



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ

“แบบจำลองกำแพงก่ออิฐที่อยู่ในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก
ภายใต้แรงกระทำสึนามิโดยใช้ชิ้นส่วนสปริงเดี่ยว”

โดย

ผศ.ดร. ปิยะวัชร ฝอยทอง

มีนาคม 2562

สัญญาเลขที่ MRG6080179

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ

“แบบจำลองกำแพงก่ออิฐที่อยู่ในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก
ภายใต้แรงกระทำสึนามิโดยใช้ชิ้นส่วนสปริงเดี่ยว”

ผู้วิจัย สังกัด

ผศ.ดร. ปิยะวัชร ฝอยทอง

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

สนับสนุนโดย

สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยและต้นสังกัด

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.และต้นสังกัดไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

บทคัดย่อ

เหตุการณ์ภัยพิบัติสึนามิเป็นเหตุการณ์ที่สร้างความเสียหายในหลายประเทศทั่วโลกเพื่อป้องกันและบรรเทาความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือนจากเหตุการณ์สึนามิในอนาคตจึงจำเป็นต้องทำความเข้าใจผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสึนามิ ซึ่งปัจจุบันนี้อาคารที่อยู่อาศัยส่วนมากเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังกำแพงอิฐก่อ ในการจำลองอาคารเพื่อศึกษาพฤติกรรมต่าง ๆ โดยทั่วไป จะพิจารณาเพียงโครงสร้างหลัก (Primary structures) ได้แก่ เสาและคาน แต่จากงานวิจัยที่ผ่านมาทำให้ทราบว่ากำแพงอิฐก่อที่อยู่ในแนวแรงได้ช่วยเพิ่มความต้านทานแรงกระทำด้านข้างให้กับอาคาร ดังนั้นเพื่อให้ได้พฤติกรรมที่แท้จริงของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจึงต้องพิจารณากำแพงอิฐก่อในแบบจำลองด้วย นอกจากนี้ในปัจจุบันประเทศไทยเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขึ้นหลายครั้งซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายแก่ชีวิตและทรัพย์สิน

ในการวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมและผลตอบสนองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐก่อภายใต้แรงสึนามิ โดยที่แรงกระทำจากสึนามิเป็นแรงดันเนื่องจากแรงไฮโดรไดนามิกส์ (Hydrodynamic force) ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ทำให้เห็นได้อย่างชัดเจนว่ากำแพงอิฐก่อมีส่วนช่วยในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ โดยความต้านทานแรงกระทำด้านข้างของกำแพงอิฐก่อขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงอัดของอิฐ จากผลการทดสอบจะเห็นได้ชัดว่าชิ้นส่วนของผนังก่ออิฐที่ทำจากอิฐมอญตันได้ค่ากำลังอัดที่สูงที่สุดซึ่งเป็นอิฐที่มีกำลังรับแรงอัดของอิฐสูงที่สุด และในการวิจัยนี้ทำการพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่พิกอาศัยในประเทศไทยเพื่อป้องกัน บรรเทาและประเมินระดับความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นในบริเวณที่มีเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว รวมทั้งสามารถใช้ในการประเมินมูลค่าความเสียหาย โดยใช้ข้อมูลความเสียหายของอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 จากข้อมูลการสำรวจความเสียหายของอาคารที่พิกอาศัยถูกแบ่งออกเป็น 3 ระดับ ในการประเมินระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวได้พิจารณาความรุนแรงแผ่นดินไหวโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหว 3 สมการ ซึ่งเส้นโค้งความบอบบางได้ถูกสร้างขึ้นด้วยวิธีความน่าจะเป็นสูงสุด และได้พิจารณาผลของมาตรฐานการก่อสร้างอาคารด้วย โดยแบบข้อมูลออกเป็นอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม อาคารที่ไม่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม และข้อมูลทั้งหมดโดยไม่จำแนกประเภทของอาคาร จากผลการวิเคราะห์พบว่าผลของสมการลดทอนแผ่นดินไหวส่งผลต่อเส้นโค้งความบอบบางอย่างเห็นได้ชัด โดยสมการลดทอนแผ่นดินไหวที่ให้ค่าความรุนแรงแผ่นดินไหวที่เบาจะทำให้ได้ค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายน้อยด้วย ผลของความต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่แตกต่างกันระหว่างโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรมและโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรมที่ได้จากการประเมินความเร่งสูงสุดในแนวนอนโดยใช้สมการลดทอนทุกสมการจะมีความชันและค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายสูงกว่าเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม

คำสำคัญ: สึนามิ ผนังก่ออิฐ แผ่นดินไหว เส้นโค้งความบอบบาง

ABSTRACT

Tsunami is the severe disaster that damage in structure and life in many countries in the world. To prevent and reduce structural damage in the future, there is a need to understand the behaviors of buildings under tsunami loading. Most buildings in many countries are reinforced concrete structures with masonry infill walls. Generally, the building is modeled by considering only the primary structures i.e. beams and columns. From previous researches, the masonry infilled wall enhances the seismic performance of the structure, significantly. Therefore, to capture the reinforced-concrete building behaviors, the masonry infilled wall model is needed to consider in the building model. Moreover, in Thailand earthquakes has occurred frequently. Those damaged to residential structure and killed people.

This research studies of the behavior and responses of masonry infilled wall in reinforced-concrete frame under tsunami force which is represented in the hydrodynamic load pattern. From the results, the lateral resistance of reinforced-concrete frame is enhanced by masonry infilled wall, significantly. The lateral resistance of reinforced-concrete frame with masonry infilled wall depends on the compressive strength of brick type. From the experimental results, it can be seen that, the solid clay brick expresses the highest compressive stress, therefore, the compressive strength of masonry prism made of solid clay brick has the highest compressive stress. Moreover, in this research, the seismic fragility curves of residential building are developed to reduce, prevent and use in seismic risk assessment. The seismic fragility curves are developed by using damage building data of the Mae Lao 2014 earthquake which were classified into 3 damage level. In the estimation of seismic hazard, 3 ground motion prediction equations are considered. The seismic fragility curves are established by the maximum likelihood method. In development of seismic fragility curves, the damage data is classified for all damage data, engineering buildings and non-engineering building. From the results, the seismic fragility curves are related on the different ground motion prediction equation, significantly. Furthermore, due to different seismic performance between engineered and non-engineered structures, fragility functions developed by non-engineered building database resulted in steeper fragility curves compared to those developed by engineered building data set for all considered ground motion prediction equations.

Keywords: Tsunami, masonry infilled wall, earthquake, fragility curve

บทสรุปผู้บริหาร (Executive Summary)

เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2547 เวลา 00:58:50 (UTC) หรือเวลาในประเทศไทย 07:58 น. ได้เกิดปรากฏการณ์แผ่นดินไหวขนาด 9.0 ตามมาตราริคเตอร์ จุดศูนย์กลางของแผ่นดินไหวอยู่ที่ตำแหน่ง 3.3° องศาเหนือ และ 95.9° องศาตะวันออก บริเวณชายฝั่งทางตะวันตกของเกาะสุมาตรา จากการที่พื้นท้องทะเลยกตัวขึ้นหลายเมตรทำให้น้ำปริมาณมากได้เคลื่อนตัวอย่างทันทีทันใดทำให้เกิดสึนามิ (Tsunami) ในมหาสมุทรอินเดียซึ่งได้สร้างความเสียหายอย่างรุนแรงต่อสิ่งก่อสร้างและคร่าชีวิตผู้คนมากมายในประเทศแถบมหาสมุทรอินเดียรวมทั้งบริเวณชายฝั่งตะวันตกภาคใต้ของประเทศไทย ระดับความสูงของคลื่นประมาณ 8-12 เมตร ในบริเวณจังหวัดพังงาและจังหวัดภูเก็ต เหตุการณ์ภัยพิบัติสึนามิเป็นเหตุการณ์ที่สร้างความเสียหายในหลายประเทศทั่วโลก เพื่อป้องกันและบรรเทาความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือนจากเหตุการณ์สึนามิในอนาคตจึงจำเป็นต้องทำความเข้าใจผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสึนามิ ซึ่งปัจจุบันนี้อาคารที่อยู่อาศัยส่วนมากเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังกำแพงอิฐก่อ ในการจำลองอาคารเพื่อศึกษาพฤติกรรมต่าง ๆ โดยทั่วไป จะพิจารณาเพียงโครงสร้างหลัก (Primary structures) ได้แก่ เสาและคาน แต่จากงานวิจัยที่ผ่านมาทำให้ทราบว่ากำแพงอิฐก่อที่อยู่ในแนวแรงได้ช่วยเพิ่มความต้านทานแรงกระทำด้านข้างให้กับอาคาร ดังนั้นเพื่อให้ได้พฤติกรรมที่แท้จริงของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจึงต้องพิจารณากำแพงอิฐก่อในแบบจำลองด้วย นอกจากนี้ในปัจจุบันประเทศไทยเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขึ้นหลายครั้งซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายแก่ชีวิตและทรัพย์สิน

ในการวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมและผลตอบสนองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐก่อภายใต้แรงสึนามิ โดยที่แรงกระทำจากสึนามิเป็นแรงดันเนื่องจากแรงไฮโดรไดนามิกส์ (Hydrodynamic force) ที่มีการกระจายตัวของความดันสม่ำเสมอตลอดความลึกน้ำ ดังนั้นในกรณีที่ระดับน้ำต่ำกว่าระดับคานพฤติกรรมและผลตอบสนองที่มีการนำเสนอจึงไม่ถูกต้องในการวิเคราะห์ ในการวิจัยนี้จะทำการเสนอพฤติกรรม ผลตอบสนองและหาความสัมพันธ์ในการประมาณความต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐก่อที่พิจารณาเพียงส่วนที่จมน้ำ (Submerge) และทำการพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่พักอาศัยในประเทศไทยเพื่อป้องกัน บรรเทาและประเมินระดับความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นในบริเวณที่มีเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว รวมทั้งสามารถใช้ในการประเมินมูลค่าความเสียหาย ซึ่งเป็นแนวทางในการกำหนดข้อบังคับการออกแบบให้ปลอดภัยเนื่องจากแผ่นดินไหว

การประเมินกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างของกำแพงอิฐสามารถประเมินได้โดยใช้สมการที่เสนอโดย Mostafaei และ Kabeyasawa (2004) ข้อมูลพื้นฐานในการประเมินความต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐคือกำลังรับแรงอัดของชิ้นส่วนกำแพงอิฐ (Masonry prism) โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบชิ้นส่วนผนังอิฐที่ทำจากอิฐแตกต่างกัน 8 ชนิด ซึ่งเป็นอิฐที่นิยมใช้ในประเทศไทย ได้แก่ อิฐบล็อก, อิฐมวลเบา, อิฐมอญชนิด 6 ชนิด ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1314 – 03b จากผลการทดสอบพบว่ากำลังรับแรงอัดของอิฐที่มีลักษณะเป็นอิฐตันมีกำลังอัดที่สูงกว่าอิฐชนิดอื่นเนื่องจากมีช่องว่างในอิฐน้อย และอิฐบล็อกซึ่งเป็นอิฐที่นิยมใช้ในพื้นที่ชนบทให้กำลังอัดที่ต่ำที่สุด เนื่องจากเนื้ออิฐทำจากผงซีเมนต์ซึ่งมีคุณสมบัติค่อนข้างเปราะและมีช่องว่างในก้อนอิฐมาก ผลการทดสอบกำลังอัดเฉลี่ยของชิ้นส่วนผนังอิฐจะเห็นว่าตัวอย่างชิ้นส่วนผนังอิฐที่ใช้ในการทดสอบจะมีค่ากำลังอัดมีค่าประมาณ 3-6 MPa แต่อิฐมอญชนิดตันมีค่ากำลังอัดที่สูงกว่าอิฐชนิดอื่น ๆ โดยมีค่าประมาณ 12 MPa ซึ่งแปรผันตรงกับกำลังรับแรงอัดที่สามารถรับได้ของอิฐ

ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงกออิฐภายใต้แรงกระทำเนื่องจากสึนามิ จะต้องวิเคราะห์หาขนาดและลักษณะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นตัวแทนของลักษณะโครงสร้างโดยทั่วไปในประเทศไทย ซึ่งในการหาขนาดและลักษณะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กตัวแทนสามารถทำได้โดยการหาค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคาร (Structural Indices) ของอาคารที่ก่อสร้างตามแนวชายฝั่งตะวันตกของประเทศไทยจำนวน 5 หลัง จากค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคารสามารถกำหนดขนาดและลักษณะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กตัวแทนเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ โดยมีลักษณะดังนี้โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กมีความสูงและความยาวเท่ากับ 3.0 เมตร และ 3.6 เมตร ตามลำดับ ขนาดหน้าตัดเสา 20 ซม. x 20 ซม. เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มม. 4 เส้น เหล็กปลอกเป็นเหล็กกลมขนาด 6 มม. ระยะเรียง 150 มม. ขนาดหน้าตัดคาน 20 ซม. x 40 ซม. เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. 5 เส้น เหล็กปลอกเป็นเหล็กกลมขนาด 6 มม. ระยะเรียง 150 มม. เพื่อให้แบบจำลองมีความถูกต้องจึงจำเป็นต้องทำการสอบเทียบแบบจำลองโครงสร้างอาคาร โดยทำการสอบเทียบกับผลการทดสอบจากงานวิจัยของ Anil และ Altin (2006) เจนศักดิ์ คชนิล (2552) เกริกฤทธิ์ พรหมดวง (2553) และ Meherbi และ Shing (1994) ในแบบจำลองโครงสร้างอาคารใช้ชิ้นส่วนไฟเบอร์ในการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคาร โดยระยะของจุดหมุนพลาสติกใช้สมการที่คำนวณมาจากสมการของ Paulay และ Priestley, (1992) จุดต่อจะมีการจำลองพฤติกรรมเป็นแบบจุดต่อแข็งเกร็งและฐานรากเป็นแบบยึดแน่น แบบจำลองของกำแพงกออิฐก่อใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Mostafaei และ Kabeyasawa (2004) จากผลการสอบเทียบพบว่าผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะการเคลื่อนตัวของแบบจำลองเมื่อเทียบกับผลการทดสอบได้ค่าใกล้เคียงกัน

เส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่พิกอาศัยเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแมลาว 2557 เส้นโค้งความบอบบางได้ถูกสร้างขึ้นด้วยวิธีความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum likelihood method) ซึ่งเป็นวิธีที่เหมาะสมกับการประเมินความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายของโครงสร้างอาคารที่มีการกระจายตัวแบบลอการิทึม (Log normal distribution) จากข้อมูลการสำรวจความเสียหายของอาคารที่พิกอาศัยถูกแบ่งออกเป็น 3 ระดับ ได้แก่ระดับสีเขียว (เสียหายเล็กน้อย) ระดับสีเหลือง (เสียหายปานกลาง) และระดับสีแดง (เสียหายมาก) และได้พิจารณาผลของมาตรฐานการก่อสร้างอาคารด้วย โดยแบ่งข้อมูลออกเป็นอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม จำนวน 10,282 หลัง อาคารที่ไม่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม จำนวน 16,269 หลัง และข้อมูลทั้งหมดโดยไม่จำแนกประเภทของอาคาร จำนวน 26,551 หลัง การประเมินระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวได้พิจารณาความรุนแรงแผ่นดินไหวที่กระจายตัวอยู่รอบ ๆ จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหว 3 สมการ ได้แก่ สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Boore และ Atkinson (2008, BA08) สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Campbell และ Bozorgnia (2008, CB08) และสมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Chiou และ Youngs (2008, CY08) ซึ่งเป็นสมการการลดทอนของแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับประเทศไทย (Chintanapakdee และคณะ, 2008) จากผลการวิเคราะห์พบว่าผลของสมการลดทอนแผ่นดินไหวส่งผลต่อเส้นโค้งความบอบบางอย่างเห็นได้ชัด โดยสมการลดทอนแผ่นดินไหวที่ให้ค่าความรุนแรงแผ่นดินไหวที่เบาจะทำให้ได้ค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายน้อยด้วย ผลของความต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่ต่างกันระหว่างโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรมและโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรมที่ได้จากการประเมินความรุนแรงสูงสุดในแนวราบโดยใช้สมการลดทอนทุกสมการจะมีความชันและค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายสูงกว่าเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ข
บทสรุปผู้บริหาร	ค
สารบัญตาราง	ฉ
สารบัญภาพ	ช
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	3
บทที่ 2 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง	4
2.1 แรงกระทำต่อโครงสร้างบนชายฝั่งเนื่องจากสึนามิ	4
2.2 การศึกษาแบบจำลองพฤติกรรมวัสดุ	11
2.3 การศึกษาพฤติกรรมและแบบจำลองของกำแพงอัฐก่อ	18
2.4 ความรุนแรงและความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557	25
2.5 การพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางภายใต้แรงแผ่นดินไหว	35
บทที่ 3 ทดสอบกำลังอัดของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ	41
3.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ	41
3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบมอร์ตาร์	46
3.3 การแคปตัวอย่างทดสอบ	47
3.4 การทดสอบ	50
3.5 ผลการทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์	52
3.6 ผลการทดสอบกำลังอัดของอิฐ	53
3.7 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ	54
บทที่ 4 แบบจำลองและการสอบเทียบ	67
4.1 การสอบเทียบแบบจำลอง	67
4.2 แบบจำลองอาคาร	73

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 5 ความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557	76
5.1 การรวบรวมข้อมูลความเสียหาย	76
5.2 วิเคราะห์ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557	80
5.3 สร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินกับค่าระดับความเสียหายที่เกิดขึ้น ของแต่ละอาคารได้รับจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557	82
บทที่ 6 เส้นโค้งความบอบบาง	84
6.1 การสร้างเส้นโค้งความบอบบาง	84
6.2 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557	85
บรรณานุกรม	89

สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.1 ตัวแปรกำลังของผนังอิฐก่อในระนาบตั้งฉาก	22
ตารางที่ 3.1 ขนาดของตัวอย่างอิฐที่ใช้ในการทดสอบกำลังอัดของอิฐแต่ละชนิด	41
ตารางที่ 3.2 ขนาดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐแต่ละชนิด	45
ตารางที่ 3.3 ขนาดและพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างมอร์ตาร์แต่ละชนิด	47
ตารางที่ 3.4 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์แต่ละชนิด	52
ตารางที่ 3.5 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างอิฐทั้งหมด	53
ตารางที่ 3.6 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 1 (CB1)	56
ตารางที่ 3.7 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 2 (CB2)	57
ตารางที่ 3.8 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 3 (CB3)	59
ตารางที่ 3.9 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 4 (CB4)	60
ตารางที่ 3.10 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 5 (CB5)	61
ตารางที่ 3.11 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 6 (CB6)	63
ตารางที่ 3.12 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB)	64
ตารางที่ 3.13 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB)	65
ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด	68
ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด	68
ตารางที่ 4.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว	68
ตารางที่ 4.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด	72
ตารางที่ 4.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด	72
ตารางที่ 4.6 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว	72
ตารางที่ 4.7 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ	72
ตารางที่ 4.8 ค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคาร	73
ตารางที่ 5.1 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอแม่ลาว (กรมโยธาธิการและผังเมือง)	77
ตารางที่ 5.2 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอป่าแดด (กรมโยธาธิการและผังเมือง)	77
ตารางที่ 5.3 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอแม่สรวย (กรมโยธาธิการและผังเมือง)	78
ตารางที่ 5.4 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอพาน (กรมโยธาธิการและผังเมือง)	78
ตารางที่ 5.5 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอเมืองเชียงราย (กรมโยธาธิการและผังเมือง)	79
ตารางที่ 5.6 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอพญาเม็งราย (กรมโยธาธิการและผังเมือง)	79

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่ 5.7 ความเสียหายของอาคารโดยจำแนกตามลักษณะของโครงสร้างอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว แม่น้ำลาว 2557	80
ตารางที่ 5.8 ค่าเฉลี่ยค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินในแต่ละตำบลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว แม่น้ำลาว 2557	82
ตารางที่ 6.1 ค่าตัวแปรเส้นโค้งความบอบบางสำหรับแต่ละชนิดของโครงสร้างอาคารและสำหรับทุกระดับความเสียหายของอาคาร สร้างจากแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหวของ BA08 CY08 และ CB08	85

สารบัญรูป

รูปที่ 2.1 ลักษณะของการเกิดคลื่นแผ่นดินไหวในรูปแบบต่าง ๆ (KRAMER, 1996)	4
รูปที่ 2.2 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัว (WITHOUT FISSION) (ASAKURA และ คณะ, 2002)	5
รูปที่ 2.3 การกระจายความดันของคลื่นที่เกิดการแตกตัว (WITH FISSION) (ASAKURA และ คณะ, 2002)	6
รูปที่ 2.4 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวในขณะที่แรงกระทำต่อโครงสร้างมีค่ามากที่สุด (ASAKURA และคณะ, 2002)	7
รูปที่ 2.5 ความดันจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการที่ 2.7 (OKADA และ คณะ, 2005)	8
รูปที่ 2.6 แรงจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการที่ 2.8 (OKADA และ คณะ, 2005)	8
รูปที่ 2.7 การกระจายแรงดันต่อโครงสร้างอาคารรูปแบบต่างๆ (OKADA และ คณะ, 2005)	9
รูปที่ 2.8 การเปรียบเทียบค่าที่คำนวณแรงที่เกิดขึ้นกับผลการทดสอบ โดยที่เส้นทึบคือค่าแรงที่คำนวณจากสมการสำหรับคลื่นที่แตกตัวบนชายฝั่ง เส้นจุดคือค่าแรงที่วัดได้จากการทดสอบ และเส้นสีเทาคือค่าแรงที่คำนวณจากสมการสำหรับแรงอุทกพลวัติ (LUKKUNAPRASIT และคณะ, 2009)	11
รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (KENT และ PARK, 1971)	11
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (MANDER และ คณะ, 1988)	12
รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (HOSHIKUMA และ คณะ, 1997)	14
รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (SAKAI และ KAWASHIMA, 2006)	15
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (MENEGOTTO และ PINTO, 1973)	17
รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมที่พิจารณาผลการโค้งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว (GOMES และ APPLETON, 1996)	17
รูปที่ 2.15 แสดงการทดสอบรับแรงตามแนวทแยงของโครงสร้างสี่เหลี่ยมผืนผ้า (SMITH 1966)	19
รูปที่ 2.16 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงด้านข้างของโครงสร้างสี่เหลี่ยมผืนผ้า 1 ชั้น (SMITH 1966)	19
รูปที่ 2.17 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงด้านข้างของโครงสร้างสี่เหลี่ยมผืนผ้า 2 ชั้น (SMITH 1966)	19
รูปที่ 2.18 การเปลี่ยนรูปเนื่องจากแรงกดตามแนวทแยงและแรงกระทำด้านข้าง (SMITH 1966)	20
รูปที่ 2.19 การประมาณการส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นสำหรับรูปที่ 2.15 (SMITH 1966)	20
รูปที่ 2.20 หลักการวิเคราะห์ผนังอิฐก่อ (MOSTAFAEI และ KABEYASAWA, 2004)	23
รูปที่ 2.21 สปริงในแนวทแยงและสปริงในแนวราบของแบบจำลองผนังอิฐก่อ (MOSTAFAEI และ KABEYASAWA, 2004)	24
รูปที่ 2.22 ผลของการวิเคราะห์แรงด้านข้างของแบบจำลองสปริงแนวราบและแนวทแยง (MOSTAFAEI และ KABEYASAWA, 2004)	25
รูปที่ 2.23 กำแพงอิฐก่อที่มีช่องว่างของหน้าต่าง (MOSTAFAEI และ KABEYASAWA, 2004)	25

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ 2.24 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 ชั้นในโรงเรียนวัดเหมืองง่าพิศวิทยายำเภอ พานจังหวัดเชียงรายที่เกิดความเสียหายแตกต่างกัน (ปณิธาน ลักษณะประสิทธิ์, 2557)	26
รูปที่ 2.25 อาคาร 2 เสาอาคารแตกร้าวรุนแรง (ปณิธาน ลักษณะประสิทธิ์, 2557)	26
รูปที่ 2.26 โรงเรียนเทศบาล 1 อำเภอ พานจังหวัดเชียงราย (ก) อาคาร คสล. 4 ชั้น (ข) ชั้นล่างเสาโค้งผนังเบา (ค) เสามุมด้านหลังวิบัติรุนแรง (ปณิธาน ลักษณะประสิทธิ์, 2557)	26
รูปที่ 2.27 ผลการประเมินความรุนแรงของเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 6.1 ตามมาตราริกเตอร์เมื่อ วันที่ 5 พฤษภาคม 2557 (วีระชาติ วิเวกวิณ และ สุวิทย์ โคสุวรรณ, 2557)	29
รูปที่ 2.28 การลดทอนของค่าความเร่งที่ขึ้นหินสูงสุดตามระยะทางสำหรับบริเวณที่ศึกษา (นคร ภู่วโรดม และ อมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี, 2557)	31
รูปที่ 2.29 แผนที่แสดงการกระจายตัวของอาคารที่ได้รับความเสียหายตำแหน่งการสำรวจและค่า Vs30 และตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวและ AFTERSHOCK (นคร ภู่วโรดม และ อมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี, 2557)	32
รูปที่ 2.30 การเสียหายอาคารบ้านเรือนในพื้นที่แผ่นดินไหว(ชยานนท์ หารัชญญโย, 2557)	34
รูปที่ 2.31 การจำแนกระดับความเสียหายเพื่อนำไปสู่คำแนะนำสำหรับการใช้อาคารในเบื้องต้น (ชยานนท์ หารัชญญโย, 2557)	35
รูปที่ 2.32 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างของค่า PGV สำหรับโครงสร้างชนิดต่างๆ (YAMAZAKI และ MURAO, 2000)	36
รูปที่ 2.33 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างของค่า PGV สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอาคารเหล็ก (YAMAZAKI และ MURAO, 2000)	36
รูปที่ 2.34 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างที่เกิดความเสียหายในแต่ละระดับ สำหรับกรณี SAME-MEDIUM (SAXENAและคณะ, 2000)	38
รูปที่ 2.35 ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายที่ระดับ 3 หรือมากกว่าที่กรณีต่างๆ (SAXENAและคณะ, 2000)	38
รูปที่ 2.36 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างสำหรับความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นที่จะเกิด ความเสียหายในระดับที่ 3 กับค่าอัตราส่วนของการเสียรูป (ASLANI และ MIRANDA, 2005)	39
รูปที่ 2.37 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างสำหรับความสัมพันธ์ 3 ค่าระหว่างความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่ 3, ค่าอัตราส่วนของการเสียรูปและอัตราส่วนแรงเฉือนแนวดิ่ง (ASLANI และ MIRANDA, 2005)	40
รูปที่ 3.1 ลักษณะอิฐชนิดต่างๆที่ใช้ในการทดสอบ	43
รูปที่ 3.2 ตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐหลังจากก่อและห่อด้วยพลาสติกเสร็จ	44
รูปที่ 3.3 ตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐระหว่างฉาบและหลังฉาบเสร็จ	44
รูปที่ 3.4 แบบหล่อตัวอย่างที่ใช้ในการเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์	46

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ 3.5 การเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์ก่อนและหลังถอดแบบ	46
รูปที่ 3.6 การแคบตัวอย่างอิฐ	48
รูปที่ 3.7 แบบหล่อตัวอย่างที่ใช้ในการแคบตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ	49
รูปที่ 3.8 การแคบตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐก่อนและหลังถอดออกจากแบบ	49
รูปที่ 3.9 การทดสอบกำลังอัดตัวอย่างมอร์ตาร์	50
รูปที่ 3.10 การทดสอบกำลังอัดของอิฐ	50
รูปที่ 3.11 เครื่องมือ LVDT และ DATA LOGGER ที่ใช้ในการทดสอบ	51
รูปที่ 3.12 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐกับเครื่องมือทดสอบ	51
รูปที่ 3.13 การทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐก่อนและหลัง	52
รูปที่ 3.14 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ มอญชนิดที่ 1 (CB1)	55
รูปที่ 3.15 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 1 (CB1)	55
รูปที่ 3.16 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ มอญชนิดที่ 2 (CB2)	57
รูปที่ 3.17 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 2 (CB2)	57
รูปที่ 3.18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ มอญชนิดที่ 3 (CB3)	58
รูปที่ 3.19 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 3 (CB3)	58
รูปที่ 3.20 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ มอญชนิดที่ 4 (CB4)	59
รูปที่ 3.21 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 4 (CB4)	60
รูปที่ 3.22 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ มอญชนิดที่ 5 (CB5)	61
รูปที่ 3.23 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 5 (CB5)	61
รูปที่ 3.24 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ มอญชนิดที่ 6 (CB6)	62
รูปที่ 3.25 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 6 (CB6)	62
รูปที่ 3.26 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ บล็อก (HB)	63

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ 3.27 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB)	64
รูปที่ 3.28 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(STRESS)และความเครียด(STRAIN) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB)	65
รูปที่ 3.29 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB)	65
รูปที่ 3.30 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยแรงอัดสูงสุดและค่าความเครียดของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ	66
รูปที่ 4.1 โครงข้อแข็งที่ใช้ในการตรวจสอบแบบจำลอง (ANIL และ ALTIN, 2006)	68
รูปที่ 4.2 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง	69
รูปที่ 4.3 แบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการวิเคราะห์	69
รูปที่ 4.4 การสอบเทียบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก	70
รูปที่ 4.5 การสอบเทียบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงก่ออิฐ	70
รูปที่ 4.6 โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อที่ใช้ในการวิเคราะห์	71
รูปที่ 4.7 แบบจำลองของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ	71
รูปที่ 4.8 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง	72
รูปที่ 4.9 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ	73
รูปที่ 4.10 ดัชนีโครงสร้างอาคาร	74
รูปที่ 4.11 แผนโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง	75
รูปที่ 4.12 รูปด้านของอาคารตัวอย่าง	75
รูปที่ 4.13 หน้าตัดเสาและหน้าตัดคานหลังคาของอาคารตัวอย่าง	75
รูปที่ 5.1 การกระจายตัวของข้อมูลความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557	76
รูปที่ 5.2 ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 โดยใช้สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย BOORE และ ATKINSON (2008)	81
รูปที่ 5.3 ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 โดยใช้สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย CAMPBELL และ BOZORGNI (2008)	81
รูปที่ 5.4 ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 โดยใช้สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย CHIOU และ YOUNGS (2008)	82
รูปที่ 6.1 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่สร้างจากแผ่นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหวของ BA08	86
รูปที่ 6.2 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่สร้างจากแผ่นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหวของ CY08	87

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ 6.3 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่สร้างจากแผ่นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอน
แผ่นดินไหวของ CB08

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2547 เวลา 00:58:50 (UTC) หรือเวลาในประเทศไทย 07:58 น. ได้เกิดปรากฏการณ์แผ่นดินไหวขนาด 9.0 ตามมาตราริกเตอร์ จุดศูนย์กลางของแผ่นดินไหวอยู่ที่ตำแหน่ง 3.3° องศาเหนือ และ 95.9° องศาตะวันออก บริเวณชายฝั่งทางตะวันตกของเกาะสุมาตรา จากการที่พื้นท้องทะเลยกตัวขึ้นหลายเมตรทำให้น้ำปริมาณมากได้เคลื่อนตัวอย่างทันทีทันใดทำให้เกิดสึนามิ (Tsunami) ในมหาสมุทรอินเดียซึ่งได้สร้างความเสียหายอย่างรุนแรงต่อสิ่งก่อสร้างและคร่าชีวิตผู้คนมากมายในประเทศแถบมหาสมุทรอินเดียรวมทั้งบริเวณชายฝั่งตะวันตกภาคใต้ของประเทศไทย ระดับความสูงของคลื่นประมาณ 8-12 เมตร ในบริเวณจังหวัดพังงาและจังหวัดภูเก็ต และเมื่อไม่กี่ปีที่ผ่านมาได้เกิดเหตุการณ์สึนามิใหญ่ๆ 2 เหตุการณ์ได้แก่ เหตุการณ์สึนามิที่รัฐเอกราชซามัวในปี 2552 และเหตุการณ์สึนามิที่ประเทศญี่ปุ่นในปี 2554 เหตุการณ์สึนามิที่รัฐเอกราชซามัวในปี 2552 ได้สร้างความเสียหายในรัฐเอกราชซามัว อเมริกานซามัว และประเทศตองกา โดยมีจำนวนผู้เสียชีวิตมากกว่า 189 คน และอาคารบ้านเรือนเสียหายจำนวนมาก สำหรับเหตุการณ์สึนามิที่ประเทศญี่ปุ่น เมื่อวันที่ 11 มีนาคม 2554 เหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 9.0 ตามมาตราริกเตอร์ บริเวณใกล้ชายฝั่งตะวันออกของเกาะฮอนชู คลื่นยักษ์สึนามิได้สร้างความเสียหายรุนแรงที่สุดในประวัติศาสตร์ของประเทศญี่ปุ่น ด้วยความสูงคลื่นสูงสุดประมาณ 40 ม. เหตุการณ์ครั้งนี้คร่าชีวิตผู้คนประมาณ 20,000 คน และอาคารสิ่งก่อสร้างประมาณ 830,000 หลังได้รับความเสียหายอย่างมาก

เพื่อป้องกันและบรรเทาความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือนจากเหตุการณ์สึนามิในอนาคตจึงจำเป็นต้องทำความเข้าใจผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสึนามิ ซึ่งปัจจุบันนี้อาคารที่อยู่อาศัยส่วนมากเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังกำแพงอิฐก่อ ในการจำลองอาคารเพื่อศึกษาพฤติกรรมต่าง ๆ โดยทั่วไป จะพิจารณาเพียงโครงสร้างหลัก (Primary structures) ได้แก่ เสาและคาน แต่จากงานวิจัยที่ผ่านมาทำให้ทราบว่ากำแพงอิฐก่อที่อยู่ในแนวแรงได้ช่วยเพิ่มความต้านทานแรงกระทำด้านข้างให้กับอาคาร ดังนั้นเพื่อให้ได้พฤติกรรมที่แท้จริงของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจึงต้องพิจารณากำแพงอิฐก่อในแบบจำลองด้วย เมื่อเร็วๆ นี้ได้มีผู้ทดสอบและศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อภายใต้แรงกระทำด้านข้าง โดยให้แรงกระทำที่ระดับคานของโครงข้อแข็ง ทำให้ทราบถึงรูปแบบการวิบัติ (Failure modes) และความต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อที่แปรเปลี่ยนคุณสมบัติของวัสดุ (Material properties) และอัตราส่วนความยาวต่อความสูง (Aspect ratio) ซึ่งการทดสอบและการประมาณความต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อที่ให้แรงกระทำที่ระดับคานของโครงข้อแข็งเหมาะสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมและผลตอบสนองของอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว

นอกจากนี้ในปัจจุบันประเทศไทยเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขึ้นหลายครั้งซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายแก่ชีวิตและทรัพย์สิน เหตุการณ์แผ่นดินไหวเป็นเหตุการณ์ที่ไม่สามารถคาดการณ์ได้อย่างแม่นยำว่าจะเกิดขึ้นเมื่อไรและเกิดขึ้นที่ไหน สำหรับประเทศไทยเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถรับรู้ถึงแรงสั่นสะเทือนและสร้างความเสียหายต่อโครงสร้างอาคารได้แก่ เหตุการณ์แผ่นดินไหว อำเภอฟาน จังหวัดเชียงราย ขนาด 5.1 ตามมาตราริกเตอร์ วันที่ 11 กันยายน พ.ศ. 2537

แผ่นดินไหวนี้มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่อำเภอแม่สรวย จังหวัดเชียงราย ทำให้เกิดความเสียหายเล็กน้อยถึงปานกลางแก่อาคารต่างๆ รวมทั้งวัดและโรงเรียนกว่า 50 หลัง เหตุการณ์แผ่นดินไหวลาว ขนาด Mw 6.3 วันที่ 16 พ.ค. 2550 จุดศูนย์กลางอยู่ในประเทศลาว ห่างจากจังหวัดเชียงรายที่จุดใกล้ที่สุดราว 60 กม. ทำให้โครงสร้างอาคารเกิดความเสียหายเสาอาคารวิบัติด้วยการเฉือนของเสาและเกิดการกระแทกกันของอาคารขณะสั่นไหว เหตุการณ์แผ่นดินไหว Tarlay, Myanmar ขนาด Mw 6.8 วันที่ 24 มีนาคม 2554 มีจุดศูนย์กลางอยู่ห่างจากพรมแดนไทยเพียงประมาณ 30-40 กม. เสาอาคารวิบัติด้วยการเฉือน ผนังอิฐก่อภายในโครงข้อแข็ง คสล. (Masonry infilled RC frame) วิบัติโดยแตกร้าวทแยง และเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม พ.ศ.2557 เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่รุนแรงที่สุดที่เกิดขึ้นในประเทศไทยมีขนาด 6.3 ตามมาตราริกเตอร์ จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว อยู่ในตำบลทรายขาว อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย เกิดจากการปล่อยพลังงานจากรอยเลื่อนพะเยา มีความลึกลงไปใต้ดิน 6 กิโลเมตร (สำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว, 2557) ส่งผลให้เกิดความเสียหายต่ออาคาร บ้านเรือนและทาวเวอร์ไฮสในรัศมีประมาณ 30 กิโลเมตรจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว อัตราเร่งที่ผิวดินมีค่าประมาณ 0.20-0.25g โดยที่ g เป็น อัตราเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก อาคารที่พังอาศัยมากกว่า 10,000 หลังคาเรือนได้รับความเสียหาย โดยแบ่งตามระดับความเสียหาย 3 ระดับ ได้แก่ ไม่ปลอดภัย/วิบัติ 457 หลัง สามารถซ่อมแซมได้ 2,180 หลัง และปลอดภัยสำหรับอยู่อาศัย 7,714 หลัง

ในการวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมและผลตอบสนองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐก่อภายใต้แรงสั่นไหว โดยที่แรงกระทำจากสึนามิเป็นแรงดันเนื่องจากแรงไฮโดรไดนามิกส์ (Hydrodynamic force) ที่มีการกระจายตัวของความดันสม่ำเสมอตลอดความลึกน้ำ ดังนั้นในกรณีที่ระดับน้ำต่ำกว่าระดับคานพฤติกรรมและผลตอบสนองที่มีการนำเสนอจึงไม่ถูกต้องในการวิเคราะห์ ในการวิจัยนี้จะทำการเสนอพฤติกรรม ผลตอบสนองและหาความสัมพันธ์ในการประมาณความต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐก่อที่พิจารณาเพียงส่วนที่จมน้ำ (Submerge) และทำการพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่พังอาศัยในประเทศไทยเพื่อป้องกัน บรรเทาและประเมินระดับความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นในบริเวณที่มีเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว รวมทั้งสามารถใช้ในการประเมินมูลค่าความเสียหาย ซึ่งเป็นแนวทางในการกำหนดข้อบังคับการออกแบบให้ปลอดภัยเนื่องจากแผ่นดินไหว

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1) เพื่อประเมินรูปแบบการกระจายตัวของแรงกระทำเนื่องจากสึนามิต่อกำแพงก่ออิฐ
- 2) เพื่อประเมินผลของกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างของกำแพงเนื่องจากชนิดของอิฐก่อ
- 3) เพื่อพัฒนาแบบจำลองกำแพงก่ออิฐที่อยู่ในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้างเนื่องจากสึนามิ
- 4) เพื่อศึกษาพฤติกรรมของอาคารที่ได้รับความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557
- 5) เพื่อพัฒนาเส้นโค้งความบอบบาง (Fragility curve) ของอาคารซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหายโดยรวมกับความเร่งสูงสุดบนผิวดินเพื่อสามารถประเมินความเสี่ยงของโครงสร้างจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

- 1) ศึกษาอยู่ระนาบการวิบัติแบบ In plane และศึกษาพฤติกรรมแบบเชิงเส้นขององค์อาคาร
- 2) ศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้าง โดยพิจารณาโครงข้อแข็ง 2 มิติ ไม่พิจารณาผลของการกัดเซาะของดินบริเวณใต้ฐานราก (Scouring) และผลของแรงกระทำเนื่องจากวัตถุที่ลอยมากับกระแสน้ำ (Debris force)
- 3) วิเคราะห์แรงกระทำด้านข้าง โดยใช้แบบจำลองสปริงในแนวราบ สปริงในแนวทแยง เพื่อเสนอแบบจำลองพฤติกรรมของ Multiple spring ให้อยู่ในรูปแบบ Single spring
- 4) ข้อมูลความเสียหายของอาคารที่ใช้ในการพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางจะพิจารณาเฉพาะอาคารที่เสียหายเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 เท่านั้น
- 5) พัฒนาเส้นโค้งความบอบบางสำหรับความเสียหาย 3 ระดับ ได้แก่ ไม่ปลอดภัย/วิบัติ สามารถซ่อมแซมได้ และปลอดภัยสำหรับอยู่อาศัย โดยไม่คำนึงถึงลักษณะของโครงสร้าง
- 6) พัฒนาเส้นโค้งความบอบบางโดยใช้วิธีความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum likelihood method)

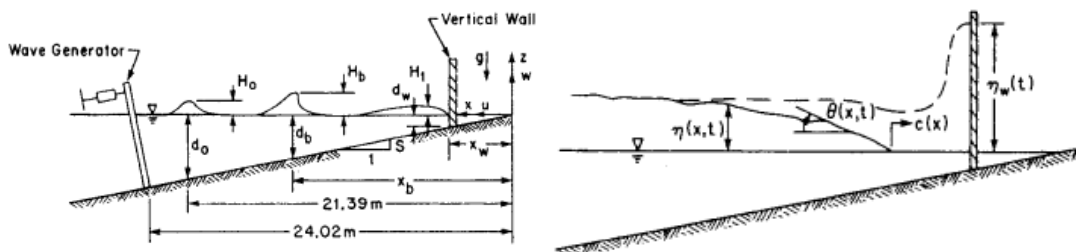
บทที่ 2

วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

การศึกษาในครั้งนี้ต้องการที่จะศึกษาพฤติกรรมของผนังอริฐเมื่อรับแรงด้านข้างที่เกิดจากสึนามิและพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางสำหรับความเสียหาย ของโครงสร้าง ซึ่งงานวิจัยที่เกี่ยวข้องจะประกอบไปด้วยการศึกษาแรงที่เกิดจากสึนามิที่กระทำต่อผนังอริฐ

2.1 แรงกระทำต่อโครงสร้างบนชายฝั่งเนื่องจากสึนามิ

Ramsden และ Raichlen (1990) ได้ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อวัดแรงจากคลื่นที่ปะทะกับกำแพงที่ไม่มีช่องเปิด ซึ่งเป็นคลื่นที่แตกตัวก่อนปะทะกับกำแพง โดยในการสร้างคลื่นนั้นได้ใช้หลักการของการผลักดันน้ำด้วยลูกสูบ (Piston-type) เพื่อให้กำเนิดคลื่น ซึ่งทำการทดลอง 6 กรณีโดยการแปรเปลี่ยนอัตราส่วนความลึกเริ่มต้น H_0 / d_0 ดังแสดงในรูปที่ 2.1 จากผลการทดลองสามารถสรุปได้ว่าในทุกกรณีแรงสูงสุดที่กระทำต่อกำแพงจะเกิดหลังจากความสูงคลื่นสูงสุด แรงที่วัดได้จากการทดสอบมีค่าน้อยกว่าค่าแรงที่คำนวณได้จากสมการที่ (2.1) โดยสมมติว่าแรงดันของคลื่นมีการกระจายตัวแบบอุทกสถิต อย่างไรก็ตามแรงที่วัดได้จากการทดสอบมีค่าใกล้เคียงกับค่าแรงที่คำนวณได้จากสมการของ Cross (1967) ดังสมการที่ (2.2) แรงที่คลื่นกระทำต่อกำแพงมีค่าประมาณ 5.5 ถึง 7 เท่าของแรงอุทกสถิต นอกจากนี้ยังได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์ความเร็วคลื่น $N_F = c / \sqrt{gH_1}$ ควรมีค่าเท่ากับ 1.55 สำหรับคลื่นแตกตัวที่มีขนาดเล็ก และมีค่าเท่ากับ 1.8 สำหรับคลื่นแตกตัวขนาดใหญ่



(ก) ภาพอธิบายตัวแปรในการคำนวณ

(ข) ภาพอธิบายความสูงคลื่น

รูปที่ 2.1 ลักษณะของการเกิดคลื่นแผ่นดินไหวในรูปแบบต่าง ๆ (Kramer, 1996)

$$F = \frac{1}{2} b \gamma (\eta_w + d_w)^2 \quad (2.1)$$

$$F_T = \frac{1}{2} \gamma b (\eta + d_w)^2 + \frac{\gamma}{g} C_F b c^2 (\eta) \quad (2.2)$$

โดยที่

C_F คือค่าสัมประสิทธิ์แรง $= 1 + (\tan \theta)^{1.2}$

d_w คือค่าความสูงน้ำนิ่งที่ระยะห่างจากกำแพง 5 มม.

