



ผลของแบบจำลองผนังอิฐก่อดูดผลตอบสนองแบบอินีลาสติกของอาคาร

EFFECTS OF INFILL WALL MODEL ON THE INELASTIC RESPONSES OF A BUILDING

ชญญะรัตน์ ดุลยธรรมพงศ์<sup>1</sup>, ภัคพงษ์ ลิขิตสุวรรณ<sup>2</sup>, ณัฐพล มากเทพพงษ์<sup>3</sup> และนคร ภู่วโรดม<sup>4\*</sup>

<sup>1,2</sup>นักศึกษาระดับปริญญาโท, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

<sup>3</sup>นักศึกษาระดับปริญญาเอก, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

<sup>4\*</sup> ศาสตราจารย์, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

\*Corresponding author, E-Mail: pnakhorn@engr.tu.ac.th

บทคัดย่อ

การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เป็นวิธีการวิเคราะห์ที่มีความแม่นยำในการทำนายพฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งการใช้งานส่วนใหญ่มีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์หาผลตอบสนองช่วงพฤติกรรมอินีลาสติกชิ้นส่วนโครงสร้าง เช่น เสา คาน หรือผนัง โครงสร้าง แต่ผนังอิฐก่อดูดซึ่งเป็นส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้างมักถูกจำลองในโครงสร้างด้วยค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า โดยใช้แบบจำลองของชิ้นส่วนแบบเส้นเพื่อลดความซับซ้อนในการวิเคราะห์ อย่างไรก็ตาม ค่าสติเฟนส์ด้านข้างของอาคารจากค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่านี้มีค่าน้อยกว่าพฤติกรรมจากผนังจริงที่เป็นแผ่นอย่างมาก ซึ่งทำให้แบบจำลองอาคารมีความอ่อนเกินไป ส่งผลให้ค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าสูงกว่าค่าจริงและทำให้ผลการวิเคราะห์ผลตอบสนองแบบอินีลาสติกคลาดเคลื่อนได้ งานวิจัยนี้ดำเนินการศึกษาผลกระทบของการสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อดูดผลตอบสนองแบบอินีลาสติกของอาคารภายใต้การสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว โดยอาคารตัวอย่างเป็นอาคาร โครงสร้างคานคอดคองเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ใช้แบบจำลองแบบรวมมวล 2 มิติและแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ โดยผนังอิฐก่อดูดใช้แบบจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าถูกนำมาใช้เพื่อปรับค่าคาบธรรมชาติของแบบจำลองอาคารให้ตรงกับผลการตรวจวัดการสั่นสะเทือนในสภาพแวดล้อมของอาคารจริง และทำการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอาคารภายใต้ระดับความรุนแรงต่าง ๆ โดยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา เพื่อศึกษาผลกระทบการสร้างแบบจำลองต่อความแตกต่างของผลการตอบสนองจากการวิเคราะห์

คำสำคัญ: แผ่นดินไหว; การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา; คาบธรรมชาติ; ผนังอิฐก่อดูด

ABSTRACT

Nonlinear Response History Analysis (NLRHA) has been considered as an accurate technique to predict the behavior of buildings subjected to seismic forces. In most applications, the objectives of the analysis are to determine the inelastic responses of the structural members such as columns, beams or structural wall. In general, an infill wall which is a nonstructural component is modeled by an equivalent strut using a line element in order to simplify the analysis. However, the contribution of the strut to the lateral stiffness of the building is much less than the plate action from the actual wall. This effect results in a model that is too

Tanyarat Dulyatampong<sup>1</sup>, Pakkpong Likhitsuwan<sup>2</sup>, Nuttaphon Magteppong<sup>3</sup> and Nakorn Poovarodom<sup>4\*</sup>

<sup>1,2</sup> Master Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Thammasat University, Thailand.

<sup>3</sup> PhD Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Thammasat University, Thailand.

<sup>4</sup> Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Thammasat University, Thailand.

flexible, with a higher natural period than the actual building, leading to incorrect inelastic responses. This research examines the effects of modelling of infill walls on the inelastic responses of a building during earthquake. The example building is a 5-story, reinforced concrete moment-resisting frame structure. The 2D lump mass model and the 3D finite element model were investigated. The infill wall was modeled by an equivalent strut. The modulus of elasticity of the strut was used to adjust the elastic natural periods of the building to match the results of ambient vibration test of the building. The responses of the building under different levels of ground motions were analyzed using NLRHA. The effects of infill wall models on the discrepancies of the predicted responses are discussed.

**KEYWORDS:** Earthquake; Nonlinear Response History Analysis; Natural period; Infill wall

## 1. บทนำ

การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยวิธีประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) โดยทั่วไปแล้วเป็นวิธีที่สามารถอธิบายพฤติกรรมเชิงพลศาสตร์ของผลตอบสนองของโครงสร้างได้อย่างถูกต้องและให้ผลที่มีความแม่นยำสูงสุด การใช้วิธี NLRHA มีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์หาผลตอบสนองช่วงพฤติกรรมอินอีลาสติกของชิ้นส่วน โครงสร้างที่ใช้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว เช่น เสา คาน หรือผนังโครงสร้าง โดยทำการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนเหล่านั้นให้ถูกต้อง แต่องค์ประกอบอื่นของโครงสร้างที่ไม่ใช่พิจารณากำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหว เช่น ผนัง (Infill wall) มักถูกจำลองด้วยแบบจำลองอย่างง่ายเพื่อลดความซับซ้อนของการคำนวณ เช่น แบบจำลองผนังอิฐก่อมักถูกจำลองให้เป็นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent strut) ที่เป็นชิ้นส่วนเส้นตรงตามแนวทแยงมุมของแผ่นผนัง คุณสมบัติของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าอาจกำหนดจากค่าที่ได้จากการทดสอบ ซึ่งเป็นสภาพที่มีการเปลี่ยนรูปของโครงสร้างสูงมากจนเกิดการวิบัติ อย่างไรก็ตาม พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวเริ่มจากการสั่นไหวในระดับต่ำ ที่ชิ้นส่วนต่าง ๆ มีคุณสมบัติที่อาจแตกต่างกันไปจากสภาพเกือบถึงจุดวิบัติอย่างมาก ผลของการสร้างแบบจำลองดังกล่าวทำให้ค่าสติเฟนสตันข้างของอาคารจากค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่านี้มีค่าน้อยกว่าพฤติกรรมจากผนังจริงอย่างมากเมื่อโครงสร้างเริ่มเกิดการตอบสนองต่อแผ่นดินไหว ซึ่งทำให้แบบจำลองอาคารมีความอ่อนเกินไป ส่งผลให้ค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าสูงกว่าค่าจริงและทำให้ผลการวิเคราะห์ผลตอบสนองคลาดเคลื่อนได้ โดยเฉพาะสภาพก่อนการวิบัติของผนัง งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลกระทบของการสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อต่อคาบการสั่นของอาคารและผลต่อแรงที่เกิดขึ้นในองศาอาคารภายใต้สั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว อาคารตัวอย่างเป็นอาคาร โครงสร้างแรงค้ำคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น โดยสร้างแบบจำลอง 2 ประเภท คือ (1) แบบจำลองแบบรวมมวล 2 มิติ ที่มี 5 Degree-of-Freedom และ (2) แบบจำลอง 3 มิติของอาคารเดียวกัน กำหนดให้ชิ้นส่วน โครงสร้าง เสา คาน ถูกจำลองให้มีพฤติกรรมอีลาสติก และผนังจำลองด้วยค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าเส้นตรงและมีพฤติกรรมอินอีลาสติก โดยกำหนดใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของผนัง 2 กรณี คือ ค่าที่ได้จากการทดสอบจากงานวิจัยในอดีต และค่าที่ปรับแก้ให้แบบจำลองมีคาบธรรมชาติหรือความถี่ธรรมชาติตรงกับผลการตรวจวัดอาคารจริง และใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีคาบการสั่นหลักใกล้เคียงกับค่าคาบธรรมชาติของแต่ละแบบจำลอง

