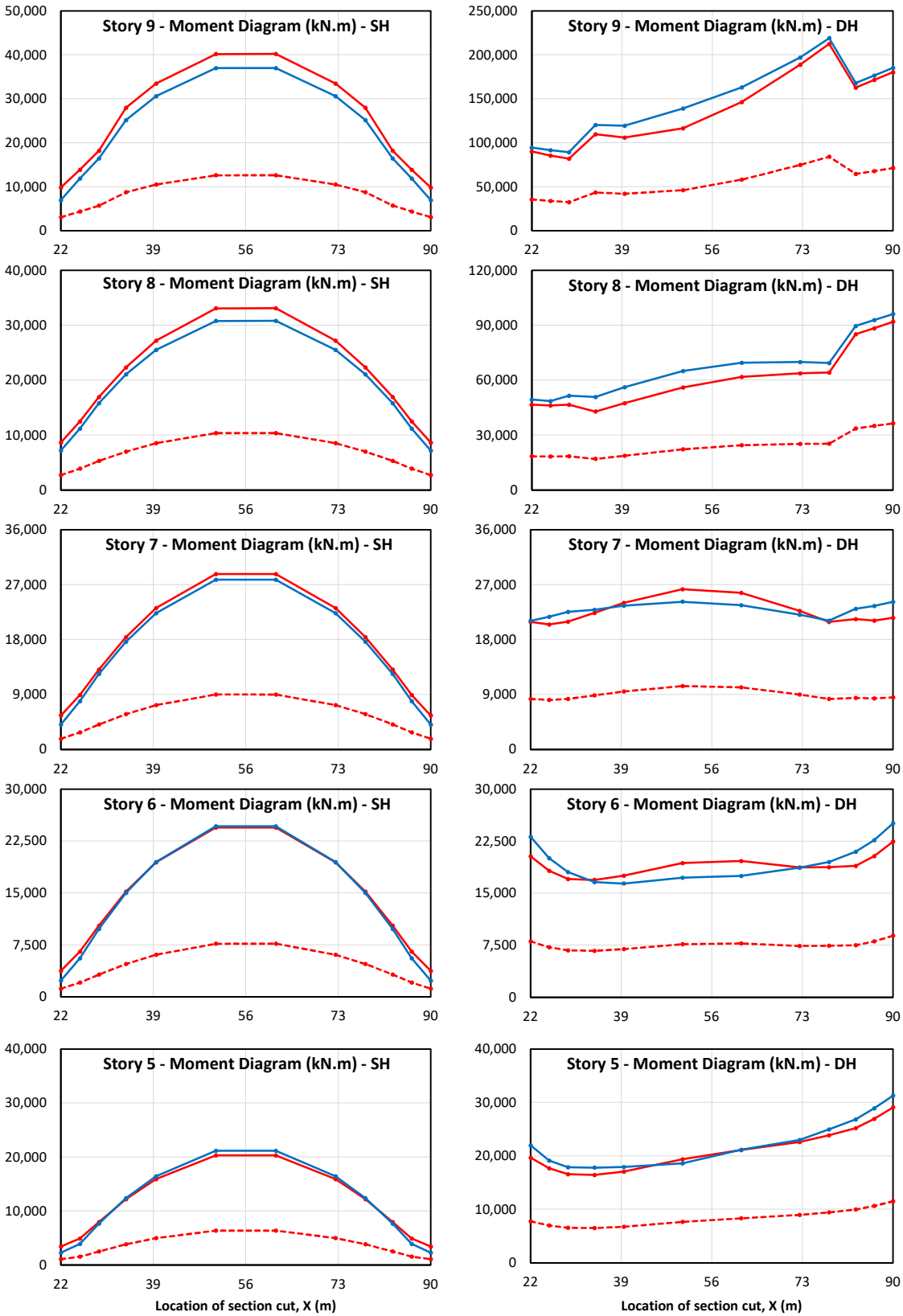
ในกรณีที่แผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ดังรูปที่ 3.85 และ 3.86 แรงตามแนวแกนไดอะแฟรมทิศทาง X บริเวณ podium ของอาคารกรณี DH จะได้รับผลกระทบจากการโยกตัวไม่พร้อมกันและมีค่าสูงกว่าอาคารกรณี SH มากกว่า 20 เท่า การออกแบบโครงสร้างจึงควรให้ความสำคัญกับจุดวิกฤตนี้


Story 9 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 9 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - DH
Location of section cut, X (m)
Location of section cut, X (m)

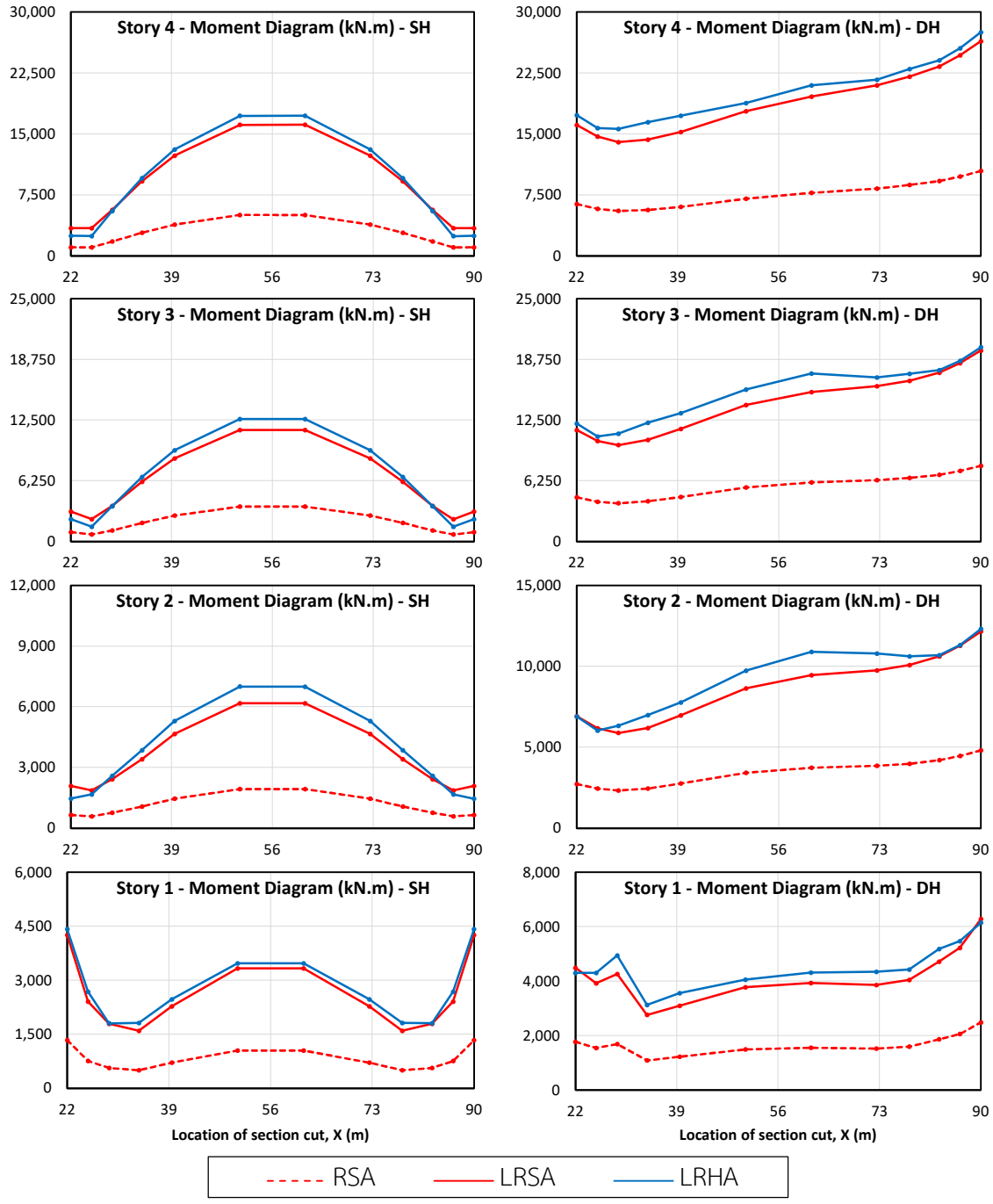
(Continued)



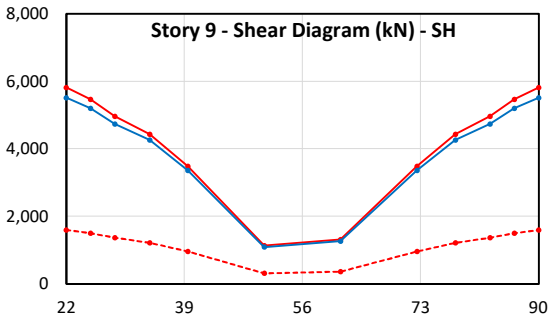
รูปที่ 3.81 แรงเฉือนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ (ตึกฝั่งซ้ายเตี้ยกว่าฝั่งขวา)

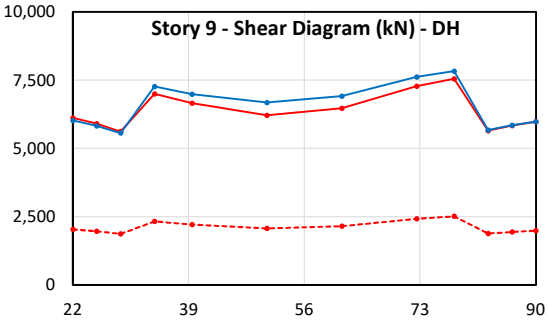

Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Location of section cut, X (m)
Location of section cut, X (m)

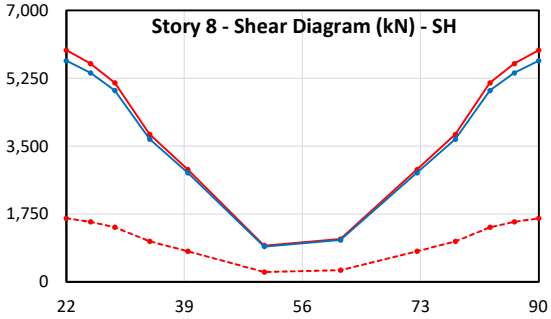
(Continued)

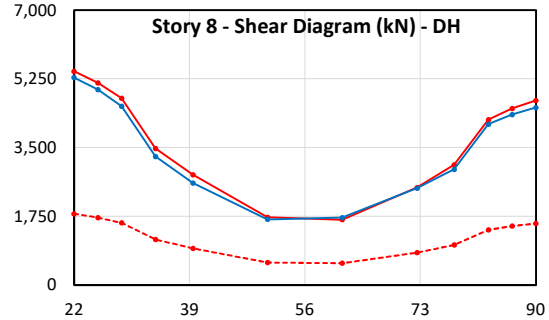


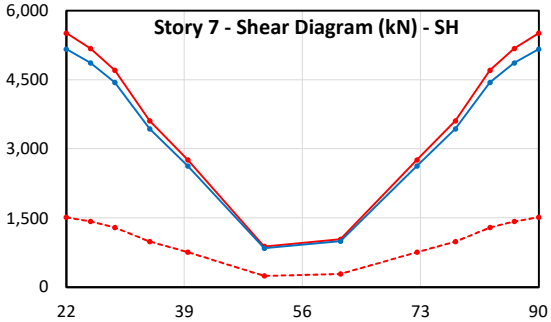
รูปที่ 3.82 โมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ

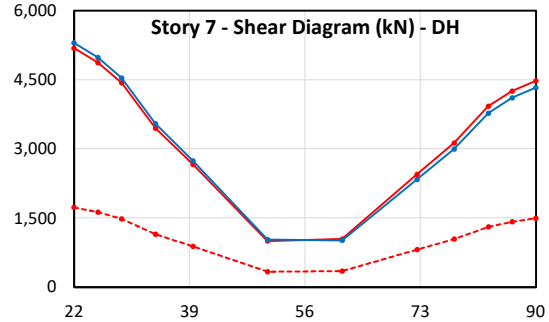

Story 9 - Shear Diagram (kN) - SH
8,000
6,000
4,000
2,000
0
22
39
56
73
90

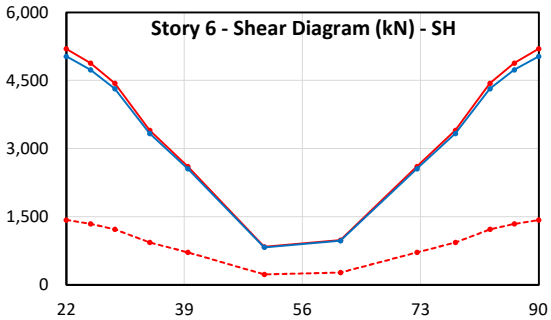

Story 9 - Shear Diagram (kN) - DH
10,000
7,500
5,000
2,500
0
22
39
56
73
90

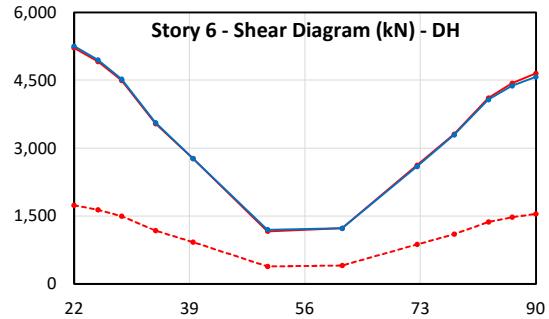

Story 8 - Shear Diagram (kN) - SH
7,000
5,250
3,500
1,750
0
22
39
56
73
90

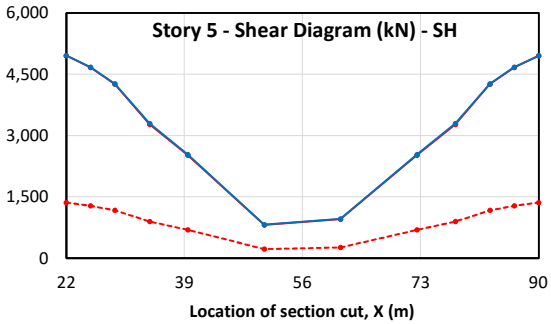

Story 8 - Shear Diagram (kN) - DH
7,000
5,250
3,500
1,750
0
22
39
56
73
90

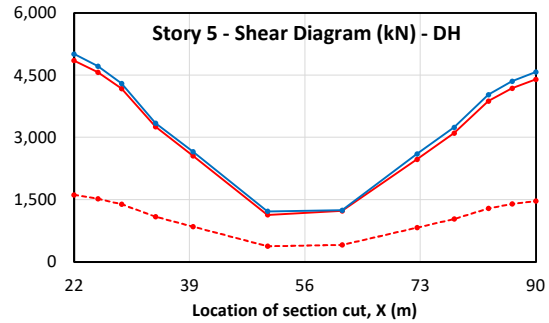

Story 7 - Shear Diagram (kN) - SH
6,000
4,500
3,000
1,500
0
22
39
56
73
90


Story 7 - Shear Diagram (kN) - DH
6,000
4,500
3,000
1,500
0
22
39
56
73
90

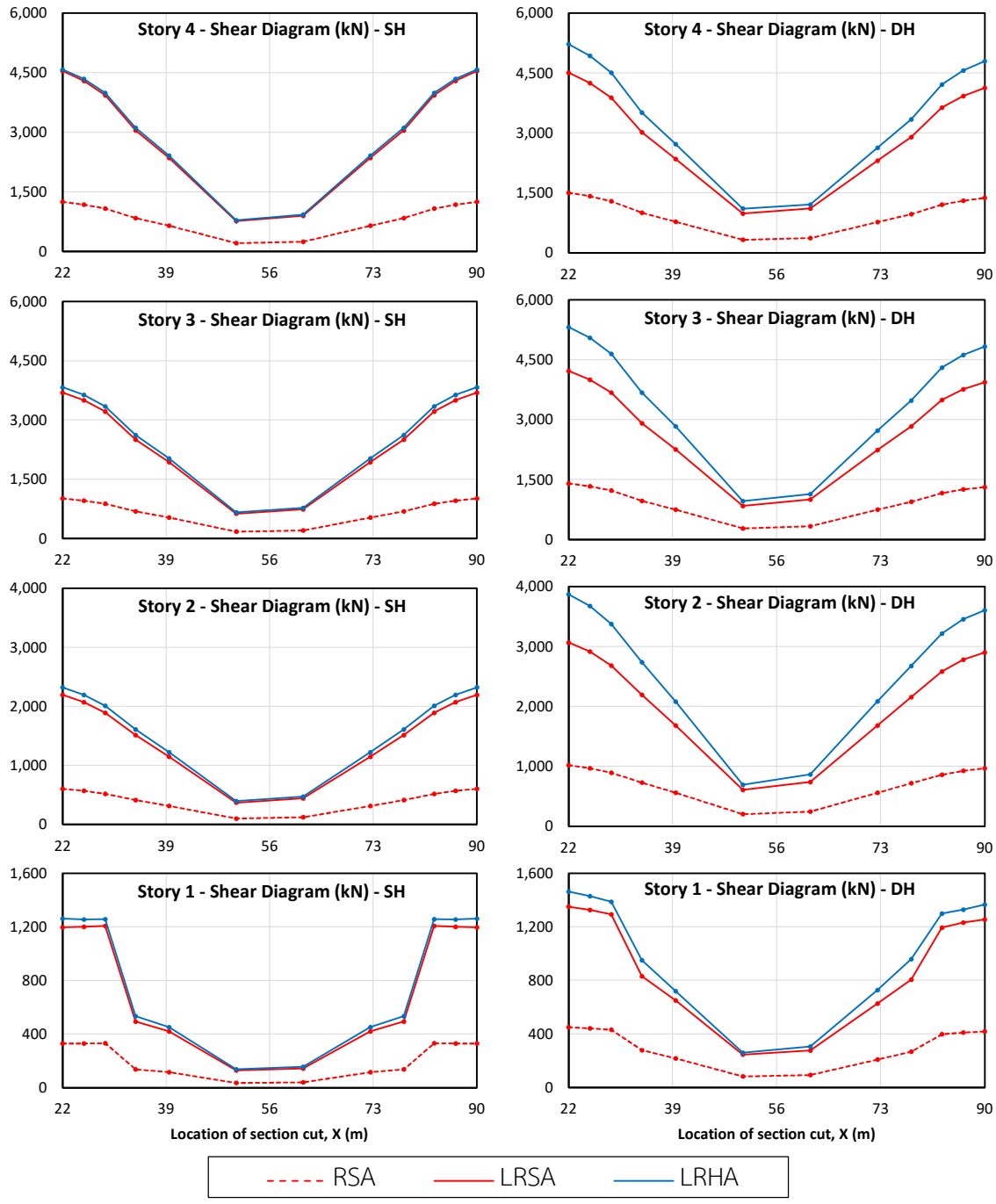

Story 6 - Shear Diagram (kN) - SH
6,000
4,500
3,000
1,500
0
22
39
56
73
90


Story 6 - Shear Diagram (kN) - DH
6,000
4,500
3,000
1,500
0
22
39
56
73
90

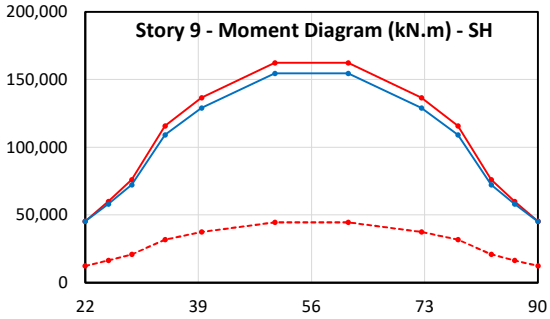

Story 5 - Shear Diagram (kN) - SH
6,000
4,500
3,000
1,500
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)

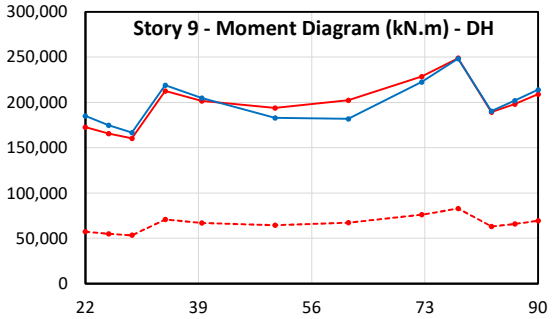

Story 5 - Shear Diagram (kN) - DH
6,000
4,500
3,000
1,500
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)

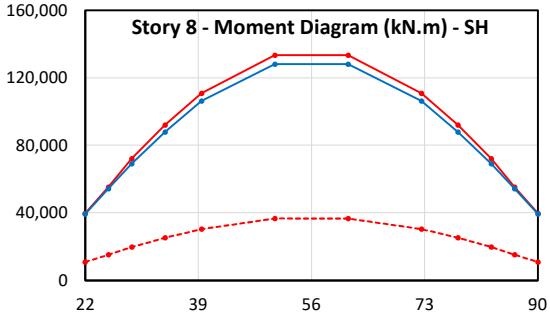
(Continued)

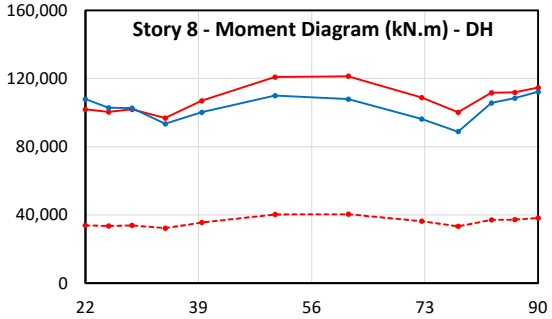


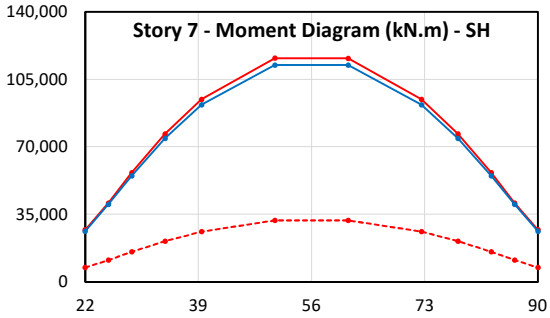
รูปที่ 3.83 แรงเฉือนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่

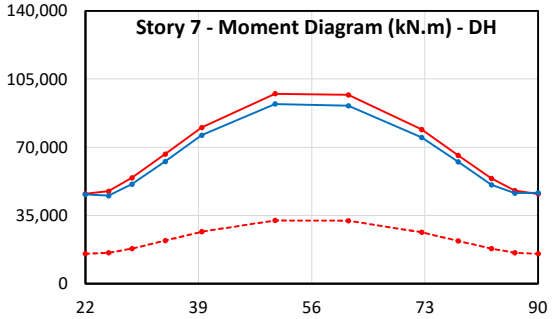

Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - SH
200,000
150,000
100,000
50,000
0
22
39
56
73
90

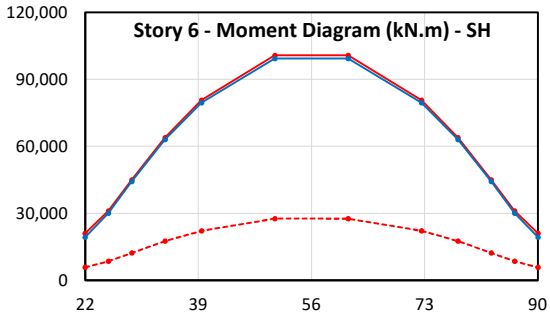

Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - DH
300,000
250,000
200,000
150,000
100,000
50,000
0
22
39
56
73
90

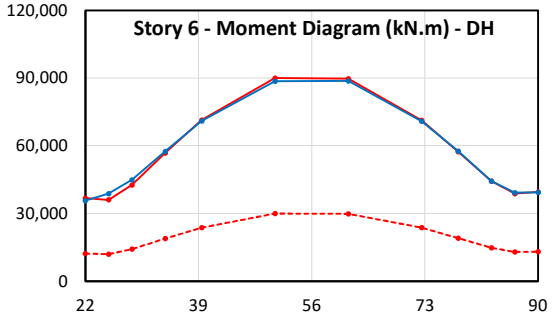

Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - SH
160,000
120,000
80,000
40,000
0
22
39
56
73
90

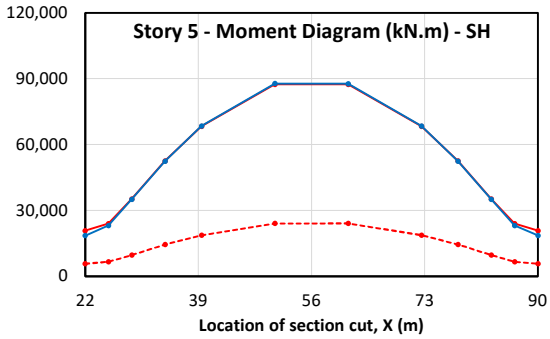

Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - DH
160,000
120,000
80,000
40,000
0
22
39
56
73
90

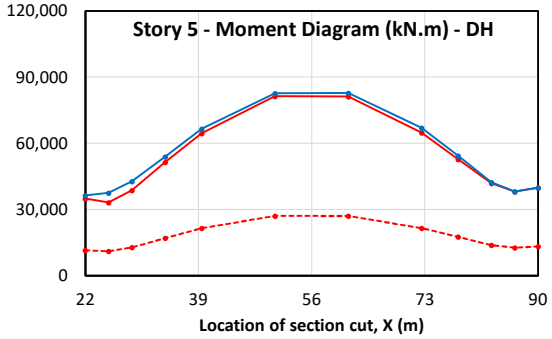

Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - SH
140,000
105,000
70,000
35,000
0
22
39
56
73
90


Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - DH
140,000
105,000
70,000
35,000
0
22
39
56
73
90

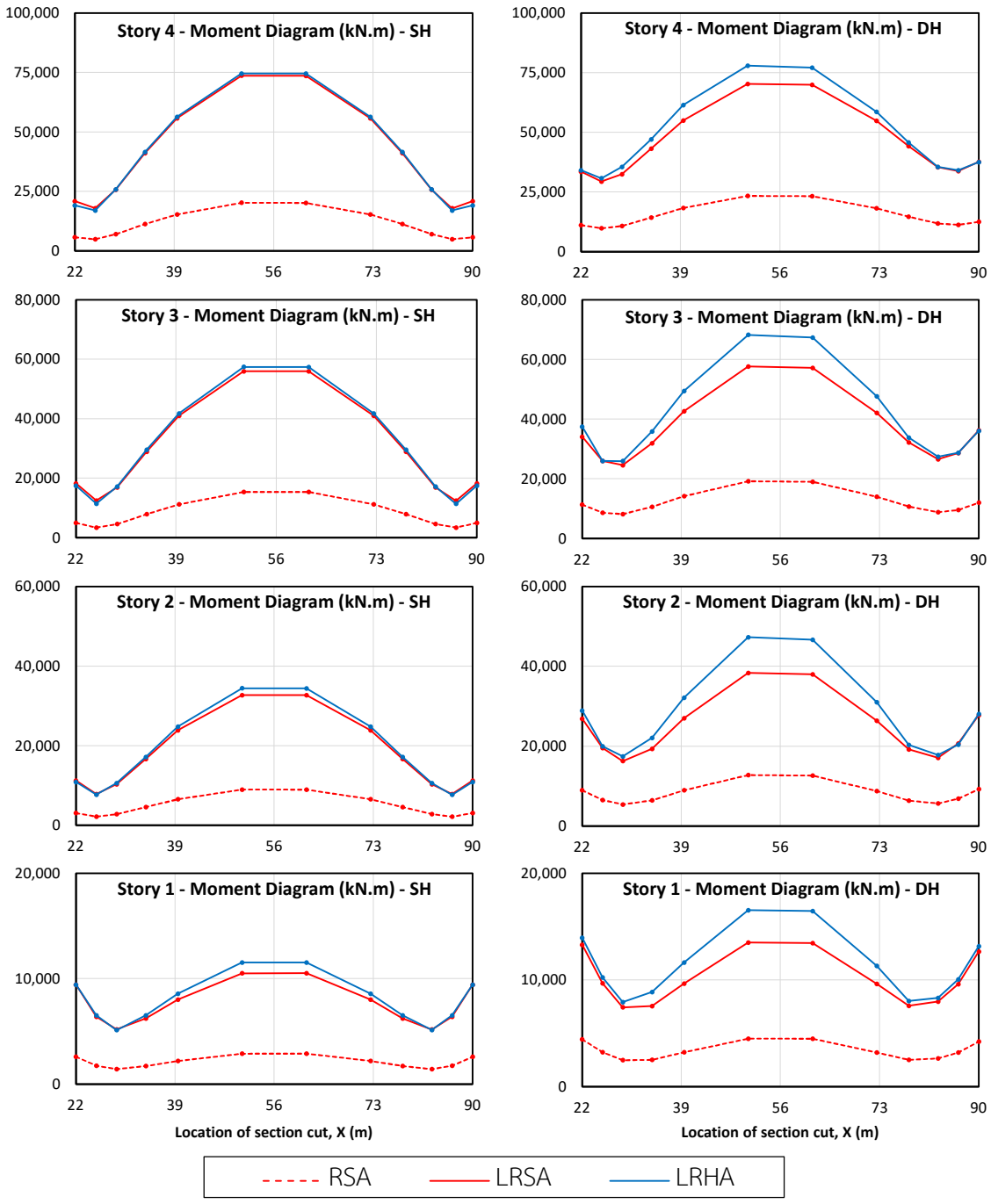

Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - SH
120,000
90,000
60,000
30,000
0
22
39
56
73
90


Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - DH
120,000
90,000
60,000
30,000
0
22
39
56
73
90

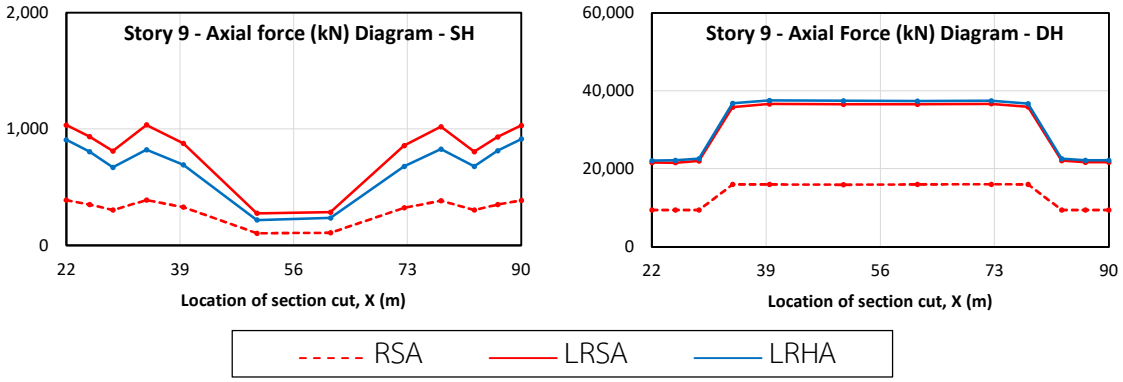

Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - SH
120,000
90,000
60,000
30,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)


Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - DH
120,000
90,000
60,000
30,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)

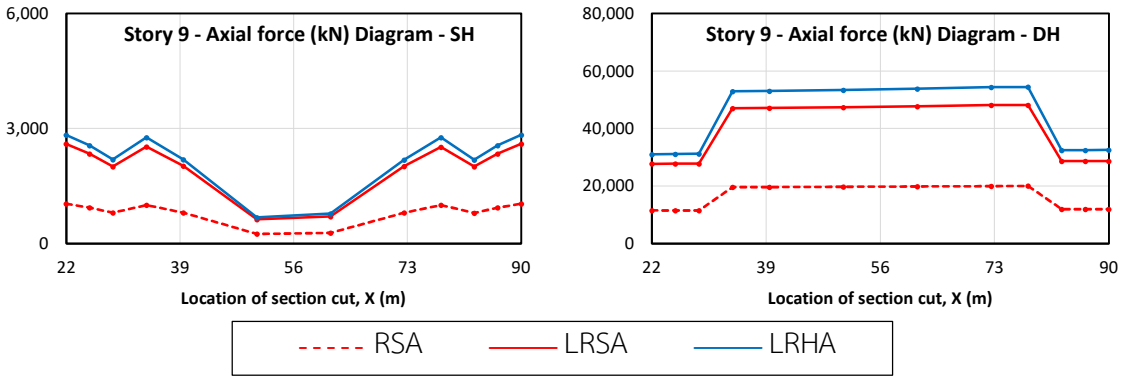
(Continued)



รูปที่ 3.84 โมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่



รูปที่ 3.85 แรงตามแนวแกนในไดอะแฟรมบริเวณชั้นส่วนฐาน (9th) เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.86 แรงตามแนวแกนในไดอะแฟรมบริเวณชั้นส่วนฐาน (9th) เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่

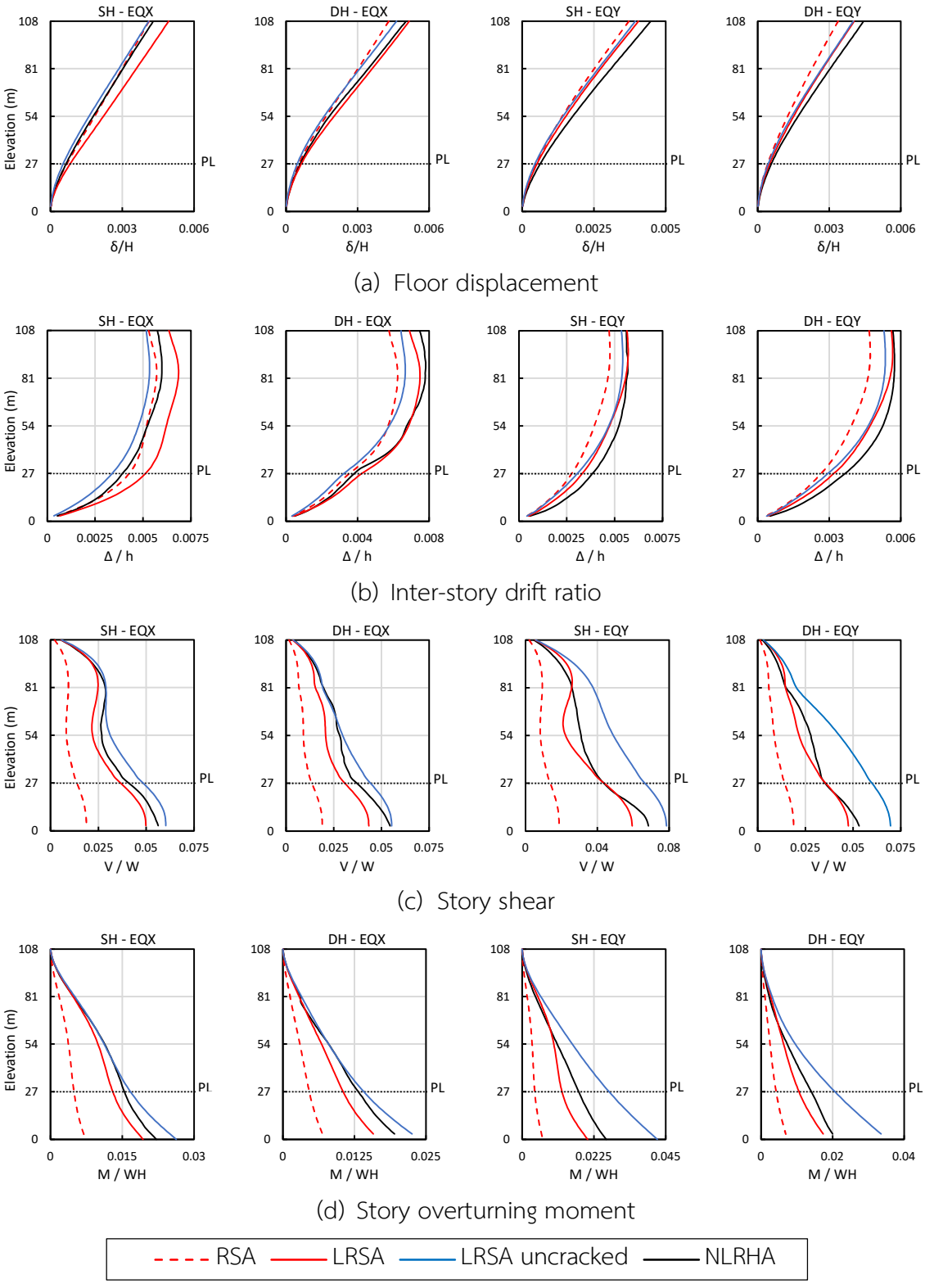
3.7.1.4 ความถูกต้องของวิธี RSA

การตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA ทำโดยนำค่าจากวิธี RSA ไปเปรียบเทียบกับค่าอ้างอิงจากวิธี NLRHA การวิเคราะห์ในหัวข้อนี้พิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำกับอาคารทั้งสองทิศทาง X และ Y แต่แยกกระทำทีละครั้งไม่พร้อมกัน ผลลัพธ์จากวิธี NLRHA เป็นค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดต่อ 6 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับพื้นที่กรุงเทพ และ 10 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับพื้นที่เชียงใหม่ซึ่งสอดคล้องกับสเปกตรัม UHS ที่ใช้ในวิธี RSA,วิธี LRSA (ไม่มีค่าตัวประกอบ I/R และ C_d) วิธี LRSA ได้ทดลองใช้กับแบบจำลองเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติชิ้นส่วนแบบหน้าตัดที่แตกร้าวซึ่งเรียกผลลัพธ์ว่าวิธี LRSA และแบบจำลองเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติชิ้นส่วนแบบหน้าตัดไม่แตกร้าวซึ่งเรียกผลลัพธ์ว่าวิธี $LRSA_{uncracked}$ เนื่องจากมีค่าสติฟเนสเริ่มต้นเช่นเดียวกันแบบจำลองไม่เชิงเส้นซึ่งความแตกต่างระหว่างผลจากวิธี NLRHA กับ $LRSA_{uncracked}$ แสดงถึงผลของการตอบสนองไม่เชิงเส้นในโครงสร้างในวิธี NLRHA การวิเคราะห์ด้วยวิธีทั้งหมดเหล่านี้ทำโดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D การเปรียบผลลัพธ์จากวิธี $LRSA_{uncracked}$, LRSA, RSA และ NLRHA แสดงดังรูปที่ 3.87 ถึง 3.89

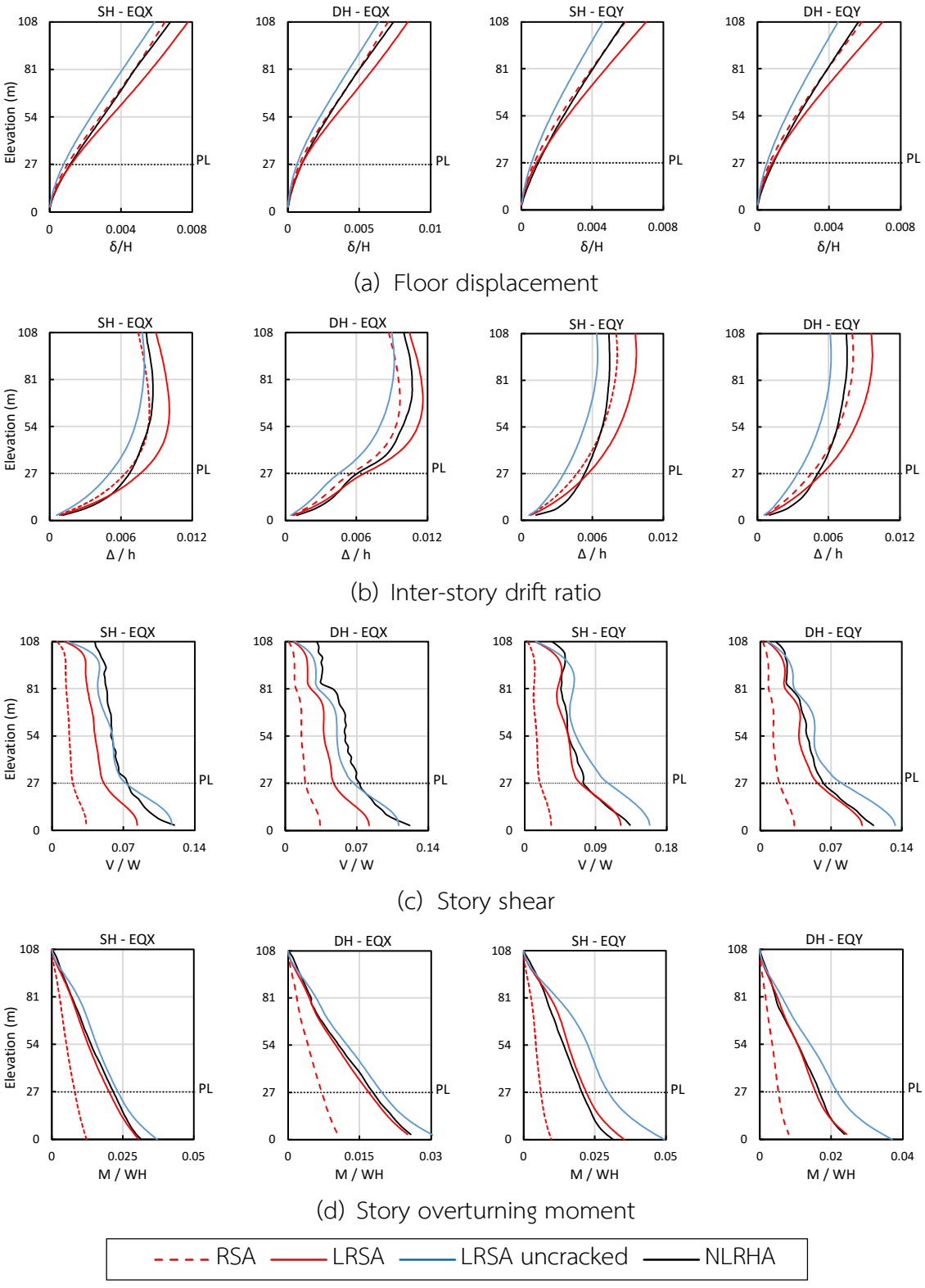
ผลลัพธ์จากวิธี NLRHA แสดงการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆเทียบกับความสูงอาคารวัดจากพื้นดิน H, อัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์กับความสูงของชั้น h, ค่าแรงเฉือนรวมระหว่างชั้นกับน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล W และโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นกับน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลคูณกับความสูงอาคาร WH ดังแสดงในรูปที่ 3.87 และ 3.88 และค่าความเร่งสัมบูรณ์ของพื้น (absolute floor acceleration) เทียบกับความเร่งโน้มถ่วงโลกดังรูปที่ 3.89 ซึ่งแต่ละรูปแสดงชื่อกรณีอาคาร และทิศทางแผ่นดินไหวที่กระทำ

จากรูปที่ 3.87 และ 3.88 สังเกตได้ว่า วิธี RSA ให้ค่าแรงเฉือนที่ต้องต้านทานที่ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA หากไม่ต้องการให้เกิดการวิบัติแบบเฉือนเนื่องจากเป็นการวิบัติแบบเปราะสำหรับอาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร จากรูปที่ 3.87 ถึง 3.89 วิธี RSA ซึ่งมีการใช้ค่าตัวประกอบ R และ C_d รวมถึง วิธี LRSA และ $LRSA_{uncracked}$ ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ อัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความเร่งสัมบูรณ์ที่ชั้นต่างๆ (absolute floor acceleration) ที่ค่อนข้างถูกต้องดีใกล้เคียงกับค่าจากวิธี NLRHA โดยวิธี LRSA ให้ค่าที่สูงกว่า RSA เล็กน้อย วิธีเหล่านี้ประมาณค่าความเร่งสัมบูรณ์ที่บางชั้นต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA

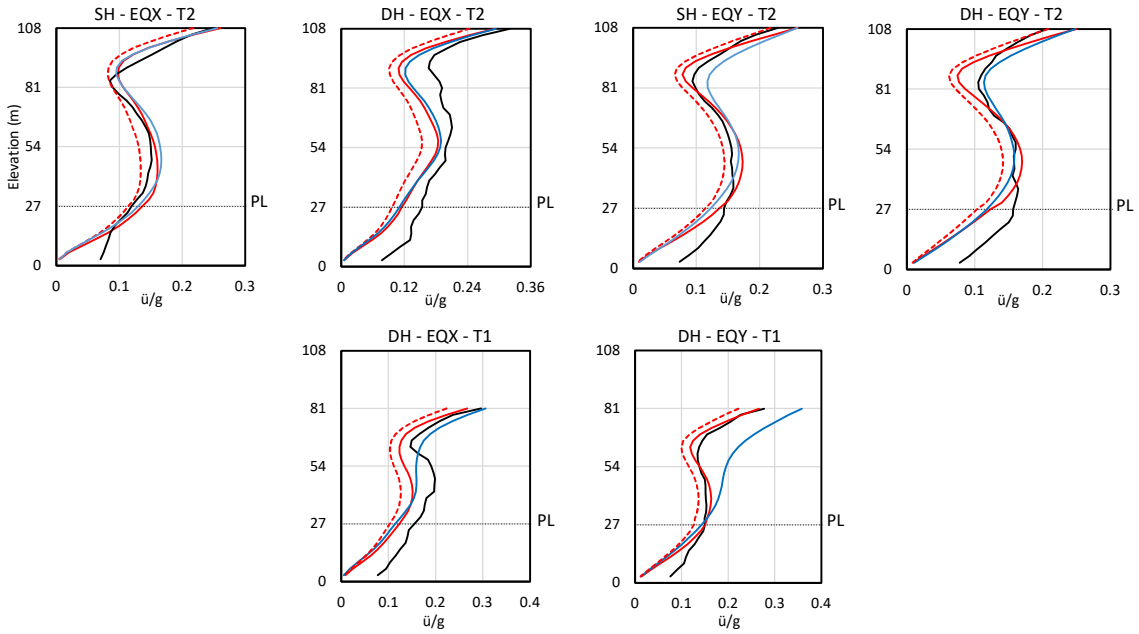
จากรูปที่ 3.88 สังเกตว่าวิธี $LRSA_{uncracked}$ ให้ค่าการเคลื่อนที่ที่ต่ำกว่าวิธีอื่น เพราะโครงสร้างมีค่าสติฟเนสมากกว่าที่พิจารณาในวิธีอื่น



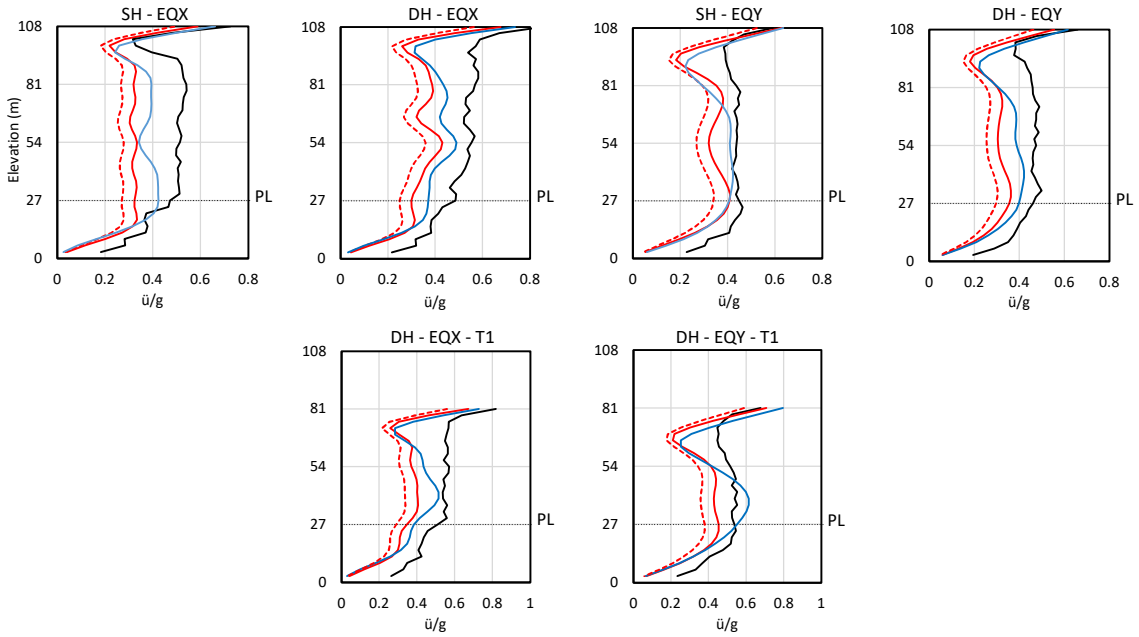
รูปที่ 3.87 (a) การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นในทิศทาง Y และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี RSA, LRSA, LRSA uncracked และ NLRHA สำหรับพื้นที่กรุงเทพกระทำกับอาคารสองกรณีในแนวราบทิศทาง X และ Y



รูปที่ 3.88 (a) การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นในทิศทาง Y และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี RSA, LRSA, LRSA uncracked และ NLRHA สำหรับพื้นที่เชียงใหม่กระทำกับอาคารสองกรณีในแนวราบทิศทาง X และ Y



(a) Bangkok buildings



(b) Chiang Mai buildings

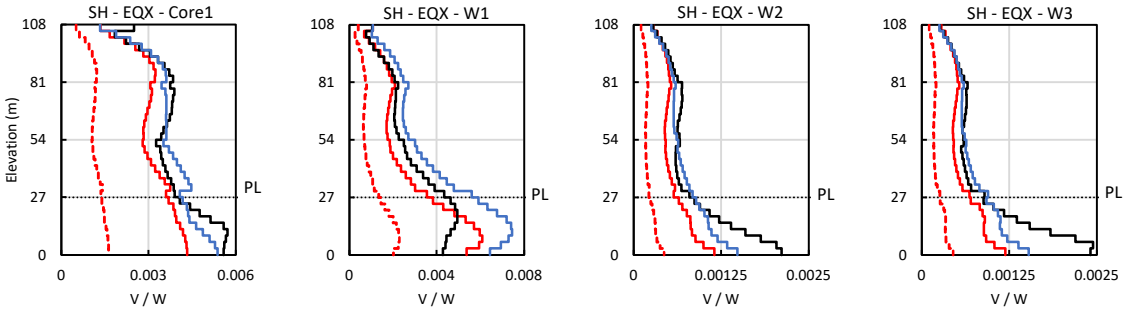


รูปที่ 3.89 ความเร่งสัมบูรณ์ของพื้น (absolute floor acceleration) สำหรับกรณี (a) กรุงเทพ (b) เชียงใหม่

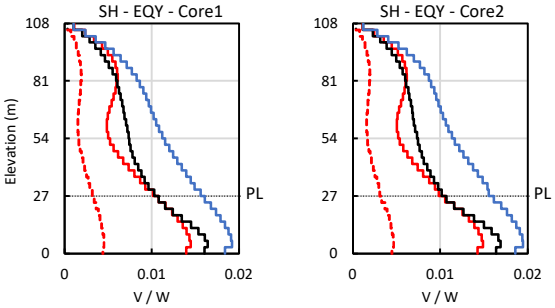
A. องค์อาคารในแนวดิ่ง (vertical member)

เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค์อาคารแนวดิ่งได้แก่กำแพงรับแรงเฉือนและเสา ซึ่งคำนวณได้จากวิธี วิธี $LRSA_{uncracked}$, LRSA, RSA และ NLRHA ของอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพและเชียงใหม่ จะแสดงได้ดังรูปที่ 3.90 ถึงรูปที่ 3.107 พบว่าวิธี RSA ให้ค่าแรงที่ต้องต้านทานสำหรับใช้ในการออกแบบต่ำกว่าวิธี LRSA ,วิธี $LRSA_{uncracked}$, และ NLRHA เนื่องจากถูกหารด้วยค่า R และคูณด้วยตัวคูณปรับค่า SF ในขณะที่วิธี $LRSA_{uncracked}$ ให้ผลการประมาณที่มากกว่าวิธีอื่นเนื่องจากพิจารณาโครงสร้างเป็นชิ้นส่วนไม่แตกร้าว สำหรับกรณี SH อาคารมีความสมมาตรตลอดทั้งความสูงของอาคาร ทำให้ชิ้นส่วนของกำแพงโครงสร้างและเสามีการรับแรงที่ต้องต้านทาน (demand forces) ทั้งสองตึกเหมือนกันตลอดความสูง แต่กรณีอาคาร DH สังเกตได้ว่าค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานมีการเปลี่ยนแปลงสูงมากในบริเวณชั้นบนสุดของส่วนฐาน (podium level, PL) และในชั้นที่สูงหรือต่ำกว่านั้นไปอีกหนึ่งหรือสองชั้น สาเหตุหลักเป็นเพราะว่าในกรณี DH ตึก 2 ฝั่งมีความสูงไม่เท่ากัน มีการโยกตัวไม่ไปด้วยกันและมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างกะทันหันที่ชั้นบนสุดของส่วนฐาน (podium) ทำให้กำแพงโครงสร้างและเสาบริเวณชั้น PL เกิดแรงภายในมากผิดปกติ

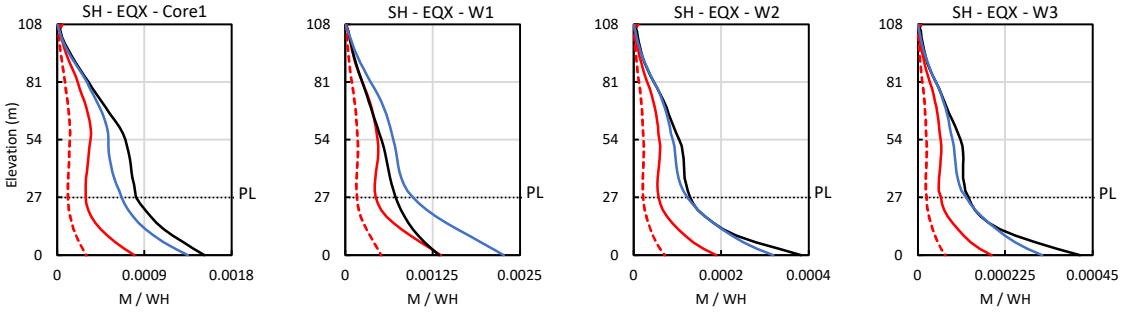
A1. กำแพงเฉือน



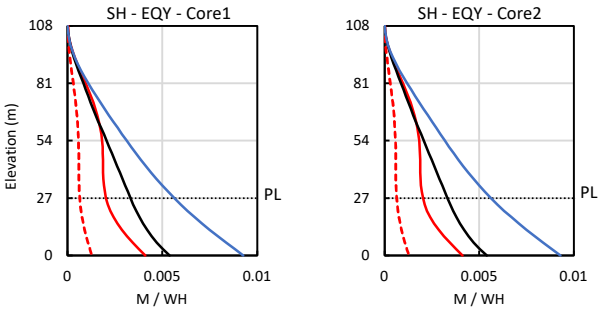
(a) Wall shear forces due to EQX



(b) Wall shear forces due to EQY



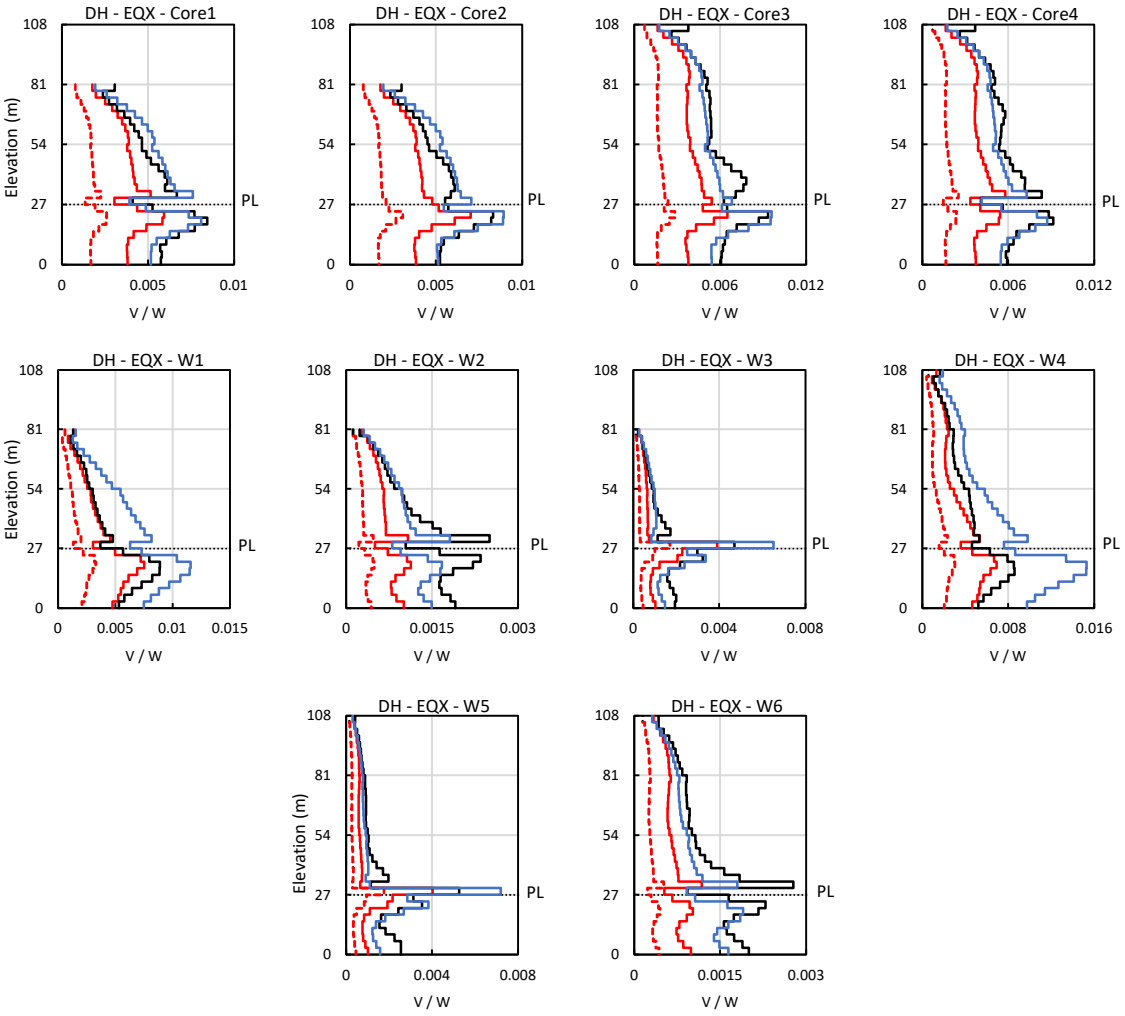
(c) Wall bending moment due to EQX



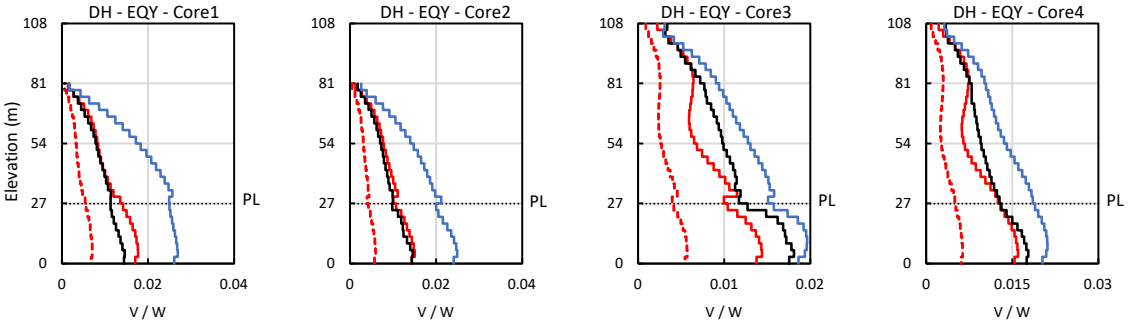
(d) Wall bending moment due to EQY



รูปที่ 3.90 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ



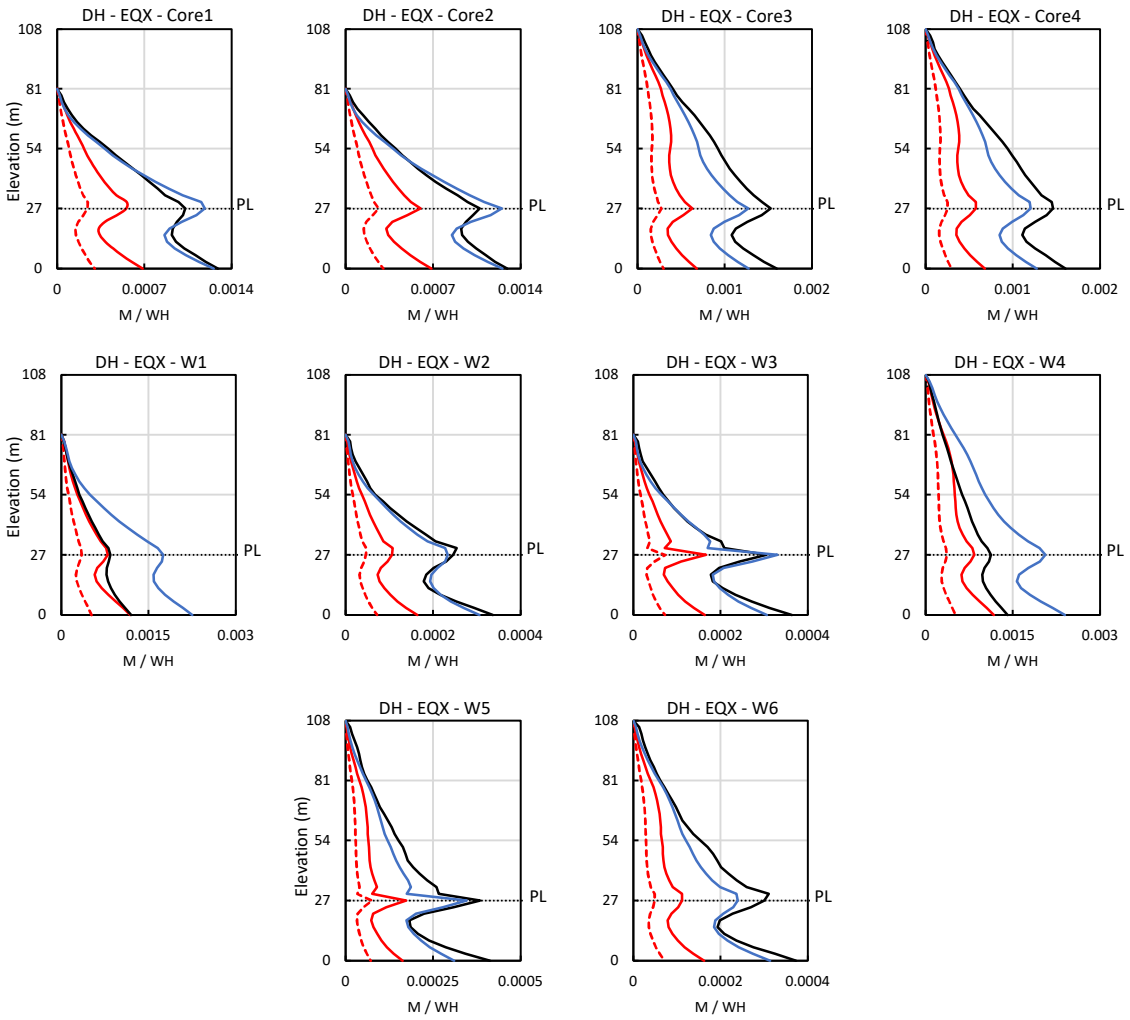
(a) Wall shear forces due to EQX



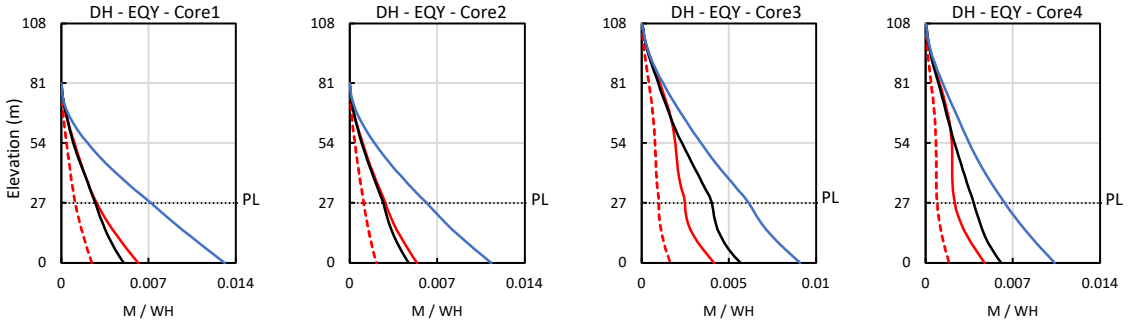
(b) Wall shear forces due to EQY



รูปที่ 3.91 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



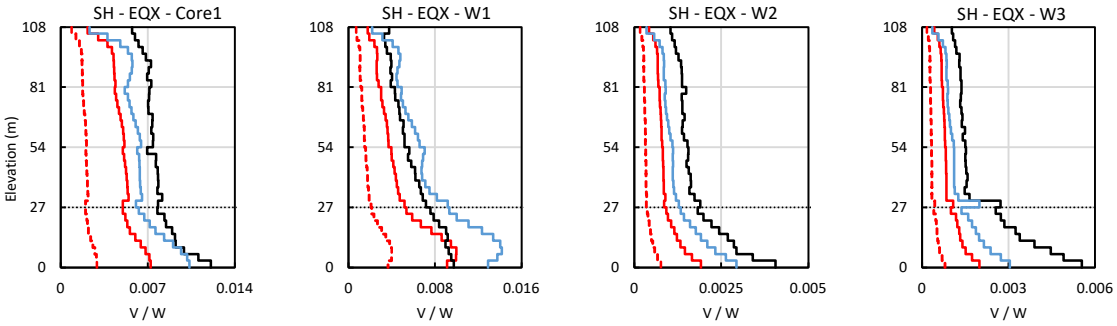
(a) Wall bending moment due to EQX



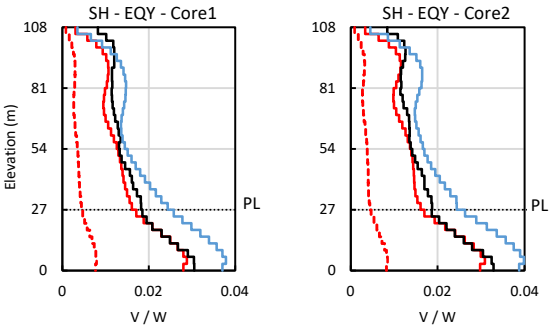
(b) Wall bending moment due to EQY



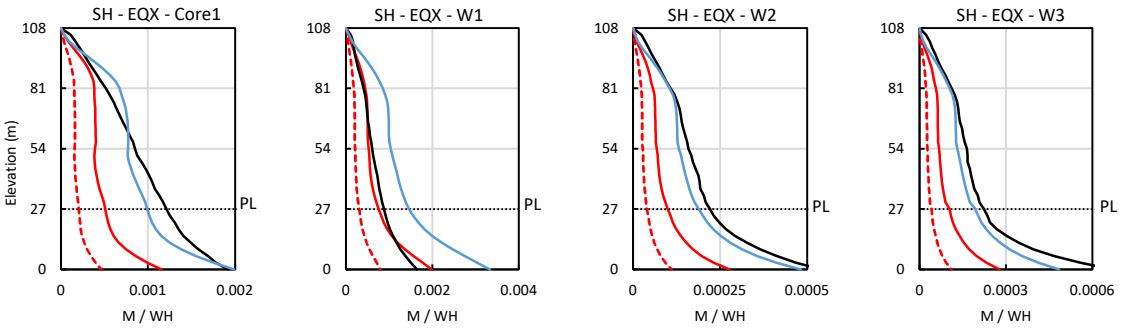
รูปที่ 3.92 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