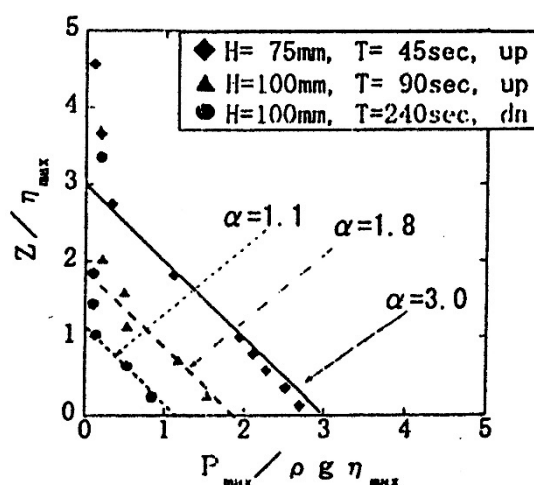
b คือค่าความกว้างของกำแพง

γ คือค่าระยะจากพื้นถึงจุดศูนย์กลางแรง

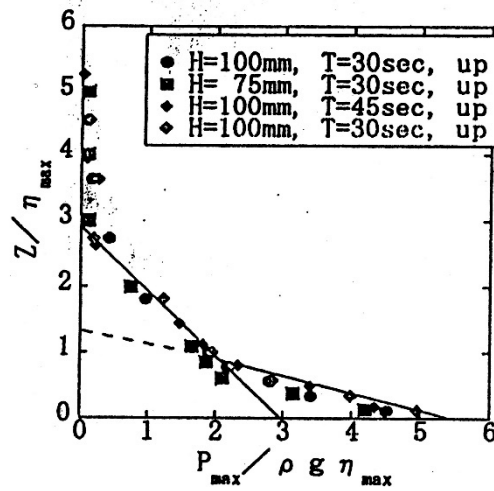
g คือค่าความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

Hamzah และคณะ (2000) ได้ทำการประมาณการกระจายตัวของความดันอุทกพลวัต (Hydrodynamic pressure) ของคลื่นที่แตกตัวจากการทดลองในรางชลศาสตร์ จากผลการทดลองพบว่าเกิดจุดสูงสุดของค่าความดัน 2 ค่า จุดแรกเกิดจากการกระแทกของคลื่นต่อกำแพงส่วนอีกหนึ่งจุดเกิดจากความดันน้ำมีกระจายตัวเป็นแบบอุทกพลวัต นอกจากนี้ยังได้ทำการศึกษาแบบจำลอง 2 และ 3 มิติ ซึ่งผลที่ได้จากแบบจำลองสอดคล้องกับผลการทดลองในรางชลศาสตร์ ยกเว้นค่าความดันเนื่องจากการกระแทกของคลื่น

Asakura และ คณะ (2002) ได้เสนอเครื่องมือที่ใช้ในการสร้างคลื่นโดยการใช้ปั้มน้ำเพื่อให้กำเนิดคลื่นที่มีความยาวคลื่นมาก ในรางชลศาสตร์ 2 มิติ และได้เสนอสมการแสดงลักษณะการกระจายความดันคลื่นซึ่งทำการพิจารณาหน้าคลื่น 2 แบบคือ แบบไม่เกิดการแตกตัว (Without fission) และแบบเกิดการแตกตัว (With fission) โดยการกระจายของความดันสูงสุดของหน้าคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวสามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ของเส้นตรงเชิงเดี่ยว (Linear) ดังแสดงดังรูปที่ 2.2 ส่วนหน้าคลื่นที่เกิดการแตกตัวจะสามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ของเส้นตรงเชิงคู่ (Bilinear) ดังแสดงดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.2 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัว (Without fission) (Asakura และ คณะ, 2002)



รูปที่ 2.3 การกระจายความดันของคลื่นที่เกิดการแตกตัว (With fission) (Asakura และ คณะ, 2002)

จากรูปที่ 2.2 สามารถเขียนสมการแสดงลักษณะการกระจายความดันของคลื่นที่หน้าคลื่นไม่เกิดการแตกตัว (Without fission) ได้ดังสมการที่ (2.3)

$$\frac{P_{\max}}{\rho g \eta_{\max}} = \alpha - \frac{Z}{\eta_{\max}} \quad (2.3)$$

จากรูปที่ 2.3 สามารถเขียนสมการแสดงลักษณะการกระจายความดันของคลื่นที่หน้าคลื่นเกิดการแตกตัว (With fission) ได้ดังสมการที่ (2.4)

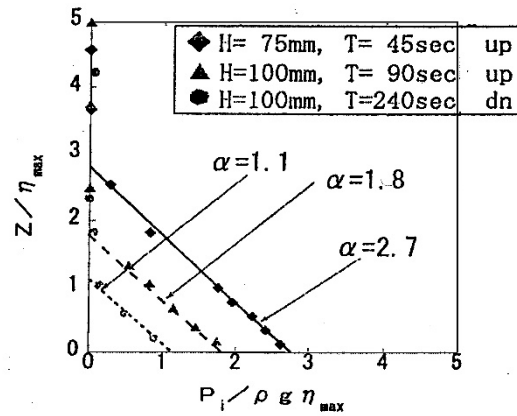
$$\frac{P_{\max}}{\rho g \eta_{\max}} = \max\left(\alpha - \frac{Z}{\eta_{\max}}, 1.8\alpha - \frac{4Z}{\eta_{\max}}\right) \quad (2.4)$$

โดยที่

- V = ความเร็วของน้ำ (เมตร/วินาที)
- $P_{\max}$ = ความดันของคลื่นที่มากที่สุด
- ρ = ความหนาแน่นของน้ำ
- g = ความเร่งโน้มถ่วงของโลก
- $\eta_{\max}$ = ความสูงที่มากที่สุดของคลื่นสึนามิซึ่งวัดจากระดับพื้นดิน
- α = ดัชนีความดันคลื่น ($1 \leq \alpha \leq 3$)
- Z = ระยะในแนวดิ่งซึ่งวัดจากพื้นดินไปจนถึงจุดที่ต้องการทราบค่าความดันของคลื่น
- F_x = ค่าของแรงในแนวนอนที่มากที่สุดที่กระทำต่อโครงสร้าง

จากการทดลองพบว่าแรงกระทำในแนวนอนที่ได้จากสมการที่ 2.3 และสมการที่ 2.4 เป็นสมการที่หาโดยการกระจายตัวของความดันคลื่นมากที่สุดเกิดขึ้นพร้อมกันในทุกตำแหน่งที่ทำการตรวจวัด ซึ่งโดยปกติความดันที่มากที่สุดจะ

ไม่เกิดขึ้นพร้อมกันในทุกๆ จุด ในเวลาเดียวกัน จึงทำให้ค่าที่ได้จากสมการที่ 2.3 และ สมการที่ 2.4 มีค่ามากกว่าแรงกระทำที่มากที่สุดที่เกิดขึ้นจริง ซึ่งจากผลการทดลองพบว่า ในขณะที่แรงกระทำต่อโครงสร้างมีค่ามากที่สุด การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวมีลักษณะดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวในขณะที่แรงกระทำต่อโครงสร้างมีค่ามากที่สุด (Asakura และคณะ, 2002)

จากรูปที่ 2.2 ค่า α มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 3 แต่ในขณะที่รูปที่ 2.4 ค่า α มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 2.7 ซึ่งเมื่อแทน $\alpha = 3$ และ $\alpha = 2.7$ ลงในสมการที่ 14 ทำให้สามารถคำนวณแรงในแนวราบที่มากที่สุดที่กระทำต่อโครงสร้างได้ดังนี้

$$F_x = \left(\frac{1}{2}\right)(3\eta_{\max})(3\rho g \eta_{\max}) = \left(\frac{9}{2}\right)\rho g \eta_{\max}^2 \quad (2.5)$$

$$F_x = \left(\frac{1}{2}\right)(2.7\eta_{\max})(2.7\rho g \eta_{\max}) = \left(\frac{7.29}{2}\right)\rho g \eta_{\max}^2 \quad (2.6)$$

ซึ่งจะเห็นได้ว่าในกรณีของคลื่นที่ไม่แตกตัวเมื่อแทน $\alpha = 3$ จะได้แรงกระทำที่มากกว่าแรงกระทำที่แทนด้วย $\alpha = 2.7$ ประมาณ 20 เปอร์เซ็นต์

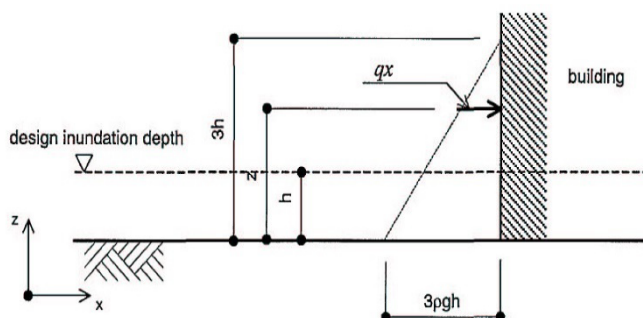
Okada และ คณะ (2005) ได้เสนอสมการที่ใช้ในการคำนวณความดันและแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิ โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

สมการของความดันที่เกิดจากคลื่นสึนามิ แสดงดังสมการที่ 2.7

$$q_x = \rho g(3h - z) \quad (2.7)$$

โดยที่

- q_x = ความดันจากคลื่นสึนามิ
 ρ = ความหนาแน่นของน้ำ
 g = ความเร่งโน้มถ่วงของโลก
 h = ความสูงน้ำท่วมสำหรับการออกแบบ (Inundation depth)
 z = ความสูงในแนวตั้งซึ่งวัดจากระดับพื้นดินโดยที่ $0 \leq z \leq 3h$ (เมตร)



รูปที่ 2.5 ความดันจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการที่ 2.7 (Okada และ คณะ, 2005)

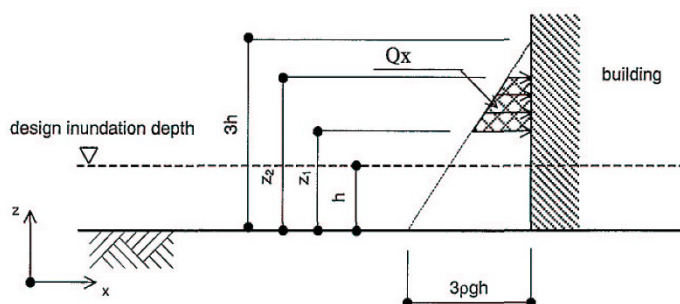
สมการของแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิ แสดงดังสมการ

$$Q_x = \rho g B \int_{z_1}^{z_2} (3h - z) dz$$

$$Q_x = \frac{1}{2} \rho g B \{ (6hz_2 - z_2^2) - (6hz_1 - z_1^2) \} \quad (2.8)$$

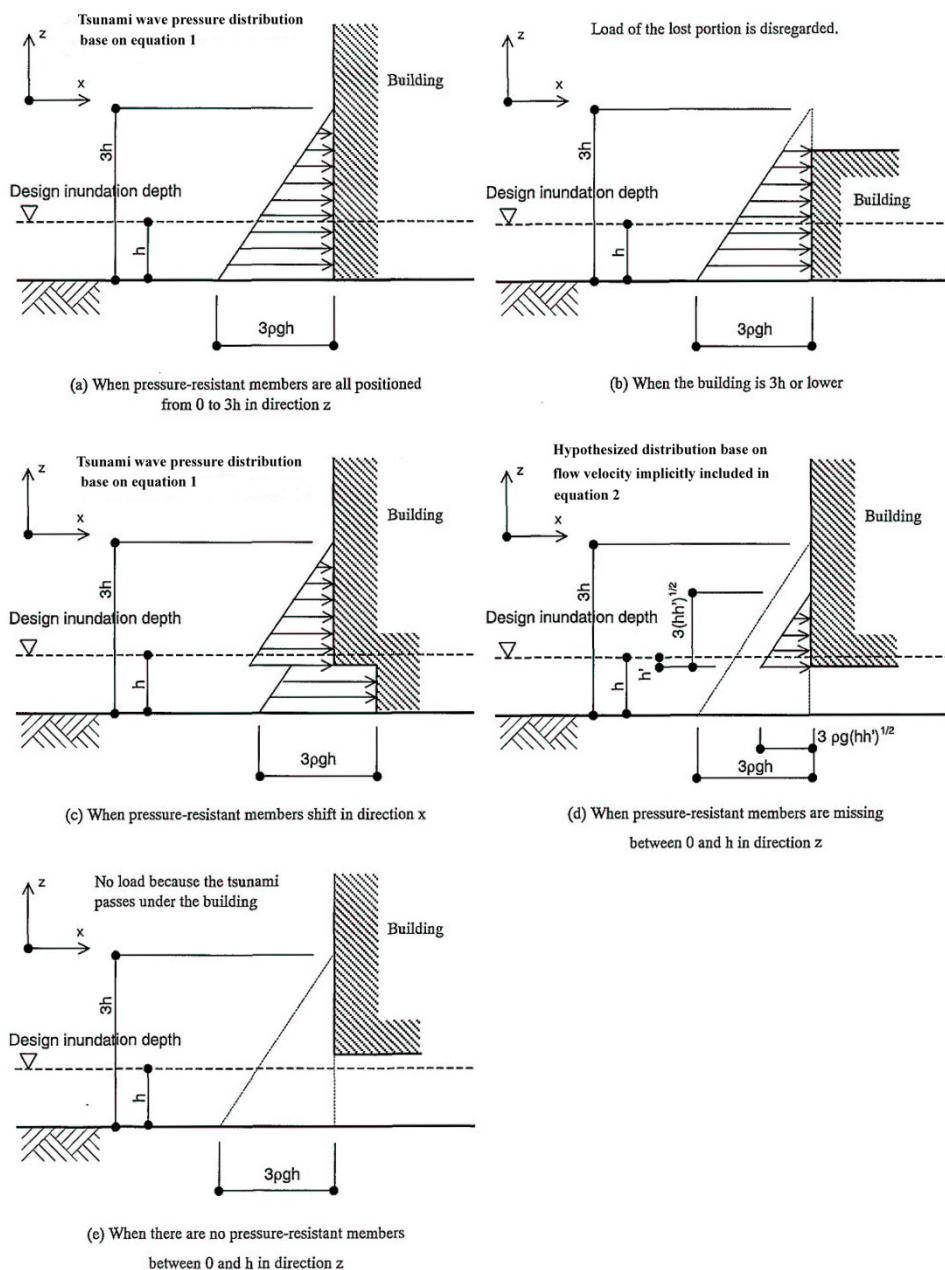
โดยที่

- Q_x = แรงจากคลื่นสึนามิ
 B = ความกว้างของอาคาร
 z_1 = ความสูงต่ำสุดของพื้นที่ที่ได้รับแรงดัน $0 \leq z_1 \leq z_2$
 z_2 = ความสูงสูงสุดของพื้นที่ที่ได้รับแรงดัน $z_1 \leq z_2 \leq 3h$



รูปที่ 2.6 แรงจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการที่ 2.8 (Okada และ คณะ, 2005)

นอกจากนี้ยังได้เสนอการกระจายแรงดันตามรูปแบบของอาคารดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งถ้าอาคารมีความสูงน้อยกว่าความสูงน้ำท่วมก็จะคิดการกระจายความดันเฉพาะความสูงของอาคารดังแสดงในรูปที่ 2.7 (b) และถ้าพื้นที่ต่ำกว่าสูงกว่าความสูงน้ำท่วมคลื่นสามารถไหลผ่านไปได้ก็จะทำให้ไม่เกิดความดันขึ้นดังรูปที่ 2.7 (e)



* Excluding windows and other small openings

รูปที่ 2.7 การกระจายแรงดันต่อโครงสร้างอาคารรูปแบบต่างๆ (Okada และ คณະ, 2005)

Yeh (2006, 2007) ได้ทำการเสนอสมการของแรงอุทกพลวัตสูงสุด (Maximum hydrodynamic forces) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.9 ซึ่งอยู่บนพื้นฐานการไหลของโมเมนตัม (Momentum flux) ที่ได้คำนวณ

มาจากแบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical models) และได้ทำการแนะนำว่าในการคำนวณแรงอุทกพลวัตที่แท้จริงนั้น จะต้องพิจารณาถึงสัมประสิทธิ์ของแรงดูด (Drag coefficient) ที่เหมาะสมด้วย

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_d B (hu^2)_{\max} \quad (2.9)$$

โดยที่

- B = ความกว้างของอาคารในระนาบรับแรง
 C_d = สัมประสิทธิ์ของแรงดูด (Drag coefficient)
 ρ = ความหนาแน่นของน้ำ

โดยที่ $(hu^2)_{\max} \neq h_{\max} u_{\max}^2$ เนื่องจากที่ความสูงสูงสุดกับความเร็วสูงสุดไม่ได้เกิดที่เวลาเดียวกัน โดยในการไหลของโมเมนตัม $(hu^2)_{\max}$ หาได้จากสมการที่ 2.10 และสมการที่ 2.11

$$\frac{(hu^2)_{\max}}{g\alpha^2 L^2} = 0.11 \left(\frac{X}{L} \right)^2 + 0.015 \left(\frac{X}{L} \right) \quad (2.10)$$

$$\frac{hu^2}{gR^2} = 0.125 + 0.11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 - 0.235 \left(\frac{z}{R} \right) \quad (2.11)$$

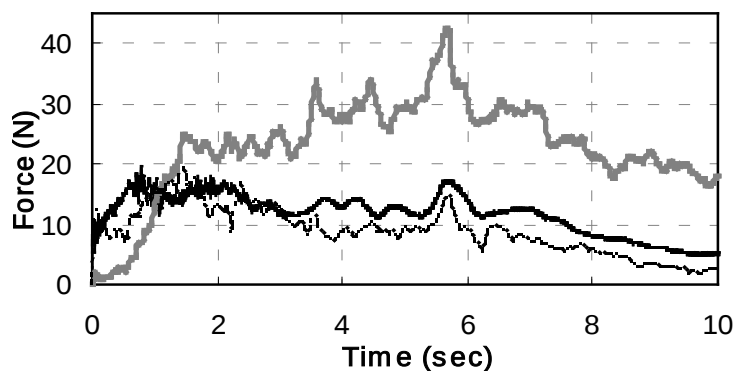
โดยที่

- X = ระยะจากตำแหน่งที่สนใจจนถึงระดับที่น้ำท่วมถึง
 L = ระยะจากชายหาดถึงระดับที่น้ำท่วมถึง
 α = ความลาดชันของชายหาด
 z = ระดับความสูงที่ตำแหน่งอาคาร
 R = ระดับความสูงที่ตำแหน่งน้ำท่วมสูงสุด

Lukkunaprasit และคณะ (2009) ได้ทำการตรวจสอบแนวทางการออกแบบในมาตรฐาน FEMA P646 (2008) โดยใช้ผลการทดลองในรางชลศาสตร์ จากสมการที่เสนอโดย FEMA P646 (2008) ในการคำนวณหาแรงเนื่องจากอุทกพลวัตและแรงเนื่องจากคลื่นที่แตกตัวบนชายฝั่งดังสมการที่ 2.12 และสมการที่ 2.13 ตามลำดับ โดยใช้สองสมการนี้คำนวณหาค่าแรงที่เกิดขึ้นเปรียบเทียบกับผลการทดสอบซึ่งใช้ค่าความเร็วในการไหลจากการวัดในรางชลศาสตร์ค่าที่ได้แสดงดังรูปที่ 2.8 ซึ่งสรุปได้ว่าค่าแรงที่วัดได้จากการทดสอบสอดคล้องกับค่าแรงที่คำนวณโดยสมการคำนวณแรงเนื่องจากอุทกพลวัตโดยใช้สัมประสิทธิ์ของแรงดูดมีค่าเท่ากับ 2.0

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_d B h u^2 \quad (2.12)$$

$$F_s = 4.5 \rho g B h^2 \quad (2.13)$$

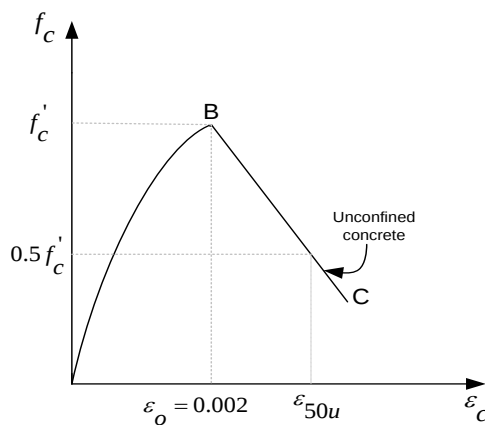


รูปที่ 2.8 การเปรียบเทียบค่าที่คำนวณแรงที่เกิดขึ้นกับผลการทดสอบ โดยที่เส้นทึบคือค่าแรงที่คำนวณจากสมการสำหรับคลื่นที่แตกตัวบนชายฝั่ง เส้นจุดคือค่าแรงที่วัดได้จากการทดสอบ และเส้นสีเทาคือค่าแรงที่คำนวณจากสมการสำหรับแรงอุทกพลวัต (Lukkunaprasit และคณะ, 2009)

2.2 การศึกษาแบบจำลองพฤติกรรมวัสดุ

2.2.1 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

Kent และ Park (1971) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงในรูปที่ 2.9 ซึ่งพบว่าในช่วงแรกกำลังอัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามสัดส่วนของสมการเส้นโค้งพาราโบลา และช่วงหลังกำลังอัดจะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็วโดยมีลักษณะเป็นเส้นตรง และยังพบว่าความเครียดที่จุดประลัยมีค่าค่อนข้างต่ำซึ่งแสดงว่าความเหนียว (Ductility) ของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดมีค่าค่อนข้างต่ำ



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Kent และ Park, 1971)

ช่วง AB ($\varepsilon_c \leq \varepsilon_o$)

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad (2.14)$$

ช่วง BC ($\varepsilon_c > \varepsilon_o$)

$$f_c = f'_c - Z_I (\varepsilon_c - \varepsilon_o) \quad \text{เมื่อ } \varepsilon_c < 0.004 \quad (2.15)$$

$$f_c = 0 \quad \text{เมื่อ } \varepsilon_c \geq 0.004 \quad (2.16)$$

โดยที่

$$Z_I = \frac{f'_c - 0.5 f'_c}{\varepsilon_{50u} - 0.002} \quad (2.17)$$

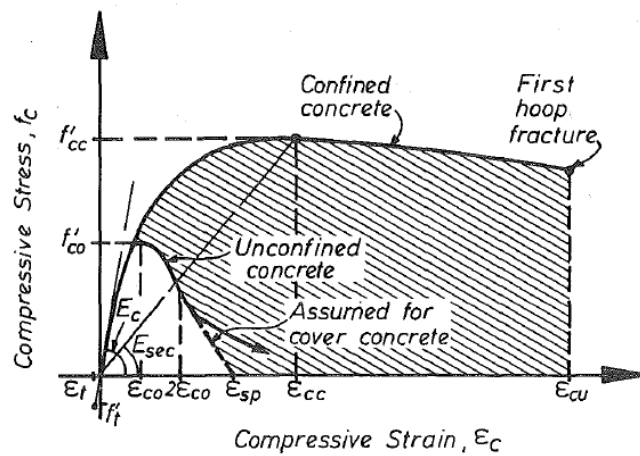
$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (2.18)$$

f'_c = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (MPa)

ε_o = ความเครียดของคอนกรีตที่กำลังสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.002

2.2.2 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการโอบรัด

Mander และ คณะ (1988) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงในรูปที่ 2.10 โดยทำการทดสอบเสาที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวางรูปสี่เหลี่ยมและวงกลมภายใต้แรงอัดที่ไม่มีการเอียงศูนย์และควบคุมให้การหดตัวเป็นไปอย่างช้าๆ (Slow strain rate) โดยหน่วยแรงของการโอบรัดด้านข้างจะขึ้นอยู่กับลักษณะของการจัดเรียงของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวาง โดยจากกราฟความเครียดอัดประลัยตามแนวแกน (ε_{cu}) สามารถหาได้จากพื้นที่ส่วนที่แรงของเส้นโค้งของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Mander และ คณะ, 1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2.19)$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (2.20)$$

โดยที่

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.21)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.23)$$

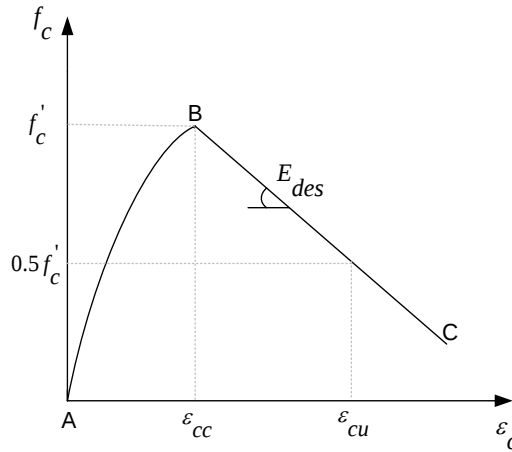
$$\varepsilon_{co} = 0.002 \quad (2.24)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (2.25)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.26)$$

โดยที่	f'_{co}	=	กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด
	f'_l	=	หน่วยแรงโอบรัดประสิทธิภาพ มีค่าเท่ากับ $f_l \cdot k_e$
	f_l	=	หน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง
	k_e	=	ค่าสัมประสิทธิ์โอบรัดประสิทธิภาพ มีค่าเท่ากับ A_e / A_{cc}
	A_e	=	พื้นที่ของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดประสิทธิภาพ
	A_{cc}	=	มีค่าเท่ากับ $A_c (1 - \rho_{cc})$
	A_c	=	พื้นที่ของคอนกรีตที่อยู่ภายในเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมทางขวาง
	ρ_{cc}	=	อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาวต่อพื้นที่คอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กเสริมทางขวาง
	ε_c	=	ความเครียดในการหดตัวของคอนกรีต

Hoshikuma และ คณะ (1997) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงในรูปที่ 2.11 โดยได้จากการทดสอบของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่พิจารณาถึงปัจจัยของ ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางต่อปริมาณคอนกรีต ระยะระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง ลักษณะของอ (Hook) สัดส่วนของหน้าตัดเสา และลักษณะของเหล็กยึด (Crosstie) โดยสมมติให้ค่าของกำลังอัดประลัยมีค่าเท่ากับ 50% ของกำลังอัดสูงสุดโดยค่าที่ได้มีค่าใกล้เคียงกว่าแบบจำลองอื่นเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับแบบจำลองอื่นๆและเทียบกับผลการทดสอบ



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997)

ช่วง AB: $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (2.27)$$

ช่วง BC: $\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$

$$f_c = f'_c + E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (2.28)$$

โดยที่

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f'_{cc}} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{2E_{des}} \quad (2.30)$$

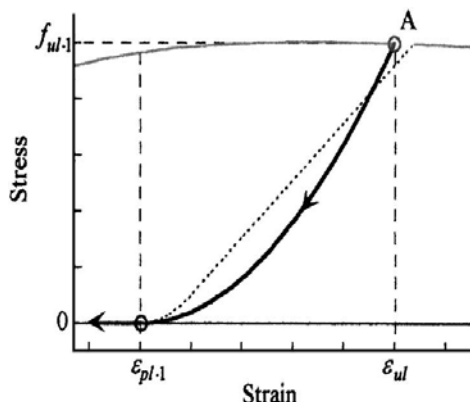
$$\frac{f'_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.8\alpha \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (2.31)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (2.32)$$

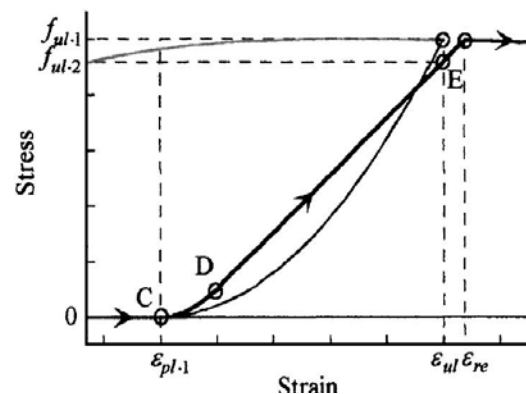
$$E_{des} = 11.2 \frac{f_{co}^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (2.33)$$

- f_c = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa)
 ε_{cc} = ความเครียดที่กำลังรับแรงอัดสูงสุด
 f_{cc} = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (MPa)
 f_{co} = กำลังของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (MPa)
 E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (MPa)
 E_{des} = อัตราการลดลงของกราฟในช่วง $\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$
 ρ_s = อัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดโดยคิดจากเส้นรอบนอกของเหล็กเสริมทางขวาง
 f_{yh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง
 α, β = พารามิเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับลักษณะของหน้าตัดโดย หน้าตัดรูปวงกลมจะมีค่า $\alpha = 1$ และ $\beta = 1$ หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจะมีค่า $\alpha = 0.2$ และ $\beta = 0.4$

Sakai และ Kawashima (2006) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่มีการโอบรัดสำหรับการถอนแรงกระทำ (Unloading) และการให้แรงกระทำอีกครั้ง (Reloading) โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ดังแสดงรูปที่ 2.12 ซึ่งแบบจำลองที่เสนอมีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบที่ให้แรงอัดกับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่พิจารณาเหล็กเสริมตามขวางในปริมาณที่แตกต่างกัน



(ก) การถอนแรงกระทำ



(ข) การให้แรงอีกครั้ง

รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Sakai และ Kawashima, 2006)

เส้นการถอนแรงกระทำ

$$f_c = f_{ul.1} \left[\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl.1}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl.1}} \right]^2 \quad (2.34)$$

เส้นการให้แรงอีกครั้ง

$$f_c = \begin{cases} 2.5 f_{ul.n} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl.n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl.n}} \right)^2 & 0 \leq \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl.n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl.n}} \right) < 0.2 \\ E_{c.rl} (\varepsilon_c - \varepsilon_{ul}) + f_{ul.n+1} & 0.2 \leq \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl.n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl.n}} \right) \leq \left(\frac{\varepsilon_{re} - \varepsilon_{pl.n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl.n}} \right) \end{cases} \quad (2.35)$$

โดยที่

$f_{ul.1}$	=	กำลังคอนกรีตที่ตำแหน่งการถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต
$f_{ul.n+1}$	=	ความเค้นคอนกรีตที่จุด ε_{ul} หลังจากการให้แรงอีกเป็นครั้งที่ n
$\varepsilon_{pl.1}$	=	ความเครียดพลาสติกของคอนกรีตหลังจากถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต
$\varepsilon_{ul.1}$	=	ความเครียดของคอนกรีตที่ตำแหน่งถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต
$\varepsilon_{pl.n}$	=	ความเครียดพลาสติกของคอนกรีตหลังจากถอนแรงกระทำครั้งที่ n
ε_{re}	=	ความเครียดคอนกรีตที่จุดตัดของเส้นโค้งขอบเขตและเส้นการให้แรงกระทำอีกครั้ง
ε_{ul}	=	ความเครียดคอนกรีตที่จุดถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต

2.2.3 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

Gomes และ Appleton(1997) ได้เสนอแบบจำลองของเหล็กเสริมที่พัฒนามาจากแบบจำลองของ Menegotto และ Pinto (1973) แสดงในรูปที่ 2.13 โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ดังแสดงในรูปที่ 2.14 ซึ่งพิจารณาถึงการโค้งเดาะของเหล็กเสริมโดยอาศัยหลักการสมดุลของการวิบัติของเหล็กเสริมที่เกิดการโค้งเดาะเมื่อคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเกิดการกะเทาะออก

$$R_s = \frac{E_{s2}}{E_s} \quad (2.39)$$

σ_0, ε_0 = ความเค้นและความเครียดที่บริเวณจุดตัดของเส้นกรอบในตำแหน่งจุดคราก

σ_r, ε_r = ความเค้นและความเครียดที่ตำแหน่งเมื่อให้แรงกระทำกลับข้าง

R_s = อัตราส่วนระหว่างค่าสตีเฟนสในช่วงของการแข็งตัวเพิ่มขึ้นต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสัมผัสในช่วงพฤติกรรมแบบเชิงเส้น

R_b = ค่าพารามิเตอร์ที่มีผลต่อส่วนโค้งของเส้นกราฟ (Bauschinger effect) หาได้จาก

$$R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$$

ξ = ความเครียดที่จุดพลาสติก (Plastic strain)

R_0, a_1, a_2 = ค่าคงที่ของวัสดุ

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในช่วงของการให้แรงกระทำอีกครั้ง (Reloading) และถอนแรงกระทำ (Unloading) ที่พัฒนามาจากแบบจำลองของ Menegotto และ Pinto (1973) แสดงดังสมการ 2.40

$$\sigma_s = \frac{2\sqrt{2}}{A_s} \frac{4}{L} r^3 \sin^3 \theta \sigma_{sa} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon_s}} \quad (2.40)$$

โดยที่

L = ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก

A_s = พื้นที่หน้าตัดขวางของเหล็กเสริมตามยาว

r = ความยาวเส้นรัศมีของเหล็กเสริมตามยาว

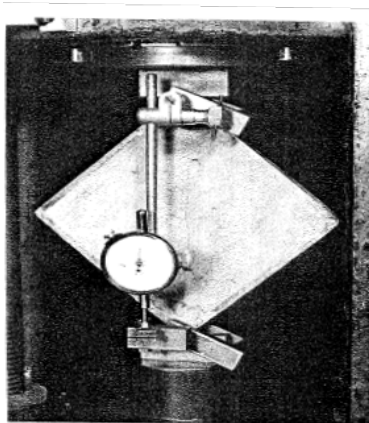
σ_{sa} = ความเค้นของเหล็กเสริมที่ตำแหน่งเมื่อให้แรงกระทำกลับข้าง

ε_s = ความเครียดของเหล็กเสริม

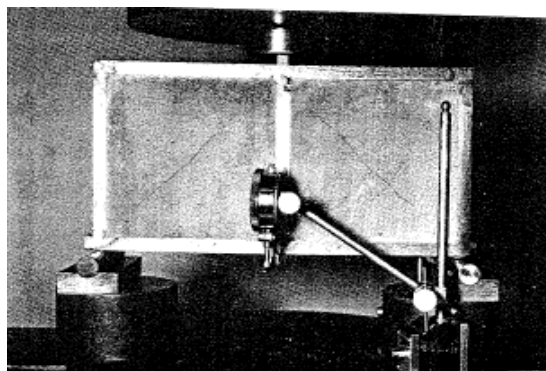
2.3 การศึกษาพฤติกรรมและแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อ

Smith (1966) ทำการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมในการรับแรงการของโครงสร้างสี่เหลี่ยมผนังอิฐก่อ (Square infilled frames) ที่ทำจากเหล็กและมอร์ตาร์ซึ่งสามารถแยกเป็น 2 ส่วนหลักด้วยกันคือ พฤติกรรมในการรับแรงในแนวทแยงและพฤติกรรมในการรับแรงด้าน โดยทำการทดสอบจนกว่าจะเกิดรอยแตกหรือการวิบัติเนื่องจากแรงอัดเกิดขึ้นกับแบบทดสอบในส่วนของพฤติกรรมในการรับแรงในแนวทแยงนั้นจะใช้แบบทดสอบทั้งหมด 7 ชุด โดยแต่ละชุดจะประกอบไปด้วยแบบทดสอบ 4-5 ตัวอย่างในการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.15

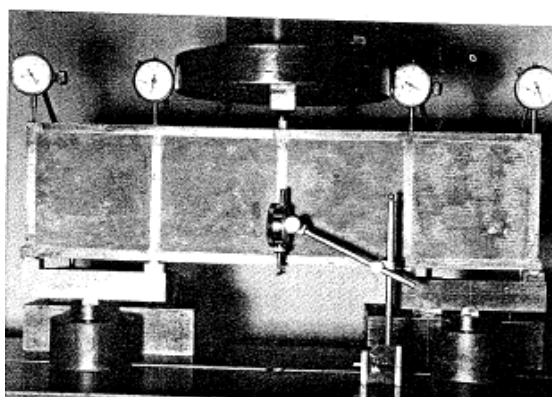
ในส่วนของพฤติกรรมในการรับแรงด้านข้างนั้นจะใช้แบบทดสอบทั้งหมด 2 ชุด ซึ่งจะประกอบไปด้วยโครงสร้างสี่เหลี่ยมผนังก่อ 1 ชั้น และ 2 ชั้นจำนวนอย่างละ 5 ตัวอย่างในการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.16 และ รูปที่ 2.17



รูปที่ 2.15 แสดงการทดสอบรับแรงตามแนวทแยงของโครงสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Smith 1966)

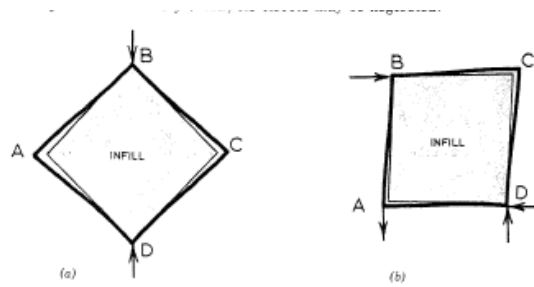


รูปที่ 2.16 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงด้านข้างของโครงสี่เหลี่ยมผืนผ้า 1 ชั้น (Smith 1966)

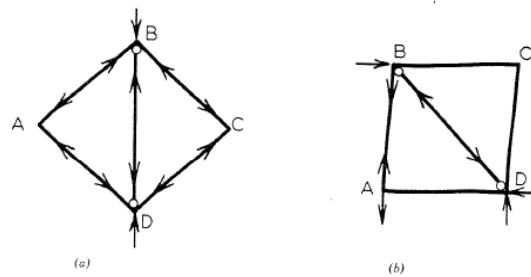


รูปที่ 2.17 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงด้านข้างของโครงสี่เหลี่ยมผืนผ้า 2 ชั้น (Smith 1966)

ซึ่งจากการทดสอบจะมีลักษณะของการเสียรูปดังรูปที่ 2.18 ซึ่งจากการเปลี่ยนรูปของแบบจำลองที่เกิดขึ้นจึงทำให้มีการประมาณค่าของการส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นกับโครงสี่เหลี่ยมได้ดังรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.18 การเปลี่ยนรูปเนื่องจากแรงกดตามแนวทแยงและแรงกระทำด้านข้าง (Smith 1966)



รูปที่ 2.19 การประมาณการส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นสำหรับรูปที่ 2.15 (Smith 1966)

FEMA 306 (1998) มาตรฐานการประมาณค่าความเสียหายของผนังอิฐก่อเนื่องจากแผ่นดินไหวสามารถแบ่งได้ดังนี้

1. ในระนาบ (in-plane) สามารถหาค่ารับแรงเฉือนตามการวิบัติต่างๆ ได้ดังนี้

1.1. การวิบัติแบบเฉือนจากการเลื่อนไถล (Sliding-shear failure) โดยความสามารถในการรับแรงเฉือนคำนวณได้จากสมการ 2.41

$$V_{slide}^i = \mu L_{inf} t_{inf} E_m \theta^2 \quad (2.41)$$

โดยที่

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \quad (2.42)$$

- μ = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานเนื่องจากการเลื่อนไถล
- L_{inf} = ความยาวของผนังอิฐก่อ, (นิ้ว)
- h_{inf} = ความสูงของผนังอิฐก่อ, (นิ้ว)
- t_{inf} = ความหนาของค้ำยันเสมือน (Equivalent strut), (นิ้ว)
- E_m = โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ, (ปอนด์ต่อตารางนิ้ว)

1.2. การวิบัติเนื่องจากแรงอัด (Compression failure) สามารถหาแรงเฉือนที่เป็นแรงเฉือนในแนวราบได้
ดังนี้

$$V_c = at_{inf} f'_{m90} \cos \theta \quad (2.43)$$

โดยที่

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2.44)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.45)$$

- f'_{me90} = กำลังอัดของผนังอิฐก่อในทิศทางแนวราบซึ่งอาจจะมีค่าเท่ากับ 50% ของกำลังรับแรงอัด
ประลัยของผนังอิฐก่อ
- a = ความกว้างของค้ำยันเสมือน, (นิ้ว)
- h_{col} = ความสูงของเสาระหว่างเส้นศูนย์กลางของคาน, (นิ้ว)
- r_{inf} = ความยาวในแนวทแยงของผนังก่อ, (นิ้ว)
- I_{col} = โมเมนต์ความเฉื่อยของเสา, (นิ้ว⁴)

1.2. การวิบัติด้วยแรงดึงในแนวทแยง (Diagonal tension failure of panel) สามารถหาแรงเฉือน
เนื่องจากการแตกร้าวได้ดังนี้

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2}t_{inf}\sigma_{cr}}{\left(\frac{L_{inf}}{h_{inf}} + \frac{h_{inf}}{L_{inf}}\right)} \quad (2.46)$$

โดยที่

$$\sigma_{cr} \approx 20\sqrt{f'_{me}} \quad (2.47)$$

- σ_{cr} = ความสามารถในการรับการแตกร้าวของผนังอิฐก่อ
- f'_{me} = กำลังรับแรงอัดประลัยของผนังอิฐก่อ

1.3. การวิบัติด้วยแรงเฉือนปกติ (General shear failure of panel) สามารถหาแรงเฉือนเริ่มต้นที่
ยอมให้และค่าความต้านทานแรงเฉือนสุดท้ายของผนังอิฐก่อได้ดังนี้

$$V_{mi} = A_{vh} 2\sqrt{f'_{me}} \quad (2.48)$$

$$V_{mf} = 0.3V_{mi} \quad (2.49)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} V_{mi} &= \text{ค่าความต้านทานแรงเฉือนเริ่มต้นที่ยอมให้} \\ V_{mf} &= \text{ค่าความต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากของการให้แรงแบบวิฆัจกร} \\ A_{vh} &= \text{พื้นที่หน้าตัดสุทธิรับแรงเฉือนในแนวราบ} \end{aligned}$$

2. ตั้งฉากกับระนาบ (out-of-plane)

โดยการวิบัติที่เกิดขึ้นนั้นจะเกิดจากการกระจายของความดันที่สม่ำเสมอบนผนังอิฐก่อสามารถคำนวณได้จาก

$$w = \frac{2f'_{me}}{(h/t)} \lambda R_1 R_2 \quad (2.50)$$

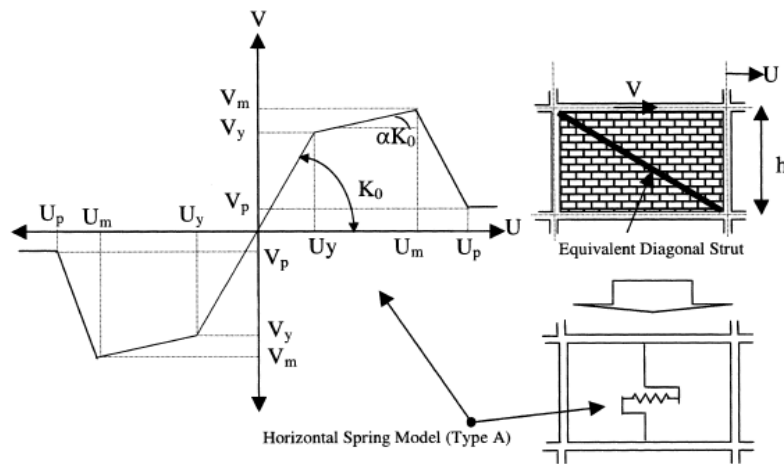
โดยที่

$$\begin{aligned} \lambda &= \text{ตัวแปรความชะลูด (Slenderness parameter) แสดงในตารางที่ 3} \\ R_1 &= \text{ตัวคูณลดกำลัง แสดงในตารางที่ 3} \\ R_2 &= \text{ตัวคูณลดสติเฟเนสสำหรับชิ้นส่วนโครงรับแรงดัด } R_2 = 0.35 + 71.4 \times (10)^{-9} \\ &\quad \text{โดยที่ } EI \text{ ต้องมีค่าไม่เกิน 1} \\ EI &= \text{ความแข็งเชิงดัดของโครงที่อ่อนที่สุดบนด้านที่ไม่ต่อเนื่องของผนังอิฐก่อ} \end{aligned}$$