## 2. วิธีการดำเนินการศึกษา

### 2.1 แบบจำลองโครงสร้าง

การศึกษานี้จำลองโครงสร้างเสาและคานให้มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกเพื่อความสนใจผลจากผนังอิฐก่อ ซึ่งมักเป็นส่วนที่อ่อนแอที่สุดเมื่อเทียบกับโครงสร้างหลัก แต่เนื่องจากการที่ผนังมีปริมาณมากจึงมักส่งผลต่อสติเฟนสตันข้างของอาคาร และ

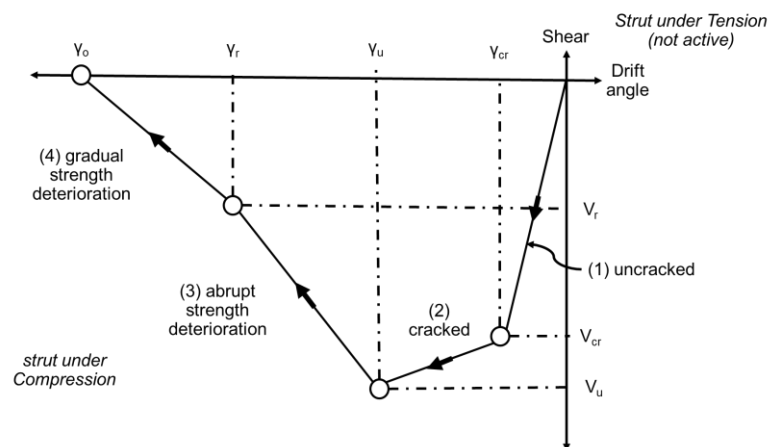
หากเกิดการวิบัติอาจทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงต่อคาบการสั่นและผลตอบสนองของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ การสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่ออ้างอิงจากความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นในผนังก่ออิฐและระยะเคลื่อนที่ทางด้านข้างสัมพันธ์ในห้วงปฏิบัติการที่พบว่าพฤติกรรมของผนังก่ออิฐมีหลายสภาวะประกอบด้วย ไม่มีความเสียหาย เกิดการแตกร้าว สูญเสียกำลังรับแรงและพังทลาย [1] ดังแสดงในรูปที่ 1 ในการสร้างแบบจำลองพฤติกรรมของกำแพงหรือผนังอิฐก่อกำหนดเป็นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า ซึ่งมีคุณสมบัติที่กำหนดให้สามารถรับแรงอัดได้อย่างเดียว สามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของผนังอิฐก่อได้ โดยเกิดการครากเมื่อถึงระดับความเครียดเบื้องต้น มีการวิบัติเมื่อถึงระดับที่รอยร้าวเพิ่มมากขึ้นจนคอนกรีตถูกอัดแตก ในงานวิจัยนี้ได้กำหนดขอบเขตให้ผนังอิฐก่อถูกจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าแบบสองทิศทางสำหรับแบบจำลองแบบรวมมวล 2 มิติ (5DOF) และจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าแบบทิศทางเดียวสำหรับแบบจำลอง 3 มิติ (NL-FEM3D) ใช้วิธีตาม FEMA 273 (1997) [2] สำหรับกำหนดความกว้างประสิทธิผลของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Effective Width,  $a$ ) ตามสมการที่ (1)

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \tag{1}$$

เมื่อ  $\lambda_1$  คือ สัมประสิทธิ์สำหรับการหาความกว้างประสิทธิผลของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า คำนวณตามสมการที่ (2)

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

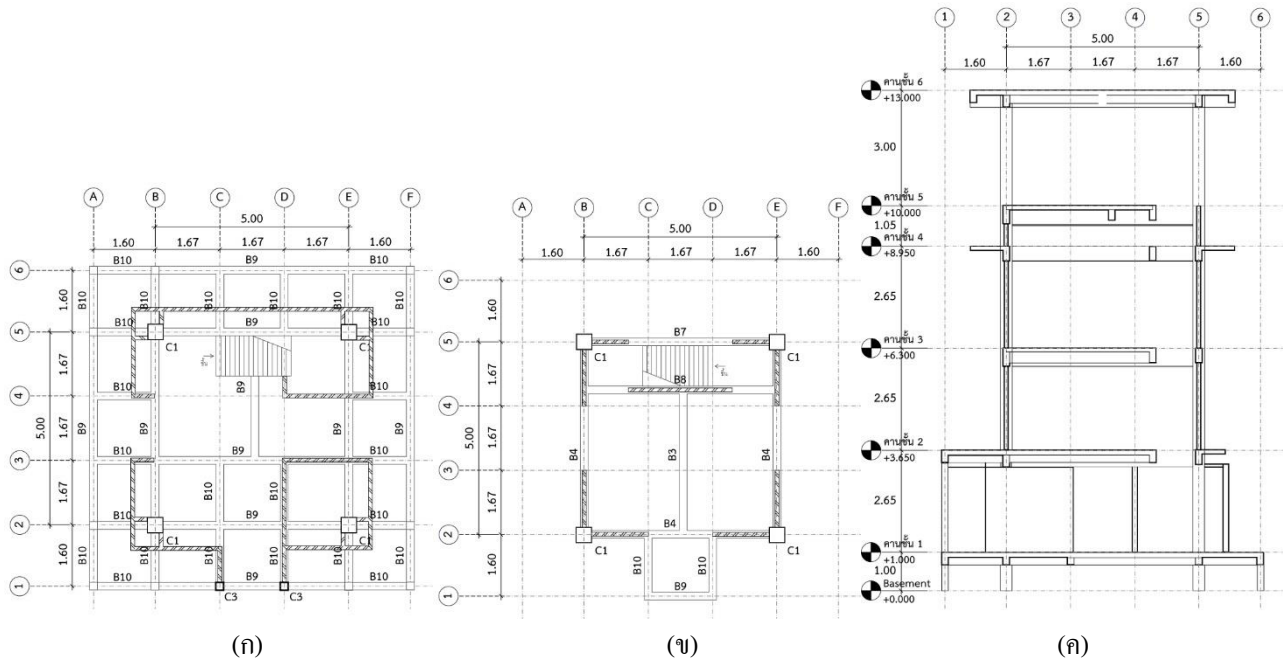
โดยที่  $h_{col}$  คือ ค่าความสูงของเสาจากแนวค้ำยันกลางคานทั้งสองชั้น (มิลลิเมตร),  $h_{inf}$  คือ ค่าความสูงของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร),  $E_{fe}$  คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของโครงสร้าง (เมกะปาสกาล),  $E_{me}$  คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังก่ออิฐ (เมกะปาสกาล),  $I_{col}$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (มิลลิเมตร<sup>4</sup>),  $r_{inf}$  คือ ความยาวทแยงมุมของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร),  $t_{inf}$  คือ ความหนาของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร),  $\theta$  คือ มุมระหว่างความสูงและความยาวของผนังก่ออิฐ (เรเดียน)