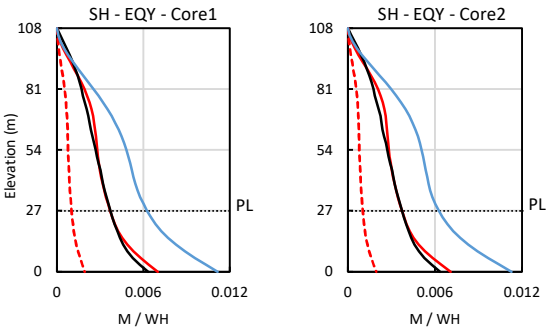
(a) Wall shear forces due to EQX



(b) Wall shear forces due to EQY



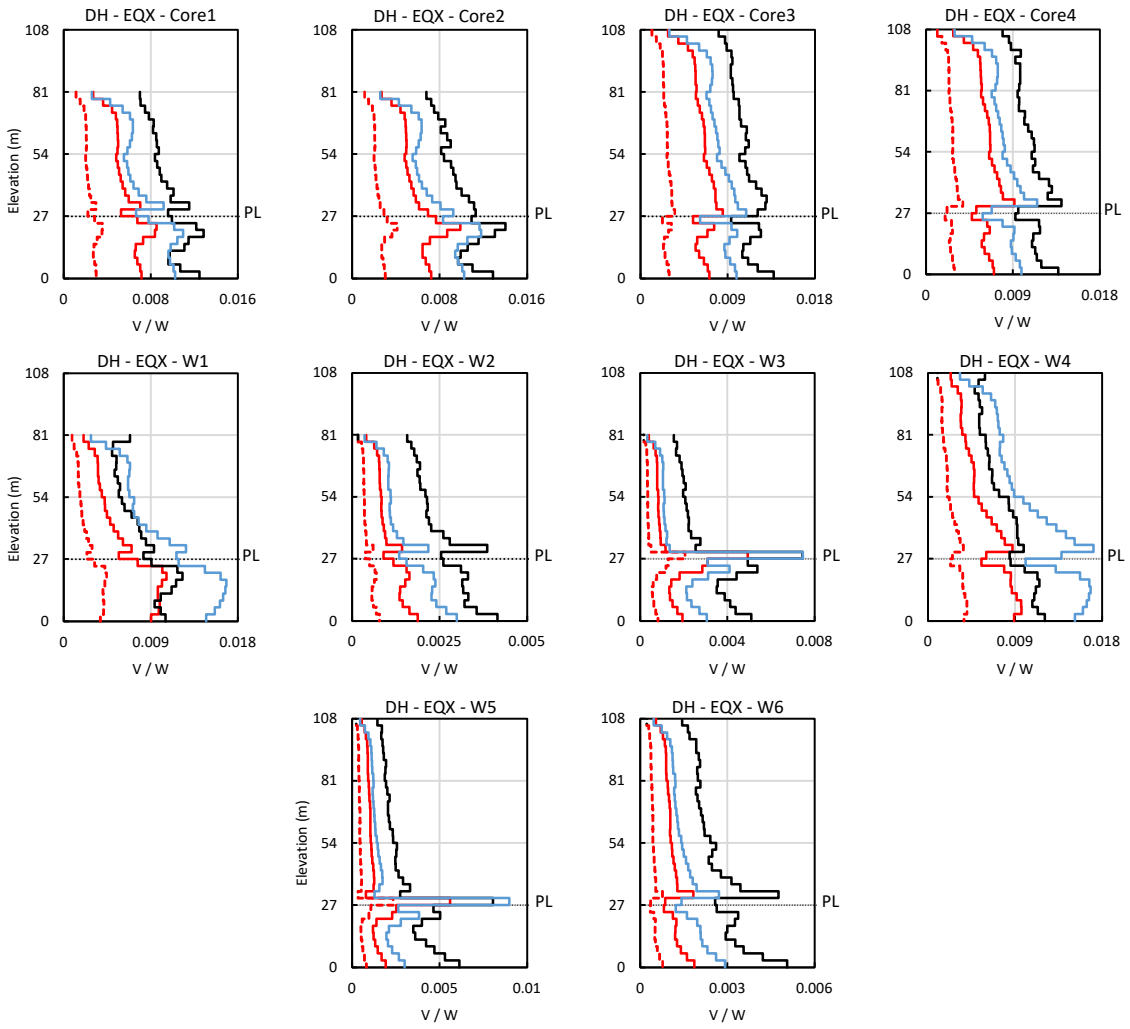
(c) Wall bending moment due to EQX



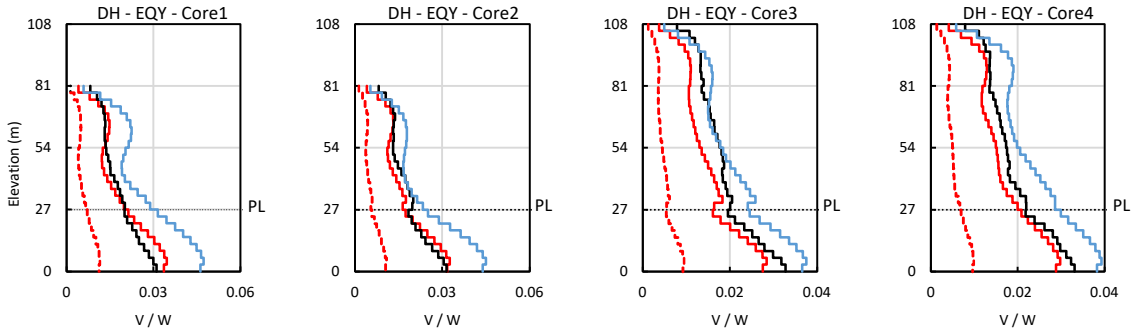
(d) Wall bending moment due to EQY



รูปที่ 3.93 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



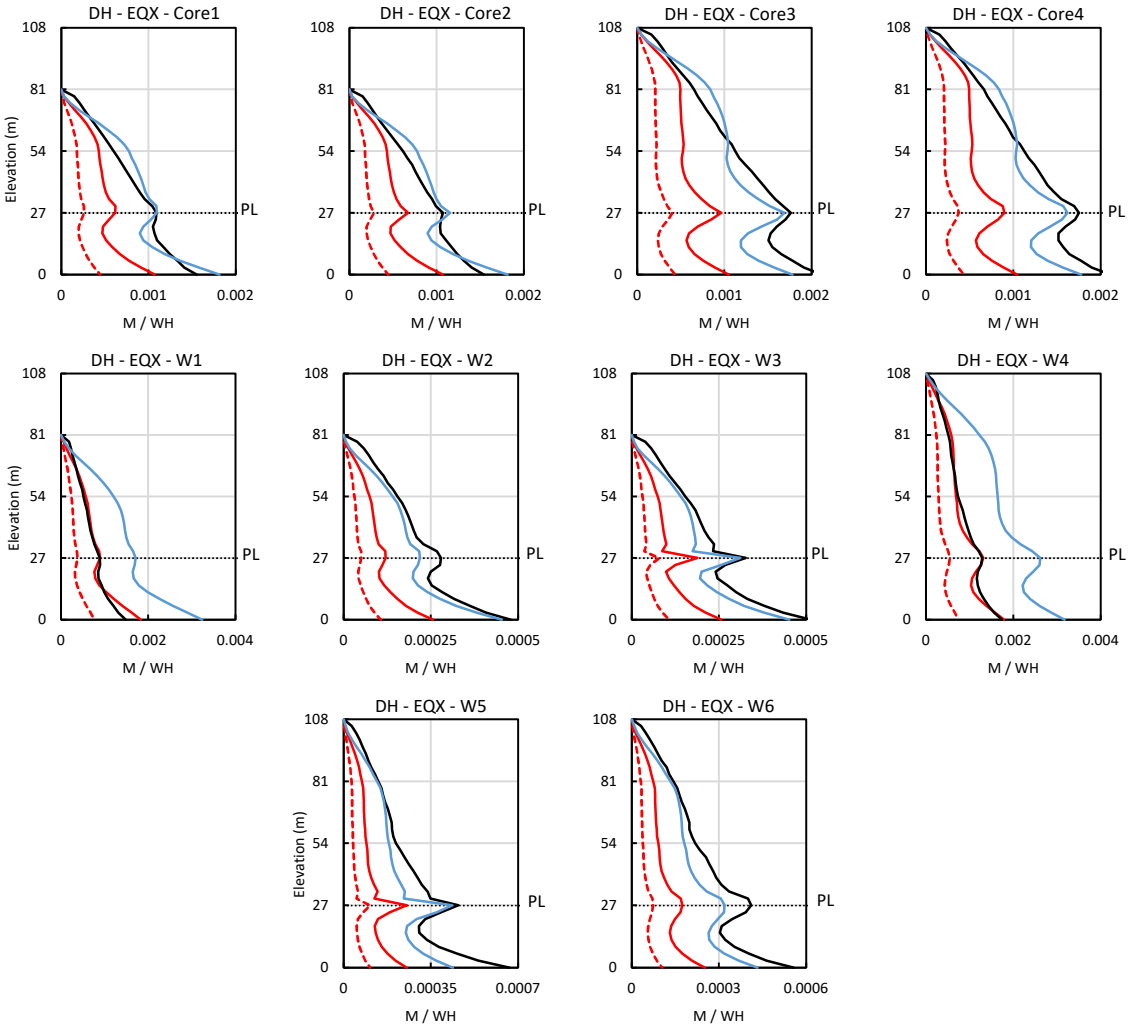
(a) Wall shear forces due to EQX



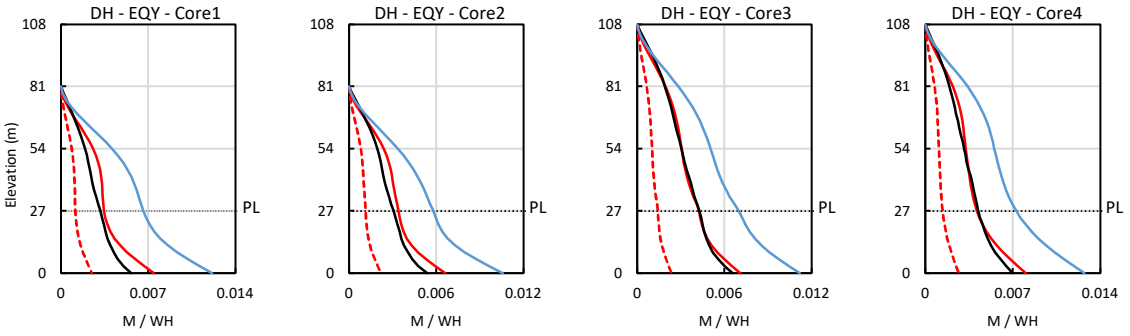
(b) Wall shear forces due to EQY



รูปที่ 3.94 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



(a) Wall bending moment due to EQX

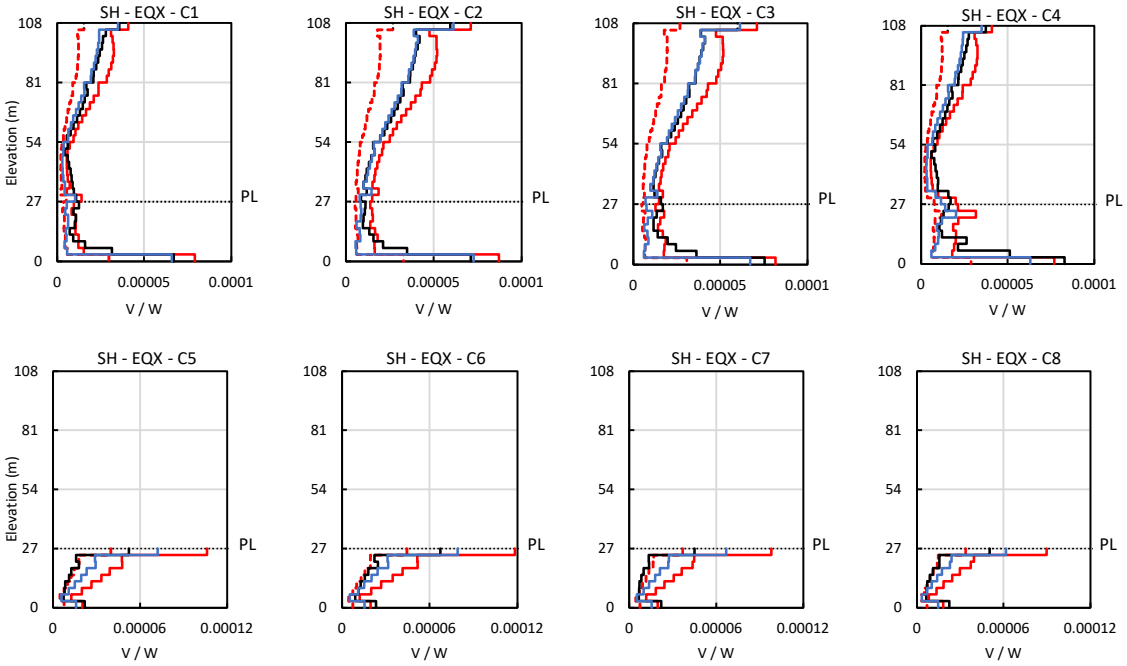


(b) Wall bending moment due to EQY

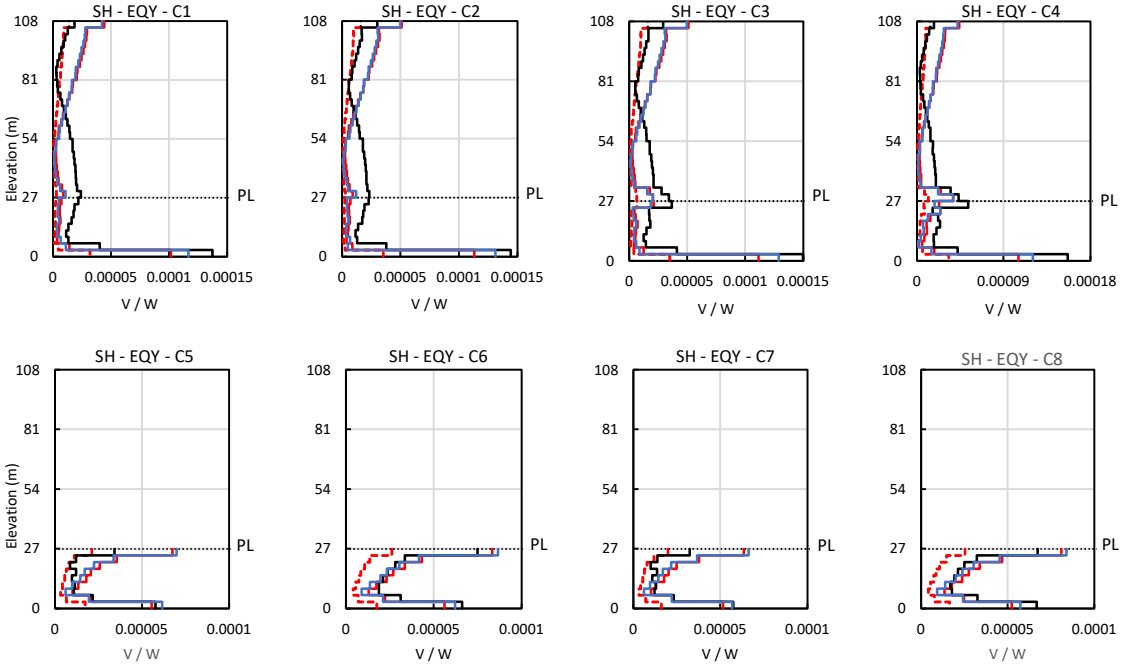


รูปที่ 3.95 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่

A2. เสา



(a) Column shear forces due to EQX

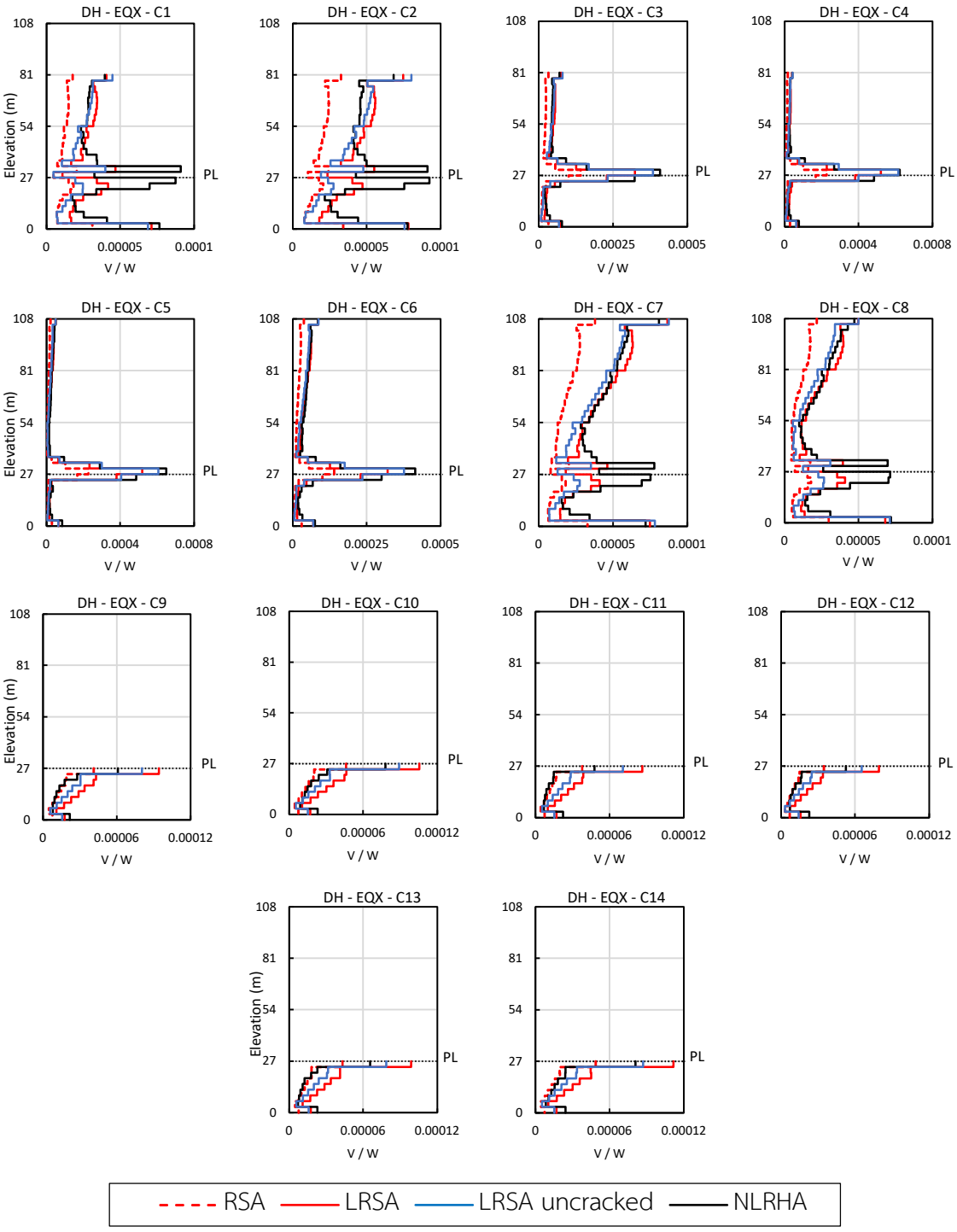


(b) Column shear forces due to EQY

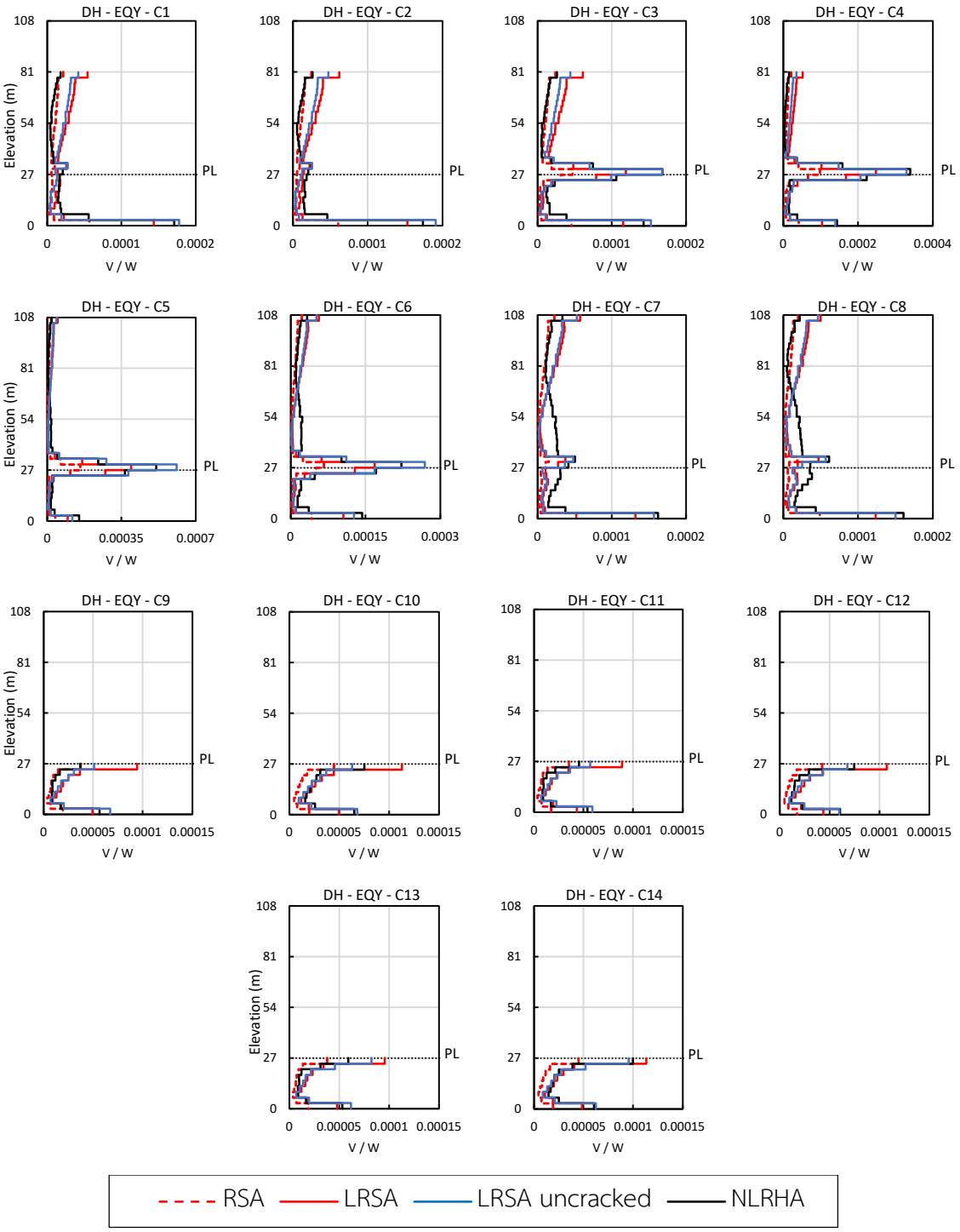
RSA LRSA LRSA uncracked NLRHA

รูปที่ 3.96 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ

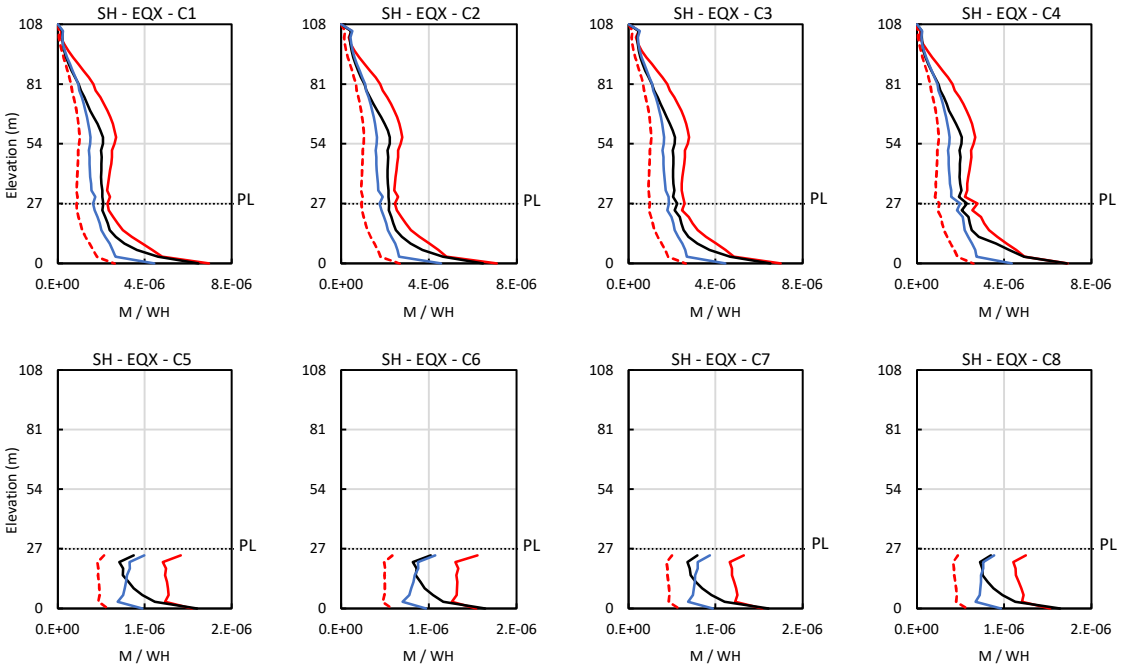
จากรูปที่ 3.96 และ 3.97 แรงเฉือนในเสาที่ชั้นล่างสุดบริเวณตึกมีค่ามากผิดปกติเทียบกับชั้นอื่นๆ ส่วนแรงเฉือนที่เสาบริเวณส่วนฐานชั้น PL มีค่ามากผิดปกติ ทั้งกรณีอาคารตั้งอยู่ที่ กทม. และเชียงใหม่



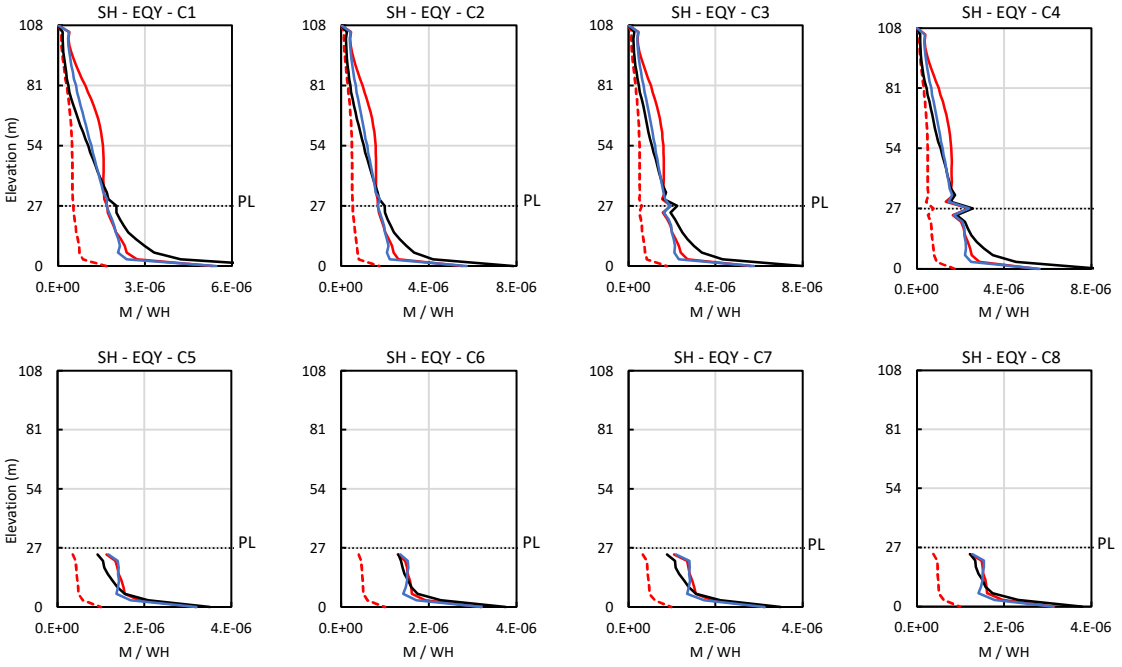
รูปที่ 3.97 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.98 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



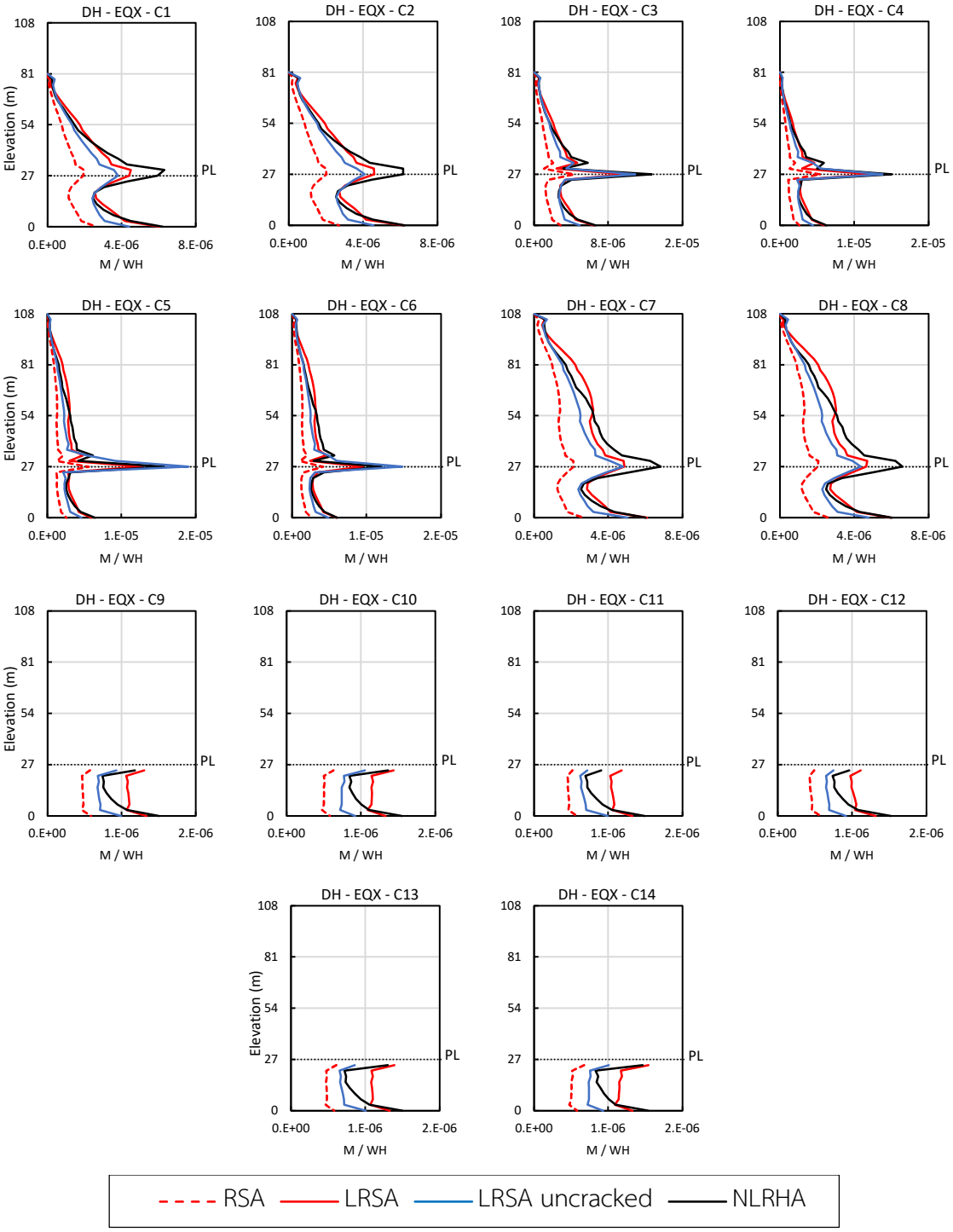
(a) Column bending moment due to EQX



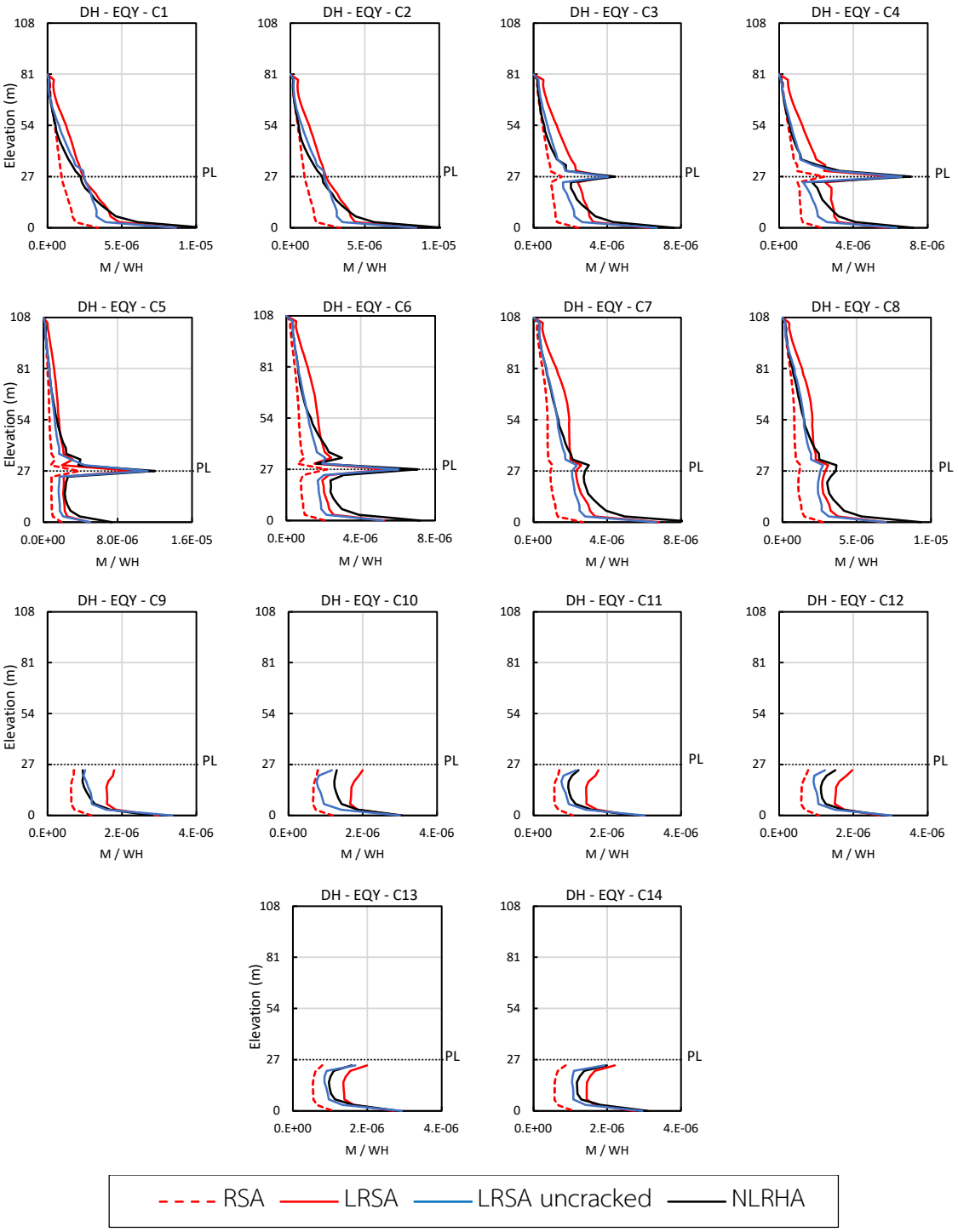
(b) Column bending moment due to EQY



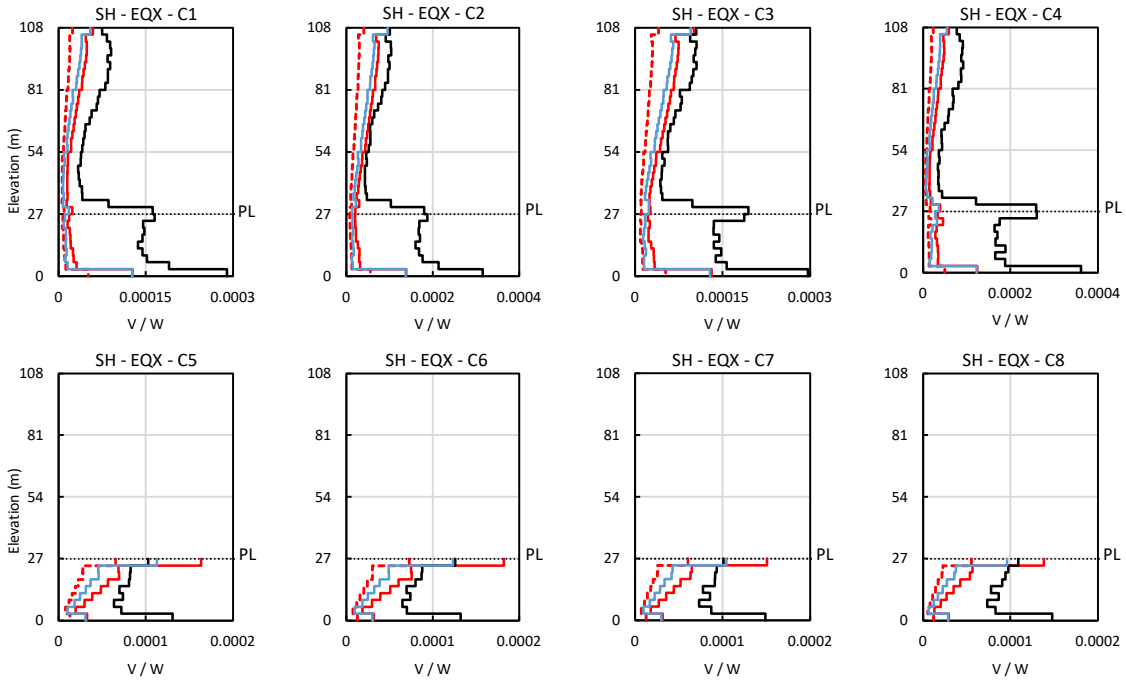
รูปที่ 3.99 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ



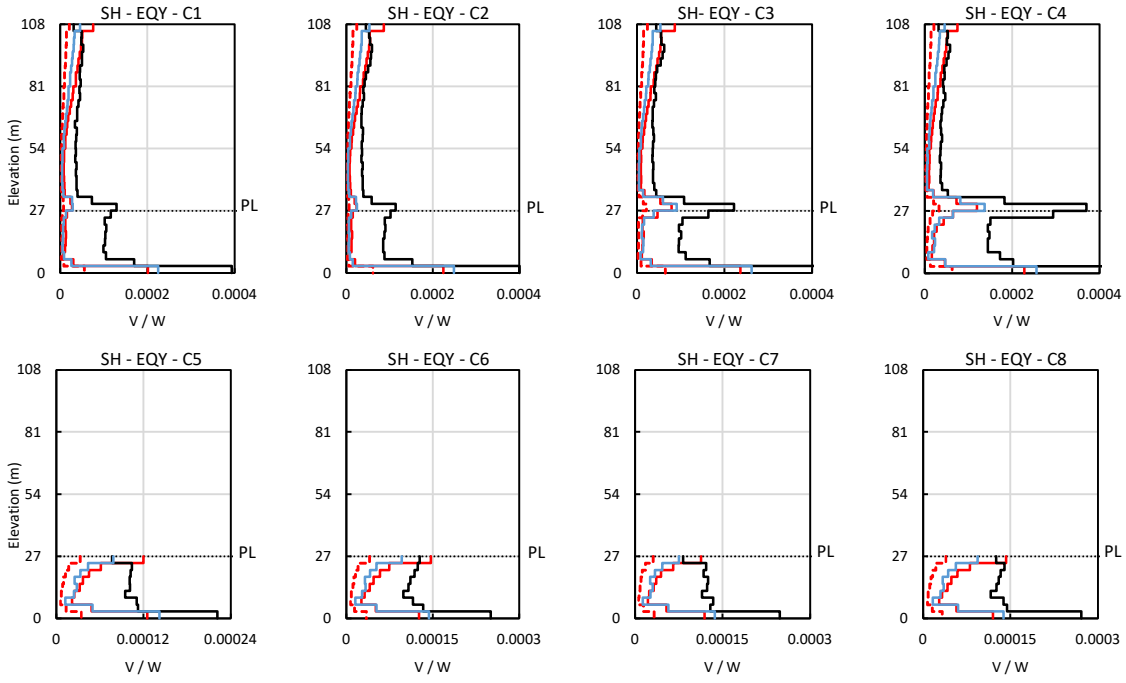
รูปที่ 3.100 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.101 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



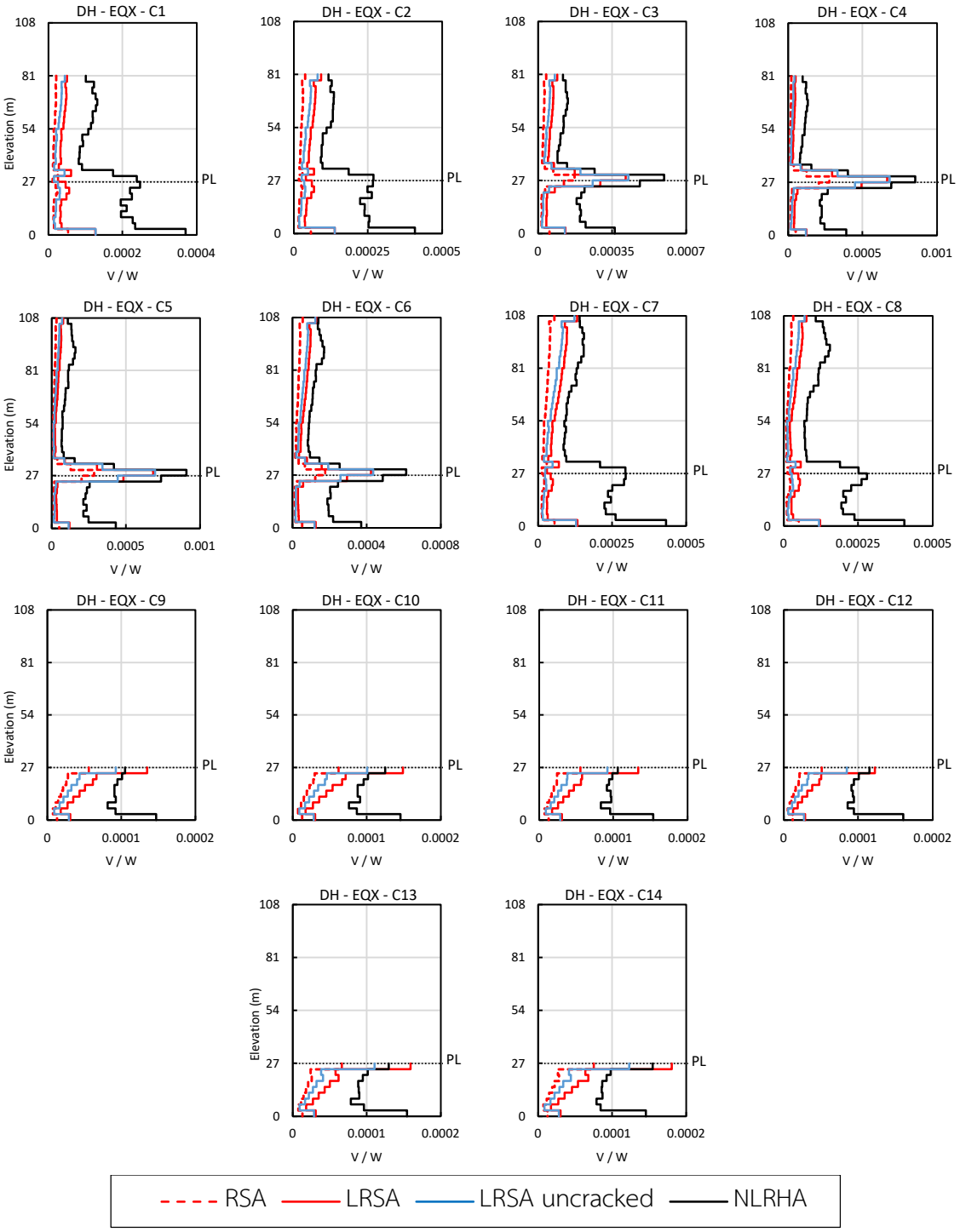
(a) Column shear forces due to EQX



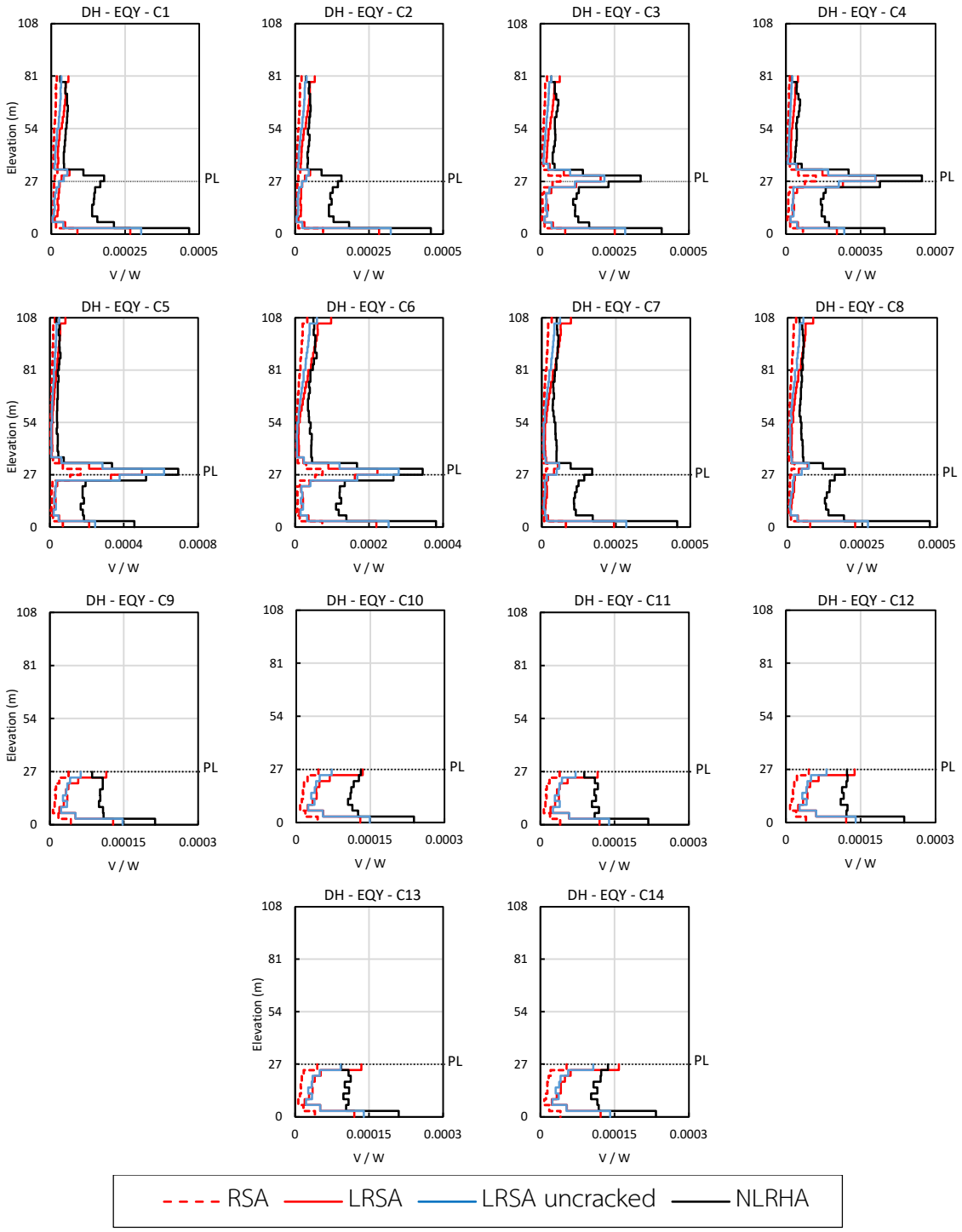
(b) Column shear forces due to EQY



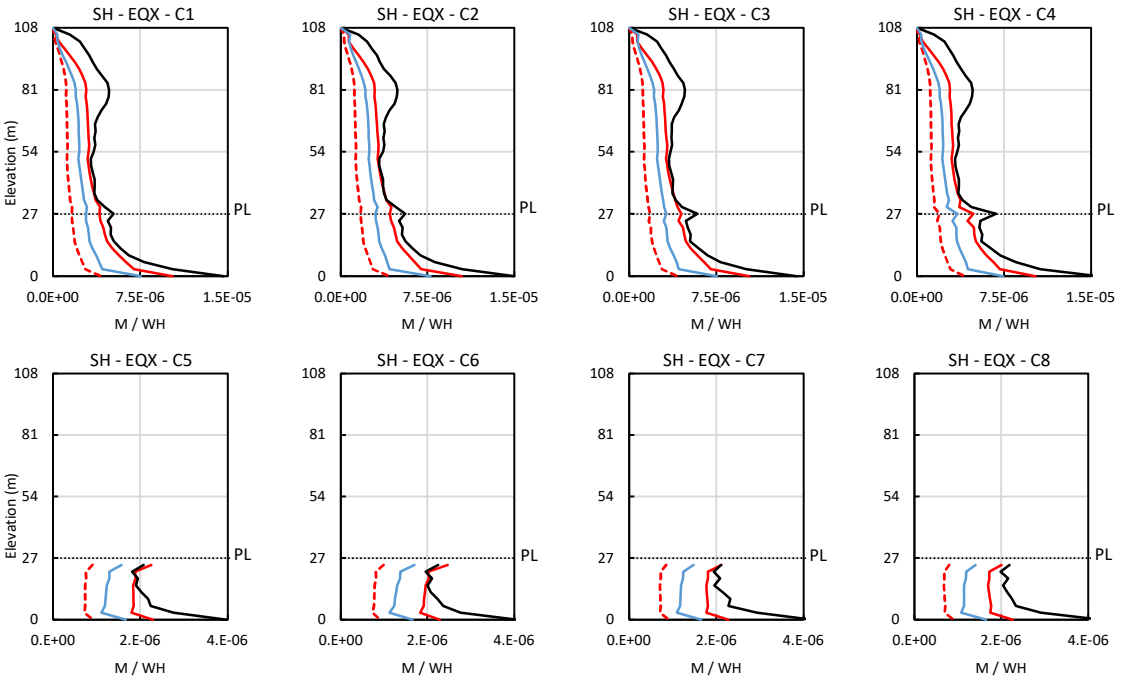
รูปที่ 3.102 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



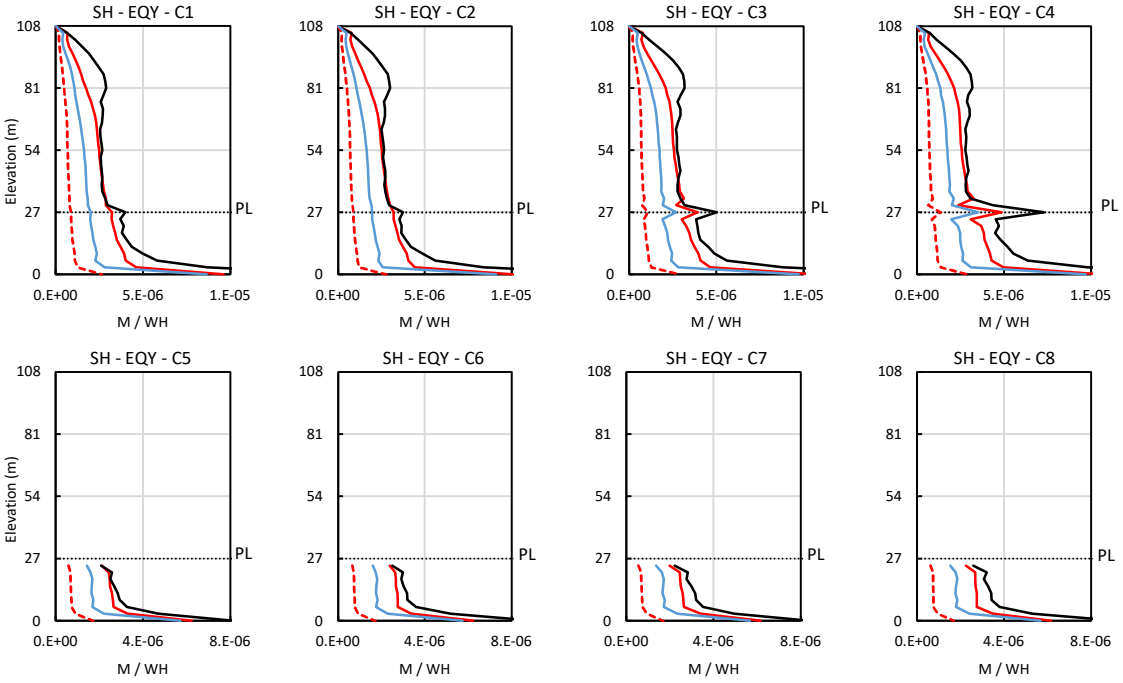
รูปที่ 3.103 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