ตารางที่ 2.1 ตัวแปรกำลังของผนังอิฐก่อในระนาบตั้งฉาก

Height-to-thickness ratio $\frac{h}{t}$	Slenderness parameter λ	Strength-reduction factor R_1	
		Moderate Damage	Severe Damage
5	0.130	1.0	1.0
10	0.060	0.9	0.9
15	0.035	0.9	0.8
20	0.020	0.8	0.7
25	0.015	0.8	0.6
30	0.008	0.7	0.5
35	0.005	0.7	0.5
40	0.003	0.7	0.5

Mostafaei และ Kabeyasawa (2004) ได้ทำการศึกษาผลกระทบของผนังอิฐก่อต่อแรงกระทำจากแผ่นดินไหว พบว่าในปกติการวิบัติของผนังอิฐก่อจะเกิดขึ้นสองแบบคือการวิบัติแบบเฉือนจากการเลื่อนไถล (Sliding shear failure) และการวิบัติเนื่องจากแรงอัด (Compression failure) โดยได้มีการจำลองผนังก่อเป็นลักษณะของค้ำยันในแนวทแยงเพื่อทำการวิเคราะห์ และมีแบบจำลองในการวิเคราะห์แสดงดังรูปที่ 2.20 โดยกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อที่ใช้ในการคำนวณจะพิจารณาจากกำลังรับแรงเฉือนที่มีค่าน้อยที่สุด (V_m) ระหว่างกลไกของการวิบัติเนื่องจากการเลื่อนไถล (Sliding-shear failure) กับกลไกของการวิบัติเนื่องจากแรงอัด (Compression failure) โดยสมการความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับระยะการเคลื่อนตัวหาได้ดังสมการ 2.51 ถึง สมการที่ 2.57



รูปที่ 2.20 หลักการวิเคราะห์ผนังอิฐก่อ (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)

$$V_f = \frac{\tau_0 t l_m}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (2.51)$$

$$V_c = z t f'_m \cos \theta \quad (2.52)$$

$$U_m = \frac{\varepsilon'_m d_m}{\cos \theta} \quad (2.53)$$

$$V_y = \frac{V_m - \alpha K_0 U_m}{1 - \alpha} \quad (2.54)$$

โดยที่

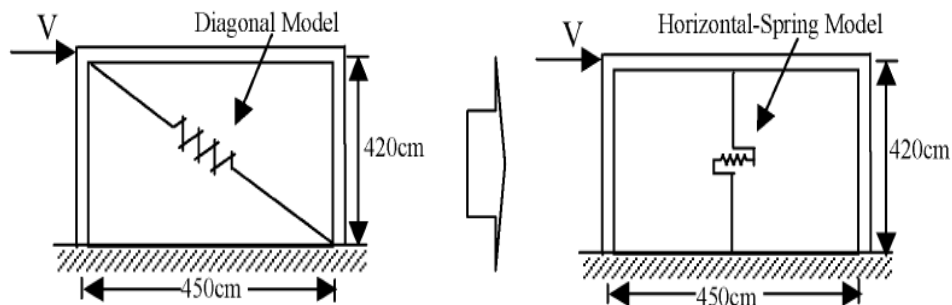
$$K_0 = 2(V_m / U_m), \quad U_y = V_y / K_0 \quad (2.55)$$

$$V_p = 0.3V_m, \quad U_p = 3.5(0.01h_m - U_m) \quad (2.56)$$

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_g h_m} \right]^{1/4} \quad (2.57)$$

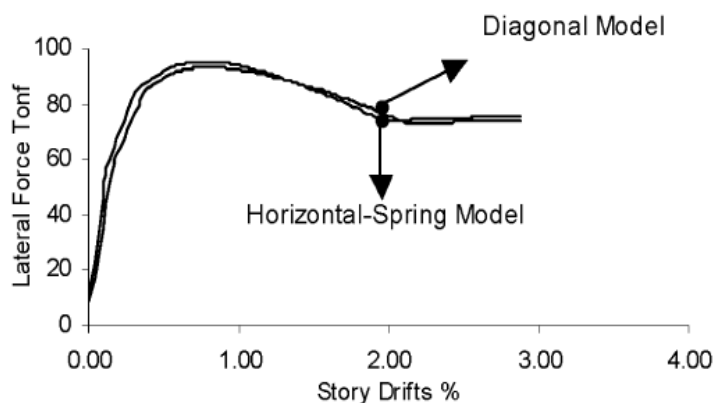
- V_m = กำลังรับแรงเฉือนหาจาก 2 กลไกการวิบัติ
 V_f = กำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากการวิบัติแบบเลื่อนไถล
 V_c = กำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากการวิบัติแบบแรงอัด
 V_y = แรงเฉือนคราก
 U_m, U_y = ระยะการเคลื่อนตัว
 f'_m = กำลังรับแรงอัดของผนังก่อ
 K_0 = สติฟเนสเริ่มต้น
 t = ความหนาของกำแพงอิฐก่อ
 l_m = ความยาวของกำแพงอิฐก่อ
 d_m = ความยาวในแนวทแยงของกำแพงอิฐก่อ
 Z = ความกว้างของค้ำยันเสมือนสามารถหาได้จาก $0.175(\lambda h)^{-0.4} d_m$
 θ = $\tan^{-1}(h_m / l_m)$
 ε'_m = ความเครียดของอิฐก่อที่ตำแหน่งรับแรงอัดสูงสุด
 τ_0 = หน่วยกำลังรับแรงเฉือนของมอร์ต้า
 μ = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานการเลื่อนไถลของมอร์ต้าหาได้จาก $0.654 + 0.000515 f'_j$

โดยได้ทำการปรับใช้แบบจำลองสปริงในแนวราบแทนการใช้แบบจำลองสปริงในแนวทแยงดังรูปที่ 2.21 โดยในการวิเคราะห์ด้วยแรงผลักดันข้างจะเห็นได้ว่าผลที่ได้ระหว่างแบบจำลองทั้งสองนั้นมีค่าไม่ต่างกันดังแสดงในรูปที่ 2.22 จึงทำการเลือกแบบจำลองที่ใช้สปริงในแนวราบเนื่องจากแบบจำลองที่ใช้สปริงในแนวราบนั้นจะสามารถใช้ในการวิเคราะห์ผนังอิฐก่อที่มีช่องว่างได้ง่ายและสะดวกกว่าดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2.23



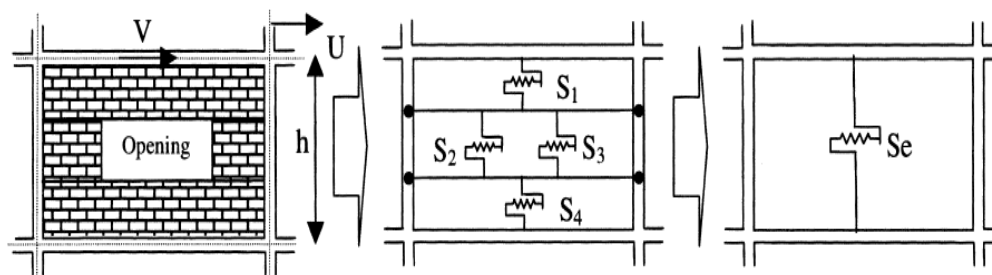
รูปที่ 2.21 สปริงในแนวทแยงและสปริงในแนวราบของแบบจำลองผนังอิฐก่อ

(Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)



รูปที่ 2.22 ผลของการวิเคราะห์แรงต้านข้างของแบบจำลองสปริงแนวราบและแนวทแยง

(Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)



รูปที่ 2.23 กำแพงอิฐก่อที่มีช่องว่างของหน้าต่าง (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)

2.4 ความรุนแรงและความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ (2557) ได้ทำการศึกษาเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหว อำเภอแม่ลาวจังหวัด เชียงราย Mw 6.1 (หรือ 6.3 หน่วยริกเตอร์) วันที่ 5 พฤษภาคม 2557 การประมาณค่าอัตราเร่งที่ผิวดินโดยใช้แบบจำลองการลดทอนของอัตราเร่ง (Attenuation model) ที่เหมาะสม ประมาณได้ว่า อัตราเร่งที่ผิวดินมีค่าประมาณ 0.20–0.25g ความรุนแรงของการสั่นส่งผลให้วัดและสถานที่ราชการโรงเรียนได้รับความเสียหายมากกว่าอาคารชาวบ้าน 1-3 ชั้นที่มีได้ฐานเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ซึ่งมักมีขนาดเล็กและไม่ได้มาตรฐาน) ไม่สามารถต้านแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวได้จำเป็นต้องเพิ่มขนาดเสาเป็นขนาดไม่ต่ำกว่า 0.20 ม. และควรมีผนังอิฐก่อหรือมีระบบต้านแรงด้านข้างอื่น เช่นโครงยึดโยงทแยงไม้หรือเหล็กร่วมด้วย ในชั้นล่างตัวอย่างเช่น อาคารโรงเรียนคอนกรีตเสริมเหล็ก 3-4 ชั้นที่ชั้นล่างโล่งเป็นส่วนใหญ่จะมีสมรรถนะแตกต่างกันชัดเจนขึ้นอยู่กับลักษณะของส่วนประกอบส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non-structural component) กล่าวคือหากมีส่วนที่สติเฟ่นสช่องบันไดหรือห้องที่มีผนังอิฐก่อจัดอยู่เยื้องศูนย์กลางๆ เสาเกิดแตกร้าวเสียหายดังตัวอย่างอาคาร 2 ของโรงเรียนวัดเหมืองง่าพิศวิทยฯ อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย แต่ถ้าอาคารมีผนังอิฐก่อจัดอยู่กระจายเยื้องศูนย์กลางไม่มากดังอาคาร 1 และอาคาร 3 ความเสียหายเกิดเฉพาะในส่วนที่ไม่ใช่ส่วนโครงสร้างโดยส่วนโครงสร้างไม่เสียหายแต่อย่างใดดังแสดงในรูปที่ 2.24 และรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.24 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 หลังในโรงเรียนวัดเหมืองง่าพิเศษวิทยาอำเภอบ้านจั่นจังหวัดเชียงรายที่เกิดความเสียหายแตกต่างกัน (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2557)



รูปที่ 2.25 อาคาร 2 เสาอาคารแตกร้าวรุนแรง (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2557)

ความเสียหายในผนังอิฐก่อในโครง คสล. ตัวอย่าง อาคารโรงเรียนเทศบาล 1 เกิดความเสียหายอย่างมากเสาเสียหายราว 10 ต้นเสามุมตันหนึ่งเสียหายเลย Life Safety Performance Level (รูปที่ 2.26) เป็นที่น่าสังเกตว่าผนังอิฐก่อได้ให้เส้นทางถ่ายแรงแนวตั้ง (ชั่วคราว) ได้ช่วยป้องกันการพังทลายทันทีทันใดในขณะที่ในระบบโครงสร้างด้านโมเมนต์ทากเสาวิบัติดังเช่นในรูปที่ 2.26(ค) โครงสร้างก็จะอันตรายกว่ากันมากเพราะไม่มีเส้นทางถ่ายแรงแนวตั้งอื่นมาช่วยได้วิธีหนึ่งที่อาจแก้ปัญหการวิบัติเฉือนในเสาคือทำการแยกผนังออกจากโครงข้อแข็งแต่พึงป้องกันการวิบัติในแนวตั้งฉากผนัง



(ก) อาคาร คสล. 4 ชั้น



(ข) ชั้นล่างเสาโค้งผนังเบา



(ค) เสามุมด้านหลังวิบัติรุนแรง

รูปที่ 2.26 โรงเรียนเทศบาล 1 อำเภอบ้านจั่นจังหวัดเชียงราย (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2557)

จากที่กล่าวมาแล้วจำเป็นต้องพิจารณาผลของส่วนประกอบที่ไม่ใช่ส่วนโครงสร้าง (Non-structural component) เช่นผนังอิฐก่อซึ่งมีผลต่อสติเฟนของโครงสร้างโดยรวมหรือมีผลต่อการเหนียวรั้งเสาทำให้เสากลายเป็นเสาสั้นส่งผลให้วิบัติโดยการเฉือนได้ง่ายขึ้นสำหรับการเสริมความแข็งแรงอาคาร คสล. ที่มีจำนวนชั้นไม่มากวิธีหนึ่งที่ประหยัดได้แก่การเสริมเหล็กตะแกรงหุ้มผนังอิฐก่อแล้วโบกปูนทับแต่ควรแยกผนังอิฐก่อออกจากเสาโครงสร้างที่ล้อมผนังและใช้หุ้ข้างเหล็กทำหน้าที่ถ่ายแรงระหว่างโครงคสล. กับผนังอิฐก่อเพื่อป้องกันเสาของโครงนั้นวิบัติแบบเฉือนดังเช่นอาคารโรงเรียนแม่ลาววิทยาคม (รูปที่ 2.26) พบว่าระบบนี้สามารถเพิ่มความสามารถในการเคลื่อนที่ (drift capacity) ของโครงสร้างได้ถึง 2% ซึ่งมากกว่า 5 เท่าเมื่อเทียบกับโครงสร้างที่ไม่ได้ปรับปรุงหนึ่งสำหรับอาคารสูงไม่เกิน 5 ชั้นและพบว่าผนังอิฐก่อธรรมดาจะเพิ่มสมรรถนะแก่อาคารโดยรวมโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อเสาอาคารเล็กการวิเคราะห์อาจกระทำด้วยวิธีดังแสดงในการใช้อุปกรณ์สลายพลังงาน (damper) มีประโยชน์ในการลดการสั่นไหวและ/หรือจำกัดความเสียหายได้

บุรินทร์ เวชบันเทิง (2557) ได้ทำการสรุปความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 เวลา 18.08 น. ได้เกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวพบว่ามีจุดศูนย์กลางอยู่บริเวณ ตำบลทรายขาว อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย ละติจูด 19.685 °N ลองจิจูด 99.687 °E ขนาดแผ่นดินไหว 6.3 ความลึก 7 กิโลเมตร มีความรุนแรงระดับ VIII ตามมาตราเมอร์คัลล์สูงสุดเท่ากับ 0.6772g และสร้างความเสียหาย สามารถสรุปได้ดังนี้ บ้านเรือนที่อยู่อาศัยอาคารของทางราชการโบราณสถานวัดและสิ่งก่อสร้างที่ไม่แข็งแรงโดยเกิดผลกระทบถึง 7 จังหวัดพื้นที่ได้รับความเสียหายจำนวน 7 อำเภอ 50 ตำบล 609 หมู่บ้านรายการความเสียหายและประมาณการค่าเสียหายเบื้องต้นประชาชนเสียชีวิต 1 ราย บาดเจ็บ 107 คนที่อยู่อาศัย 15-139 หลังทางหลวงแผ่นดิน 4 แห่งทล 118 ช่วงกม. 151 – 152 บ้านห้วยสำนยาว ต.ดงมะตะ อ.แม่ลาว ถนนสายเชียงราย – เชียงใหม่ ทางหลวงชนบทเสียหาย 3 แห่งรวมถนนเสียหายดินทรุด 7 แห่งสะพานลอยข้ามถนน 3 แห่งสะพานข้ามแม่น้ำ 2 แห่งวัด 151 แห่งโบสถ์คริสต์ 9 แห่งสถานศึกษาสำนักงานเขตพื้นที่การศึกษาประถมศึกษาเขต 1 จำนวน 12 แห่งเขต 2 จำนวน 59 แห่งเขต 3 จำนวน 12 แห่งเขต 4 จำนวน 6 แห่งสำนักงานเขตพื้นที่การศึกษามัธยมศึกษาเขต 36 จำนวน 27 แห่ง สำนักงานอาชีวศึกษาจำนวน 6 แห่งระดับอุดมศึกษา 1 แห่งม.ราชภัฏเชียงรายโรงเรียนที่เสียหายรวม 123 แห่งมหาวิทยาลัย 1 แห่งสถานบริการสาธารณสุข 44 แห่งโรงงานอุตสาหกรรม 6 แห่งสถานที่ราชการศาลากลางจังหวัดเชียงราย สนง.ที่ดินจังหวัดเชียงรายจำนวน 1 แห่ง สนง.เกษตร 1 แห่ง สนง.เกษตร อ.ป่าแดด จำนวน 1 แห่งสถานีตำรวจภูธร อำเภอแม่ลาว จำนวน 1 แห่ง แขวงทางที่ 1 (1แห่ง) หอประชุมที่ว่าการอ.แม่ลาว 1 แห่งองค์การบริหารส่วน ต.ม่วงคา อ.พาน 1 แห่ง เขตเทศบาล ต. ดงมะตะ อ.แม่ลาว 1 แห่งรวมสถานที่ราชการที่เสียหายรวม 10 แห่ง

ธีรพันธ์ อรรถธรรมรัตน์ (2557) ได้รวบรวมคลื่นแผ่นดินไหวที่สามารถวัดได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในครั้งนี้โดยสามารถรวบรวมมาได้ 14 คลื่นภายในระยะทาง 200 กิโลเมตร โดยสถานที่ใกล้สุดนั้นตั้งอยู่บนสันเขื่อนแม่สรวยซึ่งมีความเร่งสูงสุดที่ 0.3g ซึ่งมีระยะห่างจากรอยเลื่อนแม่ลาวประมาณ 14 กิโลเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดได้ทำการเปรียบเทียบกับสมการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้นำมาใช้ในการพัฒนาแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวของประเทศไทย โดยพบว่าสมการที่เลือกมาใช้สามารถประเมินการลดทอนของคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ในระดับที่ยอมรับได้มีจำนวนอาคารที่ได้รับความเสียหาย เป็นระดับสี่ ดังนี้ สีแดง คือ อาคารเสียหายรุนแรงและเป็นอันตรายไม่สามารถใช้อาคารได้ สีเหลือง คือ อาคารเสียหายบางส่วนรื้อซ่อมแซม สามารถใช้งานได้ในบริเวณพื้นที่กำหนด สีเขียว คือ อาคารที่สามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย สามารถสรุปได้ดังนี้ อำเภอแม่ลาว ระดับสีแดง จำนวน 378 หลัง ระดับสีเหลือง จำนวน 1631

หลัง ระดับสีเขียว จำนวน 2892 หลัง, อำเภอแม่สรวย ระดับสีแดง จำนวน 34 หลัง ระดับสีเหลือง จำนวน 39 หลัง ระดับสีเขียว จำนวน 1224 หลัง, อำเภอเมือง ระดับสีแดง จำนวน 34 หลัง ระดับสีเหลือง จำนวน 89 หลัง ระดับสีเขียว จำนวน 639 หลังและ อำเภอพาน ระดับสีแดง จำนวน 152 หลัง ระดับสีเหลือง จำนวน 578 หลัง ระดับสีเขียว จำนวน 3022 หลัง

วีระชาติ วิเวกวิณ และ สุวิทย์ โคสุวรรณ (2557) สรุปผลการประเมินความรุนแรงของแผ่นดินไหวในเหตุการณ์ แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 มีระดับสูงสุดตามมาตราเมอร์คัลลีคือระดับ VIII (ระดับทำลาย) ผลกระทบและความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนี้ทำให้เกิดรอยแตกบนพื้นดินเป็นจำนวนมากในพื้นที่อำเภอแม่ลาว อำเภอพาน อำเภอแม่สรวย จังหวัดเชียงราย จากการสำรวจเก็บรวบรวมข้อมูลรอยแตกของพื้นดินในพื้นที่ดังกล่าวจำนวน 183 จุด และ พบปรากฏการณ์ทรายพุซึ่งเป็นตัวการสำคัญที่ทำให้ถนนสายเชียงราย-เชียงใหม่บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 151-152 แตกร้าวเป็นทางยาวประมาณ 100 เมตรและยุบตัวลงมากกว่า 2 เมตรถนนเสียหายเป็นอย่างมากเมื่อทำการแยกระดับความรุนแรงตาม อำเภอที่ได้รับความเสียหาย จากการสำรวจของทีมงานของกรมทรัพยากรธรณีและกรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย จำนวน 235 แห่งโดยใช้หลักเกณฑ์การประเมินตามมาตราเมอร์คัลลี (Modified Mercalli Intensity Scale) ซึ่งผลการประเมินดังกล่าวมีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามมาตราเมอร์คัลลีดังนี้ (รูปที่ 2.27)

-ระดับ VIII (ระดับทำลาย) มีรัศมีจากจุดเหนือศูนย์เกิดแผ่นดินไหว 10 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ส่วนใหญ่ของ อำเภอแม่ลาวและครอบคลุมพื้นที่บางส่วนของอำเภอพาน อำเภอแม่สรวย และอำเภอเมือง จังหวัดเชียงราย

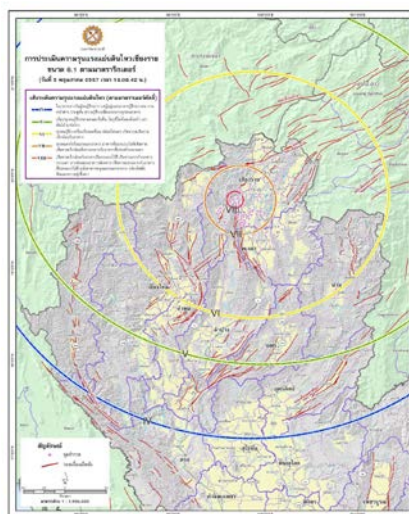
-ระดับ VII (ระดับแรงมาก) มีรัศมีจากจุดเหนือศูนย์เกิดแผ่นดินไหว 40 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ส่วนใหญ่ใน อำเภอเมือง อำเภอแม่ลาว อำเภอแม่สรวย อำเภอพาน อำเภอเวียงชัย และครอบคลุมพื้นที่บางส่วนของอำเภอเทิง อำเภอป่าแดด อำเภอพญาเม็งราย อำเภอเวียงเชียงรุ้ง อำเภอแม่จัน อำเภอเวียงป่าเป้า จังหวัดเชียงราย และอำเภอแม่ใจ จังหวัดพะเยา

-ระดับ VI (ระดับแรง) มีรัศมีจากจุดเหนือศูนย์เกิดแผ่นดินไหว 150 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ส่วนใหญ่ของ จังหวัดพะเยา จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดลำปาง จังหวัดน่าน และครอบคลุมพื้นที่บางส่วนของจังหวัดเชียงราย จังหวัดแพร่ จังหวัดลาปูน และจังหวัดแม่ฮ่องสอน

-ระดับ V (ระดับค่อนข้างแรง) มีรัศมีจากจุดเหนือศูนย์เกิดแผ่นดินไหว 270 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่จังหวัด แม่ฮ่องสอน จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดลำพูน จังหวัดลำปาง จังหวัดแพร่ จังหวัดน่าน และครอบคลุมพื้นที่บางส่วนของ จังหวัดอุตรดิตถ์

-ระดับ IV (ระดับพอประมาณ) มีรัศมีจากจุดเหนือศูนย์เกิดแผ่นดินไหว 320 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่จังหวัด แม่ฮ่องสอน จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดลำพูน จังหวัดลำปาง จังหวัดแพร่ จังหวัดอุตรดิตถ์ จังหวัดสุโขทัย และครอบคลุม พื้นที่บางส่วนของจังหวัดตากจังหวัดพิษณุโลก และจังหวัดเลย

และยังพบว่าชั้นดินที่รองรับโรงเรียนพานพิทยาคม อำเภอพาน สามารถขยายคลื่นแผ่นดินไหวได้ประมาณ 1.64 เท่า



รูปที่ 2.27 ผลการประเมินความรุนแรงของเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 6.1 ตามมาตราริกเตอร์เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 (วีระชาติ วิเวกวิน และ สุวิทย์ โคสุวรรณ, 2557)

กัมปนาท แหล่มพุทธรักษ์ ถนัด สร้อยชาและ ภควัต ศรีวังพล (2557) ทำการสรุปความเสียหายจากเหตุการณ์เกิดแผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 ที่จังหวัดเชียงรายแบ่งออกได้ 3 ลักษณะคือ 1. เกิดรอยแตกบนพื้นดิน 2. เกิดความเสียหายแก่ตัวอาคารบ้านเรือนและ 3. เกิดทรายพุทำให้ได้ข้อสรุปว่ารอบแตกที่เกิดบนพื้นดินเป็นรอยแตกระดับต้นลักษณะดินเลื่อนตัวไม่ได้เกิดจากรอยเลื่อนในระดับลึกจึงใช้ดินถมและบดอัดก็กลับคืนสภาพเดิมได้ส่วนอาคารบ้านเรือนที่เกิดความเสียหายส่วนใหญ่ (90%) ตั้งอยู่บนชั้นตะกอนที่มีอัตราการขยายคลื่นแผ่นดินไหว 1.3 -1.6 เท่าจึงต้องออกแบบฐานรากและโครงสร้างอาคารให้แข็งแรงขึ้นจะสามารถต้านแผ่นดินไหวได้และกรณีทรายพุเกิดจากพื้นที่มีดินทรายละเอียดดินเหนียวและชั้นน้ำมีแรงดันวางตัวอยู่ระดับตื้นแก้ไขได้ด้วยการเจาะฝังท่อประปูลดแรงดันชั้นน้ำใต้ดินเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

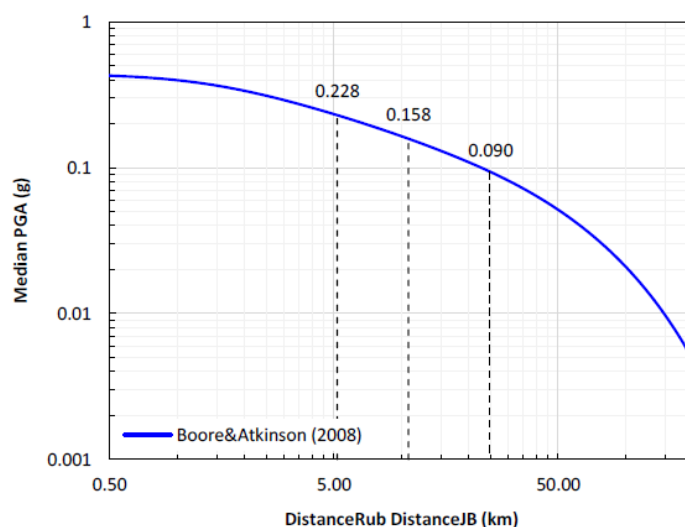
Soralump และคณะ (2557) สรุปเหตุการณ์เกิดแผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 ที่จังหวัดเชียงรายขนาดความรุนแรงที่วันได้เท่ากับ 6.3 ML ระดับความลึก 7 กิโลเมตร.เกิดทรายพุ, รอยแยกยาวตามแนวของถนน และมีการพังถล่มของโครงสร้าง เป็นต้น ซึ่งมีบ้านเรือนเสียหายมากกว่า 10,000 หลังคาเรือน และมีประชาชน 2 ตายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนี้.จากการสรุปของอาสาสมัครที่ลงพื้นที่ช่วยเหลือมีมีบ้านเรือน 475 หลังอยู่ในระดับความเสียหายอย่างมาก, 2180 หลังคาเรือนเสียหายบางส่วนและยังสามารถซ่อมแซมได้และ 7714 หลังคาเรือนเสียหายเล็กน้อย. นอกจากนี้ยังพบความเสียหายใน วัด 138 แห่งและโรงเรียน 56 แห่งมีความเสียหายอย่างมาก

นคร ภู่วโรตม และ อมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี (2557) ทำการสำรวจหาค่าคาบอิทธิพลหลักด้วยวิธี H/V spectral ratio และความเร็วคลื่นเฉือนด้วยวิธี Spatial Autocorrelation โดยจากรายงานของความเสียหายของอาคารจำนวนมากจากผลกระทบจากแผ่นดินไหววันที่ 5 พฤษภาคม 2557 ในบางพื้นที่ที่อยู่ห่างออกไปในระยะ 25 กิโลเมตรบริเวณที่ได้รับผลกระทบมีลักษณะเป็นพื้นที่ราบสลับเชิงเขาทำการศึกษาผลดังกล่าวด้วยการสำรวจคุณสมบัติของชั้นดินด้วยการตรวจวัดคลื่นขนาดเล็กที่ผิวดินและการวิเคราะห์ผลตอบสนองของพื้นโดยการสำรวจหาค่าคาบอิทธิพลหลักด้วยวิธี H/V spectral ratio และความเร็วคลื่นเฉือนด้วยวิธี Spatial Autocorrelation เป็นจำนวน 10 ตำแหน่ง โดยผลพบว่าค่าคาบอิทธิพลหลักมีค่าอยู่ในช่วง 0.2 ถึง 0.7 วินาที และความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยจากผิวถึงระดับ

ความลึก 30 เมตรมีค่าประมาณ 220 ถึง 400 เมตรต่อวินาที ส่วนผลจากการวิเคราะห์แผ่นดินไหวที่ตำแหน่งต่างๆพบว่า ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับบริเวณภายในรัศมี 10 กิโลเมตรมีค่าสูงกว่า 1.0g ผลการประเมินการขยายขนาดคลื่นแผ่นดินไหวได้ใช้พิจารณาาร่วมกับลักษณะการกระจายตัวของความเสียหายของอาคารในแต่ละพื้นที่ซึ่งผลได้แสดงว่าความเสียหายต่อโครงสร้างในพื้นที่ที่เป็นบริเวณดินอ่อนกว่าและอยู่ห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวไกลกว่าอาจมีความรุนแรงมากกว่าพื้นที่ที่ตั้งอยู่บนดินแข็งที่ตั้งอยู่ในระยะที่ใกล้กว่า

นอกจากนี้ยังทำการการประเมินค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ชั้นผิวดิน ซึ่งการศึกษาในส่วนนี้เป็นความพยายามที่จะประเมินลักษณะของแผ่นดินไหวในแต่ละบริเวณที่ได้ทำการสำรวจคุณสมบัติของชั้นดินโดยจำลองชั้นดินด้วยค่าความเร็วคลื่นเฉือนตามความลึกจนถึงระดับชั้นหินเสมือนของแต่ละบริเวณแล้วทำการคำนวณการสั่นสะเทือนที่พื้นดินเนื่องจากการแพร่ขึ้นของคลื่นที่ป้อนที่ชั้นหินเสมือนด้านล่างซึ่งคลื่นที่ป้อนนี้ได้จากคลื่นตั้งต้นที่ตรวจวัดได้จากสถานีอ่างเก็บน้ำแม่ปืม จังหวัดพะเยา ที่มีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหววันที่ 5 พฤษภาคม 2557 ประมาณ 48 กิโลเมตรแล้วทำการแปลงเป็นคลื่นที่ชั้นหินที่บริเวณต่างๆ ด้วยความสัมพันธ์ระหว่างค่าสูงสุดของความเร่งกับระยะห่างจากแหล่งกำเนิดโดย Boore & Atkinson (2008) โดยกำหนดค่าความเร็วคลื่นเฉือน $V_{s30} = 520$ เมตรต่อวินาที ประเภทการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนแบบ Strike-Slip และขนาดของแผ่นดินไหวเท่ากับ 6.10 จากคลื่นที่สถานีอ่างเก็บน้ำแม่ปืม ที่มีค่าสูงสุดของความเร่งเท่ากับ 0.067g บริเวณที่ทำการปรับขนาดคลื่นคือที่ระยะทางจากศูนย์กลาง 5 กิโลเมตร (ใช้สำหรับบริเวณ MADA และ MLAO) 10 กิโลเมตร (สำหรับ LANN และ SAIK) และ 25 กิโลเมตร (สำหรับ SIAM และ PANS) ได้ค่าความเร่งสูงสุดที่ชั้นหินเท่ากับ 0.228g, 0.158g และ 0.090g ตามลำดับอย่างไรก็ตามการปรับเฉพาะขนาดของคลื่นเท่านั้นเป็นเพียงสมมุติฐานที่สามารถทำได้โดยยังขาดความถูกต้องขององค์ประกอบความถี่ในคลื่นซึ่งไม่สามารถปรับได้ รูปที่ 2.28 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับค่าความเร่งสูงสุดจากความสัมพันธ์การลดทอนของคลื่นที่ใช้

จากคลื่นแผ่นดินไหวบนพื้นที่วิเคราะห์ได้จากวิธีเชิงเส้นเทียบเท่าแบบ 1 มิติ นำมาใช้คำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (SA) สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 5% สำหรับคลื่นใน 2 ของดินประเภท D จากผลการวิเคราะห์ SA พบว่าสำหรับบริเวณ MLAO และ MADA ซึ่งเป็นพื้นที่ที่อยู่ห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวประมาณ 5 กิโลเมตร มีค่า SA สูงสุดประมาณ 1.2g ที่คาบประมาณ 0.4 วินาที และมีอัตราการขยายกำลังของคลื่นสูงสุดประมาณ 2 เท่าส่วนบริเวณห่างออกไปที่ LANN และ SAIK มีค่า SA มีค่าสูงสุดประมาณ 1.0g ที่คาบประมาณ 0.4 วินาที และอัตราการขยายกำลังของคลื่นประมาณ 2 เท่าโดย SA ของ SAIK มีค่าสูงกว่าเนื่องจากลักษณะของดินที่มีค่า V_s ต่ำกว่าสำหรับบริเวณ SIAM และ PANS มีค่า SA มี ค่าสูงสุด 0.6 และ 0.4g ตามลำดับและอัตราการขยายกำลังของคลื่นอยู่ในช่วง 1.5-2 เท่าค่า SA สรุปในตารางที่ 1 โดยค่า SA ที่วิเคราะห์สำหรับพื้นที่ในรัศมี 10 กิโลเมตรมีค่าสูงกว่าค่าตามมาตรฐาน มยพ. 1302 อย่างมีนัยสำคัญเมื่อทำการสังเกตลักษณะการกระจายตัวของอาคารที่เสียหายกับสภาพชั้นดินที่ตั้งพบว่ามีข้อสรุปสำคัญดังนี้



รูปที่ 2.28 การลดทอนของค่าความเร่งที่ขึ้นหินสูงสุดตามระยะทางสำหรับบริเวณที่ศึกษา
(นคร ภูวโรตม และ อมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี, 2557)

พื้นที่ตำบลที่อยู่ในรัศมี 5 กิโลเมตรจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวได้รับความเสียหายมากที่สุดโดยมีตำแหน่งที่สำรวจ Microtremor ได้แก่ MLAO, LIQD, MADA และ SANY ซึ่งมีสภาพชั้นดินเป็นดินแข็งมีค่า V_s30 อยู่ในช่วง 350 ถึง 390 เมตรต่อวินาทีการสั่นไหวขนาดรุนแรงจะมีค่ามากขึ้นในช่วงคาบการสั่นประมาณ 0.25 วินาทีในพื้นที่ LIQD, MADA และ SANY ซึ่งอาจเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้บ้านเรือนขนาดเล็กในพื้นที่นี้ได้รับความเสียหายจำนวนมากสำหรับอาคารโรงเรียน 3 ชั้นที่ได้รับความเสียหายอย่างรุนแรงในพื้นที่บริเวณ MLAO อาจมีสาเหตุส่วนหนึ่งมาจากการสั่นพ้องของอาคารนี้ใกล้เคียงกับคาบการสั่นหลักในระหว่างเกิดแผ่นดินไหวนอกจากนี้ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ผิวดิน (SA) ในพื้นที่นี้มีค่าสูงส่งผลให้อาคารบ้านเรือนในบริเวณนี้ได้รับความเสียหายมากกว่าพื้นที่อื่นๆ

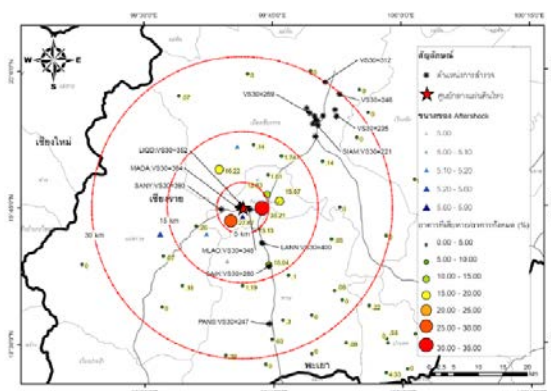
ร้อยละของการกระจายความเสียหายของอาคารมีค่าลดลงสำหรับพื้นที่ที่ห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวแต่อย่างไรก็ตามบริเวณ SAIK มีร้อยละความเสียหายที่ค่อนข้างสูงเมื่อพิจารณาที่ระยะทางและเมื่อเปรียบเทียบกับคุณลักษณะของชั้นดินกับบริเวณ LANN พบว่าบริเวณ SAIK มีค่า V_s สำหรับดินชั้นตื้นๆมีค่าต่ำและมีความแตกต่างของค่า V_s ในแต่ละชั้นสูงกว่าส่งผลให้ Transfer Function และ SA มีค่าสูงอย่างชัดเจนส่วนบริเวณ LANN ชั้นดินมีความแข็งมากกว่าทำให้อาคารบริเวณ LANN ได้รับผลกระทบน้อยกว่าซึ่งปริมาณอาคารที่เสียหายในสองบริเวณนี้สอดคล้องกับการศึกษาผลกระทบของชั้นดินบริเวณที่ตั้ง

บริเวณ PANS ห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวลงมาทางใต้ประมาณ 25 กิโลเมตรลักษณะของบริเวณนี้เป็นชั้นดินที่หนาและมีค่า V_s ต่ำและจาก SA ที่มีค่าสูงที่บริเวณคาบการสั่นประมาณ 0.2 และ 0.4 วินาทีที่บริเวณนี้มีอาคารเรียน 4 ชั้นที่มีมิติกว้าง 20 เมตรยาว 80 เมตรและสูง 16 เมตรได้รับความเสียหายอย่างรุนแรงและต้องทำการก่อสร้างใหม่จากการตรวจวัดคาบธรรมชาติของอาคารหลังจากเกิดความเสียหายรุนแรงที่เสาและผนังชั้นล่างพบว่าคาบธรรมชาติเท่ากับ 0.364, 0.757 และ 0.206 วินาทีสำหรับการสั่นในแนวนอนกับด้านยาวแนวตั้งฉากกับด้านยาวและแนวนอนตามลำดับและหากประเมินว่าความเสียหายจากแผ่นดินไหวทำให้คาบธรรมชาติของอาคารเพิ่มขึ้นจากเดิมเป็น 1.5 เท่าดังนั้นคาบธรรมชาติของอาคารก่อนเกิดความเสียหายควรมีค่าประมาณ 0.243, 0.505 และ 0.137 วินาทีซึ่งการสั่น

หลักในทั้ง 2 ทิศทางมีค่าคาบการสั่นที่ใกล้เคียงกับค่าที่มีค่า SA สูงและอาจเป็นสาเหตุที่ทำให้อาคารนี้เสียหายรุนแรงถึงแม้ตั้งอยู่ห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวมาก

เขตอำเภอเมืองเชียงรายใกล้กับตำแหน่งบริเวณ SIAM และมีความเสียหายของบ้านเรือนจำนวนไม่มากแต่เนื่องจากคุณสมบัติของชั้นดินค่อนข้างอ่อนทำให้อาคารโรงเรียนบางแห่งได้รับความเสียหายเล็กน้อยโดยมีการแตกร้าวในส่วนที่ไม่ใช่ โครงสร้างหลักอย่างไรก็ตามค่า SA ที่ได้อยู่ในระดับที่มากกว่าบริเวณ PANS ซึ่งจำเป็นต้องมีการศึกษาเพิ่มเติมสำหรับคลื่นที่เหมาะสมที่ใช้ในการป้อนที่ชั้นดินและคุณสมบัติของเชิงพลศาสตร์ของอาคาร

การกระจายตัวของความเสียหายในพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบรวมถึงตำแหน่งของจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวและ Aftershock ที่มีขนาดใหญ่กว่า 5.0 ดังแสดงในรูปที่ 2.29



รูปที่ 2.29 แผนที่แสดงการกระจายตัวของอาคารที่ได้รับความเสียหายตำแหน่งการสำรวจและค่า Vs30 และตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวและ Aftershock (นคร ภู่วโรดม และ อมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี, 2557)

วัฒนา คำคม (2557) การศึกษาความเร่งพื้นดินสูงสุดความเร็วพื้นดินสูงสุดระยะเวลาการสั่นไหวและช่วงค่าความถี่จากการสั่นไหวของแผ่นดินไหวหลักขนาด 6.3 และแผ่นดินไหวตามขนาด 5-6 และขนาด 4-5 มีวัตถุประสงค์เพื่ออธิบายลักษณะการสั่นไหวของพื้นดินที่รุนแรงและเพื่อประเมินผลกระทบของแผ่นดินไหวที่มีต่อเขื่อนแม่สรวย จากค่าพารามิเตอร์ของการสั่นไหวที่มากกว่าหนึ่งพารามิเตอร์เนื่องจากการใช้ค่าความเร่งพื้นดินสูงสุดเพียงอย่างเดียวไม่สามารถที่จะอธิบายได้อย่างชัดเจนโดยค่าความเร่งพื้นดินสูงสุด ณ บริเวณที่ตั้งเขื่อนแม่สรวย ของแผ่นดินไหวหลักขนาด 6.3 เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 มีค่าเท่ากับ 0.33 g ในแนวตะวันออก-ตะวันตก ซึ่งเป็นค่าที่มากที่สุดจากการศึกษาค่าพารามิเตอร์ของการสั่นไหวที่รุนแรงของแผ่นดินไหวหลักขนาด 6.3 พบว่าค่าความเร่งพื้นดินสูงสุดมีค่ามากที่สุดที่แนวตะวันออก-ตะวันตกเท่ากับ 0.329356 g แต่เป็นค่า ณ เวลา 11:08:51.820 UTC เท่านั้นค่าความเร็วพื้นดินสูงสุดเท่ากับ 24 เซนติเมตร/วินาที ณ เวลา 11:08:51.8 UTC เช่นเดียวกันระยะเวลาของการสั่นไหวที่รุนแรงที่มีค่าเกิน 0.05 g เท่ากับ 7 วินาทีช่วงค่าความถี่จากการสั่นไหวที่รุนแรงมีค่ามากที่สุดที่ความถี่ 2.5 เฮิรตซ์และจากการศึกษาค่าพารามิเตอร์ของการสั่นไหวที่รุนแรงของแผ่นดินไหวตามขนาด 5-6 และขนาด 4-5 สามารถสรุปได้ว่าแผ่นดินไหวที่จะมีผลกระทบต่อเขื่อนแม่สรวย เมื่อพิจารณาจากค่าความเร่งพื้นดินสูงสุดที่มากกว่า 0.05 g ระยะเวลาของการสั่นไหวและช่วงค่าความถี่จากการสั่นไหวที่รุนแรงคือแผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 4 ตามมาตราริกเตอร์ขึ้นไปและต้องมีจุดศูนย์กลางอยู่ห่างจากที่ตั้งเขื่อนแม่สรวยไม่เกิน 10 กิโลเมตรเนื่องจากว่ามีการเปลี่ยนแปลงค่าของข้อมูลที่ได้จากเครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนจากการตรวจสอบเขื่อนแม่สรวยภายหลังการเกิดแผ่นดินไหวทางกายภาพด้วยสายตาไม่พบว่าเขื่อนได้รับ

ความเสียหายที่รุนแรงจากแผ่นดินไหวซึ่งอาจมีความเป็นไปได้ว่าเนื่องจากเขื่อนแม่สรวยได้รับการออกแบบเพื่อต้านทานแรงกระทำของแผ่นดินไหวด้วยวิธี Pseudo static ค่าสัมประสิทธิ์ของการสั่นสะเทือนเท่ากับ 0.10 และเขื่อนแม่สรวยตั้งอยู่บนสภาพธรณีวิทยาฐานรากที่เป็นหินยุคโซลูเลียน-ดีโวเนียนซึ่งในทางธรณีวิทยาจัดเป็นพื้นที่ที่ค่อนข้างเสถียรมาก ระยะเวลาการสั่นไหวของพื้นดินที่รุนแรงค่อนข้างสั้นกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับบริเวณที่เป็นที่ตั้งของชุมชนที่อยู่ทางด้านท้ายน้ำของเขื่อนแม่สรวยและชุมชนที่ตั้งอยู่ตามที่ราบลุ่มน้ำแม่ลาว