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ทางด้านข้างสัมพันธ์ของผนังอิฐก่อ [1]

ตัวอย่างที่ใช้ศึกษาเป็นอาคาร โครงต้านแรงคดคอนกรีตเสริมเหล็ก 5 ชั้นสูง 12 เมตร ตั้งอยู่บริเวณภาคเหนือของประเทศไทย ความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดจริงจากแรงในสภาพแวดล้อม (Ambient Vibration Measurement) ของโหมดที่ 1 สำหรับการโยกตัวในทิศทาง X Y และแนวบิดตัว เท่ากับ 5.07 5.08 และ 8.27 เฮิรตซ์ ตามลำดับ หรือคาบธรรมชาติเท่ากับ 0.20 0.20 และ 0.12

วินาที ตามลำดับ ผนังอิฐก่อฉาบปูนมีความหนารวม 0.10 เมตร ผนังอิฐก่อมีรอบแนวพื้นที่ชั้นต่าง ๆ ยกเว้นช่วงชั้นตอม่อ และชั้นบนสุดที่ไม่ได้พิจารณาเป็นค้ำยันในแบบจำลอง ลักษณะของอาคารแสดงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 อาคารตัวอย่างศึกษา (ก) แปลนชั้นที่ 1 (ข) แปลนชั้นที่ 2 และ (ค) ภาพตัดด้านข้างของอาคาร

### 2.1.1 แบบจำลองแบบรวมมวล 2 มิติ (5 DOF)

แบบจำลองชุดแรกที่ใช้ศึกษาคือ แบบจำลองรวมมวล (Lumped mass model) 2 มิติ จำลองเป็น 5 Degree-of-Freedom กำหนดคุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้าง เสาและคาน ได้แก่ มวลและสติฟเนสของ โครงสร้างจากแบบของอาคาร และกำหนดอัตราส่วนความหน่วงในโหมดที่ 1 ประมาณ 5% ผนังถูกจำลองด้วยค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่แตกต่างกัน โดยแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ แบบจำลอง A ใช้ค่าด้านทานแรงอัดจากงานวิจัยในอดีตด้านการทดสอบผนังอิฐก่อ กำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่น เท่ากับ 25,200 เมกะปาสคาล [3] ซึ่งทำให้คาบธรรมชาติของแบบจำลองสูงกว่าค่าของอาคารจริงด้วยเหตุผลที่ว่าผนังถูกจำลองเป็นเพียงเส้นที่มีพื้นที่เล็กกว่าผนังจริง ความถี่ธรรมชาติโหมดที่ 1 มีค่าเท่ากับ 3.38 วินาที และแบบจำลอง B ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นค่าที่ปรับแก้เพื่อให้คาบธรรมชาติหรือความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองตรงกับคาบธรรมชาติหรือความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดอาคารจริง ซึ่งมีค่าเป็น 5.05 เท่าของค่าที่ใช้ในแบบจำลอง A ความถี่ธรรมชาติโหมดที่ 1 มีค่าเท่ากับ 5.07 วินาที โดยพฤติกรรมอนิลาสติกของค้ำยันเป็นไปตามหัวข้อ 2.2

### 2.1.2 แบบจำลองอาคาร 3 มิติ (NL-FEM3D)

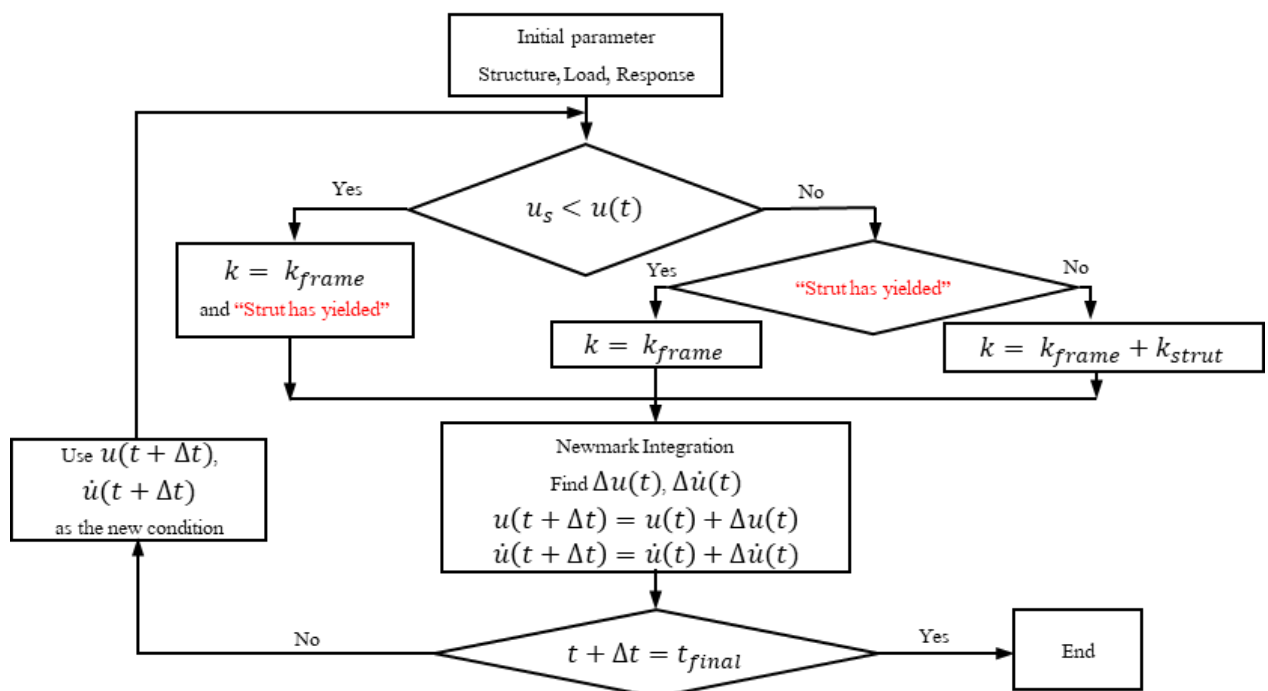
แบบจำลองชุดที่สองคือ แบบจำลอง 3 มิติ ของอาคารตัวอย่างที่ชิ้นส่วน โครงสร้างเสาและคานถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก จำลองผนังด้วยค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า โดยกำหนดพฤติกรรมอนิลาสติกตามกระบวนการคำนวณของโปรแกรม PERFORM3D [4] แบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ แบบจำลอง C ใช้ค่าด้านทานแรงอัดจากงานวิจัยในอดีตด้านการทดสอบผนังอิฐก่อ กำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่น เท่ากับ 4,700 เมกะปาสคาล [3] และมีพฤติกรรมตามข้อแนะนำของค่าเริ่มต้นของโปรแกรม ความถี่ธรรมชาติโหมดที่ 1 มีค่าเท่ากับ 3.38 วินาที และแบบจำลอง D ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นค่าที่ปรับแก้เพื่อให้คาบธรรมชาติหรือความถี่