รูปที่ 3.104 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



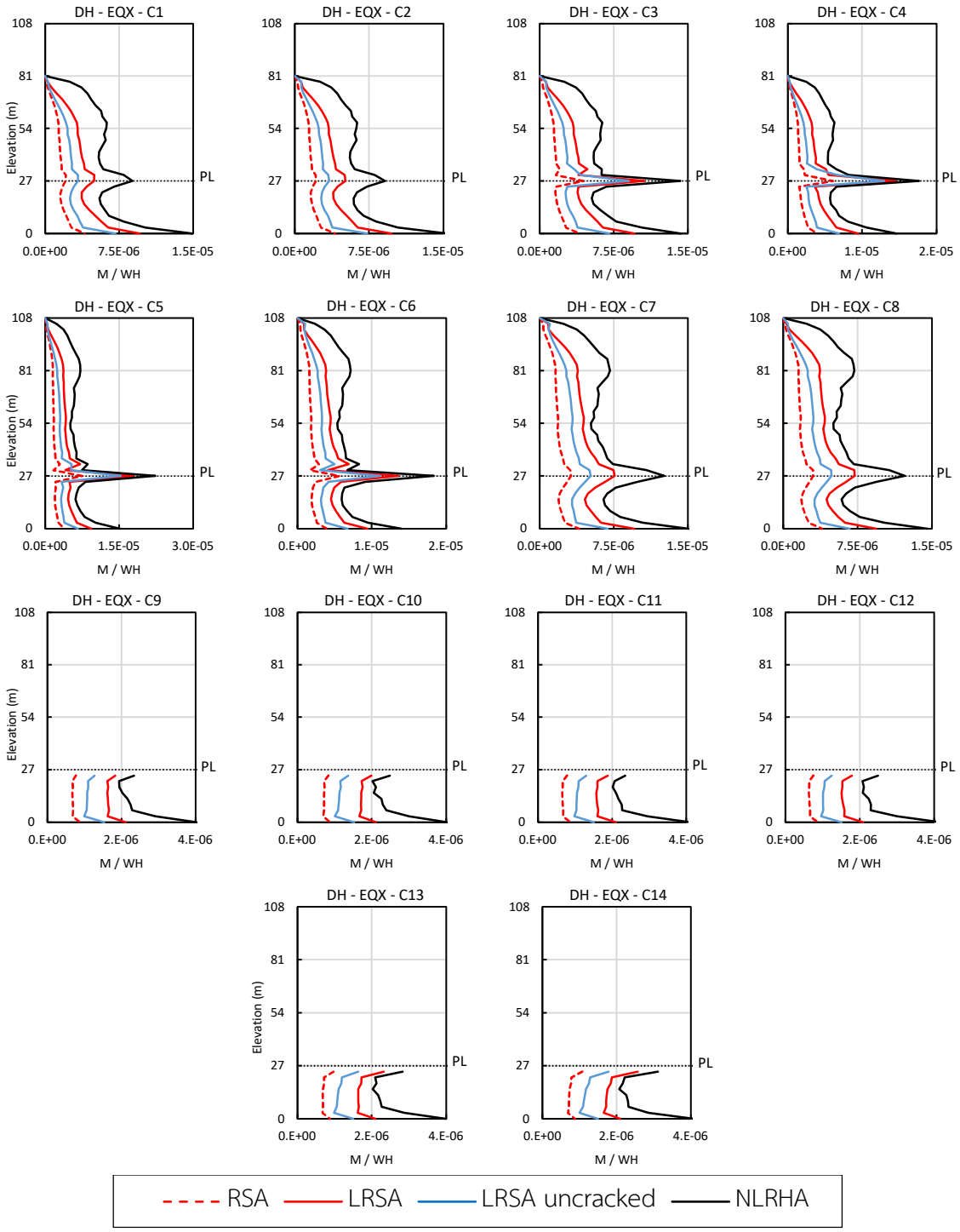
(a) Column bending moment due to EQX



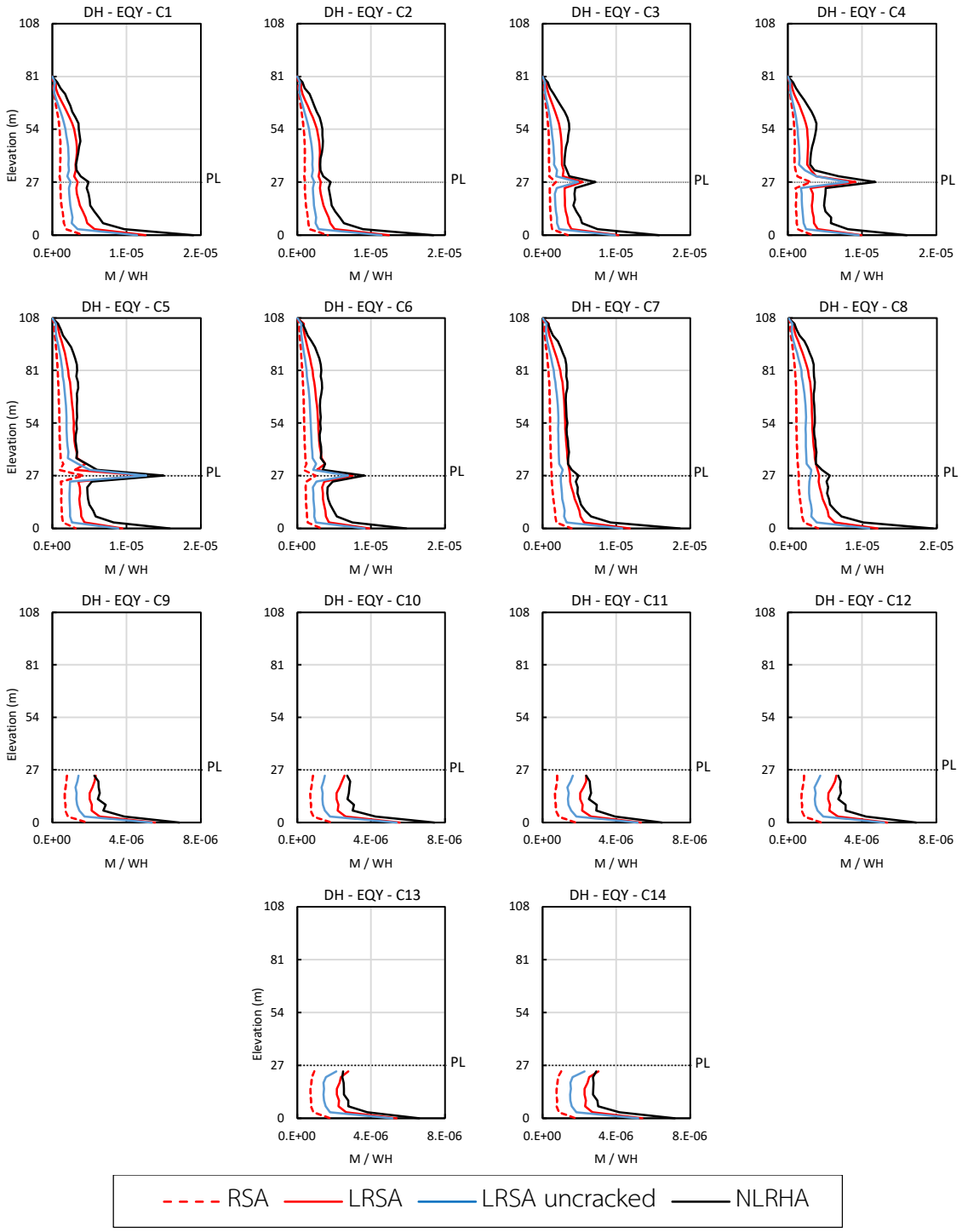
(b) Column bending moment due to EQY

RSA LRSA LRSA uncracked NLRHA

รูปที่ 3.105 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



รูปที่ 3.106 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



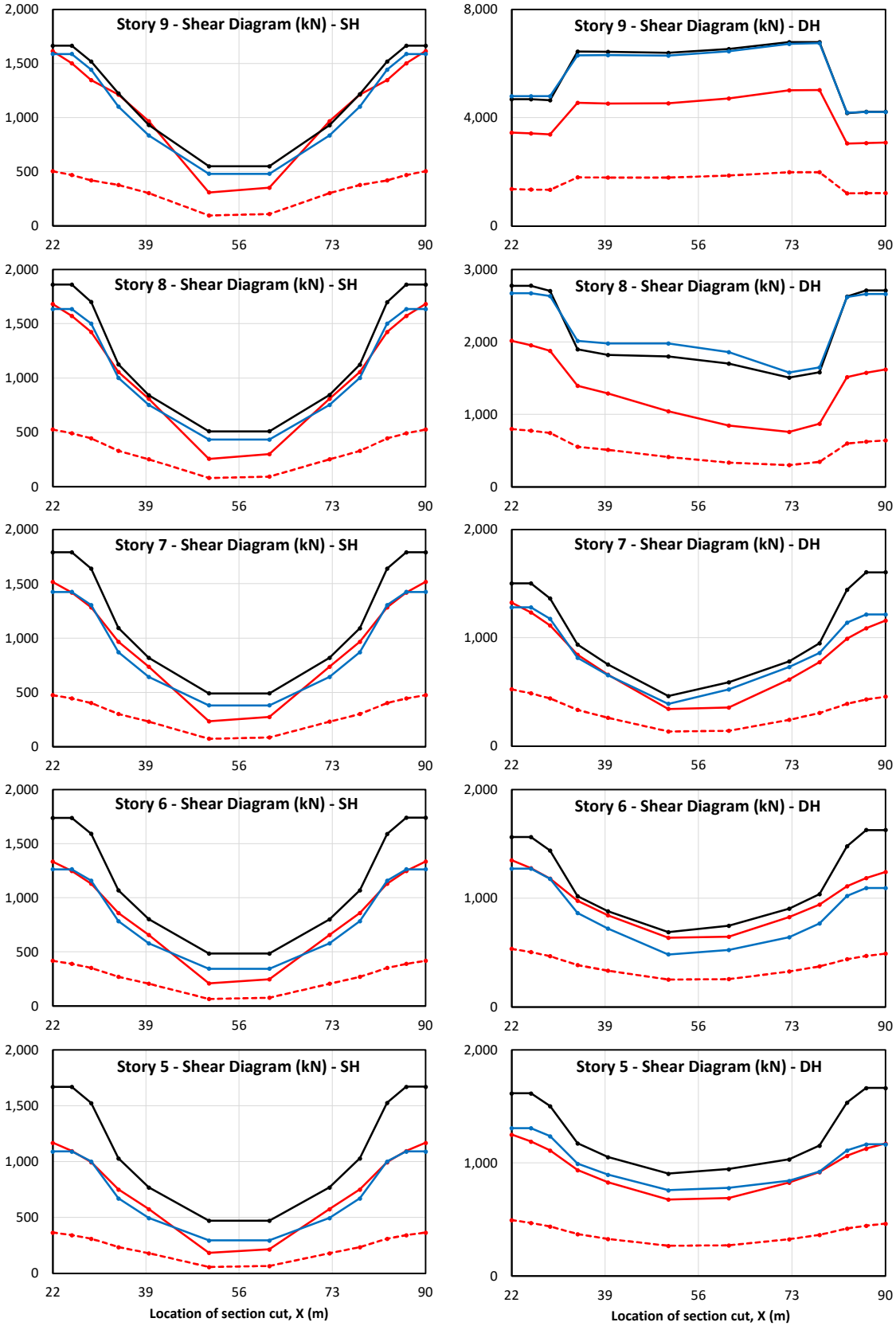
รูปที่ 3.107 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่

B. แรงในไดอะแฟรม (diaphragm force)

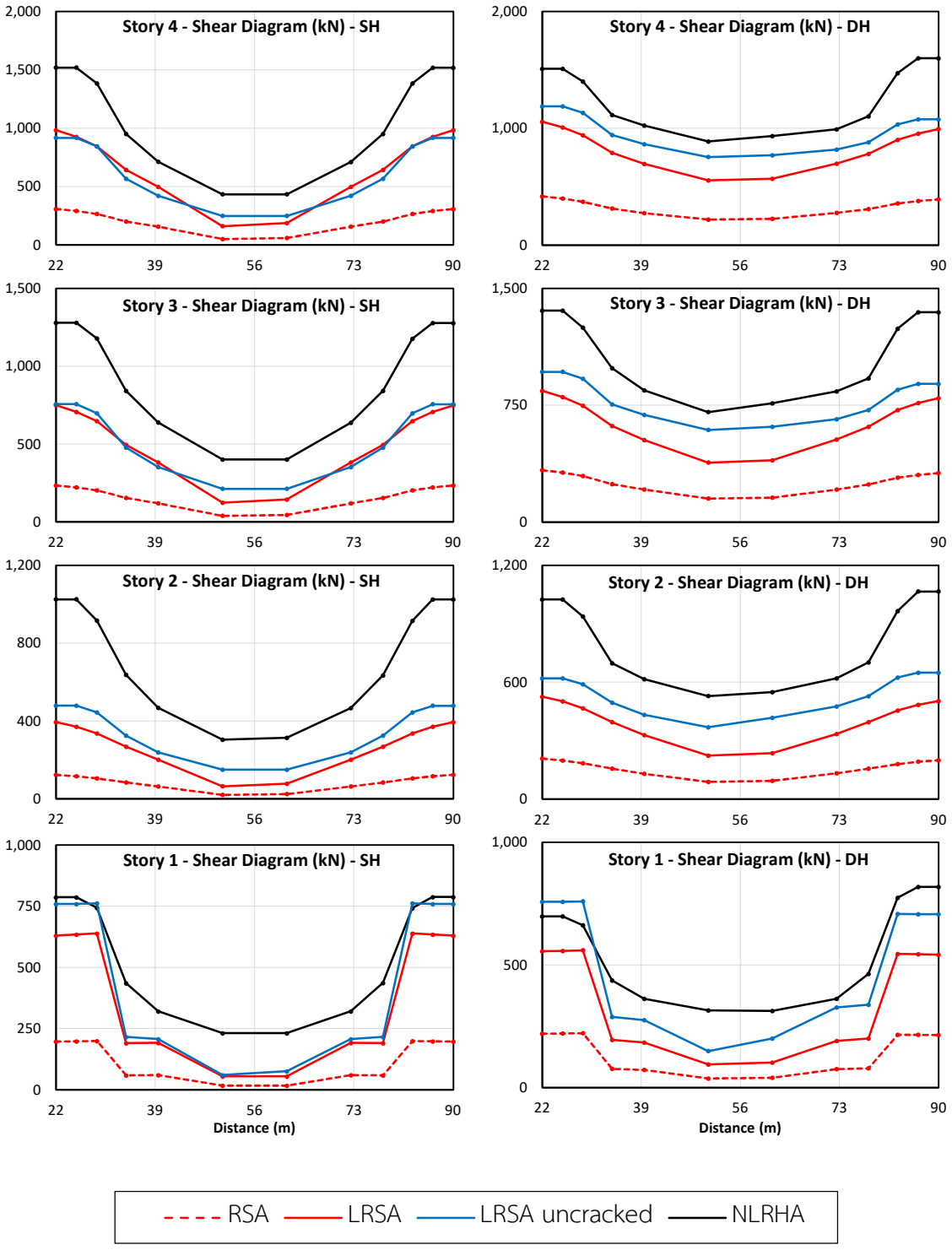
จากรูปที่ 3.108 ถึง 3.111 พบว่าเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y แรงภายในไดอะแฟรมของอาคารกรณี SH บริเวณ podium นั้นคล้ายกับแรงภายในของคานช่วงเดียวที่ถูกกระทำด้วยแรงกระจายสม่ำเสมอ คือแรงเฉือนในแผ่นพื้นไดอะแฟรมในทิศทาง Y บริเวณส่วนฐาน (podium) มีค่ามากที่สุดที่ริมซ้ายขวาที่เข้าไปเชื่อมต่อกับปล่องกำแพงของตึกสูง ส่วนโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในแผ่นพื้นไดอะแฟรม มีค่ามากที่สุดที่กึ่งกลางระหว่างตึกสูงทั้งสองฝั่งสำหรับอาคารกรณี SH แต่ในอาคารกรณี DH พบว่าแรงเฉือนมีค่าน้อยที่สุดที่ริมซ้ายขวาบริเวณใกล้กับปล่องกำแพงของตึกสูงบริเวณชั้นบนสุดของ PL แต่มีค่ามากที่ริมซ้ายขวาที่เชื่อมต่อกับปล่องกำแพง ส่วนโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในแผ่นพื้นไดอะแฟรมมีค่ามากที่สุดบริเวณปล่องกำแพงของตึกสูงข้างขวาที่มีความสูงมากกว่า

เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X การโยกตัวไม่ไปด้วยกันของตึกทั้งสองในอาคาร DH ทำให้แรงตามแนวแกนไดอะแฟรมในทิศทาง X บริเวณส่วนฐาน (podium) มีค่าสูงกว่าอาคาร SH มากถึง 20 เท่า ดังแสดงในรูปที่ 3.112 และ 3.113

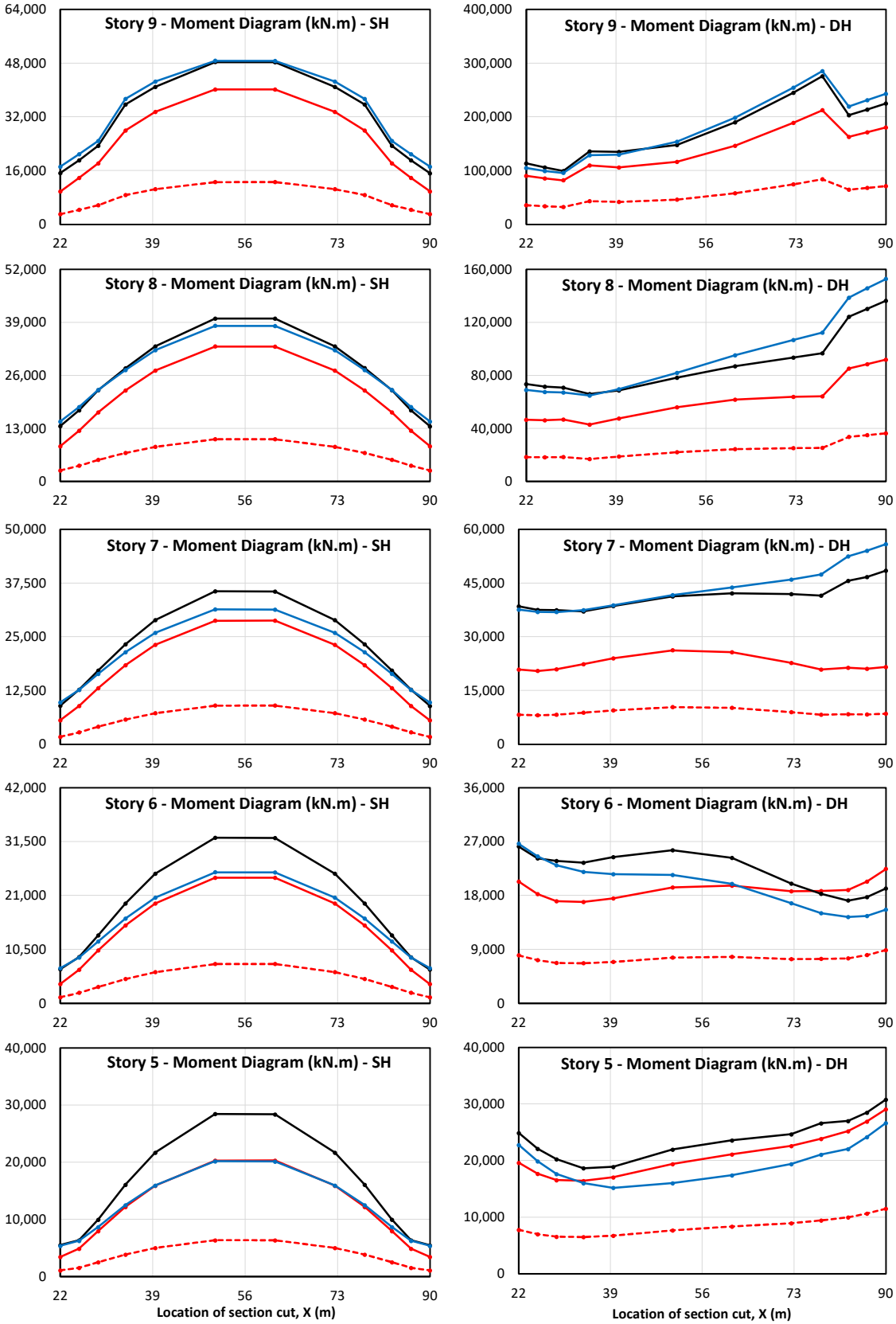
ข้อสังเกตที่น่าสนใจคือค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y ที่คำนวณจากวิธี NLRHA มีค่ามากกว่าค่าจากวิธี LRSA และ $LRSA_{uncracked}$ เสียอีกที่ชั้นล่างๆ เช่นชั้น 1 ถึง 4 ของอาคาร ซึ่งอาจจะเป็นผลมาจาก internal force redistribution


Story 9 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 9 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - DH
Location of section cut, X (m)
Location of section cut, X (m)

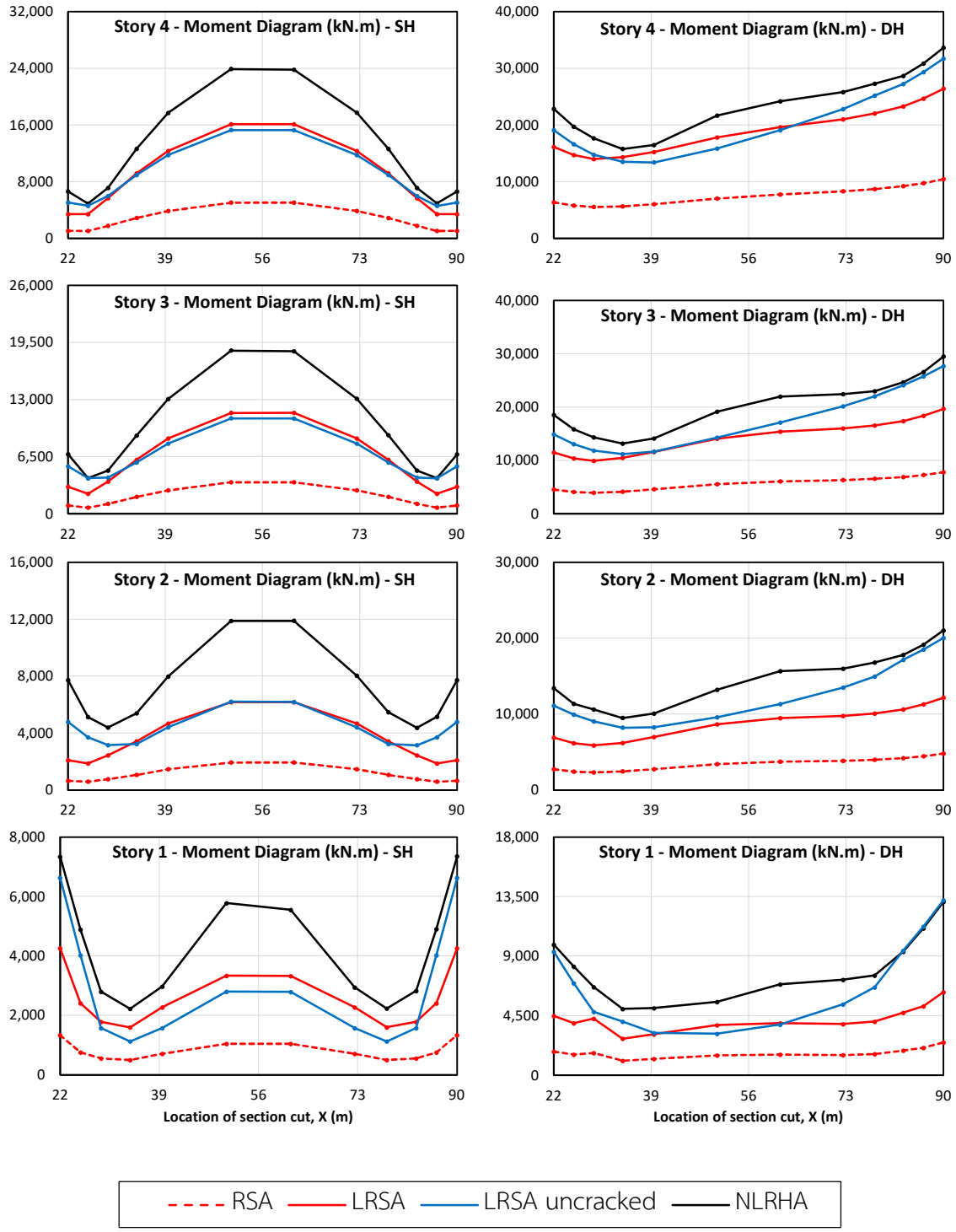
(Continued)



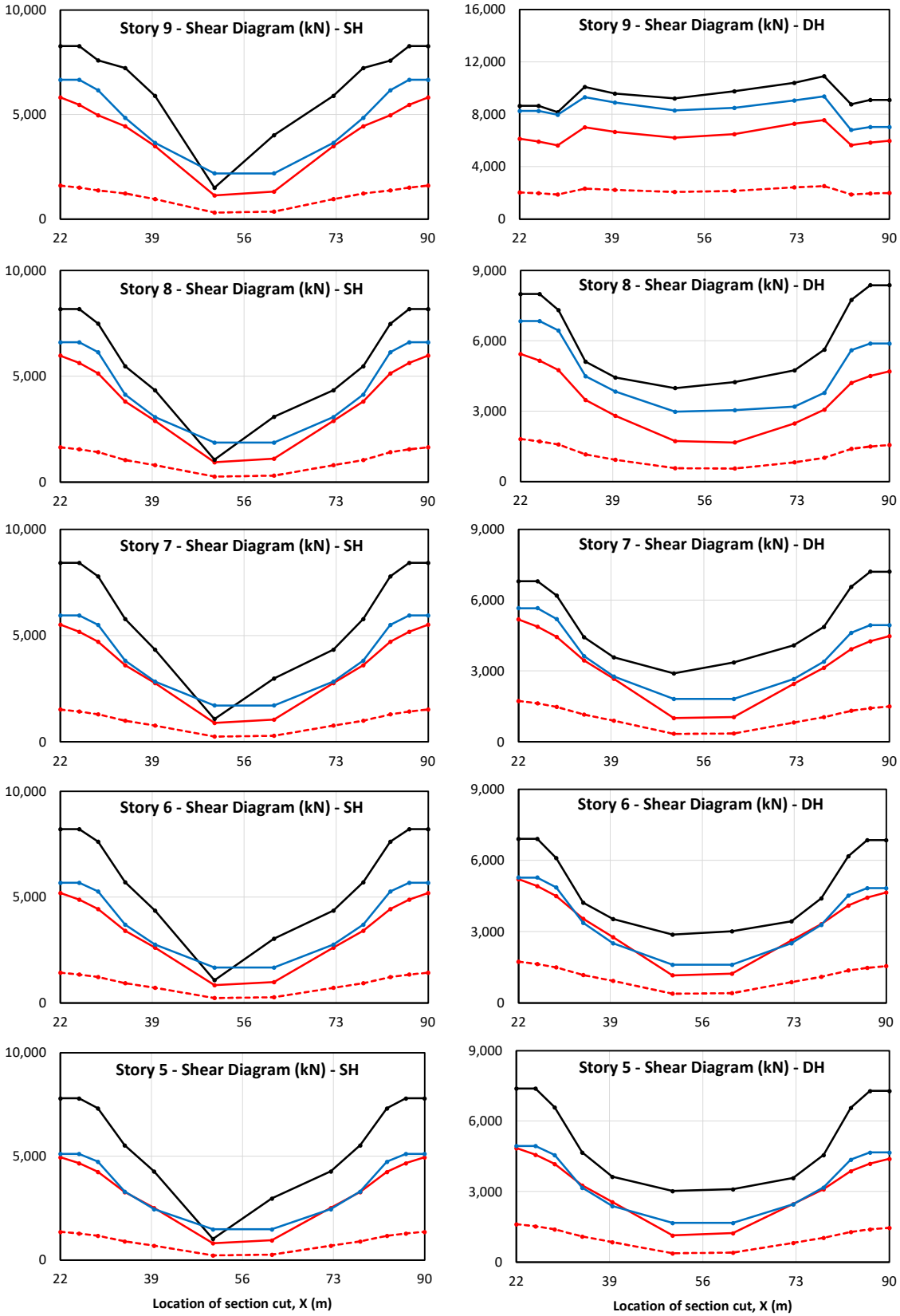
รูปที่ 3.108 แรงเฉือนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ


Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Location of section cut, X (m)
Location of section cut, X (m)

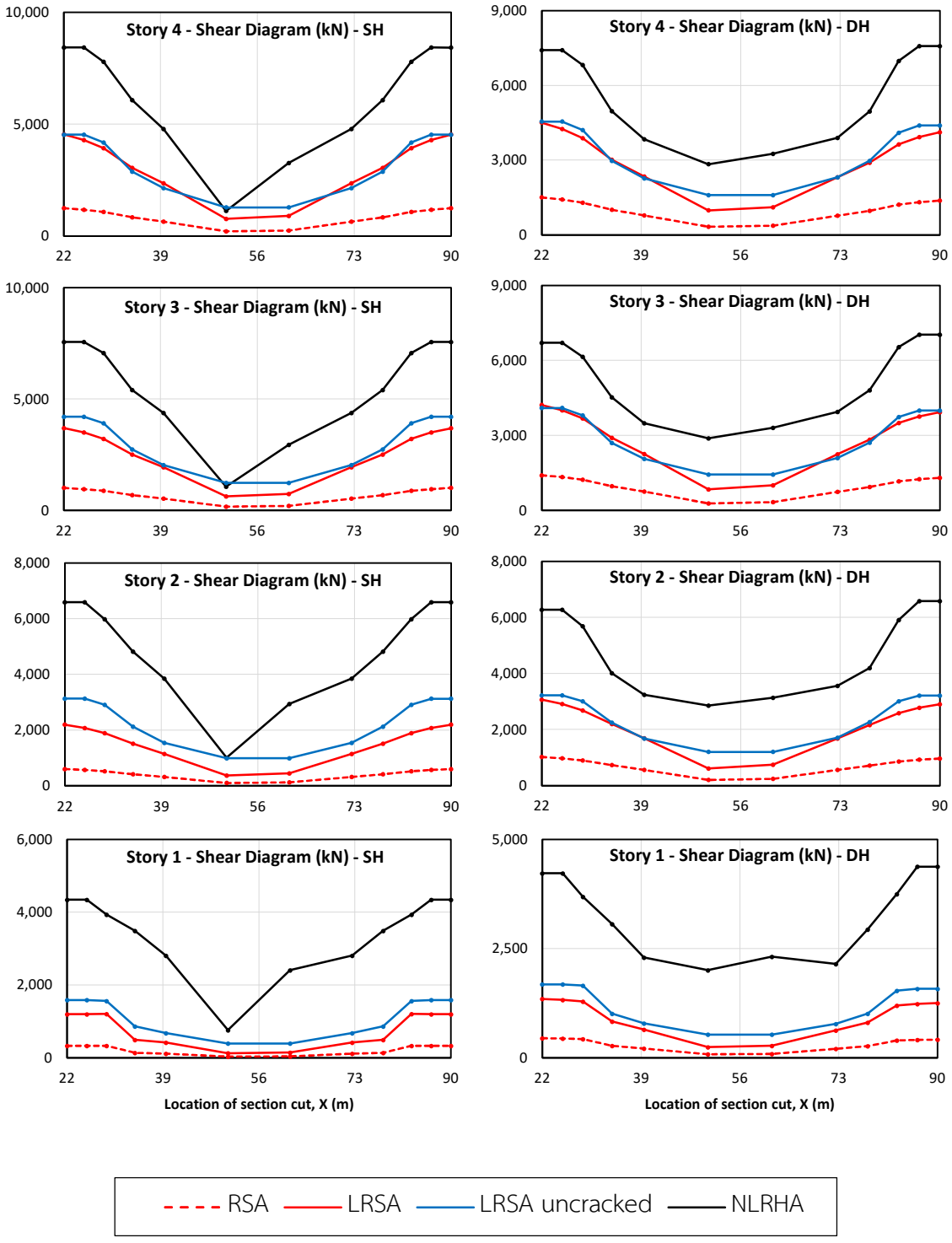
(Continued)



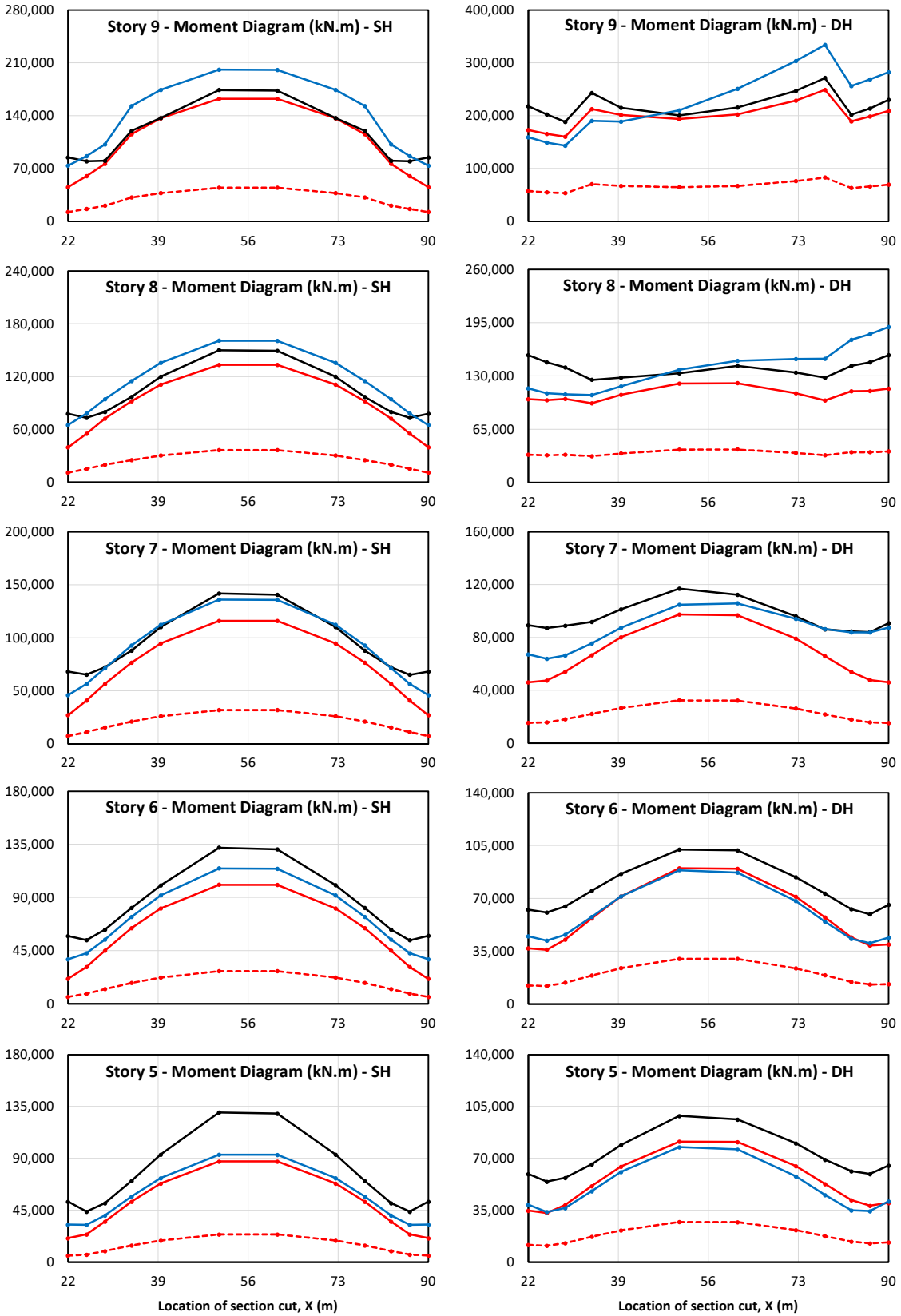
รูปที่ 3.109 โมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ


Story 9 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 9 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - DH
Location of section cut, X (m)
Location of section cut, X (m)

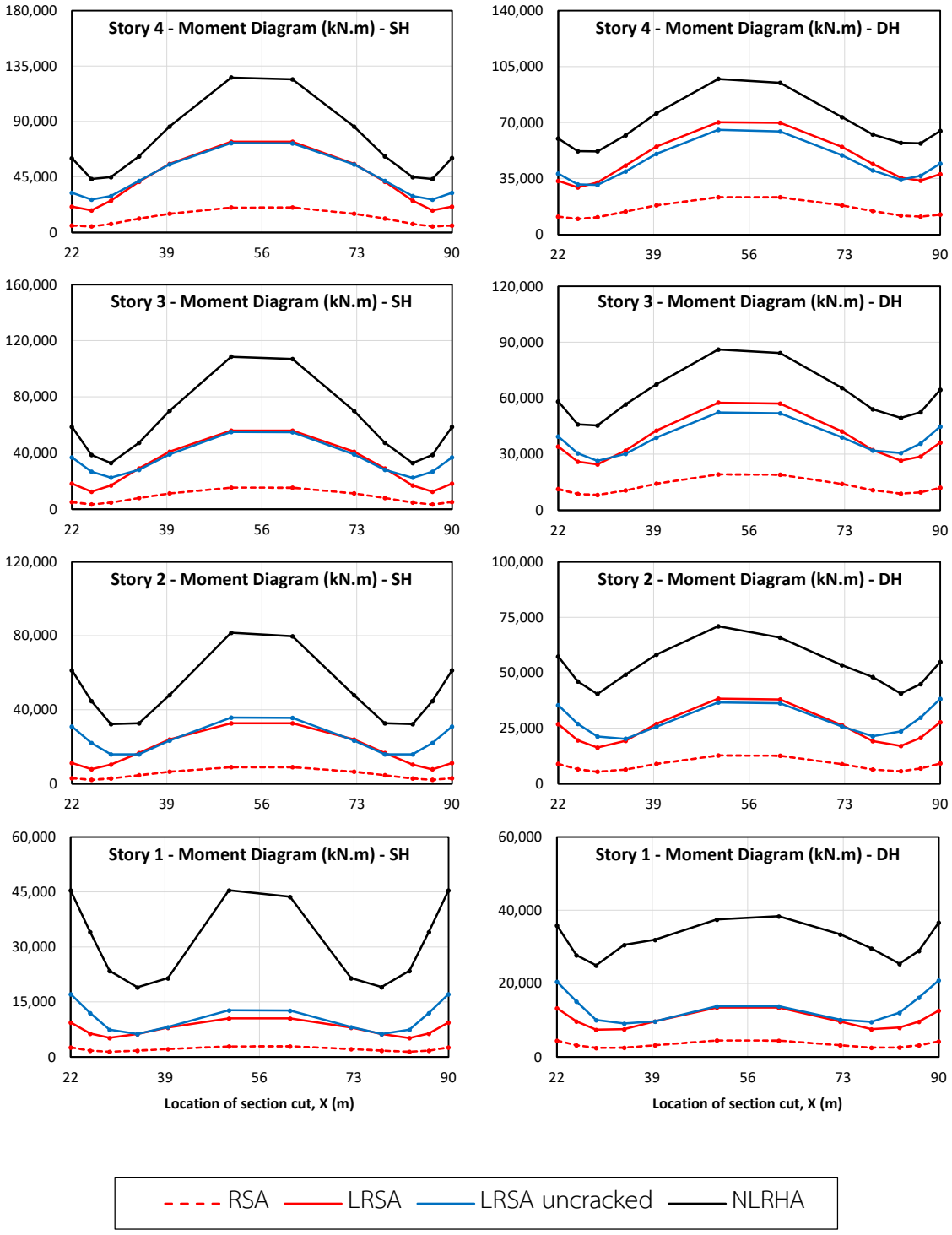
(Continued)



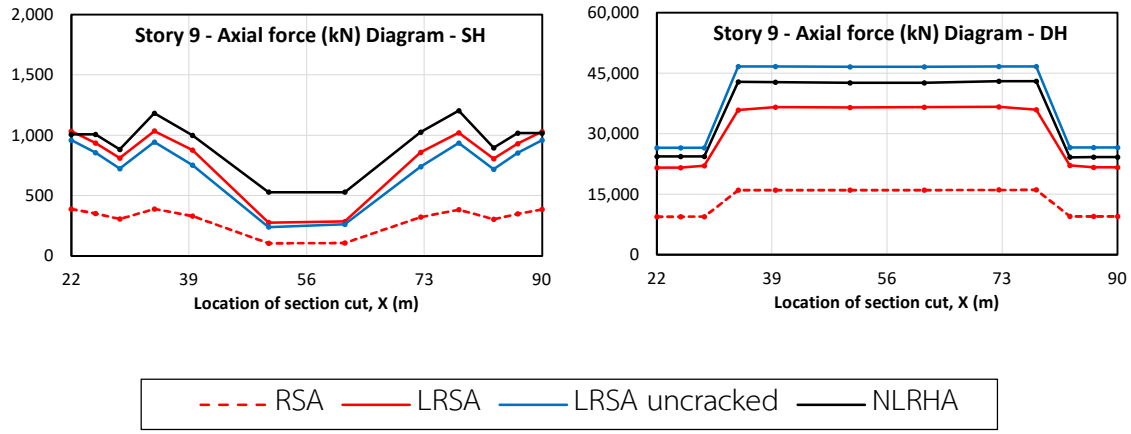
รูปที่ 3.110 แรงเฉือนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่


Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - SH
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - DH
Location of section cut, X (m)
Location of section cut, X (m)

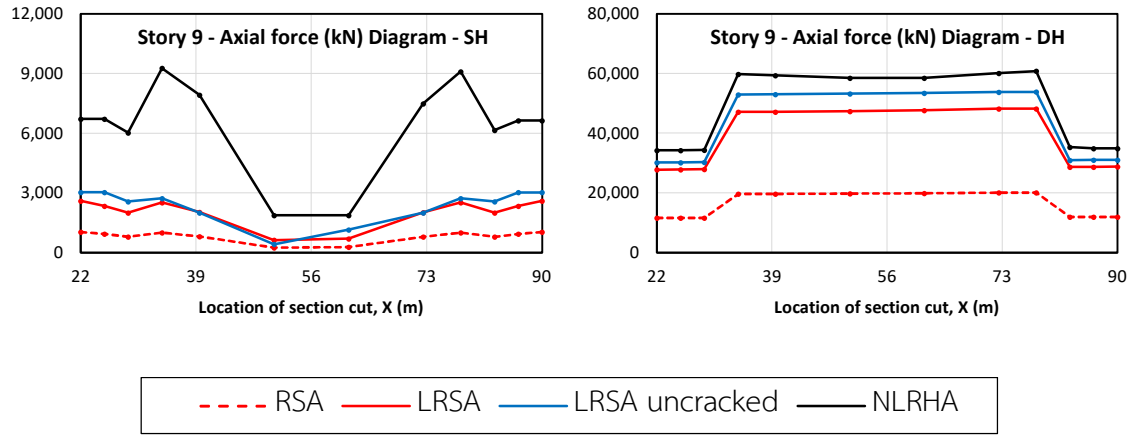
(Continued)



รูปที่ 3.111 โมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่



รูปที่ 3.112 แรงตามแนวแกนในไดอะแฟรมบริเวณชั้นบนสุดของส่วนฐาน (ชั้น 9) เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.113 แรงตามแนวแกนในไดอะแฟรมบริเวณชั้นบนสุดของส่วนฐาน (ชั้น 9) เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่

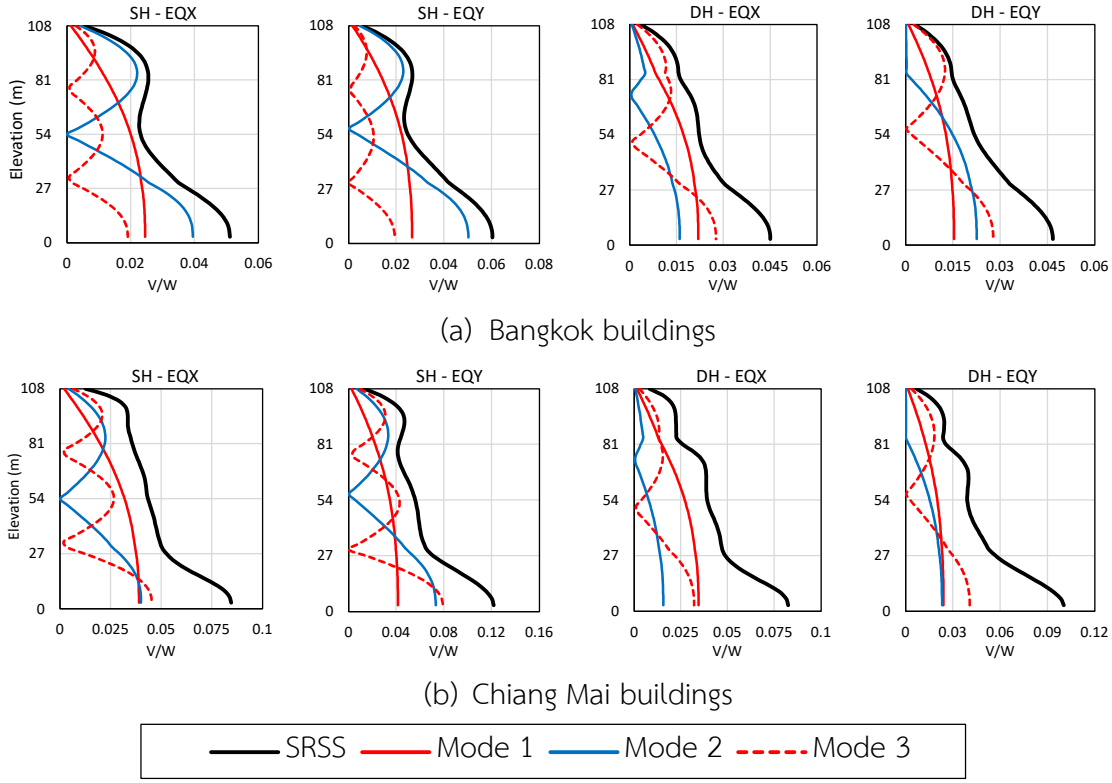
3.7.1.5 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด

ในการพิจารณาการตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด ใช้วิธี modal pushover analysis (MPA) (Chopra and Geol 2002) เพื่อศึกษาทั้งแบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น สติฟเนสของโครงสร้างเชิงเส้นจะเท่ากับสติฟเนสของโครงสร้างไม่เชิงเส้นในตอนแรกเริ่ม ซึ่งแบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นนี้ประกอบด้วยส่วนประกอบโครงสร้างเป็นชิ้นส่วนไม่แตกร้าวแตกต่างจากแบบจำลองโครงสร้างจากวิธี RSA ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากการใช้แบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นกับหน้าตัดแตกร้าวดังเช่นวิธี RSA จะให้ค่าสติฟเนสที่ต่ำกว่าในแบบจำลองโครงสร้างไม่เชิงเส้นในช่วงการกระจัดที่ต่ำ เป้าหมายการกระจัดที่ชั้นบนสุดในแต่ละโหมดถูกกำหนดให้เท่ากับการตอบสนองเชิงเส้นจากการวิเคราะห์เชิงเส้นของชิ้นส่วนแตกร้าว รูปแบบแรงกระทำที่ใช้

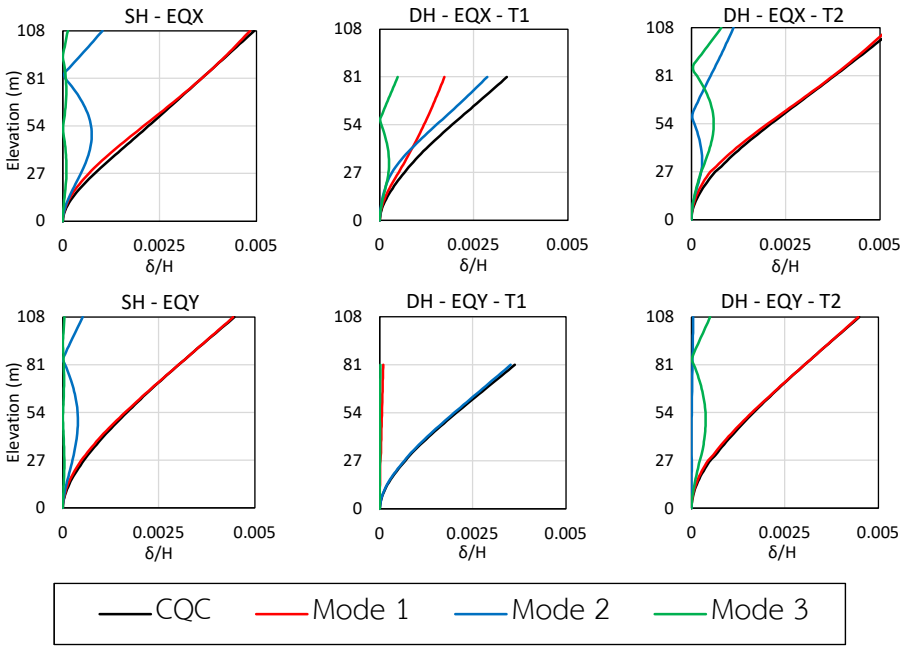
สำหรับวิธี pushover analysis ขึ้นอยู่กับรูปร่างของแต่ละโหมดซึ่งประกอบด้วยแรงในแนวแกน 2 แกนและโมเมนต์รอบแกนแนวดิ่งกระทำที่จุดศูนย์กลางของมวลในไดอะแฟรมพื้นแข็งแต่ละชั้นของตึกในชั้นที่สูงขึ้นไปจาก podium ส่วนชั้นล่างตั้งแต่ชั้น 1 ถึง ชั้น 9 การกำหนดรูปแบบแรงกระทำจะกำหนดที่ node หรือ joint ในแบบจำลองเป็นราย joint เพื่อให้มีการกระจายของแรงเฉื่อยที่สมจริงและกระจายไปตามความยาวของไดอะแฟรม ก่อนการให้แรงกระทำด้านข้างในวิธี pushover analysis มีการใส่น้ำหนักบรรทุกแนวดิ่งทั้งน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรร้อยละ 25 เมื่อเพิ่มแรงด้านข้างจนทำให้การกระจัดที่ยอดอาคารเท่ากับค่าเป้าหมายในแต่ละโหมด ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) ของแต่ละโหมดคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานเชิงเส้นและค่าแรงเฉือนที่ฐานแบบไม่เชิงเส้น

ผลการวิเคราะห์ modal pushover analysis ของ 3 โหมดแรกของการเคลื่อนที่แต่ละทิศทาง X และ Y ของแต่ละอาคารแสดงดังรูปที่ 3.116 และ 3.117 โหมดที่มีอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux, Uy และความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz มีค่าเท่ากับศูนย์ในอาคารกรณี SH ไม่ถูกนำมาพิจารณาเนื่องจากไม่มีส่วนร่วมในการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและในอาคาร DH ใช้โหมดที่ 8 เป็นโหมดที่ 3 ของการโยกตัวทิศทาง Y เนื่องจากโหมดที่ 8 มีอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของ Uy มากกว่าโหมดที่ 5 เมื่อพิจารณา การมีส่วนร่วมในการตอบสนองเชิงเส้นของค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและการกระจัดแต่ละชั้นของอาคาร ดังรูปที่ 3.114 และ 3.115 พบว่า เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X และ Y ทั้งในพื้นที่ กทม. และเชียงใหม่ โหมดที่ 2 และ 3 ของทิศทางนั้นๆ อาจมีส่วนร่วมในค่าแรงเฉือนมากกว่าโหมดแรกได้ และเมื่อพิจารณาการมีส่วนร่วมในค่าการกระจัดที่ยอดอาคารจะเห็นว่า โหมดที่ 1 มักจะมีส่วนร่วมมากที่สุด ยกเว้นการกระจัดที่ยอดตึก T1 ในอาคาร DH ซึ่งเป็นตึกที่เตี้ยกว่า กลับพบว่า โหมดที่ 2 มีส่วนร่วมต่อการกระจัดของตึกเตี้ยมากกว่าโหมดแรก ซึ่งในการสร้างกราฟ pushover ควรที่จะใช้การกระจัดที่ยอดตึกเตี้ย (T1) ในการกำหนดค่าการกระจัดเป้าหมาย (target roof displacement) แทนที่จะพิจารณาที่ยอดตึกสูง (T2)

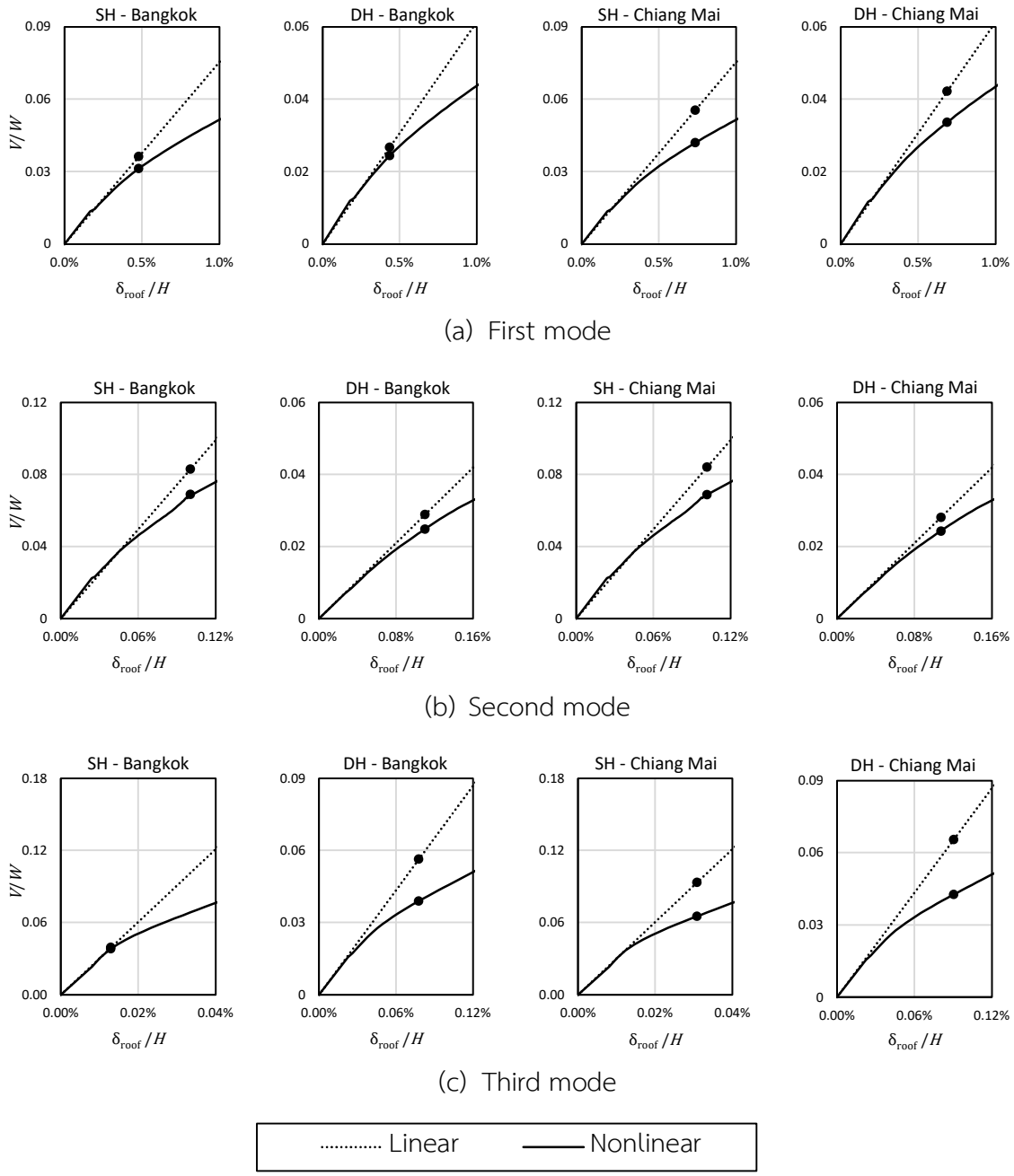
เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้นกับการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุด แสดงดังรูปที่ 3.116 และ 3.117 สำหรับอาคารที่ทำการศึกษาทั้งหมดโดยสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานเทียบกับน้ำหนักโครงสร้างและการกระจัดที่ชั้นสูงสุดเทียบกับความสูงอาคารวัดจากพื้นดิน H การกระจัดที่ชั้นสูงสุดของโหมดแรกของการเคลื่อนที่ในแนวราบแต่ละทิศทางจะคำนวณโดยวิธี coefficient method ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers, 2013) ส่วนค่าการกระจัดเป้าหมายสำหรับโหมดที่สูงขึ้นนั้นสมมติว่ามีค่าเท่ากับการตอบสนองแบบยืดหยุ่นโดยพิจารณาจากแบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นที่มีหน้าตัดแบบแตกร้าว



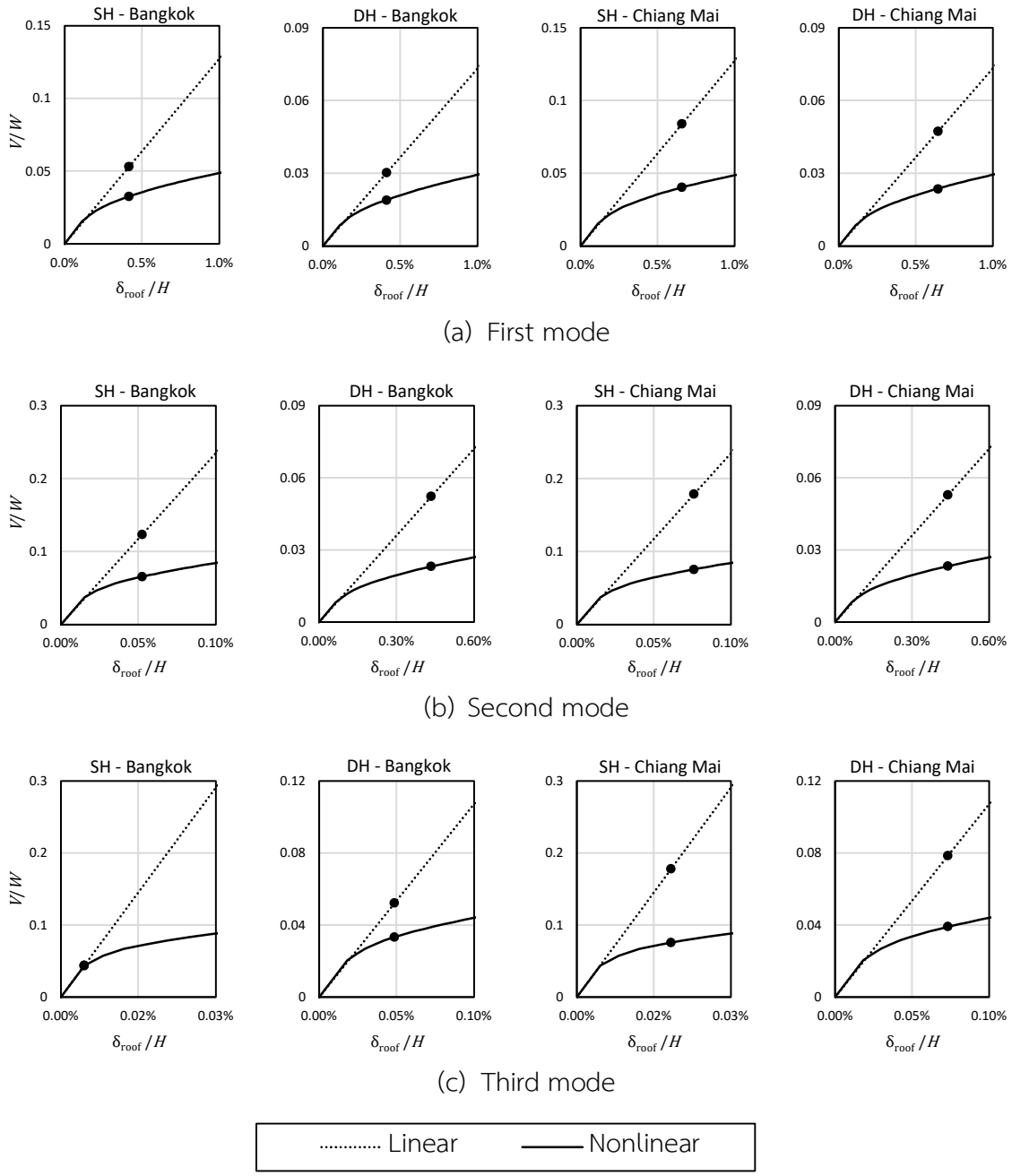
รูปที่ 3.114 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น : แรงเฉือนระหว่างชั้น สำหรับอาคารทั้งสองกรณี ในพื้นที่ (a) กทม. และ (b) เชียงใหม่



รูปที่ 3.115 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น : การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM สำหรับอาคารทั้งสองกรณี ในพื้นที่ (a) กทม. และ (b) เชียงใหม่



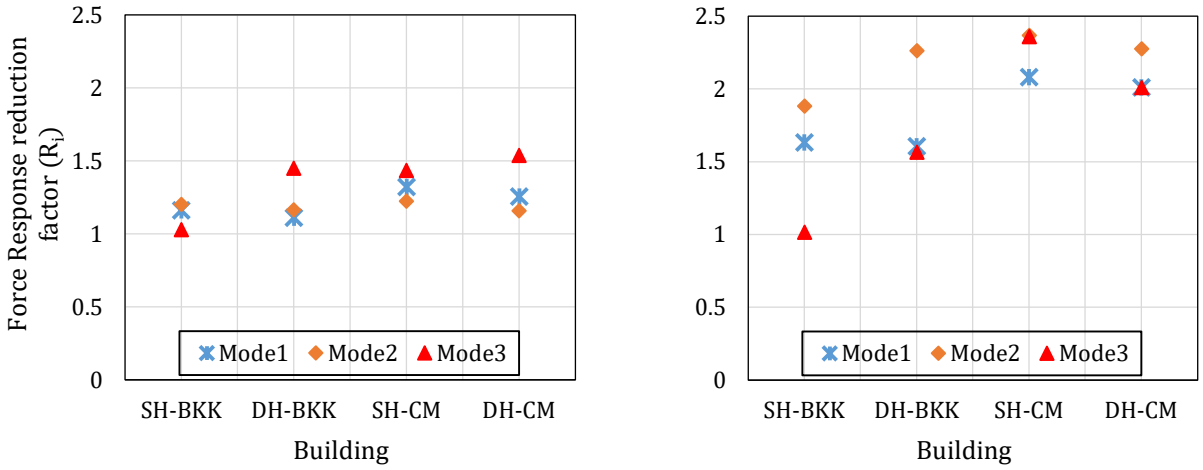
รูปที่ 3.116 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี modal pushover analysis ที่ใช้แบบจำลองเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น โดยจุดสีดำแสดงการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุดสำหรับอาคาร กรณี (a) SH และ (b) DH ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X



รูปที่ 3.117 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี modal pushover analysis ที่ใช้แบบจำลองเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น โดยจุดสีดำแสดงการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุดสำหรับอาคาร กรณี (a) SH และ (b) DH ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y

ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) แต่ละโหมดแสดงได้ดังรูปที่ 3.118 พบว่าระดับความไม่เชิงเส้นของการตอบสนองในโหมดต่างๆ แตกต่างกันและตัวลดค่า R_i มีค่าตั้งแต่ 1 ถึง 2.3 ซึ่งมีค่าเป็น 1 ใน 2.5 ถึง 6 เท่าของค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง ($R = 6$) ซึ่งเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบอาคารหลังนี้ โดยทั่วไปแล้วค่า R_i จะลดลงในโหมดที่สูงขึ้นสำหรับอาคารอื่นๆ แต่ในกรณีอาคาร SH และ DH เหล่านี้ค่า R_i ของโหมดที่

2 และ 3 มีค่ามากกว่าโหมดแรก ซึ่งเป็นแนวโน้มที่แตกต่างไปจากปกติที่เคยพบมา ค่า R_i อยู่ในช่วงตั้งแต่ 1 ถึง 1.5 สำหรับทุกโหมดเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X และอยู่ในช่วงตั้งแต่ 1 ถึง 2.5 สำหรับทุกโหมดเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y



(a) X -direction (b) Y -direction

รูปที่ 3.118 ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) ของ 3 โหมดแรกสำหรับอาคาร SH และ DH ในพื้นที่ กทม. และเชียงใหม่ ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง (a) X และ (b) Y