อมร พิมานมาศ และ ประกาศิต จันทนะลิขิต (2557) ทำการทดสอบการเสริมกำลังน้ำหนักของเสาและความเหนียวของเสาด้านทานแผ่นดินไหวจึงทำการทดสอบเสาที่ด้วย การเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นด้วยโพลีเมอร์(CFRP) และการเสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็ก (Steel Panels) โดยการทดสอบการให้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้แรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตสลับทิศกระทำที่ปลายด้านบนเสาโดยผลักปลายเสาให้มีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่ากับ 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1%.... ของความยาวเสาไปข้างหน้าและดึงย้อนกลับ จนมีระยะเคลื่อนตัว -0.25%, -0.5%, -0.75%, -1%.... ของความยาวเสาค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (Story drift) นี้สามารถคำนวณได้จากค่าการเคลื่อนตัวแนวราบที่ปลายบนของเสาหารด้วยความยาวเสาวัดจากปลายล่างสุดถึงจุดที่เกิดแรงกระทำทางด้านข้างการผลักเสาและดึงกลับในทิศตรงกันข้ามจะกระทำครบรอบโดยวนรอบซ้ำ 2 รอบที่ทุกๆค่าระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพื่อตรวจสอบความมีเสถียรภาพของ Hysteretic loop จากผลการทดสอบเสาที่ได้รับการเสริมกำลังทั้งหมดพบว่ากำลังรับน้ำหนักของและความเหนียวของเสาสามารถเพิ่มขึ้นได้ด้วยวิธีการพันด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยและการหุ้มด้วยแผ่นเหล็กซึ่งเป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับการเสริมกำลังด้านแผ่นดินไหว

ชยานนท์ หารัชญ์ (2557) ได้นำเสนอข้อมูลกิจกรรมการตอบสนองแผ่นดินไหวขนาด 6.3 เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 บริเวณรอยเลื่อนพะเยาในเขตอำเภอพานจังหวัดเชียงรายที่ผ่านมาจากหน่วยงานที่เกี่ยวข้องได้แก่ โยธาธิการและผังเมืองจังหวัดเชียงรายและศูนย์ป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยเขต 15 และประสบการณ์จากการเข้าพื้นที่ข้อมูลดังกล่าวได้ผ่านการวิเคราะห์เป็นกรณีศึกษาและให้ความเห็นทั้งนี้เพื่อให้เกิดการเรียนรู้แนวทางการเตรียมพร้อมเพื่อรับมือเหตุการณ์และการตอบสนองต่อภัยแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในอนาคตได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ผลกระทบจากแผ่นดินไหว โดยเฉพาะในรัศมีประมาณ 30 กิโลเมตรจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวโดยศูนย์อำนวยการเฉพาะกิจแผ่นดินไหวจังหวัดเชียงรายสรุปสถานการณ์พื้นที่ประสบภัยในวันที่ 27 มิถุนายนพ.ศ. 2557 พื้นที่ได้รับความเสียหายจำนวน 7 อำเภอ 50 ตำบล 609 หมู่บ้านรายการความเสียหายและประมาณการค่าเสียหายเบื้องต้น ประชาชนเสียชีวิต 1 รายบาดเจ็บ 107 คนที่อยู่อาศัย 15,139 หลังทางหลวงแผ่นดิน 4 แห่งทล 118 ช่วง กม.151 – 152 บ้านห้วยสำนยาว ต.ดงมะดะ อ.แม่ลาวถนนสายเชียงราย – เชียงใหม่ทางหลวงชนบทเสียหาย 3 แห่งรวมถนนเสียหายดินทรุด 7 แห่ง สะพานลอยข้ามถนน 3 แห่งสะพานข้ามแม่น้ำ 2 แห่งวัด 151 แห่งโบสถ์คริสต์ 9 แห่ง สถานศึกษาสพ.ชรเขต 1 จำนวน 12 แห่ง สพ.ชรเขต 2 จำนวน 59 แห่ง สพ.เขต 3 จำนวน 12 แห่ง สพ.4 จำนวน 6 แห่ง สพม.เขต 36 จำนวน 27 แห่ง สนง.อาชีวศึกษาจำนวน 6 แห่ง ระดับอุดมศึกษา 1 แห่ง ม.ราชภัฏเชียงรายโรงเรียนที่เสียหายรวม 123 แห่ง มหาลัย 1 แห่งสถานบริการสาธารณสุข 44 แห่ง โรงงานอุตสาหกรรม 9 แห่ง สถานที่ราชการศาลากลางจังหวัดเชียงรายสนง.ที่ดินจชร.จำนวน 1 แห่ง สนง.เกษตรจ.ชร. 1 แห่ง สนง.เกษตรอ.ป่าแดดจำนวน 1 แห่ง สก.แม่ลาวจำนวน 1 แห่ง แขวงทางที่ 1 (1 แห่ง) หอประชุมที่ว่าการอ.แม่ลาว 1 แห่ง อบต.ม่วงคอก.พาน 1 แห่ง ทต.ดงมะดะ อ.แม่ลาว 1 แห่ง รวมสถานที่ราชการที่เสียหายรวม 10 แห่ง รวม 12 รายการประมาณความเสียหายทั้งสิ้น

1,029,574,026.79 บาทส่วนใหญ่เป็นบ้านเรือนประชาชนดังแสดงในรูปที่ 2.30 เนื่องจากเป็นกลุ่มอาคารที่มีปริมาณมาก เทียบกับอาคารการใช้สอยอื่นๆ



(ก) อาคารพักอาศัย หมู่บ้านห้วยสำนยาว



(ข) บ้านพักอาศัยบริเวณ 3 แยกแม่สรวย

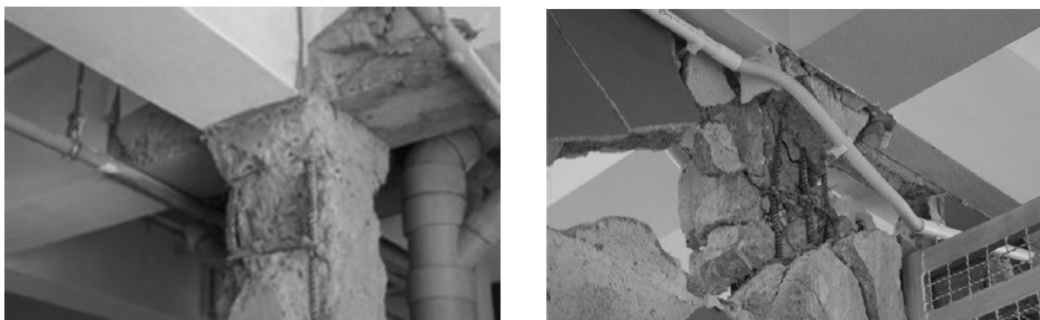
รูปที่ 2.30 การเสียหายอาคารบ้านเรือนในพื้นที่แผ่นดินไหว(ชยานนท์ หรรษภิญโญ, 2557)

การสำรวจความเสียหายโดยทำการแบ่งเกณฑ์ระดับความเสียหายออกเป็น 3 ระดับโดยวัดดูประสงค์หลักเพื่อนำไปสู่คำแนะนำสำหรับการใช้อาคารในเบื้องต้น

ระดับที่ 1 สามารถแทนสีให้ทราบถึงระดับความเสี่ยงได้เป็นสีเขียวความเสียหายในส่วนนี้ไม่ใช่โครงสร้างสามารถเข้าอยู่ได้ความเสียหายส่วนนี้ได้แก่ความเสียหายที่เกิดขึ้นในผนังก่ออิฐเป็นส่วนใหญ่ซึ่งผนังดังกล่าวจำเป็นต้องมีการรื้อถอนออกไปในส่วนรอยแตกของโครงสร้างเสาเป็นแบบปูนฉาบหลุดร่อนและคอนกรีตหุ้มที่เสา (Covering concrete) เล็กน้อยแต่รอยแตกดังกล่าวยังเข้าไม่ถึงคอนกรีตภายในเหล็กปลอก (Core concrete) คำนะนาการใช้อาคารคือสามารถเข้าอยู่ได้

ระดับที่ 2 สามารถแทนสีให้ทราบถึงระดับความเสี่ยงได้เป็นสีเหลืองเป็นความเสียหายที่เกิดขึ้นในส่วนที่เป็นโครงสร้างแต่ยังมีเสถียรภาพอยู่เกิดรอยแตกขนาดไม่ใหญ่มากในเสาซึ่งความเสียหายดังกล่าวสามารถซ่อมแซมได้ในรูปที่ 2.31(ก) คำแนะนำการใช้อาคารคือไม่ควรเข้าอยู่อาศัยอย่างถาวร

ระดับที่ 3 สามารถแทนสีให้ทราบถึงระดับความเสี่ยงได้เป็นสีแดงความเสียหายเกิดกับโครงสร้างหลักจนทำให้อาคารไม่มีเสถียรภาพเช่นโครงสร้างเสาได้รับความเสียหายและคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกะเทาะหลุดออกจนเป็นโพรงชัดเจนดังแสดงในรูปที่ 2.31(ข) คำแนะนำการใช้อาคารคือไม่ควรเข้าไปในอาคาร



(ก) ระดับที่ 2 คอนกรีตภายในเหล็กปลอกยังอยู่ในสภาพดี (ข) ระดับที่ 3 คอนกรีตภายในเหล็กปลอกแตก

รูปที่ 2.31 การจำแนกระดับความเสียหายเพื่อนำไปสู่คำแนะนำสำหรับการใช้อาคารในเบื้องต้น

(ชยานนท์ วรรณภิญโญ, 2557)

การช่วยเหลือขดเซยและการซ่อมแซมอาคารระดับความเสียหายที่ 1, 2ซ่อมรอยร้าวโดยใช้ Grout Cement (Non shrink concrete), Epoxy Injection และเพิ่มกำลังโดยใช้ FRP, CFRP หรือ Concrete Jacketing ในระดับความเสียหายที่ 3 แนวทางการซ่อมแซม สกัดและหล่อคอนกรีตซ่อม และเสริมเหล็กที่เสียหาย, เพิ่มกำลัง โดยใช้ FRP, CFRP หรือ Concrete Jacketing เป็นต้น

2.5 การพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Yamazaki และคณะ (1999) เสนอเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างทางดวนในประเทศญี่ปุ่น โดยสร้างเส้นโค้งความบอบบางจากข้อมูลการสำรวจความเสียหายภาคสนามจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hyogoken-Nanbu ในปี 1995 โดยเป็นฟังก์ชันของค่า PGA, PGV และ JMA (Japan Meteorological Agency) ระดับความเสียหายที่พิจารณาไล่เรียงจากเกิดความเสียหายน้อยหรือไม่เกิดความเสียหายไปจนถึงเกิดการวิบัติ สำหรับการกระจายตัวของข้อมูลความเสียหายที่เกิดขึ้นถูกกำหนดให้มีการกระจายตัวแบบล็อกปกติ (Log-normal distribution) ค่าพารามิเตอร์ μ และ σ ซึ่งเป็นตัวแปรที่ควบคุมลักษณะของเส้นโค้งความบอบบางถูกประเมินโดยวิธีความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum likelihood method) และทำการประเมินทั้ง 3 ระดับความเสียหายพร้อมกันเพื่อป้องกันการตัดกันของเส้นโค้งความบอบบาง

Yamazaki และ Murao (2000) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้าง (Fragility curves) ของค่าความเร็วที่พื้นดิน (Peak ground velocity, PGV) จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เมืองโกเบ ประเทศญี่ปุ่น (1995) เนื่องจากข้อมูลค่าดัชนีการเคลื่อนตัวของพื้นดินที่ทำการจดบันทึกได้โดยนำข้อมูลจากการสำรวจภาคสนามเช่น ชนิดของโครงสร้าง, ระดับความเสียหายของโครงสร้าง, อายุของโครงสร้าง, ชนิดหลังคา เป็นต้น เพื่อเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างให้ความถูกต้องมากขึ้นโดยใช้ความสัมพันธ์ลักษณะลอกกาลิทึมเพื่อหาค่าที่ปรับใหม่ดังสมการ

$$P_R(PGV) = \Phi((\ln PGV - \lambda) / \xi) \quad (2.58)$$

โดยที่

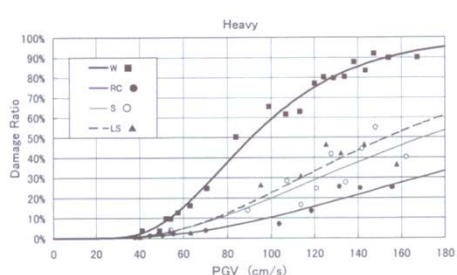
$P_R(PGV)$ = ค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่พิจารณาที่ค่า PGV นั้นๆ

Φ = ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่พิจารณา

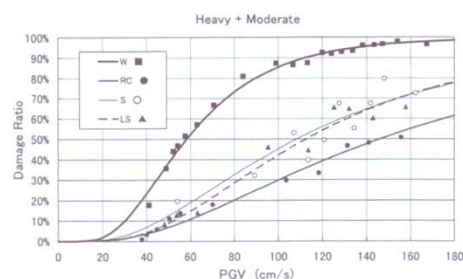
λ = ค่าเฉลี่ยของค่า $\ln(PGV)$

ζ = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า $\ln(PGV)$

จากการศึกษานี้ได้ทำการเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้าง (Fragility curves) ของค่า PGV ที่แปรผันกับชนิดของโครงสร้างและอายุของโครงสร้างจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เมืองโกเบ (1995) ดังรูปที่ 2.32 และรูปที่ 2.33



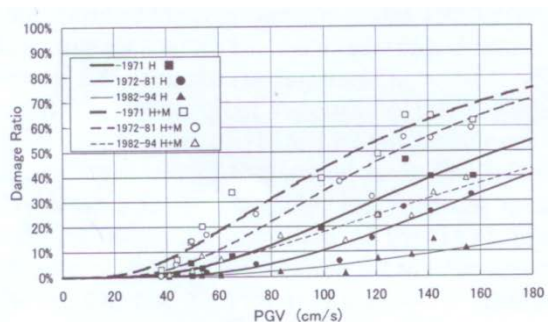
(ก) เสียหายมาก



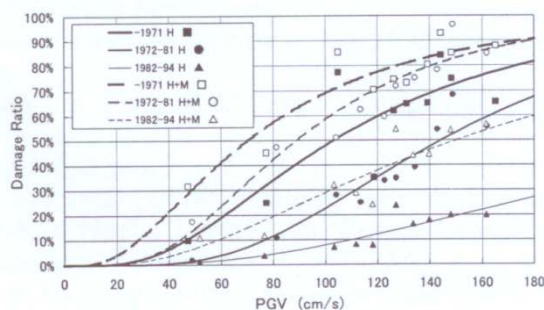
(ข) เสียหายปานกลางถึงมาก

รูปที่ 2.32 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างของค่า PGV สำหรับโครงสร้างชนิดต่างๆ

(Yamazaki และ Murao, 2000)



(ก) อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก



(ข) อาคารเหล็ก

รูปที่ 2.33 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างของค่า PGV สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอาคารเหล็ก

(Yamazaki และ Murao, 2000)

Saxena และคณะ (2000) ได้ทำการศึกษาความน่าจะเป็นของความเสียหายของสะพานที่มีหลายช่วงโดยการพัฒนาเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างซึ่งให้เกิดการเคลื่อนที่ของจตุรรองรับต่างกัน 5 แบบได้แก่

1. DIFF คือ การเคลื่อนที่ของฐานรองรับอยู่บนดินต่างชนิดกันโดยที่เป็นดินแข็งปานกลาง (Medium) และดินอ่อน (Soft)

2. SAME-MEDIUM คือ การเคลื่อนที่ของฐานรองรับอยู่บนดินแข็งปานกลางทั้งหมด

3. IDENT-MEDIUM คือ การเคลื่อนที่ของฐานรองรับบนดินแข็งปานกลางทั้งหมดแต่เกิดการเคลื่อนที่ของดินด้วยการสั่นที่ต่างกัน

4. SAME-SOFT คือ การเคลื่อนที่ของฐานรองรับอยู่บนดินอ่อนทั้งหมด

5. IDENT-SOFT คือ การเคลื่อนที่ของฐานรองรับเป็นดินอ่อนทั้งหมดแต่เกิดการเคลื่อนที่ของดินด้วยการสั่นที่ต่างกัน

และได้แบ่งระดับความเสียหายออกเป็น 5 ระดับได้แก่

1. ไม่เกิดความเสียหาย (No damage)
2. เสียหายเล็กน้อย (Slight damage) คือคอนกรีตเกิดการแตกร้าวและหลุดร่อน
3. เสียหายปานกลาง (Moderate damage) คือสูญเสียการเชื่อมเกาะระหว่างเหล็กกับคอนกรีต
4. เสียหายมาก (Extensive damage) คือเสาตอม่อเริ่มวิบัติ
5. วิบัติโดยสมบูรณ์ (Complete collapse)

จากการศึกษาได้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปร 2 ตัวแปรในลักษณะลอกกาลิทึมในการเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างและใช้วิธีความน่าจะเป็นสูงที่สุดในการประเมินซึ่งแสดงไว้ดังสมการที่ 2.59

$$M = \prod_{k=1}^N [F(a_k)]^{y_k} [1 - F(a_k)]^{1-y_k} \quad (2.59)$$

โดยที่

M = ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายที่ระดับที่พิจารณา

$F(a)$ = เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างสำหรับความเสียหายที่ระดับที่พิจารณา

a_k = ค่า PGA ค่าที่ k ของค่าที่บันทึกได้

y_k = ค่า Bernoulli Random

โดยที่ $y_k = 1$ เมื่อเกิดความเสียหาย และ $y_k = 0$ เมื่อไม่เกิดความเสียหายที่ค่า $PGA = a_k$

N = จำนวนเวลารวมทั้งหมด

$F(a)$ หาได้จากความสัมพันธ์

$$F(a) = \Phi \left[\frac{\ln \frac{a}{\alpha}}{\beta} \right] \quad (2.60)$$

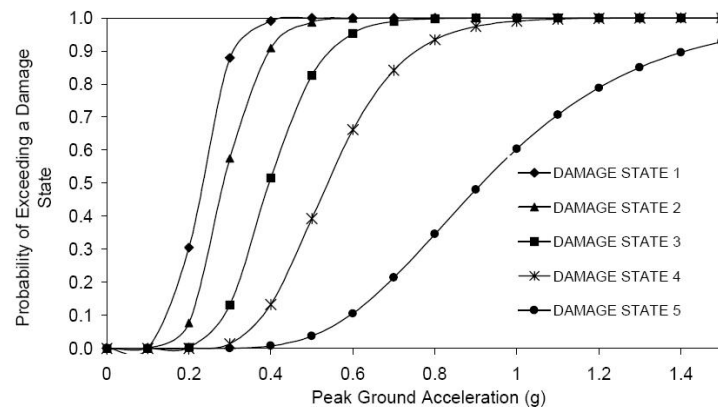
โดยที่

a = ค่า PGA

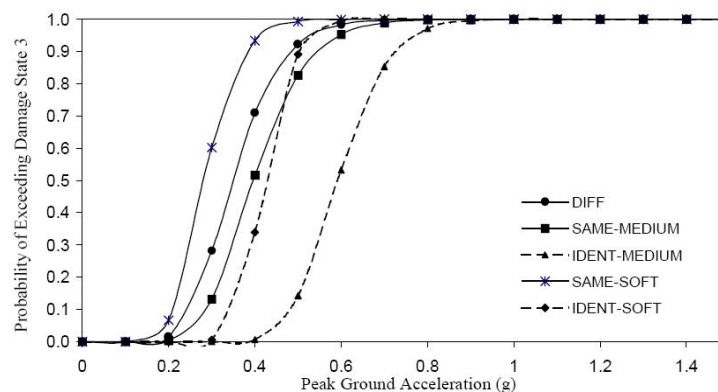
Φ = ค่าการกระจายตัวมาตรฐาน (Standard normal distribution)

α = ค่ากลางของค่า $\ln(M)$ ที่มากที่สุด

β = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า $\ln(M)$ ที่มากที่สุด



รูปที่ 2.34 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างที่เกิดความเสียหายในแต่ละระดับ
สำหรับกรณี SAME-MEDIUM (Saxena และคณะ, 2000)



รูปที่ 2.35 ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายที่ระดับ 3 หรือมากกว่าที่กรณีต่าง ๆ
(Saxena และคณะ, 2000)

รูปที่ 2.34 คือเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างที่เกิดความเสียหายในแต่ละระดับสำหรับกรณี SAME-MEDIUM ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.59) รูปที่ 2.35 ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายที่ระดับ 3 หรือมากกว่าที่กรณีต่างๆ ซึ่งหาได้จากสมการที่ (2.60) ดังนั้นจึงสามารถหาค่าความน่าจะเป็นสูงที่สุดได้ดังสมการที่ (2.61)

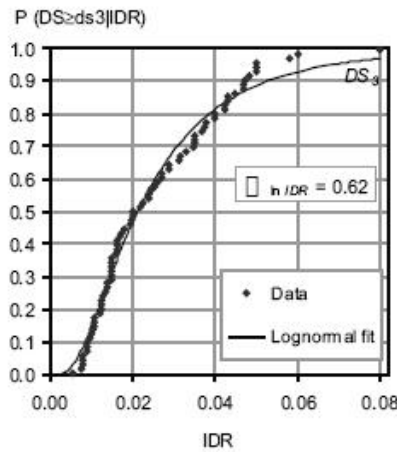
$$\frac{d \ln M}{d \alpha} = \frac{d \ln M}{d \beta} = 0 \quad (2.61)$$

Aslani และ Miranda (2005) ได้ทำการศึกษาการสั่นโค้งความบอบบางของโครงสร้างเพื่อประเมินระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นในจุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสาเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยได้แบ่งระดับความเสียหายเป็น 4 ระดับได้แก่

- ก) แตกร้าวเล็กน้อยคือ ขนาดของรอยแตกร้าวน้อยกว่า 0.3 มม.
- ข) แตกร้าวมากคือ ขนาดของรอยแตกร้าวมากกว่า 0.3 มม. แต่น้อยกว่า 2 มม.
- ค) วิบัติเนื่องจากการเฉือนทะลุคือ เกิดการแตกร้าวรอบแนวรัศมีของเสา
- ง) การสูญเสียการต้านทานแรงในแนวดิ่ง

จากการทดสอบพบว่าระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นแปรผันกับอัตราการส่วนเคลื่อนที่ของโครงสร้างซึ่งได้ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายระดับที่พิจารณาได้สมการซึ่งเป็นสมการความสัมพันธ์ในลักษณะลอการิทึม

$$P(DS \geq ds_i | IDR = idr) = \Phi \left[\frac{\ln(idr) - \ln(\overline{IDR})}{\sigma_{\ln(IDR)}} \right] \quad (2.62)$$



รูปที่ 2.36 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างสำหรับความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่ 3 กับค่าอัตราส่วนของการเสียรูป (Aslani และ Miranda, 2005)

สำหรับความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่ 3 ได้แสดงได้ดังรูปที่ 2.36 ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.63) จากการศึกษาพบอีกว่าเมื่อพิจารณาผลของอัตราส่วนแรงเฉือนแนวดิ่งด้วยจะมีความสัมพันธ์ดังสมการ

$$\overline{IDR}_{DS3} = 0.014 + 0.03e^{\left[-4440 \left(\frac{V_g}{V_0} \right)^8 \right]} \quad (2.63)$$

$$\sigma_{\ln(IDR_{DS3})} = 0.62 - 0.4e^{\left[-11.6 \left(\frac{V_g}{V_0} \right)^{2.9} \right]} \quad (2.64)$$

โดยที่

$P(DS \geq ds_i | IDR = idr)$ = ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่พิจารณา

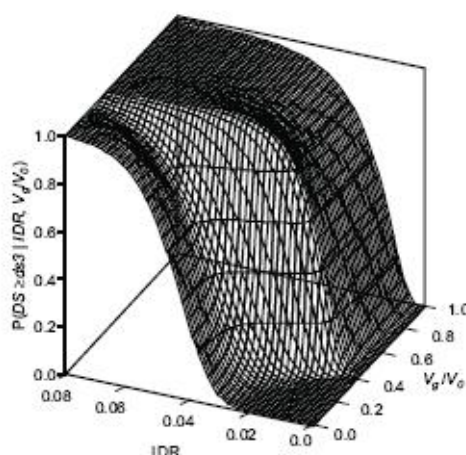
IDR = ค่ามัธยฐานของอัตราส่วนของการเสียรูปที่สภาวะความเสียหายที่ i

$\sigma_{Ln(IDR)}$ = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า $\ln(IDR)$

Φ = ความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่พิจารณา

V_g = แรงเฉือนแนวตั้งที่หน้าตัดวิกฤติของพื้น

V_0 = ค่าแรงเฉือนทะลุที่ยอมให้



รูปที่ 2.37 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างสำหรับความสัมพันธ์ 3 ค่าระหว่างความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่ 3, ค่าอัตราส่วนของการเสียรูปและอัตราส่วนแรงเฉือนแนวตั้ง (Aslan i และ Miranda, 2005)

รูปที่ 2.37 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างสำหรับความสัมพันธ์ 3 ค่าระหว่างความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่ 3, ค่าอัตราส่วนของการเสียรูปและอัตราส่วนแรงเฉือนแนวตั้ง ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อค่าอัตราส่วนแรงเฉือนมีค่าน้อยกว่า 0.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายในระดับที่ 3 กับค่าอัตราส่วนของการเสียรูปนั้นไม่เป็นไปตามสมการที่ 2.62 ดังนั้นเมื่อพิจารณาผลของอัตราส่วนแรงเฉือนด้วยแล้วจะทำให้ได้ความสัมพันธ์ของตัวแปรทั้งสามที่มีค่าความถูกต้องมากยิ่งขึ้น

Kircil และ Polat (2006) สร้างเส้นโค้งความบอบบางภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวจากการวิเคราะห์แบบจำลองของอาคารโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงระดับกลาง ระดับความเสียหายที่พิจารณาคือ ความเสียหายที่เกิดการครากในโครงสร้าง และเกิดการวิบัติของโครงสร้าง เส้นโค้งความบอบบางที่ถูกสร้างขึ้นเป็นฟังก์ชันของ PGA, Sa และ Sd ค่าความไม่แน่นอนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่คำนึงถึงได้แก่ ขนาดความรุนแรงแผ่นดินไหว ช่วงเวลาของการเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว และระยะจากแหล่งกำเนิดถึงตำแหน่งที่พิจารณา นอกจากนี้ยังคำนึงถึงความไม่แน่นอนของกำลังอัดของคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งพิจารณาให้มีการกระจายตัวแบบปกติมาตรฐาน (Normal Distribution) ค่าพารามิเตอร์ μ และ σ ซึ่งเป็นตัวแปรที่ควบคุมลักษณะของเส้นโค้งความบอบบางถูกประเมินโดยวิธีกำลัง 2 น้อยที่สุด (Least-Square Method)

บทที่ 3

ทดสอบหากล้างอัดของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ

3.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ

ในการศึกษานี้ทำการทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐของอิฐทั้งหมด 8 ชนิดได้แก่อิฐบล็อก, อิฐมวลเบา, อิฐมอญชนิด 6 ชนิด ลักษณะของอิฐแต่ละชนิดดังแสดงในรูปที่ 3.1 โดยเตรียมตัวอย่างทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่างสำหรับอิฐแต่ละชนิด รวมทั้งสิ้น 24 ตัวอย่างขนาดของตัวอย่างอิฐแต่ละชนิดแสดงในตารางที่ 3.1

ในขั้นตอนการก่อตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐจากอิฐตัวอย่างแต่ละชนิด โดยปูนที่ใช้ในการก่อแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ มอร์ตาร์สำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญ และ มอร์ตาร์สำหรับอิฐมวลเบา ซึ่งอัตราส่วนผสมของมอร์ตาร์สำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญ คือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ 1 ต่อ หทราย 2.75 โดยน้ำหนักอัตราส่วนระหว่างปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และน้ำเท่ากับ 0.485 ส่วนอัตราส่วนของปูนสำหรับก่ออิฐมวลเบา คือ มอร์ตาร์สำเร็จรูปอิฐมวลเบา 1 ต่อ น้ำสะอาด 3 โดยปริมาตร

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐจะต้องให้อัตราส่วนระหว่างความสูงกับความหนาของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ (h_p/t_p) อยู่ระหว่าง 1.3 – 5.0 เมื่อเตรียมตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐเสร็จต้องทำการห่อตัวอย่างด้วยพลาสติกกันน้ำเพื่อป้องกันการระเหยของน้ำดังแสดงในรูปที่ 3.2

ตารางที่ 3.1 ขนาดของตัวอย่างอิฐที่ใช้ในการทดสอบหากล้างอัดของอิฐแต่ละชนิด

ชนิดของอิฐ	ตัวอย่างที่	ความยาว cm.		ความกว้างเฉลี่ย cm.		ความสูงเฉลี่ย cm.	
CB1	1	13.96	13.90	6.00	6.03	5.50	5.50
	2	13.78		5.95		5.50	
	3	13.98		6.13		5.49	
CB2	1	15.08	15.06	6.68	6.65	7.05	7.02
	2	15.10		6.65		7.00	
	3	15.00		6.63		7.00	
CB3	1	13.45	13.34	6.30	6.38	2.80	2.78
	2	13.23		6.43		2.75	
	3	13.35		6.40		2.78	

ตารางที่ 3.1 ขนาดของตัวอย่างอิฐที่ใช้ในการทดสอบกำลังอัดของอิฐแต่ละชนิด (ต่อ)

ชนิดของอิฐ	ตัวอย่างที่	ความยาว cm.		ความกว้างเฉลี่ย cm.		ความสูงเฉลี่ย cm.	
CB4	1	13.43	13.35	5.53	5.57	6.05	6.02
	2	13.38		5.63		6.00	
	3	13.25		5.55		6.00	
CB5	1	16.70	16.89	6.03	6.05	8.45	8.48
	2	16.90		6.00		8.50	
	3	17.08		6.13		8.50	
CB6	1	23.00	23.16	6.45	6.42	11.90	11.95
	2	23.38		6.43		12.00	
	3	23.10		6.38		11.95	
LWB	1	59.98	59.99	7.50	7.49	19.98	19.98
	2	59.98		7.48		19.95	
	3	60.03		7.50		20.00	
HW	1	38.90	38.88	6.53	6.53	18.95	18.98
	2	38.85		6.53		19.00	
	3	38.88		6.53		19.00	



ก)อิฐบล็อก (HB)



ข)อิฐมวลเบา (LWB)



ค)อิฐมอญชนิดที่ 1(CB1)



ง)อิฐมอญชนิดที่ 2(CB2)



จ)อิฐมอญชนิดที่ 3 (CB3)



ฉ)อิฐมอญชนิดที่ 4(CB4)



ช)อิฐมอญชนิดที่ 5(CB5)



ซ)อิฐมอญชนิดที่ 6(CB6)

รูปที่ 3.1 ลักษณะอิฐชนิดต่างๆที่ใช้ในการทดสอบ



ก) การห่อตัวอย่างผนังที่ก่อจากอิฐบล็อก

ข) การห่อตัวอย่างผนังที่ก่อจากอิฐมอญ

รูปที่ 3.2 ตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐหลังจากก่อและห่อด้วยพลาสติกเสร็จ

หลังจากก่อตัวอย่างเสร็จ 7 วันจึงทำการฉาบตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐดังแสดงในรูปที่ 3.3 โดยปูนที่ใช้ในการฉาบแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ ปูนฉาบสำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญ และ ปูนฉาบสำหรับอิฐมวลเบา ซึ่งอัตราส่วนผสมของปูนฉาบสำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญคือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ 1 ต่อ ทราย 3 โดยน้ำหนักอัตราส่วนระหว่างปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และน้ำเท่ากับ 1.0 และอัตราส่วนผสมของปูนฉาบสำหรับอิฐมวลเบาคือ ปูนฉาบสำเร็จรูปอิฐมวลเบา 1 ต่อ น้ำ 3 โดยปริมาตรสำหรับปูนฉาบอิฐมวลเบา เมื่อทำการฉาบตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐเสร็จจะต้องฉีบน้ำให้ตัวอย่างทุกวันเพื่อเป็นการบ่มปูนฉาบและก่อ จากนั้นทำการทดสอบหลังจากตัวอย่างมีอายุครบ 28 วัน ขนาดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐแต่ละชนิดแสดงในตารางที่ 3.2



ก) การฉาบตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ

ข(ตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ)

รูปที่ 3.3 ตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐระหว่างฉาบและหลังฉาบเสร็จ

ตารางที่ 3.2 ขนาดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐแต่ละชนิด

ชนิดของอิฐ	ตัวอย่างที่	ความสูง cm.		ความหนา cm.		ความยาว cm.	
HW	1	39.85	39.78	8.58	8.68	40.18	40.58
	2	39.55		8.88		41.28	
	3	39.93		8.60		40.28	
LWB	1	40.43	40.39	9.30	9.33	40.10	40.73
	2	40.30		9.43		41.28	
	3	40.45		9.28		40.80	
CB1	1	34.50	34.09	7.85	7.80	45.55	45.58
	2	34.23		7.63		45.50	
	3	33.55		7.93		45.68	
CB2	1	37.93	37.73	8.93	9.51	50.40	50.38
	2	37.68		9.83		50.13	
	3	37.60		9.78		50.60	
CB3	1	23.38	23.76	8.78	8.51	44.00	44.32
	2	24.48		8.30		44.85	
	3	23.43		8.45		44.10	
CB4	1	36.70	36.68	7.38	7.58	45.58	45.42
	2	37.03		7.50		45.65	
	3	36.30		7.85		45.03	
CB5	1	38.78	39.18	9.05	8.53	56.68	56.65
	2	38.85		8.23		55.60	
	3	39.90		8.33		57.68	
CB6	1	39.05	39.14	8.48	8.23	49.43	49.41
	2	38.90		8.15		49.05	
	3	39.48		8.08		49.75	

3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบมอร์ตาร์

ในการศึกษานี้ได้ทำการเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์แต่ละชนิดเพื่อนำไปทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ เพื่อนำไปใช้ในการคำนวณกำลังรับแรงอัดของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐต่อไป โดยขั้นตอนในการเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์จะใช้แบบหล่อตัวอย่างทรงลูกบาศก์ขนาด 5 เซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.4 โดยจะเก็บตัวอย่างทุกครั้งที่มีการผสมมอร์ตาร์ครั้งละ 5 ตัวอย่าง ซึ่งในการศึกษานี้มีการเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์ทั้งหมด 2 ประเภทคือ มอร์ตาร์สำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญ และมอร์ตาร์สำหรับอิฐมวลเบาในการศึกษานี้ได้เก็บตัวอย่างทดสอบมีจำนวนทั้งหมด 20 ตัวอย่าง เป็นมอร์ตาร์สำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญ 15 ตัวอย่าง (ตัวอย่างมอร์ตาร์หมายเลข 1, 2 และ 4) และ

มอร์ตาร์สำหรับอิฐมวลเบา 5 ตัวอย่าง (ตัวอย่างมอร์ตาร์หมายเลข 2) ตัวอย่างหลังถอดออกจากแบบหล่อมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 3.5 หลังจากนั้นนำไปบ่มในน้ำ 28 วันแล้วจึงจะทำการทดสอบ ขนาดพื้นที่หน้าตัดที่รับแรงของตัวอย่างมอร์ตาร์แต่ละชนิดมีค่าดังตารางที่ 3.3



รูปที่ 3.4 แบบหล่อตัวอย่างที่ใช้ในการเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์



รูปที่ 3.5 การเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์ก่อนและหลังถอดแบบ

ตารางที่ 3.3 ขนาดและพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างมอร์ตาร์แต่ละชนิด

ชนิดของ มอร์ตาร์	หมายเลข	ความกว้าง ซม.	ความยาว ซม.	พื้นที่หน้าตัด ซม. ²	พื้นที่หน้าตัดเฉลี่ย ซม. ²
มอร์ตาร์สำหรับ อิฐบล็อกและอิฐ มอญ ผสมครั้งที่ 1	1#1	4.98	5.05	25.12	25.45
	1#2	5.06	5.05	25.56	
	1#3	5.04	5.07	25.52	
	1#4	5.11	5.03	25.68	
	1#5	5.04	5.04	25.37	
มอร์ตาร์สำหรับ อิฐมวลเบา	2#1	5.02	5.10	25.61	25.60
	2#2	5.08	5.00	25.40	
	2#3	5.03	5.05	25.38	
	2#4	5.11	5.07	25.90	
	2#5	5.06	5.09	25.73	
มอร์ตาร์สำหรับ อิฐบล็อกและอิฐ มอญ ผสมครั้งที่ 2	3#1	5.02	5.02	25.19	24.92
	3#2	5.05	5.04	25.44	
	3#3	4.95	4.84	23.95	
	3#4	4.97	4.99	24.80	
	3#5	5.00	5.05	25.22	
มอร์ตาร์สำหรับ อิฐบล็อกและอิฐ มอญ ผสมครั้งที่ 3	4#1	5.25	5.25	27.51	26.74
	4#2	5.16	5.13	26.45	
	4#3	5.21	5.20	27.09	
	4#4	5.14	5.11	26.24	
	4#5	5.14	5.14	26.41	

3.3 การแคปตัวอย่างทดสอบ

ในการศึกษานี้ได้ทำการทดสอบหากล้างอัดของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 3 ชนิด คือ ก้างอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ, ก้างอัดของอิฐแต่ละชนิด และ ก้างอัดของมอร์ตาร์แต่ละชนิด ดังนั้นจึงจำเป็นต้องแคปตัวอย่างทดสอบก่อนทำการทดสอบโดยใช้ก้ามะถันเป็นวัสดุในการแคปตัวอย่าง การแคปตัวอย่างทดสอบมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

3.3.1 การแคปตัวอย่างมอร์ตาร์

ตามมาตรฐาน ASTM C109/C109 M -02 ในการทดสอบหาค่ากำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์นั้นจะต้องให้หน้าที่อยู่บนแบบหล่อตัวอย่างเป็นหน้าที่รับแรง แต่เนื่องจากหน้าที่ต้องรับแรงไม่เรียบจึงจำเป็นต้องแคปตัวอย่างก่อนทำการทดสอบ

3.3.2 การแคปตัวอย่างอิฐ

เนื่องจากตัวอย่างอิฐที่ใช้ในการทดสอบหาค่ากำลังอัดมีผิวหน้าที่ไม่เรียบ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องแคปผิวหน้าของอิฐในเรียบก่อนทำการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.6 การแคปตัวอย่างอิฐ

3.3.3 การแคปตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ

ตามมาตรฐาน ASTM C1314 – 03b จะต้องทำการแคปหัวและท้ายตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐก่อนทำการทดสอบ ซึ่งในการแคปได้ใช้แบบหล่อคานขนาด 15 x 15 x 60 เซนติเมตรเป็นแบบหล่อตัวอย่างในการแคปตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐดังแสดงในรูปที่ 3.7 การแคปตัวอย่างทดสอบและตัวอย่างทดสอบหลังแคปเสร็จแล้วดังแสดงในรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.7 แบบหล่อตัวอย่างที่ใช้ในการแคปตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ



รูปที่ 3.8 การแคปตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐก่อและหลังถอดออกจากแบบ

3.4 การทดสอบ

ในการศึกษานี้ได้แบ่งการทดสอบออกเป็น 3 อย่างคือ การทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์, การทดสอบกำลังอัดของอิฐ และ การทดสอบหาลำไส้อัดตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้

3.4.1 การทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์

ในการทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์โดยใช้เครื่องมือ UTM (UNIVERSAL TESTING MACHINE) เป็นเครื่องมือในการทดสอบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างโดยควบคุมอัตราการเสียรูปที่ 5 มิลลิเมตร/นาที การทดสอบกำลังอัดดังแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 การทดสอบกำลังอัดตัวอย่างมอร์ตาร์

3.4.2 การทดสอบกำลังอัดของอิฐ

ในการทดสอบกำลังอัดของอิฐโดยใช้เครื่องมือ UTM (UNIVERSAL TESTING MACHINE) เป็นเครื่องมือในการทดสอบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างโดยควบคุมอัตราการเสียรูปที่อัตรา 5 มม./นาที ดังแสดงในรูปที่ 3.10



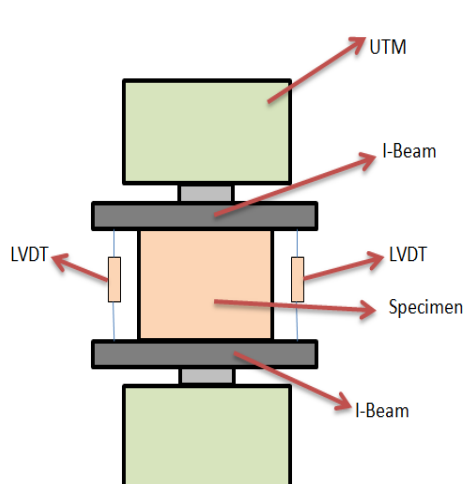
รูปที่ 3.10 การทดสอบกำลังอัดของอิฐ

3.4.3 การทดสอบกำลังอัดตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ

ในการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐซึ่งเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบนี้ได้แก่ UTM (UNIVERSAL TESTING MACHINE), LVDT 2 และ Data Logger ดังแสดงในรูปที่ 3.11 เป็นเครื่องมือในการทดสอบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างแต่เนื่องจากตัวอย่างทดสอบมีความยาวมากกว่าหัวกดจึงใช้เหล็ก I-BEAM เสริมเหล็กข้ออ้อยเป็นตัวกระจายแรงจากหัวกดให้กระทำกับตัวอย่างแล้วติด LVDT ทั้ง 2 ข้างของตัวอย่างเป็นระยะห่างจากศูนย์กลางหัวกดเป็นระยะ 35 เซนติเมตร จากนั้นต่อสาย LVDT เข้ากับ Data Logger เพื่อวัดการเสียรูปของตัวอย่างและต่อสาย Data Logger กับเครื่อง UTM เพื่อรับโหลดจากเครื่อง UTM โดยควบคุมอัตราการเสียรูปที่ อัตรา 2 มิลลิเมตร/นาที ขั้นตอนการติดตั้งตัวอย่างทดสอบก่อนทำการทดสอบดังแสดงในรูป 3.12 หลังจากทดสอบการทดสอบจะหยุดทำการทดสอบเมื่อค่าแรงอัดตกลงจากแรงอัดสูงสุด 50% หรือจนกว่าตัวอย่างจะระเบิดดังแสดงในรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.11 เครื่องมือ LVDT และ Data Logger ที่ใช้ในการทดสอบ



รูปที่ 3.12 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐกับเครื่องมือทดสอบ



รูปที่ 3.13 การทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐก่อนและหลัง

3.5 ผลการทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์

ในการทดสอบนี้ได้ทำการทดสอบตัวอย่างมอร์ตาร์ 2 ชนิดคือ มอร์ตาร์สำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญ และ มอร์ตาร์สำหรับอิฐมวลเบา ซึ่งตัวอย่างทดสอบทั้งหมดแบ่งออกเป็น 4 หมายเลข คือ หมายเลข 1, 2, 4 คือ มอร์ตาร์สำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญ และ หมายเลข 2 คือมอร์ตาร์สำหรับอิฐมวลเบา โดยแต่ละหมายเลขจะมี 5 ตัวอย่างทดสอบ รวมเป็นตัวอย่างทั้งหมด 20 ตัวอย่าง ซึ่งได้ผลออกมาดังแสดงในตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์แต่ละชนิด

ชนิดของมอร์ตาร์	ตัวอย่าง	พื้นที่หน้าตัด (cm ²)	แรงอัดสูงสุด (kN)	กำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์ (ksc)	
มอร์ตาร์ สำหรับอิฐ บล็อกและอิฐ มอญผสมครั้ง ที่ 1	1	25.12	31.27	126.92	112.20
	2	25.56	40.53	161.63	
	3	25.52	16.75	66.90	
	4	25.68	18.19	72.20	
	5	25.37	33.18	133.34	
มอร์ตาร์ สำหรับอิฐ มวลเบา	1	25.61	32.34	128.75	181.20
	2	25.40	65.06	261.14	
	3	25.38	35.78	143.70	
	4	25.90	56.16	221.03	
	5	25.73	38.20	151.37	

ตารางที่ 3.4 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์แต่ละชนิด (ต่อ)

มอร์ตาร์ สำหรับอิฐ บล็อกและอิฐ มอญผสมครึ่ง ที่ 2	1	25.19	14.09	57.03	55.95
	2	25.44	6.32	25.32	
	3	23.95	26.38	112.30	
	4	24.80	6.99	28.74	
	5	25.22	13.94	56.33	
มอร์ตาร์ สำหรับอิฐ บล็อกและอิฐ มอญผสมครึ่ง ที่ 3	1	27.51	19.76	73.23	83.52
	2	26.45	19.69	75.91	
	3	27.09	25.31	95.24	
	4	26.24	9.88	38.38	
	5	26.41	34.93	134.85	

จากผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์ค่าการทดสอบที่ได้มีค่าแตกต่างกันอาจเนื่องมาจากการเวลาในการเก็บตัวอย่างและการกระทุ้งตัวอย่างทำให้เกิดความพรุนเนื่องจากฟองอากาศของตัวอย่างทำให้กำลังน้อยลงโดยค่ากำลังอัดเฉลี่ยของมอร์ตาร์หมายเลข 1, 2, 3 และ 4 มีค่าเท่ากับ 112.2, 181.2, 55.9 และ 83.5kscตามลำดับกำลังอัดเฉลี่ยของตัวอย่างมอร์ตาร์สำหรับอิฐบล็อกและอิฐมอญมีค่าเท่ากับ 83.8kscและกำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์สำหรับอิฐมวลเบามีค่าเท่ากับ 181.20ksc

3.6 ผลการทดสอบกำลังอัดของอิฐ

ในการทดสอบนี้ได้ทำการทดสอบตัวอย่างอิฐทั้งหมด 8 ชนิด ได้แก่ อิฐบล็อก (HB), อิฐมวลเบา (LWB), อิฐมอญ ชนิดที่ 1(CB1), อิฐมอญชนิดที่ 2 (CB2), อิฐมอญชนิดที่ 3 (CB3), อิฐมอญชนิดที่ 4 (CB4), อิฐมอญชนิดที่ 5(CB5) และ อิฐมอญชนิดที่ 6(CB6) โดยทดสอบตัวอย่างอิฐแต่ละชนิดจำนวนชนิดละ 3 ตัวอย่าง รวมตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 24 ตัวอย่าง กำลังอัดและค่าเฉลี่ยของตัวอย่างอิฐทั้งหมดแสดงในตารางที่ 3.5 จากผลการทดสอบกำลังอัดของอิฐจะเห็นว่า กำลังอัดของอิฐ CB3 มีค่าสูงกว่าอิฐอื่นๆ เนื่องจากอิฐ CB3 เป็นอิฐตันจึงสามารถรับกำลังอัดได้สูงแต่อิฐ HB และ CB6 มีลักษณะมีช่องมีรูจำนวนมากส่งผลให้รับกำลังอัดได้ต่ำ

ตารางที่ 3.5 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างอิฐทั้งหมด

ชนิด	ตัวอย่าง ที่	พื้นที่หน้าตัด (cm ²)	แรงอัดสูงสุด (kN)	กำลังอัดของตัวอย่างอิฐ (ksc)	
CB1	1	83.78	28.36	34.51	25.62
	2	81.96	14.43	17.95	
	3	85.60	20.49	24.40	

ตารางที่ 3.5 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างอิฐทั้งหมด (ต่อ)

ชนิด	ตัวอย่าง ที่	พื้นที่หน้าตัด (cm ²)	แรงอัดสูงสุด (kN)	กำลังอัดของตัวอย่างอิฐ (ksc)	
CB2	1	100.63	19.85	20.11	30.19
	2	100.42	41.12	41.74	
	3	99.38	28.01	28.73	
CB2	1	84.74	254.28	305.90	305.28
CB3	2	84.97	254.36	305.15	
	3	85.44	255.47	304.79	
CB3	1	74.17	39.72	54.59	52.94
CB4	2	75.23	42.46	57.53	
	3	73.54	33.69	46.70	
CB4	1	100.62	55.15	55.88	55.14
CB5	2	101.40	67.22	67.58	
	3	104.58	43.06	41.97	
CB5	1	148.35	17.50	12.02	15.84
CB6	2	150.18	24.83	16.85	
	3	147.26	26.92	18.63	
CB6	1	253.82	65.20	26.19	24.84
HW	2	253.50	59.51	23.93	
	3	253.66	60.70	24.39	
HW	1	449.81	176.58	40.02	37.84
LWB	2	448.31	171.16	38.92	
	3	450.19	152.72	34.58	

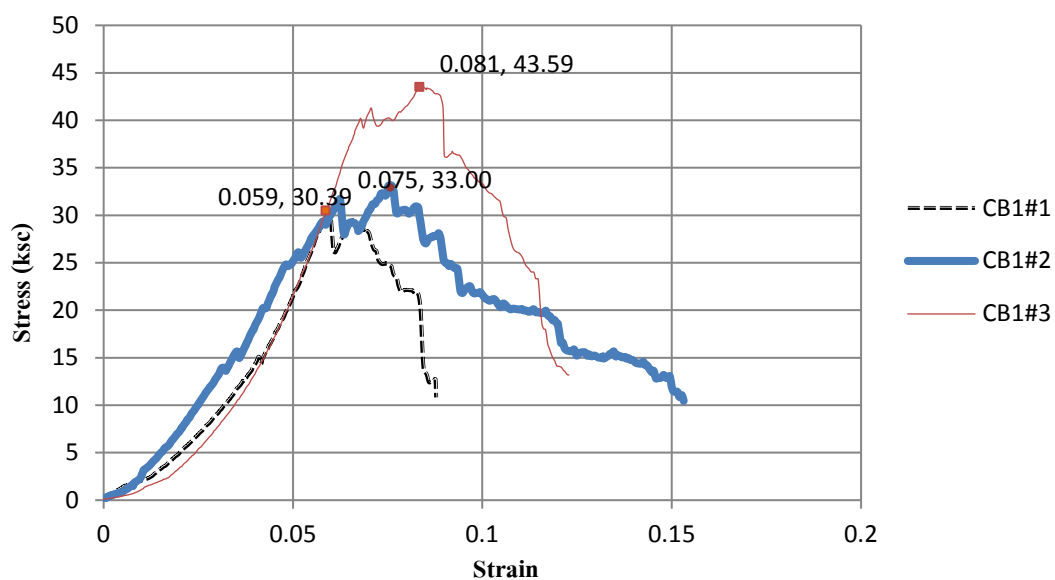
3.7 ผลการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ

ในการทดสอบนี้ได้ทำการเตรียมตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐจากอิฐตัวอย่างทั้งหมด 8 ชนิด จำนวนชนิดละ 3 ตัวอย่าง รวมทั้งหมด 24 ตัวอย่างทดสอบ ซึ่งได้ผลการทดสอบออกมาดังนี้

3.7.1 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 1 (CB1)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมอญชนิดที่ 1 (CB1) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงในรูปที่ 3.14 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากรูปจะเห็นว่า

ตัวอย่างที่ 1 และ 2 มีค่าความเค้นใกล้เคียงกัน แต่ตัวอย่างที่ 3 มีค่าความเค้นที่สูงและต่างจากตัวอย่างอื่นๆ อันเนื่องมาจากตัวอย่าง CB1#3 เกิดการระเบิดตั้งนั้นแรงจะต้องสูงกว่าตัวอย่างอื่นๆ ลักษณะการวิบัติคือแตกผากกลางด้านข้างทั้ง 3 ตัวอย่างและแตกผากกลางด้านหลังแต่ตัวอย่าง CB1#3 เกิดการระเบิดที่มุมบนขวาดังแสดงในรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.14 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 1 (CB1)



รูปที่ 3.15 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 1 (CB1)

กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 1 (CB1) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตามตารางที่ 2.1 ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 1 (CB1) แสดงในตารางที่ 3.6

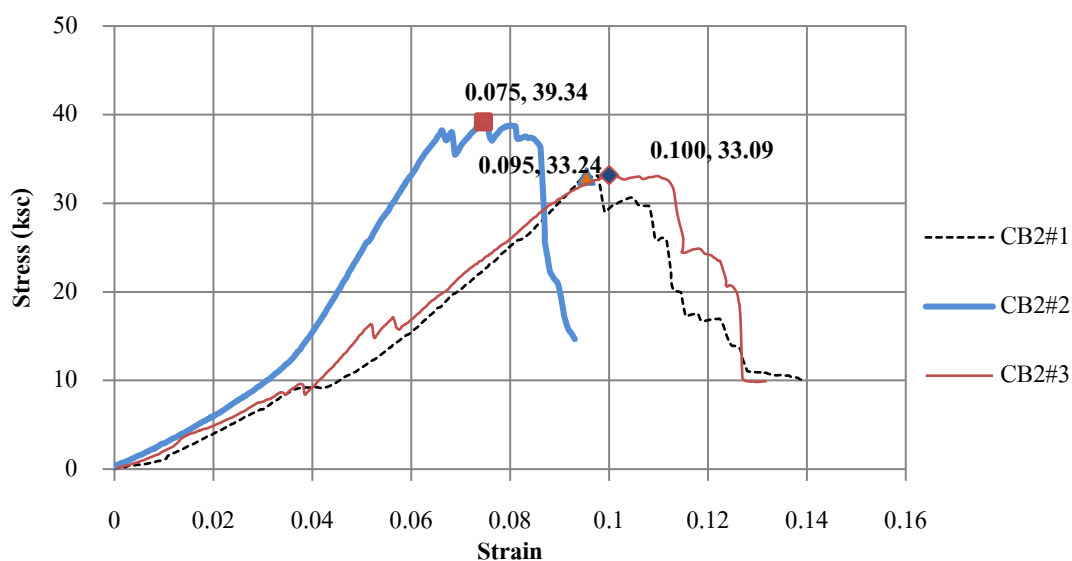
โดยที่ A คือ พื้นที่รับแรงของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ
 F คือ แรงอัดสูงสุด
 f'_m คือ กำลังอัดของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ
 h/t คือ อัตราส่วนความสูงต่อความหนาของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ
 C คือ ค่าปรับแก้กำลังอัดชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ
 f_{mt} คือ กำลังอัดของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐหลังจากปรับแก้

ตารางที่ 3.6 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 1 (CB1)

ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f'_m (ksc)	h/t	C	f_{mt} (ksc)
CB1#1	357.57	106.61	30.39	4.39	1.18	35.79
CB1#2	346.94	112.33	33.00	4.49	1.18	39.08
CB1#3	361.97	154.80	43.59	4.23	1.17	50.85

3.7.2 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 2 (CB2)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 2 (CB2) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังรูปที่ 3.16 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่าง มีค่าความเค้นสูงสุดใกล้เคียงกัน ลักษณะการวิบัติคือแตกผ่ากลางด้านข้างทั้ง 3 ตัวอย่าง เกิดรอยแตกด้านหน้าและด้านหลังที่ตัวอย่าง 1 และ 2 ดังแสดงในรูปที่ 3.17



รูปที่ 3.16 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 2 (CB2)



รูปที่ 3.17 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 2 (CB2)

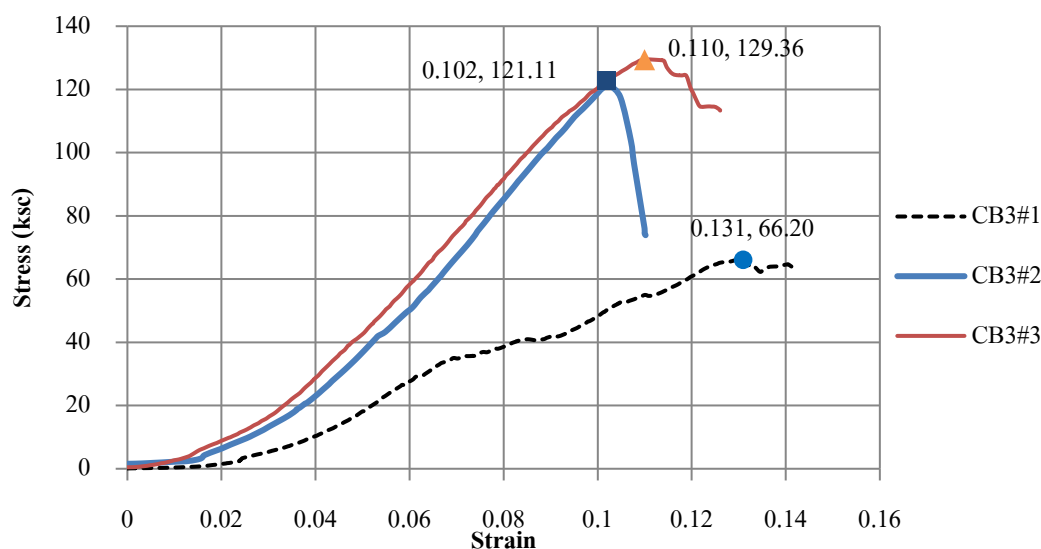
กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 2 (CB2) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตาม ตารางที่ 2.1 ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 2 (CB2) แสดงในตารางที่ 3.7

ตารางที่ 3.7 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 2 (CB2)

ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f _m (ksc)	h/t	C	f _{mt} (ksc)
CB2#1	449.82	146.02	33.09	4.25	1.17	38.63
CB2#2	492.48	190.07	39.34	3.83	1.14	44.72
CB2#3	494.62	161.26	33.24	3.85	1.14	37.81

3.7.3 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 3 (CB3)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 2(CB2) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังรูปที่ 3.18 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 3(CB3) ตัวอย่างที่ 2 และ 3 มีค่าแรงอัดสูงสุดใกล้เคียงกันแต่ตัวอย่างที่ 1 มีค่าแรงอัดสูงสุดที่ต่ำ เนื่องจากเกิดการแตกและหลุดของปูนฉาบทำให้เครื่องหยุดทดสอบ ลักษณะการวิบัติคือตัวอย่างที่ 1 และ 2 แตกผ่ากลางด้านข้างของกำแพง ส่วนตัวอย่างที่ 3 แตกกระเป๋าด้านข้างทางขวา ดังแสดงในรูปที่ 3.19



รูปที่ 3.18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 3 (CB3)



รูปที่ 3.19 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 3 (CB3)

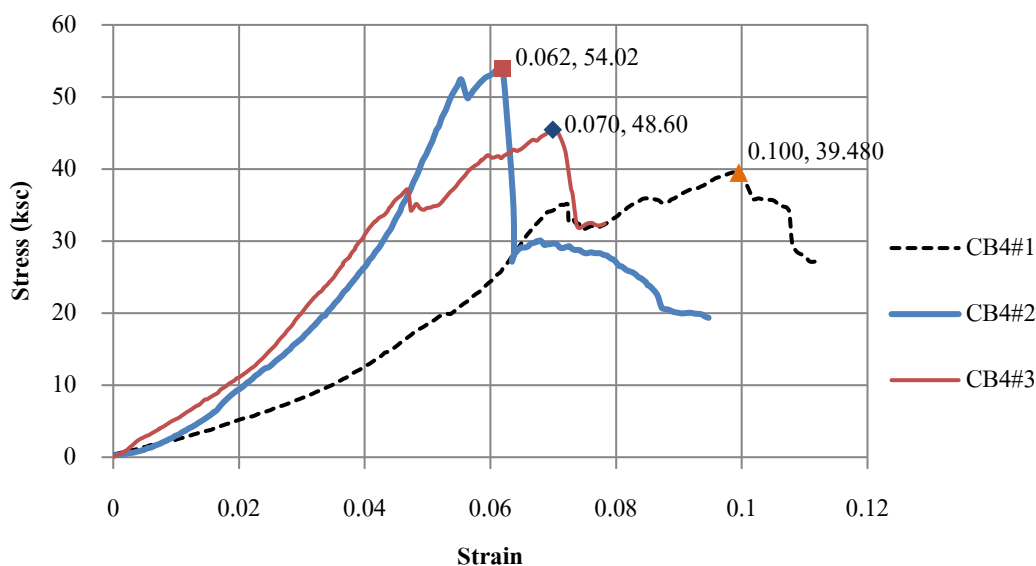
กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 3(CB3) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตามตารางที่ 2.1 ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 3 (CB3) แสดงในตารางที่ 3.8

ตารางที่ 3.8 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 3(CB3)

ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f_m (ksc)	h/t	C	f_{mt} (ksc)
CB3#1	386.10	250.75	66.20	2.66	1.05	69.50
CB3#2	372.26	442.29	121.11	2.95	1.07	129.22
CB3#3	372.65	472.89	129.36	2.77	1.06	136.65

3.7.4 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4 (CB4)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4(CB4) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังรูปที่ 3.20 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4(CB4) ตัวอย่างที่ 2 และ 3 มีค่าแรงอัดสูงสุดค่อนข้างใกล้เคียงกันและค่าการเสียรูปที่จุดวิบัติค่อนข้างใกล้เคียงกัน ลักษณะการวิบัติคือตัวอย่างที่ 1 เกิดการระเบิดที่มุมขวาบน ตัวอย่างที่ 2 และ 3 เกิดการแตกผ่ากลางด้านข้างทั้ง 2 ข้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.21



รูปที่ 3.20 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4 (CB4)



รูปที่ 3.21 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4 (CB4)

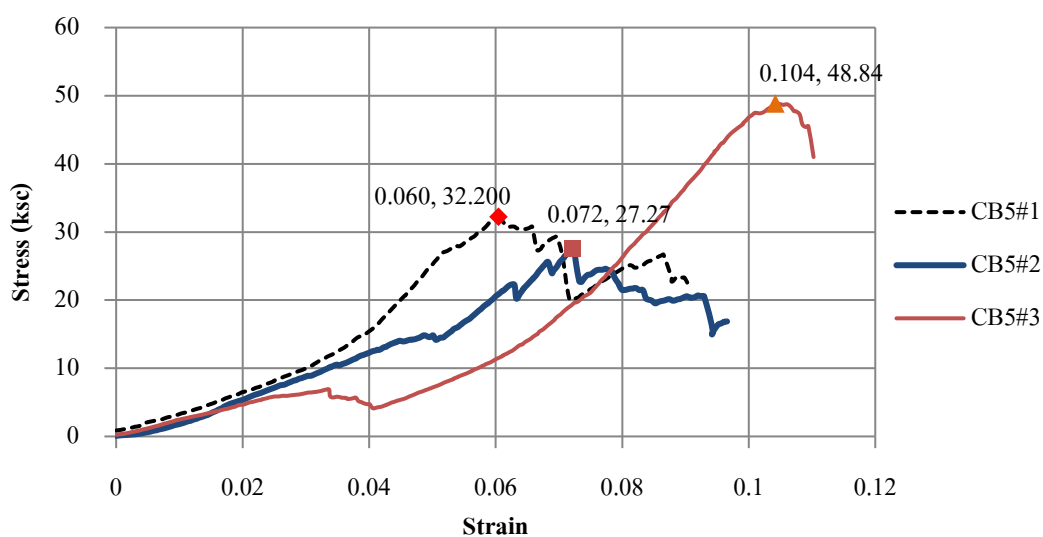
กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4(CB4) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตามตารางที่ 2.1ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4 (CB4) แสดงในตารางที่ 3.9

ตารางที่ 3.9 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 4(CB4)

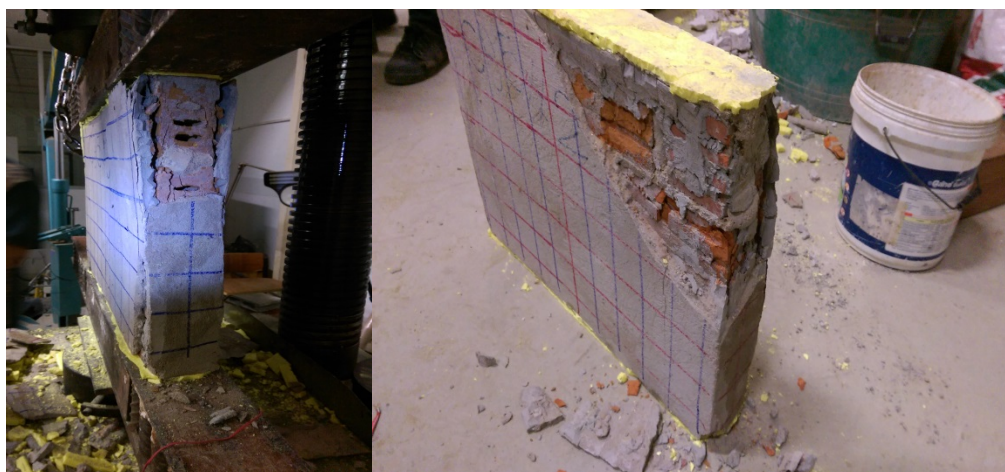
ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f_m (ksc)	h/t	C	f_{mt} (ksc)
CB4#1	336.12	130.19	39.48	4.98	1.22	48.11
CB4#2	342.38	181.42	54.02	4.94	1.22	65.66
CB4#3	353.45	168.52	48.60	4.62	1.19	58.02

3.7.5 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 5 (CB5)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 5 (CB5) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังรูปที่ 3.22 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบาชนิดที่ 5(CB5) ตัวอย่างที่ 1 และ 2 มีค่าแรงอัดสูงสุดค่อนข้างใกล้เคียงกัน แต่ตัวอย่างที่ 3 มีค่ากำลังอัดสูงสุดต่างจากตัวอย่างอื่นๆเกิดการระเบิดดังนั้นค่าแรงอัดสูงสุดจะต้องสูงกว่าตัวอย่างอื่นๆ ลักษณะการวิบัติคือตัวอย่างที่ 1 เกิดรอยร้าวของด้านข้าง ตัวอย่างที่ 2 และ 3 เกิดรอยร้าวด้านหน้าและด้านหลังและตัวอย่างที่ 3 เกิดการระเบิดด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.23



รูปที่ 3.22 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain)
ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลยูนิตที่ 5 (CB5)



รูปที่ 3.23 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลยูนิตที่ 5 (CB5)

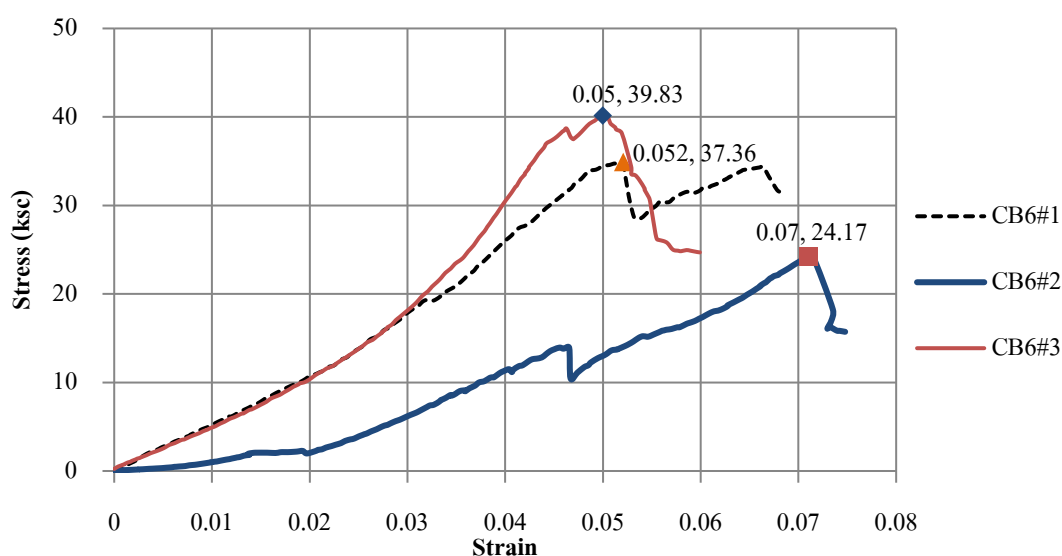
กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลยูนิตที่ 5 (CB5) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตาม ตารางที่ 2.1 ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลยูนิตที่ 5 (CB5) แสดงในตารางที่ 3.10

ตารางที่ 3.10 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลยูนิตที่ 5 (CB5)

ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f _m (ksc)	h/t	C	f _{mt} (ksc)
CB5#1	512.91	162.02	32.20	4.28	1.17	37.67
CB5#2	457.31	122.32	27.27	4.72	1.20	32.74
CB5#3	480.14	230.04	48.84	4.79	1.21	58.87

3.7.6 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6 (CB6)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6(CB6) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังรูปที่ 3.24 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6(CB6) ตัวอย่างที่ 1 และ 3 มีค่าแรงอัดสูงสุดค่อนข้างใกล้เคียงกัน แต่ตัวอย่างที่ 2 มีค่ากำลังอัดสูงสุดที่ต่ำกว่าตัวอย่างที่ 1 และ 3 เนื่องจากตัวอย่างทดสอบถูกติดตั้งไม่ตรงหัวกดทำให้รับแรงไม่เต็มหน้าตัดและเยื้องศูนย์ ลักษณะการวิบัติคือตัวอย่างที่ 1 และ 3 เกิดการแตกผ่นด้านข้าง และตัวอย่างที่ 2 เกิดการวิบัติแบบสไลด์เนื่องจากรับแรงไม่เต็มหน้าตัดและเยื้องศูนย์ ดังแสดงในรูปที่ 3.25



รูปที่ 3.24 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6(CB6)



รูปที่ 3.25 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6 (CB6)

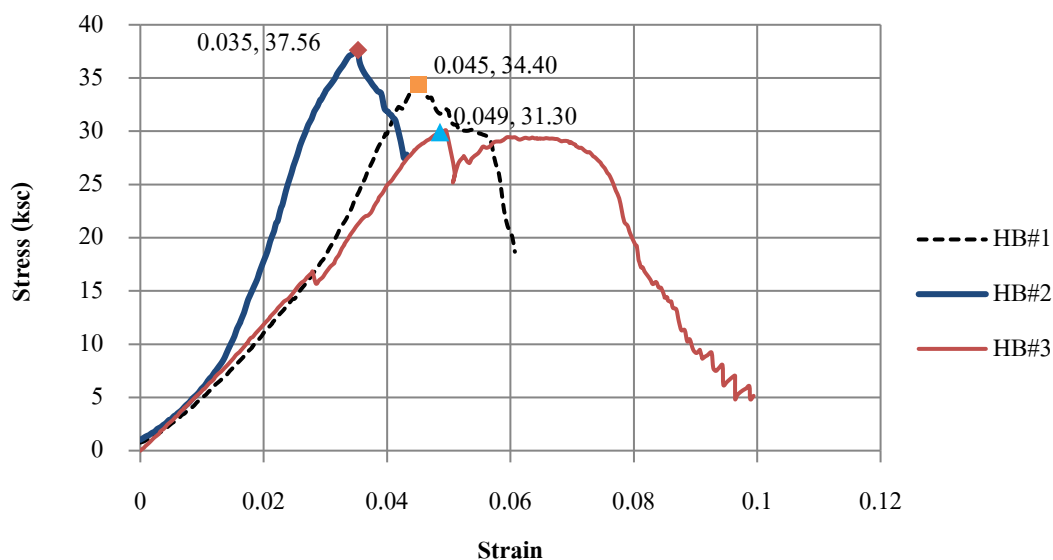
กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6(CB6) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตามตารางที่ 2.1ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6 (CB6) แสดงในตารางที่ 3.11

ตารางที่ 3.11 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลูนชนิดที่ 6(CB6)

ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f_m (ksc)	h/t	C	f_{mt} (ksc)
CB6#1	418.88	153.52	37.36	4.61	1.19	44.55
CB6#2	399.76	94.72	24.17	4.77	1.20	29.11
CB6#3	401.73	156.99	39.83	4.89	1.21	48.29

3.7.7 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดรูปดังรูปที่ 3.26 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB) ตัวอย่างทั้งหมดมีค่าแรงอัดสูงสุดค่อนข้างใกล้เคียงกัน ลักษณะการวิบัติคือตัวอย่างที่ 1 และ 3 เกิดการแตกผกกลางด้านหน้าและด้านหลัง ส่วนตัวอย่างที่ 2 เกิดรอยแตกบริเวณด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.27



รูปที่ 3.26 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB)



รูปที่ 3.27 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB)

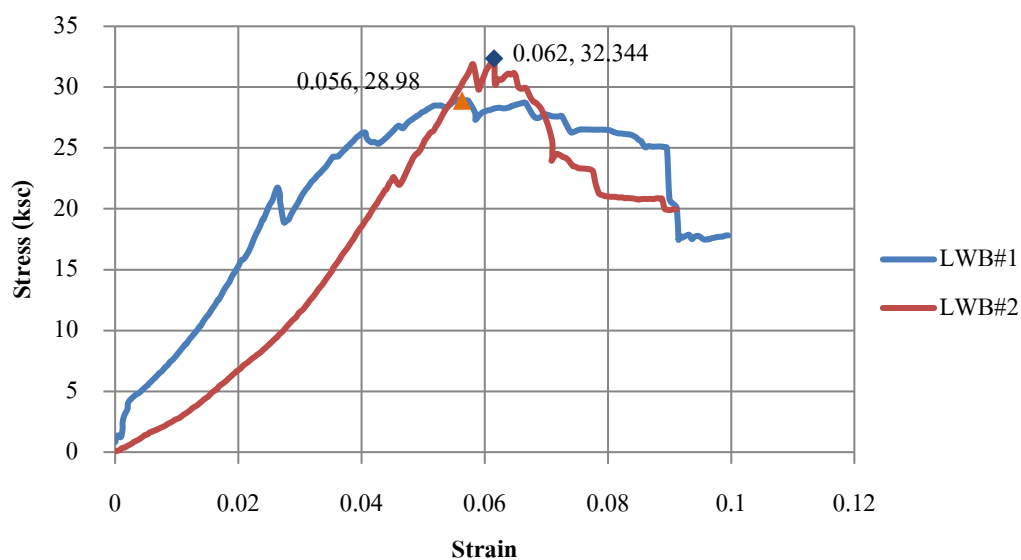
กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตามตารางที่ 2.1 ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB) แสดงในตารางที่ 3.12

ตารางที่ 3.12 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐบล็อก (HB)

ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f_m (ksc)	h/t	C	f_{mt} (ksc)
HB#1	344.50	116.24	34.40	4.65	1.20	41.11
HB#2	366.32	134.97	37.56	4.46	1.18	44.39
HB#3	346.37	106.34	31.30	4.64	1.19	37.40

3.7.8 กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB)

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB) มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังรูปที่ 3.28 เนื่องจากในการทดสอบเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบเกิดข้อผิดพลาด ข้อมูลการทดสอบไม่สามารถใช้อ้างอิงได้ ดังนั้นการทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB) ต้องตัดข้อมูล LWB#3 ทิ้งไป จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปของตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB) ตัวอย่างทั้งสองมีค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดค่อนข้างใกล้เคียงกัน ลักษณะการวิบัติคือตัวอย่างที่ 1 เกิดการแตกผ่ากลางอิฐมวลเบา และการระเบิดที่มุมขวาบน ส่วนตัวอย่างที่ 2 เกิดการแตกผ่ากลางและบริเวณด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.29



รูปที่ 3.28 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain) ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB)



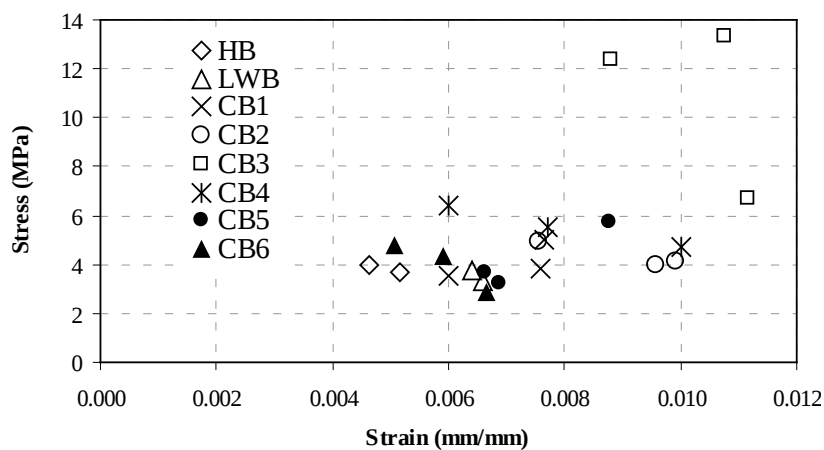
รูปที่ 3.29 ลักษณะการวิบัติของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB)

กำลังอัดของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB) และ ค่ากำลังอัดหลังจากปรับแก้ตาม ตารางที่ 2.1 ของตัวอย่างทดสอบชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB) แสดงในตารางที่ 3.13

ตารางที่ 3.13 กำลังอัดจากการทดสอบและกำลังอัดหลังจากปรับแก้ของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมวลเบา (LWB)

ตัวอย่าง	A (cm ²)	F (kN)	f _m (ksc)	h/t	C	f _{mt} (ksc)
LWB #1	372.93	106.01	28.98	4.35	1.17	34.03
LWB #2	389.02	125.58	32.91	4.28	1.17	38.48

ผลการทดสอบกำลังอัดเฉลี่ยของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐมีค่าดังแสดงในตารางที่ 3.4 และเมื่อนำผลการทดสอบเมื่อนำค่าความเค้นสูงสุดและความเครียด ณ ตำแหน่งที่เกิดความเค้นสูงสุดมาพล็อตกราฟการกระจายตัวของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐของอิฐแต่ละชนิดได้ผลดังแสดงในรูปที่ 3.30 จากรูปจะเห็นว่าตัวอย่างชิ้นส่วนผนังก่ออิฐที่ใช้ในการทดสอบจะมีค่ากำลังอัดมีค่าประมาณ 3-6 MPa แต่อิฐมอญชนิดที่ 3 นั้นจะมีค่าที่สูงเนื่องจากลักษณะของอิฐเป็นอิฐตัน



รูปที่ 3.30 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยแรงอัดสูงสุดและค่าความเครียดของชิ้นส่วนผนังก่ออิฐ

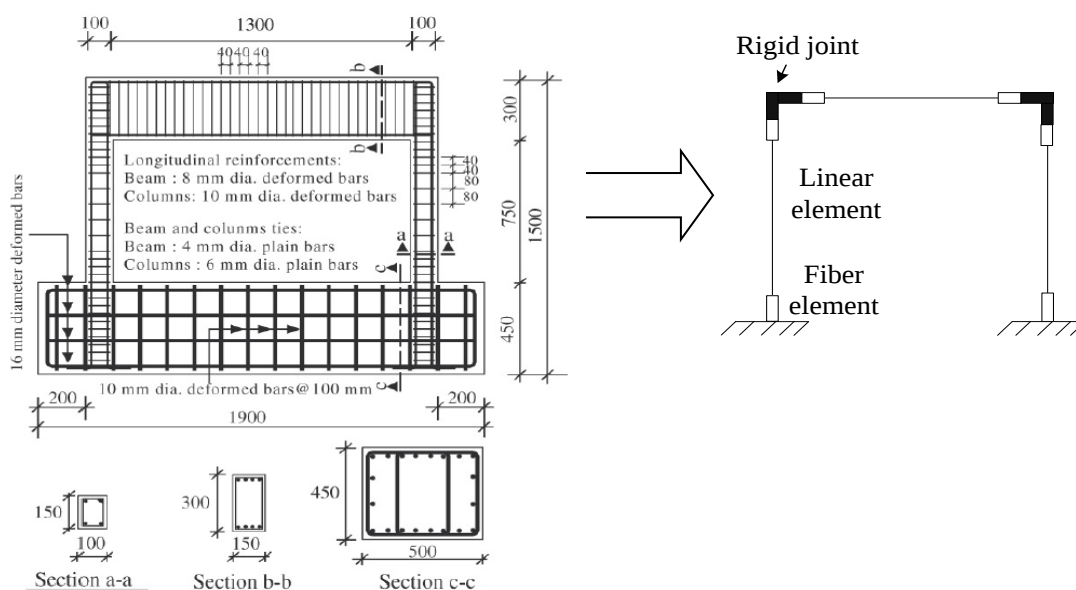
บทที่ 4

แบบจำลองและการสอบเทียบ

ในการศึกษานี้จะเป็นการประเมินระดับภัยแผ่นดินไหวในเขตบริเวณประเทศไทยและยังศึกษารอยเลื่อนที่มีโอกาสที่จะทำให้เกิดแผ่นดินไหวต่อบริเวณภาคตะวันออกเฉียงเหนือและทั่วทั้งบริเวณประเทศไทยซึ่ง ในการดำเนินงานวิจัยครั้งนี้จะแบ่งขั้นตอนการศึกษาได้แก่ การประเมินระดับภัยแผ่นดินไหวจากสถานการณ์แผ่นดินไหวที่กำหนด, การประเมินระดับภัยแผ่นดินไหวโดยทฤษฎีความน่าจะเป็น, การวิเคราะห์ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวที่คาบการสั่นที่ 0.2, 1 และ 2 วินาที

4.1 การสอบเทียบแบบจำลอง

เพื่อให้ทำการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำเนื่องจากสึนามิได้อย่างถูกต้อง จึงจำเป็นต้องทำการสอบเทียบหลักการสร้างแบบจำลอง โดยทำการสอบเทียบแบบจำลองกับผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อที่ได้มีการทดสอบโดย Anil และ Altin (2006) โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรด้วยวิธีการควบคุมระยะการเคลื่อนตัว (Displacement control) โดยที่เสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาด 0.15 เมตร x 0.10 เมตรและคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาด 0.30 เมตร x 0.15 เมตร โดยเหล็กเสริมตามยาวในเสามีขนาด 10 มิลลิเมตร มีกำลังครากเท่ากับ 475 Mpa และเหล็กเสริมตามยาวในคานมีขนาด 8 มิลลิเมตร มีกำลังครากเท่ากับ 592 Mpa โดยที่กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ค่าเท่ากับ 21.80 Mpa ในการวิเคราะห์นั้นจะใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารโดยระยะของจุดหมุนพลาสติกใช้สมการที่คำนวณมาจากสมการของ Paulay และ Priestley, (1992) โดยที่จุดต่อจะมีการจำลองพฤติกรรมเป็นแบบจุดต่อแข็งเกร็งและฐานรากเป็นแบบยึดแน่น ดังแสดงรูปที่ 4.1 โดยใช้แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Sakai และ Kawashima (2006) ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.12 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.14 ถึง 2.35 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 4.1 กับตารางที่ 4.2 และใช้แบบจำลองเหล็กเสริมของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.36 ถึง 2.39 ซึ่งค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 4.3 โดยผลที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลการทดสอบพบว่าผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะการเคลื่อนตัวมีความใกล้เคียงกัน แต่ในช่วงแรกแรงที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นจะมีค่ามากกว่าแรงที่ได้จากการทดสอบประมาณ 20 % โดยผลของการเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์กับผลการทดสอบได้แสดงดังรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.1 โครงข้อแข็งที่ใช้ในการตรวจสอบแบบจำลอง (Anil และ Altin, 2006)

ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

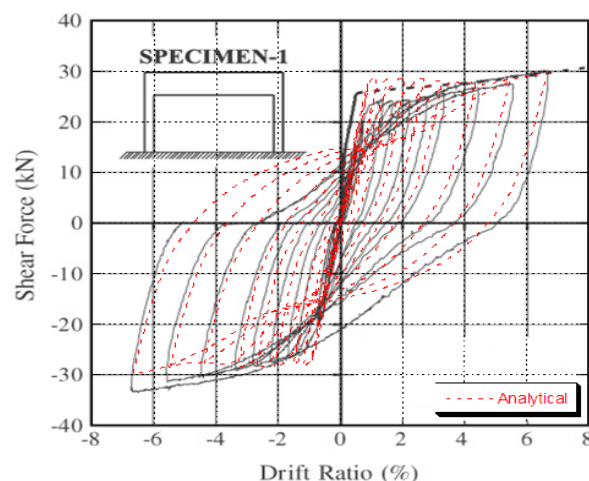
Unconfined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
E_c (kN/m ²)	f_{cc} (kN/m ²)	ϵ_{cc}	E_{des} (kN/m ²)
21.94E+6	-12.00E+3	-0.002	-4.960E+6

ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

Element	Confined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
	E_c (kN/m ²)	f_{cc} (kN/m ²)	ϵ_{cc}	E_{des} (kN/m ²)
Column	21.94E+6	-34.03E+3	-0.01175	-3.307E+5
Beam	21.94E+6	-23.98E+3	-0.00374	-1.856E+6

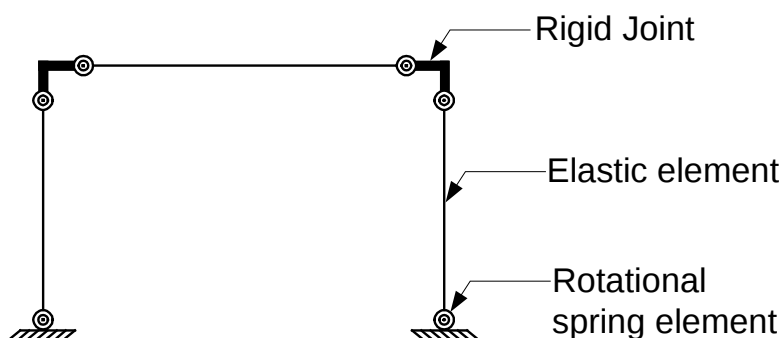
ตารางที่ 4.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

Element	Reinforcement (Menegotto และ Pinto, 1973)					
	E_s (kN/m ²)	f_y (kN/m ²)	Strain hardening	R_0	a_1	a_2
Column	200.0E+6	475.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15
Beam	200.0E+6	592.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15



รูปที่ 4.2 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง

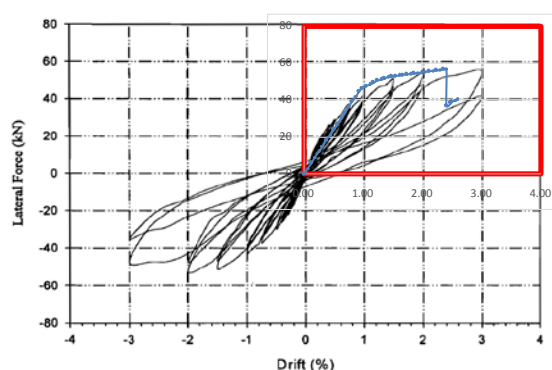
การสอบเทียบกับผลการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสลับทิศ โดยเจนศักดิ์ คชนิล (2552) และการทดสอบโครงข้อที่มีผนังก่ออิฐภายใต้แรงสลับทิศ โดยเกริกฤทธิ์ พรหมดวง (2553) ทั้งสองงานวิจัยนี้ใช้ขนาดและส่วนประกอบของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กเหมือนกัน ซึ่งโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กมีส่วนประกอบดังต่อไปนี้ ขนาดหน้าตัดเสา 150 มม. x 150 มม. เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. จำนวน 6 เส้น และเหล็กปลอกเป็นเหล็กกลมขนาด 3 มม. ระยะเรียง 50 มม. และขนาดหน้าตัดคาน 150 มม. x 300 มม. เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. จำนวน 8 เส้น และเหล็กปลอกเป็นเหล็กกลมขนาด 6 มม. ระยะเรียง 75 มม. โดยทำการจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.3 ประกอบด้วยชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมการยืดหยุ่นแบบเชิงเส้น (Linear elastic element) และชิ้นส่วนสปริงหมุนที่ไร้ความยาว (Zero-length rotational spring element) ซึ่งชิ้นส่วนสปริงหมุนที่ไร้ความยาวเป็นชิ้นส่วนที่ใช้จำลองพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้น (Non-linear) ของชิ้นส่วนเสาและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับจุดต่อระหว่างเสาและคานจำลองเป็นจุดต่อแบบแข็งเกร็ง (Rigid joint)



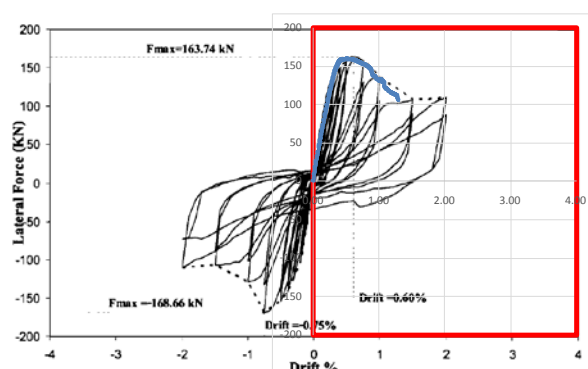
รูปที่ 4.3 แบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการสอบเทียบแบบจำลองการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสลับทิศและการสอบเทียบแบบจำลองการทดสอบโครงข้อที่มีผนังก่ออิฐภายใต้แรงสลับทิศ ได้ผลดังรูปที่ 4.4 และรูปที่ 4.5 ตามลำดับ

ซึ่งจากผลการสอบเทียบจะเห็นว่าพฤติกรรมที่ได้จากแบบจำลองมีลักษณะเดียวกันกับผลการทดสอบ โดยมีจุดสูงสุดของความสัมพันธ์แรงและการเคลื่อนที่ที่เท่ากันและมีค่าสตีเฟนเริ่มต้นที่สอดคล้องกันอย่างมาก