ธรรมชาติของแบบจำลองตรงกับคาบธรรมชาติหรือความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดอาคารจริง ซึ่งมีค่าเป็น 6.85 เท่าของค่าที่ใช้ในแบบจำลอง C ความถี่ธรรมชาติโหมดที่ 1 มีค่าเท่ากับ 5.07 วินาที

## 2.2 การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA)

การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาเป็นการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์เพื่อหาการตอบสนองที่ทุกขณะเวลาที่เกิดการสั่นไหวของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยแรงพลศาสตร์ การคำนวณผลตอบสนองของการเคลื่อนที่นิยมใช้วิธีการทางตัวเลขแบบทีละขั้น (Step-by-Step Integration) มีหลักการโดยย่อคือเริ่มจากการพิจารณาสมดุลของแรงพลศาสตร์ในระบบที่เวลาเริ่มต้นและหาค่าการเปลี่ยนแปลงของค่าผลตอบสนองของระบบเนื่องจากการที่มีแรงกระทำในช่วงเวลาสั้น ๆ ด้วยหลักการสมดุล ซึ่งค่าการเปลี่ยนแปลงของผลตอบสนองที่ได้ให้นำไปรวมกับค่าที่เวลาเริ่มต้นของช่วงได้เป็นค่าที่ปลายช่วง จากนั้นใช้ค่าสุดท้ายของขั้นก่อนหน้าเป็นค่าเริ่มต้นสำหรับการคำนวณแบบเดียวกันของขั้นถัดไป และทำซ้ำต่อเนื่องจนครบเวลาที่ต้องการวิเคราะห์ [5] โดยในงานศึกษานี้เลือกใช้วิธี Linear Acceleration ของ Newmark Method [6]

สำหรับแบบจำลองแบบรวมมวล 2 มิติ ถูกจำลองให้โครงสร้างสามารถต้านทานแรงด้านข้างด้วยพฤติกรรมการคดเท่านั้น แต่ละชั้นจำลองเป็นก้อนมวลและมีสติเฟนส์ด้านข้างตามแบบของอาคาร ผนังกำแพงจำลองเป็นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่เป็นชิ้นส่วนตามแนวทแยงมุมของแผ่นผนังที่มีคุณสมบัติตาม FEMA 273 การวิเคราะห์พฤติกรรมอินอีลาสติกของแบบจำลองมีลำดับขั้นตอนเงื่อนไขการคำนวณซ้ำ ดังแสดงในรูปที่ 3 โดยจากข้อมูลเริ่มต้นของระบบในแต่ละรอบของการคำนวณมีการตรวจสอบเงื่อนไขของการครากของค้ำยันแนวทแยง โดยเทียบค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น  $u(t)$  หากมีค่ามากกว่าขีดจำกัดของชั้นส่วน  $u_s$  ที่รอบการคำนวณนั้นหรือรอบก่อนหน้าใด ๆ จะถือว่าเกิดการครากของค้ำยันแนวทแยง และไม่คิดกำลังต้านทานแรงด้านข้างเนื่องจากค้ำยันแนวทแยงที่ชั้นนั้น ในทางตรงกันข้าม หากยังไม่เกิดการคราก กำลังต้านทานแรงด้านข้างเป็นผลรวมของกำลังต้านจาก โครงข้อแข็ง ( $k_{frame}$ ) รวมกับค้ำยันแนวทแยง ( $k_{strut}$ )