3.7.1.6 วิธี Modified response spectrum analysis

3.7.1.6.1 การคำนวณค่าแรงเฉือน

Khy และคณะ (2018) ได้เสนอวิธีวิเคราะห์สเปกตรัมผลตอบสนองที่ถูกปรับปรุง (Modified RSA) เพื่อการคำนวณแรงเฉือนในกำแพง ซึ่งมี 2 แนวทางคือ (1) พิจารณาโหมดแรกเท่านั้นแบบไม่ยืดหยุ่นและสมมติโหมดสูงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ($MRSA_{HE}$) ตามสมการที่ 3.12 และ (2) พิจารณาโหมดต่างๆ มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นโดยใช้ค่าตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) ไม่เท่ากันในแต่ละโหมด ($MRSA_{HI}$) ตามสมการที่ 3.13

$$V_{\mathrm{MRSA_{HE}}} = I\sqrt{\left(\frac{SF\times\Omega_0}{R}V_{1e}\right)^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2 + V_{4e}^2\cdots} \tag{3.12}$$

$$V_{\mathrm{MRSA_{HI}}} = I\sqrt{\left(\frac{V_{1e}}{R_1}\right)^2 + \left(\frac{V_{2e}}{R_2}\right)^2 + \left(\frac{V_{3e}}{R_3}\right)^2 + \left(\frac{V_{4e}}{R_4}\right)^2 + \cdots} \tag{3.13}$$

โดย I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร, SF คือตัวคูณปรับค่าแรงภายในสำหรับการออกแบบที่คำนวณจากสมการ $SF = 0.85V_{ELF}/V_t$, Ω_0 คือตัวประกอบกำลังส่วนเกิน, V_{ie} คือแรงเฉือนยืดหยุ่นใน

โหมด i และ R_i คือตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนองในโหมด i การรวมผลจากหลายโหมดควรใช้วิธี CQC แต่ที่แสดงในสมการที่ 3.12 และ 3.13 ข้างต้นใช้วิธี SRSS เพื่อให้เข้าใจได้ง่าย

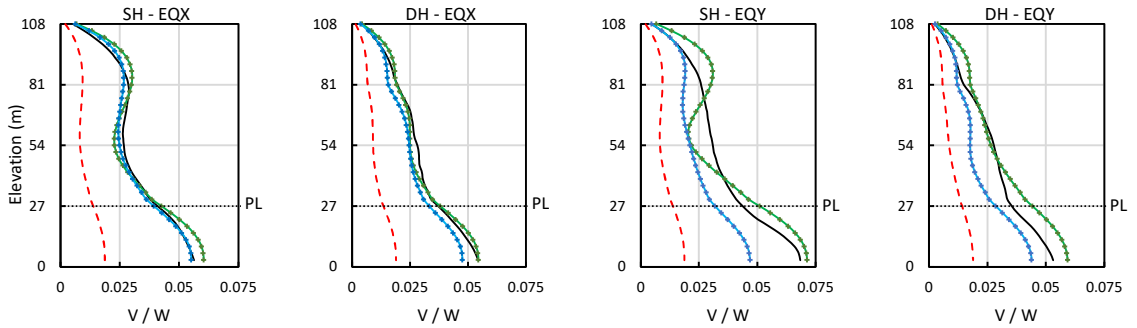
แรงที่ต้องต้านทานแบบยืดหยุ่นทั้งหมดพิจารณาจากโหมดการสั่นไหว 30 โหมดจากโปรแกรม ETABS สำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ พฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นของโหมดแรกคำนวณได้จากค่ายืดหยุ่นของโหมดแรกคูณด้วย $(SF \times \Omega_0)/R$ สรุปได้ดังตารางที่ 3.58(ก) การรวมผลจากหลายโหมดใช้วิธี CQC ได้ผลการคำนวณแรงเฉือนที่ฐาน ดังตารางที่ 3.58(ข) ซึ่งได้แสดงร้อยละความคลาดเคลื่อนของวิธี RSA และ MRSA โดยใช้ NLRHA เป็นค่าอ้างอิงไว้ด้วย ในรูปที่ 3.119 แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนรวมในแต่ละชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจากวิธี RSA, MRSA และ NLRHA เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของค่าที่ได้จากวิธี MRSA ซึ่งพบว่าค่าแรงเฉือนรวมทั้งชั้นและโมเมนต์พลิดคว่ำจากวิธี $MRSA_{HE}$ มีความสอดคล้องกับค่าจากวิธี NLRHA ค่อนข้างดี และให้ค่าที่มีความปลอดภัยเพียงพอ ดีกว่าใช้ค่าจากวิธี RSA หากต้องการออกแบบชิ้นส่วนให้สามารถต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในองค์อาคารแนวดิ่งได้โดยไม่เกิดการวิบัติแบบเปราะ

ตารางที่ 3.58(ก) อัตราส่วน $(SF \times \Omega_0)/R$ สำหรับคูณค่าตอบสนองโหมดแรกในวิธี $MRSA_{HE}$

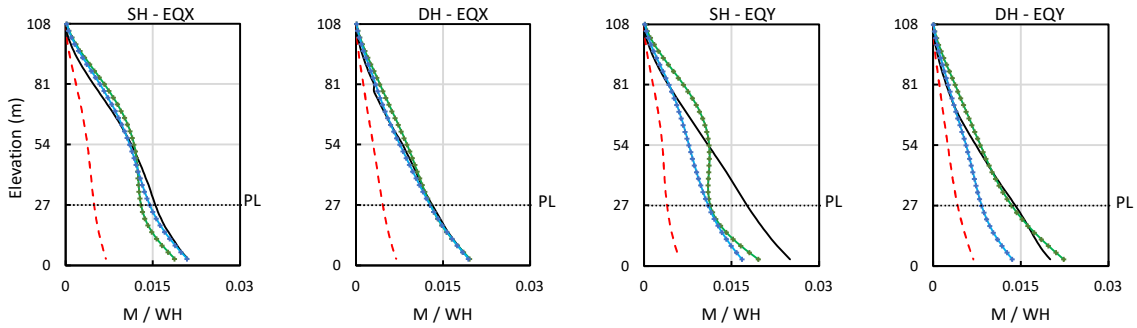
Building	SH		DH	
Direction	X	Y	X	Y
Bangkok	0.75	0.63	0.88	0.79
Chiang Mai	0.80	0.55	0.82	0.66

ตารางที่ 3.58(ข) การเปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA MRSA และ NLRHA และร้อยละความคลาดเคลื่อนของวิธี RSA และ MRSA โดยใช้ NLRHA เป็นค่าอ้างอิง

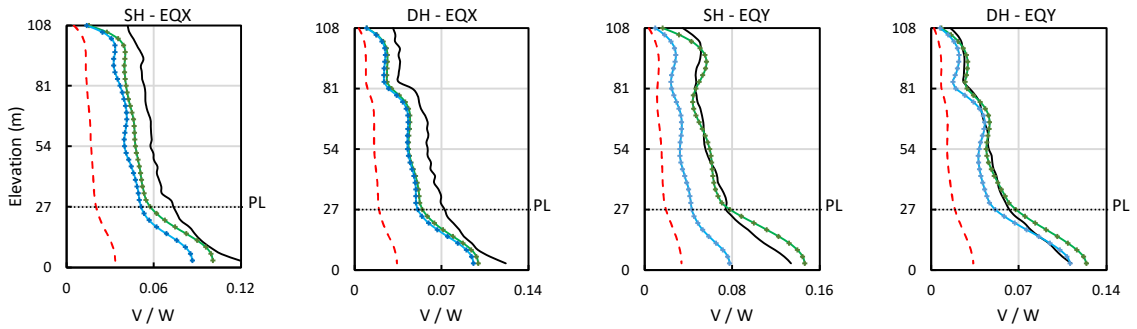
Base shear / Total weight of the building								
Location	**BKK**				**Chiang Mai**			
Direction	**EQX**		**EQY**		**EQX**		**EQY**	
SH/DH	**SH BKK**	**DH BKK**	**SH BKK**	**DH BKK**	**SH CM**	**DH CM**	**SH CM**	**DH CM**
RSA	1.9%	1.9%	1.9%	1.9%	3.3%	3.4%	3.3%	3.4%
MRSA-HE	6.0%	5.4%	7.1%	5.9%	10.1%	10.0%	14.6%	12.4%
NLRHA	5.6%	5.4%	6.8%	5.3%	12.0%	12.2%	13.4%	11.2%
Error of RSA and MRSA with reference to NLRHA in percentage								
Location	**BKK**				**Chiang Mai**			
Direction	**EQX**		**EQY**		**EQX**		**EQY**	
SH/DH	**SH BKK**	**DH BKK**	**SH BKK**	**DH BKK**	**SH CM**	**DH CM**	**SH CM**	**DH CM**
RSA	-66.8%	-65.2%	-72.7%	-64.6%	-72.1%	-72.0%	-74.9%	-70.0%
MRSA-HE	7.3%	0.0%	4.2%	11.6%	-16.0%	-18.2%	9.5%	10.8%
NLRHA	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%



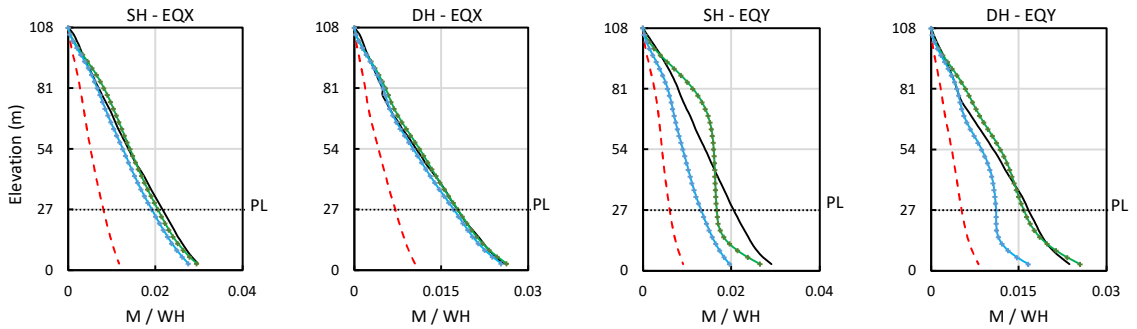
(a) Story shear for Bangkok buildings



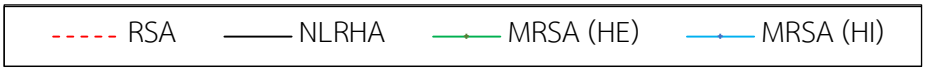
(b) Story overturning moment for Bangkok buildings



(c) Story shear for Chiang Mai buildings



(d) Story overturning moment for Chiang Mai buildings



รูปที่ 3.119 ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจากวิธี RSA, MRSA และ NLRHA ของอาคารทั้ง 2 กรณีในพื้นที่ กทม. และเชียงใหม่

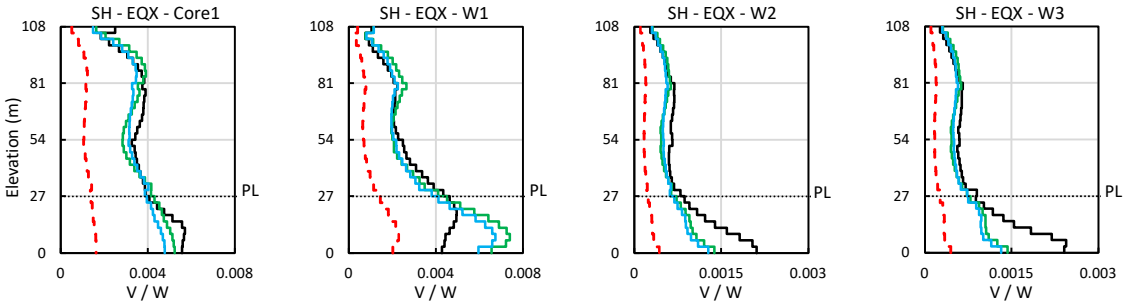
A. องค์อาคารในแนวดิ่ง (vertical member)

เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค์อาคารแนวดิ่ง ได้แก่ กำแพงโครงสร้างรับแรงเฉือนและเสา ซึ่งคำนวณได้จากวิธี RSA, MRSA และ NLRHA ของอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพและเชียงใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 3.120 ถึง 3.137 พบว่าวิธี RSA ให้ค่าแรงที่ต้องต้านทานสำหรับใช้ในการออกแบบต่ำกว่าวิธี MRSA และ NLRHA เนื่องจากถูกหารด้วยค่า *R* ถึงแม้มีการคูณด้วยตัวคูณปรับค่า *SF* ในขณะที่วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าประมาณแรงเฉือนที่ดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA สำหรับอาคารทั้งสองกรณี SH และ DH ที่ที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานครและเชียงใหม่ ยกเว้นกรณีแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ในอาคารทั้งสองกรณีตั้งอยู่ที่เชียงใหม่ วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ผลการประมาณแรงเฉือนที่ต่ำไปเล็กน้อย

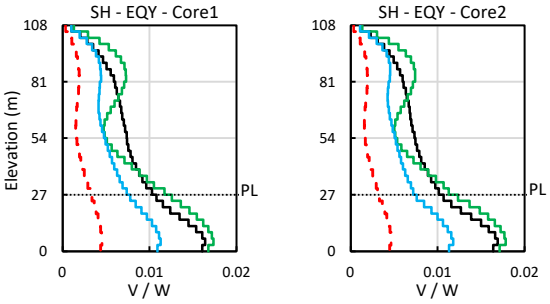
วิธี $MRSA_{HI}$ ให้ผลการประมาณแรงเฉือนที่ดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ในอาคารทั้งสองกรณีที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร ขณะที่อาคารทั้งสองกรณีที่ตั้งในเชียงใหม่ให้ผลการประมาณแรงเฉือนที่ต่ำไปเล็กน้อย เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y วิธี $MRSA_{HI}$ ให้ผลการประมาณแรงเฉือนที่ต่ำเกินไปในอาคารกรณี SH ในขณะที่ให้ผลการประมาณแรงเฉือนค่อนข้างดีในอาคารกรณี DH

สำหรับกรณี SH อาคารมีความสมมาตรตลอดทั้งความสูงของอาคาร ทำให้ชิ้นส่วนของกำแพงโครงสร้างและเสามีการรับแรงที่ต้องต้านทาน (demand forces) ทั้งสองตึกเหมือนกันตลอดความสูง แต่กรณีอาคาร DH สังเกตได้ว่าค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานมีการเปลี่ยนแปลงสูงมากในบริเวณชั้นบนสุดของส่วนฐาน (podium level, PL) และในชั้นที่สูงหรือต่ำกว่านั้นไปอีกหนึ่งหรือสองชั้น สาเหตุหลักเป็นเพราะว่าในกรณี DH ตึก 2 ฝั่งมีความสูงไม่เท่ากัน มีการโยกตัวไม่ไปด้วยกันและมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างกะทันหันที่ชั้นบนสุดของส่วนฐาน (podium) ทำให้กำแพงโครงสร้างและเสาบริเวณชั้น PL เกิดแรงภายในมากผิดปกติ

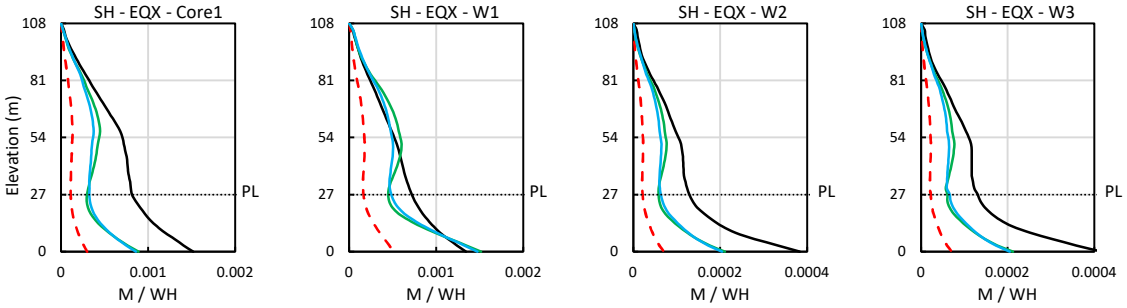
A1. กำแพงรับแรงเฉือน



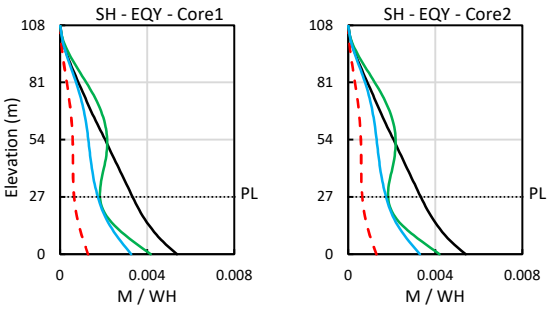
(a) Wall shear forces due to EQX



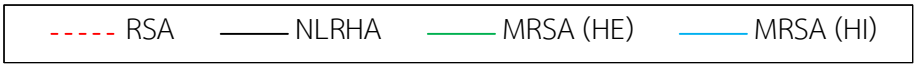
(b) Wall shear forces due to EQY



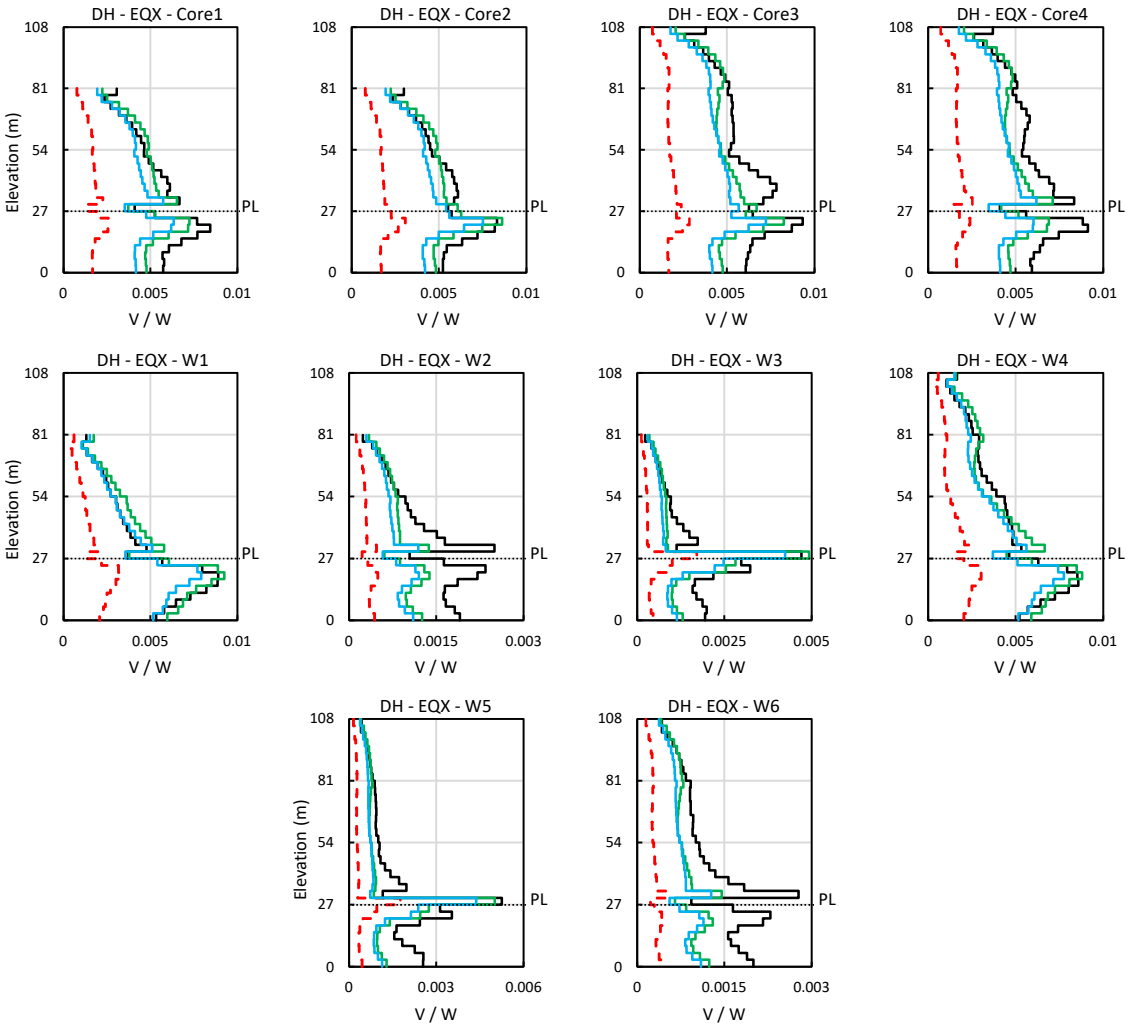
(c) Wall bending moment due to EQX



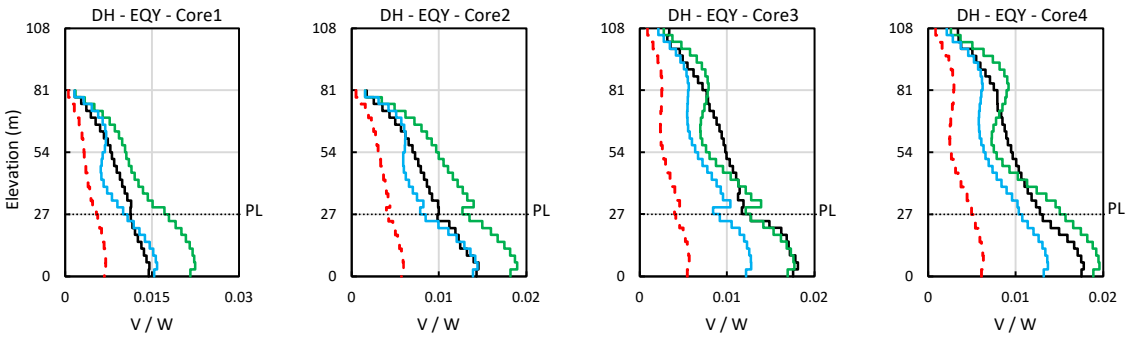
(d) Wall bending moment due to EQY



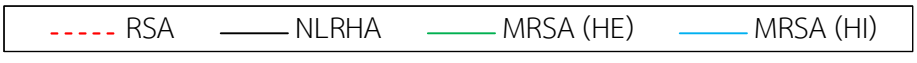
รูปที่ 3.120 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ



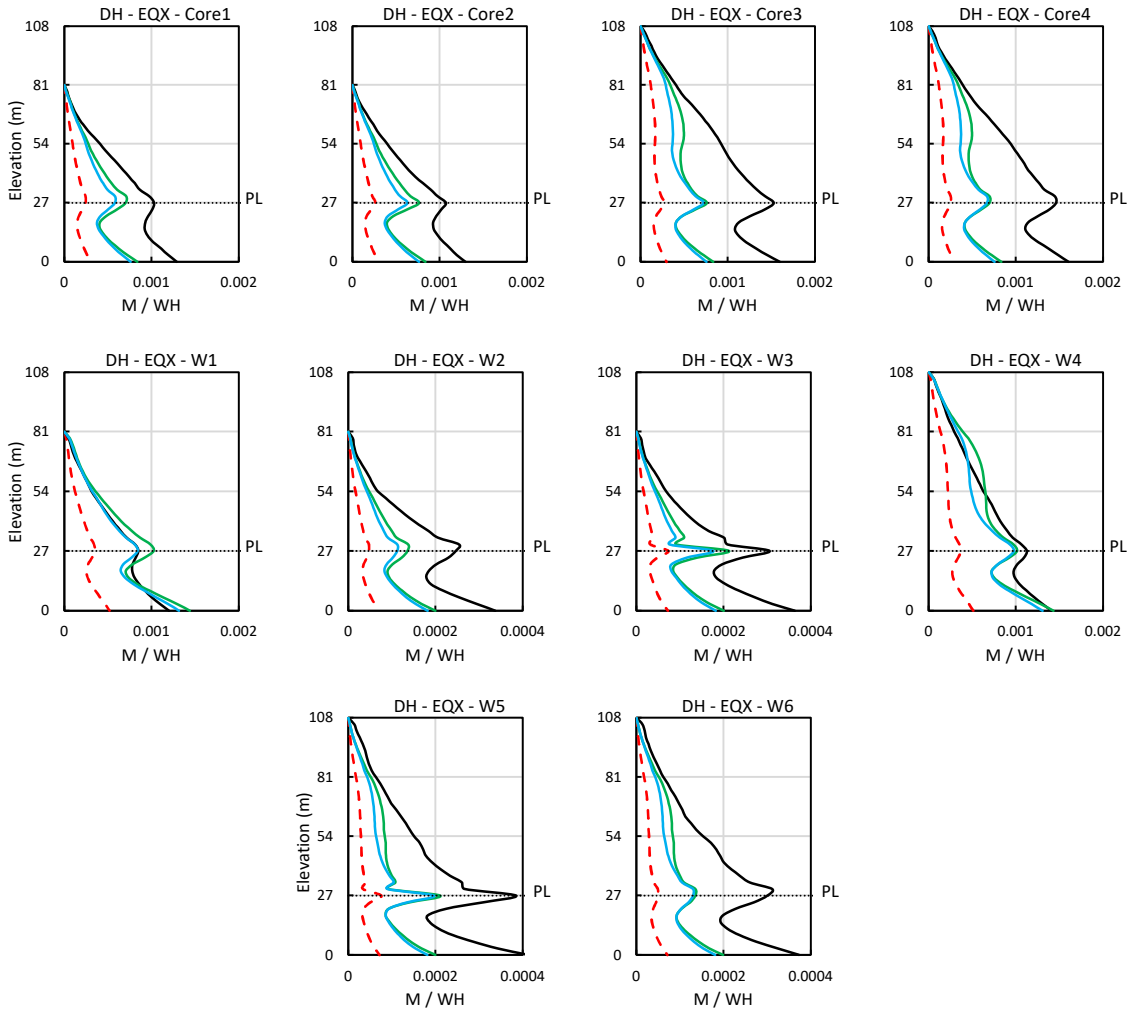
(a) Wall shear forces due to EQX



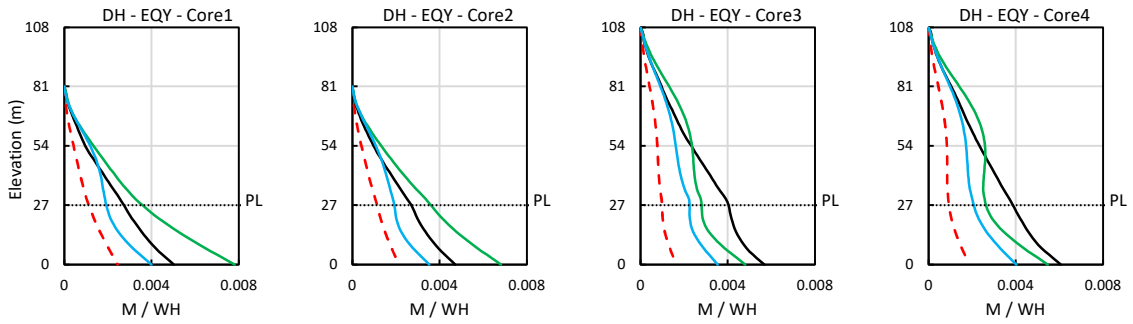
(b) Wall shear forces due to EQY



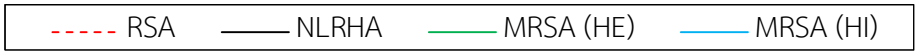
รูปที่ 3.121 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



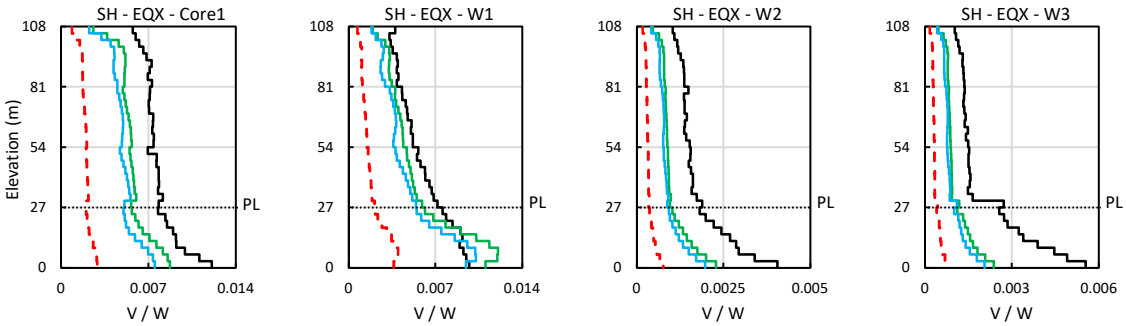
(a) Wall bending moment due to EQX



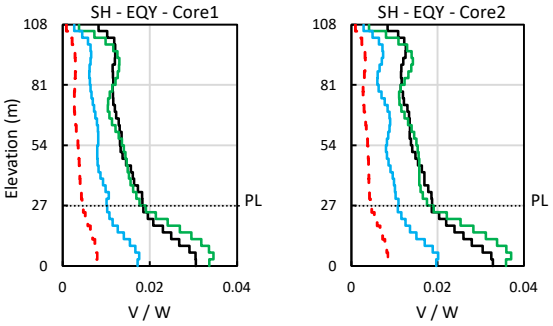
(b) Wall bending moment due to EQY



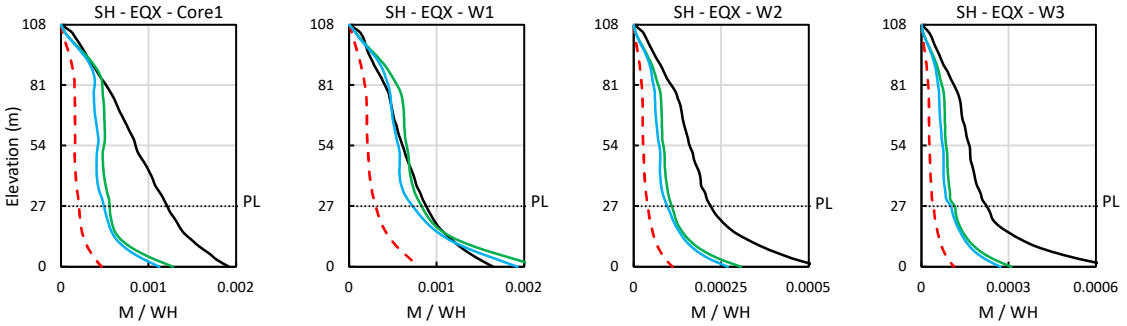
รูปที่ 3.122 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคาร กรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



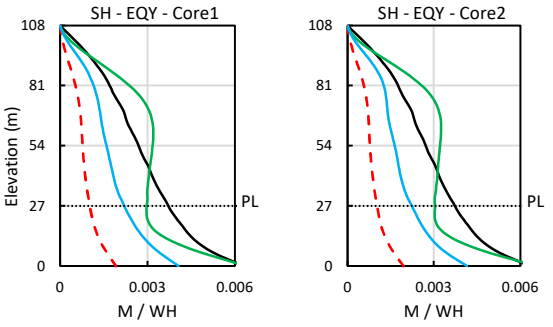
(a) Wall shear forces due to EQX



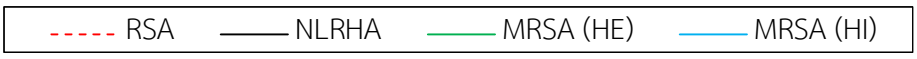
(b) Wall shear forces due to EQY



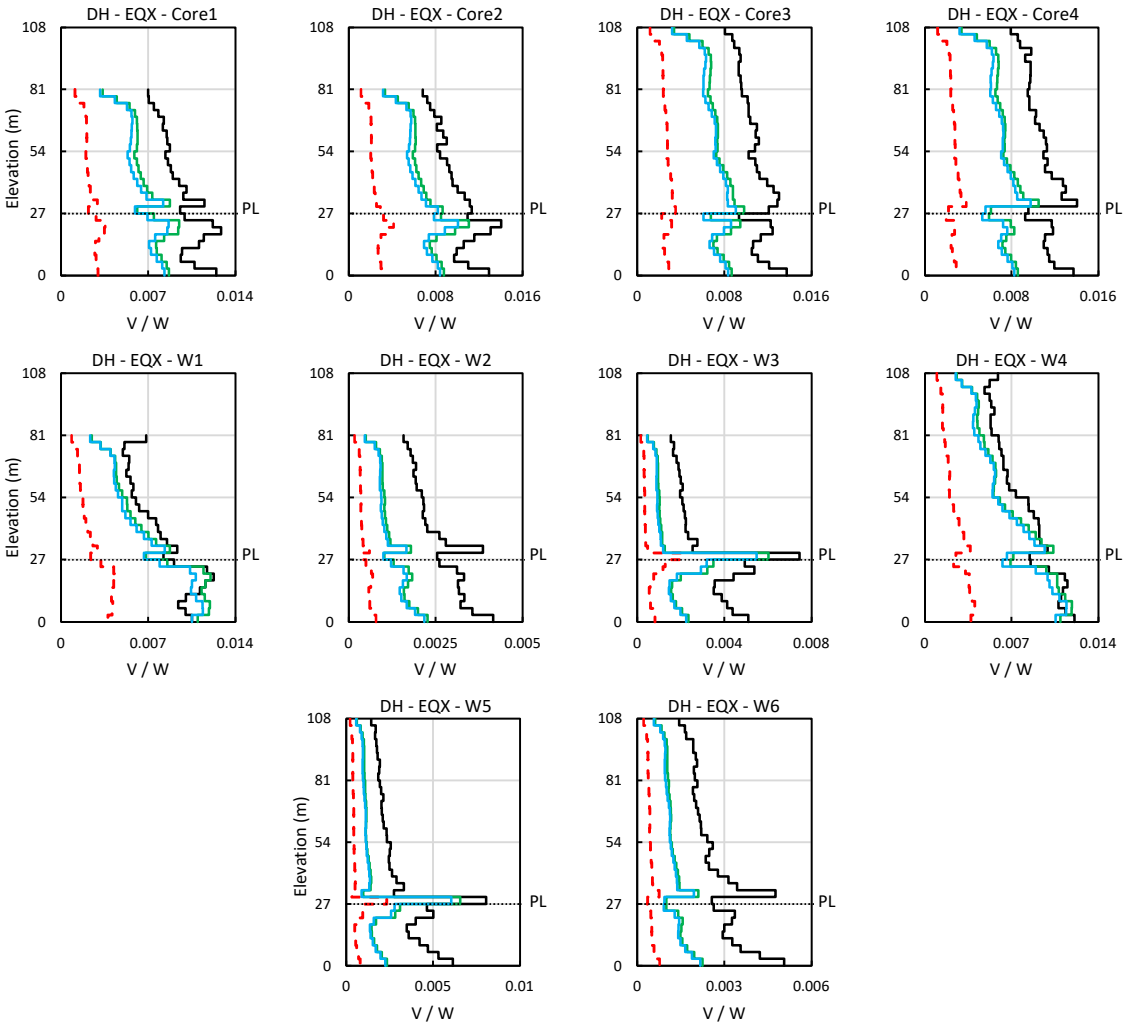
(c) Wall bending moment due to EQX



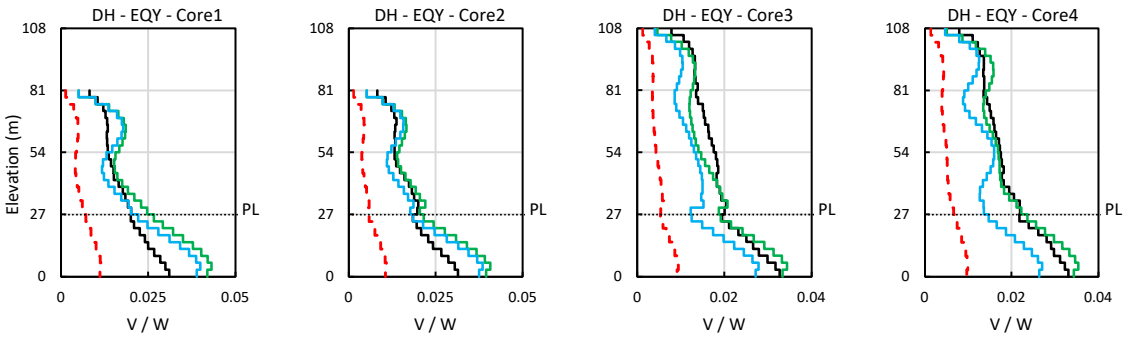
(d) Wall bending moment due to EQY



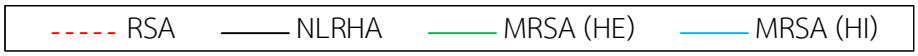
รูปที่ 3.123 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



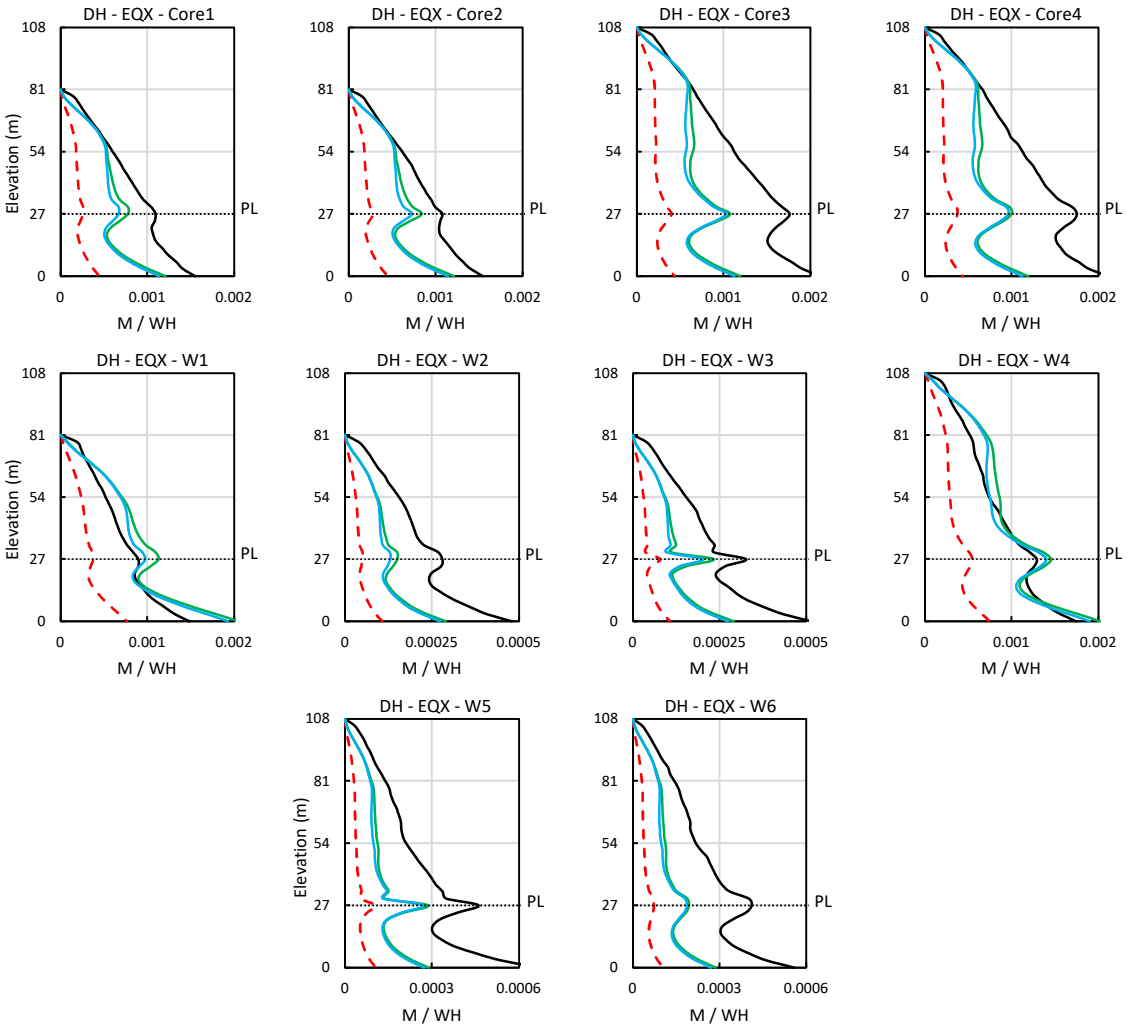
(a) Wall shear forces due to EQX



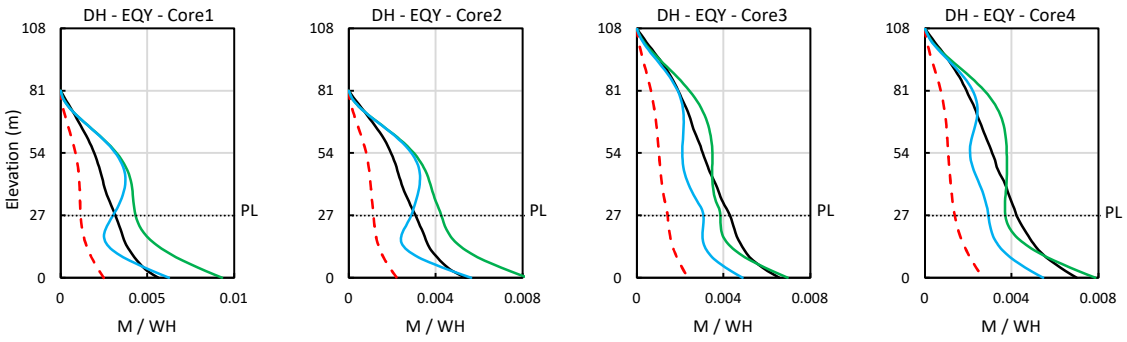
(b) Wall shear forces due to EQY



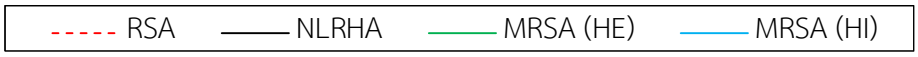
รูปที่ 3.124 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคาร กรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



(a) Wall bending moment due to EQX

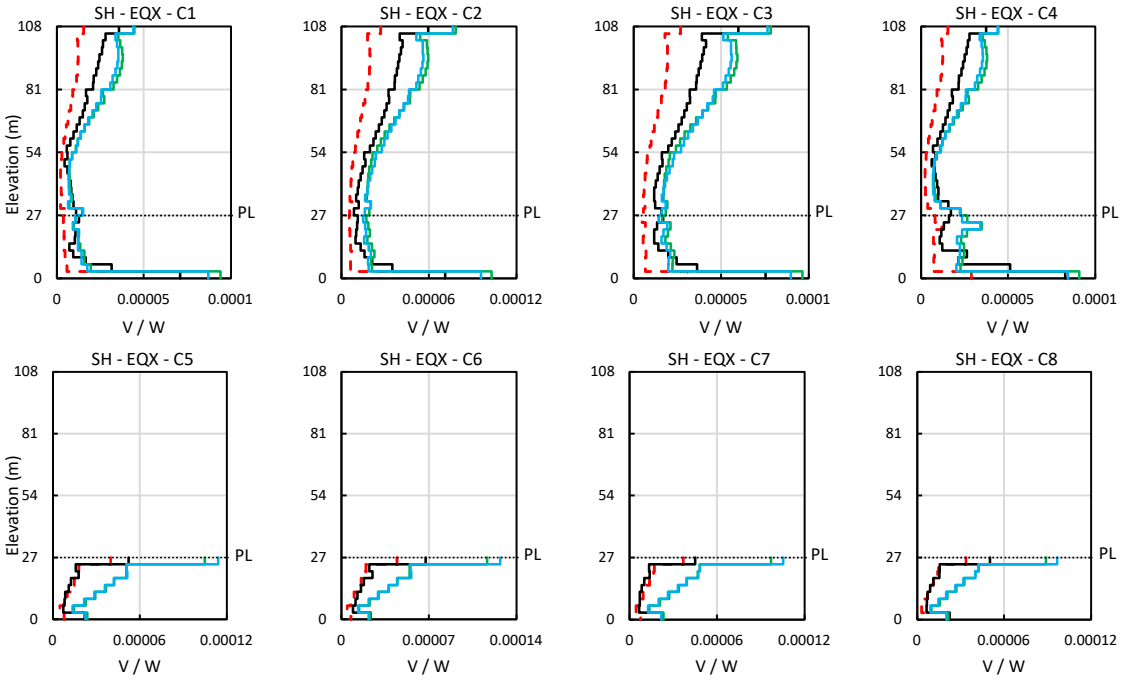


(b) Wall bending moment due to EQY

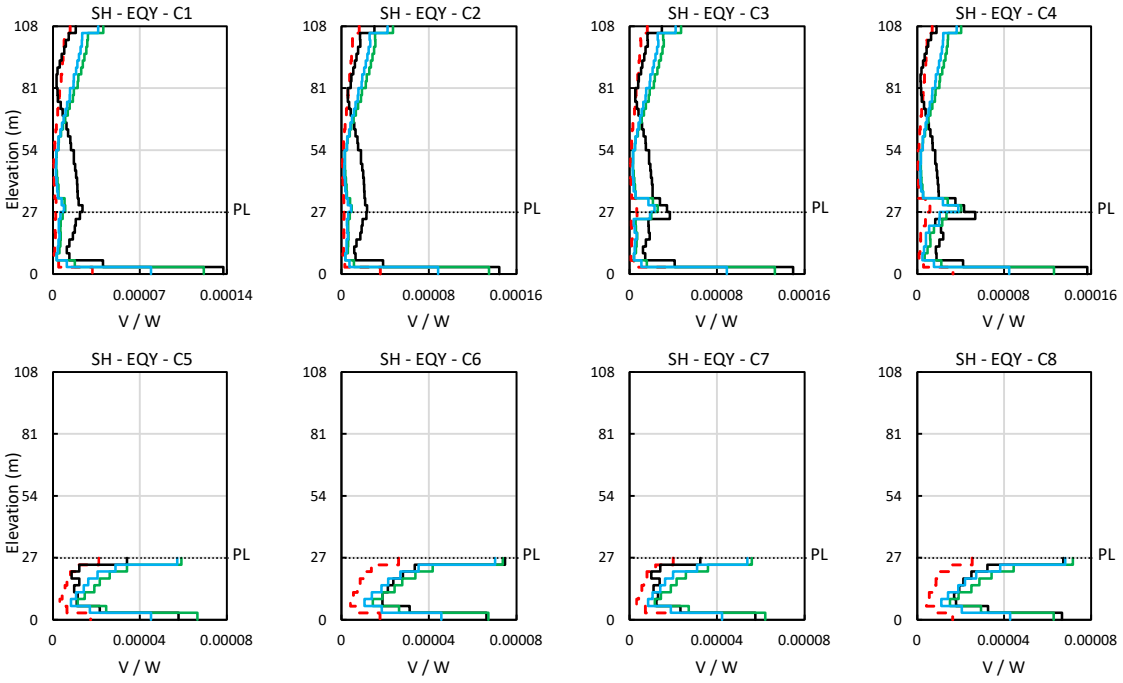


รูปที่ 3.125 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคาร กรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่

A2. เสา



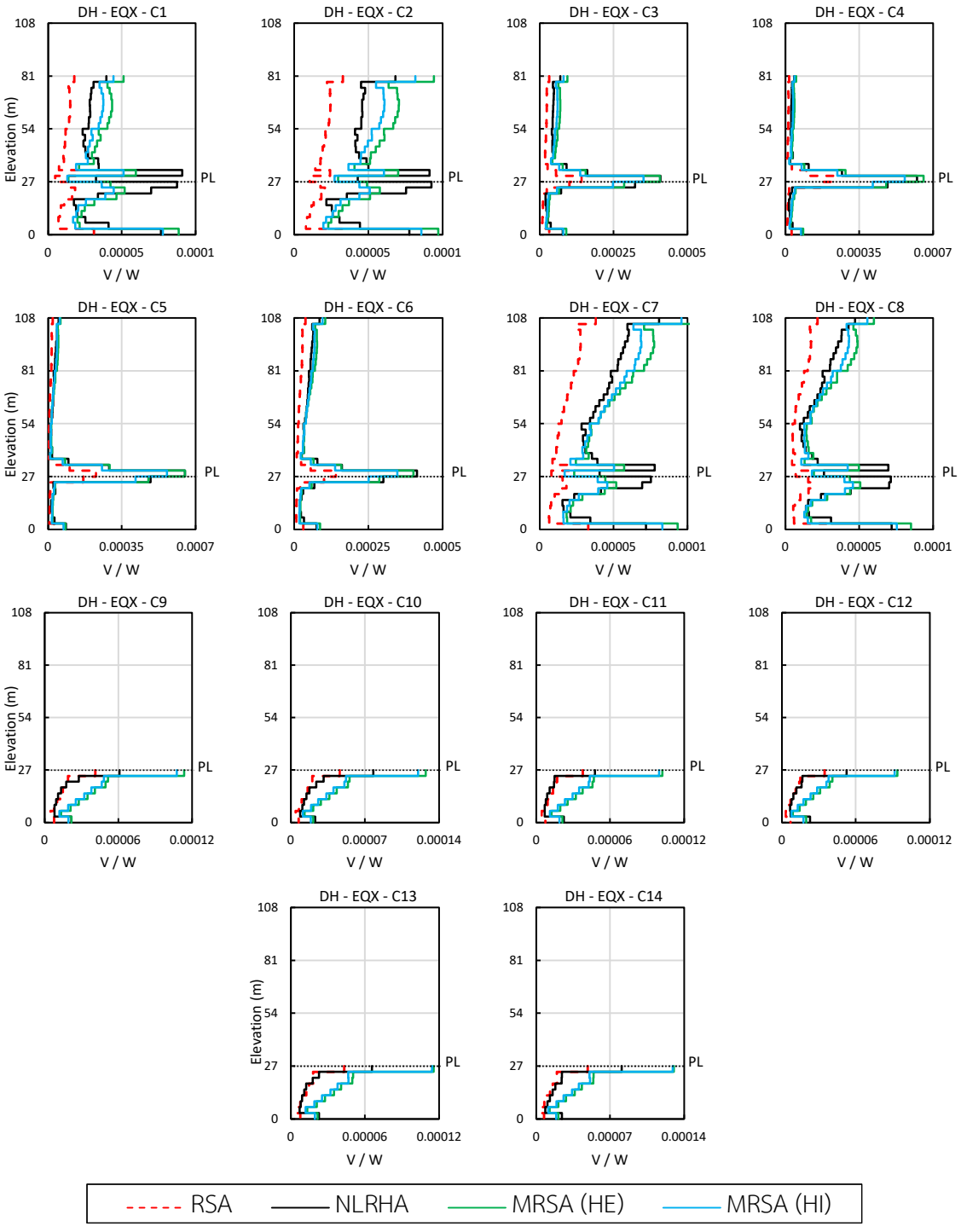
(a) Column shear forces due to EQX



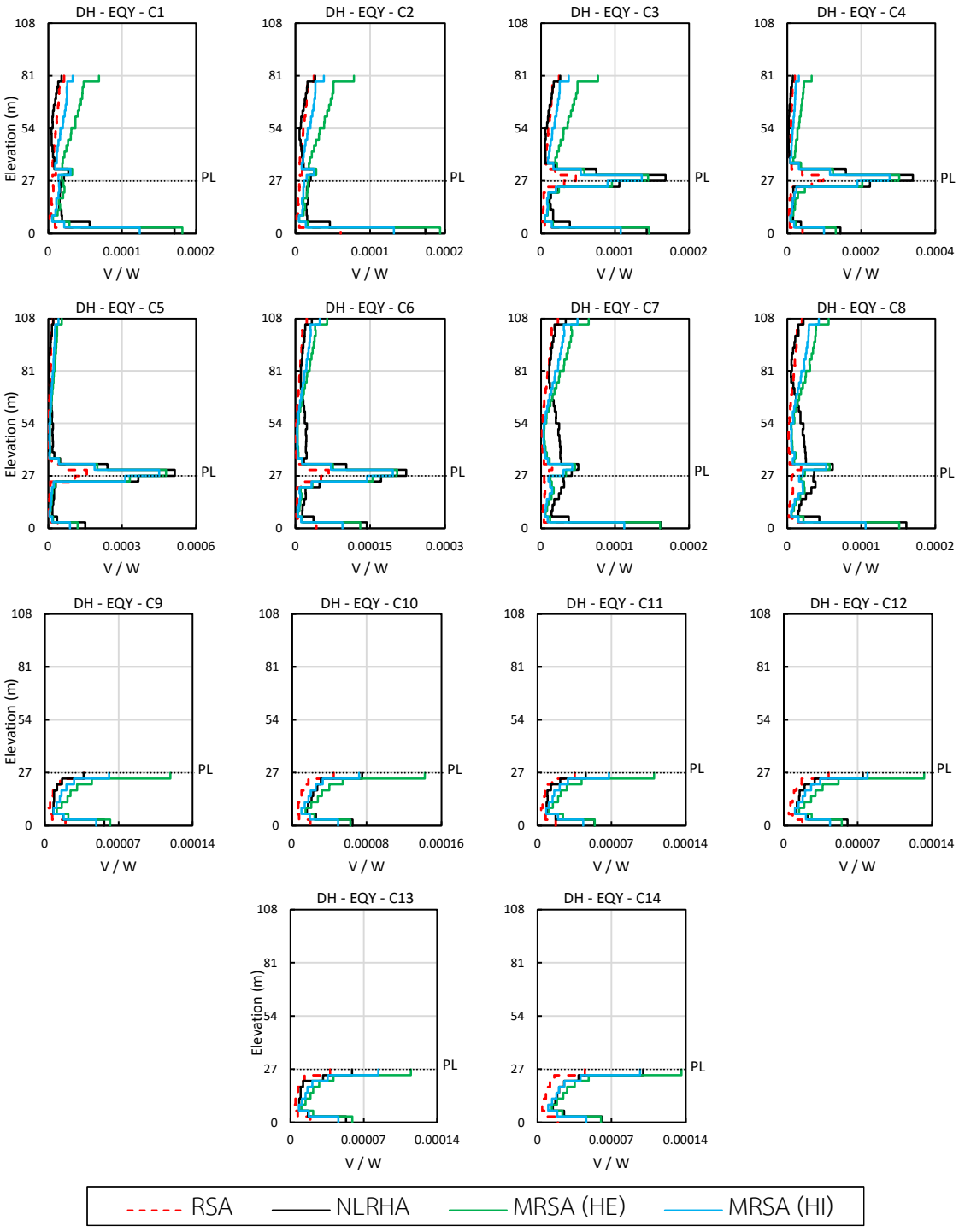
(b) Column shear forces due to EQY

RSA NLRHA MRSA (HE) MRSA (HI)

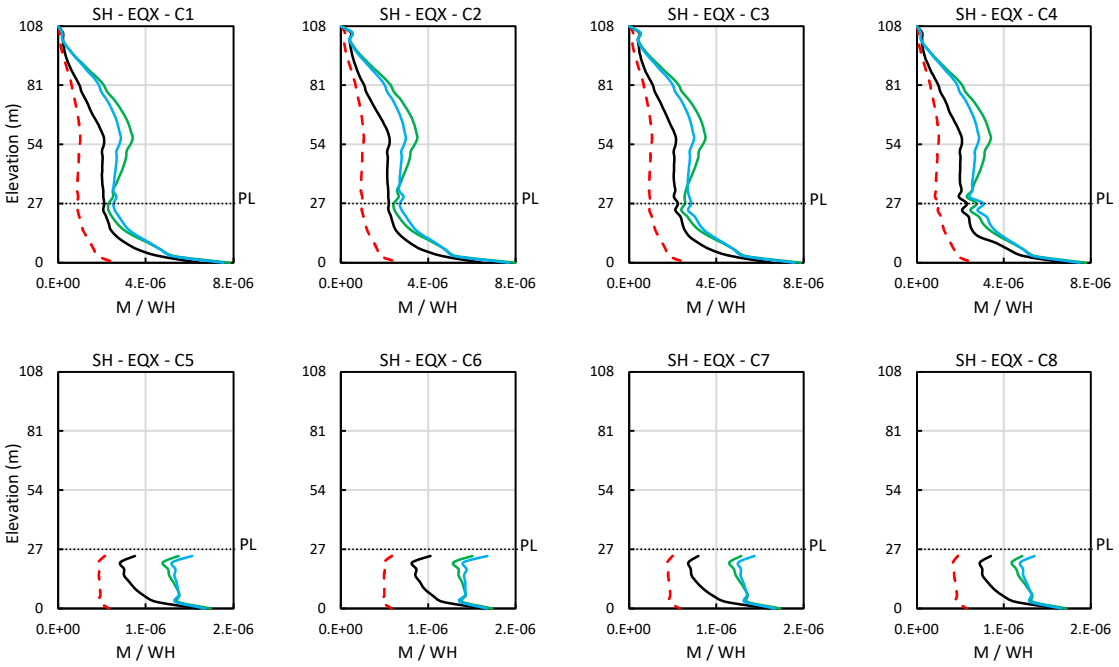
รูปที่ 3.126 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ



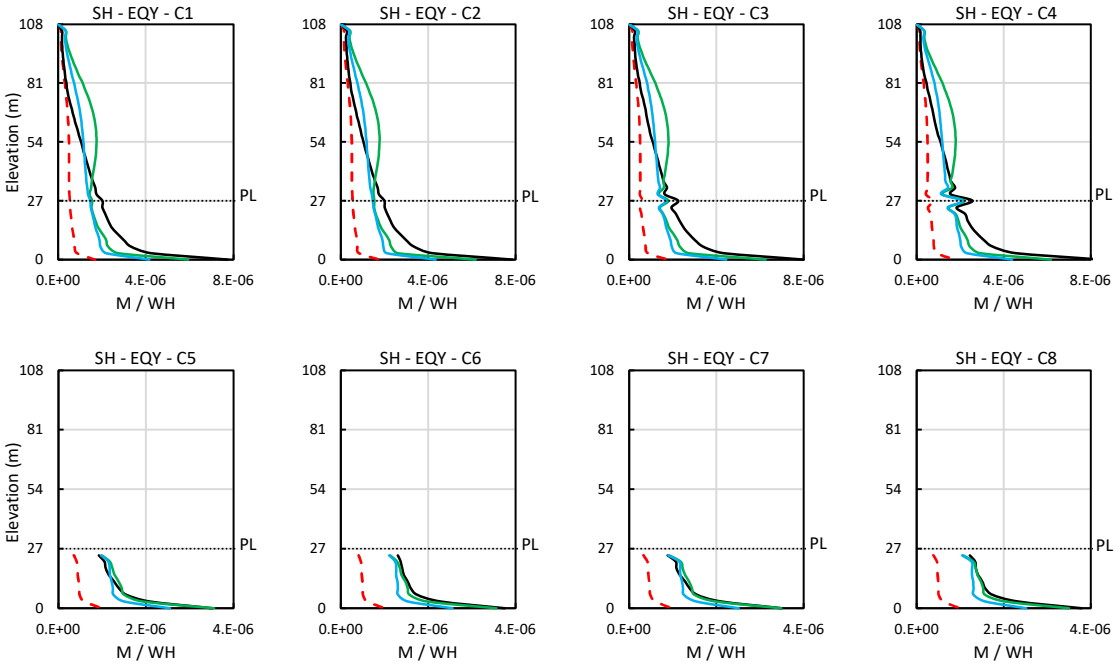
รูปที่ 3.127 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.128 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