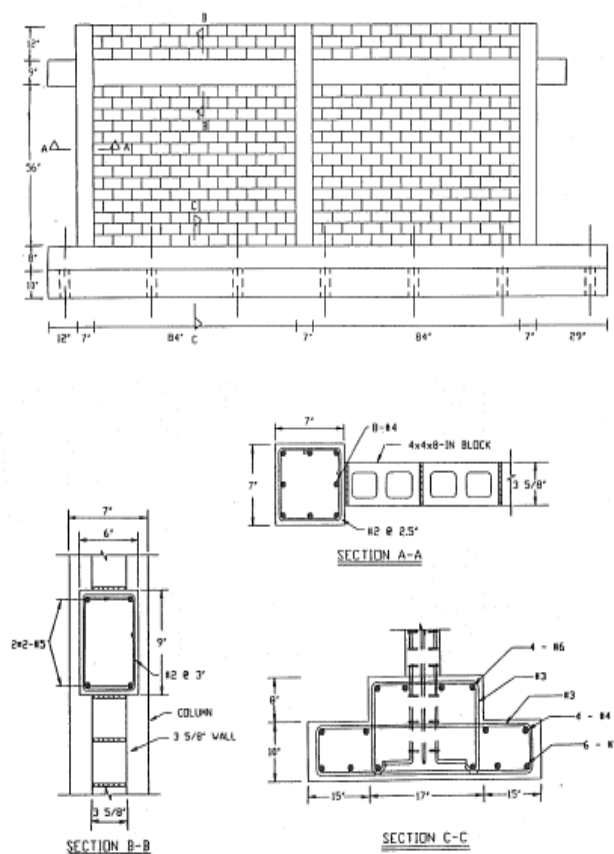
รูปที่ 4.4 การสอบเทียบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 4.5 การสอบเทียบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงก่ออิฐ

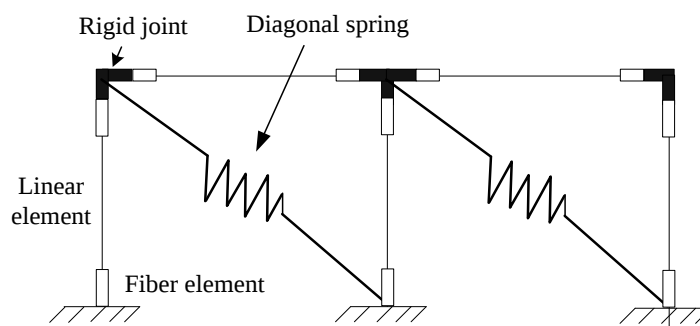
วิเคราะห์โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อที่ได้มีการทดสอบ Meherbi และ Shing (1994) ตัวอย่างทดสอบที่ 8 ดังรูปที่ 4.6 โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีการควบคุมระยะการเคลื่อนตัว (Displacement control) โดยในการจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็งนั้นโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นและใช้สปริงในแนวทแยงในการจำลองพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของอิฐก่อ โดยใช้แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Sakai และ Kawashima (2006) ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.12 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.14 ถึง 2.35 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 4.4 กับตารางที่ 4.5 และใช้แบบจำลองเหล็กเสริมของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.36 ถึง 2.39 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 4.6 ส่วนแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อใช้แบบจำลองของ Mostafaei และ Kabeyasawa (2004) ดังแสดงในรูปที่ 2.20 จากผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของ

ผนังก่อมีค่าเท่ากับ 170 kg/cm^2 และค่ากำลังรับแรงอัดของมอร์ต้ามีค่าเท่ากับ 160 kg/cm^2 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.51 ถึง 2.57 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 4.7 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลการทดสอบพบว่าค่าที่ได้มีความใกล้เคียงกันดังแสดงดังรูปที่ 4.8 โดยการวัดของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 4.9



รูปที่ 4.6 โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อที่ใช้ในการวิเคราะห์

(Meherbi และ Shing, 1994)



รูปที่ 4.7 แบบจำลองของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ

ตารางที่ 4.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

Unconfined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
E_c (kN/m ²)	f_{cc} (kN/m ²)	ε_{cc}	E_{des} (kN/m ²)
21.61E+6	-12.00E+3	-0.002	-4.350E+6

ตารางที่ 4.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

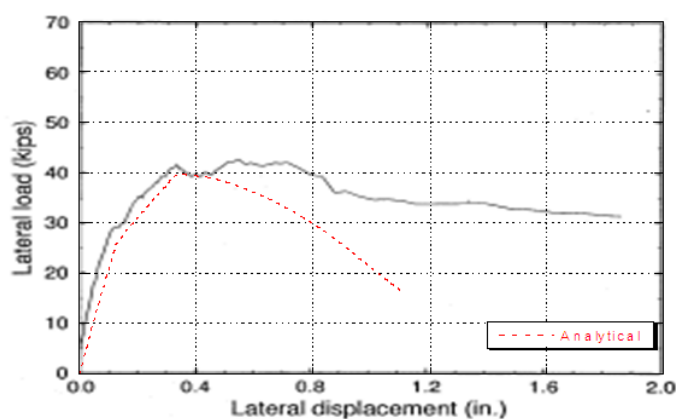
Confined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
E_c (kN/m ²)	f_{cc} (kN/m ²)	ε_{cc}	E_{des} (kN/m ²)
21.61E+6	-23.04E+3	-0.00356	-2.00E+6

ตารางที่ 4.6 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

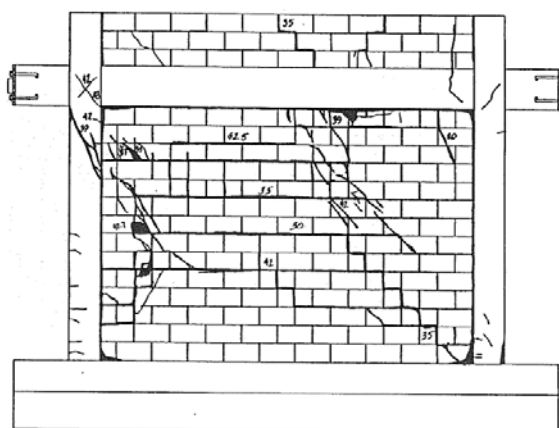
Reinforcement (Menegotto และ Pinto, 1973)					
E_s (kN/m ²)	f_y (kN/m ²)	Strain hardening	R_0	a_1	a_2
200.0E+6	447.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15

ตารางที่ 4.7 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ

Infiil wall (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)						
K_0 (kN/m)	V_m (kN)	U_m (cm)	V_y (kN)	U_y (cm)	V_p (kN)	U_p (cm)
2.64E+04	109.96	0.83	82.46	0.31	32.99	2.06



รูปที่ 4.8 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง



รูปที่ 4.9 การวัดของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ

ซึ่งจากผลของการวิเคราะห์พบว่า ในการใช้ความหนาของไฟเบอร์เท่ากับระยะของจุดหมุนพลาสติกผลที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนไม่มาก ดังนั้นผู้ทำการวิจัยจึงทำการใช้ความหนาของไฟเบอร์เท่ากับระยะของจุดหมุนพลาสติกที่คำนวณจากสมการของ Paulay และ Priestley, (1992)

4.2 แบบจำลองอาคาร

ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐก่ออยู่ภายใต้แรงกระทำเนื่องจากสึนามิ จำเป็นต้องวิเคราะห์หาขนาดและลักษณะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นตัวแทนของลักษณะโครงสร้างโดยทั่วไปในประเทศไทย ซึ่งในการหาขนาดและลักษณะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กตัวแทนสามารถทำได้โดยการหาค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคาร (Structural Indices) ของอาคารที่ก่อสร้างตามแนวชายฝั่งตะวันตกของประเทศไทยจำนวน 5 หลัง ซึ่งเป็นลักษณะโครงสร้างโดยทั่วไป ค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคารแสดงดังตารางที่ 4.8 และรูปที่ 4.10

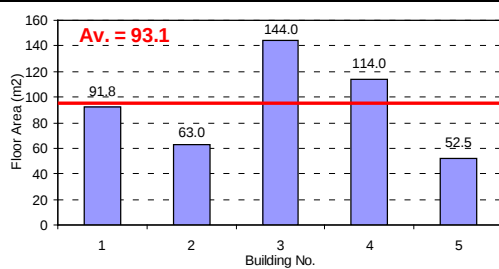
จากค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคารสามารถกำหนดขนาดและลักษณะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กตัวแทนได้ดังนี้ โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กมีความสูงและความยาวเท่ากับ 3.0 เมตร และ 3.6 เมตร ตามลำดับ ขนาดหน้าตัดเสา 20 ซม. x 20 ซม. เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มม. 4 เส้น เหล็กปลอกเป็นเหล็กกลมขนาด 6 มม. ระยะเรียง 150 มม. ขนาดหน้าตัดคาน 20 ซม. x 40 ซม. เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. 5 เส้น เหล็กปลอกเป็นเหล็กกลมขนาด 6 มม. ระยะเรียง 150 มม. ดังแสดงในรูปที่ 4.11 ถึงรูปที่ 4.14

ตารางที่ 4.8 ค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคาร

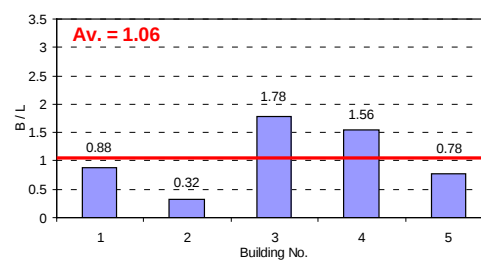
Structural Index	No. of Construction Drawing					Average	Generic Building
	1	2	3	4	5		
Floor Area (m ²)	91.8	63.0	144.0	114.0	52.5	93.1	90.0
Column (cmxcm)	20x20	15x15	15x15	20x20	20x20	18x18	20 x 20

ตารางที่ 4.8 ค่าเฉลี่ยดัชนีโครงสร้างอาคาร (ต่อ)

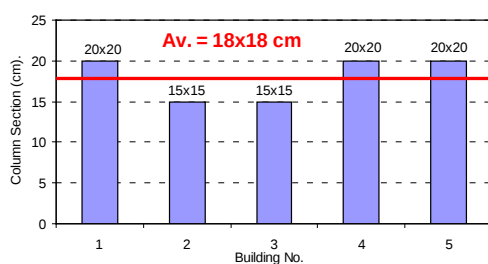
Structural Index	No. of Construction Drawing					Average	Generic Building
	1	2	3	4	5		
Longitudinal Reinforcement Diameter (mm)	12	12	12	12	12	12	12
Stirrups Diameter (mm)	6	6	6	6	6	6	6
Compressive Strength of Concrete (MPa)	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5
Yield Strength of Longitudinal Reinforcement (MPa)	294	294	294	294	294	294	392
Yield Strength of Stirrups (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
Width to Length Ratio	0.88	0.32	1.78	1.56	0.78	1.06	1.11
Aspect Ratio (a/d)	9.20	14.16	13.05	9.20	7.36	10.60	9.2
Axial Load Ratio ($P/f'_c A_g$)	0.0086	0.0201	0.0212	0.0302	0.0169	0.0190	0.028
Reinforcement Ratio (ρ)	0.0139	0.0267	0.0267	0.0139	0.0139	0.019	0.0139
Volumetric Ratio (ρ_s)	0.0038	0.0075	0.0057	0.0050	0.0038	0.0052	0.0050
Shear Strength Ratio ($\alpha = M_n / aV_n$)	0.45	0.41	0.53	0.40	0.52	0.46	0.22



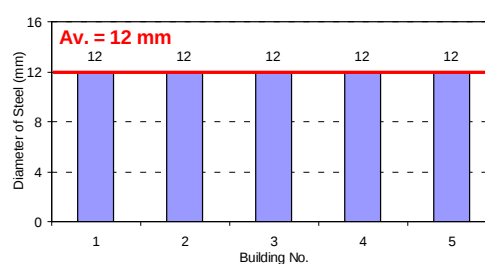
(ก) พื้นที่อาคาร



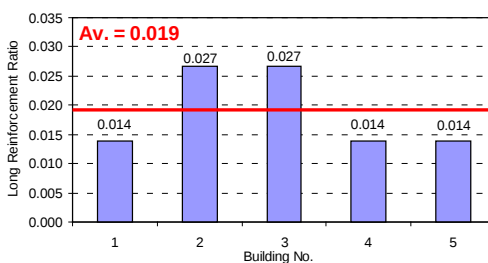
(ข) อัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของอาคาร



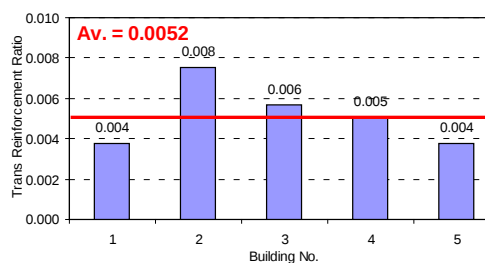
(ค) ขนาดหน้าตัดเสา



(ง) ขนาดของเหล็กเสริมตามยาว

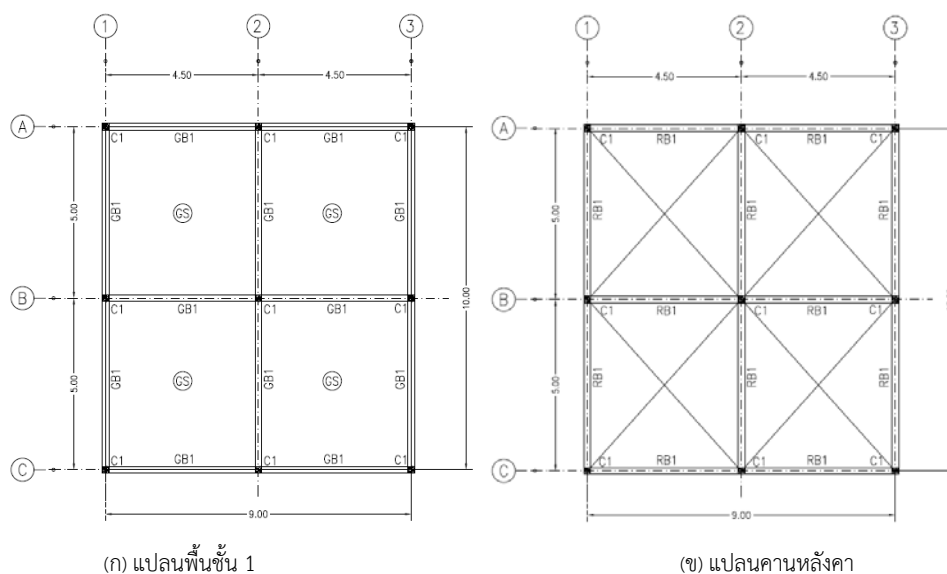


(จ) อัตราส่วนของเหล็กเสริมตามยาว

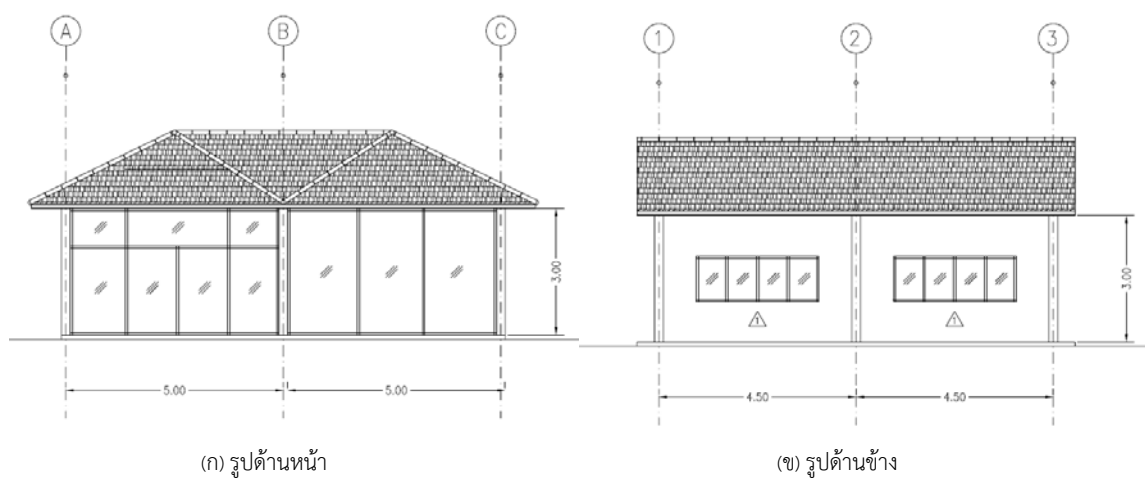


(ฉ) อัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวาง

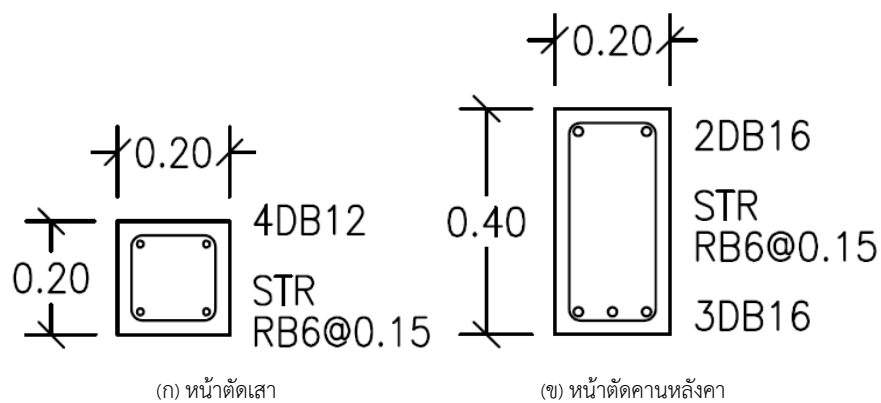
รูปที่ 4.10 ดัชนีโครงสร้างอาคาร



รูปที่ 4.11 แปลนโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 4.12 รูปด้านของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 4.13 หน้าตัดเสาและหน้าตัดคานหลังคาของอาคารตัวอย่าง

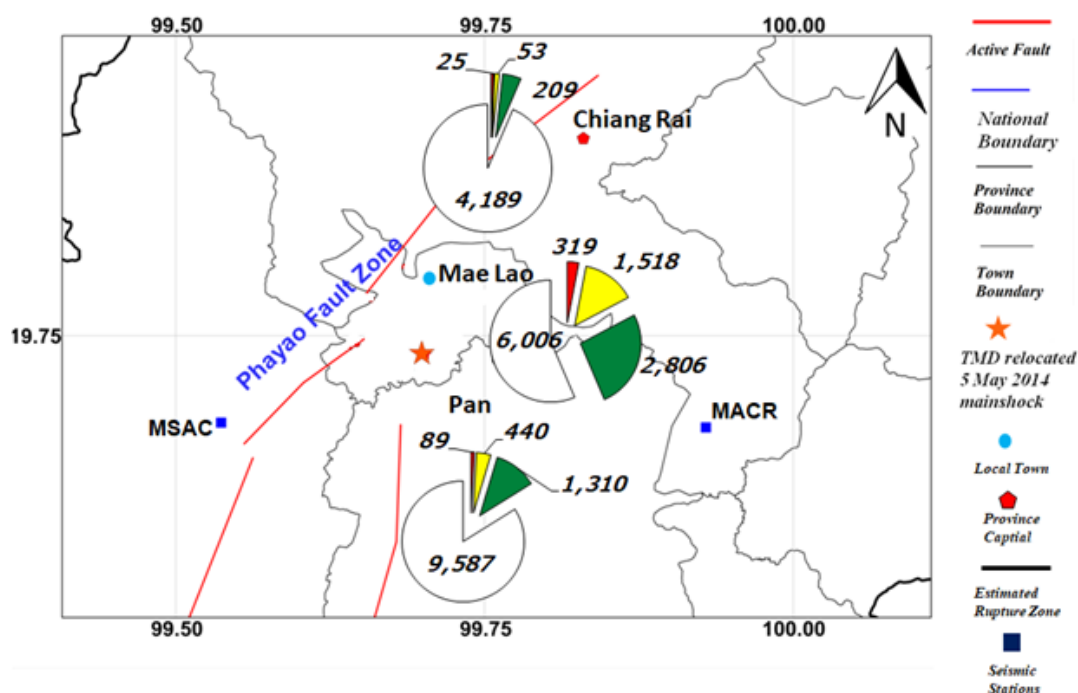
บทที่ 5

ความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

5.1 การรวบรวมข้อมูลความเสียหาย

รวบรวมข้อมูลความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 ซึ่งประกอบไปด้วยระดับความเสียหาย ลักษณะอาคาร และตำแหน่งที่ตั้งของอาคาร ข้อมูลความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 ได้ถูกรวบรวมไว้โดยกรมโยธาธิการและผังเมืองใน 6 อำเภอ 43 ตำบล จำนวนทั้งสิ้น 18,054 หลัง การกระจายตัวของข้อมูลความเสียหายของอาคารดังแสดงในรูปที่ 5.1 โดยจำแนกระดับความเสียหายในการสำรวจออกเป็น 4 ระดับ ได้แก่

- 1) ไม่เสียหาย ไม่เกิดความเสียหายต่ออาคาร
- 2) ความเสียหายระดับสีเขียว อาคารเกิดความเสียหายเพียงเล็กน้อยสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย
- 3) ความเสียหายระดับสีเหลือง อาคารเสียหายบางส่วนรื้อซ่อมแซม สามารถใช้งานได้บริเวณพื้นที่กำหนด
- 4) ความเสียหายระดับสีแดง โครงสร้างอาคารเกิดความเสียหายรุนแรงและเป็นอันตรายไม่สามารถใช้อาคารได้



รูปที่ 5.1 การกระจายตัวของข้อมูลความเสียหายของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

ข้อมูลความเสียหายของอาคารที่เกิดในแต่ละอำเภอได้แก่ อำเภอแม่ลาว อำเภอป่าแดด อำเภอแม่สรวย อำเภอนาน อำเภอเมืองเชียงราย อำเภอพญาเม็งราย โดยสามารถสรุปแบ่งตามระดับความเสียหายได้ดังตารางที่ 5.1 ถึงตารางที่ 5.6 ตามลำดับ

ตารางที่ 5.1 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอแม่ลาว (กรมโยธาธิการและผังเมือง)

ตำบล	จำนวนครัวเรือนทั้งหมด	จำนวนความเสียหาย (ครัวเรือน)			
		สีแดง	สีเหลือง	สีเขียว	รวม
1. ดงมะดะ	3,089	147	714	933	1,794
2. ทต. ป่าก่อดำ	1,137	26	121	386	533
3. บัวสลี	1,675	-	27	261	288
4. จอมหมอกแก้ว	2,093	58	270	514	842
5. โป่งแพร่	1,887	61	180	291	532
6. ทต. แม่ลาว	768	26	206	306	538
รวม	10,649	318	1,518	2,691	4,527

ตารางที่ 5.2 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอป่าแดด (กรมโยธาธิการและผังเมือง)

ตำบล	จำนวนครัวเรือนทั้งหมด	จำนวนความเสียหาย (ครัวเรือน)			
		สีแดง	สีเหลือง	สีเขียว	รวม
1. ป่าแดด	2,258	-	-	9	9
2. ป่าแงะ	2,775	1	5	17	23
3. สันมะค่า	1,470	-	-	7	7
4. โรงช้าง	1,590	-	-	47	47
5. ศรีโพธิ์เงิน	647	-	28	-	28
รวม	8,740	1	33	80	114

ตารางที่ 5.3 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอแม่สรวย (กรมโยธาธิการและผังเมือง)

ตำบล	จำนวนครัวเรือนทั้งหมด	จำนวนความเสียหาย (ครัวเรือน)			
		สีแดง	สีเหลือง	สีเขียว	รวม
1. แม่สรวย	2,912	-	2	150	152
2. วาวี	7,722	14	6	35	55
3. ป่าแดด	4,180	1	11	148	160
4. แม่พริก	2,218	4	9	128	141
5. เจดีย์หลวง	962	-	-	2	2
6. ศรีถ้อย	2,233	-	-	3	3
รวม	20,227	19	28	466	513

ตารางที่ 5.4 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอพาน (กรมโยธาธิการและผังเมือง)

ตำบล	จำนวนครัวเรือนทั้งหมด	จำนวนความเสียหาย (ครัวเรือน)			
		สีแดง	สีเหลือง	สีเขียว	รวม
1. เมืองพาน	4,712	5	10	160	175
2. ธารทอง	2,521	18	61	851	930
3. เจริญเมือง	3,157	-	5	565	570
4. ม่วงคำ	3,210	-	1	9	10
5. หัวจุ่ม	2,545	-	2	17	19
6. สันมะเค็ด	3,598	1	2	12	15
7. ทรายขาว	4,193	62	359	299	720
8. สันติสุข	2,092	-	-	-	-
9. แม่เย็น	2,131	-	-	10	10
10. ดอยงาม	2,330	-	-	21	21
11. แม่ฮั่ว	3,416	-	1	290	291
12. สันกลาง	3,271	1	15	185	201
13. ป่าหุ่	3,866	6	9	135	150
14. ทานตะวัน	2,275	-	-	106	106
15. เวียงท้าว	1,319	-	-	69	69
รวม	4,712	93	465	2,729	3,287

ตารางที่ 5.5 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอเมืองเชียงราย (กรมโยธาธิการและผังเมือง)

ตำบล	จำนวนครัวเรือนทั้งหมด	จำนวนความเสียหาย (ครัวเรือน)			
		สีแดง	สีเหลือง	สีเขียว	รวม
1. ป่าอ้อดอนชัย	4,476	25	53	209	287
2. แม่กรณ์	2,942	-	4	36	40
3. ทต.ท่าสาย	4,429	4	2	94	100
4. สันทราย	4,807	-	1	122	123
5. ดอยลาน	3,944	-	-	-	-
6. บ้านดู่	10,493	-	-	1	1
7. แม่ยาว	7,985	-	-	1	1
8. ริมกก	2,148	-	-	1	1
9. ห้วยชมภู	4,216	-	-	25	25
10. ห้วยสัก	7,278	-	-	-	-
รวม	52,718	29	60	489	578

ตารางที่ 5.6 ข้อมูลความเสียหายของอาคารในอำเภอพญาเม็งราย (กรมโยธาธิการและผังเมือง)

ตำบล	จำนวนครัวเรือนทั้งหมด	จำนวนความเสียหาย (ครัวเรือน)			
		สีแดง	สีเหลือง	สีเขียว	รวม
1. แม่เปา	3,532	-	-	8	8
รวม	3,532	-	-	8	8

จากข้อมูลที่รวบรวมได้จากกรมโยธาธิการและผังเมืองจะสามารถเห็นได้ว่าตำบลที่อยู่ใกล้กับจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวจะเกิดความเสียหายที่สูงกว่าตำบลที่อยู่ไกลออกไปดังนั้นในการศึกษานี้จึงได้เลือกพิจารณาใช้ข้อมูลความเสียหายของอาคารในการสร้างเส้นโค้งความบอบบางในตำบลที่อยู่ใกล้กับจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว 10 ตำบล ได้แก่ ตำบลดงมะตะ ตำบลป่าก่อดำ ตำบลบัวสลี ตำบลจอมหมองแก้ว ตำบลโป่งแพร่ ตำบลแม่ลาว ตำบลเมืองพาน ตำบลธารทอง ตำบลทรายขาวและตำบลป่าอ้อดอนชัย

ความเสียหายของโครงสร้างอาคารที่เกิดขึ้นมีลักษณะที่แตกต่างกัน เนื่องจากโครงสร้างอาคารมีความแข็งแรงต่างกัน ในการวิเคราะห์ความเสียหายจึงทำการแยกประเภทของอาคารออกเป็น 2 ชนิดได้แก่ อาคารที่ก่อสร้างตามหลักทางวิศวกรรม (Engineered building) และอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม (Non-Engineered building) โดยสามารถจำแนกได้ดังตารางที่ 8 จากข้อมูลความเสียหายของอาคารทั้งหมด 26,551 หลัง สามารถแบ่งเป็นอาคารที่ก่อสร้างตามหลักทางวิศวกรรมได้ 10,282 หลัง และเป็นอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักทางวิศวกรรม 16,269 หลัง ความเสียหายของอาคารที่จำแนกประเภทของอาคารและจำแนกกระตบความเสียหายที่เกิดขึ้นได้สรุปดังตารางที่ 5.7

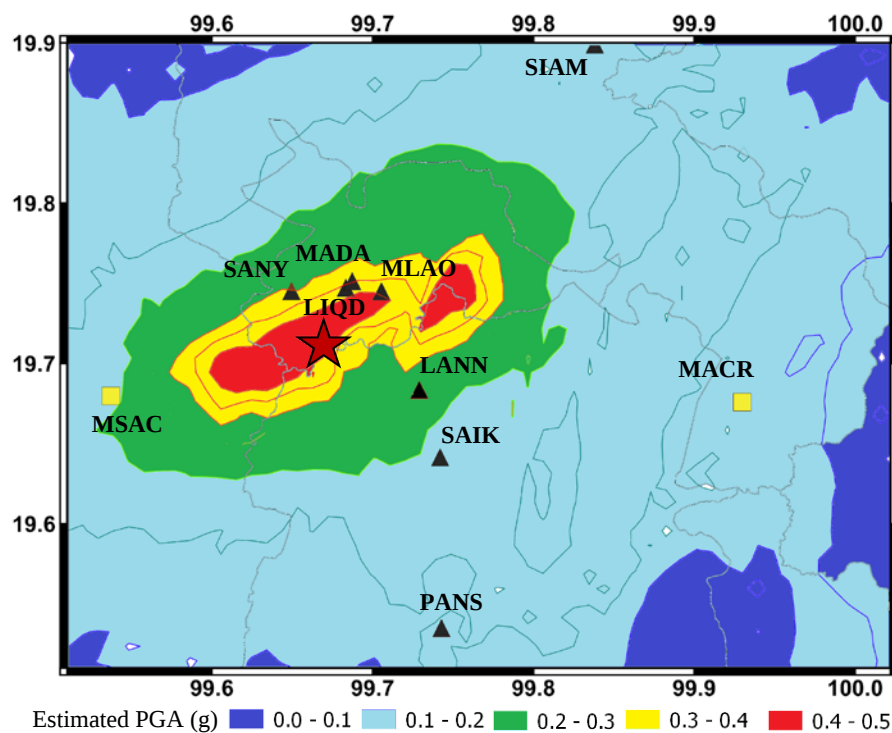
ซึ่งความเสียหายส่วนมากของอาคารจะเกิดขึ้นในตำบลแม่ลาว โดยมีอาคารที่ได้รับความเสียหายในระดับสีแดง 319 หลัง มีอาคารที่ได้รับความเสียหายในระดับสีเหลือง 1,518 หลัง และมีอาคารที่ได้รับความเสียหายในระดับสีเขียว 2,806 หลัง

ตารางที่ 5.7 ความเสียหายของอาคารโดยจำแนกตามลักษณะของโครงสร้างอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว
แม่ลาว 2557

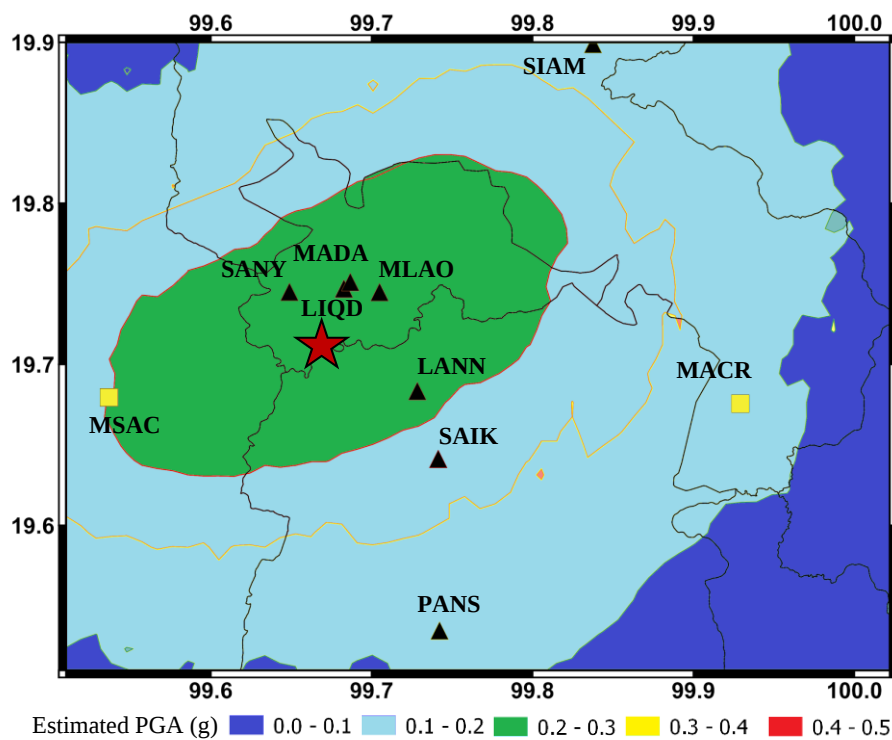
อำเภอ	ตำบล	อาคารที่ก่อสร้างตามหลักทางวิศวกรรม					อาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักทางวิศวกรรม				
		แดง	เหลือง	เขียว	ไม่เสียหาย	รวม	แดง	เหลือง	เขียว	ไม่เสียหาย	รวม
แม่ลาว	ดงมะตะ	21	62	80	764	927	126	652	853	531	2,162
	ปากอคำ	13	86	276	80	455	14	35	110	523	682
	บัวสลี	-	19	186	465	670	-	8	75	922	1,005
	จอมหมอกแก้ว	28	193	367	249	837	30	77	147	1002	1,256
	โป่งแพร่	9	16	35	695	755	52	164	371	545	1,132
	แม่ลาว	4	18	26	230	278	22	188	280	-	490
พาน	พาน	3	6	96	1,780	1,885	2	4	64	2757	2,827
	ธารทอง	3	1	14	990	1,008	15	60	837	601	1,513
	ทรายขาว	11	6	5	1,655	1,677	55	363	294	1804	2,516
เมืองเชียงราย	ป้ออ้อดอนชัย	3	6	25	1,756	1,790	22	47	184	2433	2,686
รวม		95	413	1,110	8,664	10,282	338	1,598	3,215	11,118	16,269

5.2 วิเคราะห์ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

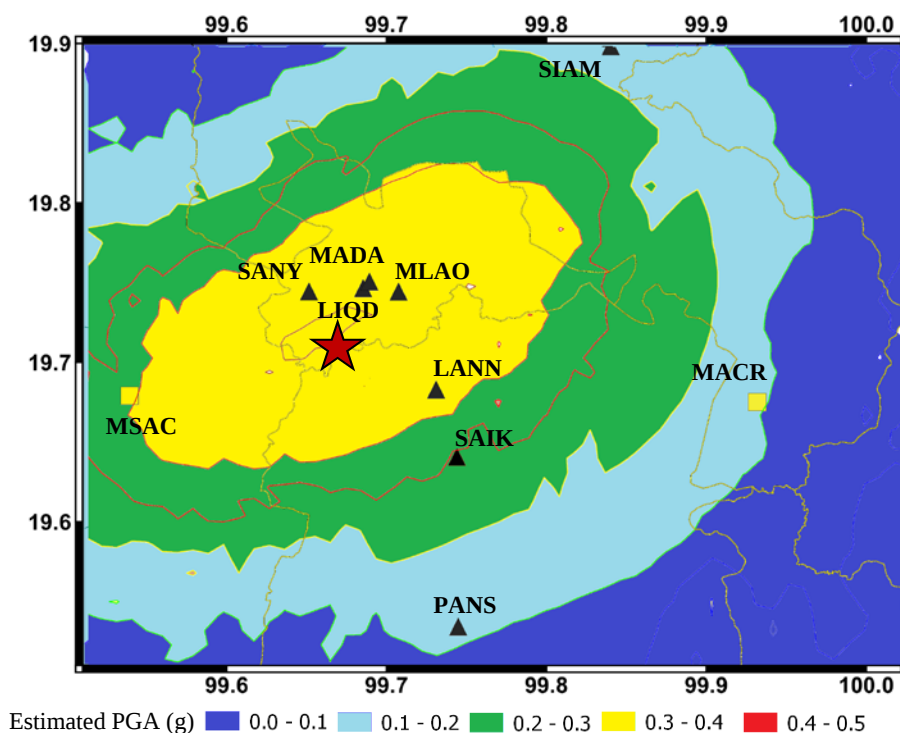
ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 สามารถทำการประเมินได้โดยใช้วิธีแบบจำลองไฟไนต์ซอร์ส (Finite source model) และใช้ค่าพารามิเตอร์จากสมการการลดทอนของแผ่นดินไหว (Ground motion prediction equations, GMPEs) ในขั้นตอนการประเมินจะทำการแบ่งพื้นที่รอบ ๆ จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวออกเป็นกริดขนาด 1 กม. x 1 กม. ทั้งในแกน X และ แกน Y เพื่อให้สามารถประเมินค่าความรุนแรงของความรุนแรงของแผ่นดินไหวได้อย่างละเอียด สำหรับสมการการลดทอนของแผ่นดินไหวที่เหมาะสมที่ใช้ในการประเมินได้แก่ สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Boore และ Atkinson (2008, BA08) สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Campbell และ Bozorgnia (2008, CB08) และสมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Chiou และ Youngs (2008, CY08) ซึ่งเป็นสมการการลดทอนของแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับประเทศไทย (Chintanapakdee และคณะ, 2008) โดยสามารถแสดงค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 จากทั้งสองสมการการลดทอนแผ่นดินไหวได้ดังรูปที่ 5.2 ถึงรูปที่ 5.4 ตามลำดับ



รูปที่ 5.2 ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 โดยใช้สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Boore และ Atkinson (2008)



รูปที่ 5.3 ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 โดยใช้สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Campbell และ Bozorgnia (2008)



รูปที่ 5.4 ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 โดยใช้สมการการลดทอนแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Chiou และ Youngs (2008)

5.3 สร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินกับค่าระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นของแต่ละอาคารได้รับจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

ข้อมูลที่อยู่ในฐานข้อมูลของกรมโยธาธิการและผังเมืองของอาคารที่ได้รับความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 ได้แก่ ตำแหน่งที่ตั้ง (อำเภอ ตำบล) และระดับความเสียหาย ซึ่งไม่ได้ทำการเก็บตำแหน่งของอาคารที่แท้จริง ดังนั้นในการประเมินค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินกับค่าระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นของแต่ละอาคารสามารถทำได้โดยใช้ค่าเฉลี่ยค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินในแต่ละตำบลซึ่งสามารถสรุปค่าเฉลี่ยค่าความเร่งบนผิวดินในแต่ละตำบลได้ดังตารางที่ 5.8

ตารางที่ 5.8 ค่าเฉลี่ยค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบบนผิวดินในแต่ละตำบลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

ตำบล	ค่าเฉลี่ยความแรงสูงสุดในแนวราบบนผิวดิน (%g)	
	CB08	CY08
1. ดงมะตะ	37.6362	25.0985
2. ทต. ป่าก่อดำ	34.0346	23.0249
3. บัวสลี	31.5851	21.6622
4. จอมหมอกแก้ว	36.2084	24.3506
5. โป่งแพรว	26.1593	18.0067
6. ทต. แม่ลาว	37.6362	25.0985
7. เมืองพาน	16.0655	11.8540
8. ชารทอง	35.1986	23.7960
9. ทรายขาว	30.3404	20.5581
10. ป่าอ้อดอนชัย	26.8638	18.6859

บทที่ 6

เส้นโค้งความบอบบาง

6.1 การสร้างเส้นโค้งความบอบบาง

เส้นโค้งความบอบบางเป็นองค์ประกอบหลักในการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยเนื่องจากแผ่นดินไหวเพื่อประเมินความน่าจะเป็นที่โครงสร้างอาคารจะเกิดความเสียหายภายใต้ภัยจากแผ่นดินไหว เส้นโค้งความบอบบางสามารถสร้างได้จาก 2 วิธี ได้แก่ การสร้างเส้นโค้งความบอบบางจากการสำรวจข้อมูลความเสียหายที่เกิดขึ้นจริงและเส้นโค้งความบอบบางที่สร้างจากผลการวิเคราะห์แบบจำลอง ซึ่งในการศึกษานี้เส้นโค้งความบอบบางภายใต้ความเสี่ยงภัยเนื่องจากแผ่นดินไหวจะสร้างจากข้อมูลการสำรวจความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแมลาว 2557 โดยเส้นโค้งความบอบบางจะถูกสร้างขึ้นจากค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดิน (Peak ground acceleration, PGA) เนื่องจากค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินเป็นค่าที่ใช้กันอย่างกว้างขวางในการประเมินความเสี่ยงภัยเนื่องจากแผ่นดินไหว ความสัมพันธ์ของเส้นโค้งความบอบบางสามารถแสดงได้ในลักษณะลอการิทึมมาตรฐาน (Lognormal function) $F(a)$ ดังแสดงในสมการที่ (1) ซึ่งฟังก์ชันนี้จะอยู่ในรูปของตัวแปร 2 ตัวได้แก่ ค่ามัธยฐาน (Median, α) และค่าลอคเบียงเบนมาตรฐาน (Lognormal standard deviation, β) ซึ่งค่าตัวแปร 2 ตัวนี้สามารถหาได้จากวิธีความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum likelihood method) ค่าของตัวแปร α และ β สามารถหาได้จากวิธีทางคณิตศาสตร์ที่ทำให้ค่าของ $\ln(M)$ มีค่าสูงสุด โดยการหาอนุพันธ์ของค่า $\ln(M)$ เทียบกับตัวแปร α และ β ให้มีค่าเท่ากับศูนย์ดังสมการที่ (6.3)

$$F(a) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{a}{\alpha}\right)}{\beta} \right] \quad (6.1)$$

$$M = \prod_{k=1}^N [F(a_k)]^{y_k} [1 - F(a_k)]^{1-y_k} \quad (6.2)$$

$$\frac{d \ln M}{d \alpha} = \frac{d \ln M}{d \beta} = 0 \quad (6.3)$$

โดยที่

a_k = ค่า PGA ค่าที่ k ของค่าที่บันทึกได้

y_k = ค่า Bernoulli Random โดยที่ $y_k = 1$ เมื่อเกิดความเสียหาย

$y_k = 0$ เมื่อไม่เกิดความเสียหายที่ค่า $PGA = a_k$

Φ = ค่าการกระจายตัวมาตรฐาน (Standard normal distribution)

N = จำนวนข้อมูลความเสียหายของอาคารที่พิจารณา

α = ค่ากลางของค่า $\ln(M)$ ที่มากที่สุด

β = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า $\ln(M)$ ที่มากที่สุด

6.2 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557

จากผลการวิเคราะห์ตัวแปรที่ควบคุมเส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่เสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่ลาว 2557 สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 6.1 สำหรับอาคารที่ก่อสร้างตามหลักการทางวิศวกรรมจะควบคุมให้ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานมีค่าเท่ากันเพื่อป้องกันการตัดผ่านซึ่งกันและกัน สำหรับเส้นโค้งความบอบบางที่สร้างจากแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหวของ CY08 และ CB08 ระหว่างความเสียหายระดับสีเขียวและสีเหลือง เส้นโค้งความบอบบางเนื่องจากภัยแผ่นดินไหวที่สร้างจากแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหวของ BA08 CY08 และ CB08 สำหรับทั้ง 3 ระดับความเสียหายแสดงดังรูปที่ 6.1 ถึงรูปที่ 6.3 ตามลำดับ โดยที่จุดในกราฟแสดงถึงค่าเฉลี่ยของข้อมูลสำรวจที่ทุก ๆ ช่วงของค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดิน 0.4g