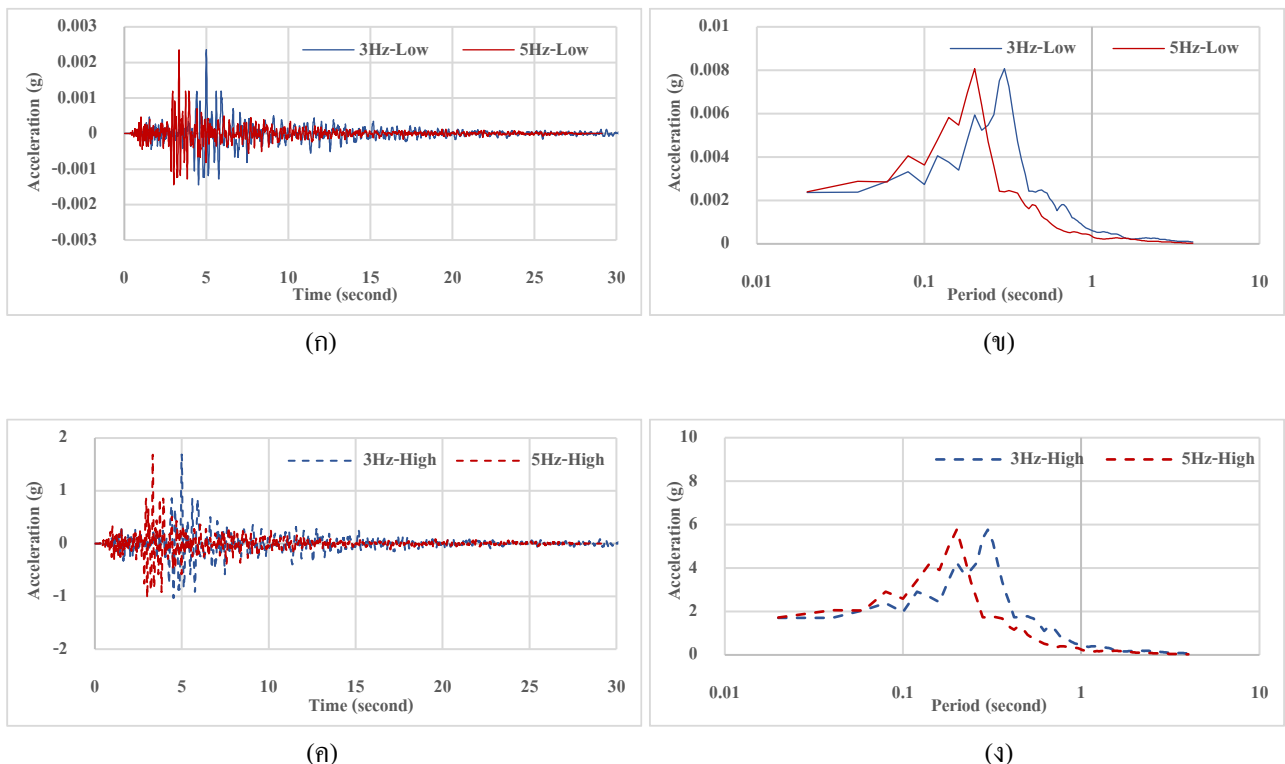


รูปที่ 3 ขั้นตอนการวิเคราะห์พฤติกรรมอินอีลาสติกของแบบจำลองรวมมวล 2 มิติ

ส่วนการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารแบบ 3 มิติ (NL-FEM3D) ใช้โปรแกรม PERFORM3D ซึ่งเป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกจากแบบจำลองวัสดุ โดยพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Force-Deformation Relationship) ของวัสดุนั้น ๆ แบบจำลองพฤติกรรมในลักษณะนี้สามารถจำลองโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเหมือนโครงสร้างจริงมากที่สุดตั้งแต่เริ่มรับแรงไปจนถึงจุดวิบัติของโครงสร้าง [7] โดยโปรแกรมดังกล่าวสามารถวิเคราะห์พฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารได้อย่างถูกต้องและแม่นยำ งานศึกษานี้เลือกใช้วิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นในการวิเคราะห์และประเมินชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งเป็นวิธีการวิเคราะห์ที่ให้ผลประเมินที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด [8]

### 2.3 คลื่นที่ใช้ในการศึกษา

คลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกใช้ในศึกษานี้เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่มีการปรับให้มีระดับความรุนแรงและความถี่หลักตามเป้าหมายของการวิจัย โดยมีระดับความรุนแรง 2 ระดับ คือ ระดับที่ค่าอันแนวทแยงเทียบเท่าไม่วิบัติทำให้ผลตอบสนองเป็นแบบเชิงเส้น (Low) ที่มี PGA เท่ากับ 0.00235 g และระดับที่ค่าอันแนวทแยงเทียบเท่าวิบัติทำให้ผลตอบสนองเป็นแบบอินอีลาสติก (High) ที่มี PGA เท่ากับ 1.68 g นอกจากนี้ได้ทำการปรับให้คลื่นมีความถี่หลักใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างของแบบจำลองที่ไม่พิจารณาค่าสติเฟนเริ่มต้นของโครงสร้างให้เท่ากับค่าที่ได้จากการตรวจวัด (แบบจำลอง A และ C) โดยมีความถี่หลัก 3.39 เฮิร์ตซ์ ยาว 43.68 วินาที เรียกอ้างอิงว่าคลื่น 3Hz-Low และ 3Hz-High และคลื่นอีกชุดถูกปรับให้มีความถี่หลักใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างที่ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ปรับแก้เพื่อให้ได้ค่าคาบธรรมชาติของแบบจำลองที่ใกล้เคียงกับค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดอาคารจริง (แบบจำลอง B และ D) โดยมีความถี่หลัก 5.08 เฮิร์ตซ์ ยาว 29.12 วินาที เรียกอ้างอิงว่าคลื่น 5Hz-Low และ 5Hz-High รูปที่ 4 แสดงลักษณะคลื่นและสเปกตรัมตอบสนอง