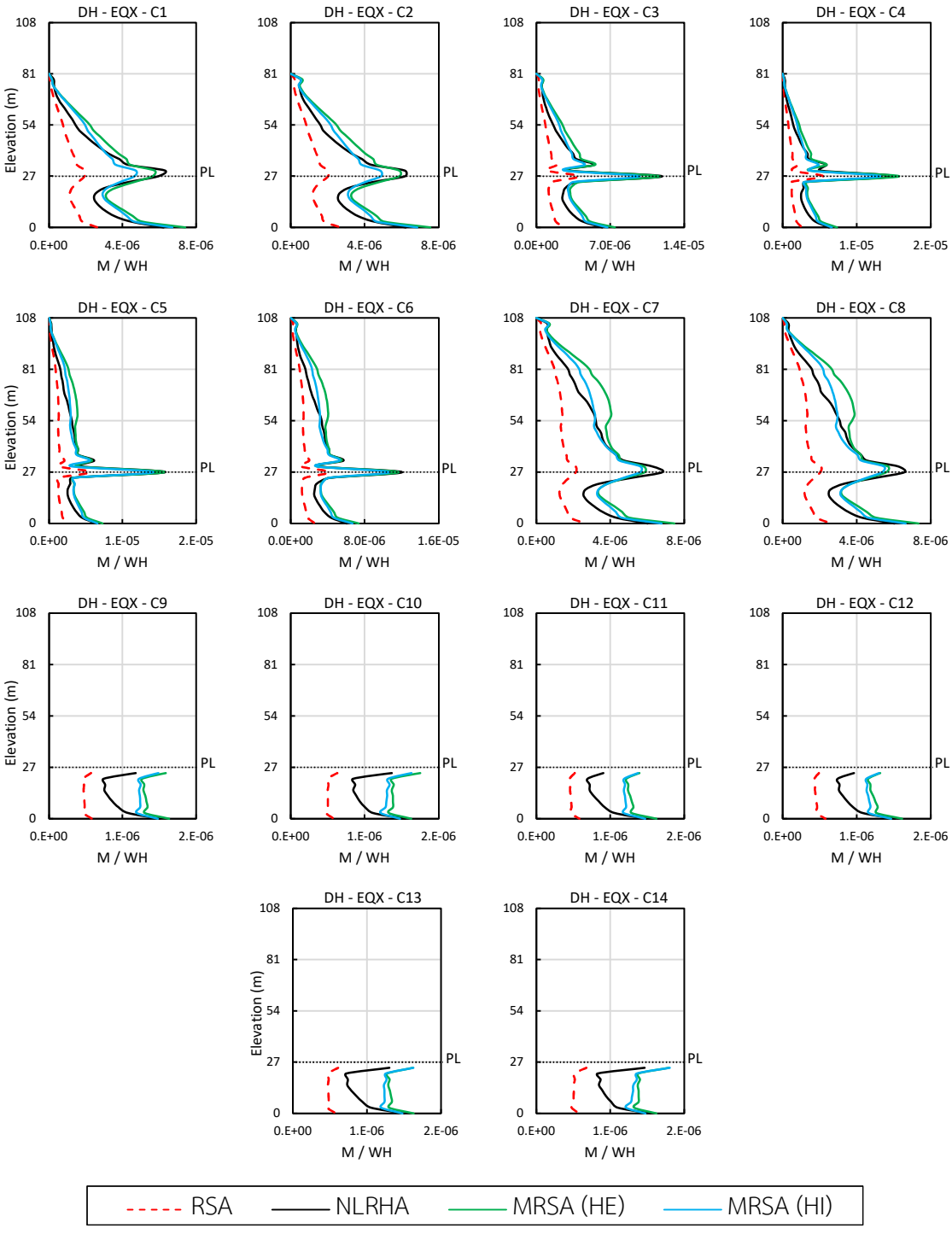
(a) Column bending moment due to EQX



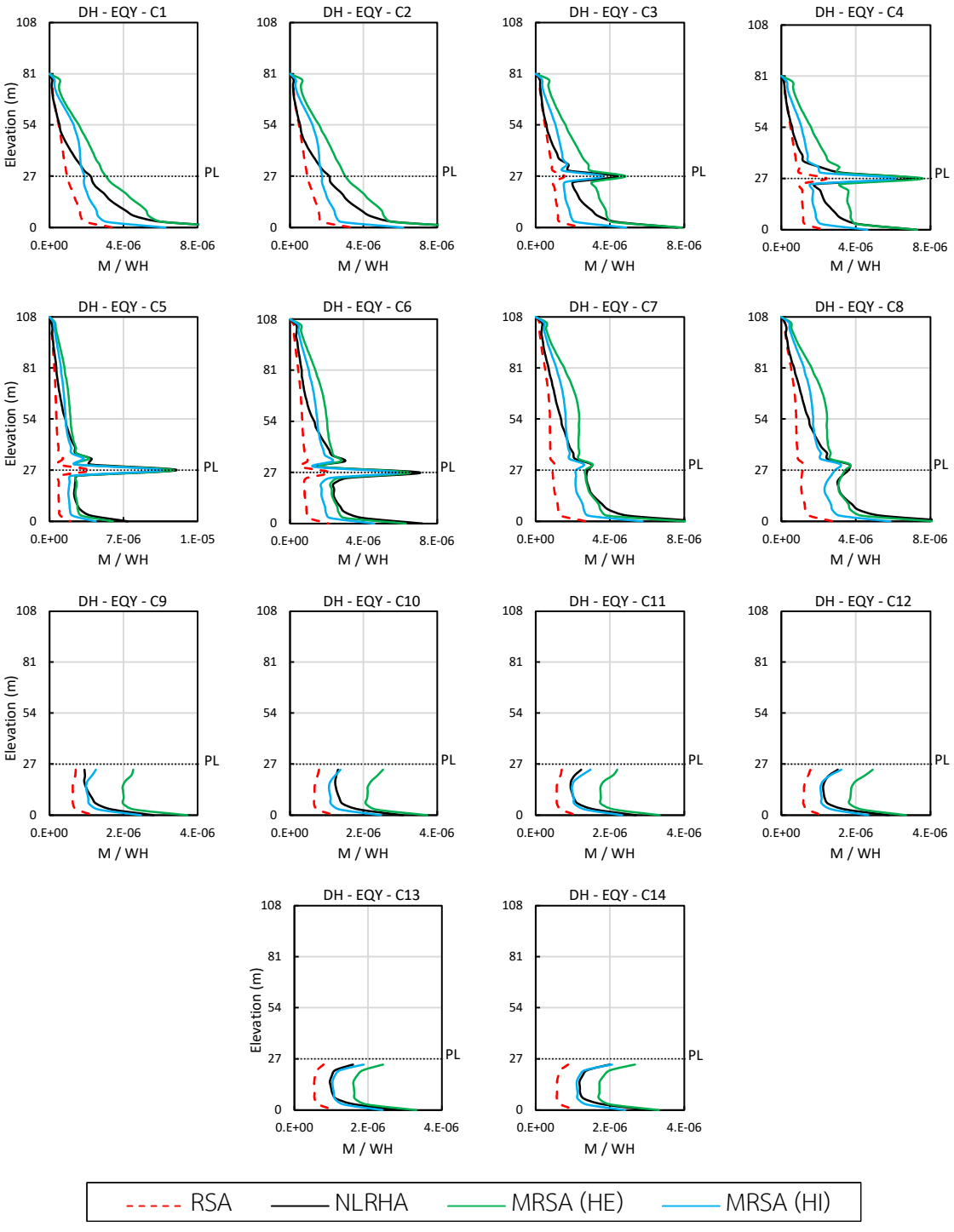
(b) Column bending moment due to EQY

RSA NLRHA MRSA (HE) MRSA (HI)

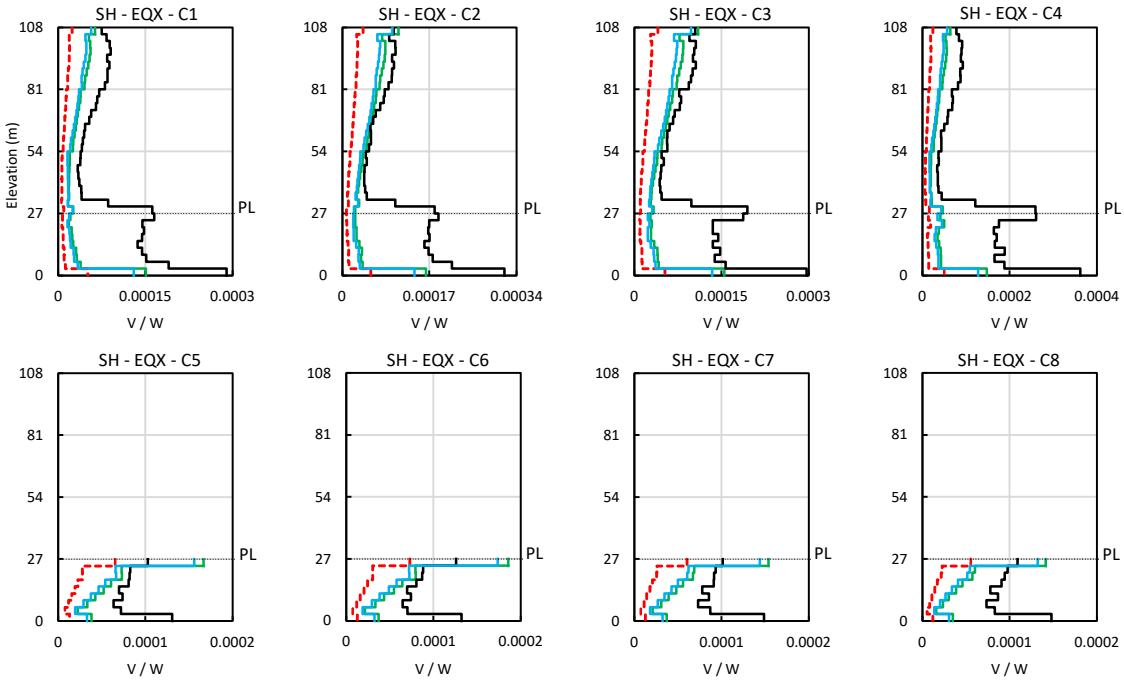
รูปที่ 3.129 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่กรุงเทพ



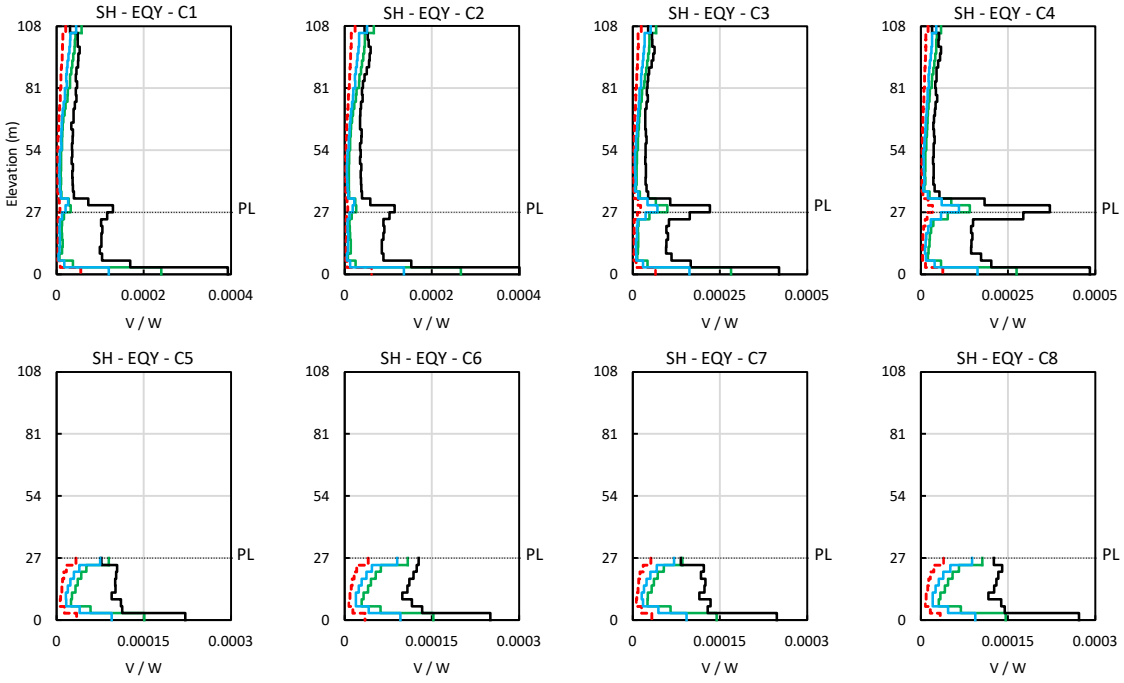
รูปที่ 3.130 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



รูปที่ 3.131 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่กรุงเทพ



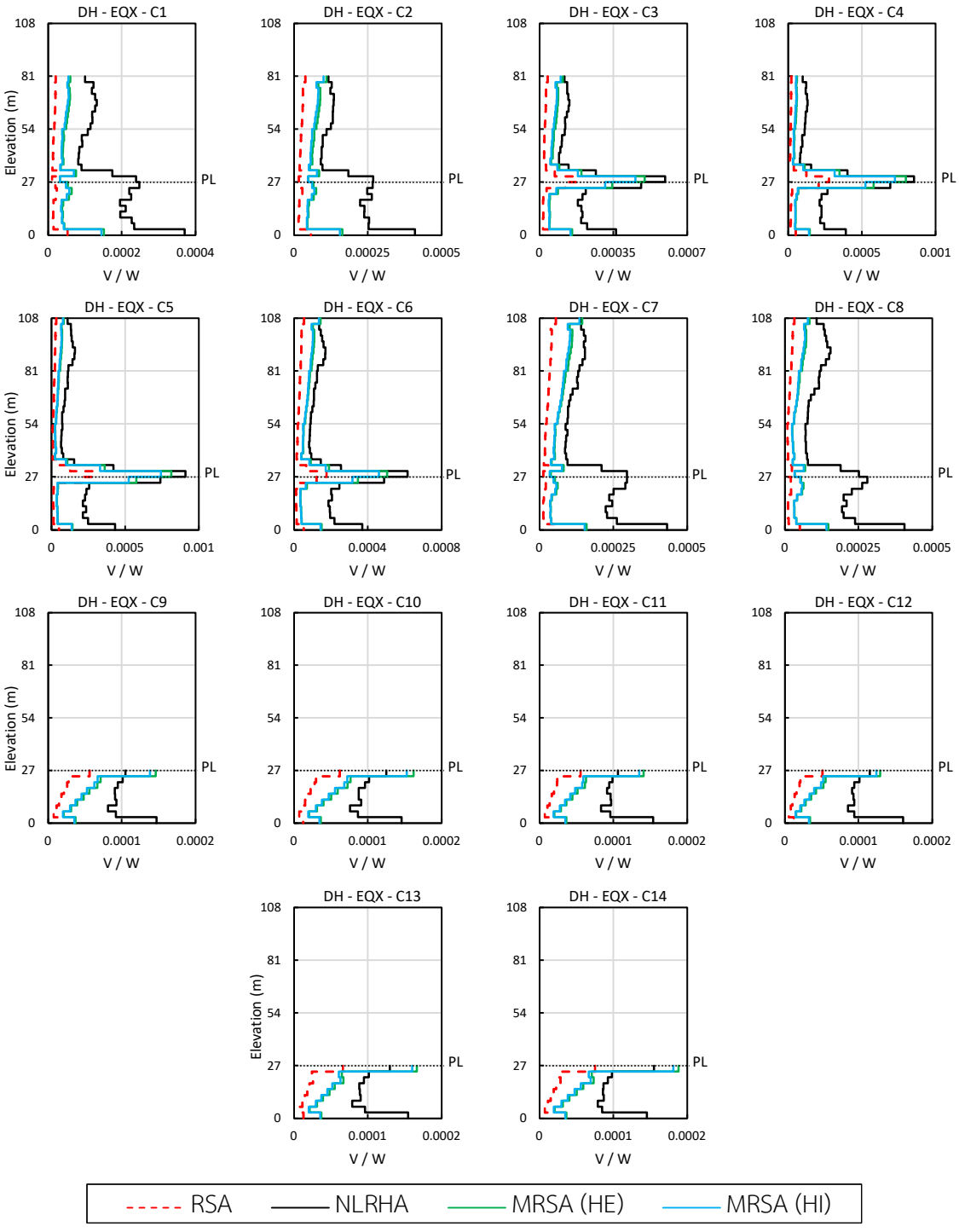
(a) Column shear forces due to EQX



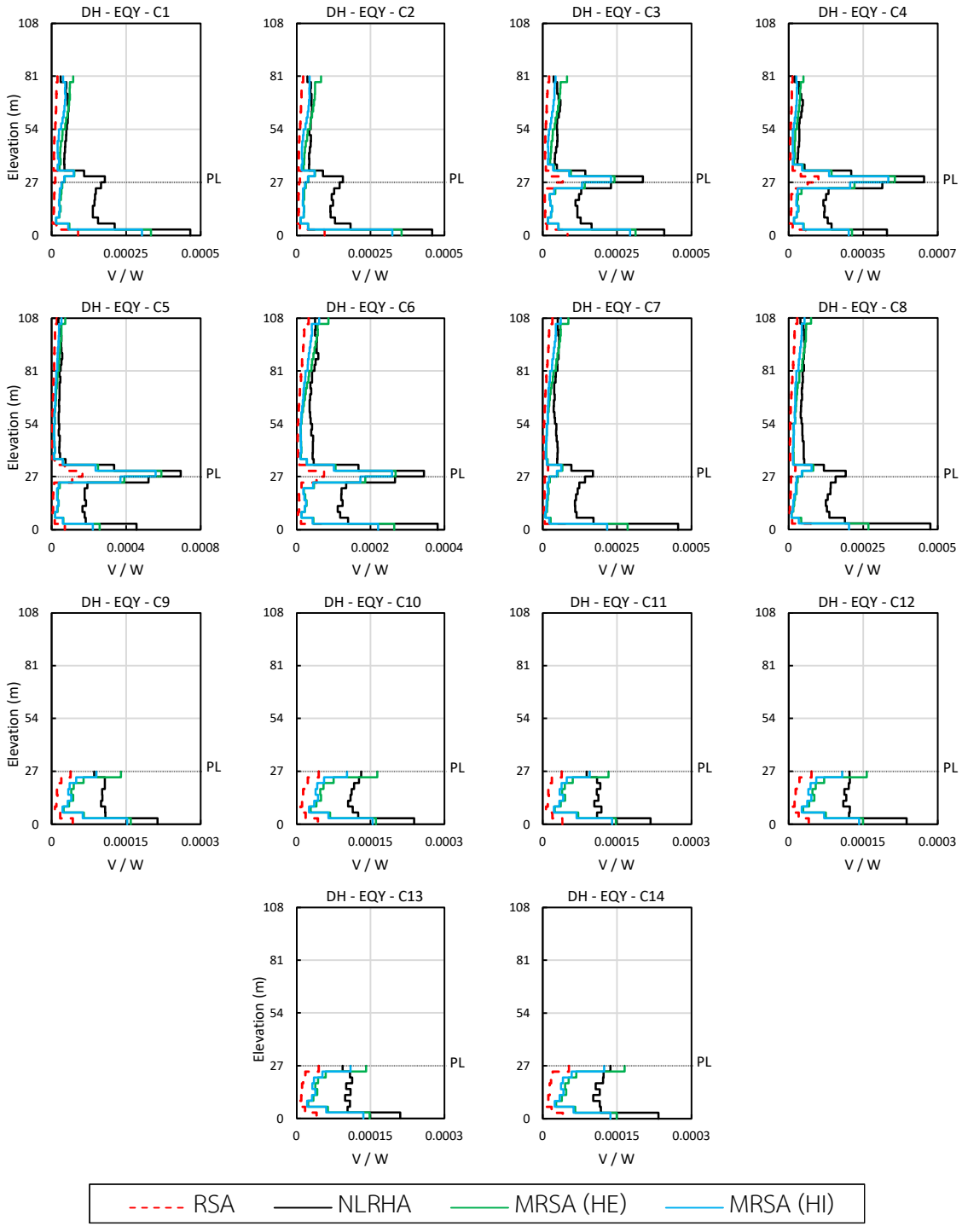
(b) Column shear forces due to EQY

RSA NLRHA MRSA (HE) MRSA (HI)

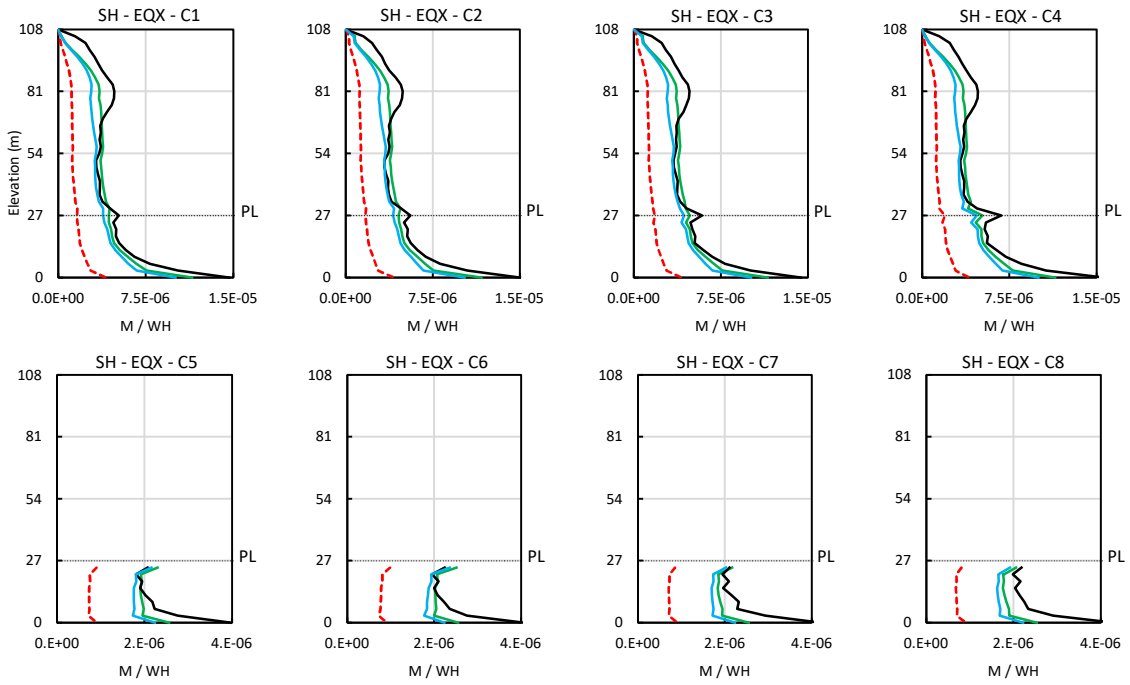
รูปที่ 3.132 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



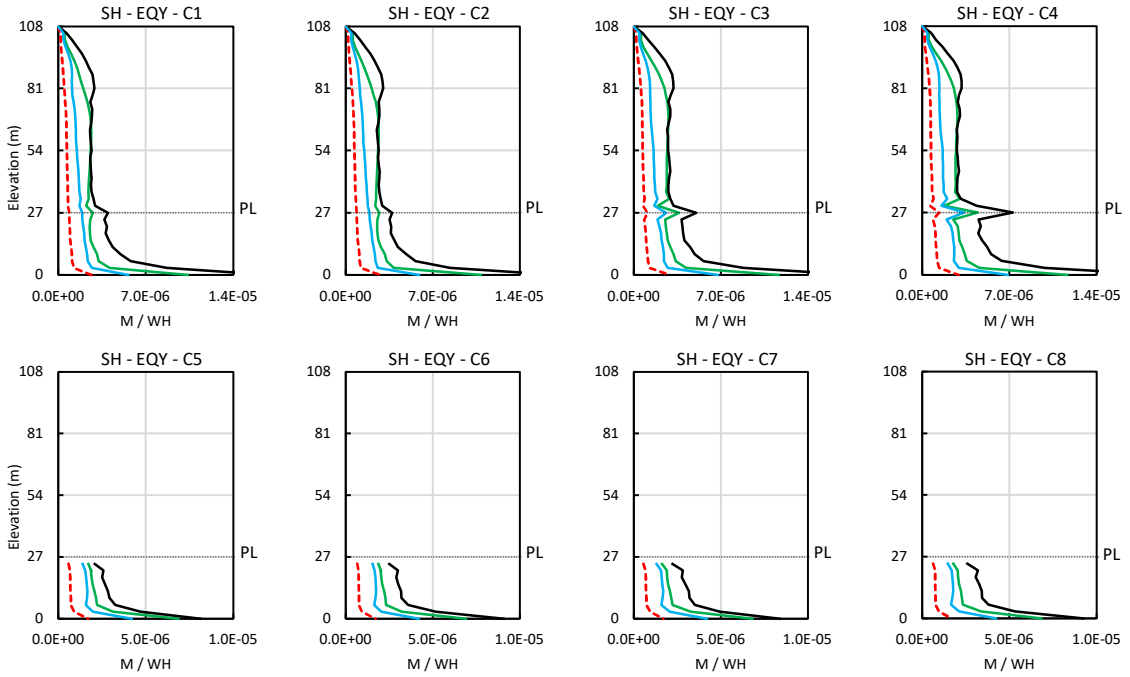
รูปที่ 3.133 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



รูปที่ 3.134 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



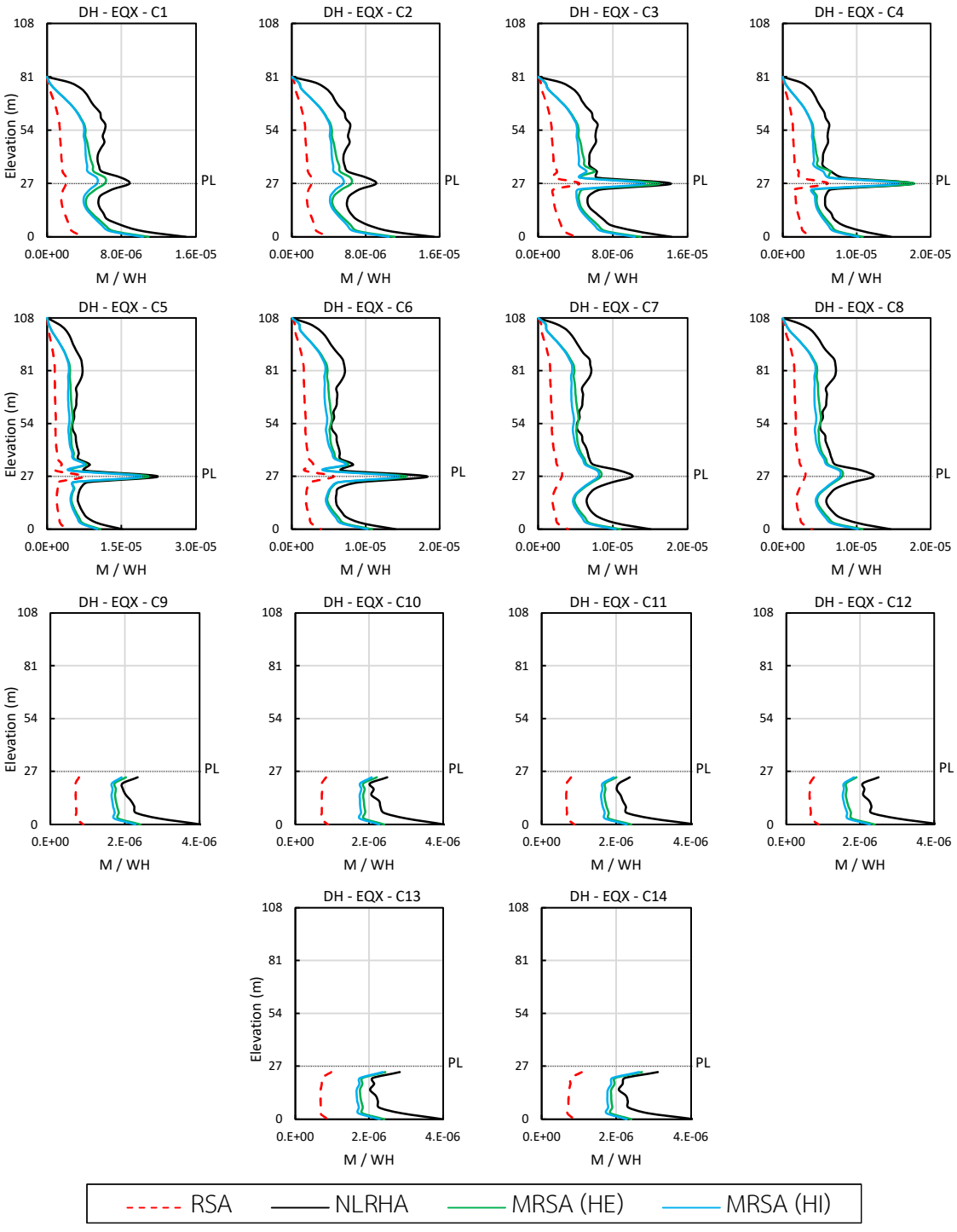
(a) Column bending moment due to EQX



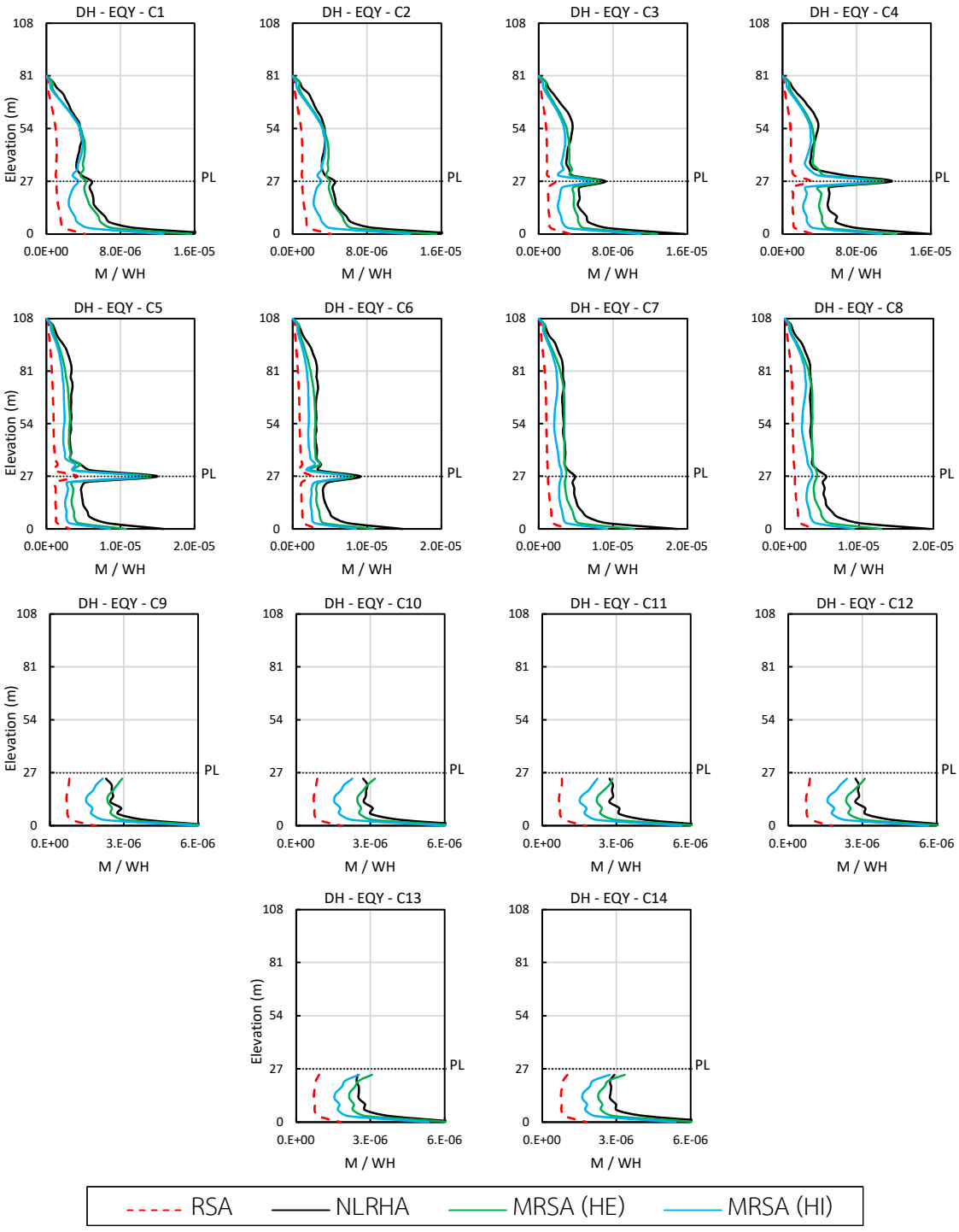
(b) Column bending moment due to EQY

RSA NLRHA MRSA (HE) MRSA (HI)

รูปที่ 3.135 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารกรณี SH ในพื้นที่เชียงใหม่



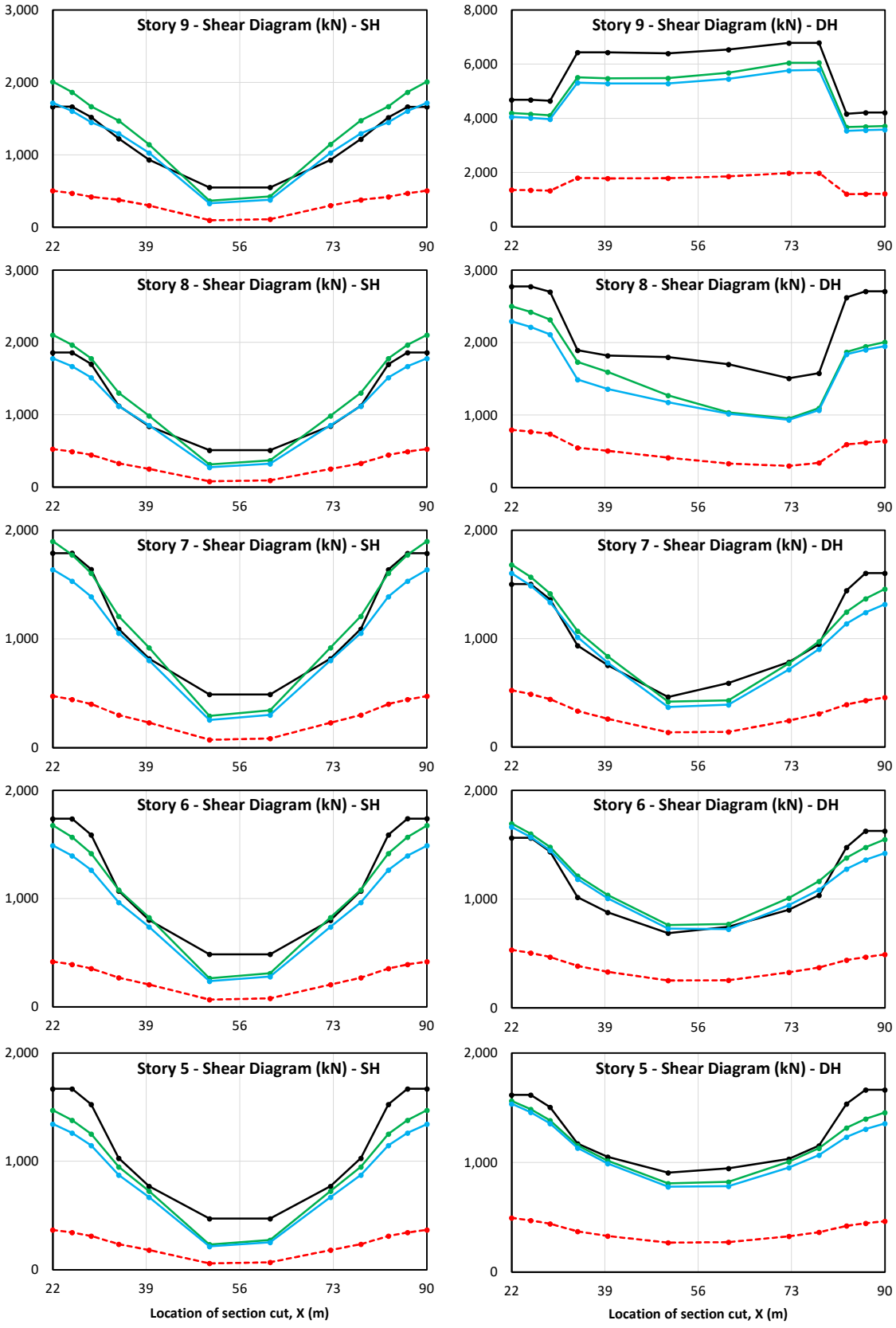
รูปที่ 3.136 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่



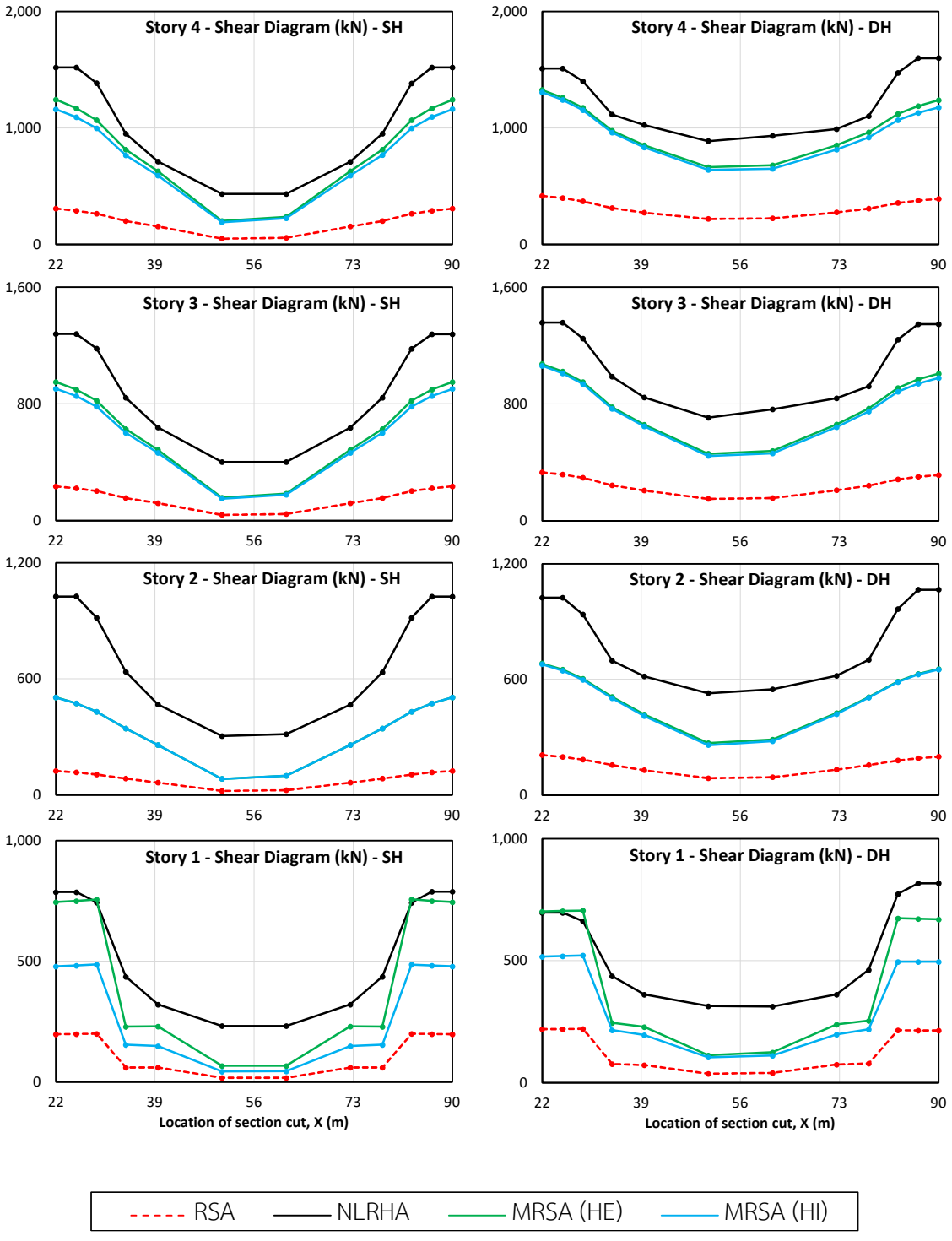
รูปที่ 3.137 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี DH ในพื้นที่เชียงใหม่

B. แรงในไดอะแฟรม (diaphragm force)

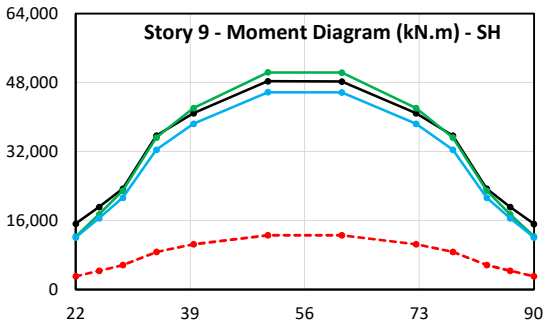
รูปที่ 3.138 ถึง 3.141 แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมของอาคารทั้งสองกรณี SH และ DH สำหรับที่ตั้ง กทม. และเชียงใหม่ ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง Y จากการคำนวณด้วยวิธี RSA $MRSA_{HE}$ $MRSA_{HI}$ และ NLRHA ซึ่งพบว่า วิธี $MRSA_{HE}$ และ $MRSA_{HI}$ ให้ค่าแรงในไดอะแฟรมที่ใกล้เคียงกับค่าจากวิธี NLRHA ได้ดีปานกลาง คือมีค่าถูกต้องดี ที่ชั้นบนๆ ของ podium แต่ให้ค่าที่ต่ำไปในไดอะแฟรมของ podium ชั้นล่างๆ โดยมีแนวโน้มที่ค่าจากวิธี $MRSA_{HE}$ มากกว่าค่าจากวิธี $MRSA_{HI}$ เล็กน้อย

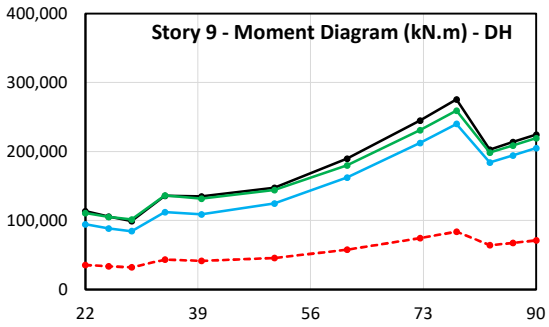

Story 9 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 9 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 8 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 7 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 6 - Shear Diagram (kN) - DH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - SH
Story 5 - Shear Diagram (kN) - DH
Location of section cut, X (m)
Location of section cut, X (m)

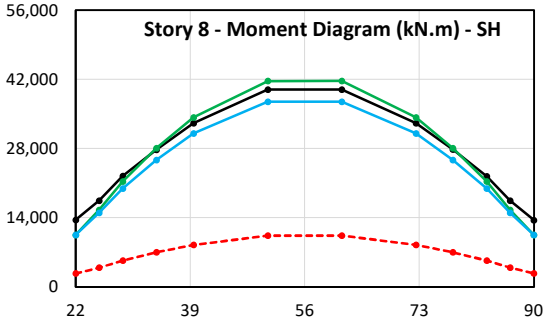
(Continued)

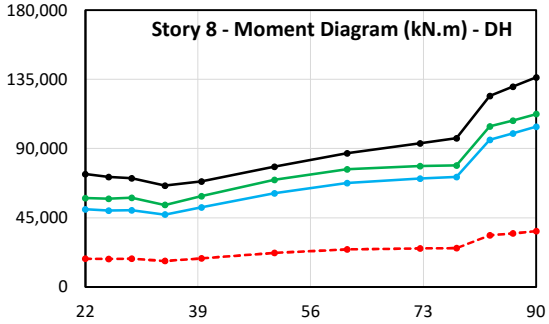


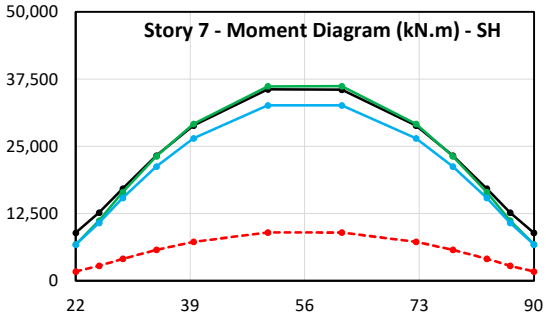
รูปที่ 3.138 แรงเฉือนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ

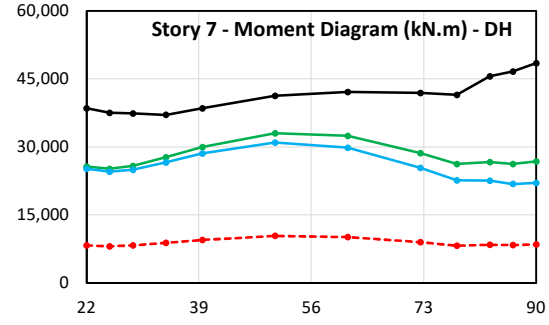

Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - SH
64,000
48,000
32,000
16,000
0
22
39
56
73
90

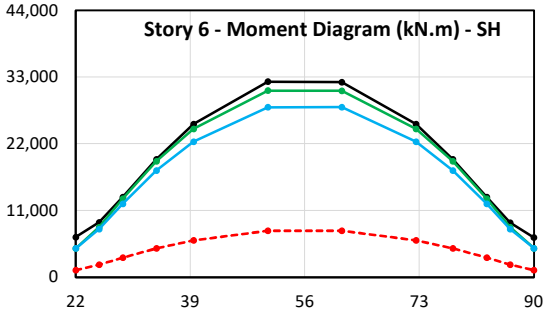

Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - DH
400,000
300,000
200,000
100,000
0
22
39
56
73
90

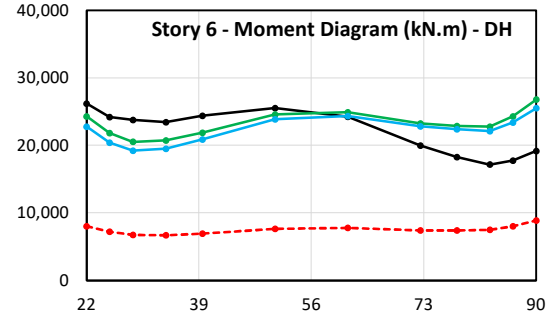

Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - SH
56,000
42,000
28,000
14,000
0
22
39
56
73
90

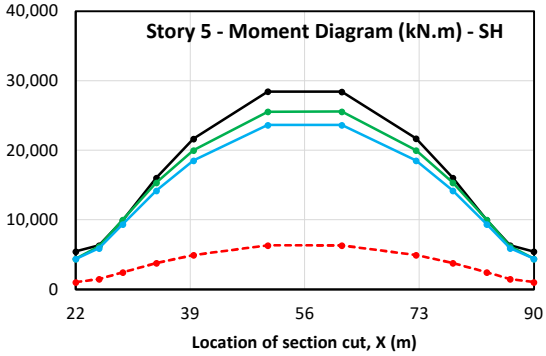

Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - DH
180,000
135,000
90,000
45,000
0
22
39
56
73
90

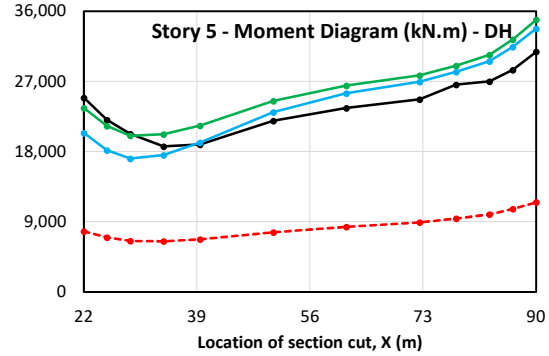

Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - SH
50,000
37,500
25,000
12,500
0
22
39
56
73
90


Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - DH
60,000
45,000
30,000
15,000
0
22
39
56
73
90

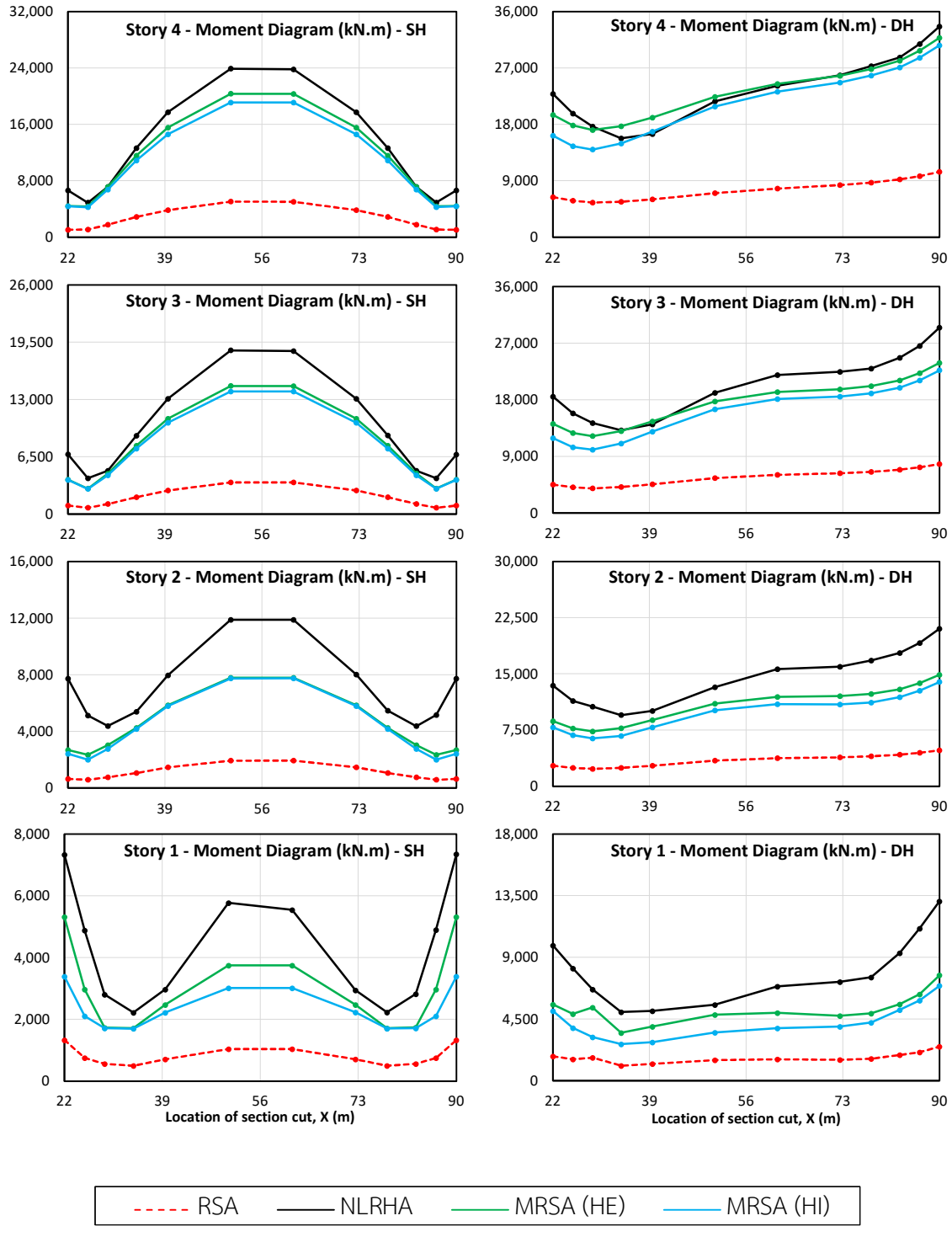

Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - SH
44,000
33,000
22,000
11,000
0
22
39
56
73
90


Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - DH
40,000
30,000
20,000
10,000
0
22
39
56
73
90

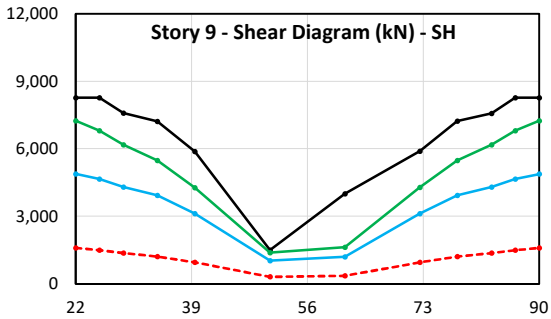

Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - SH
40,000
30,000
20,000
10,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)

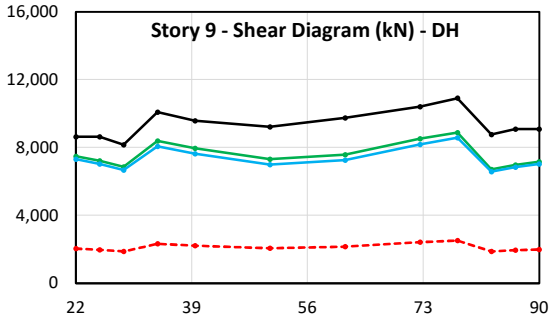

Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - DH
36,000
27,000
18,000
9,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)

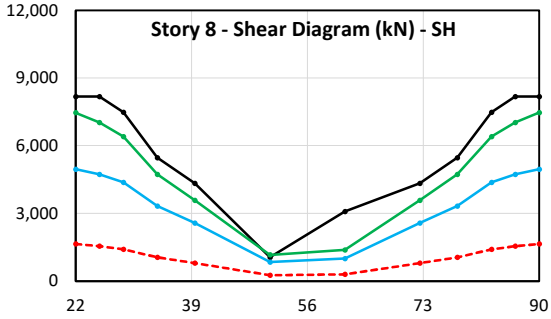
(Continued)

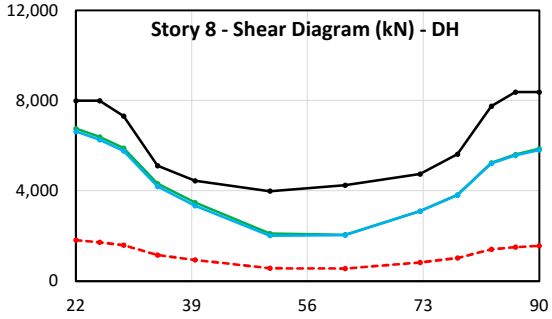


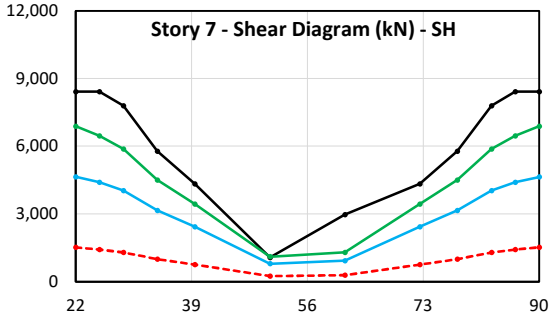
รูปที่ 3.139 โมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่กรุงเทพ

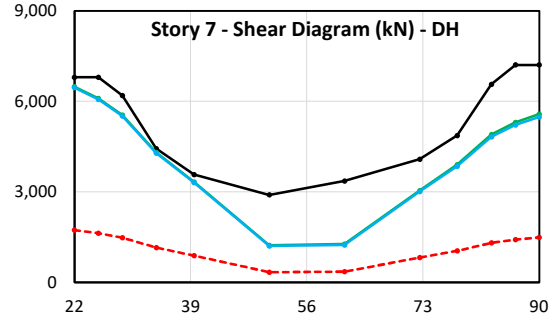

Story 9 - Shear Diagram (kN) - SH
12,000
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90

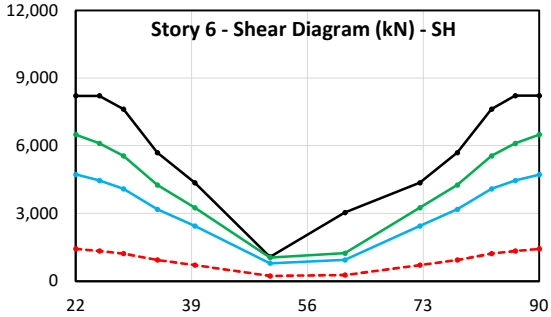

Story 9 - Shear Diagram (kN) - DH
16,000
12,000
8,000
4,000
0
22
39
56
73
90

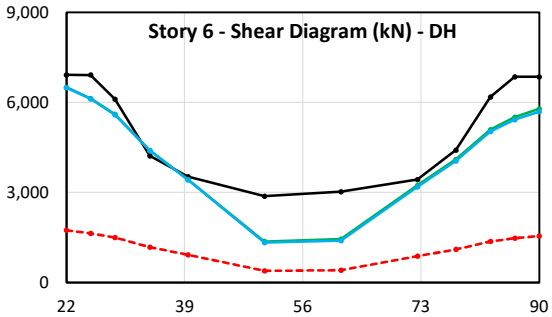

Story 8 - Shear Diagram (kN) - SH
12,000
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90

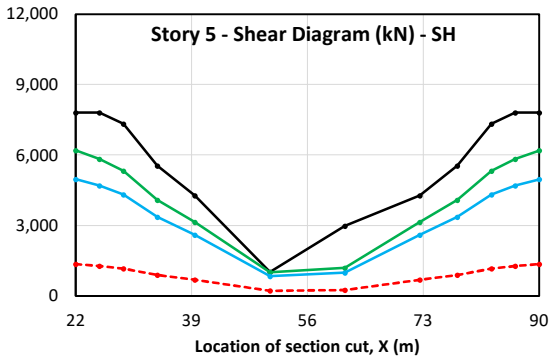

Story 8 - Shear Diagram (kN) - DH
12,000
8,000
4,000
0
22
39
56
73
90

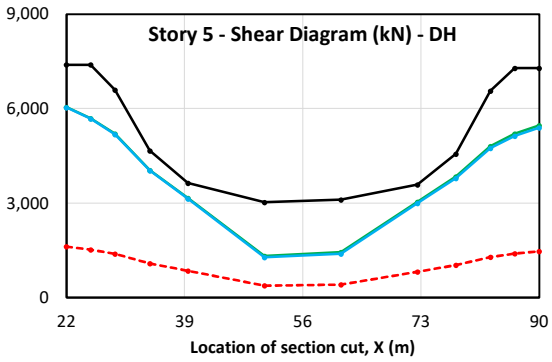

Story 7 - Shear Diagram (kN) - SH
12,000
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90


Story 7 - Shear Diagram (kN) - DH
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90

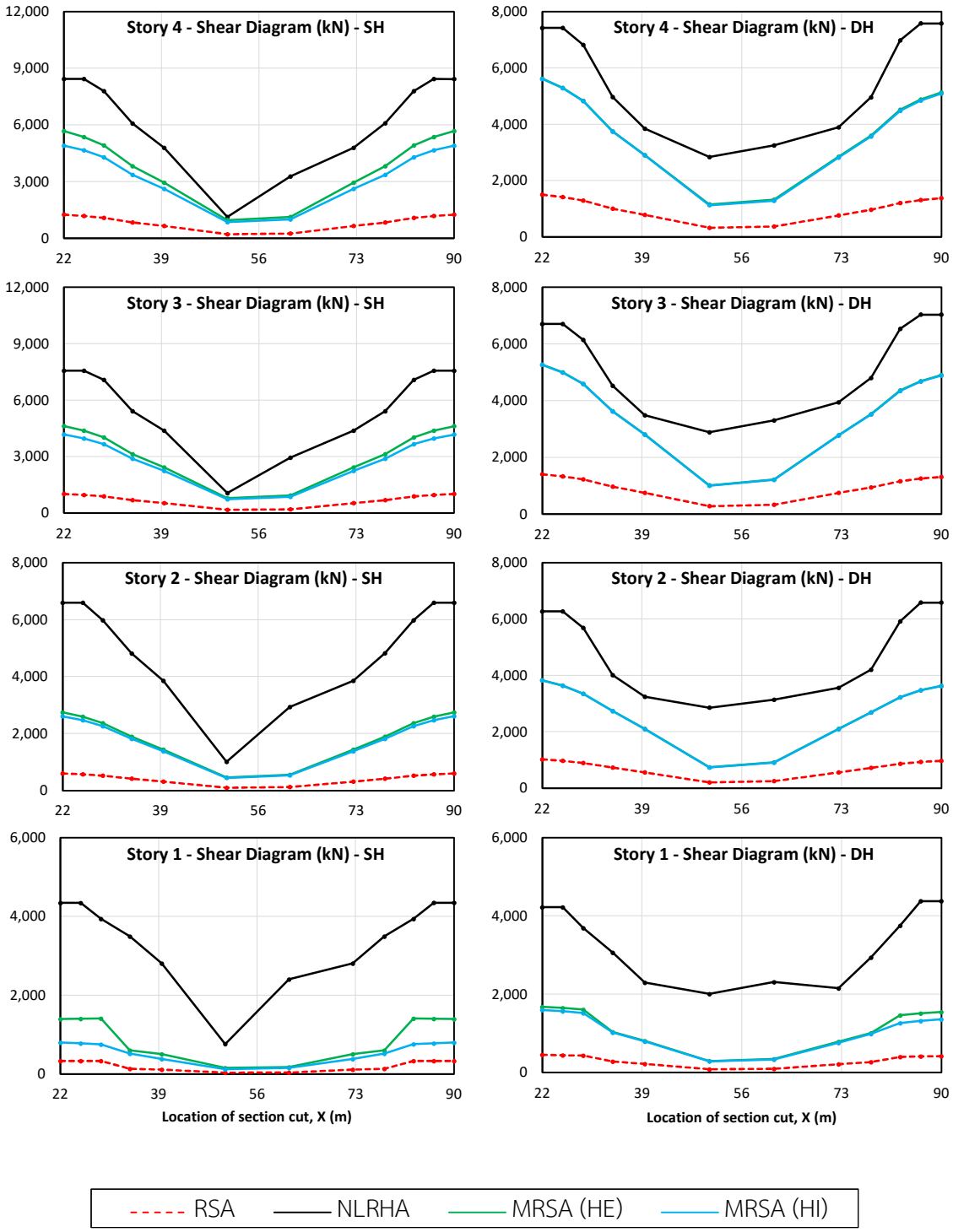

Story 6 - Shear Diagram (kN) - SH
12,000
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90


Story 6 - Shear Diagram (kN) - DH
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90

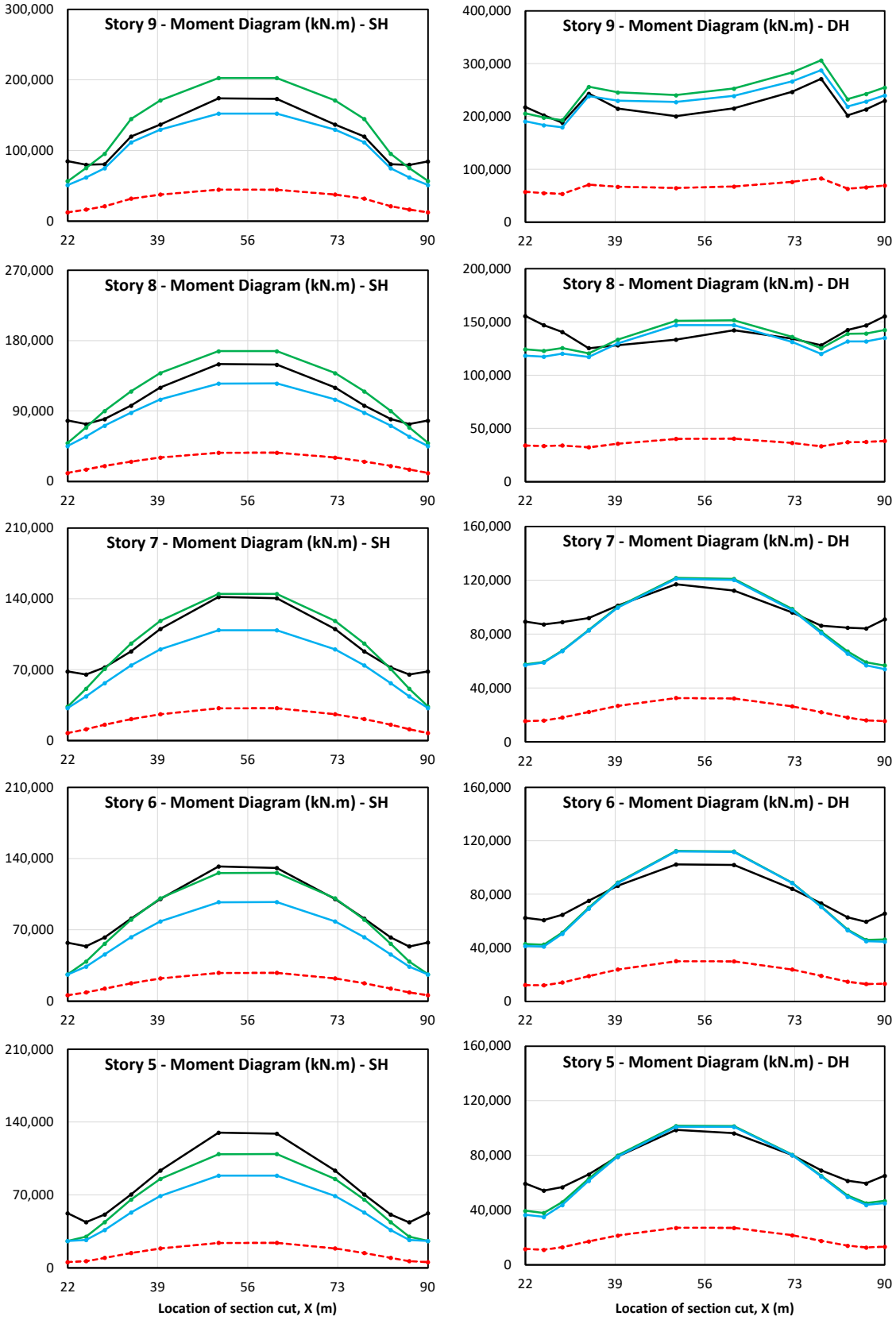

Story 5 - Shear Diagram (kN) - SH
12,000
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)