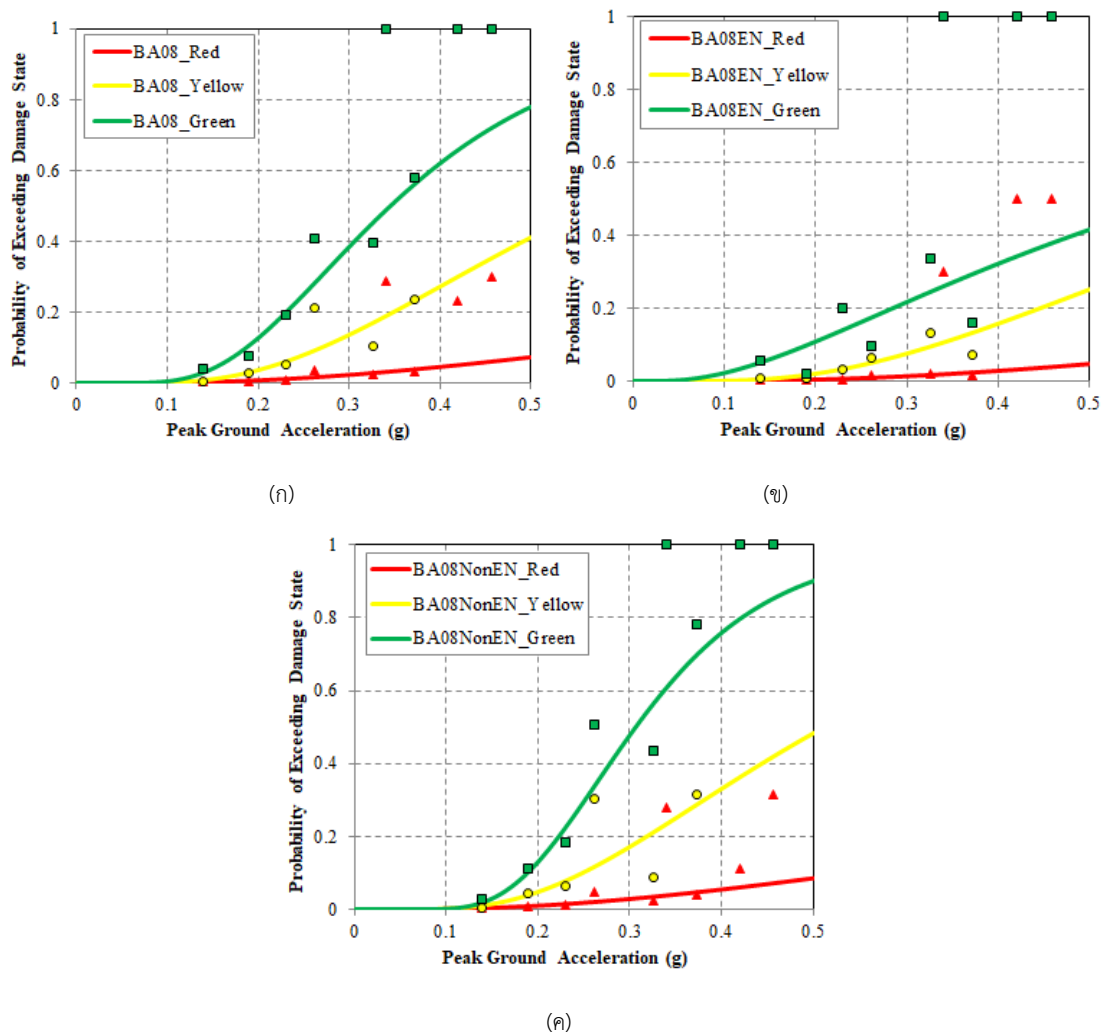
ตารางที่ 6.1 ค่าตัวแปรเส้นโค้งความบอบบางสำหรับแต่ละชนิดของโครงสร้างอาคารและสำหรับทุกระดับความเสียหายของอาคาร สร้างจากแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหวของ BA08 CY08 และ CB08

ชนิดของโครงสร้างอาคาร	แบบจำลองการลดทอนของแผ่นดินไหว	Median-PGA (g) and Logstandard Deviation (Beta)					
		ระดับสีแดง		ระดับสีเหลือง		ระดับสีเขียว	
		α	β	α	β	α	β
โครงสร้างอาคารทุกชนิด	BA08	1.961	0.942	0.570	0.585	0.346	0.479
	CY08	1.611	0.777	0.540	0.418	0.392	0.402
	CB08	0.930	0.698	0.349	0.377	0.260	0.359
โครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม	BA08	2.460	0.954	0.781	0.667	0.604	0.896
	CY08	1.887	0.773	0.589	0.383	0.445	0.383
	CB08	1.062	0.691	0.370	0.333	0.290	0.333
โครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม	BA08	1.854	0.958	0.511	0.563	0.306	0.378
	CY08	1.539	0.791	0.513	0.429	0.356	0.331
	CB08	0.896	0.713	0.334	0.390	0.240	0.299

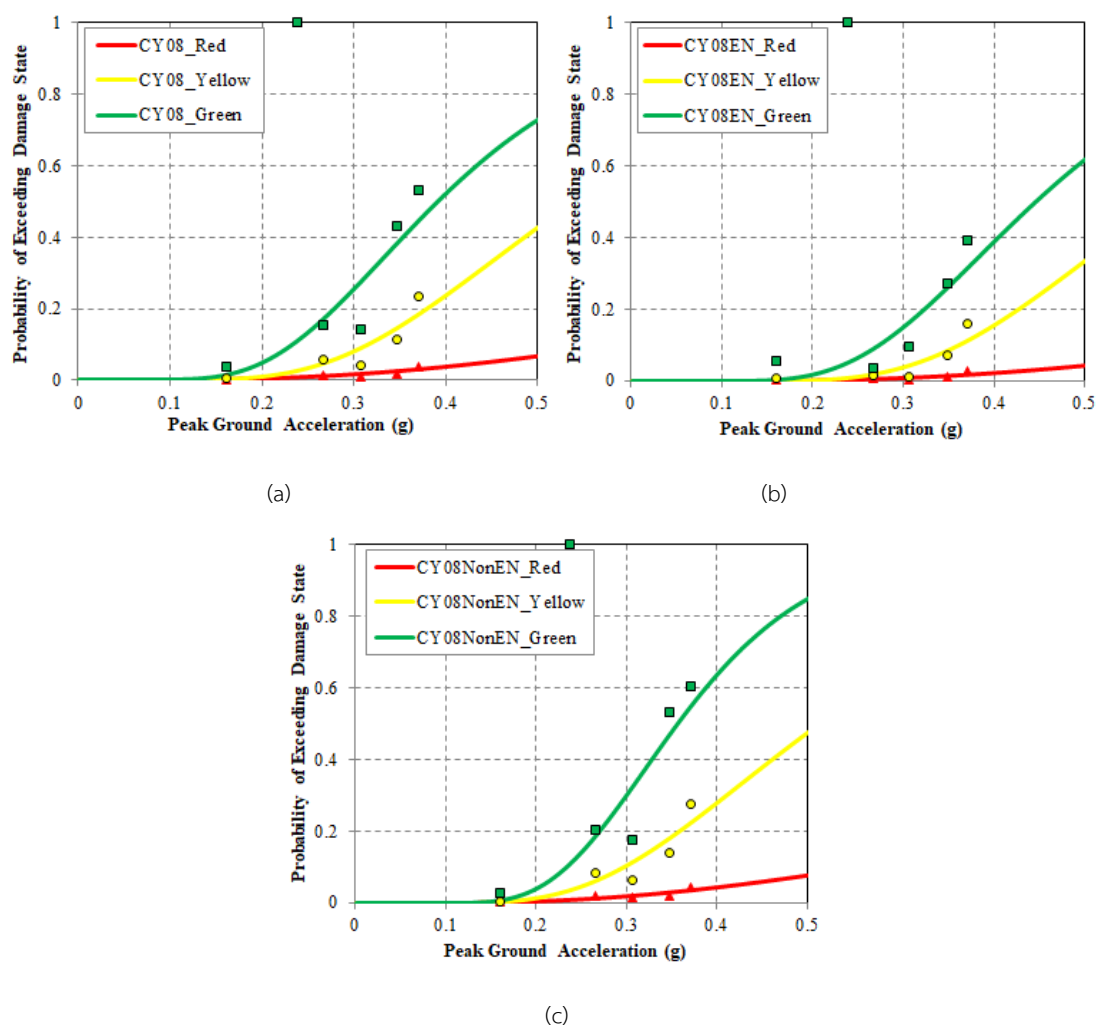
ผลของสมการลดทอนแผ่นดินไหวทำให้ได้เส้นโค้งความบอบบางของความเสียหายของอาคารภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบของแผ่นดินไหวจะอยู่ในช่วง 0.2g ถึง 0.47g เส้นโค้งความบอบบางที่ได้จากการประเมินความเร่งสูงสุดในแนวราบโดยใช้สมการลดทอน CB08 สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 6.3 เนื่องจากสมการลดทอนแผ่นดินไหว CB08 ให้ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบค่อนข้างต่ำ โดยได้ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบอยู่ในช่วง 0.2g ถึง 0.4g จึงส่งผลให้เส้นโค้งความบอบบางของความเสียหายของอาคารที่ไม่แบ่งชนิดของโครงสร้างมีค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายที่สูงกว่าการใช้สมการลดทอนแผ่นดินไหวสมการอื่น ยกตัวอย่างเช่นที่ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบ 0.4g ค่าความน่าจะเป็นที่อาคารจะเกิดความเสียหายระดับสีแดงของเส้นโค้งความบอบบางได้จากการประเมินความเร่งสูงสุดในแนวราบโดยใช้สมการลดทอน BA08 และ CY08 มีค่าประมาณ 4 และ 3 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่เส้นโค้งความบอบบางได้จากการประเมินความเร่งสูงสุดในแนวราบโดยใช้สมการลดทอน CB08 มีค่าประมาณ 11 เปอร์เซ็นต์

ผลของความต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่แตกต่างกันระหว่างโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรมและโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรมที่ได้จากการประเมินความเร่งสูงสุดในแนวราบโดยใช้สมการลดทอนทุกสมการจะมีความชัน

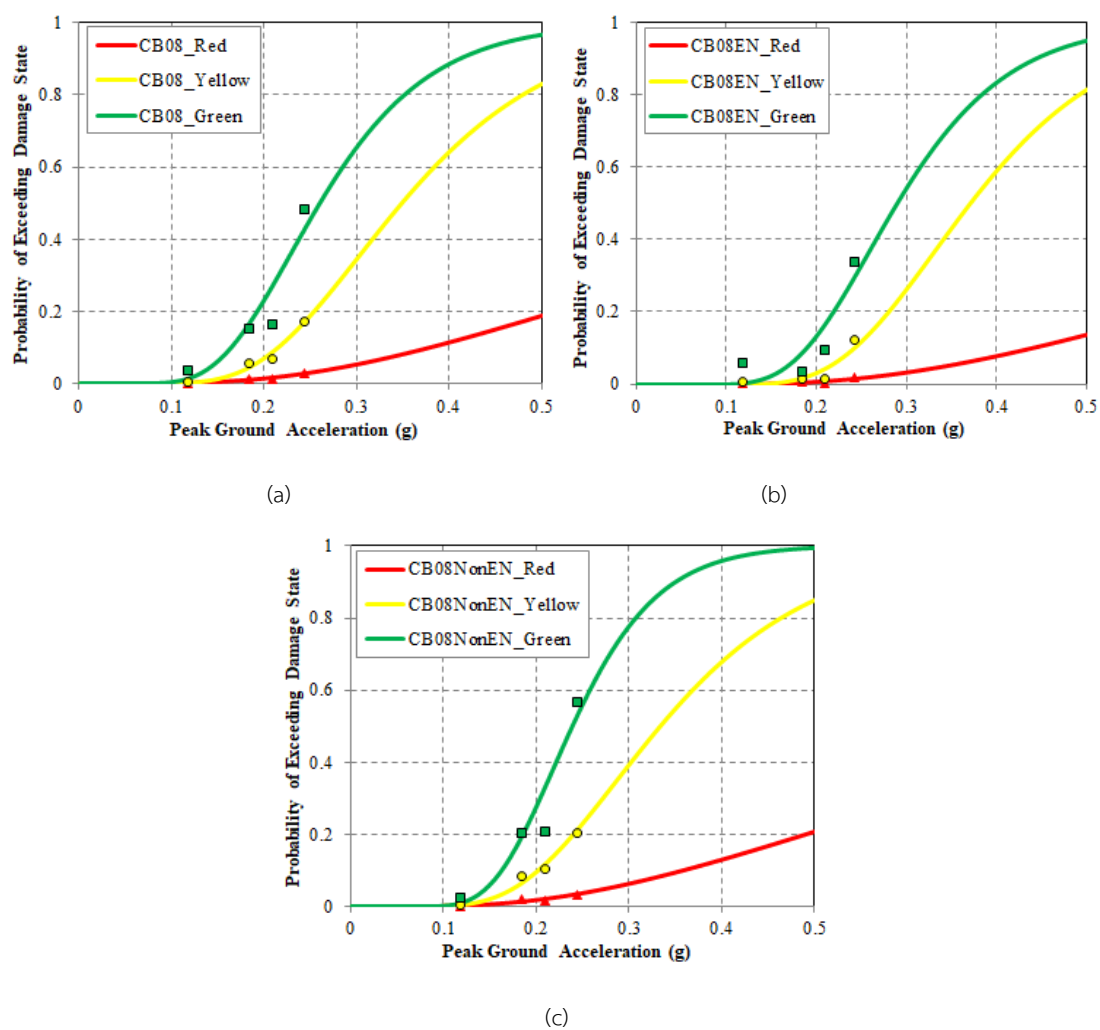
และค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายสูงกว่าเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม นอกจากนี้เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรมและเส้นโค้งความบอบบางของความเสียหายของอาคารที่ไม่แบ่งชนิดของโครงสร้างมีแนวโน้มที่ใกล้เคียงกัน เนื่องจากข้อมูลความเสียหายที่สำรวจได้ส่วนมากเป็นโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม โดยมีค่าประมาณร้อยละ 60



รูปที่ 6.1 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่สร้างจากแผ่นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอน
แผ่นดินไหวของ BA08



รูปที่ 6.2 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่สร้างจากแผ่นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอน
แผ่นดินไหวของ CY08



รูปที่ 6.3 เส้นโค้งความบอบบางของอาคารที่สร้างจากแผ่นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ประเมินโดยใช้สมการลดทอน
แผ่นดินไหวของ CB08

บรรณานุกรม

1. Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N., and Ohmori, M. 2002. The tsunami wave force acting on land structures. Proceedings of the 28th International conference on Coastal Engineering. pp. 1191-1202. Cardiff, Wales
2. Aslani, H. and Miranda, E. (2005). Fragility Assessment of Slab-Column Connections in Existing non-ductile reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 9:6, 777-804.
3. FEMA 306. 1998. Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings - Basic Procedures Manual. Federal Emergency Management Agency. Washington, DC
4. Gomes, A. and Appleton, J. 1997. Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. Engineering Structures. 19(10) : 822-826.
5. Hamzah, M. A., Mase, H., and Takayama, T. 2000. Simulation and experiment of hydrodynamic pressure on a tsunami barrier. Proceedings of the 27th International conference on Coastal Engineering. pp. 1501-1507. Sydney, Australia
6. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W. 1997. Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers. Journal of the Structural Engineering, ASCE. 123(5) : 624-633.
7. Kent, D. and Park, R. (1971). Flexural member with confined concrete. Journal of the Structural Division, ASCE. 97 : 1969-1990.
8. Kircil, M.S., and Polat, Z. (2006). Fragility analysis of mid-rise RC frame buildings. *Engineering Structures* 28 : 1335-1345.
9. Lukkunaprasit, P., Thanasisathit, N., and Yeh, H. (2009). "Experimental verification of FEMA P646 tsunami loading". *Journal of Disaster Research* 4 : 45-53.
10. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of the Structural Engineering, ASCE. 114(8) : 1804-1849.

11. Mostafaei, H. and Kabeyasawa, T. 2004. Effect of infill masonry walls on the seismic response of reinforced concrete buildings subjected to the 2003 Bam Earthquake strong motion: A case study of Bam telephone center. Bulletin Earthquake Research Institute Univ. 79 : 133-156.
12. Okada, T., Sugano, T., Ishikawa, T., Ohgi, T., Takai, S., and Hamabe, C. (2005). "Structural design method of buildings for tsunami resistance (proposed)". Building Technology Research Institute, Building Centre for Japan.
13. Ramsden J. D. and Raichlen F.. 1990. Forces on vertical wall caused by incident bores. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 116(5) : 592-613
14. Ruangrassamee, A., Boonyatee, T., Chintanapakdee, C., Jankaew, K., Thanasisathit, N., Sorlump, S., Feungaugorn, J., Yangsanphu, S., Jinagoolwipat, M., Thongthamchart, C. and Isaroranit, R. (2014). LESSONS FROM THE Mw 6.1 MAE LAO EARTHQUAKE IN THAILAND ON MAY 5, 2014 AND IMPLICATIONS FOR FUTURE DESIGN.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 115-136.
15. Sakai, J. and Kawashima, K. 2006. Unloading and Reloading stress-strain model for confined concrete. Journal of the structural engineering. 132 : 112-122.
16. Saxena, V., Deodatis, G., Shinozuka, M. and Feng, M.Q. (2000). Development of fragility curves for multi-span reinforced concrete bridges. Dept. of Civil and Environmental Engineering Princeton University, Princeton : 1-7.
17. Smith S. 1966. Behavior of square infilled frame. Journal of the structural division Proceeding of the America Society of Civil Engineers. 92 : 381-403.
18. Yamazaki, F., Onishi, J. and Tayama, S. (1999). Earthquake damage assessment of expressway structures in Japan. Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications February 1-3, 1999, Taipei, Taiwan, R.O.C.
19. Yeh, H. 2006. "Maximum fluid forces in the tsunami runup zone". *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 132(6) : 496-500.
20. Yeh, H. 2007. Design tsunami forces for onshore structures. Journal of Disaster Research 2(6) : 531-536.

21. Yamazaki, F. and Murao, O.. (2000). Fragility curves for buildings in Japan based on experience from the 1995 Kobe Earthquake. Institute of Industrial Science, Tokyo, Japan.
22. กัมปนาท แหลมพุลทรัพย์ ถนัด สร้อยชา และภควัต ศรีวังพล. (2557). การตรวจสอบทางธรณีฟิสิกส์ในพื้นที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว จังหวัดเชียงราย.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 53-64.
23. กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย. (2552). **มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว(มยผ.1302)**.กรุงเทพฯ: สำนักงาน.
24. ชยานนท์ หรรษภิญโญ. (2557). ถอดบทเรียนแผ่นดินไหว จ.เชียงราย 5 พฤษภาคม 2557 เพื่อการเตรียมพร้อมรับมือแผ่นดินไหวในอนาคต.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 145-151.
25. อธิพันธ์ อรรถธรรมรัตน์. (2557). คลื่นแผ่นดินไหวจากแผ่นดินไหวแม่ลาวเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 31-38.
26. นคร ภู่วโรดม และ อมรเทพ จิรศักดิ์จรัสศรี. (2557). ผลจากคุณลักษณะของชั้นดินบริเวณที่ตั้งต่อการสั่นสะเทือนในพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบ จากแผ่นดินไหววันที่ 5 พฤษภาคม 2557.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 77-78.
27. บุรินทร์ เวชบัณฑิต. (2557). ข้อมูลการตรวจวัดความสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวจังหวัดเชียงรายเมื่อ 5 พ.ค. 2557.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 13-21.
28. ปณิธาน ลักษณะประสิทธิ์. (2557). พัฒนาการของวิศวกรรมแผ่นดินไหวในประเทศไทย-จากอดีตสู่อนาคต.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 1-12.
29. วัฒนา คำคม. (2557). ความเร่งพื้นดินสูงสุด ความเร็วพื้นดินสูงสุด ระยะเวลาการสั่นไหว และช่วงค่าความถี่จากการสั่นไหวของแผ่นดินไหวหลัก ขนาด 6.3 อำเภอกพาน จังหวัดเชียงราย และแผ่นดินไหวตาม ขนาด 5-6 และขนาด 4-5.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 89-98.

30. วีระชาติ วิเวกริน และสุวิทย์ โคสุวรรณ. (2557). แผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย กับรอยเลื่อนพะเยาส่วนเหนือ (ส่วนแม่ลาว).การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 39-52.
31. อมร พิมานมาศ และประกาศิต จันทนะลิขิต. (2557). การเสริมกำลังเสาต้านแผ่นดินไหวด้วยวิธีหุ้ม.การประชุมสัมมนาเรื่อง “บทเรียนแผ่นดินไหวแม่ลาว เชียงราย ภัยพิบัติใกล้ตัว”.ณ ห้องกมลทิพย์ โรงแรม เดอะ สุโกศล ถนนศรีอยุธยา พญาไท กรุงเทพฯ. 20 พฤศจิกายน 2557.หน้า 137-144.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก
บทความสำหรับการเผยแพร่
(สถานะ: Under Review)



Empirical Seismic Fragility Functions based on Field Survey Data after the 5 May 2014 Mae Lao (Northern Thailand) Earthquake

Journal:	<i>Journal of Earthquake Engineering</i>
Manuscript ID	UEQE-2019-3576
Manuscript Type:	Full Length Papers
Date Submitted by the Author:	01-Feb-2019
Complete List of Authors:	Foytong, Piyawat; Sustainable Infrastructure Research and Development Center, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Khon Kaen University, Khon Kaen, 40002, Thailand. Ornthammarath, Teraphan; Mahidol University, Civil Engineering
Keywords:	seismic fragility, Thailand, Mae Lao earthquake, Non-engineered buildings, engineered buildings

SCHOLARONE™
Manuscripts

1 Empirical Seismic Fragility Functions based on Field Survey Data
2 after the 5 May 2014 Mae Lao (Northern Thailand) Earthquake

3 Piyawat Foytong¹, Teraphan Ornthammarath^{2*}

4 ¹Sustainable Infrastructure Research and Development Center, Department of Civil
5 Engineering, Faculty of Engineering, Khon Kaen University, Khon Kaen, 40002,
6 Thailand.

7 ²Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol
8 University, Nakornpathom, Thailand.

9
10 *Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Civil and Environmental
11 Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University, Nakornpathom, Thailand,
12 Tel: +66-2889-2138 (ext. 6283), Fax: +66-2889-2138 (ext. 6388), Email:
13 teraphan.orn@mahidol.edu

Empirical Seismic Fragility Functions based on Field Survey Data after the 5 May 2014 Mae Lao (Northern Thailand) Earthquake

Empirical seismic fragility curves have been developed based on post seismic survey data on building damage, collected in the epicentral area of Mw 6.1, 2014 Mae Lao earthquake. In total, about 26,551 survey building data have been investigated by authorities and engineers. The typical pattern of observed damage for different structures and the reasons of damage are presented. In addition, damage statistics in the field are correlated with ground motion in order to derive empirical seismic fragility curves. Using maximum likelihood method, different sets of fragility curves are developed to demonstrate the pattern of structural material on building damage level. The good correlation between observed damage and peak ground acceleration (PGA) are observed. In addition, the results show a better seismic performance of engineered reinforced concrete building over non-engineered buildings. These findings are essential to support better future building damage assessments, land use management and disaster planning.

Keywords: Seismic fragility curve; 2014 Mae Lao Earthquake; Thailand; Non-engineered building

1. Introduction

On 5 May 2014, a moderate earthquake of Mw 6.1 occurred in Mae Lao, Northern Thailand at 11.08 (UTC) with a relatively shallow depth of 7 km causing extensive damage to local buildings, infrastructures, and historical monuments. At least two casualties were reported due to damages of residential buildings, and a number of injuries were mounted up due to partial and full collapse of non-engineering and engineering structures. The highest level of damages were located within Mae Lao and Pan districts with Modified Mercalli Intensity (MMI) VIII. This is the largest earthquake in Thailand since the 1935 Mw 6.3 Nan earthquake. Due to relative distance of 30 km between 2014 earthquake to Chiang Rai city centre with 224,000 inhabitants, only limited damage were observed with corresponding to MMI VI, (Ornthammarath and Warnitchai, 2016).

Within few months, preliminary seismic surveys were carried out by authorities and engineers to assess the extent of building and infrastructure damages for

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60

government to provide relief fund and further assistance. In order to achieve this objective, level of building damages were separated into no damage, negligible (green tag), moderate (yellow tag), and heavy (red tag). In addition, detail field survey assessment was carried out in this study in epicentral area including Mae Lao, Pan, and Chiang Rai. The main purposes of detail survey are 1) to characterize the existing structures in epicentral region and 2) to obtain statistical number of damage buildings.

In general, most engineered structures, which has been design and constructed according to engineering building code seems to perform relative well even though no seismic resistance design has been considered comparing to non-engineered structures. Most red-tag damage buildings were non-engineered buildings with limited engineering intervention, poorly construction, and substandard building materials. The statistics of survey building damage has been analysed to correlate with engineering ground motion values to develop an empirical fragility curves for future risk analysis or scenario simulation.

2. Observed structural damage

Chiang Rai is the 15th largest province in Thailand and the second largest city in northern part of the country in term of total population, and according to national statistical office, as of 2014, Chiang Rai had a population of 1.2 million. While most urban area is located within relatively flat river plains, the northern and western parts of this province consist of hilly terrain. The most affected districts around the 2014 epicentral area are Mae Lao, Pan, and provincial capital of Chiang Rai (Fig. 1). These districts have catchment areas respectively of 30,000, 121,000, and 224,000 inhabitants giving a total of 375,000 people affected by this earthquake. The focus is devoted to residential and governmental buildings located in and around epicenter.

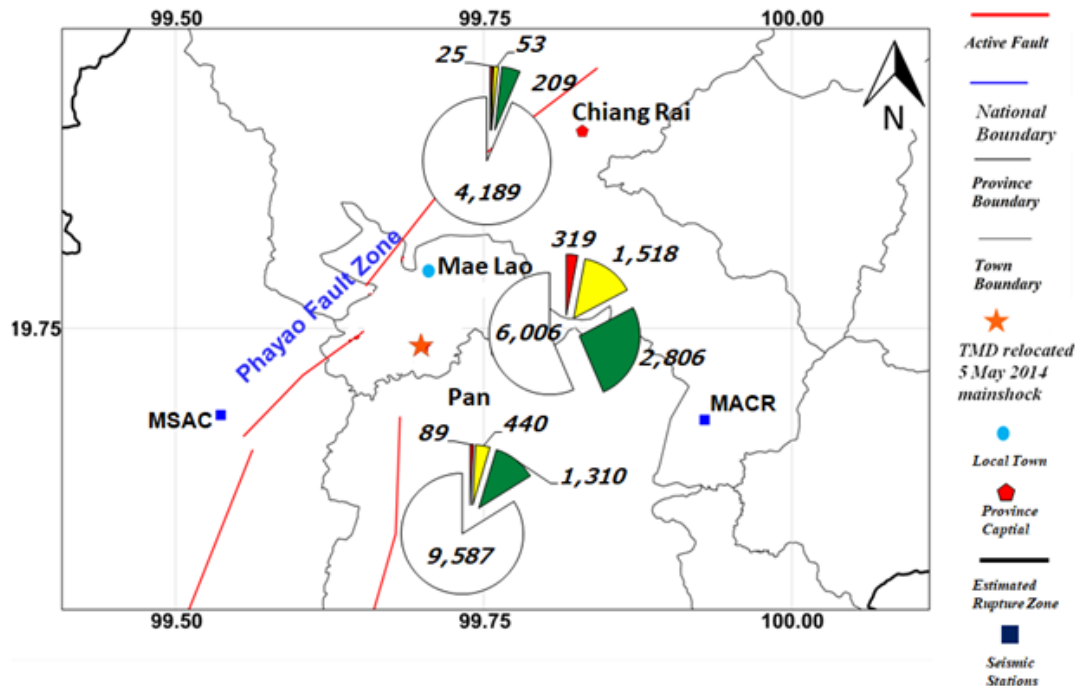


Figure 1. Statistical database of survey building damage in Mae Lao, Pan, and Chaing Rai following 5 May 2014 Mw 6.1 earthquake.

One week after the 2014 mainshock, the government set up a local operational center to facilitate and to organize damage survey team consisting of authorities and engineers for performing post-seismic survey assessments for both residential and public buildings within damage zone. In general, an area of 2,500 km² (Pan, Mae Lao, and Chiang Rai) were thoroughly assessed. For common methodology in post-earthquake building risk assessment, four building damage leveled were adopted. Eventually, over 20,000 buildings were assessed. The description of each damage levels are explained as follow:

- (1) No Damage: Negligible to damage. The building has no structural damage.
- (2) Green class: Light structural damage. The buildings could be immediately used without retrofitting.
- (3) Yellow class: Moderate structural damage to some structural parts. The buildings could be able to be immediately resided in only in safe areas. Some retrofitting work is necessary (Fig. 2d, 3d, 4d, and 5b).

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60

(4) Red class: Collapse or extensive damage to most structural members. The building could not be used. Major retrofitting work is required by engineers or specialists (Fig. 2b, 3b, 4b, and 5a)

From Fig. 1, it is quite clear that majorities of building damage were located in and around epicentral area. In addition, in order to characterize the existing structures in epicentral region and to obtain statistical number of damage buildings, the detail survey had been performed within most affected area, and the level of damage is further related to the European Macroseismic Scale (EMS-98). It could be clearly seen that red damage state using in this study is the combination of EMS-98 damage grade 4 and 5 owing to the purpose of the post-earthquake survey to estimate relief funds as described in Table 1.

Table 1. Damage levels definition

Damage States		Definition
This study	EMS-98	
No Damage	DG-1	Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage)
Green	DG-2	Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage)
Yellow	DG-3	Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage)
Red	DG-4	Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage)
	DG-5	Destruction (very heavy structural damage)

In addition, seismic design code in Thailand has been implemented since 1997 following the 1985 Uniform Building Code, and Chiang Rai was located in Seismic Zone II. Consequently, all public and governmental structures were obliged to be designed with 0.15g PGA on rock site. Afterwards, new seismic design code has been issued by Department of Public Works and Town & Country Planning in 2009. Based on this code, in Mae Lao, design basis PGA level on soil type D is equal to 0.25g. This new seismic design code is a modified version of ASCE 7-05; nevertheless residential constructions with less than 15-m height are still not obliged to follow this new standard. Therefore, most residential structures in the epicentral region could be considered that no seismic design has been considered at all.

Engineers from Mahidol University performed building-by-building surveys, and a list of building types had been created, Ornthammarath and Warnitchai (2016). Based on detail survey, it was found that the large number of engineered buildings within Mae Lao receive minimal structural damage even though seismic design had not been incorporated for majority of these engineered buildings. Majority of these engineered structures were found to receive much less damage than those non-engineered buildings. Most heavy damage buildings were mostly non-engineered structures or engineered structures with presence of vulnerable construction such as soft story, short column, and irregular configurations. In Thailand, Non-engineered buildings could be able to described as follow: 1) poor quality and cheap materials, 2). bad construction practice, and 3). presence of seismic vulnerable parts due to traditional culture and usage. Concrete blocks are substantially used as an infill wall with concrete frame for non-engineered buildings in Thailand. In subsequent sections, four building types observed in epicentral region are further classified based on their structural performance due to 2014 earthquake.

Firstly, non-engineered precast concrete frames with masonry infill walls were considered to be a major proportion of damaged structures in heavy damage zone for low income family. Most column dimension is generally between $150 \times 150 \text{ mm}^2$ and $200 \times 200 \text{ mm}^2$ (Fig. 2). Some of these non-ductile columns have not even been reinforced with longitudinal bars. Only few 10-mm diameter round bars were also observed without proper stirrup spacing. Infill, unreinforced concrete block walls, is extensively used as non-structural elements, without dowel bars properly attaching between the boundary RC frames and the panels. Most observed damage for this type of buildings was partial to full out-of-plane failure of infill walls. Many such buildings have collapsed in past earthquakes resulting in the loss of lives, (Ornthammarath, 2013; Ornthammarath and Warnitchai, 2016).



(a) (b)



(c) (d)

Figure 2 a) Typical seismic damage of building type I with full out-of-plane failure mode of infill wall (red class damage), b) partial out-of-plane failure of concrete infill wall, c) Non-engineered precast concrete column with no longitudinal reinforcing bars, d). Vertical bending crack observed on infill wall with cement mortars (yellow class damage).

Building type II is the other common non-engineering structure in epicentral area, and it is the most vulnerable building to earthquake (Fig. 3). The ground story of building type II is generally elevated creating enough soft story seismic vulnerability on the ground floor. Typical ground floor heights are ranging from 1.5 to 2.0 m. The upper level is generally made of concrete beam and slab. Due to heavy weight in the top part, high inertia forces are induced during severe ground vibration. The ground floor column is poor quality precast column similar to those observed in building type I. Common damage pattern for this kind of structure including out-of- plane collapse of infill walls

or total collapses of the whole building. Fig. 3 shows a typical collapse of soft story and failure of poor beam-to-column joint due to no reinforcing details.

Building type III are generally engineered structures with proper column width from 200 to 350 mm with at least four 12-mm diameter as longitudinal bars and 6-mm round bars with 150-200 mm stirrup spacing. Properly reinforcing details at beam-and-column joint connections ensures good seismic performance. Although most of these structures has no seismic design but it can endure moderate earthquakes ground shaking since some basic engineering practice have been implemented during construction and design. Typical failures of these buildings are: soft story, short column Fig. 4(c), and in-plane and out-of-plane failure of non-structural walls.



Figure 3 a). Typical seismic damage of building type II with partial or full failure of infill wall (red class damage), b) collapse of non-engineered column, c). Bending crack observed on infill wall (yellow class damage), d). Bending crack observed on non-engineered precast column (yellow class damage)

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60



Figure 4 a). Short column failure of Type III structure b) soft story failure of 3 story RC frame (red class damage) c). Short column failure due to openings (yellow class damage) d). Diagonal crack observed on infill wall (yellow class damage)

Buildings type IV is a traditional Thai house with elevated first floor, **Fig. 5**. Wooden slabs and beams are the main loading parts to resist both the gravity and lateral loads. Non-engineered precast concrete column could be also widely seen. However, wooden house is less damaged comparing to buildings type II; however, collapse of this building type could be able to be observed if building area is larger than 32 m² since building weight is too large comparing to non-engineered precast concrete column capacity. Inclining to one side or partial failure of non-structural part is the most common damage for moderate damage level of this kind of structures.



(a)

(b)

Figure 5 a). Typical characteristic of Type IV structure, b) partial failure of roof (yellow class damage)

The damaged building database through detail survey was retained for fragility analysis. In total, there are 26,551 buildings included in this analysis, which are in ten sub-districts and in three districts, as shown in Table 2. Based on aforementioned damaged building classification, only building type III is considered as an engineered structure and there are 10,282 buildings, and building type I, II, and IV are classified as non-engineered structure with 16,269 buildings in this analysis. These four building types were further assessed based on construction period data providing by local authorities, and it is found that uniform distribution of building ages could be observed. No significant correlation between observed damage and construction period could be found. In addition, most buildings in current database are located within flat plain area, and most damaged buildings are mainly due to ground shaking. Some damaged buildings are due to secondary hazards (e.g. landslide, slope failure, etc.); however, these secondary hazards do not appear to have caused significant contribution. The building-by-building surveys data is summarised in Table 2. The most severe damage is in Mae Lao district, where 319 buildings were reported damage and classified to be red class damage, and 1,518 and 2,806 buildings were classified as yellow and green class damage, respectively.

Table 2 The number of classified structural types damaged in Mae Lao 2014 event.

District	Sub-District	Engineered Building					Non-Engineered Building				
		Red	Yellow	Green	No Damage	Total	Red	Yellow	Green	No Damage	Total
Mae Lao	Dongmada	21	62	80	764	927	126	652	853	531	2,162

	Pakodum	13	86	276	80	455	14	35	110	523	682
	Buasalee	-	19	186	465	670	-	8	75	922	1,005
	Jommokkaew	28	193	367	249	837	30	77	147	1002	1,256
	Pongphrae	9	16	35	695	755	52	164	371	545	1,132
	Mae Lao	4	18	26	230	278	22	188	280	-	490
Pan	Pan	3	6	96	1,780	1,885	2	4	64	2757	2,827
	Thantong	3	1	14	990	1,008	15	60	837	601	1,513
	Saikaow	11	6	5	1,655	1,677	55	363	294	1804	2,516
Maung Chaing Rai	Paoordonchai	3	6	25	1,756	1,790	22	47	184	2433	2,686
Summation		95	413	1,110	8,664	10,282	338	1,598	3,215	11,118	16,269

3. Ground Motion Intensity

Based on geotechnical information from department of mineral resources (DMR), Mae Lao and Chiang Rai city districts are located on the Quaternary sediments of Mae Lao and Mae Kok river basin, respectively, Fig. 6. The geological map indicating that igneous rock could also be found in northwestern and southwestern parts of Chiang Rai city as small hills. The soil classification results seem to correlate well with global slope-based Vs30 approximated via correlation to topographic slope, Fig. 7, Allen and Wald (2009). In addition, compiled average shear wave velocity for the upper 30-m depth (Vs30) measurement obtained by past studies (Thitimakorn and Channoo, 2012; Poovarodom and Jirasakjamroonsri, 2014) using multi-channel analysis of surface wave (MASW) and array microtremor analysis within Mae Lao, Pan, and Chiang Rai city were used to compare with global slope-based Vs30 within in current study area, and good agreement could be observed. The results indicated that most earthquake damage area located within NEHRP site class C and D, Table 3, corresponding to very dense soil and stiff soil, respectively.

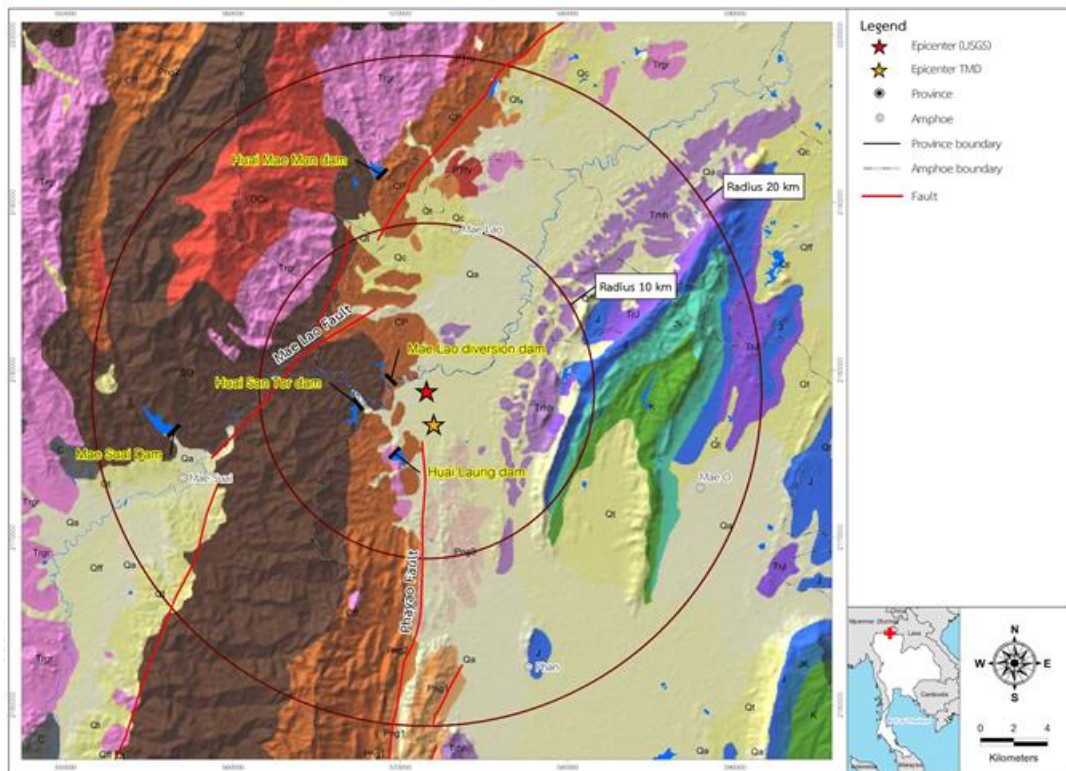
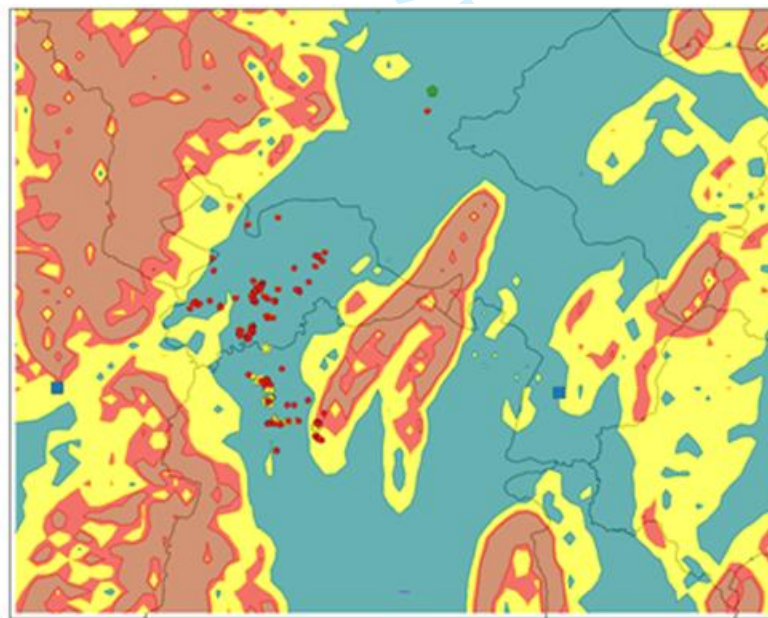


Figure 6. Geological map from department of mineral resources (DMR) white color indicating fluvial deposits, and green, purple, brown, and red color represent sandstone, siltstone, limestone, and igneous rock, respectively.



Calculated Vs30 (m/s) 0-180 180-360 360-520 520-600 600-760

Figure 7. site classification map for Mae Lao and surrounding districts using global slope-based Vs30 approximated via correlation to topographic slope (Allen and Wald, 2009).

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60

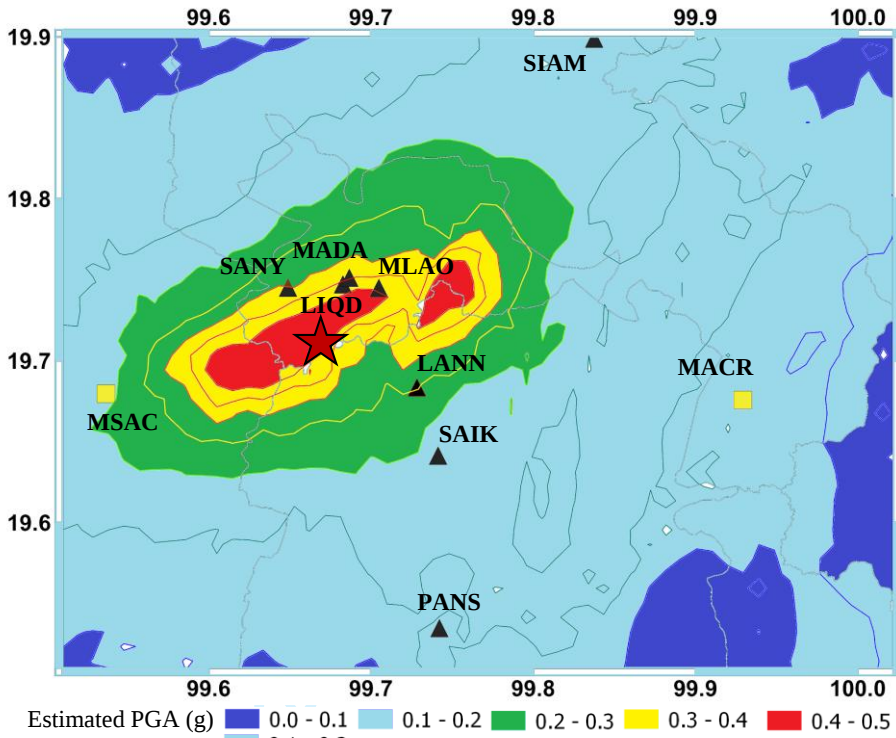
Magnitude and locations of the earthquake were estimated by various institutions; however, only the revised TMD epicenter indicated that the epicentral location is situated within Mae Lao, where the greatest damage was observed. The focal mechanism of the 2014 Mae Lao tremor based on Global CMT suggests an almost pure northeast-southwest left-lateral strike-slip or northwest-southeast right-lateral strike slip mechanism. We estimated an effective fault length of 15 km and effective fault width of 10 km based on Wells and Coppersmith (1994) equation for strike slip mechanism. This is in agreement with 24-hour observed aftershock distribution and observed red level damage buildings. Based on this information, we prefer the northeast-southwest left-lateral strike-slip fault mechanism where most observed building damage had been reported.