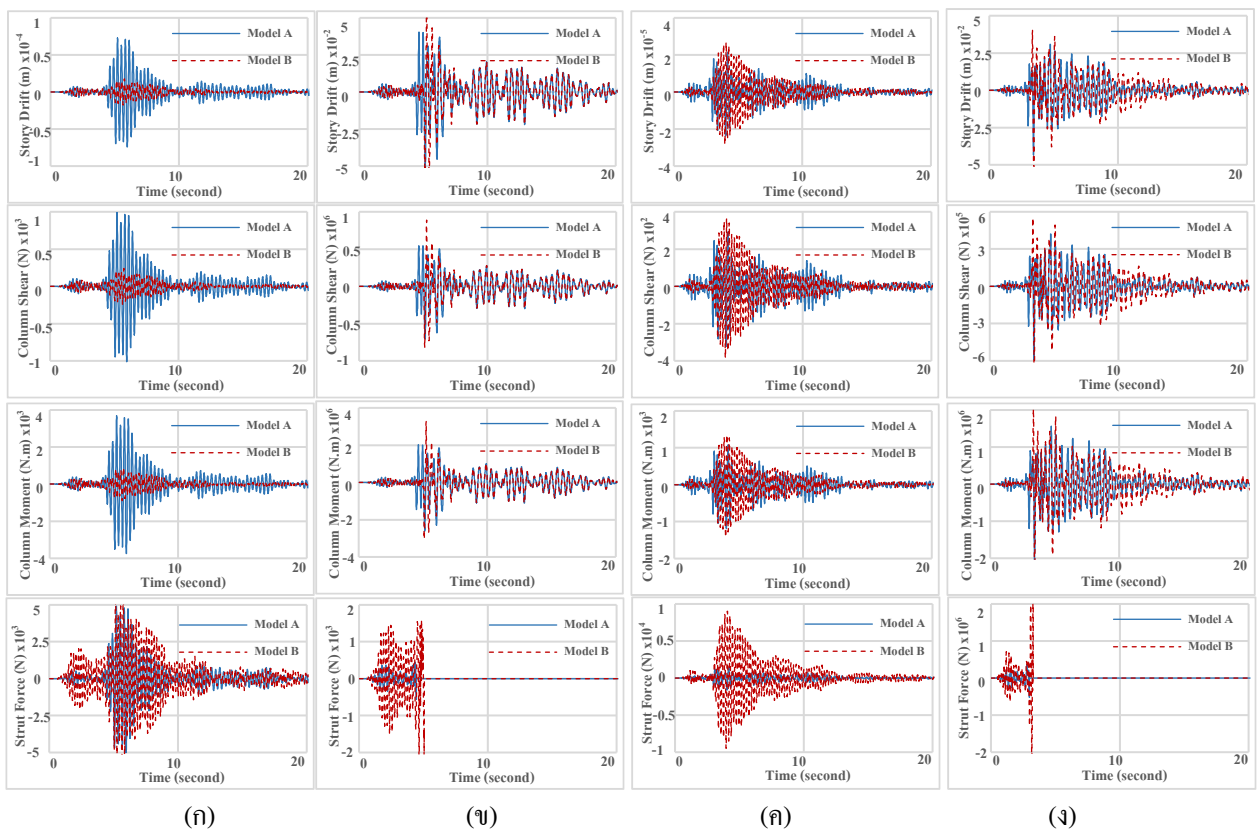


รูปที่ 4 คลื่นและสเปกตรัมตอบสนอง (ก) คลื่น Low (ข) สเปกตรัมตอบสนอง Low (ค) คลื่น High (ง) สเปกตรัมตอบสนอง High

### 3. ผลการศึกษา

#### 3.1 แบบจำลองรวมมวล 2 มิติ (5 DOF)

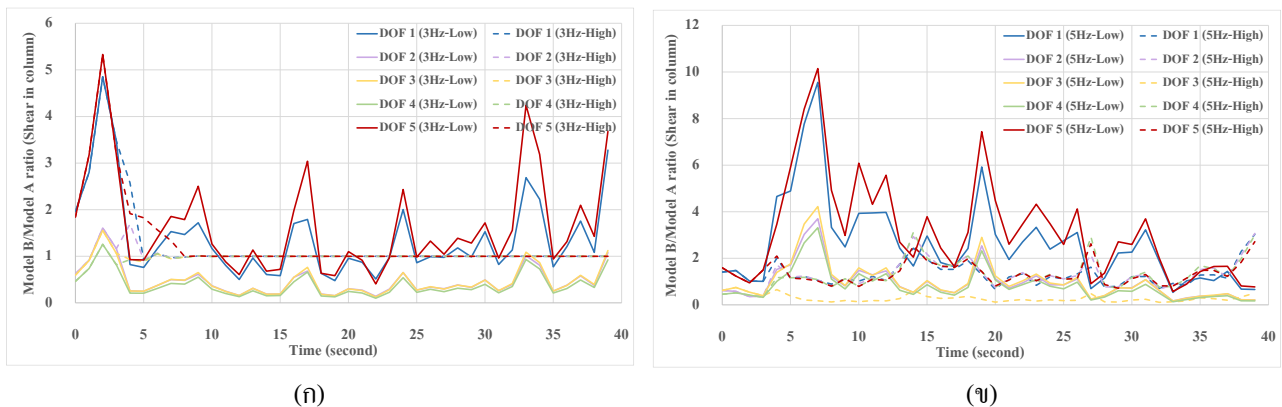
ผลการวิเคราะห์ภายใต้คลื่นตามหัวข้อ 2.3 ของแบบจำลอง A และ B แสดงดังรูปที่ 5 โดยแสดงผลเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงเฉือน โมเมนต์ของเสา และแรงในค้ำยันแนวทแยง (ค่าบวก และค่าลบ แทนถึงแรงกระทำสลับทิศที่เกิดขึ้นในค้ำยันแนวทแยงที่รับเฉพาะแรงอัด) ในรูป (ก) ผลของคลื่น 3Hz-Low ทำให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงเฉือน โมเมนต์ของเสา ของแบบจำลอง A สูงกว่า B เนื่องจากความถี่หลักของคลื่นใกล้เคียงกับความถี่ของแบบจำลอง A ส่วนแรงในค้ำยันแนวทแยงมีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากโมดูลัสยืดหยุ่นของค้ำยันแนวทแยงในแบบจำลอง B มีค่าสูงกว่า ส่วนผลในรูป (ข) สำหรับคลื่น 3Hz-High เมื่อเกิดการครากของโครงสร้างทำให้การตอบสนองของระบบเปลี่ยนแปลงไปตามคาบการสั่นของโครงสร้างด้วย โดยพบว่าผลตอบสนองของแบบจำลอง B อัจฉมากกว่าแบบจำลอง A ได้ โดยเฉพาะในช่วงที่เริ่มเกิดการครากของค้ำยันแนวทแยงและมีการเปลี่ยนแปลงคาบการสั่น และเมื่อค้ำยันแนวทแยงทุกชั้นเกิดการครากแล้ว ผลตอบสนองของทั้งสองระบบมีค่าเท่ากัน ผลในรูป (ค) สำหรับคลื่น 5Hz-Low แสดงผลของการตอบสนองและแรงในช่วงเชิงเส้นของแบบจำลอง B สูงกว่า A เนื่องจากความถี่หลักของคลื่นใกล้เคียงกับความถี่ของแบบจำลอง B ส่วนผลในรูป (ง) สำหรับคลื่น 5Hz-High ซึ่งพบว่าในช่วงแรกการตอบสนองและแรงในแบบจำลอง B สูงกว่า แต่ภายหลัง มีค่าใกล้เคียงกันกับแบบจำลอง A ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่เกิดขึ้นหลังจากที่ค้ำยันแนวทแยงเกิดการวิบัติตามชั้นต่าง ๆ จนทำให้พฤติกรรมของทั้งสองแบบจำลองใกล้เคียงกัน



รูปที่ 5 ผลตอบสนองของ 5DOF ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว (ก) 3 Hz-Low (ข) 3 Hz-High (ค) 5 Hz-Low และ (ง) 5 Hz-High



เมื่อนำผลตอบสนองประวัติเวลาแบบไร้เชิงเส้นของแรงเฉือนในเสา มาเปรียบเทียบกับอัตราส่วนกันระหว่างแบบจำลอง B และแบบจำลอง A ในแต่ละชั้น แสดงในรูป 6 (ก) สำหรับคลื่น 3Hz และ (ข) สำหรับคลื่น 5Hz โดยเส้นทึบในรูปแสดงผลของกรณีที่ใช้คลื่น Low ซึ่งพบว่าความสัมพันธ์ของอัตราส่วนในชั้นที่ไม่มีค้ำยันแนวทแยง (ตอม่อและชั้นบนสุด) มีค่าสูงกว่าชั้นที่มีค้ำยันแนวทแยง และเส้นประแสดงผลอัตราส่วนในกรณีคลื่น High เมื่อโครงสร้างได้รับแรงจนค้ำยันแนวทแยงเริ่มมีการวิบัติตามแต่ละชั้นแล้ว ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนแต่ละชั้นจะมีลักษณะใกล้เคียงกันจนกระทั่งมีค่าเท่ากันเมื่อค้ำยันแนวทแยงทุกชั้นของโครงสร้างมีการวิบัติ แต่ในกรณีของคลื่นมีค่าความถี่ 5Hz นั้น มีค้ำยันแนวทแยงบางส่วนที่ไม่เกิดการวิบัติ เนื่องจากผลตอบสนองของค่าคาบธรรมชาติ ทำให้ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนของชั้นที่ค้ำยันแนวทแยงวิบัติแล้วมีแนวโน้มใกล้เคียงกันเท่านั้น