Story 5 - Shear Diagram (kN) - DH
9,000
6,000
3,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)

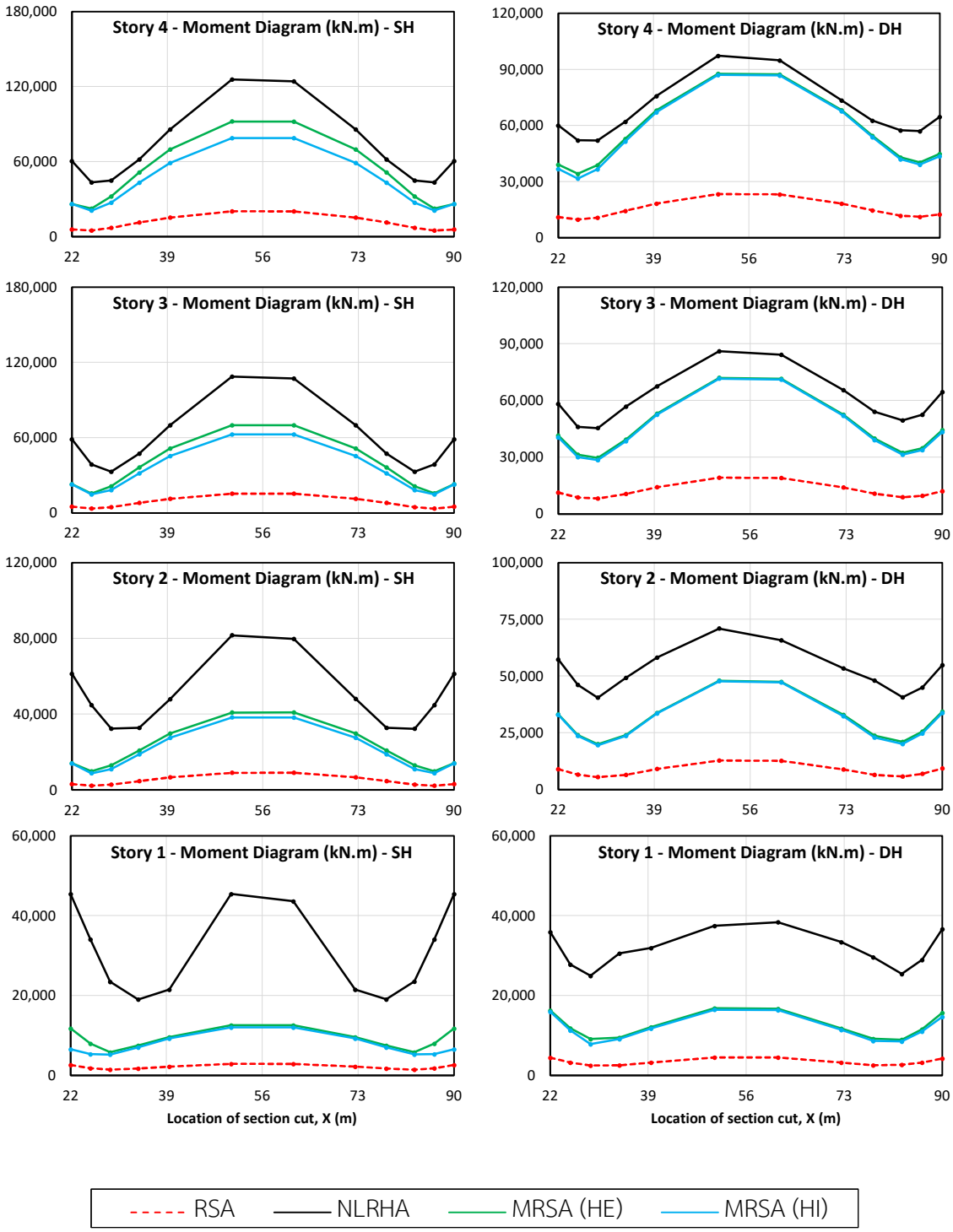
(Continued)



รูปที่ 3.140 แรงเฉือนในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่


Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - SH
300,000
200,000
100,000
0
22
39
56
73
90
Story 9 - Moment Diagram (kN.m) - DH
400,000
300,000
200,000
100,000
0
22
39
56
73
90
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - SH
270,000
180,000
90,000
0
22
39
56
73
90
Story 8 - Moment Diagram (kN.m) - DH
200,000
150,000
100,000
50,000
0
22
39
56
73
90
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - SH
210,000
140,000
70,000
0
22
39
56
73
90
Story 7 - Moment Diagram (kN.m) - DH
160,000
120,000
80,000
40,000
0
22
39
56
73
90
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - SH
210,000
140,000
70,000
0
22
39
56
73
90
Story 6 - Moment Diagram (kN.m) - DH
160,000
120,000
80,000
40,000
0
22
39
56
73
90
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - SH
210,000
140,000
70,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)
Story 5 - Moment Diagram (kN.m) - DH
160,000
120,000
80,000
40,000
0
22
39
56
73
90
Location of section cut, X (m)

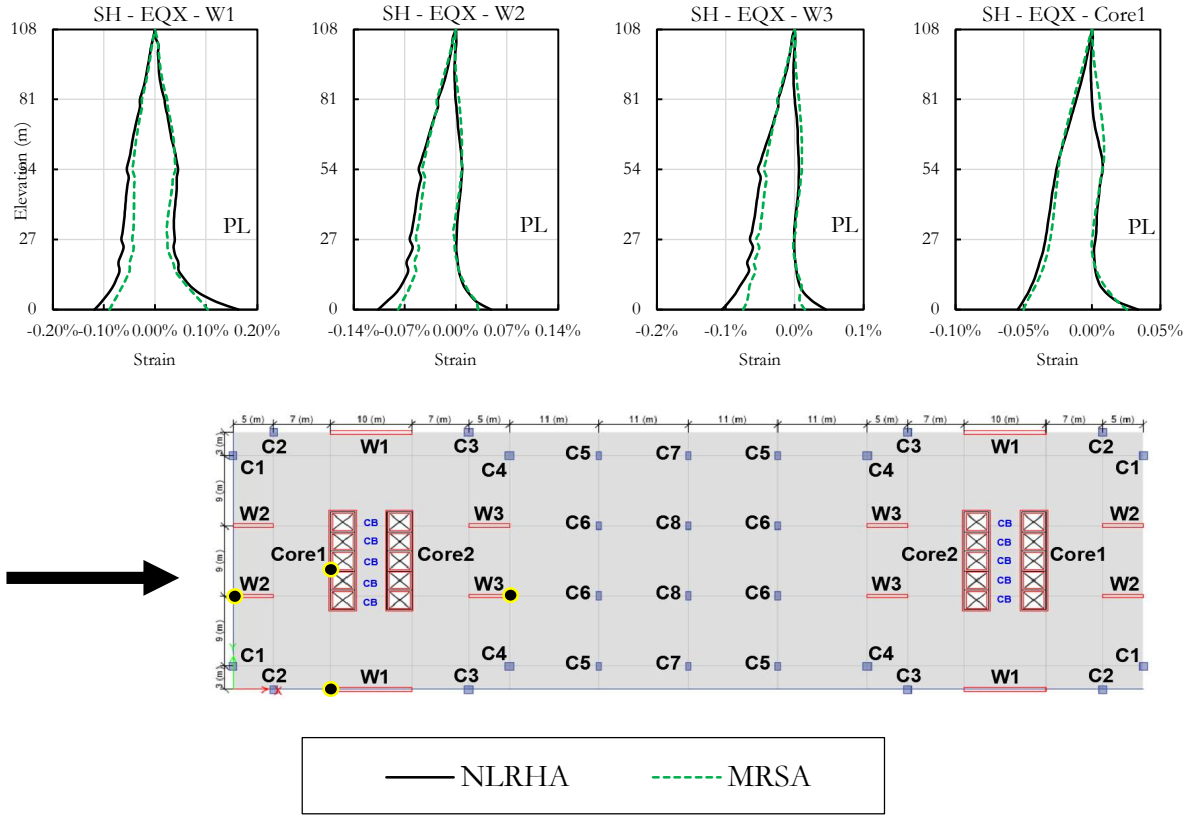
(Continued)



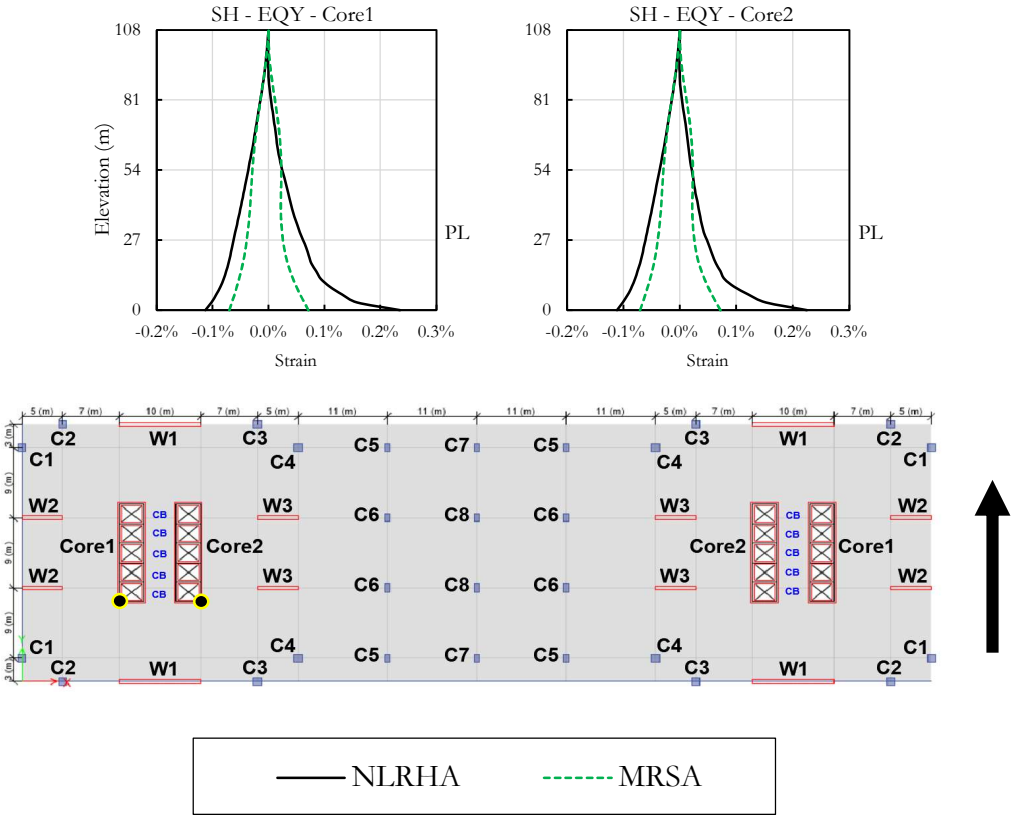
รูปที่ 3.141 โมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมเมื่อแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH และ DH ในพื้นที่เชียงใหม่

3.7.1.6.2 การคำนวณค่าความเครียด

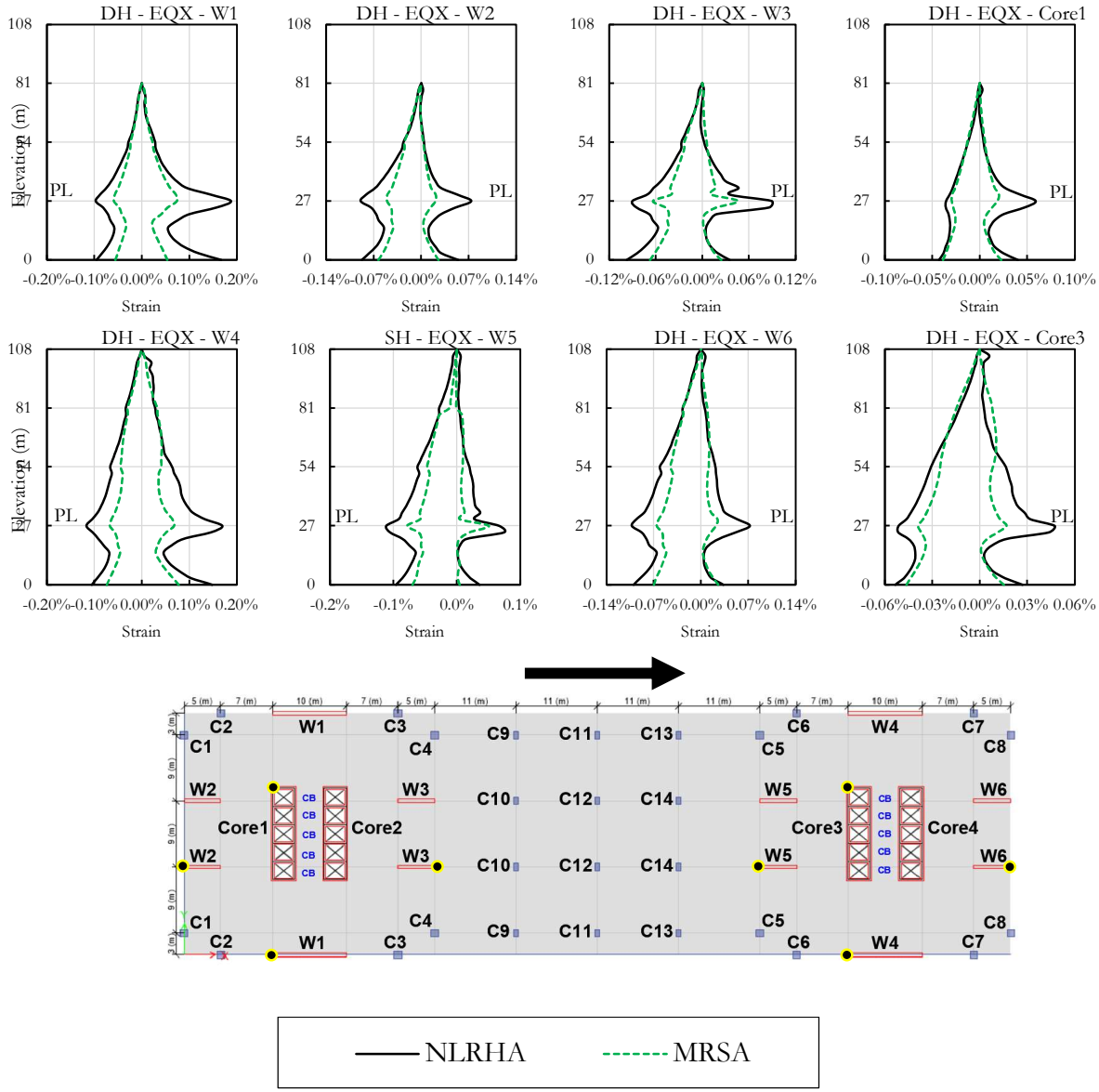
จากวิธีการประมาณค่าความเครียดด้วยวิธี MRSA ที่ได้อธิบายในหัวข้อ 3.6.1.5.2 รูปที่ 3.142 ถึง 3.143 แสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดที่ต่างกันตลอดความสูงกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y จากการคำนวณด้วยวิธี MRSA และวิธี NLRHA สำหรับอาคาร SH ที่ กทม. และดังรูปที่ 3.144 และ 3.145 สำหรับอาคารกรณี DH ซึ่งค่าความเครียดดึงมีค่าเป็นบวก จากการเปรียบเทียบค่าความเครียดจากวิธี MRSA กับวิธี NLRHA พบว่า วิธี MRSA สามารถประมาณค่าความเครียดในกำแพงได้ดีปานกลาง โดยถูกต้องดีที่ชั้นบนๆ และ ให้ค่าน้อยกว่าค่าจากวิธี NLRHA โดยเฉพาะที่บริเวณชั้นล่างๆ ที่ต่ำกว่าชั้น PL หรือสูงกว่าเพียงเล็กน้อย ยกเว้นกรณีแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X ของอาคาร SH ที่ประมาณค่าความเครียดไม่ยืดหยุ่นในกำแพงได้ใกล้เคียงกับวิธี NLRHA วิธี MRSA ไม่พบการคราดของเหล็กเสริมในแนวดิ่งทั้งกรณีอาคาร SH และ DH และความเครียดอัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กจากวิธี MRSA มีค่าน้อยกว่า 0.002 ทุกกรณี ซึ่งขัดแย้งกับวิธี NLRHA ที่มีความเครียดอัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กมากกว่า 0.002 เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y ทั้งอาคาร SH และ DH



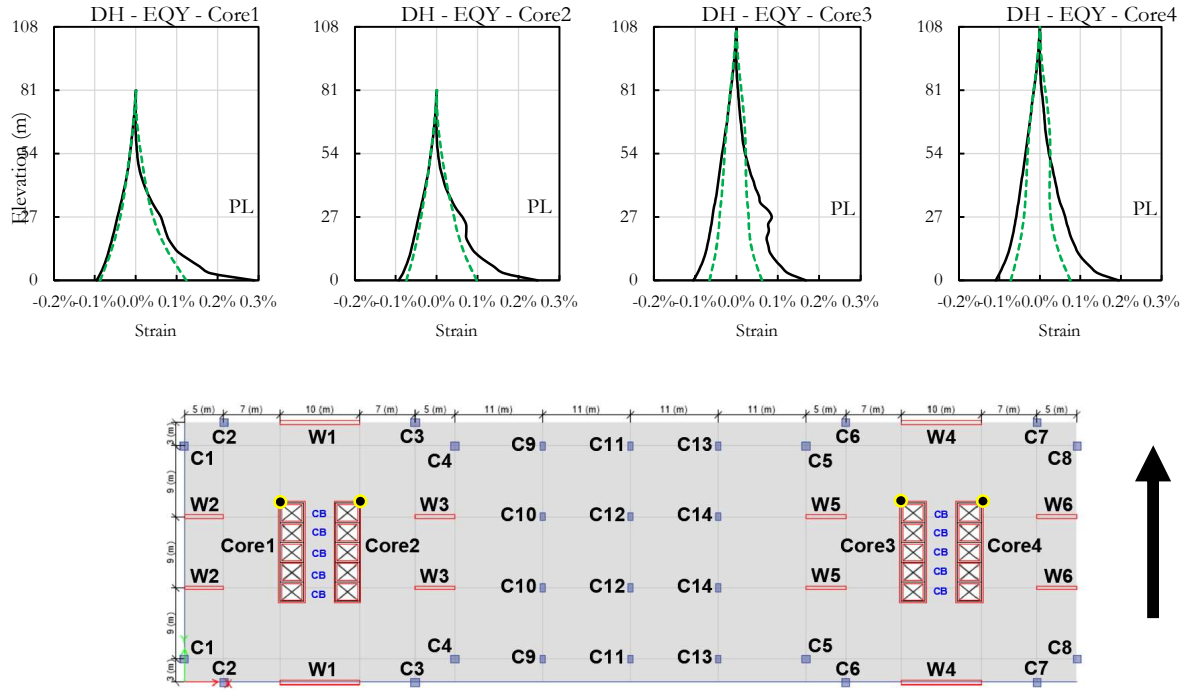
รูปที่ 3.142 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X อาคารกรณี SH (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)



รูปที่ 3.143 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y อาคารกรณี SH (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)



รูปที่ 3.144 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X อาคารกรณี DH (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)



รูปที่ 3.145 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y อาคารกรณี DH (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)

3.7.1.7 สรุป

จากการศึกษาอาคาร 36 ชั้นที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกัน โดยมี 2 กรณี คือ (1) กรณี same tower height (SH) และ (2) กรณี different tower height (DH) เพื่อประเมินความถูกต้องของวิธี RSA และค้นหาจุดวิกฤตในโครงสร้างด้วยวิธี NLRHA มีผลการวิจัยสรุปได้ดังนี้

1. วิธี RSA ให้ค่าประมาณของแรงที่ต้องต้านทานที่ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA และในการออกแบบวิธี RSA ให้ค่าประมาณที่เพียงพอสำหรับการประมาณค่าโมเมนต์ดัดของกำแพงเฉือนแต่ให้ค่าประมาณแรงเฉือนที่น้อยเกินไปซึ่งอาจก่อให้เกิดการวิบัติแบบเปราะในองค์อาคารที่ไม่ยอมให้เกิดการครากหรือวิบัติ
2. สำหรับอาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร วิธี RSA ให้ผลการประมาณการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ, อัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและความเร่งสัมบูรณ์ในชั้นใดๆ (absolute floor acceleration) ถูกต้องดีปานกลาง (fair) ในขณะที่ผลการประมาณผลตอบสนองยืดหยุ่นแม่นยำมากกว่าที่ได้จากวิธี RSA แต่อาคารตั้งอยู่ที่เชียงใหม่ วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นแม่นยำกว่าเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA ในขณะที่วิธี RSA ประมาณค่าความเร่งสัมบูรณ์ในชั้นใดๆที่ ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA

3. ระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมดนั้นไม่เท่ากัน สำหรับอาคารที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกันมีการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นในโหมดที่ 2 และ 3 มากกว่าโหมดแรกของโหมดการเคลื่อนที่ทิศทางนั้นๆ ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (Force response reduction factor, R_i) ของโหมดที่ 2 และ 3 จึงอาจมีค่ามากกว่าโหมดแรก ตรงข้ามกับที่เคยพบในอาคารอื่นๆ
4. วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าประมาณแรงเฉือนในกำแพงเฉือนที่ดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA (ตารางที่ 3.59) ในขณะที่ $MRSA_{HI}$ ให้ผลลัพธ์ที่ดีพอใช้สำหรับอาคารส่วนใหญ่ แต่ให้ผลการประมาณแรงเฉือนในกำแพงเฉือนที่ต่ำไปเล็กน้อยเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH (ตารางที่ 3.60) ดังนั้นวิธี $MRSA_{HE}$ จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมในการออกแบบเนื่องจากให้ค่าประมาณแรงเฉือนในกำแพงเฉือนและแรงในไดอะแฟรมที่ดีและสามารถใช้กับแบบจำลองเชิงเส้นของโครงสร้างโดยตรง
5. วิธี MRSA ให้ค่าประมาณแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมถูกต้องดีกว่าวิธี RSA แต่ยังให้ค่าต่ำเกินไปที่ชั้นล่างๆ ซึ่งพบว่าแรงในไดอะแฟรมที่ชั้นล่างของอาคาร (ชั้น 1 ถึง 4) จากวิธี NLRHA มีมากกว่าที่คำนวณได้จากวิธียืดหยุ่นเชิงเส้น
6. วิธี MRSA ให้ค่าแรงเฉือนในเสาค่อนข้างถูกต้องดีสำหรับอาคารที่ กทม. แต่ให้ค่าแรงเฉือนต่ำเกินไปบริเวณชั้นล่างๆ ของอาคารที่เชียงใหม่ เมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA
7. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้การวิเคราะห์ยืดหยุ่นให้ผลดีที่ชั้นบนๆ แต่ให้ค่าที่ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA

ตารางที่ 3.59 การประเมินความถูกต้องของวิธี $MRSA_{HE}$

Building	SH		DH	
Direction	X	Y	X	Y
Bangkok	Accurate	Accurate	Accurate	Accurate
Chiang Mai	Fair	Accurate	Fair	Accurate

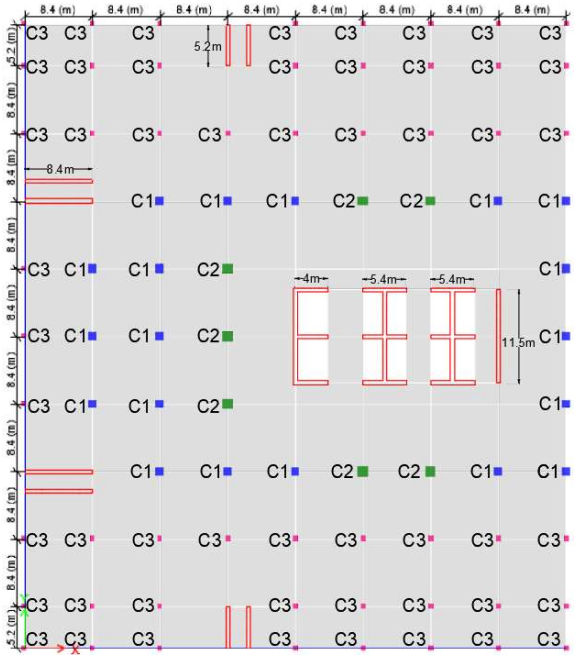
ตารางที่ 3.60 การประเมินความถูกต้องของวิธี $MRSA_{HI}$

Building	SH		DH	
Direction	X	Y	X	Y
Bangkok	Accurate	Underestimates	Accurate	Fair
Chiang Mai	Fair	Underestimates	Fair	Accurate

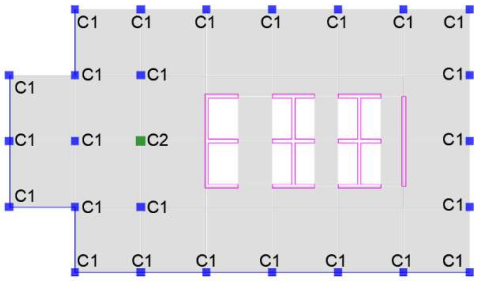
3.7.2 อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง

3.7.2.1 รายละเอียดอาคาร

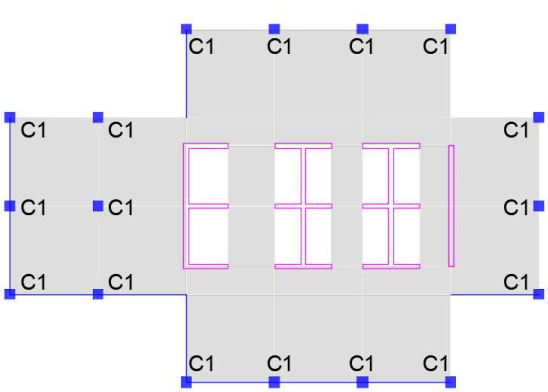
อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่งที่ใช้เป็นอาคารตัวอย่างในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 34 ชั้นแสดงดังรูปที่ 3.146 และ 3.147 คุณสมบัติพื้นฐานของอาคาร, ขนาดหน้าตัดของกำแพง, ขนาดหน้าตัดของเสาและความหนาของพื้นแสดงในตารางที่ 3.61, 3.62, 3.63 และ 3.64 ตามลำดับ ในการศึกษานี้ได้ให้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X และ Y ทีละทิศทางเรียกว่า EQX และ EQY ตามลำดับ โดยมิได้รวมผลตอบสนองจาก EQX และ EQY เข้าด้วยกัน ในหัวข้อนี้พิจารณาเฉพาะอาคารที่ตั้งอยู่ที่ กทม. เท่านั้น แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นแบบ 3 มิติ มีคุณสมบัติของโหมดการสั่นไหวจากแบบจำลองเชิงเส้นที่พิจารณาหน้าตัดแบบแตกร้าว (effective cracked cross section properties) แสดงดังตารางที่ 3.68 คาบการสั่นไหวพื้นฐานเท่ากับ 6.45 วินาที เป็นการโยกตัวในทิศทาง X สำหรับแต่ละโหมดสามารถพิจารณาลักษณะการโยกตัวได้จากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทางแนวราบ X (Ux), และ Y (Uy) และ ค่าความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกนดิ่ง Z (Rz) หากค่าความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz มีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux และ Uy ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการเคลื่อนที่ของการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่ง, หากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux มีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Uy และความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกน X และหากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Uy มีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล Ux และความเฉื่อยเชิงการหมุน Rz ในโหมดนั้นๆจะถือว่าโหมดดังกล่าวเป็นโหมดการเคลื่อนที่ในแนวแกน Y



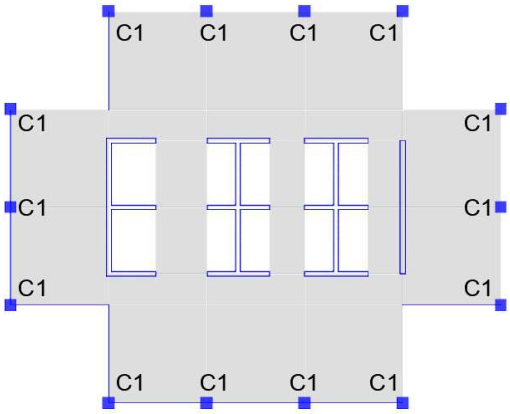
(a) แปลนพื้นชั้น 1 ถึง 5



(b) แปลนพื้นชั้น 6 ถึง 14

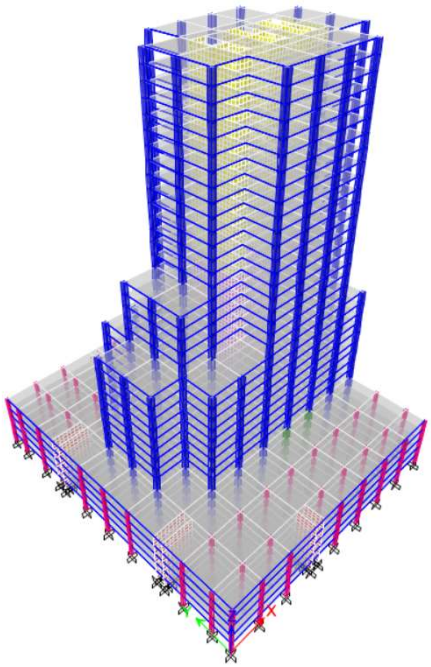


(c) แปลนพื้นชั้น 15 ถึง 19



(d) แปลนพื้นชั้น 20 ถึง 34

รูปที่ 3.146 อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง



รูปที่ 3.147 แบบจำลอง 3 มิติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 34 ชั้น (B34)

ตารางที่ 3.61 คุณสมบัติพื้นฐานอาคาร 34 ชั้น (B34)

Number of stories	34
Total height (m)	102
Typical story height (m)	3
Seismic weight (kN)	668,005
Percentage of walls per floor area at the base	1.44%
Percentage of columns per floor area at the base	0.95%
Maximum wall thickness (m)	0.5
Maximum column cross-section (m x m)	1.2 x 1.2
f'_c for vertical elements (MPa)	50
f'_c for horizontal elements (MPa)	35
Vertical rebar yield strength f_y (MPa)	400

ตารางที่ 3.62 ความหนาและความยาวของกำแพง

Story	Wall thickness (m)	Wall length (m)
1-5	0.50	144.9
6-19	0.45	90.4
20-34	0.40	90.4

ตารางที่ 3.63 ขนาดหน้าตัดของเสา

Story	Symbol	Cross-section dimension (m x m)	No. of Columns
1-5	C1	1 x 1	19
	C2	1.2 x 1.2	7
	C3	0.6 x 0.6	53
6-8	C1	1 x 1	25
	C2	1.2 x 1.2	1
9-14	C1	1 x 1	26
15-19	C1	1 x 1	17
20-34	C1	1 x 1	14

ตารางที่ 3.64 ความหนาของแผ่นพื้น

Story range	Area (m^2)	Slab thickness (m)
1-5	5044.5	0.25
6-14	1664.4	0.25
15-19	1099.9	0.25
20-34	958.8	0.25

ระบบโครงสร้างของอาคารออกแบบด้วยการรวมน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61, 2561) ดังแสดงในหัวข้อ 3.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 34 ชั้นออกแบบโดยใช้ระบบต้านแรงด้านข้างแบบกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ ตารางที่ 3.65 แสดง**ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) และตัวประกอบความสำคัญของอาคารตัวอย่าง (Importance Factor, I)** การออกแบบน้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่ในแต่ละชั้นแสดงดังตารางที่ 3.66 และการออกแบบต้านทานแรงลมจากข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2544 ดังตารางที่ 3.17 ค่าความเร่งสเปกตรัมเชิงเส้นตัวแทนแรงแผ่นดินไหวในพื้นที่กรุงเทพมหานครฯ แสดงดังรูปที่ 3.14 โดยไม่มีการเพิ่มค่าแรงบิดในการออกแบบที่ต้องต้านทานของโครงสร้าง

ตารางที่ 3.65 ค่าตัวประกอบในการออกแบบอาคาร 34 ชั้น (B34)

Factors	Values
R	6
C_d	5
Ω_0	2.5
I	1.25

ตารางที่ 3.66 น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (SDL) และน้ำหนักบรรทุกจร (LL)

ชั้น	SDL (kPa)	LL (kPa)
1^{st}-36^{th}	2.5	3.0

3.7.2.2 วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA)

แรงแผ่นดินไหวคำนวณได้จากวิธี RSA ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302 ซึ่งมีการคำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และแรงภายในต้องถูกคูณปรับค่าเพื่อให้แรงเฉือนที่ฐาน (V_t) ไม่น้อยกว่าร้อยละ 85 ของแรงเฉือนที่ฐาน (V) จากการคำนวณด้วยวิธี equivalent lateral force (ELF) ซึ่งใช้ตัวคูณปรับค่า (scaling factor, SF) คำนวณได้จาก $0.85V/V_t$ และต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1

การวิเคราะห์วิธี RSA ใช้แบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นสามมิติ พิจารณาคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้างเป็นหน้าตัดแตกร้าวซึ่งมีค่าสติฟเนสประสิทธิผลดังตารางที่ 3.18 ในที่นี้คาบพื้นฐานจากวิธี RSA มีค่ามากกว่าค่าคาบสูงสุดที่ มยผ.1301/1302-61 กำหนดซึ่งเป็นค่าที่นำไปใช้คำนวณแรงในวิธี ELF ซึ่งคาบสูงสุด (T_a) คำนวณจาก 1.5 คูณ 0.02 คูณความสูงของอาคารตัวอย่าง ($T_a = 1.5 \times 0.02 \times H = 3.06\,\text{sec}$) ตารางที่ 3.67 แสดงแรงเฉือนที่ฐานออกแบบจากวิธี RSA และวิธี ELF และค่าตัวคูณปรับค่าสำหรับอาคาร 34 ชั้น ตัวประกอบปรับผลตอบสนองประสิทธิผล (R_{eff}) ซึ่งแสดงถึงอัตราส่วนระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (โดยไม่มีค่าตัวประกอบใดๆ เช่น *R* และ *I*) กับ ค่าแรงเฉือนที่ฐานที่คูณปรับค่าแล้วในวิธี RSA (V_{RSA}) ตัวประกอบปรับผลตอบสนองประสิทธิผลแสดงดังตารางที่ 3.67 สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ที่ กทม.

ตารางที่ 3.67 แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และวิธี ELF และค่าปรับแก้ของอาคาร 34 ชั้น ที่ตั้งอยู่ที่ กทม.

Direction	EQX	EQY
$0.85V_{ELF}$ (kN)	15,202	15,202
V_t (kN)	6,459	7,593
SF	2.35	2.0
$R_{eff}=R/(SF\times I)$	2.04	2.40

การวิเคราะห์วิธี RSA จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองจากหลายโหมด โดยในที่นี้พิจารณา 30 โหมด เพื่อให้เพียงพอที่จะทำให้ผลรวมน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมดมีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของอาคารตามข้อกำหนดของมาตรฐาน มยผ.1301/1302 คุณสมบัติของโหมดการสั่นไหว 30 โหมดแสดงในตารางที่ 3.68 สำหรับอาคารสูง 34 ชั้น โหมดที่ 1, โหมดที่ 2 และโหมดที่ 3 แสดงโหมดการโยกตัวในทิศทางแกน X , โหมดการบิดตัวรอบแกนแนวดิ่ง, และโหมดการโยกตัวในทิศทางแกน Y ตามลำดับ

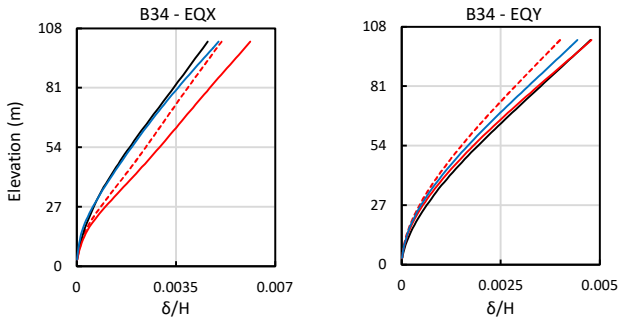
อาคารนี้มีความสมมาตรรอบแกน X โหมดที่ 1 ที่เป็นการเคลื่อนที่ทิศทาง X จึงไม่คู่ควบกับการบิด แต่โหมดที่ 2 และ 3 มีการคู่ควบระหว่างการเคลื่อนที่ทิศทาง Y และการบิดตัวรอบแกนดิ่ง แต่การคู่ควบค่อนข้างน้อยในที่นี้จึงสมมติว่าไม่มีการคู่ควบระหว่างการเคลื่อนที่ทิศทาง Y และการบิดตัวรอบแกนดิ่ง

ตารางที่ 3.68 คุณสมบัติของ 30 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร 34 ชั้น (B34)

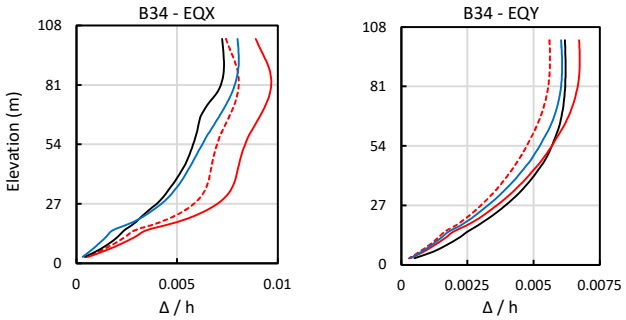
Mode number	Period (sec)	UX	UY	RZ
1	6.45	45%	0	0
2	4.837	0	1%	24%
3	4.071	0	42%	0%
4	1.757	16%	0	0
5	1.236	0	2%	20%
6	0.802	10%	0	0
7	0.777	0	21%	1%
8	0.578	0	1%	24%
9	0.462	9%	0	0
10	0.37	0	3%	8%
11	0.313	0	9%	2%
12	0.305	5%	0	0
13	0.223	0	1%	2%
14	0.208	3%	0	0
15	0.183	0	7%	2%
16	0.156	0	1%	2%
17	0.151	2%	0	0
18	0.126	0	0%	5%
19	0.12	0	3%	1%
20	0.113	2%	0	0
21	0.105	0	0%	2%
22	0.091	2%	0	0
23	0.088	0	2%	0%
24	0.084	0	0%	1%
25	0.076	2%	0	0
26	0.07	0	0%	0%
27	0.069	0	1%	0%
28	0.065	1%	0	0
29	0.061	0	0%	2%
30	0.058	0	1%	0%
		96%	**97%**	**97%**

3.7.2.3 ความถูกต้องของวิธี RSA

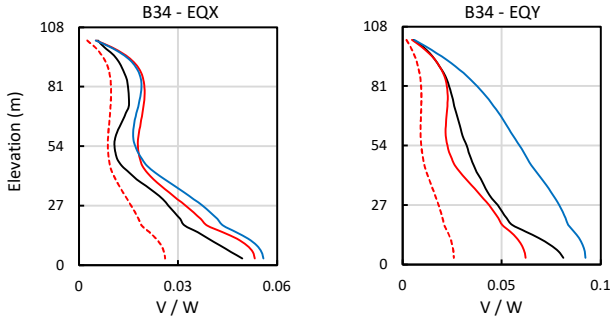
รูปที่ 3.148 แสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แรงเฉือนรวมทั้งชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำของชั้นที่ได้จากวิธี RSA LRSA $LRSA_{uncracked}$ และ NLRHA ซึ่งค่าจากวิธี NLRHA ถือเป็นค่าที่ถูกต้องที่สุดที่ใช้เป็นค่าอ้างอิง สังเกตได้ว่า วิธี RSA ให้ค่าประมาณที่ต่ำเกินไปของแรงเฉือนที่ต้องต้านทานเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ในขณะที่วิธี RSA ให้ค่าประมาณที่ดีของการกระจัดที่จุดศูนย์กลางมวลและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X แต่ให้ค่าประมาณที่ต่ำไปเล็กน้อยภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y อย่างไรก็ตามจะเห็นได้ว่าวิธี LRSA และ $LRSA_{uncracked}$ ให้ค่าประมาณของแรงที่ต้องต้านทานที่ดีเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA แต่ให้ค่าประมาณของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจัดที่จุดศูนย์กลางมวลสูงกว่าทุกวิธีภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X ในขณะที่วิธี $LRSA_{uncracked}$ ให้ค่าประมาณที่สูงเกินไปของแรงที่ต้องต้านทานอย่างมีนัยสำคัญภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y



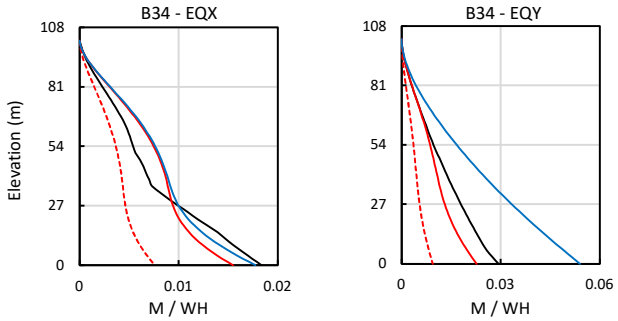
(a) Floor displacement



(b) Inter-story drift ratio



(c) Story shear



(d) Story overturning moment

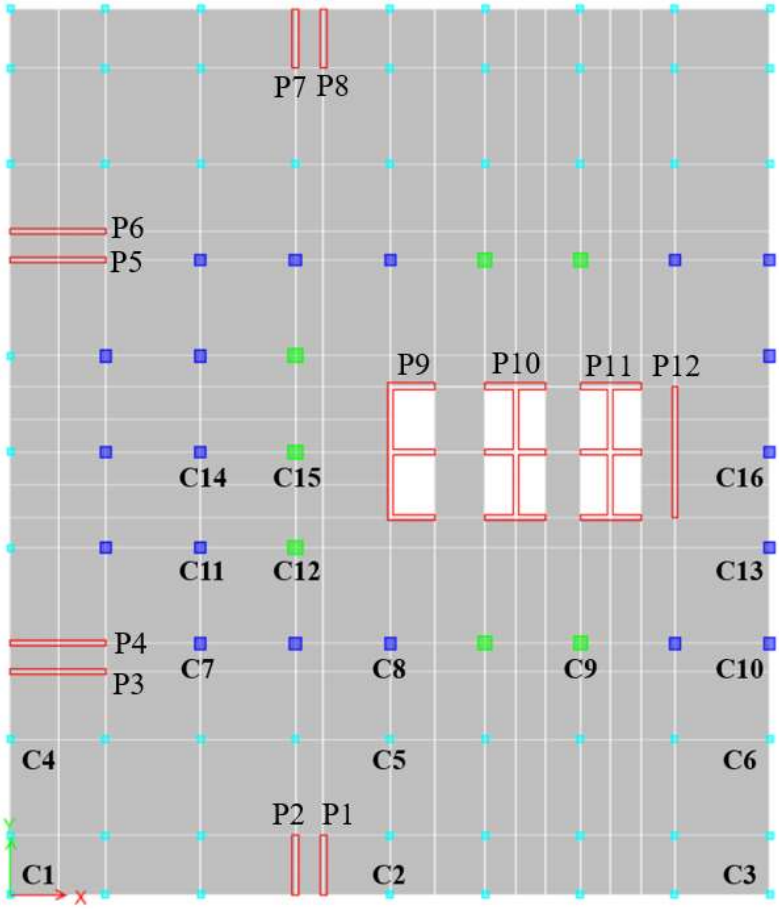


รูปที่ 3.148 (a) การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้น (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี RSA, LRSA, LRSA uncracked และ NLRHA สำหรับพื้นที่กรุงเทพกระทำในแนวราบทิศทาง X และ Y

A. องค์อาคารในแนวดิ่ง (vertical member)

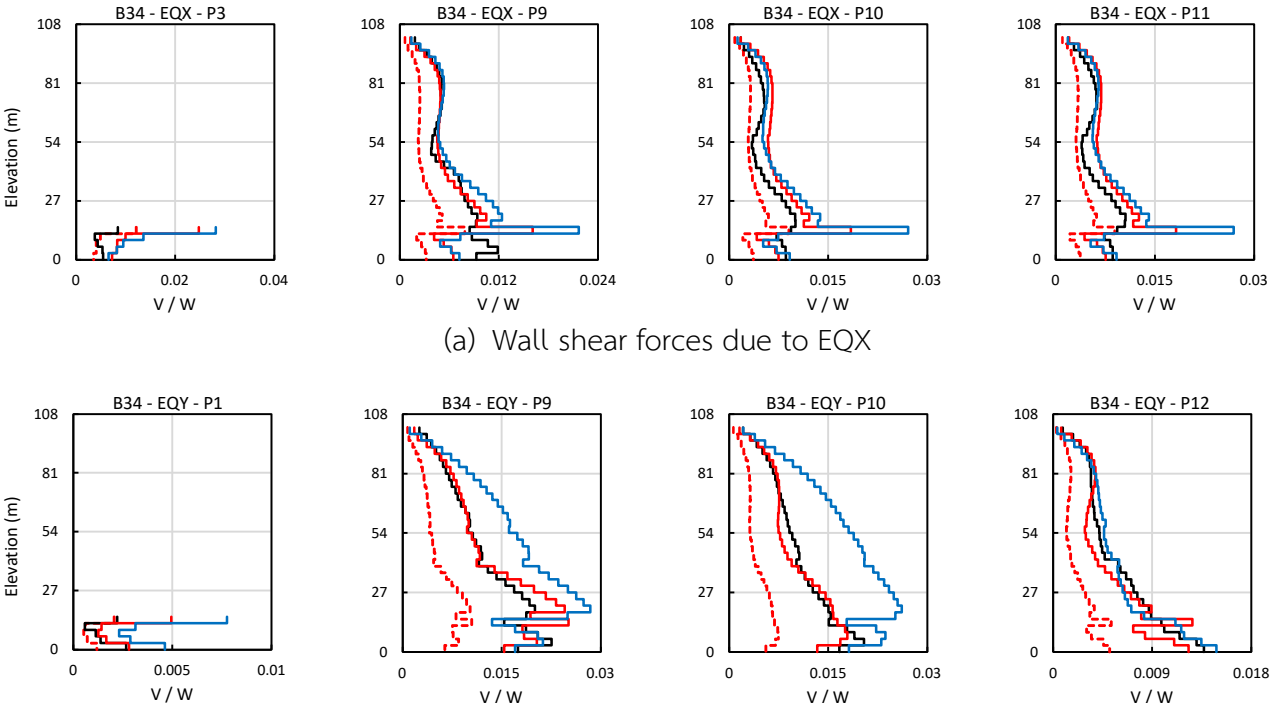
เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค์อาคารแนวดิ่งได้แก่กำแพงโครงสร้างรับแรงเฉือนและเสา ซึ่งคำนวณได้จากวิธี RSA, วิธี LRSA, วิธี $LRSA_{uncracked}$ และวิธี NLRHA ในพื้นที่กรุงเทพ แสดงได้ดังรูปที่ 3.150 ถึงรูปที่ 3.155 การกำหนดชื่อขององค์อาคารกำแพงโครงสร้างและเสาสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 34 ชั้นแสดงดังรูปที่ 3.149 จากรูปที่ 3.150 ถึง 3.155 พบว่าวิธี RSA ให้ค่าแรงที่ต้องต้านทานสำหรับใช้ในการออกแบบต่ำกว่าวิธี LRSA ,วิธี $LRSA_{uncracked}$, และ NLRHA เนื่องจากถูกหารด้วยค่า R และคูณด้วยตัวคูณปรับค่า SF ในขณะที่วิธี $LRSA_{uncracked}$ ให้ค่าประมาณที่มากกว่าวิธีอื่น ค่าจากวิธี LRSA ให้ค่าแรงภายในที่ค่อนข้างใกล้เคียงกับ NLRHA ที่บางตำแหน่งเช่นในกำแพงที่อยู่บริเวณ podium เท่านั้น เช่น P1 และ P3 ค่าจาก RSA ค่อนข้างใกล้เคียงกับค่าจาก NLRHA ดังรูปที่ 3.150 และ 3.151

สำหรับอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่งสังเกตได้ว่าค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานของกำแพงและเสามีการเปลี่ยนแปลงสูงมากในบริเวณชั้นบนสุดของส่วนฐาน (podium level, PL) และในชั้นที่สูงหรือต่ำกว่านั้นไปอีกหนึ่งหรือสองชั้น เนื่องมาจากการลดขนาดแปลนของอาคารแบบขั้นบันไดตามความสูง ทำให้แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่กำแพงและเสาบริเวณส่วนฐานชั้น PL มีค่ามากผิดปกติ



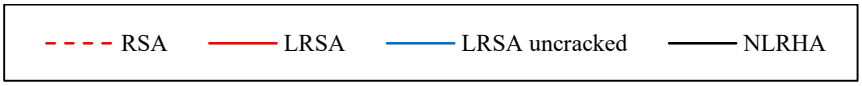
รูปที่ 3.149 การกำหนดชื่อของกำแพงและเสาในอาคาร 34 ชั้น (B34)

A1. กำแพงรับแรงเฉือน

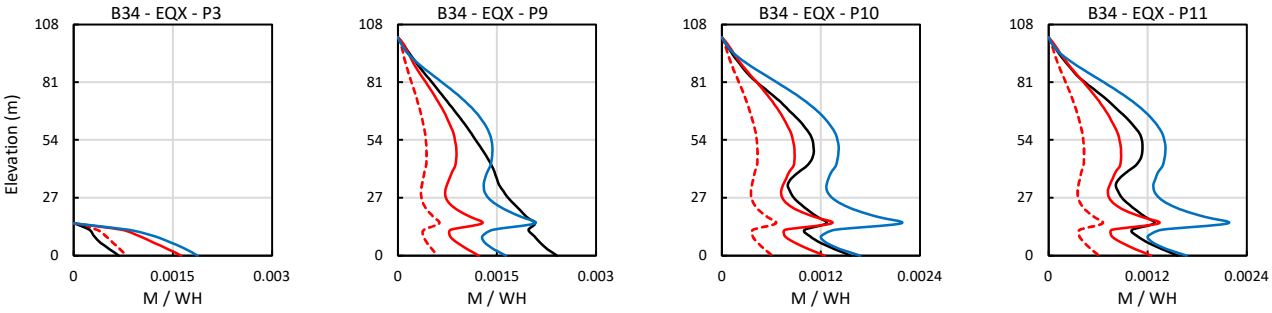


(a) Wall shear forces due to EQX

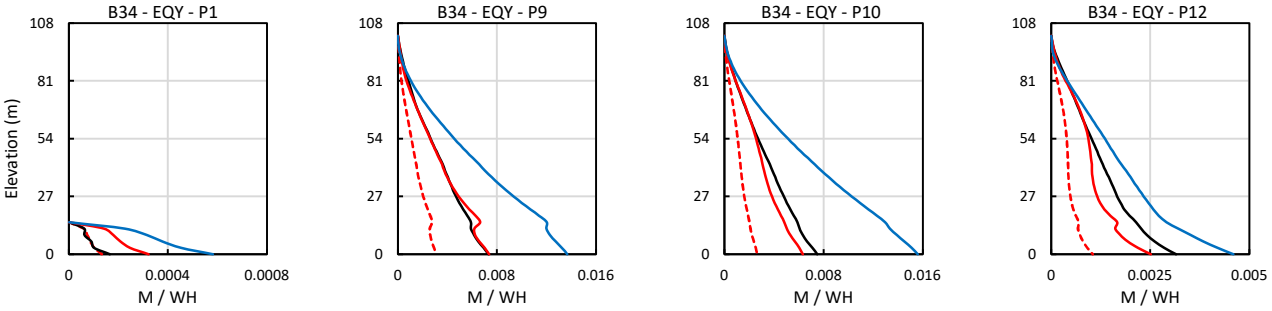
(b) Wall shear forces due to EQY



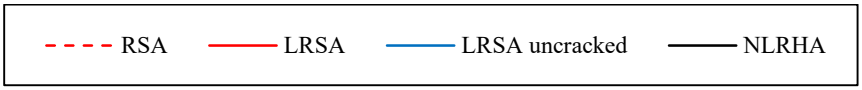
รูปที่ 3.150 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง (a) X และ (b) Y



(a) Wall bending moment due to EQX

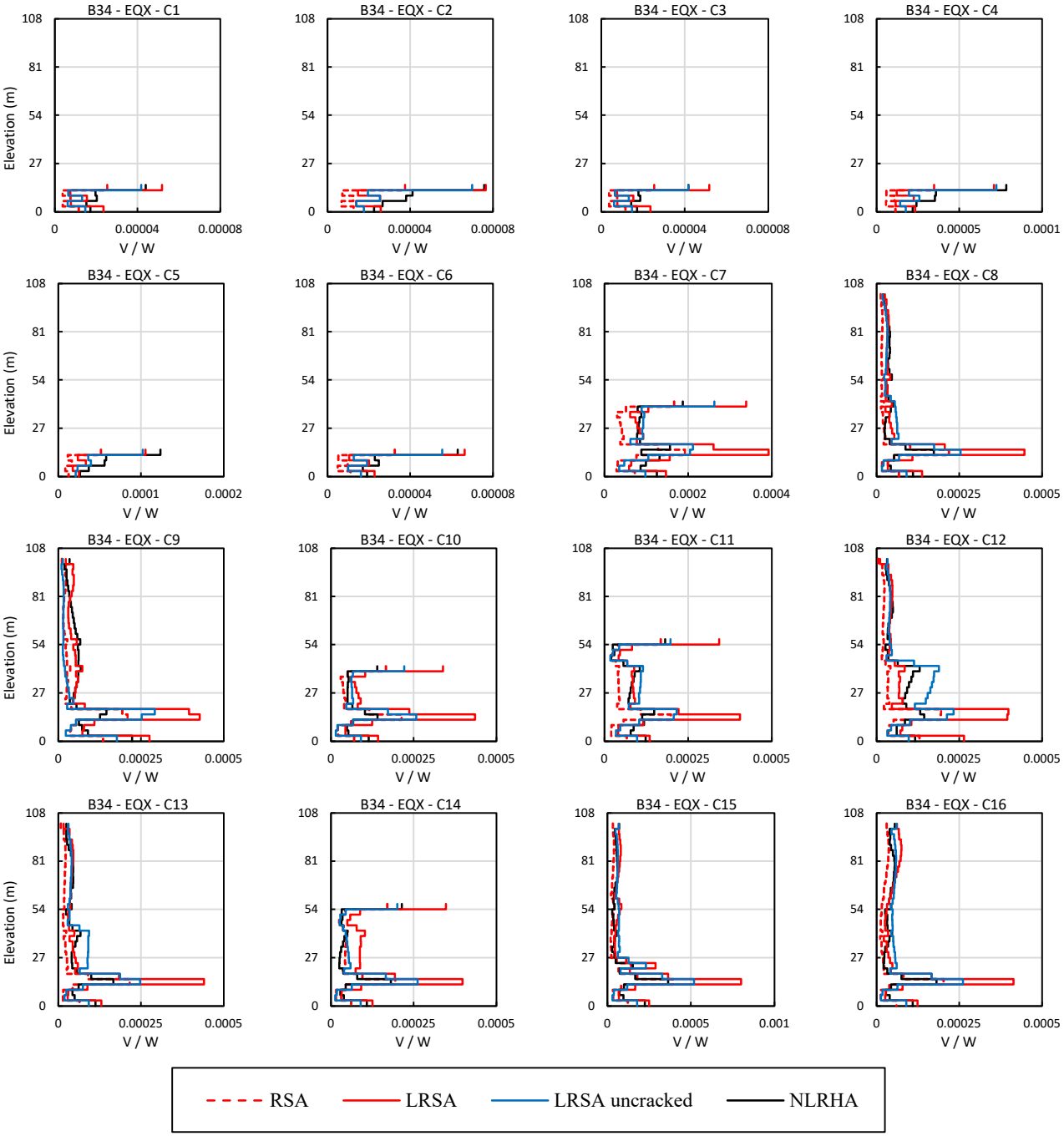


(b) Wall bending moment due to EQY

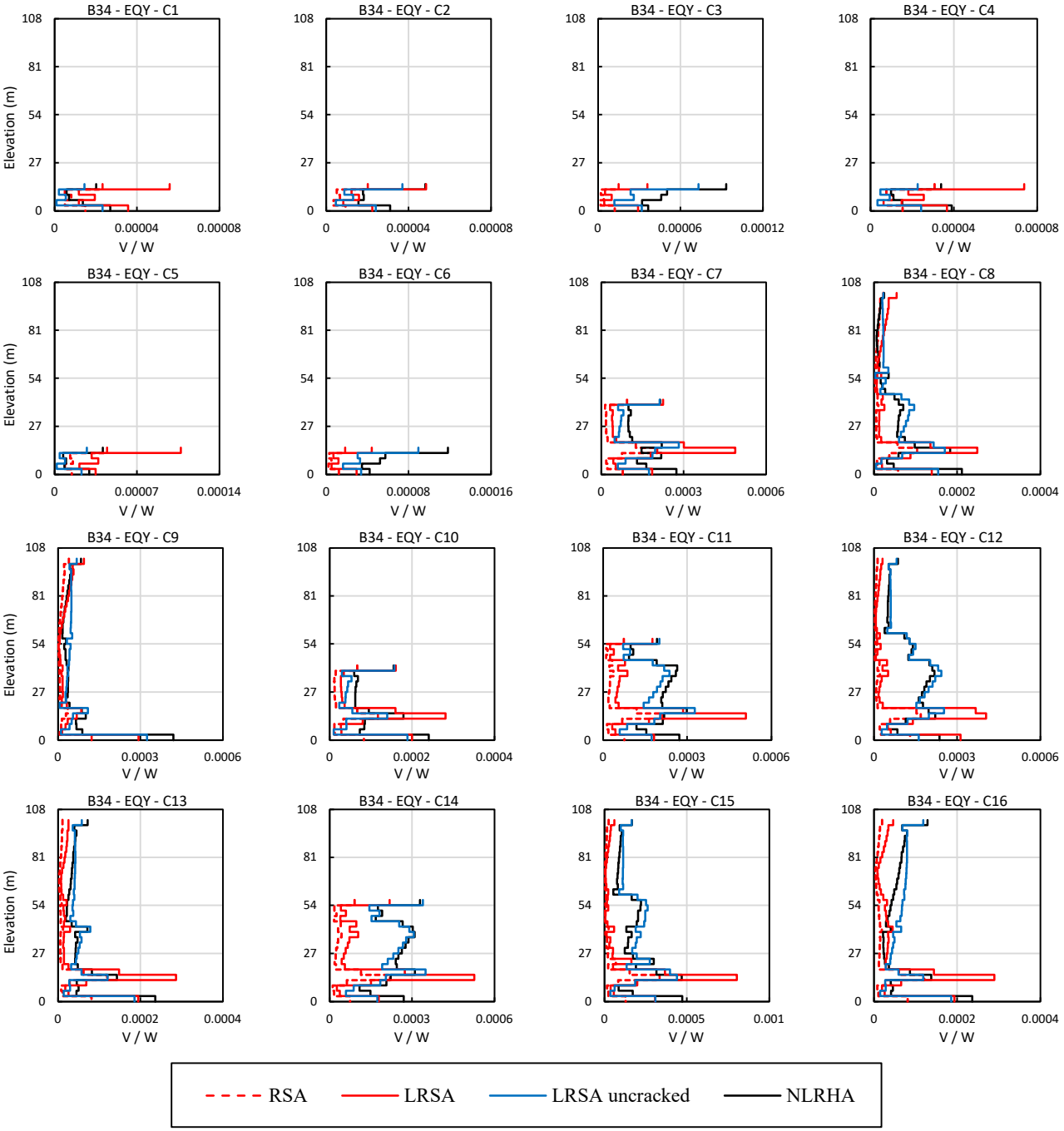


รูปที่ 3.151 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง (a) X และ (b) Y