The ground motion estimation methods used to calibrate the finite source model and the model parameters is performed by ground motion prediction equations (GMPEs). Recent studies have applied this approach in modeling earthquakes such as the 2013 M7.1 Bohol Philippines (Naguit et al., 2017), the 2010 M7.0 Haiti (Hancilar et al., 2013). Placing the Mae Lao and surrounding area in a rectangular grid, observation sites at intervals of 1 km along the x and y axes were selected. These are the sites of interest for which the ground motions were estimated. The peak ground acceleration (PGA) is preferred ground motion measure because the residential structures that dominate in our dataset is one to two story building. The drawback is that it might not be sensitive to period of shaking. However, PGA is a common parameter mostly issuing and using during post disaster management in Thailand. A suite of GMPEs developed for active tectonic environments are selected to model the Mae Lao earthquake. Based on Ornthammarath (2013), only the GMPEs that yield low residuals and comparable range of ground motions are reported including Boore and Atkinson (2008, BA08); Chiou and Youngs (2008; CY2008); and Campbell and Bozorgnia (2008; CB08).

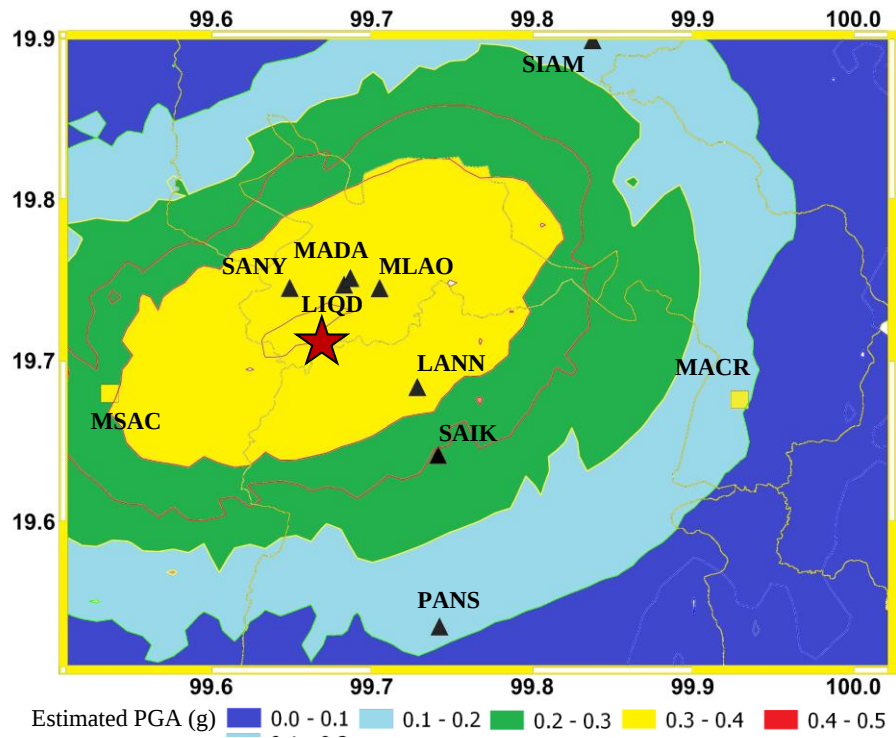
Simulations of ground motions are readily produced as the selected GMPEs are incorporated in the Open Quake engine, a software platform developed by the Global Earthquake Model Foundation for seismic hazard and risk calculations (Pagani et al. 2014). It is an open-source software suite equipped with an ensemble of modules to handle all components of seismic risk on a regional and global framework (Pinho, 2012; Silva et al., 2014) including the estimation of ground motion fields. The input requirements for Open Quake consisted of a rupture model and a site classification map.

For the rupture model, the typology adopted is a simple fault rupture wherein the fault orientation, seismogenic depth and magnitude are specified as input to a set of GMPEs.

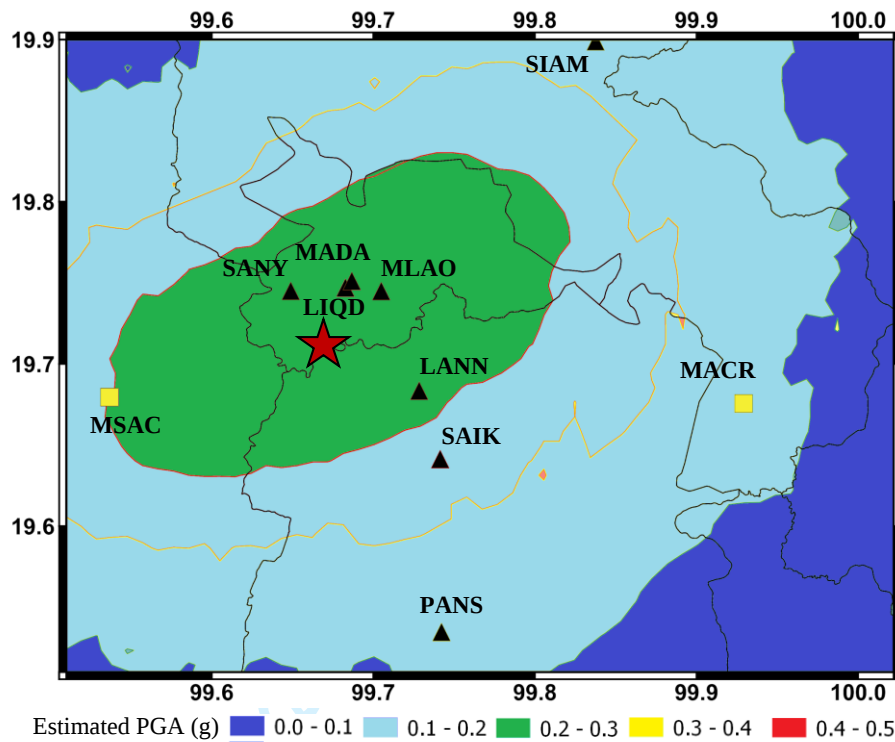
For the site classification map, global slope-based V_{s30} approximated via correlation to topographic slope is utilized. The ground motions calculated using GMPEs use median values without accounting for aleatory variability. The spatial correlation of the within-event residuals developed by Baker (2007) and Jayaram and Baker (2009) has been adopted in current study. Fig. 8 display estimated ground motion field based from GMPEs approach. The highest intensity could be quickly observed within Dongmada subdistrict, southern part of Mae Lao district and Saikaow subdistrict, northern part of Pan district, where the highest damage was reported for BA08 models, with PGA varying from 0.40 to 0.50g based on BA08 model, from 0.35 to 0.40g based on CY08 model. and from 0.25 to 0.30g based on CB08 model. Based on probabilistic relationship between MMI and PGA developed by Worden et al. (2012), the MMI around VIII could be expected for BA08 and CY08 model while CB08 model could expect only MMI VII. The comparison between expected MMI based on BA08 and CY08 models and those observed from field survey (Ornthammarath and Warnitchai, 2016; Pananont et al. 2017; and Mase et al., 2018) are well consistent. In addition, similar pattern of damage to local structures in this region due to similar level of seismic intensities (i.e. $PGA = 0.2g$) has been observed in Mae Sai, northern Chiang Rai due to Mw 6.8 Tarlay earthquake in Myanmar (Ornthammarath, 2013), which could help to justify the estimated ground motion in epicentral area in Mae Lao.



(a)



(b)



(c)

Figure 8. Spatial distribution of simulated PGA from a) BA08, b) CY08 and c) CB08 GMPEs within the epicentral area. The black triangles represent locations where microtremor and one-dimensional site response analysis by Poovarodom and Jirasakjamroonsri (2014) has been performed. The red star represents epicenter of 5 May 2014 event.

MSAC is the nearest seismic station which could be able to record the mainshock, but MSAC recorded ground motion was affected by the dynamic response of the dam since it is located on the top of abutment with 59-m height, Fig. 8. The MACR seismometer station is located at 25 km epicentral distance, but the velocity trace showing clipped. Since there is no free-field seismic station located within the epicentral area, Poovarodom and Jirasakjamroonsri (2014) perform one-dimensional site response analysis in order to understand site amplification characteristic of the subsurface soil layers by using the derived velocity model. The recorded ground motions from PAYA stations, located about 40 km from epicenter, were scaled from the source-to-site distance by using Boore and Atkinson (2008)'s equation and converted to bedrock motions using the velocity structures of ten sites within epicentral area. The processed motions used as input motions at the basement of the ten sedimentary sites and their propagation through the soil models was analyzed. Some major assumptions

employed in their analysis are 1). the bedrock motions at all these sites are identical, as the separation distances among them are small compared to the distance from the main rupture zone, and variations in bedrock motions because of source, path, and other effects are negligible. 2) The amplification mechanism can be represented by this one-dimensional shear-wave propagation model. The two- or three-dimensional effects, or surface-wave effects, if exist, are insignificant. The estimated PGA for each zone is summarized in Table 3, and it is in comparable range with those simulated results by using selected GMPEs. Based on probabilistic relationship between MMI and PGA developed by Worden et al. (2012), the MMI around VIII could be expected based on estimated PGA by 1-D site response analysis consistent with observed MMI reported by Ornthammarath and Warnitchai (2016).

Table 3. Results of the average shear wave velocity to a depth of 30 m (V_{s30}) and estimated PGA for sites within epicentral area of 5 May 2014 earthquake (Poovarodom and Jirasakjamroonsri, 2014).

Name	Latitude	Longitude	V_{s30} (m/s)	NEHRP Site Class	Estimated PGA (%g)
MLAO	19.745	99.705	348	D	40
MADA	19.747	99.683	384	C	24
LIQD	19.751	99.687	352	D	19
SANY	19.745	99.649	393	C	15
LANN	19.683	99.728	400	C	28
SAIK	19.641	99.741	280	D	20
PANS	19.535	99.742	247	D	12
SIAM	19.899	99.838	221	D	16

Table 4. Observed ground motion within 50 kms from Mae Lao MW 6.1 main shock

Name	Latitude	Longitude	PHA (g)	V_{s30} (m/s)	NEHRP Site Class	T_p H/V (s)
MSAC	19.679	99.536	0.30	N/A	B	N/A
MACR	19.675	99.928	0.13*	N/A	D	N/A
MJAN	20.146	99.8548	0.04	217	D	0.71
PAYA	19.360	99.869	0.06	553	C	N/A

Remark:* The recorded PGA at the MACR station might be distorted since the waveforms were converted from a velocity trace with observed clipping.

In addition, to further evaluate the applicability of selected GMPEs to observed data, the residual has been performed to evaluate the average characteristic of the simulated and observed Mae Lao earthquake ground motion to that of global equations. The residual for each data point comparing to that estimated by GMPEs are defined as:

$$R = \ln(PGA_i)_{simulation} - \ln(PGA_i)_{GMPE} \quad (1)$$

where $\ln(PGA_i)_{simulation}$ = values of PGA from simulation and record i , and $\ln(PGA_i)_{GMPE}$ = median value of PGA from GMPE. The residual analysis for BA08, CY08, and CB08 are shown in Fig. 9. For all GMPEs, residuals of all GMPEs have a negative value near fault which reveals that simulated PGA of Mae Lao earthquake is overestimated by all equations; however, they are inside the median plus one standard deviation. For BA08 GMPE, the residual over the applicable distance range from 10 to 50 km exhibit no significant bias. In contrast, CB08 and CY08 GMPEs show positive and negative residual respectively at greater distance indicating slower and faster attenuation in the simulated data than that in the model. BA08 median curves for stiff and soft soils seem to provide better fit to simulated and recorded data than that of CB08 and CY08, suggesting that the BA08 model well captures the attenuation rate for this event.

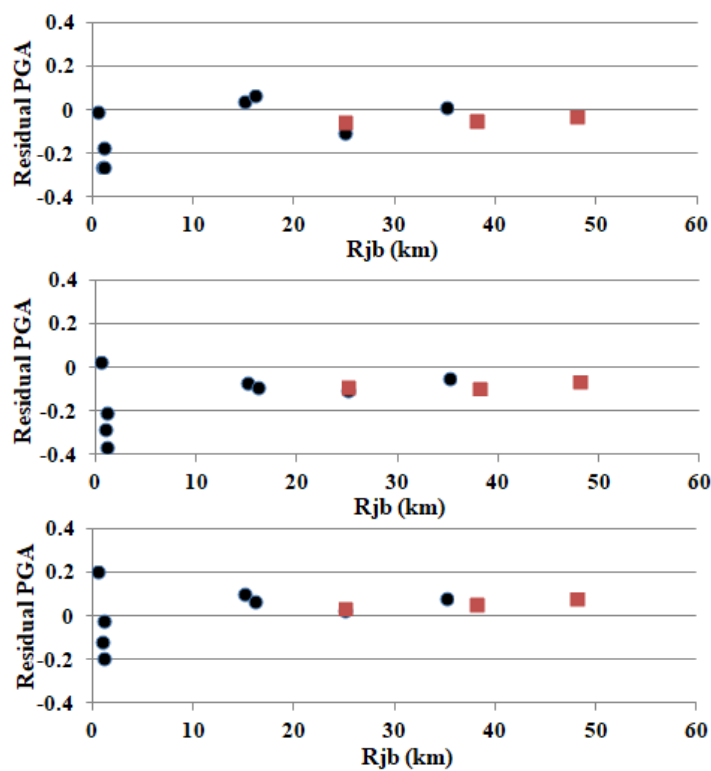


Figure 9. Residual of ground motion parameters from simulated and recorded ground motions (black circle and red square, respectively) relative to predictions of a) BA08 b) CY08 c) CB08 GMPEs

4. Development of Fragility Curve

Fragility curves is the key parameters for the seismic risk assessment to evaluate the probability of structural damage under the hazard. The fragility curves can be mainly classified into two types, empirical fragility curves and analytical fragility curves. The empirical fragility curves are developed from the observed damage data. The analytical fragility curves are developed from the analysis results that are carried out the uncertainties in the model. In this study, fragility curves are empirical fragility curves and represented as a function of seismic hazard, PGA and MMI, although there are other seismic hazards such as PGV. PGA is a primary parameter to analyse the building in seismic field that is most commonly used in engineering applications and building design codes and is commonly plotted on the seismic hazard map. MMI is a seismic

intensity scale used for measuring the intensity of an earthquake. Fragility curves can be expressed under the lognormal function, $F(a)$ as Eq.(2) in form of median and lognormal standard deviation. Two methods are widely used to evaluate these parameters, which are least-square method and maximum likelihood method. The least-square is appropriate for linear algebra (Suppasiri et al., 2011; Suppasiri et al., 2018). The variation of structural failure data agrees well with the lognormal distribution (Porter et al., 2007). Therefore, the empirical seismic fragility curves were developed by using the maximum likelihood method (Saxena et al., 2000; Shinozuka et al., 2001; Kim and Shinozuka, 2004; Foytong and Ruangrassamee, 2016). The likelihood function can be written as Eq.(3)

$$F(a) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{a}{\alpha}\right)}{\beta} \right] \quad (2)$$

$$M = \prod_{k=1}^N [F(a_k)]^{y_k} [1 - F(a_k)]^{1-y_k} \quad (3)$$

where

a_k = the seismic hazard of the k-th damaged building
 y_k = the variable equal to 1 when the building suffered the specific damage level and equal to 0 when the building not suffered the specific damage level under the seismic hazard equal to a_k

$\Phi(\cdot)$ = the standardized normal distribution function

N = the total number of buildings

α, β = median and lognormal standard deviation of seismic hazard

The parameters α and β were computed in order to maximize $\ln(M)$ by differentiating $\ln(M)$ with respect to α and β equating to zero as Eq.(4). α and β were solved numerically using a standard optimization algorithm. The algorithm started from separating data, depending on whether or not the building sustains a specific damage level. Then, the variable y_k and seismic hazard were computed. The variable

y_k was equal to 1 when the building suffered the specific damage level and was equal to 0 when the building not suffered the specific damage level under the seismic hazard equal to a_k . These values were substituted into the likelihood function in Eq.(2) and then two parameters α and β were obtained by a standard optimization algorithm. Finally, the variable y_k , seismic hazard and two parameters were used to plot the fragility curve.

$$\frac{d \ln M}{d \alpha} = \frac{d \ln M}{d \beta} = 0 \tag{4}$$

Consequently, the seismic parameters of fragility curves for residential building damaged in Mae Lao 2014 earthquake event are summarized in Table 5. For engineering structure, to avoid the intersection of the fragility curves developed base on CY08 and CB08 GMPE between the green class damage level and the yellow class damage level, the lognormal standard deviation of the green class damage level is constrained to be equal to the lognormal standard deviation of the yellow class damage level (Shinozuka et al., 2001). The fragility models developed base on BA08, CY08 and CB08 GMPEs for three damage levels: green for light damage, yellow for moderate damage, and red for heavy damage are shown in Fig. 10-12, respectively. The scatter points represent the average observed damage data with a PGA 4.0g interval for all class damage levels are also plotted in the fragility models..

Table 5. Parameter of fragility curves of each residential structural type for all damage classes with respect to PGA from BA08, CY08 and CB08 GMPEs

Structural type	Ground Motion Model	Median-PGA (g) and Logstandard Deviation (Beta)					
		Red class		Yellow class		Green class	
		α	β	α	β	α	β
All building type	BA08	1.961	0.942	0.570	0.585	0.346	0.479
	CY08	1.611	0.777	0.540	0.418	0.392	0.402
	CB08	0.930	0.698	0.349	0.377	0.260	0.359
Engineered structure	BA08	2.460	0.954	0.781	0.667	0.604	0.896
	CY08	1.887	0.773	0.589	0.383	0.445	0.383
	CB08	1.062	0.691	0.370	0.333	0.290	0.333
Non-Engineered structure	BA08	1.854	0.958	0.511	0.563	0.306	0.378
	CY08	1.539	0.791	0.513	0.429	0.356	0.331
	CB08	0.896	0.713	0.334	0.390	0.240	0.299

The GMPEs results in different estimates of fragility when related to the damaged building dataset. Generally, the probability of damage was confined between 0.20g and 0.47g PGA and MMI between VI and VIII, leaving the upper and lower tails of fragility less constrained by observed damaged data. The steeper fragility models for unclassified building type developed by CB08 for the heavy, moderate, and light damage could be observed in Fig. 12 largely due to the low estimating shaking intensities and showing high probabilities of severe damage at moderate ground shaking (0.20-0.40g PGA). In contrast, for unclassified building type developed by BA08 and CY08 models, these fragility models produced less conservative fragility function as compared to CB08 model. For example, at 0.40g PGA, both models developed by BA08 and CY08 equations predicting 4 and 3 percentage of structures sustained heavy damage while model developed by CB08 GMPE estimate red class damage level around 11 percentage.

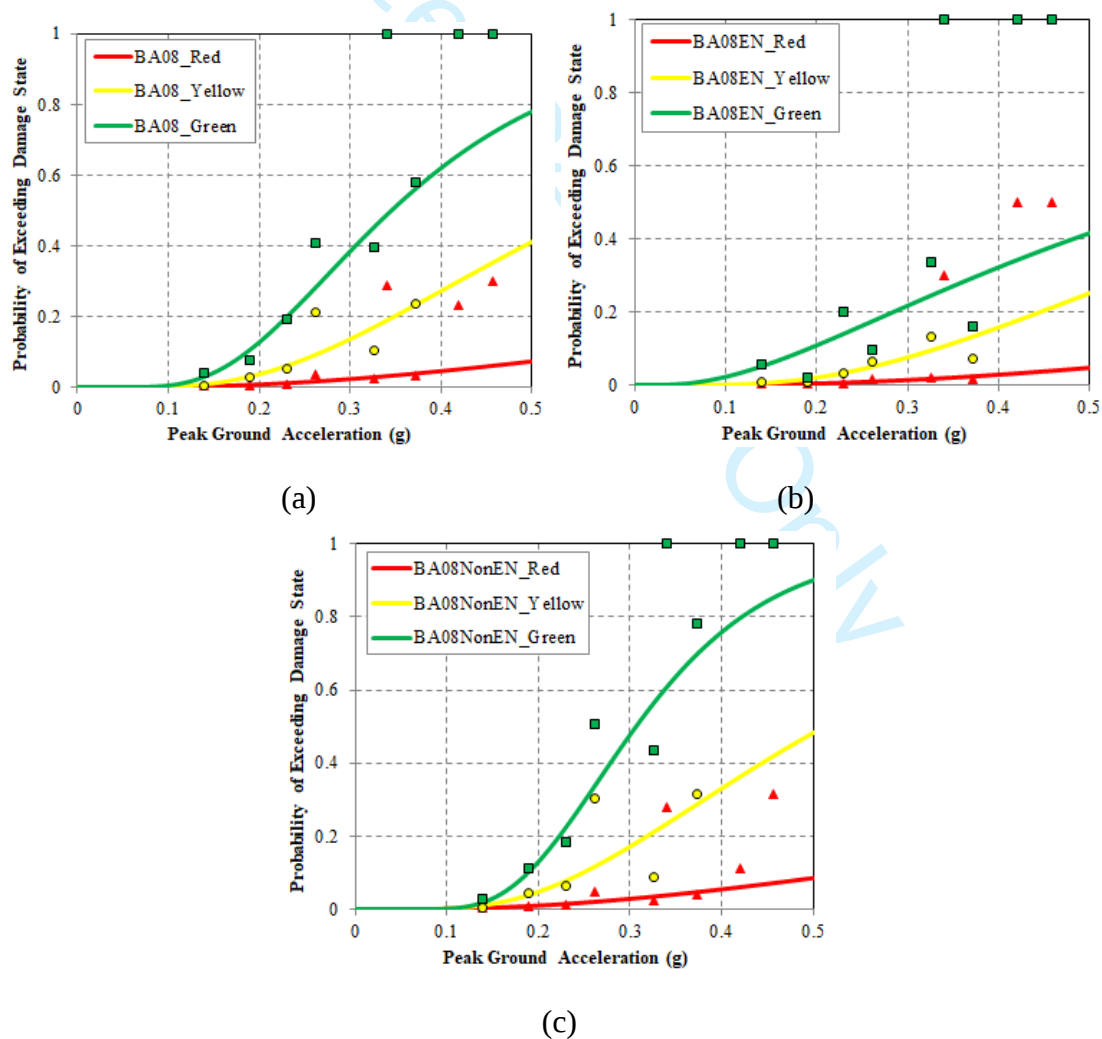


Figure 10. Empirical seismic fragility curves of damage building based on BA08 model.

Furthermore, due to different seismic performance between engineered and non-engineered structures as previously mentioned, fragility functions developed by non-engineered building database resulted in steeper fragility curves compared to those developed by engineered building data set for all considered GMPEs, Fig. 10-12. This is consistent to observed damaged following post-seismic survey by different studies (Ornthammarath and Warnitchai, 2016; Lukkunaprasit et al., 2016). In addition, both unclassified and non-engineered structure fragility functions seem to be very similar which might be due to the fact that non-engineered structure is dominated in current building database, around 60 percentages. The results show that engineered building has better seismic performance in comparison with non-engineered buildings. For the case of heavy damage level, at 0.4g PGA, non-engineered buildings models developed by BA08, CY08, and CB08 GMPEs predicting 5, 4 and 13 percentages, respectively. However, engineered buildings models developed by BA08, CY08, and CB08 GMPEs predicting 3, 2 and 8 percentages, respectively.

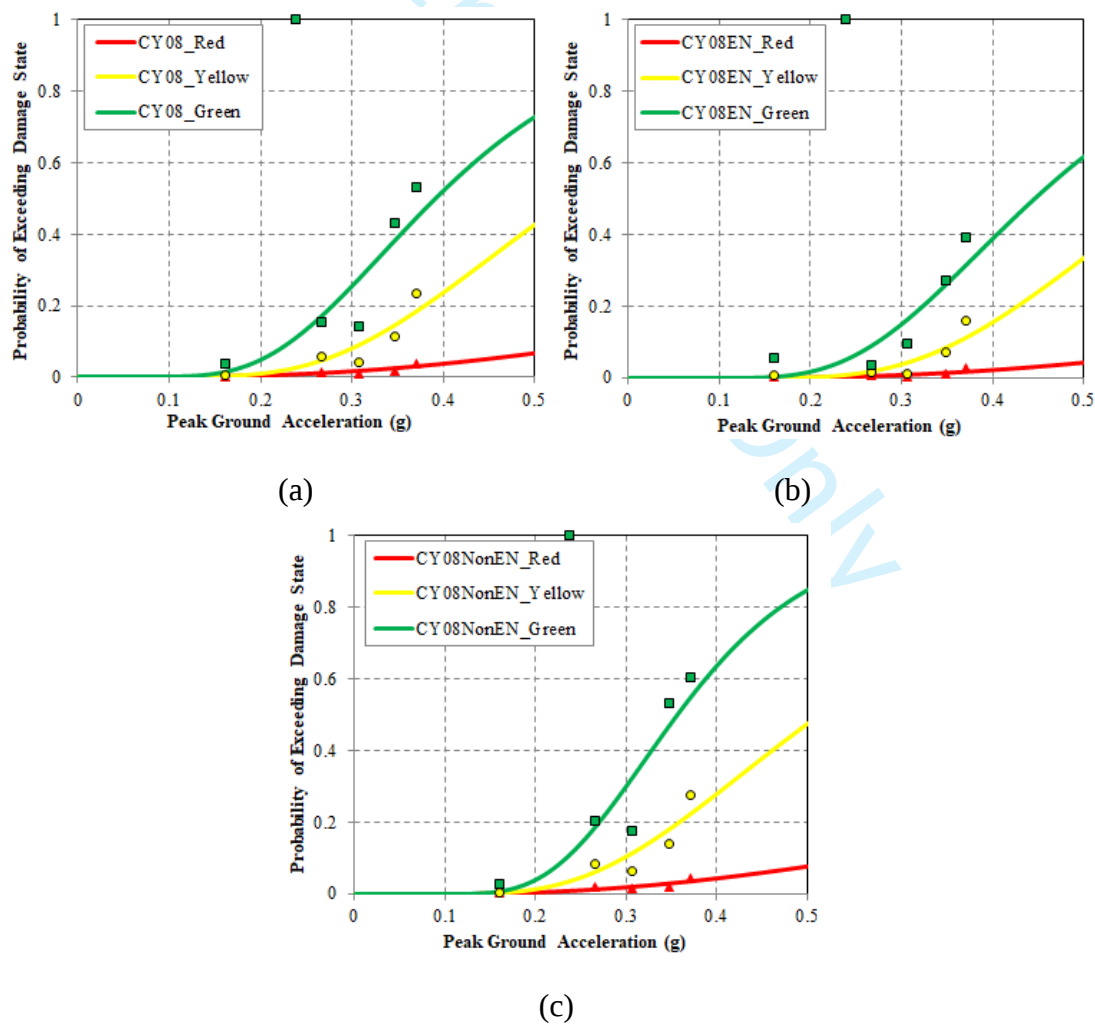


Figure 11. Empirical seismic fragility curves of damage building based on CY08 model.

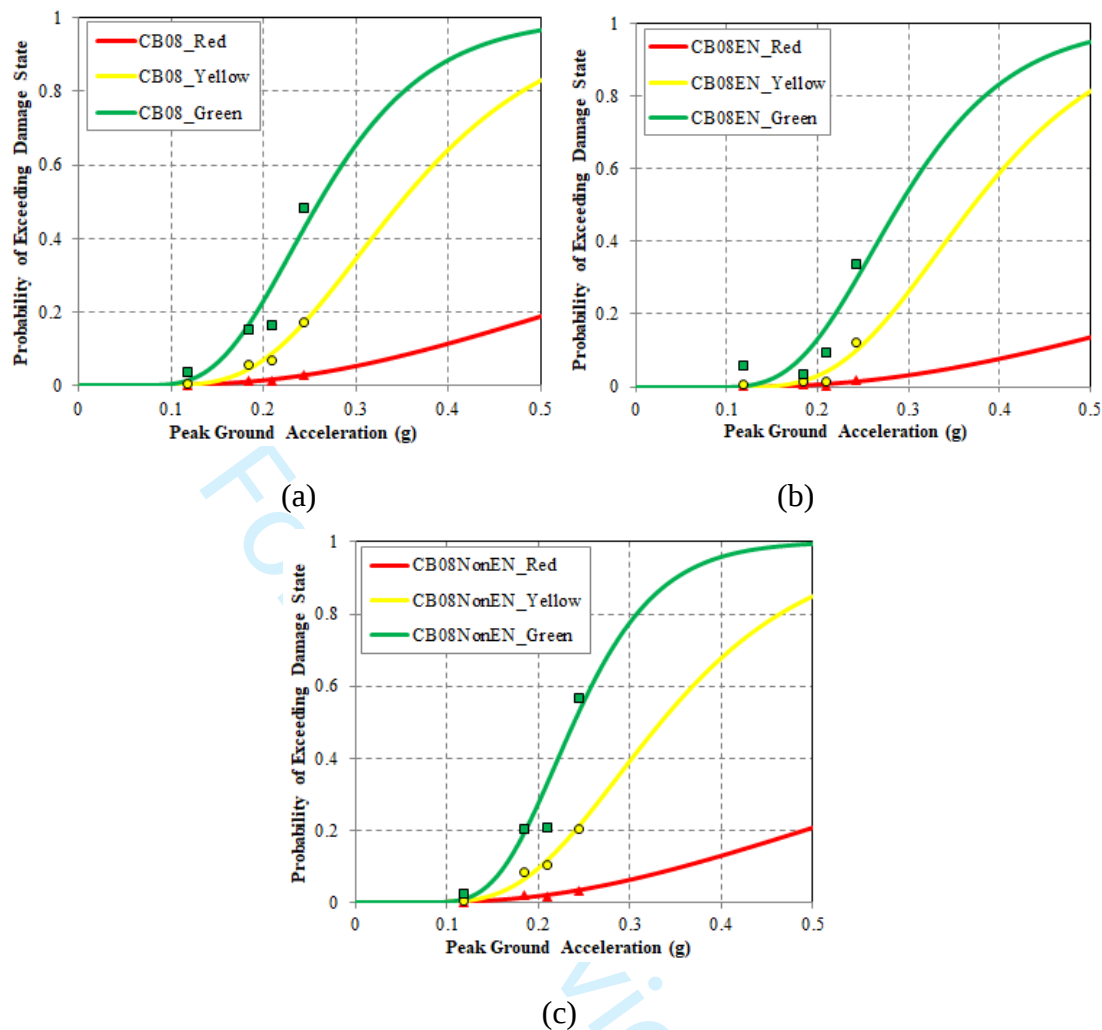


Figure 12. Empirical seismic fragility curves of damage building based on CB08 model.

Further comparison among fragility curves obtained as described above with fragility curves obtained in other previous studies in terms of PGA for similar building types and region are adopted in this study. Hsieh et al. (2013) derived fragility curves for low-rise reinforced concrete building in Taiwan following 1999 Chi Chi earthquake as a function of PGA. The fragility curves for early code in Taiwan (construction date before 1982) at intermediate damage and collapse levels were considered since poorly seismic controlled structures were prevalent. Moreover, Yamaguchi and Yamazaki (2000) analysed building damage data after the 1995 Kobe earthquake and proposed seismic fragility curve for reinforced concrete structures at heavy and Heavy & Moderate damage levels taking into account the revision of seismic design code of the buildings constructed before 1971. Based on findings from this study, engineered building model developed by BA08 have been chosen as a recommend curve to validate structural performance among other past studies.

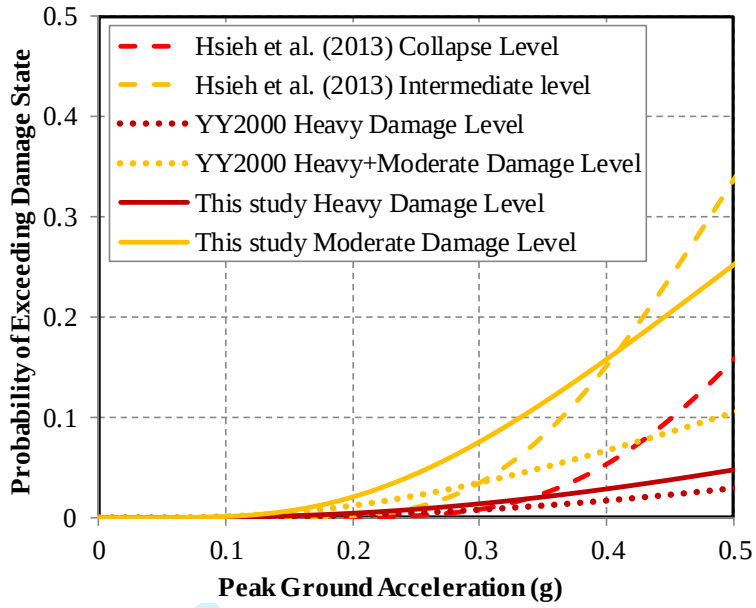


Figure 13. Comparison of engineered fragility curves developed by BA08 with those reinforced concrete (RC) for one- to three-story reported by Hsieh et al. (2013) before 1982 and those RC for pre-1971 seismic design code in Japan obtained by Yamaguchi and Yamazaki (2000).

Fig. 13 shows a comparison among the selected RC fragility curves in Thailand, Taiwan, and Japan as a function of PGA. For collapse or heavy damage level, the comparison suggests that the fragility curves for engineered buildings in Thailand are similar to those pre-code RC buildings in Taiwan and Japan. Nevertheless, at heavy ground shaking ($PGA > 0.40g$), the damage ratio for Taiwan is relatively higher than that of Thailand and Japan. For moderate damage level, at heavy ground shaking ($PGA > 0.40g$), similar trend could still be observed, and the damage ratio for Thai engineered structures are more vulnerable than those pre-1971 RC structures in Japan, which might due to the presence of seismic vulnerability in these structures (e.g. short column, soft story, heavy hanging wall, etc.). In addition, unreinforced brick masonry wall is extensively used for most engineered buildings in Thailand. These nonstructural walls formed compression struts and induced forces in adjacent columns near joints. This led to shear failure of tied columns. The main findings of this study and their applicability are summarized as below.

- At slightly damaging ground shaking ($PGA < 0.20g$), the results show a better resistant performance of Thai building stocks for all simulation results.
- Slight damage and moderate damage level (Green and Yellow) could be clearly observed at moderate ground shaking between PGA $0.20g$ and $0.40g$ for both

engineered and non-engineered structures which might due to the presence of seismic vulnerabilities due to lacking of earthquake awareness.

- Fragility function developed from CB08 indicates poor performance of Thai residential buildings comparing to that developed from BA08 and CY08 this is due to the fact that lower estimated ground motion level for CB08 model comparing to BA08 and CY08 models.

- At relatively high ground shaking level ($PGA = 0.40g$), non-engineered structures were found to have poor seismic performance than that of engineered structures at heavy damage level (Red). The damage ration for non-engineered structures is about two times higher than engineered buildings for all simulated ground motion. This ratio seems to correlate well with observed damage.

- Lastly, compared to other previous studies, the developed fragility curve for engineered structure at heavy damage level in this study are quite similar to pre-1971 RC structures in Japan.

5. Conclusions

All in all, the 5 May 2014 Mw 6.1 Mae Lao earthquake gives many lessons to Thai engineering community. Available seismological information, instrumental data, and observed damage were summarized in this paper. By using compiled earthquake-induced damaged database initially provided by DPT for the 2014 Mae Lao earthquake, this study further clarified different building types located within epicentral region based on structural characteristic. In addition, due to no recorded ground motion within epicentral region, an earthquake source model with different simulated ground motion has been investigating in order to assessing its effects as inputs to seismic fragility models. The statistical parameters that were derived and used to construct the seismic fragility curve in this study are summarized in Table 5.

Comparison of difference between engineered- and non-engineered structures reveal that the damage ratio for non-engineered structures is about two times higher than engineered buildings for all simulated ground motion. This ratio seems to correlate well with observed damage. Until now, non-engineered building is not mandatory for seismic design in current Thai building code. Lack of earthquake awareness and knowledge has led to the inevitable conclusion that high casualties could be expected for people living in this type of structures, which has been widely used in this region.

1
2
3 1 Lastly, comparison between engineered structure in this study and pre-1971 RC
4 2 buildings in Japan show that at heavy damage level similar seismic performance could
5 3 be observed.
6
7
8
9

10 4 **Acknowledgement**

11
12 5 The authors would like to extend their gratitude to local authorities for their support during the
13 6 field survey. The first author is supported by the Thailand Research Fund and Office of the
14 7 Higher Education Commission under contract No. MRG6080179 and department of Civil
15 8 Engineering, faculty of Engineering, Khon Kaen university. The second author is supported by
16 9 the National Research council of Thailand.
17
18
19
20
21
22
23

24 11 **References**

25
26 12 Allen, T. I. and Wald, D. J.: On the use of high-resolution topographic data as a proxy
27 13 for seismic site conditions (Vs30), Bulletin of the Seismological Society of
28 14 America, 99, no. 2A, 935-943, 2009.
29
30 15 Baker, J. W.: Correlation of ground motion intensity parameters used for predicting
31 16 structural and geotechnical response. Tenth International Conference on
32 17 Applications of Statics and Probability in Civil Engineering pp. 1–8, 2007.
33
34 18 Boore, D. M. and Atkinson, G.M.: Ground-motion prediction equations for the average
35 19 horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods
36 20 between 0.01 s and 10.0 s, Earthquake Spectra 24, 99–138, 2008.
37
38 21 Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y.: NGA ground motion model for the geometric
39 22 mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic
40 23 response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s,” Earthquake Spectra,
41 24 Vol. 24 (1), p. 139–171, 2008.
42
43 25 Chiou, B. and Youngs, R. R.: An NGA model for the average horizontal component of
44 26 peak ground motion and response spectra,” Earthquake Spectra, Vol. 24(1),
45 27 p.173-215, 2008.
46
47 28 Foytong, P. and Ruangrassamee, A.: Fragility curves of reinforced-concrete buildings
48 29 damaged by the 2004 tsunami,” KKKU ENGINEERING JOURNAL, Vol. 43(S3),
49 30 pp. 419-423, 2016.
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60

- 1 Hancilar, U., Taucer, T. and Corbane, C.: Empirical Fragility Functions based on
- 2 Remote Sensing and Field Data after the 12 January 2010 Haiti Earthquake.
- 3 Earthquake Spectra: November 2013, Vol. 29, No. 4, pp. 1275-1310. 2013.
- 4 Hsieh, M. H., Lee, B. J., Lei T. C. and Lin J. Y.: Development of medium-and low-rise
- 5 reinforced concrete building fragility curves based on Chi-Chi Earthquake data.
- 6 Nat Hazards 69(1):695–728, 2013.
- 7 Jayaram, N. and Baker, J. W.: Efficient sampling and data reduction techniques for
- 8 probabilistic seismic lifeline risk assessment,” Earthquake Engineering and
- 9 Structural Dynamics, Vol. 39, p. 1109-1131, 2009.
- 10 Kim, S. H. and Shinozuka, M.: Development of fragility curves of bridges retrofitted by
- 11 column jacketing, Probabilistic Engineering Mechanics, Volume 19, pp. 105-
- 12 112, 2004.
- 13 Lukkunaprasit, P., Ruangrassamee, A., Boonyatee, T., Chintanapakdee, C., Jankaew, K.,
- 14 Thanasisathit, N. and Chandrangsui, T.: Performance of Structures in the Mw 6.1
- 15 Mae Lao Earthquake in Thailand on May 5, 2014 and Implications for Future
- 16 Construction, Journal of Earthquake Engineering, 20:2, 219-242, 2016. DOI:
- 17 10.1080/13632469.2015.1051636
- 18 Mase, L. Z., Likitlersuang, S., Tobita, T., Chaiprakaikeow, S. and Soralump, S.: Local
- 19 Site Investigation of Liquefied Soils Caused by Earthquake in Northern
- 20 Thailand, Journal of Earthquake Engineering, 2018 DOI:
- 21 10.1080/13632469.2018.1469441
- 22 Naguit, M., Cummins, P., Edwards, M., Ghasemi, H., Bautista, B., Ryu, H. and Haynes,
- 23 M.: From Source to Building Fragility: Post-event Assessment of the 2013 M7.1
- 24 Bohol Philippines Earthquake. Earthquake Spectra In-Press. 2017.
- 25 Ornthammarath, T.: A note on the strong ground motion recorded during the Mw 6.8
- 26 earthquake in Myanmar on 24 March 2011, Bull. Earthq. Eng, 11, 241-254,
- 27 2013.
- 28 Ornthammarath, T. and Warnitchai. P.: 5 May 2014 M_w 6.1 Mae Lao (Northern
- 29 Thailand) earthquake: Interpretations of recorded ground motion and structural
- 30 damage,” Earthquake Spectra, Vol. 32, No. 2, p. 1209-1238, 2016.
- 31 Pagani, M., Monelli, D., Weatherill, G., Danciu, L., Crowley, H., Silva, V., Henshaw,
- 32 P., Butler, L., Nastasi, M., Panzeri, L., Simionato, M. and Vigano, D.:
- 33 OpenQuake Engine: An Open Hazard (and Risk) Software for the Global
- 34 Earthquake Model. Seismological Research Letters 85, 692–702, 2014.

- 1 Pananont, P., Herman, M. W., Pornsopin, P., Furlong, K.P., Habangkaem, S.,
- 2 Waldhauser, F., Wongwai, W., Limpisawad, S., Warnitchai, P., Kosuwan, S.
- 3 and Wechbunthung, B.: Seismotectonics of the 2014 Chiang Rai, Thailand,
- 4 earthquake sequence, *J. Geophys. Res. Solid Earth*, 122, 6367–6388, 2017.
- 5 doi:10.1002/2017JB014085.
- 6 Pinho, R.: GEM: a Participatory Framework for Open, State-of-the-Art Models and
- 7 Tools for Earthquake Risk Assessment. In 15th World Conference on
- 8 Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal, 2012.
- 9 Poovarodom, N. and Jirasakjamroonsri, A.: Effects of local site characteristics on
- 10 ground shakings in the affected areas after 5 May 2014 earthquake, *Research*
- 11 *and Development Journal*, Vol. 25(4), 2014.
- 12 Porter, K., Kennedy, R. and Bachman, R.: Creating fragility functions for performance-
- 13 based earthquake engineering, *Earthquake Spectra*, Vol. 23: p.471-489, 2007.
- 14 Saxena, V., Deodatis, G., Shinozuka, M. and Feng, M. Q.: Development of fragility
- 15 curves for multi-span reinforced concrete bridges, Department of Civil and
- 16 Environmental Engineering, Princeton University, Princeton, pp. 1-7, 2000.
- 17 Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H., Uzawa, T. and Ueda, T.: Statistical analysis of
- 18 fragility curves, Technical report MCEER, Department of Civil and
- 19 Environmental Engineering, University of Southern California, Los Angeles,
- 20 California, 2001.
- 21 Silva, V., Crowley, H., Pagani, M., Monelli, D. and Pinho, R.: Development of the
- 22 OpenQuake engine, the Global Earthquake Model's open-source software for
- 23 seismic risk assessment. *Natural Hazards* 72, 1409–1427, 2014.
- 24 doi:10.1007/s11069-013-0618-x.
- 25 Suppasri, A., Fukui, K., Yamashita, K., Leelawat, N., Ohira, H. and Imamura F.: *Nat.*
- 26 *Hazards Earth Syst. Sci.*, 18, 145-155, 2018. [https://doi.org/10.5194/nhess-18-](https://doi.org/10.5194/nhess-18-145-2018)
- 27 [145-2018](https://doi.org/10.5194/nhess-18-145-2018).
- 28 Suppasri, A., Koshimura, S. and Imamura, F.: Developing tsunami fragility curves
- 29 based on the satellite remote sensing and the numerical modeling of the 2004
- 30 Indian Ocean tsunami in Thailand. *Nat Hazards Earth Syst Sci* 11:173–189,
- 31 2011.
- 32 Thitimakorn, T. and Channoo, S.: Shear wave velocity of soils and NEHRP site
- 33 classification map of Chiangrai City, Northern Thailand, *Electronic Journal of*
- 34 *Geotechnical Engineering*, Vol. 17, Bundle U, p. 2891-2904, 2012.

- 1 Wells, D. L. and Coppersmith, K. J.: New empirical relationships among magnitude,
2 rupture length, rupture width, and surface displacements, Bulletin of the
3 Seismological Society of America 84, 974–1002, 1994.
- 4 Worden C. B., Gerstenberger M. C., Rhoades D. A. and Wald D. J.: Probabilistic
5 relationships between groundmotion parameters and modified mercalli intensity
6 in California. Bull Seismol Soc Am 102(1):204–221, 2012.
- 7 Yamaguchi N. and Yamazaki F.: Fragility curves for buildings in Japan based on damage
8 surveys after the 1995 Kobe earthquake. , Proceedings of the 12th World
9 Conference on Earthquake Engineering. Paper id 2451. 8 pp., 2000.