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของผลตอบสนองประวัติเวลาของค่าแรงเฉือนในเสาของแบบจำลอง B เทียบกับ A (ก) สำหรับคลื่น 3Hz และ (ข) สำหรับคลื่น 5Hz

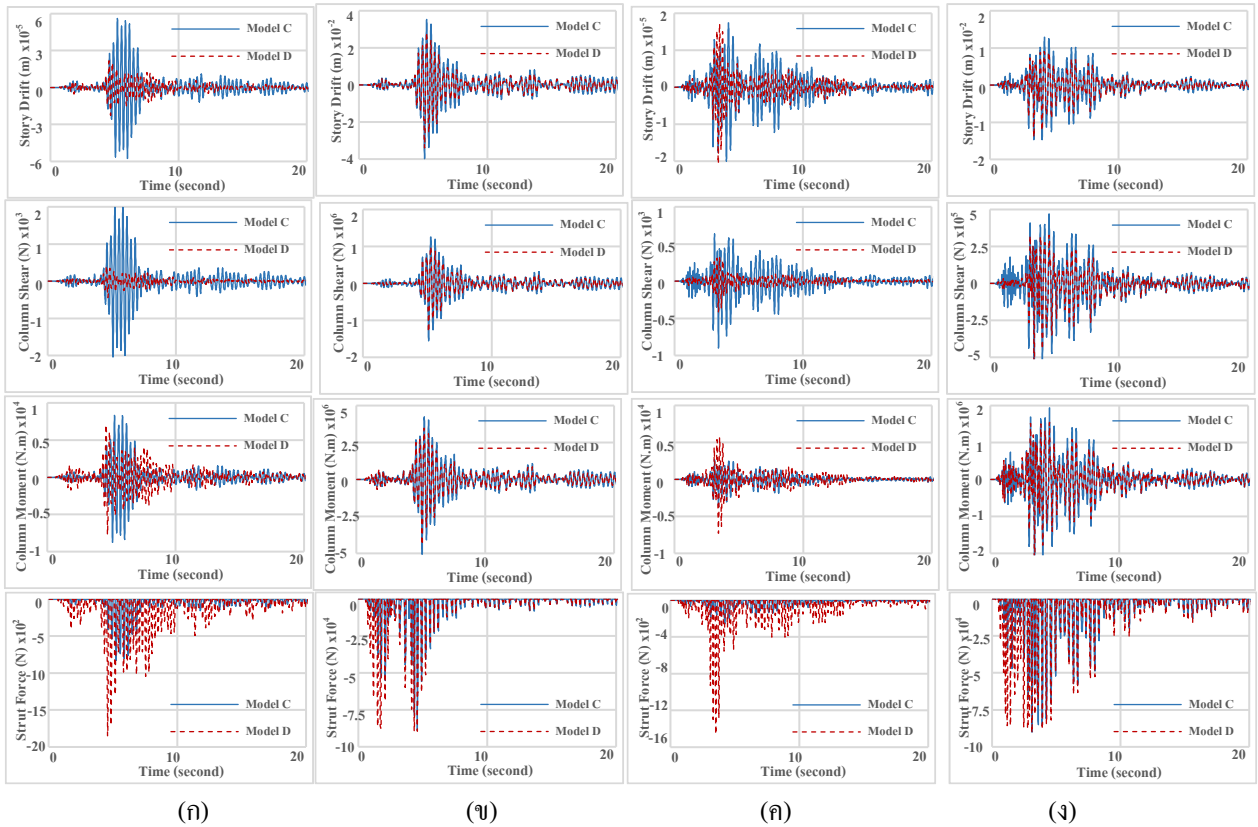
### 3.2 แบบจำลอง NL-FEM3D

ผลการวิเคราะห์ภายใต้คลื่นตามหัวข้อ 2.3 ของแบบจำลอง C และ D แสดงดังรูปที่ 7 ในรูป (ก) ผลของคลื่น 3Hz-Low ทำให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงเฉือน โมเมนต์ของเสา ของแบบจำลอง C สูงกว่า D เนื่องจากความถี่หลักของคลื่นใกล้เคียงกับความถี่ของแบบจำลอง C ส่วนแรงในค้ำยันแนวทแยงมีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากโมดูลัสยืดหยุ่นของค้ำยันแนวทแยงในแบบจำลอง D มีค่าสูงกว่า ผลในรูป (ข) สำหรับคลื่น 3Hz-High เมื่อเกิดการครากของโครงสร้างทำให้การตอบสนองของระบบเปลี่ยนแปลงไปตามคาบการสั่นของโครงสร้างด้วย โดยพบว่าผลตอบสนองของทั้งสองแบบจำลองใกล้เคียงกัน โดยแบบจำลอง C มีค่าสูงกว่าเล็กน้อย ผลในรูป (ค) สำหรับคลื่น 5Hz-Low แสดงว่าโมเมนต์ในเสาและแรงในค้ำยันแนวทแยง D สูงกว่า C ส่วนผลในรูป (ง) สำหรับคลื่น 5Hz-High ซึ่งพบว่าผลตอบสนองใกล้เคียงกัน และอาจแตกต่างกันบ้างช่วงหลังจากที่ค้ำยันแนวทแยงเกิดการวิบัติตามชั้นต่าง ๆ