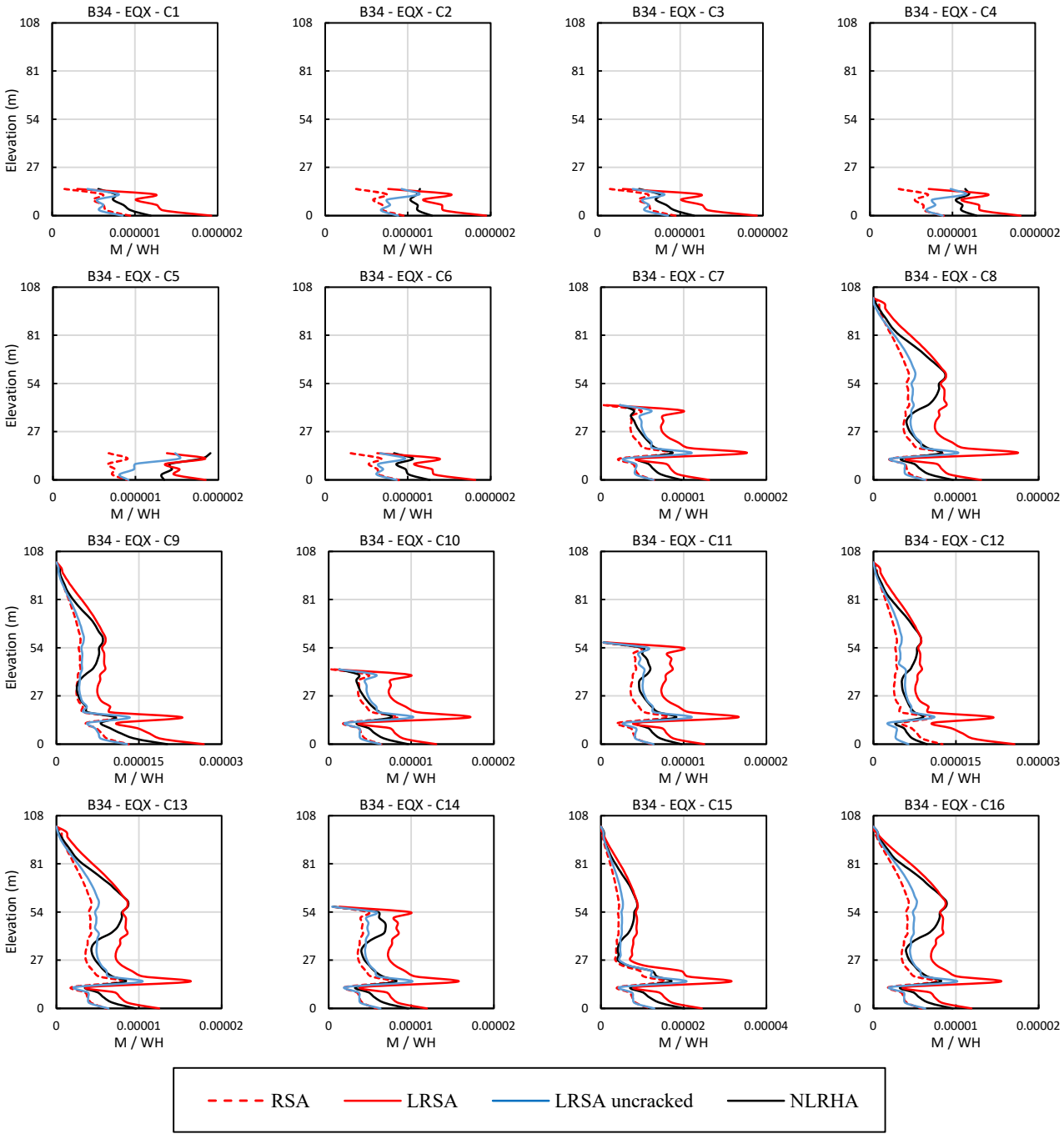
A2. เสา



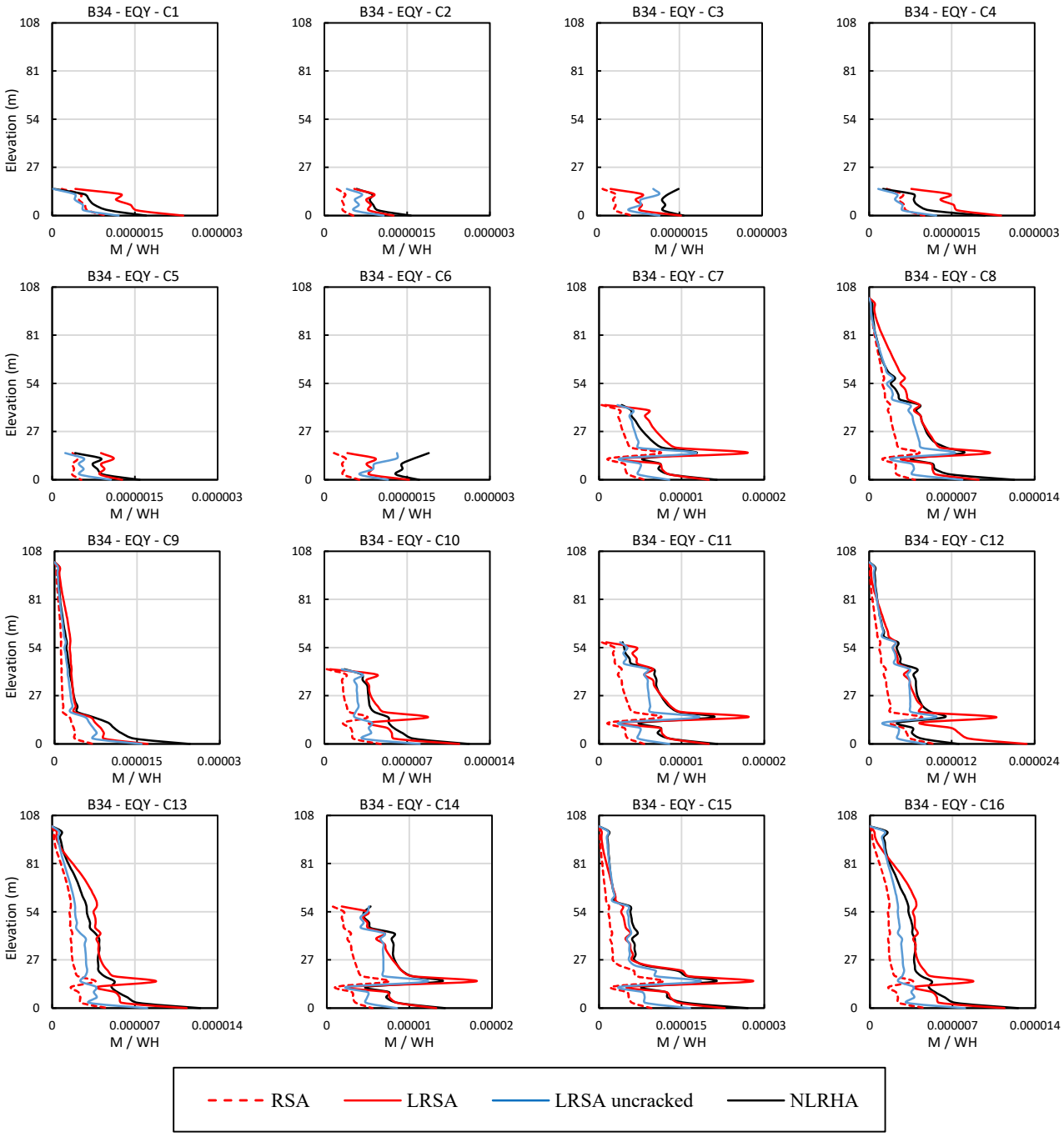
รูปที่ 3.152 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X



รูปที่ 3.153 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y



รูปที่ 3.154 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X



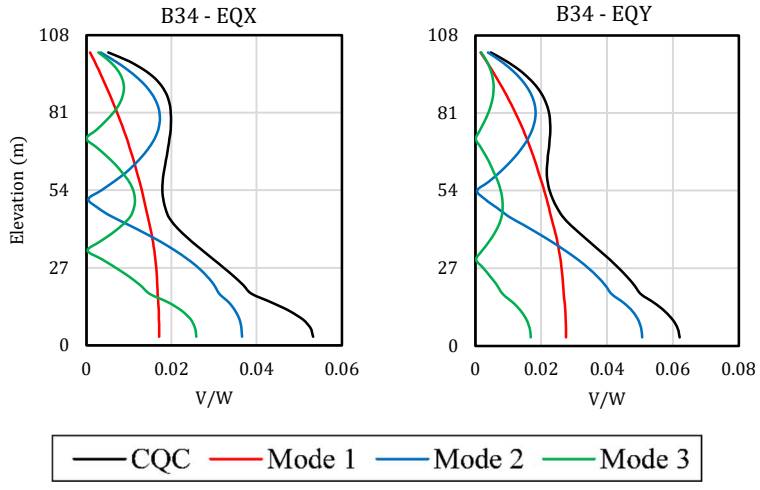
รูปที่ 3.155 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง Y

3.7.2.4 การตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด

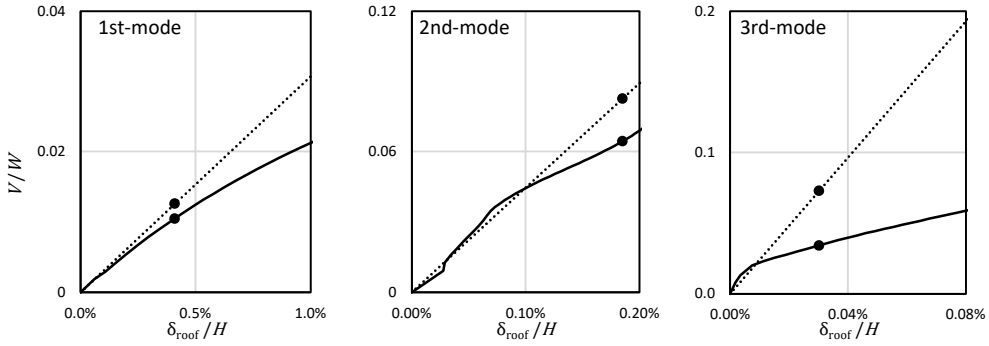
ในการพิจารณาการตอบสนองไม่เชิงเส้นในแต่ละโหมด ใช้วิธี modal pushover analysis (MPA) (Chopra and Geol 2002) เพื่อศึกษาทั้งแบบจำลองโครงสร้างเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น จากนั้นคำนวณตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) ในแต่ละโหมด จากอัตราส่วนระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานเชิงเส้นและค่าแรงเฉือนที่ฐานแบบไม่เชิงเส้น เมื่อการกระจัดที่ยอดอาคารเท่ากับค่าเป้าหมายสำหรับแต่ละโหมด

Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้นของแรงเฉือนระหว่างชั้นใน 3 โหมดแรกของการโยกตัวในทิศทาง X และ Y แสดงดังรูปที่ 3.156 ซึ่งพบว่าการมีส่วนร่วมของ 3 โหมดแรกนั้นสำคัญต่อการตอบสนองของแรง โหมดที่ 2 ของการเคลื่อนที่ทิศทาง X และ Y ซึ่งตรงกับโหมดที่ 4 และ 7 ในตารางที่ 3.68 มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญต่อแรงเฉือนที่ฐาน โดยมีอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลเท่ากับ 16% และ 21% ตามลำดับ

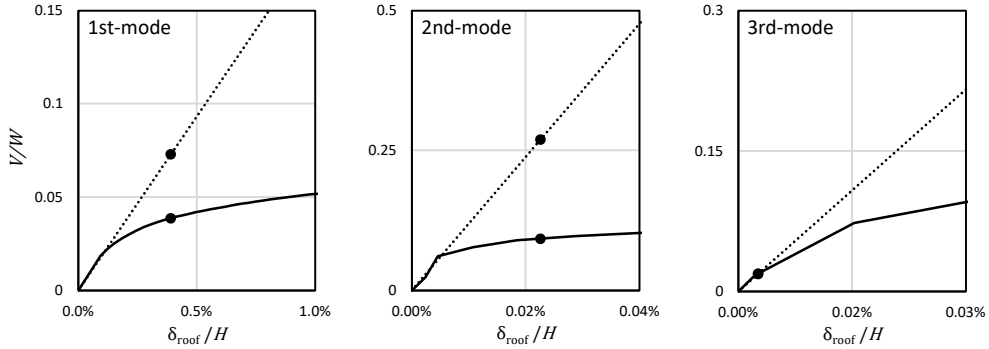
สำหรับโครงสร้างอาคารมีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่งสามารถพิจารณา 3 โหมดแรกเป็นพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในการประมาณค่าแรงที่ต้องต้านทาน รูปที่ 3.157 แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้น จุดสีดำแสดงการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุด ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) แต่ละโหมดแสดงได้ดังตารางที่ 3.69 ซึ่งพบว่า R_i ของ 3 โหมดแรกมีค่าในช่วง 1.20 ถึง 2.14 ซึ่งมีค่าเป็น 1 ใน 2.8 ถึง 5 เท่าของค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R =6) ซึ่งเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบอาคารหลังนี้ ในทิศทาง X ค่า R_i เพิ่มขึ้นในโหมดที่สูงขึ้นซึ่งแตกต่างจากอาคารทั่วไป แต่ในทิศทาง Y ค่า R_i อยู่ในช่วง 1 ถึง 2.92 ซึ่งมีค่าเป็น 1 ใน 2.05 ถึง 6 เท่าของค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง ค่า R_i สำหรับโหมดที่ 3 ในทิศทาง Y ค่าเท่ากับ 1 คือมีพฤติกรรมการตอบสนองยังอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาอาคารอื่นๆ ส่วนใหญ่



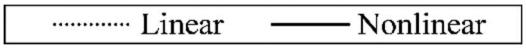
รูปที่ 3.156 Modal contribution ของการตอบสนองเชิงเส้น: แรงเฉือนระหว่างชั้น



(a) First three translational mode in X-direction



(b) First three translational mode in Y-direction



รูปที่ 3.157 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการกระจัดที่ชั้นสูงสุดจากวิธี pushover analysis เชิงเส้นและไม่เชิงเส้นกับการกระจัดเป้าหมายที่ชั้นสูงสุดของอาคาร 34 ชั้น ภายใต้แผ่นดินไหว (a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y

ตารางที่ 3.69 ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (R_i) แต่ละโหมดในทิศทาง X และ Y

Direction	X	Y
Mode 1	1.20	1.89
Mode 2	1.28	2.92
Mode 3	2.14	1.00

3.7.2.5 วิธี Modified response spectrum analysis

3.7.2.5.1 การคำนวณค่าแรงเฉือน

วิธี MRSA คำนวณค่าแรงเฉือนจากวิธี $MRSA_{HE}$ และ $MRSA_{HI}$ ตามสมการที่ 3.12 และ 3.13 ตามลำดับ

$$V_{\mathrm{MRSA_{HE}}} = I\sqrt{\left(\frac{SF\times\Omega_0}{R}V_{1e}\right)^2+V_{2e}^2+V_{3e}^2+V_{4e}^2\cdots} \tag{3.12}$$

$$V_{\mathrm{MRSA_{HI}}} = I\sqrt{\left(\frac{V_{1e}}{R_1}\right)^2+\left(\frac{V_{2e}}{R_2}\right)^2+\left(\frac{V_{3e}}{R_3}\right)^2+\left(\frac{V_{4e}}{R_4}\right)^2+\cdots} \tag{3.13}$$

โดยที่ I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร, SF คือตัวคูณปรับค่าแรงภายในสำหรับการออกแบบที่คำนวณจากสมการ $SF = 0.85V_{ELF}/V_t$, Ω_0 คือตัวประกอบกำลังส่วนเกิน, V_{ie} คือแรงเฉือนยืดหยุ่นในโหมด i และ R_i คือตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนองในโหมด i

แรงที่ต้องต้านทานแบบยืดหยุ่นทั้งหมดพิจารณาจากโหมดการสั่นไหว 30 โหมดจากโปรแกรม ETABS สำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ พฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นของโหมดแรกคำนวณได้จากค่ายืดหยุ่นของโหมดแรกคูณด้วย $(SF\times\Omega_0)/R$ สรุปได้ดังตารางที่ 3.70(ก) การรวมผลจากหลายโหมดใช้วิธี CQC

ตารางที่ 3.70(ก) พฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นของโหมดแรกสำหรับวิธี $MRSA_{HE}$

Direction	X	Y
$(SF\times\Omega_o/R)$	0.98	0.83

ตารางที่ 3.70(ข) การเปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA MRSA และ NLRHA และร้อยละความคลาดเคลื่อนของวิธี RSA และ MRSA โดยใช้ NLRHA เป็นค่าอ้างอิง

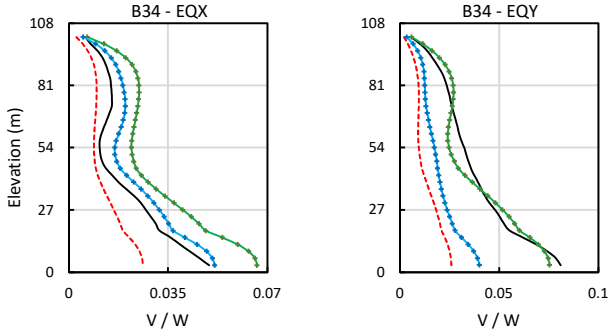
	Base shear / Total weight of building		**Error of RSA and MRSA with reference to NLRHA in percentage**	
Location	**BKK**		**BKK**	
Direction	**EQX**	**EQY**	**EQX**	**EQY**
RSA	2.6%	2.6%	-47.3%	-68.1%
MRSA	6.6%	7.5%	34.2%	-6.9%
NLRHA	4.9%	8.1%	0.0%	0.0%

รูปที่ 3.158 แสดงค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจากวิธี RSA, MRSA และ NLRHA **พบว่า**วิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ให้ค่าที่ถูกต้องกว่าจากวิธี RSA ทุกกรณี และแต่เมื่อพิจารณาวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ เปรียบเทียบกับวิธี NLRHA เนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทีละทิศทางพบว่า

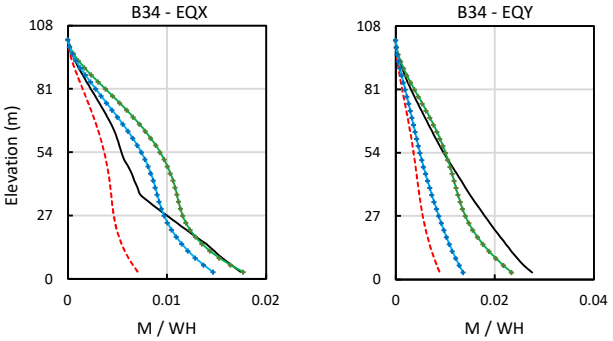
วิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ จะมีค่าสูงกว่าวิธี NLRHA เมื่อแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าประมาณที่ดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA ขณะที่วิธี $MRSA_{HI}$ ให้ผลการประมาณค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ต่ำไป

อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาองค์อาคารในแนวดิ่งพบว่าค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของกำแพงโครงสร้างรับแรงเฉือน ซึ่งคำนวณได้จากวิธี RSA, MRSA และ NLRHA ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 34 ชั้นในพื้นที่กรุงเทพแสดงดังรูปที่ 3.159 ถึงรูปที่ 3.164 พบว่าวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ให้ค่าที่ถูกต้องกว่าจากวิธี RSA ทุกกรณี วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนที่ถูกต้องดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA ในทุกกรณียกเว้นในกำแพงบริเวณ podium (P1 และ P3) ซึ่ง $MRSA_{HE}$ ให้ค่าที่สูงเกินไป ขณะวิธี $MRSA_{HI}$ ให้ผลการประมาณค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ต่ำไปเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y

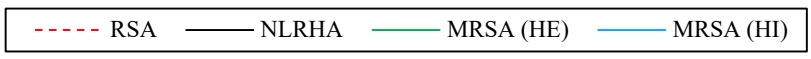
รูปที่ 3.161 ถึง 3.164 แสดงค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในเสาการคำนวณจากวิธี RSA, วิธี $MRSA_{HE}$, วิธี $MRSA_{HI}$, และวิธี NLRHA พบว่าความถูกต้องในการประมาณค่าแรงเฉือนโมเมนต์ดัดในเสาสำหรับวิธี $MRSA_{HE}$ และวิธี $MRSA_{HI}$ ค่อนข้างดีบริเวณเหนือและต่ำกว่าชั้น PL เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X แต่เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง Y วิธี MRSA ทั้งสองแนวทางให้ค่าประมาณที่ต่ำเกินไป แต่มีค่ามากผิดปกติเทียบกับชั้นอื่นๆบริเวณส่วนฐานชั้น PL เมื่อให้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X และ Y ทีละทิศทาง



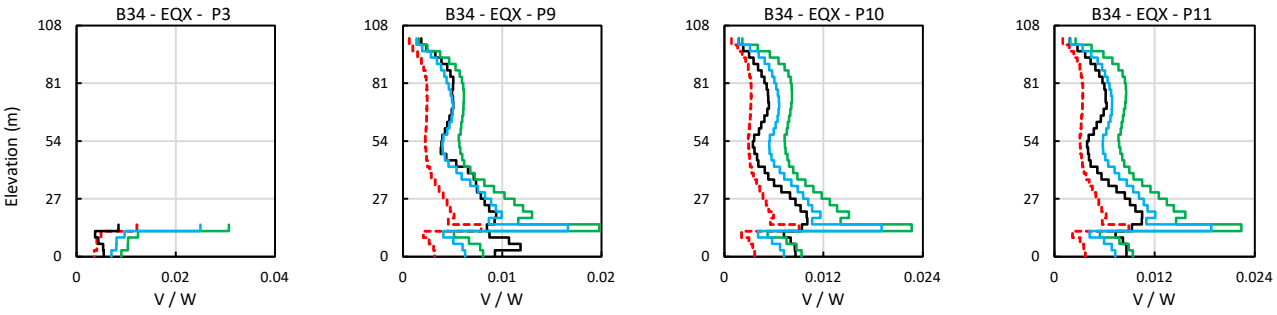
(a) Story shear



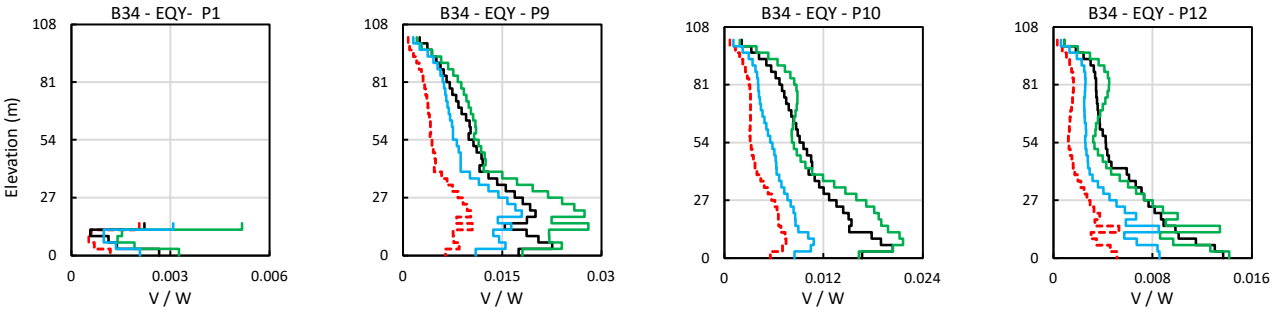
(b) Story overturning moment



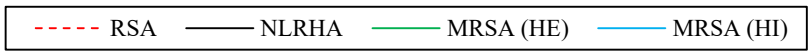
รูปที่ 3.158 ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจากวิธี RSA, MRSA และ NLRHA



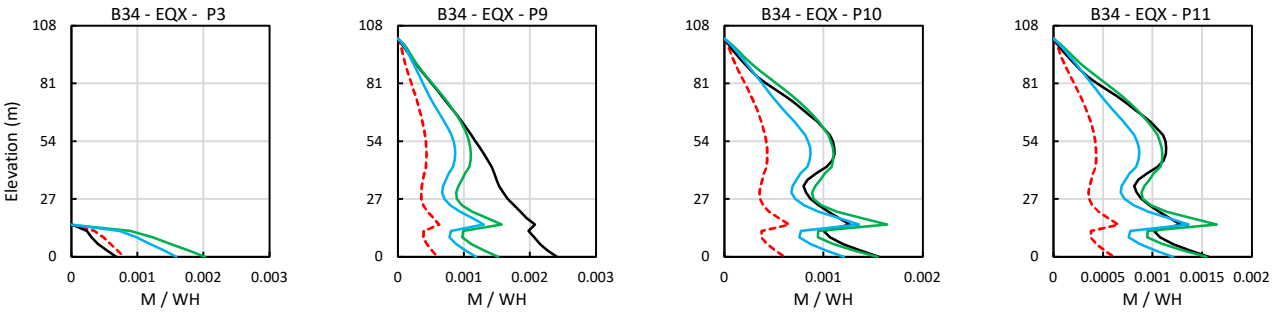
(a) Wall shear forces due to EQX



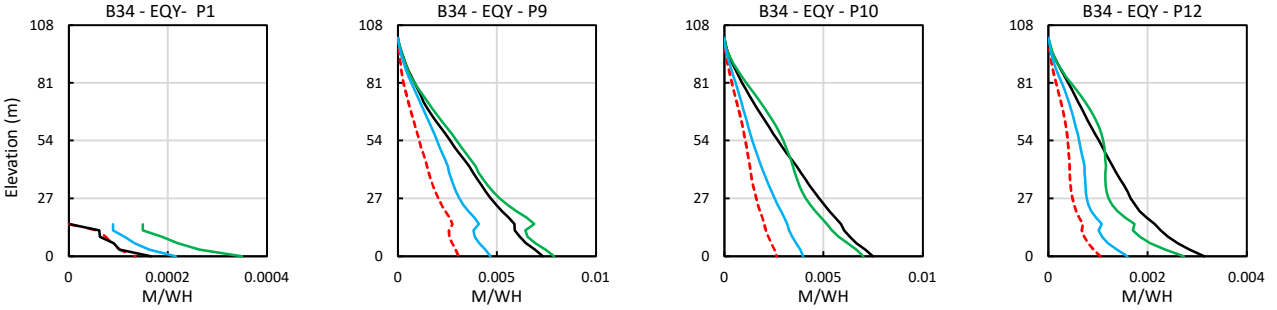
(b) Wall shear forces due to EQY



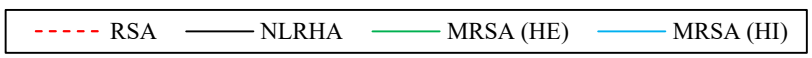
รูปที่ 3.159 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y



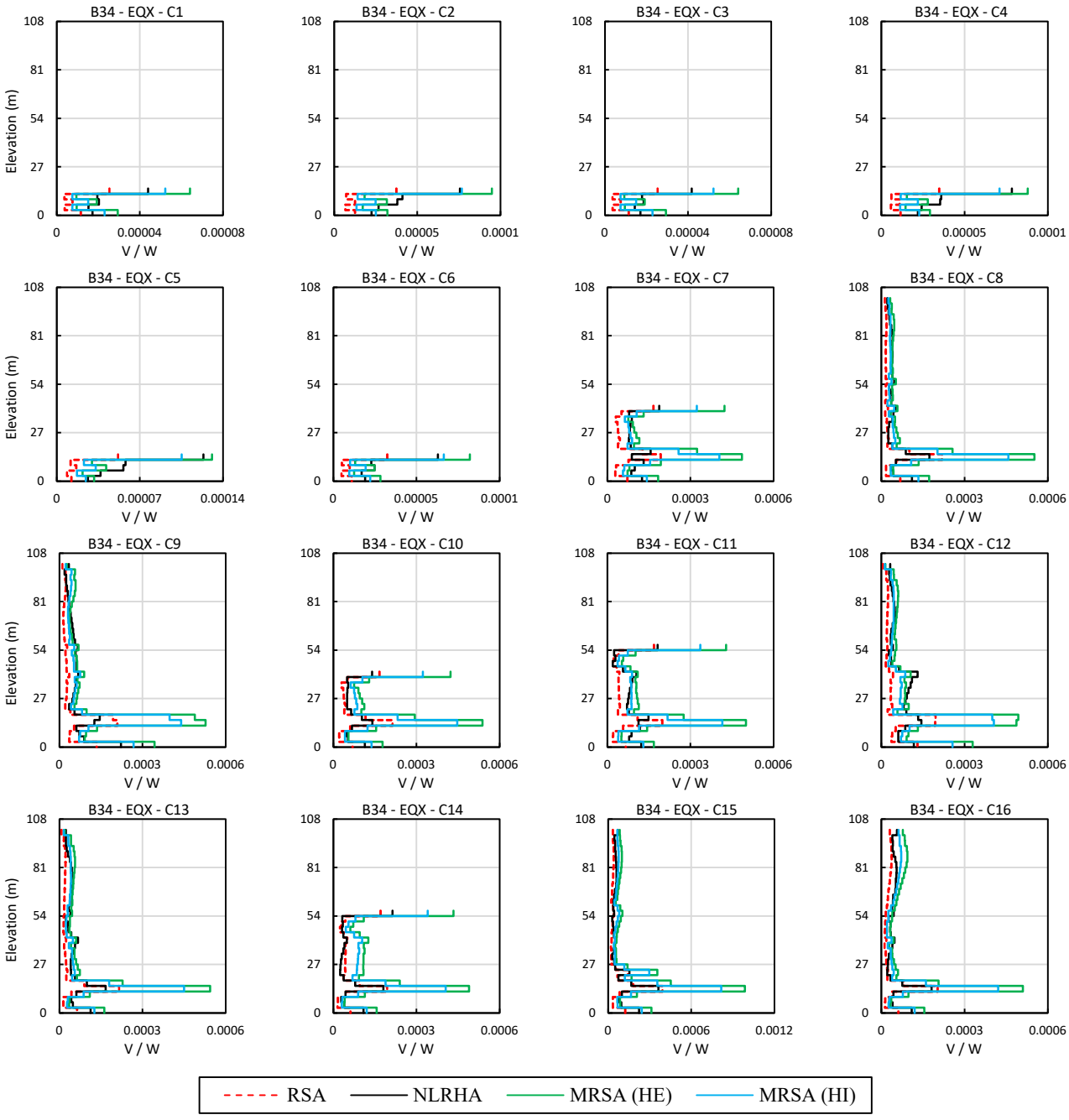
(a) Wall bending moment due to EQX



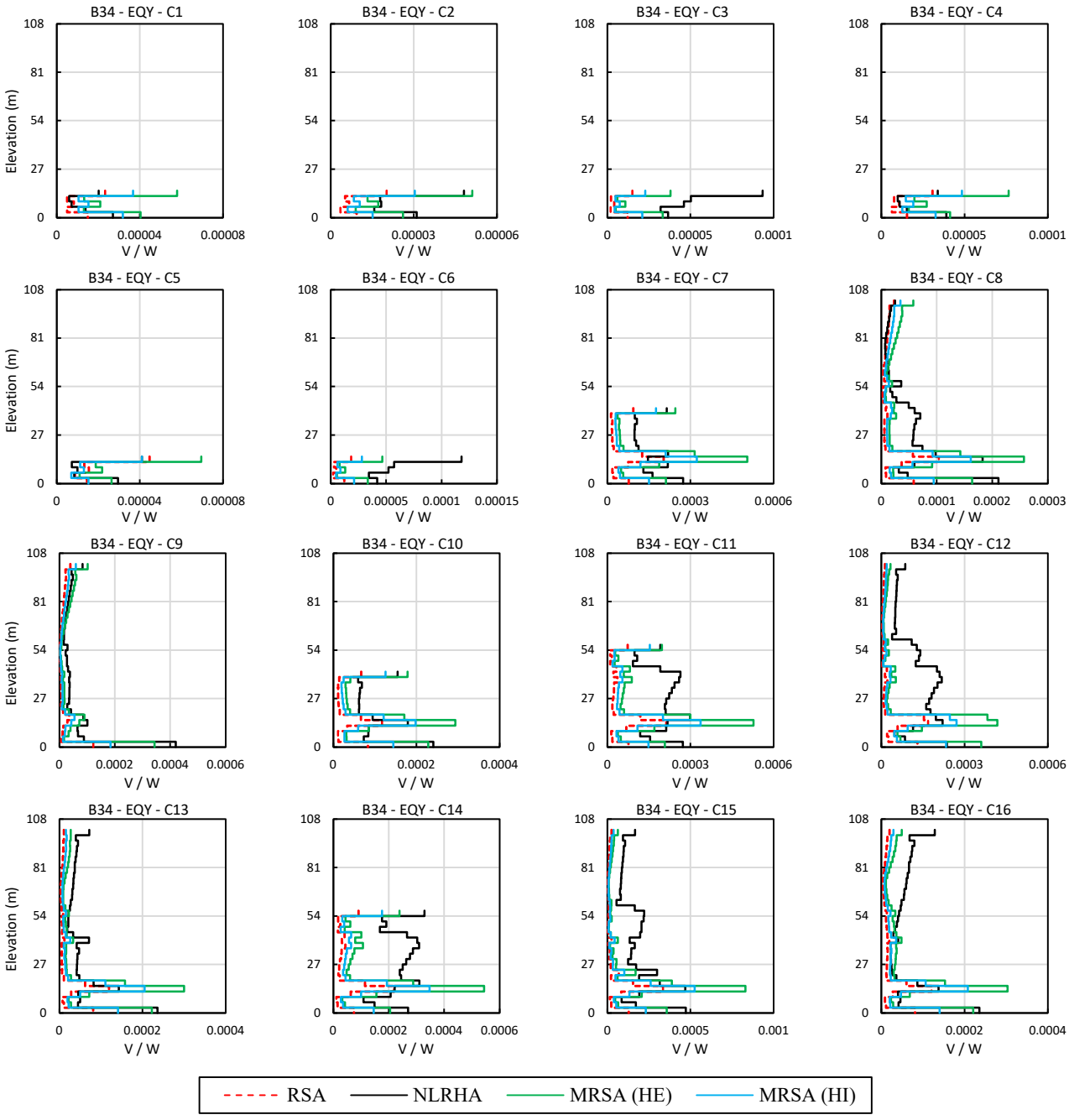
(b) Wall bending moment due to EQY



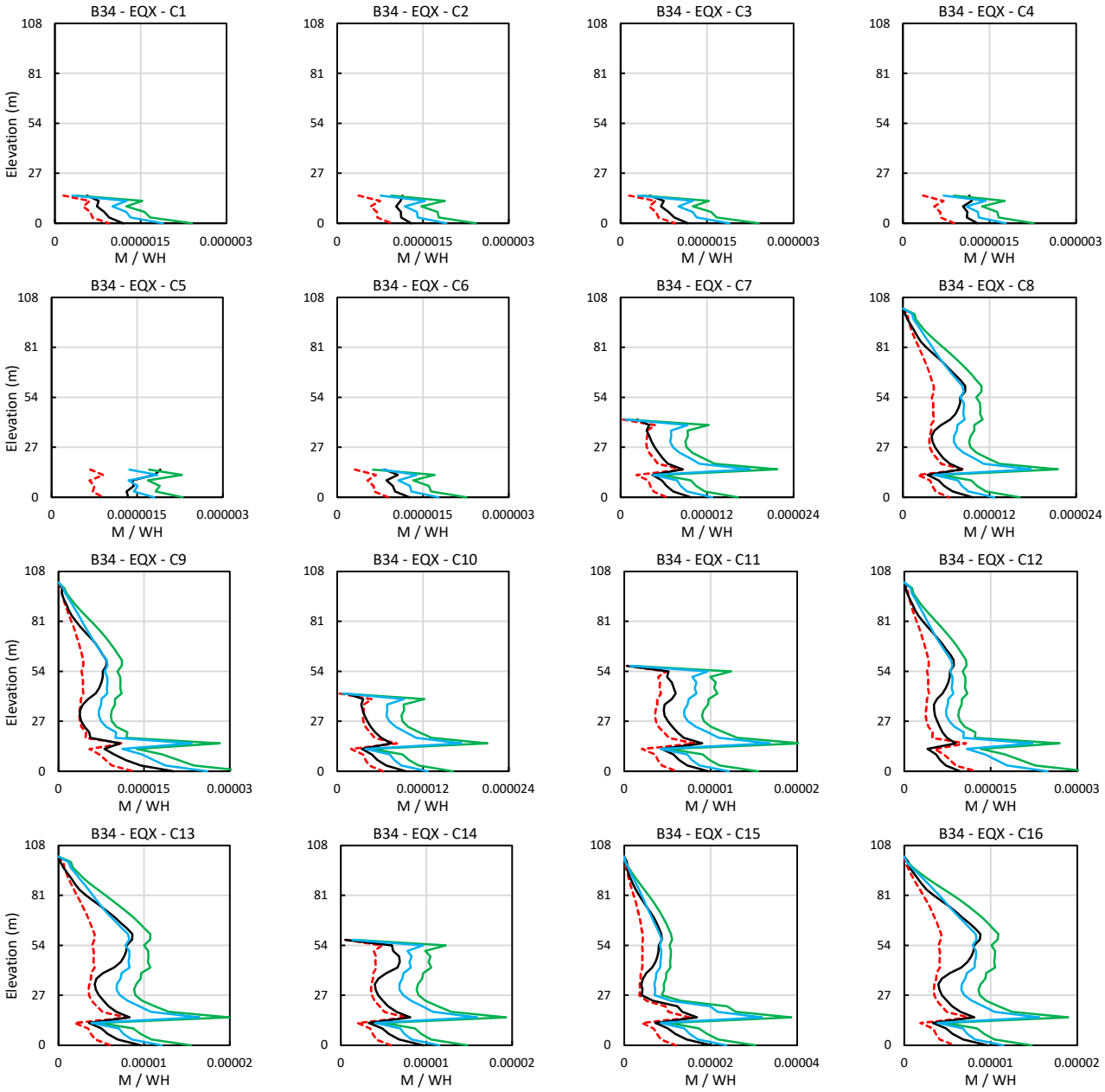
รูปที่ 3.160 โมเมนต์ดัดในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X และ Y



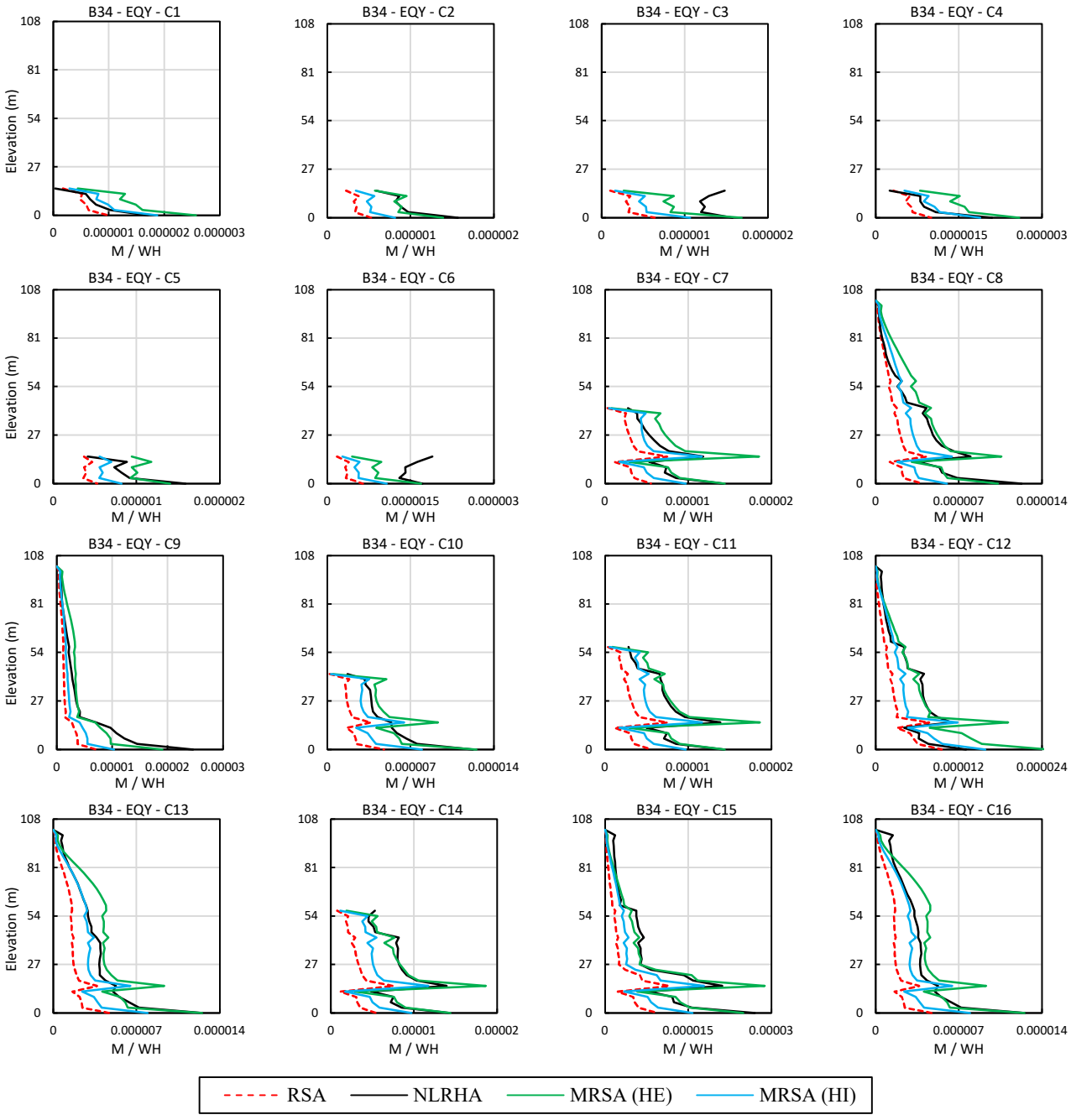
รูปที่ 3.161 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X



รูปที่ 3.162 แรงเฉือนในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y



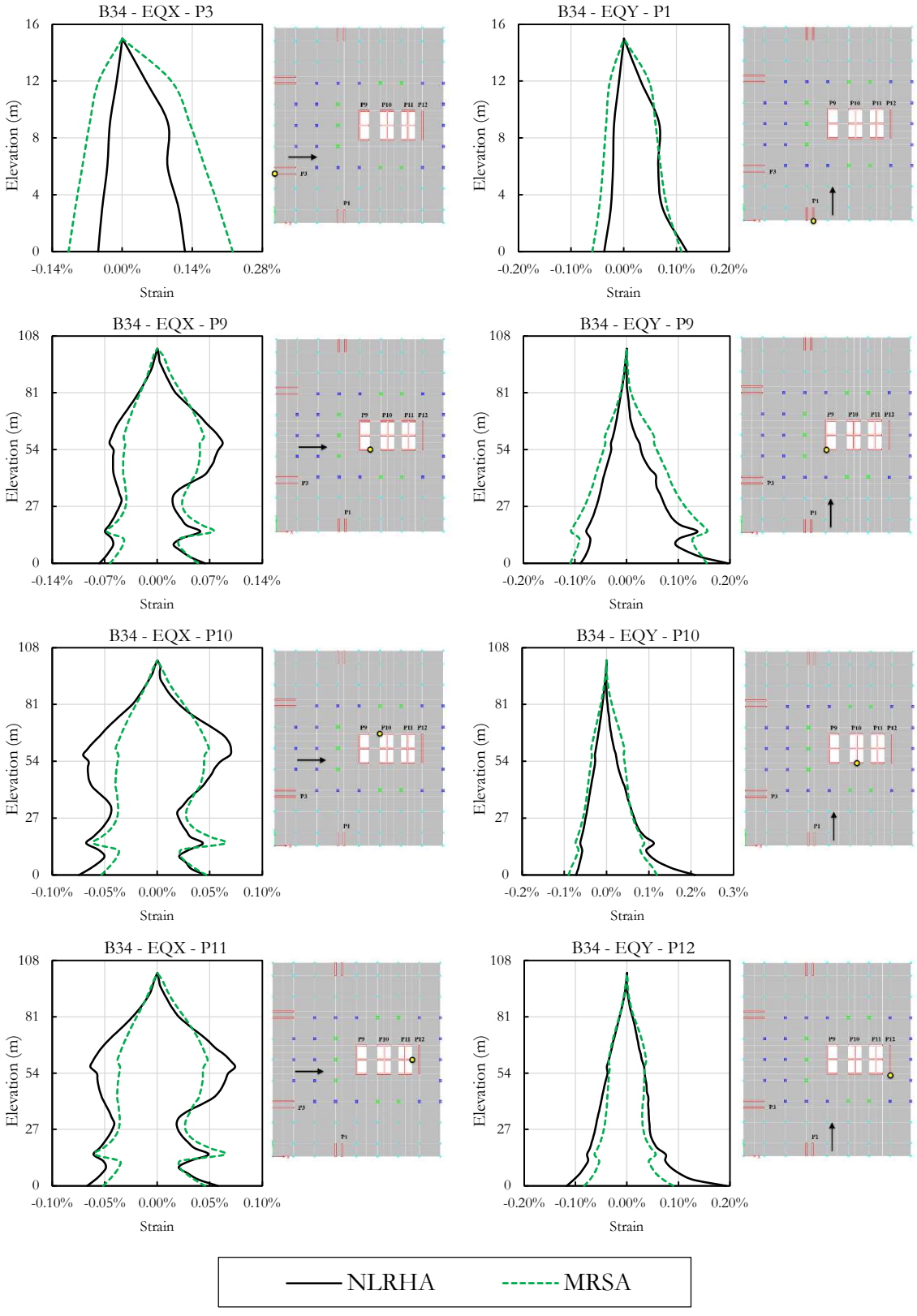
รูปที่ 3.163 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง X



รูปที่ 3.164 โมเมนต์ดัดในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำแนวราบทิศทาง Y

3.7.2.5.2 การคำนวณค่าความเครียด

รูปที่ 3.165 แสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดในแนวดิ่งที่แปรเปลี่ยนตามความสูงของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่คำนวณได้จากวิธี MRSA และวิธี NLRHA (ซึ่งค่าความเครียดดึงมีค่าเป็นบวก) พบว่าวิธี MRSA สามารถประมาณค่าความเครียดได้ดีปานกลางเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA บริเวณกำแพง P3 ซึ่งวิธี MRSA ให้ค่ามากกว่า NLRHA เมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X และที่ชั้นล่างๆของอาคาร วิธี MRSA ให้ค่าที่ต่ำกว่าค่าจาก NLRHA ซึ่งวิธี NLRHA บ่งชี้ว่าจะมีการครากในชั้นล่างของกำแพงโดยความเครียดมากกว่า 0.002 หรือ 0.2% เล็กน้อย แต่วิธี MRSA ให้ค่าที่ต่ำเกินไปและบ่งชี้ว่ายังไม่เกิดการคราก ดังเช่นกำแพง P9 P10 และ P12 ภายใต้ EQY ซึ่งในการนำวิธี MRSA ควรจะมีการเผื่อความคลาดเคลื่อนของการทำนายการครากไว้ระดับนึง



รูปที่ 3.165 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี MRSA และวิธี NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทีละทิศทาง (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด)

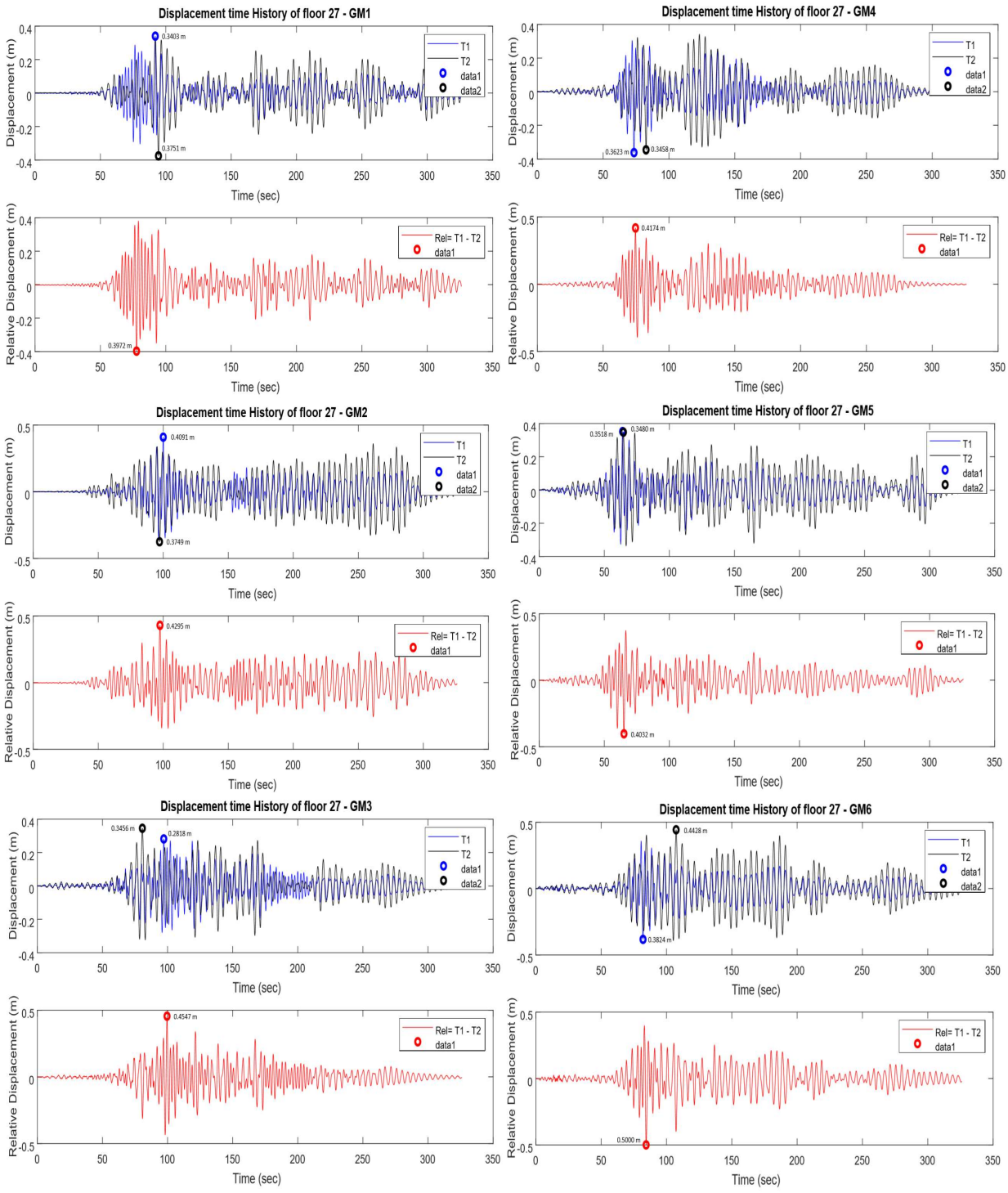
3.7.2.6 สรุป

เมื่อนำวิธี MRSA มาใช้กับอาคารที่คอนกรีตเสริมเหล็กสูง 34 ชั้น ที่มีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง เพื่อประเมินความถูกต้องของวิธี RSA และวิธี MRSA สรุปได้โดยสังเขปดังนี้

1. วิธี LRSA ให้ผลการประมาณการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ดีเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA ส่วนวิธี RSA ให้ผลการประมาณที่ต่ำเกินไปเล็กน้อยสำหรับการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แต่ให้การประมาณที่ต่ำเกินไปอย่างมีนัยสำคัญสำหรับค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบเมื่อเทียบกับผลของวิธี NLRHA
2. ระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมดมีความแตกต่างกันและในบางกรณีโหมดที่สูงขึ้นอาจมีการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นมากกว่าในโหมดแรก เช่นทิศทาง X ของอาคาร B34 นี้ คือ มีตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (force response reduction factor, R_i) สูงขึ้นในโหมดที่สูงขึ้น
3. วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนรวมระหว่างชั้นที่ค่อนข้างถูกต้องดีเทียบกับผลจากวิธี NLRHA แต่เมื่อพิจารณาเป็นรายองค์อาคาร บางกรณีจะมีค่าที่ต่างจาก NLRHA พอสมควร
4. วิธี $MRSA_{HI}$ ใช้การลดแรงตอบสนองที่แตกต่างกันในแต่ละโหมดเพื่อการประมาณค่าแรงเฉือนที่ดีปานกลางเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA บางกรณีพบว่าวิธี $MRSA_{HI}$ ให้ค่าประมาณที่ต่ำเกินไปเช่นเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y
5. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้การวิเคราะห์ยืดหยุ่นให้ผลที่ดีเมื่อเทียบกับผลของวิธี NLRHA ในชั้นบนๆ แต่ที่ชั้นล่างสุดให้ค่าที่ต่ำกว่า NLRHA บ้างซึ่งอาจทำให้ทำนายการเกิดการครากผิดพลาดได้

3.7.3 อาคารที่มี 2 ตึกใช้ส่วนฐานร่วมกันและมีการเชื่อมกัน (DHL)

ในกรณีนี้จะใช้อาคาร DH จากหัวข้อ 3.7.1 เป็นโครงสร้างที่ทำการศึกษา โดยสมมติให้ตึกทั้งสองมีการเชื่อมกันด้วยสะพานที่ระดับชั้น 27 ซึ่งป็นชั้นสูงสุดของตึกที่เตี้ยกว่า โดยสะพานมีการยึดติดกับตึกฝั่งหนึ่งและอีกฝั่งหรือมีจุดรองรับแบบล้อเลื่อนตั้งอยู่บนอีกตึกหนึ่ง เพื่อให้สะพานสามารถเคลื่อนที่สัมพัทธ์กับจุดรองรับได้โดยไม่เกิดการรั้งในแนวราบ ซึ่งจะได้ไม่เกิดความเสียหายของสะพานเชื่อมและจุดต่อ ในที่นี้ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เป็นค่าที่ต้องคำนวณ เพื่อจะได้เตรียมฐานรองรับล้อเลื่อนให้เพียงพอต่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์บริเวณนั้น ผลการคำนวณด้วยวิธี NLRHA แสดงดังรูปที่ 3.166 ซึ่งแสดงประวัติเวลาของการเคลื่อนที่ในแกน X ของตึก T1 และ T2 ที่ระดับชั้น 27 ดังกราฟสีดำและน้ำเงินตามลำดับ ส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ซึ่งเป็นผลต่างของค่าทั้งสองแสดงดังกราฟสีแดงด้านล่าง โดยในรูปนี้แสดงค่าการตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับที่ตั้ง กทม. ทั้ง 6 คลื่นในทิศทางแกน X



รูปที่ 3.166 ประวัติเวลาการเคลื่อนที่ในทิศทางแกน X ของตึก T1 และ T2 ที่ระดับชั้น 27 ดังกราฟสีดำและน้ำเงินตามลำดับ ส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์แสดงดังกราฟสีแดงด้านล่าง ตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับที่ตั้ง กทม. ทั้ง 6 คลื่นในทิศทางแกน X

ค่าสูงสุดของการตอบสนองในรูปที่ 3.166 มีการสรุปไว้ในตารางที่ 3.70 ซึ่งแสดงค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดไว้ด้วยในคอลัมภ์ขวาสุด และค่าจากสมการ 2.11-2 ใน มยผ.1301/1302 ข้อ 2.11.3 ว่าด้วยการเว้นระยะห่างระหว่างอาคารข้างเคียง ให้คำนวณค่าระยะห่างที่ต้องเว้นไว้ให้สามารถเคลื่อนที่สัมพัทธ์กันได้ด้วยค่ารากที่สองของผลรวมยกกำลังสอง (square root of sum of squares, SRSS) ของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละตึกทั้งสอง ซึ่งแสดงให้เห็นว่าโดยเฉลี่ยแล้วค่าจากวิธี SRSS มีความปลอดภัยเพียงพอ มีแค่การตอบสนองของคลื่นที่ 3 ที่ค่าจาก SRSS ต่ำกว่าค่าจากการวิเคราะห์ NLRHA ประมาณ 2%

ตารางที่ 3.70 ค่าการเคลื่อนที่และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดที่ชั้น 27 ของตึก T1 และ T2 ในอาคาร DHL

Location	Peak displacement response (m)						
	GM1_X	GM2_X	GM3_X	GM4_X	GM5_X	GM6_X	Average
T1	0.340	0.409	0.282	0.362	0.352	0.382	0.355
T2	0.375	0.375	0.346	0.346	0.348	0.443	0.372
Relative disp.	0.397	0.430	0.455	0.417	0.403	0.500	0.434
SRSS	0.506	0.555	0.446	0.501	0.495	0.585	0.515
SRSS/REL	1.275	1.292	0.981	1.200	1.227	1.170	1.191

ผลการตรวจสอบอาคาร DHL บ่งชี้ว่าวิธีการเผื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างสองตึกที่อยู่ใกล้กันตามสมการที่ 2.11-2 ใน มยผ.1301/1302 มีความปลอดภัยเพียงพอ

บทที่ 4
สรุปผลการศึกษา

ในช่วงการศึกษาที่ผ่านมาได้มี 1) การวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวของประเทศไทย 2). การสร้าง Conditional Mean Spectrum (CMS) สำหรับจังหวัดต่างๆในพื้นที่ภาคเหนือและภาคใต้ของประเทศไทย 3). การเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับจังหวัดต่างๆในพื้นที่ภาคเหนือและภาคใต้ของประเทศไทย สามารถสรุปประเด็นหลักๆได้ดังนี้

- ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Deaggregation analysis) บนชั้นหินที่อำเภอเมืองในพื้นที่ภาคเหนือสำหรับอาคารขนาดเล็กและกลางซึ่งใช้ค่า Peak ground acceleration (PGA) และ Spectral acceleration SA (T =0.2s) เป็นตัวบ่งชี้ส่วนใหญ่แล้วจะเกิดจากแผ่นดินไหวขนาดกลางขนาด 6.5 ที่ระยะทางไม่เกิน 15 กิโลเมตรสำหรับจังหวัดที่มีรอยเลื่อนมีพลังพาดผ่านสำหรับคาบการเกิดที่ 2475 ปี ซึ่งสอดคล้องกันกับแผ่นดินไหวที่เคยเกิดขึ้นจริงเช่นกรณีแผ่นดินไหว แม่ลาว ขนาด 6.1 เมื่อปี พ.ศ. 2557 แต่ทว่าผลจากการแยกแยะความเสี่ยง (Deaggregation analysis) สำหรับอาคารสูงซึ่งใช้ค่า Spectral acceleration SA (T =1.0s) บ่งชี้ได้ว่าแต่ละจังหวัดในบริเวณภาคเหนือนั้นมีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวต่างกันออกไป ตัวอย่างเช่นอาคารขนาดสูงในเชียงรายนั้นจะได้รับผลกระทบรุนแรงที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0 มาจากรอยเลื่อนแม่จันแต่ทว่าอาคารสูงในตัวเมืองจังหวัดเชียงใหม่นั้นจะได้รับผลกระทบรุนแรงที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาด 6.75 ที่ระยะทาง 70 กิโลเมตรขึ้นไป จากรอยเลื่อนมีพลังที่มีระยะทางห่างออกไป แต่อาคารขนาดกลางในจังหวัดน่านนั้นจะได้รับผลกระทบรุนแรงที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาด 6.5 จากแผ่นดินไหวระยะทางที่ใกล้กว่า 15 กิโลเมตรจากรอยปัว
- ผลของการศึกษาการวิเคราะห์แยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Deaggregation analysis) บนชั้นหินที่อำเภอเมืองในพื้นที่ภาคใต้นั้นสำหรับอาคารขนาดเล็กและกลางซึ่งใช้ค่า Peak ground acceleration (PGA) และ Spectral acceleration SA (T =0.2s) เป็นตัวบ่งชี้นั้นมีรูปแบบที่แตกต่างกันออกไปโดยจังหวัดที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาดกลางขนาด 6.5 ที่ระยะทางน้อยกว่า 40 กิโลเมตรคือ จังหวัด ภูเก็ต พังงา ชุมพร ประจวบคีรีขันธ์ เนื่องมาจากเป็นจังหวัดที่มีรอยเลื่อนมีพลังพาดผ่าน แต่จังหวัดอื่นนั้นจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ มากกว่า 7.0 ที่ระยะทางไกลออกไป เช่น จังหวัด กระบี่ สุราษฎร์ธานี สงขลา นครศรีธรรมราช และ จังหวัดตรัง
- หลังจากมีการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวในแต่ละจังหวัดในบริเวณแอ่งกรุงเทพแล้ว คณะผู้วิจัยได้ทำการพัฒนาสเปกตรัมตอบสนอง (Conditonal Mean Spectrum) ที่เหมาะสมและอาจจะเกิดขึ้นได้จากแผ่นดินไหวแต่ละเหตุการณ์บนชั้นหินแข็ง (Rock outcrop site) เพื่อให้สามารถเลือกคลื่น

แผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์เหล่านี้ได้และนำไปเป็นคลื่นที่นำไปวิเคราะห์ผลของชั้นดินอ่อนที่แตกต่างกันในแต่ละพื้นที่ของแต่ละจังหวัดในแอ่งดินอ่อนภาคเหนือและภาคใต้ต่อไป

- คลื่นสเปกตรัมที่ได้มีการพิจารณาถึงผลจากชั้นดินอ่อนโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากชั้นหินแข็งนั้นได้มีการศึกษาโดย นคร ภู่วโรดม (2021) ซึ่งจากผลการศึกษาเบื้องต้นสำหรับแอ่งดินอ่อนในจังหวัดเชียงใหม่พบว่ามีการขยายกำลังเนื่องจากชั้นดินอ่อนได้ในช่วง 2.0 – 3.0 วินาทีใกล้เคียงกับคาบการเกิดสำหรับอาคารสูง (รูปที่ 2.6-40) ซึ่งทำให้มีผลกระทบกับการออกแบบสำหรับอาคารขนาดสูงในจังหวัดเชียงใหม่ที่จำเป็นต้องออกแบบด้วยค่าที่สูงกว่าเดิม

จากการศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูงที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอทั้งหมด 12 อาคาร แบ่งเป็น 2 กลุ่มหลักคือ (1) ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด 6 อาคาร และ (2) ความไม่สม่ำเสมอตามแนวดิ่ง 6 อาคาร ผลการศึกษาอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 16 ชั้น (B16) ทั้งที่มีการคู่ควบระหว่างการบิดรอบแกนดิ่งกับการเคลื่อนที่ในแนวราบทิศทางเดียว และสองทิศทาง ซึ่งมีลักษณะทางพลศาสตร์ 3 กรณีคือ (1) torsionally-flexible (TF), (2) torsionally-stiff (TS), และ (3) torsionally-similarly stiff (TSS) สมมติว่าอาคารตั้งอยู่ที่ กทม. โดยใช้วิธี RSA MRSA MPA และ NLRHA เพื่อประเมินความถูกต้องของวิธี RSA และวิธี MRSA สรุปผลได้ดังนี้

1. เมื่ออาคารมีความสมมาตรของผังรอบหนึ่งแกนในแนวราบ โหมดการเคลื่อนที่ขนานกับแกนสมมาตรดังกล่าวจะไม่คู่ควบกับการบิดจึงสามารถแยกพิจารณาการตอบสนองในทิศทางนั้นไปต่างหาก โหมดการเคลื่อนที่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับแกนสมมาตรนั้นจะคู่ควบกับการบิดตัวรอบแกนดิ่งสังเกตได้จากสองโหมดแรก ส่วนอาคารที่ไม่มีความสมมาตรเลยจะมีการคู่ควบระหว่างโหมดการเคลื่อนที่ในแนวราบสองทิศทางร่วมกับการบิดตัวสังเกตได้จากสามโหมดแรกของแบบจำลองโครงสร้างแบบสามมิติ
2. วิธี RSA ให้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำกว่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA อย่างมาก หมายความว่าแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA
3. วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของพื้นชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ต่ำไปเล็กน้อยเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA ส่วนวิธี LRSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของพื้นชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นถูกต้องดี
4. วิธี $MRSA_{HE}$ ที่พัฒนาขึ้นในการศึกษานี้สำหรับอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด ใช้ค่าการตอบสนองแบบอิลาสติกสองโหมดแรกสำหรับกรณีที่อาคารมีความสมมาตรรอบหนึ่งแกนหรือใช้สามโหมดแรกสำหรับกรณีที่อาคารไม่มีความสมมาตรเลยซึ่งมีโหมดการบิดตัวคู่ควบกับการเคลื่อนที่ในแนวราบหนึ่งหรือสองทิศทางตามลำดับ คูณด้วย $(SF \times \Omega_0)/R$ รวมกับค่าการตอบสนองแบบอิลา

สติกสำหรับโหมดที่สูงขึ้นไป ด้วยวิธีการรวมโหมด (modal combination rule) ของ วิธี RSA เช่น SRSS หรือ CQC ซึ่งพบว่า ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและค่าแรงเฉือนในกำแพงที่ได้จากวิธี $MRSA_{HE}$ มีความถูกต้องดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA สำหรับทุกกรณี

5. วิธี $MRSA_{HI}$ ที่ลดแรงตอบสนองในแต่ละโหมดด้วยตัวประกอบ R_i มีความถูกต้องดีในกรณี TF และ TSS แต่ให้ค่าแรงเฉือนที่ต่ำเกินไปบ้างในกรณี TS เมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA
6. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้ค่าแรงภายในจากการวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นเชิงเส้นให้ผลที่สอดคล้องดีเมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA ซึ่งหากแผ่นดินไหวกระทำพร้อมกันสองทิศทางซึ่งทำให้เกิดโมเมนต์ดัดสองแกน การรวมค่าความเครียดเนื่องจากโมเมนต์ดัดรอบแกน X และ Y ต้องใช้วิธี SRSS ก่อนจากนั้นจึงนำไปบวกรวมกับค่าความเครียดจากน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนดิ่ง
7. จุดวิกฤตที่พบในโครงสร้างคือการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นทางฝั่ง flexible edge

จากการศึกษาอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอแนวดิ่งแบบแรกคืออาคาร 36 ชั้นที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกัน โดยมี 2 กรณี คือ (1) กรณี same tower height (SH) และ (2) กรณี different tower height (DH) เพื่อประเมินความถูกต้องของวิธี RSA และค้นหาจุดวิกฤตในโครงสร้างด้วยวิธี NLRHA สมมติว่าอาคารตั้งอยู่ที่ กทม. และเชียงใหม่ และให้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X และ Y แบบไม่พร้อมกัน สรุปผลได้ดังนี้

1. วิธี RSA ให้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำกว่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA อย่างมาก หมายความว่าแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA
2. วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ, อัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความเร่งสัมบูรณ์ที่พื้นชั้นต่างๆ (absolute floor acceleration) ถูกต้องดีปานกลาง (fair) เมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA สำหรับอาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ส่วนกรณีที่อาคารตั้งอยู่ที่เชียงใหม่ วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นถูกต้องดี ในขณะที่วิธี RSA ประมาณค่าความเร่งสัมบูรณ์ในชั้นต่างๆ ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA
3. ระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมดจะต่างกันไป สำหรับอาคารที่มีสองตึกใช้ฐานร่วมกันมีระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นในโหมดที่ 2 และ 3 มากกว่าโหมดแรกของโหมดการเคลื่อนที่ทิศทางนั้นๆ ทำให้ตัวประกอบลดค่าแรงตอบสนอง (Force response reduction factor, R_i) ของโหมดที่ 2 และ 3 มีค่ามากกว่าโหมดแรก ต่างจากที่เคยพบในอาคารอื่นๆ ซึ่งโหมดแรกจะมีค่า R_i มากกว่าโหมด 2 และ 3
4. วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนในกำแพงที่ดีเมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA ในขณะที่วิธี $MRSA_{HI}$ ให้ที่ถูกต้องดีปานกลางแต่ให้ค่าแรงเฉือนในกำแพงที่ต่ำไปเล็กน้อยเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบ

ทิศทาง Y สำหรับอาคารกรณี SH ดังนั้นวิธี $MRSA_{HE}$ จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมในการนำไปใช้ออกแบบ

5. วิธี MRSA ให้ค่าประมาณแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในไดอะแฟรมถูกต้องดีกว่าวิธี RSA แต่ยังให้ค่าต่ำเกินไปที่ชั้นล่างๆ เช่น ชั้นที่ 1 ถึง 4 ของส่วนฐาน podium
6. วิธี MRSA ให้ค่าแรงเฉือนในเสาค่อนข้างถูกต้องดีสำหรับอาคารที่ กทม. แต่ให้ค่าแรงเฉือนต่ำเกินไปบริเวณชั้นล่างๆ ของอาคารที่เชียงใหม่ เมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA
7. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้การวิเคราะห์ยืดหยุ่นให้ผลดีที่ชั้นบนๆ แต่ให้ค่าที่ต่ำเกินไปที่ชั้นล่างๆ เมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA
8. จุดวิกฤตที่พบในโครงสร้างคือแรงตามแนวแกนในแผ่นพื้นไดอะแฟรม โดยเฉพาะที่ชั้นบนๆ ของ podium เมื่อตึกทั้งสองมีความสูงไม่เท่ากัน และแรงเฉือนกับโมเมนต์ดัดในองค์อาคารแนวดิ่งมีค่าสูงที่บริเวณระดับชั้นบนสุดของ podium

จากการศึกษาอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอทางแนวดิ่งแบบที่สอง คือ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 34 ชั้นที่มีความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตเป็นขั้นบันได สรุปได้ดังนี้

1. วิธี RSA ให้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำกว่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA อย่างมาก หมายความว่าแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี RSA
2. วิธี RSA ให้ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ถูกต้องดีปานกลางเมื่อเทียบกับค่าจากวิธี NLRHA โดยให้ค่าสูงไปเล็กน้อยเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X แต่ให้ค่าต่ำไปเล็กน้อยเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y
3. ระดับการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมดมีความแตกต่างกันและในบางกรณีโหมดที่สูงขึ้นอาจมีการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นมากกว่าในโหมดแรก เช่น มีค่า R_i ในโหมดที่ 2 มากกว่าโหมดแรก เฉพาะในทิศทาง X
4. วิธี $MRSA_{HE}$ ให้ค่าแรงเฉือนรวมระหว่างชั้นที่ค่อนข้างถูกต้องดีเทียบกับผลจากวิธี NLRHA แต่เมื่อพิจารณาเป็นรายองค์อาคาร บางกรณีจะมีค่าที่ต่างจาก NLRHA พอสมควร
5. วิธี $MRSA_{HI}$ ใช้การลดแรงตอบสนองที่แตกต่างกันในแต่ละโหมดเพื่อการประมาณค่าแรงเฉือนที่ดีปานกลางเมื่อเทียบกับวิธี NLRHA บางกรณีพบว่าวิธี $MRSA_{HI}$ ให้ค่าประมาณที่ต่ำเกินไปเช่นเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y
6. การทำนายความเครียดด้วยวิธี MRSA โดยใช้การวิเคราะห์ยืดหยุ่นให้ผลที่ดีเมื่อเทียบกับผลของวิธี NLRHA ในชั้นบนๆ แต่ที่ชั้นล่างสุดให้ค่าที่ต่ำกว่า NLRHA บ้าง

7. ค่าแรงภายในที่ระดับชั้นที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดผังมีการแปรเปลี่ยนกะทันหัน แต่ไม่ได้วิกฤตมาก หากการเปลี่ยนแปลงมีลักษณะแบบขั้นบันไดที่ค่อยๆ ลดขนาดผังตามความสูง

ท้ายสุดท้าย เมื่อวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารที่มีการเชื่อมระหว่างสองตึก (DHL) พบว่าวิธีการเผื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างสองตึกที่อยู่ใกล้กันเช่น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของสะพานเชื่อม ตามสมการที่ 2.11-2 ใน มยผ.1301/1302 มีความปลอดภัยเพียงพอ

การประมาณค่าความเครียดในองค์อาคารแนวดิ่งเพื่อหาตำแหน่งที่เกิดการครากดึงหรือการอัดประลัยอาจมีความผิดพลาดได้ ดังนั้นจึงขอเสนอให้เผื่อความคลาดเคลื่อนของการทำนายการครากโดยควรเสริมเหล็กรายละเอียดให้องค์อาคารมีความเหนียวในตำแหน่งที่พบว่าความเครียดมีค่าเกินครึ่งหนึ่งของความเครียดที่จุดครากดึงหรือการอัดประลัยของวัสดุ เป็นต้น

อนึ่งมาตรฐาน ACI 318-19 ที่เพิ่งมีการประกาศใหม่ของสหรัฐอเมริกา เพิ่งมีการเพิ่มข้อกำหนดให้คูณขยายค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบกำแพงที่มีความเหนียวพิเศษ คล้ายกับมาตรฐาน NZS 3101 (2006) ซึ่งหากคำนวณค่าแรงเฉือนตามวิธี Modified RSA (MRSA) ที่อยู่ใน มยผ.1301/1302-61 หรือตามที่ได้ศึกษาในโครงการนี้แล้ว ไม่จำเป็นต้องคูณขยายค่าด้วยตัวคูณขยายค่าแรงเฉือนใน ACI 318-19 ซ้ำอีก

-

เอกสารอ้างอิง

ภาษาไทย

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี, อาณัติ เรืองรัศมี, จิตติ ปาลศรี, มาณพ เจริญยุทธ, ธวัช อนันต์ธนวณิช, 2551. ความเสียหายของอาคารจากแผ่นดินไหวและข้อพิจารณาสำหรับออกแบบอาคารในกรุงเทพมหานคร. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13, พัทยา, ประเทศไทย, STR-063.

ปัญญา คอนซัลแตนท์, พิสุทธิ์ เทคโนโลยี, และสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย, 2557 รายงาน (ฉบับสุดท้าย) โครงการจัดทำแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มในพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑล เสนอต่อ สำนักป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย กรุงเทพมหานคร

ทรัพยากรธรณี, กรม. 2554. แผ่นดินไหวกับประเทศไทย. กรุงเทพมหานคร: สำนักธรณีวิทยาสิ่งแวดล้อมและธรณีพิบัติภัย.

นคร ภู่วโรดม, ธีรพงศ์ จันทร์เพ็ง, และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย, 2555. รายงานวิจัย (ฉบับสมบูรณ์) การแบ่งเขตแผ่นดินไหวอย่างละเอียดด้วยการศึกษาคุณลักษณะของชั้นดินบริเวณที่ตั้ง. รายงานฉบับสมบูรณ์ เสนอต่อสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว): 279 หน้า.

โยธาธิการและผังเมือง, กรม. 2554. มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303). กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.

โยธาธิการและผังเมือง, กรม. 2561. มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61). กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.

ภาษาอังกฤษ

ACI Committee 318 (2014). Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-14) and commentary. Farmington Hills, USA.

ACI Committee 318 (2019). Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-19) and commentary. Farmington Hills, USA.

Adebar, P., J. Mutrie, R. DeVall and D. Mitchell (2014). Seismic design of concrete buildings: The 2015 Canadian Building Code. 10th US National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage, Alaska.

American Society of Civil Engineers (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-16. Reston, Virginia.

American Society of Civil Engineers (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE/SEI 41-13. Reston, Virginia.

Blakeley, R. W. G., R. C. Cooney and L. M. Megget (1975). "Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures." Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering **8**: 278-290.

Boivin, Y. and P. Paultre (2012). "Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions: Part 1 - parametric study." Canadian Journal of Civil Engineering **39**(7): 723-737.

Boivin, Y. and P. Paultre (2012). "Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions: Part 2 - new capacity design methods." Canadian Journal of Civil Engineering **39**(7): 738-750.

Calugaru, V. and M. Panagiotou (2012). "Response of tall cantilever wall buildings to strong pulse type seismic excitation." Earthquake Engineering and Structural Dynamics **41**(9): 1301-1318.

Canadian Standard Association (2004). Design of concrete structures. CSA standard A23.3-04. Ontario, Canada.

Chopra, A. K. and R. K. Goel (2002). "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." Earthquake Engineering & Structural Dynamics 31(3): 561-582.

Chopra, A. K. and R. K. Goel (2004). "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings." Earthquake Engineering & Structural Dynamics 33(8): 903-927.

Chopra, A.K. (2016). Dynamics of Structures, 5th Edition, Prentice-hall International Series I Civil Engineering and Engineering Mechanics.

Cimellaro, G. P., T. Giovine and D. Lopez-Garcia (2014). "Bidirectional pushover analysis of irregular structures." Journal of Structural Engineering 140(9): 04014059.

Council on Tall Buildings and Urban Habitat (2008). Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings, Illinois Institute of Technology. Chicago, IL.

Eibl, J. and E. Keintzel (1988). Seismic shear forces in RC cantilever shear walls. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.

European Committee for Standardization (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium.

European Committee for Standardization (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildingsr buildings. Brussels, Belgium.

Fajfar, P. (2000). "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design." Earthquake spectra 16(3): 573-592.

Fajfar, P., D. Marušić and I. Peruš (2005). "Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings." Journal of Earthquake Engineering 9(06): 831-854.

Harmsen, S., Perkinds, D., and Frankel, A. (1999) Deaggregation of Probabilistic Ground Motions in the Central and Eastern United States Bulletin of Seismological Society of America 89(1), 1-13.

Khy, K. and C. Chintanapakdee (2017). "Evaluation of Seismic Shear Demands of RC Core Walls in Thailand Determined by RSA Procedure." Engineering Journal 21(2): 151-172.

Khy, K., C. Chintanapakdee and A.C. Wijeyewickrema (2019a). " Application of Conditional Mean Spectrum in Nonlinear Response History Analysis of Tall Buildings on Soft Soil." Engineering Journal 23(1): 135-150.

Khy, K., C. Chintanapakdee, P. Warnitchai and A.C. Wijeyewickrema (2019b). "Modified response spectrum analysis to compute shear force in tall RC shear wall buildings." Engineering Structures 180: 295-309.

Klemencic, R., J. A. Fry, J. D. Hooper and B. G. Morgen (2007). "Performance-based design of ductile concrete core wall buildings—issues to consider before detailed analysis." The Structural Design of Tall and Special Buildings **16**(5): 599-614.

Kreslin, M. and P. Fajfar (2012). "The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation." Bulletin of Earthquake Engineering 10(2): 695-715.

Leng, K., C. Chintanapakdee and T. Hayashikawa (2014). "Seismic Shear Forces in Shear Walls of a Medium-Rise Building Designed By Response Spectrum Analysis." Engineering Journal 18(4): 73-95.

Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (2017). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region. Los Angeles, California.

Luu, H., P. Léger and R. Tremblay (2014). "Seismic demand of moderately ductile reinforced concrete shear walls subjected to high-frequency ground motions." Canadian Journal of Civil Engineering **41**(2): 125-135.

Ministry of Construction of China (2001). Code for Seismic Design of Buildings (GB50011-2001), China Architecture & Building Press, Beijing.

Munir, A. and P. Warnitchai (2012). "The cause of unproportionately large higher mode contributions in the inelastic seismic responses of high-rise core-wall buildings." Earthquake Engineering and Structural Dynamics 41(15): 2195-2214.

Najam, F. A. and P. Warnitchai (2017). "A modified response spectrum analysis procedure to determine nonlinear seismic demands of high-rise buildings with shear walls." The Structural Design of Tall and Special Buildings.

Nakai, M., N. Koshika, K. Kawano, K. Hirakawa and A. Wada (2012). "Performance-Based Seismic Design for High-Rise Buildings in Japan." International Journal of High-Rise Buildings 1(3): 155-167.

National Building Code of Canada (2010). Commission on building and fire codes, National Research Council of Canada. Ottawa, Canada.

New Zealand Standard (2004). Structu ral design actions - Part 5: Earthquake actions - New Zealand - Commentary. NZS 1170. Wellington, New Zealand.

New Zealand Standard (2006). Concrete Structure Standard - Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures. NZS 3101. Wellington, New Zealand.

Pacific Earthquake Engineering Research (2017). Tall Buildings Initiative, Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, PEER-2017/06. Berkeley, California.

Paulay, T. and M. J. N. Priestley (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley and Sons, New York, USA.

Reyes, J. C. and A. K. Chopra (2011). "Three‐dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings." Earthquake Engineering & Structural Dynamics 40(7): 789-806.

Priestley, M. J. N. (2003). "Does capacity design do the job? An examination of higher mode effects in cantilever walls." Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering **36**(4): 276-292.

Rejec, K., T. Isaković and M. Fischinger (2012). "Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8." Bulletin of Earthquake Engineering **10**(2): 567-586.

Rutenberg, A. and E. Nsieri (2006). "The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions." Bulletin of Earthquake Engineering **4**(1): 1-21.

Soleimani, S., A. Aziminejad and A. Moghadam (2017). "Extending the concept of energy-based pushover analysis to assess seismic demands of asymmetric-plan buildings." Soil Dynamics and Earthquake Engineering 93: 29-41.

Structural Engineers Association of North California (2007). Recommended Administrative Bulletin on the Seismic Design and Review of Tall Buildings using Non-Prescriptive Procedures, Prepared for City of San Francisco Department of Building Inspection. San Francisco, California.

Yathon, J. S. (2011). Seismic shear demand of reinforced concrete cantilever walls. Master Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

ภาคผนวก ก

การทบทวนวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างและการคำนวณแรงเฉือนสำหรับออกแบบกำแพง

ก.1 วิธีวิเคราะห์สเปกตรัมผลตอบสนองแบบแยกโหมด (modal response spectrum analysis, RSA)

ในการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณการตอบสนองของอาคารแบบอิลาสติกเชิงเส้นต่อแผ่นดินไหว จะมีสมการควบคุม (governing equations) ซึ่งเรียกว่า สมการของการเคลื่อนที่ (equations of motions) ตามสมการที่ ก.1 (Chopra, 2016)

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{k}\mathbf{u}(t)=\mathbf{p}_{\mathbf{eff}}(t)=-\mathbf{m}\boldsymbol{\iota}\ddot{u}_g(t) \qquad \text{(ก.1)}$$

โดยที่

$\mathbf{m}$ คือ เมทริกซ์ของมวล

$\mathbf{k}$ คือ เมทริกซ์ของสติฟเนส

$\mathbf{c}$ คือ เมทริกซ์ของความหน่วง

$\mathbf{p}_{\mathbf{eff}}(t)$ คือ เวกเตอร์ของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผล ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\mathbf{p}_{\mathbf{eff}}(t)=-\mathbf{m}\boldsymbol{\iota}\ddot{u}_g(t)$

$\boldsymbol{\iota}$ คือ เวกเตอร์อิทธิพล ที่บ่งชี้ Degree of Freedom (DOF) ที่เคลื่อนที่ไปเนื่องจากการเคลื่อนที่ของพื้นดินที่กำลังเข้ามากระทำ

$\ddot{u}_g(t)$ คือ ความเร่งของพื้นดินจากแผ่นดินไหวที่มากระทำที่ฐานของอาคาร

$\mathbf{u}(t)$ คือ เวกเตอร์ของการกระจัด (การเสียรูป หรือหมายถึงการกระจัดของมวลเทียบกับพื้นดินที่ฐานอาคาร) ซึ่งเป็นตัวแปรต้องการคำนวณหาคำตอบจากการแก้สมการของการเคลื่อนที่ ซึ่งเขียนได้เป็น $\mathbf{u}(t)=\sum_{n=1}^{N}\mathbf{u}_n(t)=\sum_{n=1}^{N}\Gamma_n\phi_n D_n(t)$

Γ_n คือ ตัวประกอบการมีส่วนร่วมของโหมดที่ n

ϕ_n คือ เวกเตอร์ของรูปร่างโหมดที่ n

$D_n(t)$ คือ การกระจัดของระบบ Single DOF (SDOF) system ที่มีความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับค่าของโหมดที่ n ของอาคารที่ตอบสนองต่อความเร่งพื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$

N คือ จำนวนโหมดทั้งหมดที่พิจารณาซึ่งมากที่สุดได้เท่ากับจำนวน DOF ทั้งหมดของอาคาร แต่มาตรฐานการออกแบบทั่วไปยอมให้ใช้น้อยกว่าจำนวนโหมดทั้งหมดได้ แต่จะต้องคำนึงถึงมวลประสิทธิผลสะสมไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดของโครงสร้าง

ส่วนแรงภายในโครงสร้างสามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$r(t) = \sum_{n=1}^{N} r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \qquad \text{(ก.2)}$$

โดยที่

r_n^{st} คือ แรงภายในโครงสร้างที่ตอบสนองต่อแรงแบบสถิตที่มีการกระจายแรงตามเวกเตอร์ $\Gamma_n \mathbf{m}\phi_n$ ซึ่งเป็นการกระจายแรงของโหมดที่ n

$A_n(t)$ คือ ความเร่งเทียม (pseudo-acceleration) ของระบบ Single DOF (SDOF) system ที่มีความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับค่าของโหมดที่ n ของอาคารที่ตอบสนองต่อความเร่งพื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ ซึ่ง $A_n(t) = D_n(t)\omega_n^2$

ω_n คือ ความถี่ธรรมชาติของโหมดที่ n ในหน่วย เรเดียนต่อวินาที

$r_n(t)$ คือ แรงภายในโครงสร้างที่ตอบสนองในโหมดที่ n

สังเกตว่าค่าแรงตอบสนองข้างต้น $r(t)$ เป็นแรงที่ขณะเวลาต่างๆ ตลอดระยะเวลาที่ตอบสนองต่อแผ่นดินไหว บางครั้งเรียกว่า ประวัติเวลาของแรงตอบสนอง (response history) ค่าที่คำนวณตามสมการที่ ก.2 เรียกว่า วิธีวิเคราะห์ผลตอบสนองแบบประวัติเวลาแบบแยกโหมด (modal response history analysis, RHA) ซึ่งในการออกแบบโครงสร้างมักจะสนใจเฉพาะค่าการตอบสนองสูงสุดของประวัติเวลาของแรงตอบสนองแบบไม่สนใจเครื่องหมาย (peak response, or maximum of absolute value of response) ดังนั้นจึงพิจารณาค่าสูงสุดของสมการที่ ก.2 ได้เป็น

$$r_o = \max_{\forall t} |r(t)|$$

ส่วนค่าสูงสุดของแรงตอบสนองในโหมดที่ n คือ

$$r_{no} = \max_{\forall t} |r_n(t)| = \max_{\forall t} |r_n^{st} A_n(t)| = r_n^{st} \max_{\forall t} |A_n(t)| = r_n^{st} A_n$$

โดยที่ค่าสูงสุดของความเร่งเทียม $A_n = \max_{\forall t} |A_n(t)|$ มักจะถูกเรียกว่า ค่าความเร่งสเปกตรัม (spectral acceleration) และใช้สัญลักษณ์ $S_a(T_n)$ ในมาตรฐานการออกแบบ เช่น มยผ.1302 ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าความถี่ธรรมชาติ หรือคาบธรรมชาติของโหมดที่ n และสามารถอ่านค่าได้โดยสะดวกจากสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ (design spectrum)

ซึ่งแรงตอบสนองสูงสุดในโหมดต่างๆ (r_{no}) มักจะเกิดขึ้นที่ขณะเวลาไม่ตรงกัน การประมาณค่า r_o โดยใช้ค่า r_{no} จะตั้งอยู่บนหลักการของ random vibration ซึ่งสามารถประมาณค่าแรงตอบสนองสูงสุด r_o ด้วยวิธีการ square-root-of-sum-of-squares (SRSS) ได้ดังสมการ

$$r_o \simeq \sqrt{\sum_{n=1}^{N} r_{no}^2} = \sqrt{\sum_{n=1}^{N} \left(r_n^{st} A_n\right)^2} = \sqrt{\sum_{n=1}^{N} \left[r_n^{st} S_a\left(T_n\right)\right]^2} \qquad \text{(ก.3)}$$

แต่ถ้าอาคารมีสองโหมดที่มีค่าความถี่ธรรมชาติ หรือคาบธรรมชาติของสองโหมดนั้นใกล้เคียงกัน เช่นต่างกันไม่เกิน 20% การตอบสนองสูงสุดอาจจะเกิดขึ้นที่เวลาใกล้เคียงกัน เรียกได้ว่ามีปฏิสัมพันธ์กัน (correlation) จึงควรใช้วิธีรวมผลตอบสนองสูงสุดจากหลายโหมดด้วยวิธี complete quadratic combination (CQC) แทน ซึ่งจะให้ค่าที่มีความถูกต้องดีกว่า สมการที่ ก.3 คือวิธีการคำนวณการตอบสนองสูงสุดของแรงภายในโครงสร้างที่ตอบสนองต่อแผ่นดินไหวที่เรียกว่า วิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบแยกโหมด (modal response spectrum analysis, RSA) ซึ่งจัดว่าเป็นวิธีแบบประมาณ ในขณะที่วิธี RHA ตามสมการที่ ก.2 จัดว่าเป็นวิธีที่ให้ค่าที่ถูกต้องกว่า โดยเป็นค่าแบบแม่นตรง (exact) สำหรับโครงสร้างที่ยังมีพฤติกรรมการตอบสนองอยู่ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้นและทำการรวมผลจากทุกโหมดของโครงสร้าง

ค่าจากสมการที่ ก.2 และ ก.3 บางครั้งจะเรียกว่า การตอบสนองแบบอิลาสติก เพราะคำนวณโดยตรงจากการตอบสนองของโครงสร้างอิลาสติกเชิงเส้น แต่ในการออกแบบกำลังต้านทานแรงของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 7 จะนำค่าการตอบสนองแบบอิลาสติก ไปลดทอน (หาร) ด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง R โดยมีหลักคิดว่ายอมให้เกิดการครากบ้างได้ ถ้าพฤติกรรมของโครงสร้างมีความเหนียวที่ยังคงต้านทานแรงต่อไปได้หลังเกิดการคราก โครงสร้างที่ยังสามารถต้านทานแรงต่อไปได้หลังเกิดการครากและการเสียรูปแบบพลาสติกไปมากแล้ว เรียกว่ามีความเหนียวมาก จะยอมให้ใช้ค่า R ที่มากได้ เช่น โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเหนียวพิเศษ ยอมให้ใช้ค่า R ได้มากถึง 8 เท่าเป็นต้น แต่หากมีความเหนียวน้อยหรือไม่มีความเหนียวจะให้ใช้ค่า R ที่น้อย เช่นน้อยที่สุดเท่ากับ 1

ในการคำนวณค่าแรงที่ต้องต้านทานที่ใช้ในการออกแบบ อาจมีตัวประกอบอื่นอีกที่เพิ่มความปลอดภัยให้กับการออกแบบ เช่น ตัวประกอบความสำคัญ (I) และ ตัวคูณปรับค่า (scaling factor, SF) เพื่อไม่ให้ค่าจากวิธี RSA ต่ำกว่าร้อยละ 85 ของค่าจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ซึ่งอาจมีสาเหตุมาจากวิศวกรสร้างแบบจำลองที่มีสติฟเนสน้อยผิดปกติ หรือ มีคาบธรรมชาติที่มากผิดปกติ และทำให้แรงแผ่นดินไหวน้อยผิดปกติ เทียบกับอาคารทั่วไป

$$r_{design} \simeq \frac{SF \cdot I}{R} \sqrt{\sum_{n=1}^{N} r_{no}^2} = \frac{SF \cdot I}{R} \sqrt{\sum_{n=1}^{N} \left[r_n^{st} S_a\left(T_n\right)\right]^2} \qquad \text{(ก.4)}$$

ก.2 วิธีวิเคราะห์ผลตอบสนองแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (nonlinear response history analysis, NLRHA)

ในการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณการตอบสนองของอาคารที่สมจริงจะต้องพิจารณาโครงสร้างที่อาจเกิดการครากไปแล้วและมีการเสียรูปแบบอินอิลาสติก (บางครั้งเรียกว่า พลาสติก) ซึ่งสมการที่เกี่ยวข้องจะ

ไม่เป็นเชิงเส้นอีกต่อไป โดยจะมีสมการควบคุม (governing equations) ซึ่งเรียกว่า สมการของการเคลื่อนที่ (equations of motions) ตามสมการ

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{f}_{\mathbf{s}}\left(\mathbf{u}(t),\dot{\mathbf{u}}(t)\right)=\mathbf{p}_{\mathbf{eff}}(t)=-\mathbf{m}\mathbf{u}\ddot{u}_{g}(t) \qquad \text{(ก.5)}$$

ซึ่งต่างจากสมการที่ ก.1 ตรงพจน์ที่สามข้างซ้ายมือของสมการ ซึ่งแรงต้านการเสียรูปของโครงสร้างจะเป็นความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเชิงเส้นที่ขึ้นอยู่กับการกระจัดและความเร็วของการเสียรูป การแก้สมการที่ ก.5 จะต้องใช้วิธีเชิงตัวเลข (numerical method) ซึ่งจะได้คำตอบเป็นการกระจัดและแรงภายในที่ขณะเวลาต่างๆ แบบ time step ทำให้เราเรียกวิธีนี้ว่า วิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (nonlinear response history analysis, NLRHA) ซึ่งการคำนวณจำเป็นต้องใช้ข้อมูลประวัติเวลาของความเร่งของพื้นดิน ต่างจากวิธี RSA ที่ใช้กราฟสเปกตรัมเพื่อการออกแบบ และวิธี NLRHA จะต้องใช้เวลาในการคำนวณนานกว่าวิธี RSA มากหลายเท่า แต่คำตอบที่ได้จัดว่ามีความถูกต้องสมจริงมากที่สุด เทียบกับวิธีคำนวณแบบอื่น คำตอบจากวิธีนี้จึงใช้เป็นค่าอ้างอิง เมื่อต้องการตรวจสอบความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ของวิธีต่างๆ

ก.3 แรงเฉือนในกำแพงโครงสร้างสำหรับการออกแบบ (design shear forces for structural walls)

ในวิธี RSA ที่กำหนดอยู่ใน มยผ.1302-52 ฉบับแรกเริ่ม ให้คำนวณแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสำหรับการออกแบบกำแพงโครงสร้างตามสมการที่ ก.4 ซึ่งเป็นการลดทอนผลตอบสนองแบบอิลาสติกของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดด้วยค่า R เดียวกัน และอาจพิจารณาได้ว่าเป็นการหารค่า R ที่ผลตอบสนองทุกโหมด

การวิบัติแบบเฉือนขององค์อาคารแนวดิ่ง เช่น เสา หรือ กำแพง เป็นการวิบัติที่ต้องป้องกันไม่ให้เกิดขึ้น เพราะเป็นการวิบัติแบบเปราะ (brittle) ที่ไม่มีความเหนียว และนำไปสู่การสูญเสียกำลังรับน้ำหนักบรรทุกแนวดิ่งหากองค์อาคารเกิดการแตกร้าวในแนวทแยง หลักการออกแบบจึงยอมให้เกิดการครากแบบดัดได้แต่ไม่ยอมให้เกิดการวิบัติแบบเฉือน มีงานวิจัยหลายชิ้นได้แสดงให้เห็นว่า ค่าแรงเฉือนที่วิเคราะห์ได้จากวิธี RSA แบบอิลาสติก หารด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง R (หารทุกโหมด) เป็นค่าที่ไม่ปลอดภัยเพียงพอ เช่น การศึกษาของ Klemencic et al. (2007), Munir and Warnitchai (2012), Leng et al. (2014), Khy and Chintanapakdee (2017), Najam and Warnitchai (2017)

งานวิจัยชิ้นแรกที่ยกประเด็นของแรงเฉือนสำหรับการออกแบบที่ต่ำเกินไป คือ งานวิจัยของ Blakeley et al. (1975) ได้ศึกษาการตอบสนองแบบอินอิลาสติกของอาคารสูง 6 15 และ 20 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 5 ชุด และได้ชี้ว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในกำแพงอาจจะมีค่าสูงกว่าที่คาดไว้ โดยจะมีค่าสูงกว่าแรงเฉือนที่สอดคล้องกับโมเมนต์ดัดที่เริ่มเกิดการครากภายใต้สมมติฐานการกระจายแรงด้านข้างแบบแรงสถิตเทียบเท่า เพราะการตอบสนองจากโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานทำให้จุดศูนย์ถ่วงของแรงด้านข้างต่ำลงกว่าตำแหน่งที่สอดคล้องกับการกระจายแรงด้านข้างแบบแรงสถิตเทียบเท่า และได้เสนอให้ใช้ค่าตัวคูณขยายค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบกำแพงโครงสร้าง ซึ่งขึ้นกับความสูงของอาคาร

หลังจากการศึกษาของ Blakeley et al. (1975) ได้มีการศึกษาวิจัยอีกจำนวนมากและมีการนำสูตรสมการจากการวิจัยไปกำหนดในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวของประเทศต่างๆ จัดได้เป็น 4 กลุ่มดังนี้

1) มาตรฐานของประเทศนิวซีแลนด์

Paulay and Priestley (1992) เสนอสมการสำหรับตัวคูณขยาย ค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบกำแพงโครงสร้าง ซึ่งขึ้นกับความสูงของอาคาร ดังสมการที่ ก.6 และ ก.7 โดยอ้างอิงตามค่าตัวคูณขยายค่าแรงเฉือนของ Blakeley et al. (1975) โดยมีขีดจำกัดของค่าจากสมการที่ ก.6 ไม่ต้องเกิน $\mu_\Delta V_E$

$$V_o^* = \omega_v \phi_o V_E \tag{ก.6}$$

โดยที่ V_o^* คือ แรงเฉือนสำหรับการออกแบบกำแพง, V_E คือ แรงเฉือนจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า, μ_Δ คือ อัตราส่วนความเหนียวของการกระจัดที่ใช้ในการออกแบบเทียบได้กับตัวประกอบลดแรงแผ่นดินไหว, ϕ_o คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกินของกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพง และ ω_v คือ ตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือนแบบพลศาสตร์ (dynamic shear magnification factor) ซึ่งมีค่าตามสมการ

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + \dfrac{n}{10} & \text{for } n \le 6 \\ 1.3 + \dfrac{n}{30} \le 1.8 & \text{for } n > 6 \end{cases} \tag{ก.7}$$

โดยที่ n คือ จำนวนชั้นของอาคาร

มาตรฐาน New Zealand Standard NZS 3101 Part 2 (2006) ได้ใช้สมการของ Paulay and Priestley (1992) ในหัวข้อ CD4.3 สำหรับกำแพงโครงสร้างแบบมีความเหนียวและแบบมีความเหนียวจำกัดแรงเฉือนสำหรับออกแบบกำแพง ตามสมการที่ ก.6 แต่ไม่มีขีดจำกัดที่ $\mu_\Delta V_E$ แบบที่ Paulay and Priestley (1992) เสนอ สังเกตว่าตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือนตามแนวทางนี้เป็นค่าจาก empirical study อาจมีข้อจำกัดที่ขึ้นอยู่กับลักษณะอาคาร ความสูงอาคาร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

2) มาตรฐานของสหภาพยุโรป

Eibl และ Keintzel (1988) เสนอตัวคูณขยายแรงเฉือนที่ฐานสำหรับคูณแรงเฉือนที่ได้จากวิธี RSA การศึกษาของพวกเขาใช้อาคารสูง 2 ถึง 5 ชั้น โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว 10 ชุด พวกเขาพัฒนาสมการสำหรับขยายค่าแรงเฉือนโดยคำนวณแรงเฉือนที่ฐานใช้วิธีรากที่สองของผลรวมค่ากำลังสอง (SRSS) โดยพิจารณาเพียงสองโหมดแรก ค่าในโหมดแรกจะมีการหารด้วยค่า behavior factor q ส่วนโหมดที่สองจะไม่หารด้วยค่า q ดังสมการที่ ก.8 ซึ่งเขียนได้เป็นสมการที่ ก.9 และ ก.10

$$V_{Ed} = V'_{Ed,1} q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q}\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1\left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \qquad \text{(ก.8)}$$

โดยที่ V_{Ed} คือ ค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับการออกแบบ

$V'_{Ed,1}$ คือ ค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับการออกแบบเนื่องจากโหมด 1

γ_{Rd} คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกินเนื่องจาก strain hardening ของเหล็กเสริม อาจใช้เท่ากับ 1.2

M_{Rd} คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดออกแบบที่ฐานของกำแพง

M_{Ed} คือ โมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานที่ฐานของกำแพง

$S_e(T)$ คือ ค่าความเร่งสเปกตรัมแบบอิลาสติกที่คาบ T

T_c คือ ค่าคาบที่ความเร่งสเปกตรัมเปลี่ยนจากช่วงค่าความเร่งคงที่ไปเป็นสัดส่วนตรงกับ $1/T$

T_1 คือ ค่าคาบโหมดแรกของอาคารในทิศทางของแรงเฉือนที่กำลังพิจารณา

ε คือ ตัวคูณขยายค่าแรงเฉือน (base shear magnification factor)

$$V_{Ed} = \varepsilon V'_{Ed,1} \qquad \text{(ก.9)}$$

$$\varepsilon = q\sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q}\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1\left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \le q \qquad \text{(ก.10)}$$

มาตรฐานของสหภาพยุโรป Eurocode 8 หรือ EN 1998-1: 2004 (CEN 2004) หัวข้อ 5.5.2.4.1 ได้นำค่าตัวคูณขยายค่าแรงเฉือน ε ของ Eibl และ Keintzel (1988) ไปประยุกต์ใช้โดยเปลี่ยนสมการที่ ก.9 เป็นสมการที่ ก.11 โดยค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบจะเท่ากับค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีวิเคราะห์ RSA คูณตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือน (magnification factor) ε ซึ่งมีค่าคงที่ตลอดความสูงกำแพง และให้ใช้ค่าไม่น้อยกว่า 1.5

$$V_{Ed} = \varepsilon V'_{Ed} \qquad \text{(ก.11)}$$

โดยที่ V'_{Ed} คือ ค่าแรงเฉือนได้จากวิธีวิเคราะห์ (หารด้วย q มาแล้ว)

มาตรฐาน Eurocode ให้ใช้ค่า $\varepsilon = 1.5$ สำหรับกำแพงความเหนียวปานกลาง ซึ่ง $q < 3$ ส่วนกรณีกำแพงที่มีความเหนียวมากให้ใช้ค่า ε ตามสมการที่ ก.10 โดยจะต้องไม่น้อยกว่า 1.5 และ ไม่ต้องมากกว่า q

Priestley (2003) ได้เสนอวิธี modified modal superposition (MMS) เพื่อคำนวณแรงเฉือนในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องต้านทาน ดังสมการที่ ก.12 ซึ่งเป็นวิธีการรวมแรงเฉือนเนื่องจากโหมดต่างๆ

ด้วยวิธี SRSS โดยโหมดแรกใช้ค่าการตอบสนองแบบอินอิลาสติก ส่วนโหมดที่สูงขึ้นไปใช้ค่าการตอบสนองแบบอิลาสติก ซึ่งคล้ายกับหลักการพื้นฐานในสมการของ Eibl และ Keintzel (1988)

Rutenberg and Nsieri (2006) ได้ทำการศึกษากำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ถึง 25 ชั้น และได้เสนอสมการสำหรับการขยายค่าแรงเฉือน ดังสมการที่ ก.12 และ ก.13

$$V_a = \omega_v^* V_d \tag{ก.11}$$

$$\omega_v^* = 0.75 + 0.22\left(T + q + Tq\right) \tag{ก.12}$$

โดยที่ ω_v^* คือ ตัวคูณขยายค่าแรงเฉือน

V_d คือ แรงเฉือนตามสมการที่ ก.13

T คือ คาบการสั่นของโหมดพื้นฐาน

q คือ ตัวประกอบพฤติกรรม (behavior factor) ในมาตรฐาน Eurocode 8

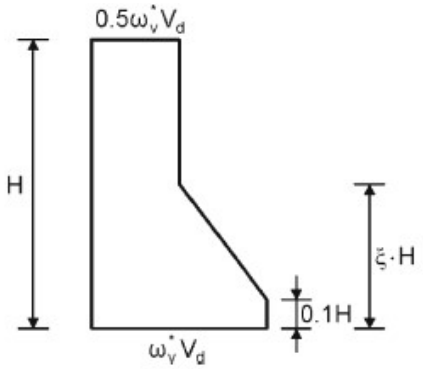
$$V_d = \frac{M_y}{\frac{2}{3}H\left(1+\frac{1}{2n}\right)} \tag{ก.13}$$

โดยที่ M_y คือ กำลังครากของโมเมนต์ดัดที่ฐานกำแพง

H คือ ความสูงของอาคาร

n คือ จำนวนชั้นของอาคาร

นอกจากนี้ Rutenberg and Nsieri (2006) ได้เสนอสมการสำหรับค่าแรงเฉือนที่แปรเปลี่ยนตามความสูงดังรูปที่ ก.1 โดยช่วงความสูงด้านล่างกำหนดโดยตัวแปร ξ ดังสมการที่ ก.14



รูปที่ ก.1 ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบกำแพงที่แปรตามตำแหน่งความสูงจากพื้นดิน (Rutenberg and Nsieri, 2006)

$$\xi = 1.0 - 0.3T \geq 0.5 \tag{ก.14}$$

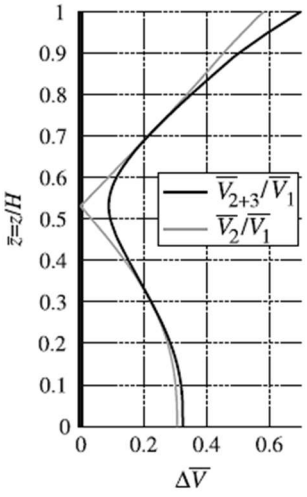
Rejec et al. (2012) เสนอการปรับปรุงมาตรฐาน Eurocode 8 ดังสมการที่ ก.15 และ ก.16 โดยแนะนำให้คำนวณแรงเฉือนออกแบบโดยใช้แรงเฉือนจากโหมดที่ 1 ในวิธี RSA ($V_{Ed,1}^{'}$) คูณกับตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือน ε_a ซึ่งต้องใช้ค่าไม่น้อยกว่า 1.5 และจำกัดค่าแรงเฉือนออกแบบในสมการที่ ก.15 ไม่ต้องใช้ค่าเกินแรงแบบอิลาสติกจากวิธี RSA

$$V_{Ed,a} = \varepsilon_a V_{Ed,1}^{'} \tag{ก.15}$$

$$\varepsilon_a = q\sqrt{\left(\min\left[\frac{\gamma_{Rd}}{q}\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}};1\right]\right)^2 + 0.1\left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \quad \geq 1.5 \tag{ก.16}$$

สมการที่ ก.16 ใช้กับแรงเฉือนที่ฐานกำแพง ส่วนค่าแรงเฉือนที่ระดับความสูงอื่น ให้ใช้สมการที่ ก.17 ซึ่งมีการใช้อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของโหมดที่สองเทียบกับโหมดพื้นฐานที่แปรเปลี่ยนตามความสูงดังตัวแปร $m(z)$ โดยที่ z คือระดับความสูงที่ต้องการคำนวณค่าแรงเฉือน ค่า $m(z)$ แสดงได้ดังรูปที่ ก.2

$$\varepsilon_a(z) = q\sqrt{\left(\min\left[\frac{\gamma_{Rd}}{q}\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}};1\right]\right)^2 + m(z)^2\left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \quad \geq 1.5 \tag{ก.17}$$



รูปที่ ก.2 อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของโหมดที่สองเทียบกับโหมดพื้นฐาน $m(z)$ ที่แปรตามความสูง z

โดยสรุปแล้วงานวิจัยนี้กลุ่มและมาตรฐาน Eurocode 8 ใช้ตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือนที่มีหลักการว่าการตอบสนองในโหมดแรกมีการลดค่าด้วยตัวประกอบที่ขึ้นอยู่กับความเหนียวของระบบ ส่วนโหมดที่สองใช้แรงแบบอิลาสติก สังเกตได้ว่าความถูกต้องของตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือนตามแนวทางนี้ขึ้นอยู่กับสมมติฐานดังกล่าว และเป็นการพิจารณาที่คิดผลจากสองโหมดแรกเท่านั้น ส่วนลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวจะมีการนำผลไปพิจารณาภายใต้ตัวแปร $S_e(T)$

3) มาตรฐานของประเทศแคนาดา

มาตรฐาน National Building Code of Canada NBCC (2010) มีการคำนึงถึงผลของโหมดสูงเมื่อใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามสมการที่ ก.18

$$V = \frac{S(T_a) M_v I_E W}{R_d R_o} \qquad \text{(ก.18)}$$

โดยที่ V คือ แรงเฉือนออกแบบที่ฐาน

$S(T_a)$ คือ ค่าความเร่งสเปกตรัมที่คาบการสั่นพื้นฐาน

M_V คือ ตัวประกอบผลของโหมดสูง (higher mode factor) ดังตารางที่ ก.1

I_E คือ ตัวประกอบความสำคัญ

W คือ น้ำหนักของอาคาร

R_d คือ ตัวประกอบปรับผลของความเหนียว

R_o คือ ตัวประกอบปรับผลของกำลังส่วนเกิน

J คือ ตัวประกอบลดค่าโมเมนต์พลิกคว่ำที่ฐาน

ตารางที่ ก.1 ตัวประกอบผลของโหมดสูง M_V และ ตัวประกอบลดค่าโมเมนต์พลิกคว่ำที่ฐาน J

$S_a(0.2)/S_a(2.0)$	Type of Lateral Resisting Systems	M_v for $T_a \le 1.0$	M_v for $T_a = 2.0$	M_v for $T_a \ge 4.0$	J for $T_a \le 0.5$	J for $T_a = 2.0$	J for $T_a \ge 4.0$
< 8.0	Moment-resisting frames	1.0	1.0	(3)	1.0	0.9	(3)
	Coupled walls(4)	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.8
	Braced frames	1.0	1.0	(3)	1.0	0.8	(3)
	Walls, wall-frame systems	1.0	1.2	1.6	1.0	0.6	0.5
	Other systems(5)	1.0	1.2	(3)	1.0	0.6	(3)
≥ 8.0	Moment-resisting frames	1.0	1.2	(3)	1.0	0.7	(3)
	Coupled walls(4)	1.0	1.2	1.2	1.0	0.7	0.6
	Braced frames	1.0	1.5	(3)	1.0	0.6	(3)
	Walls, wall-frame systems	1.0	2.2	3.0	1.0	0.4	0.3
	Other systems(5)	1.0	2.2	(3)	1.0	0.4	(3)

และมาตรฐาน Canadian Standards Association (CSA) A23.3-04 Design of Concrete Structures ยังกำหนดให้ เมื่อออกแบบกำแพงแบบมีความเหนียว ค่าแรงเฉือนที่ต้องต้านทานที่ฐานของกำแพงต้องถูกเพิ่มค่าด้วยอัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่คาดหวังกับโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานจากการวิเคราะห์ ซึ่งก็คือ อัตราส่วนกำลังส่วนเกินของโมเมนต์ดัดที่ฐานนั่นเอง ส่วนในการออกแบบกำแพงที่มีความเหนียวปานกลางก็ให้มีการเพิ่มค่าแรงเฉือนที่ต้องต้านทานที่ฐานของกำแพงคล้ายกัน แต่ยอมให้ใช้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดระบุแทนกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่คาดหวัง

นอกจากนี้กลุ่มวิจัยที่พยายามเสนอการปรับปรุงสมการสำหรับคำนวณแรงเฉือนในมาตรฐานของแคนาดา ยังมีอีกหลายกลุ่ม ได้แก่ Yathon (2011), Boivin and Paultre (2012), Adebar et al. (2014),

Luu et al. (2014) เป็นต้น ซึ่งเป็นสมการแบบ empirical ซึ่งความถูกต้องอาจจะจำกัดกับลักษณะอาคาร ความสูงอาคาร และลักษณะแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษานั้นๆ

4) มาตรฐานของสหรัฐอเมริกา

มาตรฐาน ASCE 7 (2016) ซึ่งเป็นมาตรฐานในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกและแรงสำหรับการออกแบบไม่ได้กำหนดให้เพิ่มค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบกำแพงเหมือนในหลายประเทศข้างต้น

Calugaru and Panagiotou (2012) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณแรงเฉือนเพื่อออกแบบกำแพง โดยใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองที่น้อยลงในการนำไปหาแรงในโหมดสูงดังสมการที่ ก.19 และมีการใช้ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินของโมเมนต์ดัดที่ฐานคูณแรงในโหมดพื้นฐาน

$$Q^i = \sqrt{\left[Q_1^i \frac{\Omega_{b,0}}{R_1} \right]^2 + \frac{\left[Q_2^i \right]^2 + \left[Q_3^i \right]^2}{\left[R_H \right]^2}} \qquad \text{(ก.19)}$$

โดยที่ Q^i คือ แรงเฉือนสำหรับออกแบบกำแพงที่ระดับชั้นที่ i

Q_q^i คือ แรงเฉือนอิลาสติกในกำแพงที่ระดับชั้นที่ i ในโหมดที่ q

$\Omega_{b,0}$ คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกินของโมเมนต์ดัดที่ฐาน

R_1 คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนองสำหรับโหมดพื้นฐาน

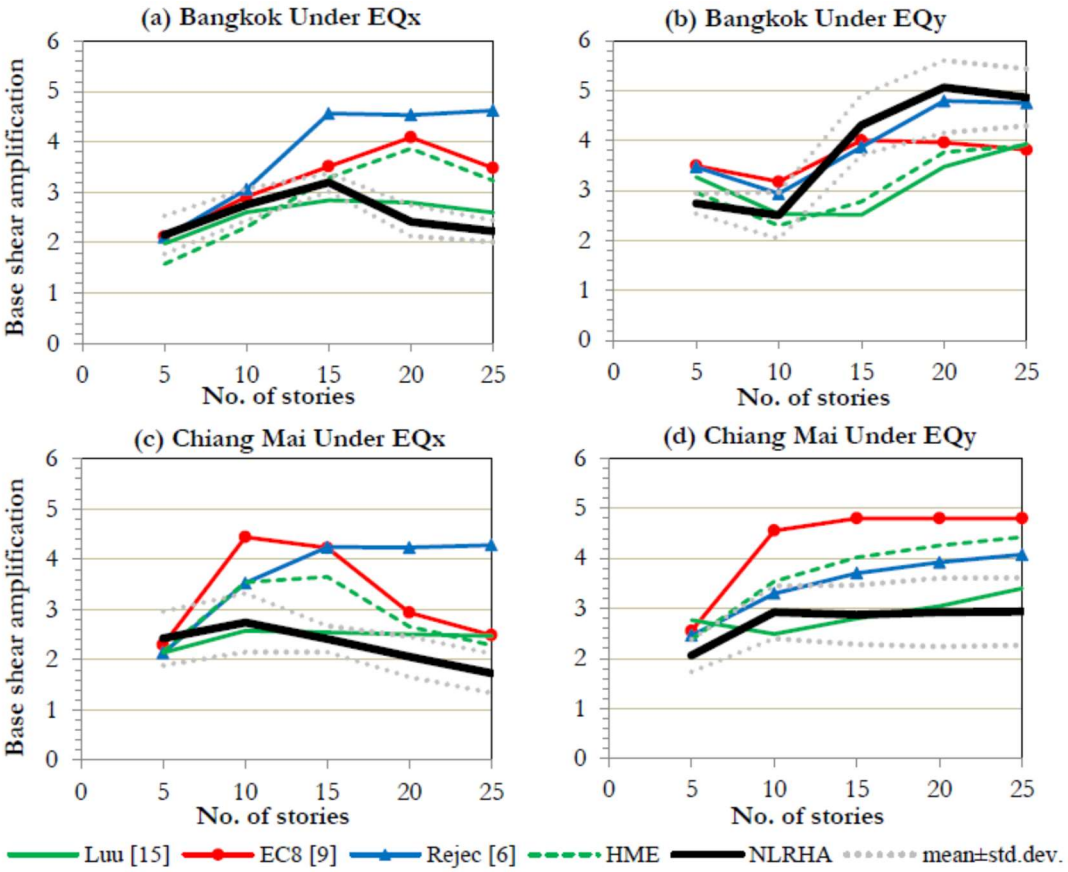
R_H คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนองสำหรับโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐาน

ล่าสุดมาตรฐาน ACI 318-19 เพิ่งเริ่มกำหนดให้มีการขยายค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบกำแพงที่มีความเหนียวพิเศษด้วยตัวคูณขยายค่าเหมือนกับในมาตรฐาน NZS 3101 (2006) ของประเทศนิวซีแลนด์ ดังสมการที่ ก.6 และ ก.7 โดยจำกัดว่าการขยายค่า $\omega_v \phi_o$ ไม่ต้องใช้ค่าเกิน 3

จากการทบทวนข้อกำหนดการคำนวณแรงเฉือนเพื่อการออกแบบกำแพงในหลายประเทศ Khy and Chintanapakdee (2017) ได้ทดลองนำค่าแรงเฉือนที่คำนวณด้วยวิธีการของประเทศต่างๆ มาทดลองใช้กับอาคารกำแพงรับแรงเฉือนสูง 5 ถึง 25 ชั้นที่ตั้งอยู่ในประเทศไทย สมมติว่าตั้งอยู่ที่ กทม.และเชียงใหม่ และเปรียบเทียบกับแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากการวิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (NLRHA) ดังรูปที่ ก.3 พบว่าบางกรณีสมการจากต่างประเทศให้ค่าสูงเกินไป และบางกรณีก็ต่ำเกินไป ไม่มีสมการใดที่สามารถให้ค่าถูกต้องใกล้เคียงกับวิธี NLRHA ได้ดี สันนิษฐานว่า สมการแบบ empirical ถูกพัฒนามาจากอาคารและคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาของประเทศนั้น จึงไม่สามารถใช้ได้ดีกับอาคารและคลื่นแผ่นดินไหวในประเทศไทย

จึงมีความจำเป็นที่จะต้องพัฒนาวิธีคำนวณแรงเฉือนสำหรับการออกแบบกำแพงที่เหมาะสม คณะผู้วิจัยจึงได้พัฒนาวิธี modified response spectrum analysis (Modified RSA) ในโครงการวิจัยที่

ได้รับการสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ระยะที่ 4 ช่วงปี 2558-2561 โดยเน้นอาคารที่มีรูปทรงค่อนข้างปกติ จำนวน 6 อาคาร มีความสูง 12 ถึง 39 ชั้น ซึ่งมีรายละเอียดดังแสดงในหัวข้อ ก.4



รูปที่ ก.3 การเปรียบเทียบอัตราส่วนการขยายค่าแรงเฉือนที่ฐานจากงานวิจัยและมาตรฐานต่างประเทศกับอาคารที่ตั้งอยู่ในประเทศไทย (Khy and Chintanapakdee 2017)

ก.4 วิธีการคำนวณสเปกตรัมผลตอบสนองแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (modified response spectrum analysis, MRSA)

จากการตรวจสอบพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารสูงพบว่าโหมดแรกมีการตอบสนองในช่วงอินอิลาสติกมากกว่าโหมดอื่นๆ โหมดที่สองอาจจะมีการคราก เกิดขึ้นเล็กน้อย ส่วนโหมดที่สามแทบจะไม่เกิดการคราก การคำนวณแรงเฉือนเพื่อการออกแบบกำแพง จึงเห็นควรใช้แนวทางที่เป็นแนวคิดของกลุ่มวิจัยที่มาตรฐานของสหภาพยุโรปอ้างอิง คือมีการลดค่าแรงจากโหมดพื้นฐานด้วยตัวประกอบปรับผลตอบสนอง แต่แรงในโหมดที่สูงขึ้นใช้ค่าแรงอิลาสติก ซึ่งวิธี MRSA ที่เสนอมีการพิจารณารวมผลตอบสนองจากหลายโหมดไม่ได้จำกัดแค่สองโหมดแรก และลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวมีการพิจารณารวมอยู่ในการวิเคราะห์ RSA ในโหมดต่างๆโดยอัตโนมัติ ทั้งนี้ในการคำนวณแรงเพื่อการออกแบบตาม มยผ.1302 มีการคูณปรับค่าแรงจากวิธี

พลศาสตร์ไม่ให้ต่ำกว่าร้อยละ 85 ของแรงในวิธีแรงสถิตเทียบเท่าด้วยค่า scaling factor (SF) จึงทำให้สมการสำหรับคำนวณแรงเฉือนเพื่อการออกแบบองค์อาคารกำแพง เป็นดังสมการที่ ก.20

$$V_{\mathrm{MRSA_{HE}}} = I\sqrt{\left(\frac{SF\times\Omega_0}{R}\right)^2 V_{1e}^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2\cdots} \qquad \text{(ก.20)}$$

โดยที่ $V_{\mathrm{MRSA_{HE}}}$ คือ แรงเฉือนสำหรับออกแบบองค์อาคารกำแพง

V_{ie} คือ แรงเฉือนยืดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดที่ i ในทิศทางของแรงเฉือนที่กำลังพิจารณา

I คือ ตัวประกอบความสำคัญ

SF คือ ตัวคูณปรับค่าแรงจากวิธีพลศาสตร์ไม่ให้ต่ำกว่าร้อยละ 85 ของแรงในวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

Ω_0 คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน

R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง

ทั้งนี้ค่า $\frac{SF\times\Omega_0}{R}$ ไม่ต้องใช้มากกว่า 1 เพราะแรง $V_{\mathrm{MRSA_{HE}}}$ จะได้ไม่ต้องเกินแรงอิลาสติก

ซึ่งจากการเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนในกำแพงและเสาจากสมการที่ ก.20 กับค่าจากวิธี NLRHA พบว่าค่อนข้างใกล้เคียงกันในเกือบทุกกรณีอาคารที่มีความสูง 12 ถึง 39 ชั้น ทั้งอาคารที่สมมติว่าตั้งอยู่ที่ กทม. และเชียงใหม่

ผู้วิจัยและคณะทำงานปรับปรุงร่าง มยผ.1301/1302-61 ได้นำผลการวิจัยไปนำเสนอต่อคณะกรรมการผู้ทรงคุณวุฒิ กรมโยธาธิการและผังเมือง มีการนำเสนอในการทำเทคนิคพิจารณ์ที่มีวิศวกรผู้ออกแบบเข้าร่วมเกิน 100 คน เมื่อวันที่ 26 เมษายน 2561 และมีการนำเสนอเพื่ออธิบายวิธีการคำนวณปฏิบัติ เมื่อวันที่ 22 กรกฎาคม 2562 ที่อาคารวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์

ในขณะเดียวกัน ก็ยังเป็นการสมควรที่จะมีการศึกษาวิจัยเพิ่มเติมเกี่ยวกับการออกแบบอาคารสูงที่มีรูปทรงไม่ปกติ และตรวจสอบว่าวิธีคำนวณแรงเฉือนสำหรับการออกแบบองค์อาคารกำแพงโครงสร้างตามวิธี MRSA ให้ความถูกต้องและมีความเหมาะสมหรือไม่อย่างไร เมื่ออาคารมีความไม่ปกติในผังอาคาร เช่นมีการบิดตัวมาก และเมื่ออาคารมีความไม่ปกติตามความสูง เช่น มีสองตึกที่ใช้ฐานร่วมกัน หรือ มีการลดขนาดตามความสูงแบบขั้นบันได ดังที่ได้ทำการศึกษาในโครงการวิจัยนี้

นอกจากสมการสำหรับการคำนวณแรงเฉือนในกำแพง คณะผู้วิจัยยังได้เสนอสมการสำหรับคำนวณความเครียดในกำแพงและเสา เพื่อตรวจสอบตำแหน่งที่จำเป็นต้องเสริมเหล็กรายละเอียดให้องค์อาคารมีความเหนียวเพียงพอต่อการคราก ของเหล็กเสริมหรือการอัดแตกของคอนกรีต ดังสมการที่ ก.21 แลพ ก.22

ความเครียดดึง

$$\varepsilon_t = \frac{P}{E_c A_g} + \frac{M}{E_c I_{eff}}(c + \frac{c_{\text{long}}}{3}) \qquad \text{(ก.21)}$$

ความเครียดอัด

$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_c A_g} - \frac{M}{E_c I_{eff}}(c - \frac{c_{\text{long}}}{3}) \qquad \text{(ก.22)}$$

โดยที่ M และ P คือ ค่าโมเมนต์ดัดยืดหยุ่นและค่าแรงในแนวแกนจากการคำนวณด้วยวิธี RSA แบบยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมกับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งตามลำดับ

c คือ ระยะของแกนกลางยืดหยุ่นถึงตำแหน่งที่มีการคำนวณความเครียด

A_g คือ หน้าตัดประสิทธิผลของกำแพงหรือเสา

E_c คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

I_{eff} คือ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลของหน้าตัดกำแพงหรือเสา ดังตารางที่ 6.6.3.11(b) ของมาตรฐาน ACI318M-14