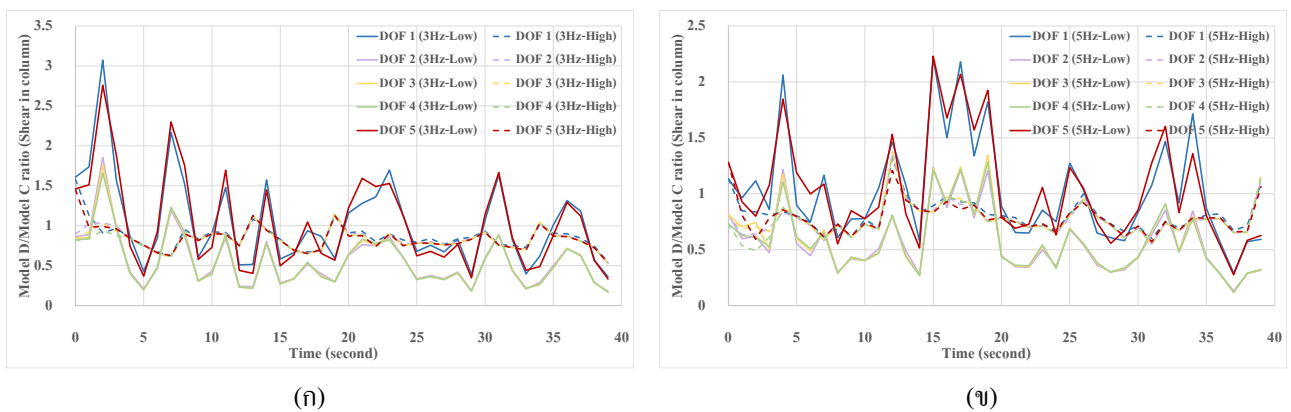
เมื่อนำผลตอบสนองประวัติเวลาแบบไร้เชิงเส้นของแรงเฉือนในเสา มาเปรียบเทียบกับอัตราส่วนกันระหว่างแบบจำลอง C และแบบจำลอง D ในแต่ละชั้น ดังแสดงในรูป 8 (ก) สำหรับคลื่น 3Hz และ (ข) สำหรับคลื่น 5Hz โดยเส้นทึบในรูปแสดงผลของกรณีที่ใช้คลื่น Low ซึ่งพบว่าความสัมพันธ์ของอัตราส่วนในชั้นที่ไม่มีค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่ามีค่าสูงกว่าชั้นที่มีค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า และเส้นประแสดงผลอัตราส่วนในกรณีคลื่น High โดยปกติแล้วเมื่อโครงสร้างได้รับแรงจนค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าเริ่มมีพฤติกรรมวิบัติแล้ว ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนแต่ละชั้นจะมีลักษณะใกล้เคียงกันจนกระทั่งมีค่าเท่ากันเมื่อค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าทุกชั้นของ โครงสร้างมีการวิบัติ แต่ในกรณีของแบบจำลอง NL-FEM3D นั้น มีค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าบางส่วนที่ไม่เกิด



การวิบัติ เนื่องจากผลตอบสนองของค่าคาบธรรมชาติ ทำให้ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนของชั้นที่เคลื่อนแนวทแยงเทียบเท่าพังแล้วมีแนวโน้มใกล้เคียงกันเท่านั้น



รูปที่ 7 ผลตอบสนองของ NL-FEM3D ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว (ก) 3 Hz-Low (ข) 3 Hz-High (ค) 5 Hz-Low และ (จ) 5 Hz-High



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของผลตอบสนองประวัตินเวลาของค่าแรงเฉือนในเสาของแบบจำลอง D เทียบกับ C  
(ก) สำหรับคลื่น 3Hz และ (ข) สำหรับคลื่น 5Hz

#### 4. สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้นำเสนอการศึกษาผลของการจำลองผนังอิฐก่อสำหรับการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว ซึ่งโดยทั่วไปแบบจำลองผนังแผ่นที่เหลื่อมระหว่างชั้นมักถูกสร้างให้เป็นค้ำยันแนวทแยงมุมที่ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังประลัยของผนังจากการทดสอบจนถึงสภาวะวิบัติ ซึ่งนำไปสู่แบบจำลองผนังที่มีสติเฟเนสทางด้านข้างต่ำไปกว่าค่าจริงและส่งผลทำให้คาบธรรมชาติของระบบโครงสร้างสูงขึ้น ซึ่งการเปลี่ยนแปลงคาบการสั่นของอาคารเป็นปัจจัยที่มีผลต่อแรงแผ่นดินไหวและผลตอบสนอง จากการศึกษาด้วยแบบจำลองรวมมวล 2 มิติ ที่วิเคราะห์โดยกระบวนการที่พัฒนาขึ้นจากพื้นฐานของพลศาสตร์โครงสร้าง และแบบจำลอง 3 มิติ ที่วิเคราะห์จากโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น พบว่าแบบจำลองที่ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังจากการทดสอบมีค่าคาบธรรมชาติสูงกว่าค่าจากการตรวจวัดอาคารจริง และผลตอบสนองที่เกิดขึ้น ได้แก่ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงเฉือน โมเมนต์ของเสา และแรงในค้ำยันแนวทแยง มีค่าแตกต่างจากค่าจากแบบจำลองที่มีการปรับให้ค่าคาบธรรมชาติตรงกับผลการตรวจวัด และผลการตอบสนองจะสูงกว่าในแบบจำลองที่มีคาบธรรมชาติใกล้เคียงกับคาบการสั่นหลักของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้วิเคราะห์ได้หลายเท่าตัว ซึ่งแสดงถึงความไม่ปลอดภัยหากค่าคาบการสั่นของอาคารไม่ถูกต้อง จึงควรมีการพิจารณาการสร้างแบบจำลองให้ถูกต้องตามสภาพอาคารจริง โดยพิจารณาแบบจำลองที่ให้สติเฟเนสด้านข้างเริ่มต้นและคาบธรรมชาติของอาคารที่ถูกต้อง เพื่อให้ผลการวิเคราะห์สามารถทำนายพฤติกรรมจริงของโครงสร้างได้อย่างแม่นยำมากขึ้น

#### ผลประโยชน์ทับซ้อน

ผู้เขียนขอประกาศว่าบทความนี้ไม่มีผลประโยชน์ทับซ้อน

#### เอกสารอ้างอิง

- [1] Suthasit, M. and Warnitchai, P. Seismic Performance of US-Code Conforming RC Moment Frames Constructed with Regularly Distributed Masonry Infills. *Journal of Earthquake Engineering*, 2018, 24 (1), pp. 1-29.
- [2] FEMA 273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 1997.
- [3] Wonganan, N. *et al.* Ancient Materials and Substitution Materials Used in Thai Historical Masonry Structure Preservation. *Journal of Renewable Materials*, 2021, 9 (2), pp. 179-204.
- [4] PERFORM 3D Version 7.0.0. Nonlinear analysis and performance assessment of 3D structures. Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA, 2018.
- [5] นคร ภู่วโรดม. พลศาสตร์โครงสร้างพื้นฐาน สำหรับการออกแบบต้านแรงลมและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว, 2561.
- [6] Chopra, Anil K. *Dynamics of Structures*. Prentice-Hall, 2012.
- [7] Powell G. *Modeling for structural analysis – Behaviour and basics*, Computers and Structures, Inc, Berkeley, CA, 2010.
- [8] ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE, *American Society of Civil Engineers Reston*, VA, USA, 2014.