

## สมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกรออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง ในการต้านทานแผ่นดินไหว

### Seismic Performance of Steel Structures Designed By Response Spectrum Analysis Procedure

ณัฐธีร์ ยศพลจิริกิตต์<sup>1,\*</sup> และ ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดิ์<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร

\*Corresponding author; E-mail address: nutthee@outlook.com

#### บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกรออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองในการต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 ได้มีการปรับปรุงวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) เป็นวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) ซึ่งเป็นการปรับวิธีคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานให้มีความปลอดภัย ซึ่งได้มาจากการศึกษาวิจัยจากอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นอาคารสูง แต่ยังไม่ได้มีการศึกษาความจำเป็นที่จะต้องใช่วิธี MRSA กับอาคารโครงสร้างเหล็ก การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบความเพียงพอของค่าแรงที่ต้องต้านทานสำหรับการออกแบบด้วยวิธี RSA ในการออกแบบโครงสร้างเหล็กที่ต้องต้านแผ่นดินไหว โดยพิจารณาอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ มีความสูง 3, 6 และ 9 ชั้น โดยสมมติที่ตั้งของอาคารตัวอย่างอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ซึ่งอาคารที่นำมาศึกษาจะถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง อ้างอิงตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61, มยผ. 1304-61 และ AISC 360-16 และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis) เพื่อประเมินสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว โดยพิจารณาการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น การโก่งคดของเสาเหล็ก และแรงที่ต้องต้านทานสำหรับการออกแบบจุดต่อ จากผลการวิเคราะห์พบว่าอาคารโครงแกนเหล็กที่ถูกรออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบเดิมสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้

คำสำคัญ: การออกแบบโครงสร้างเหล็กที่ต้องต้านทานแผ่นดินไหว, วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง, วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น, อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์

#### Abstract

This research studies seismic performance of steel structures designed by response spectrum analysis procedure that in the seismic design standard for building DPT 1301/ 1302-61 has improved Response Spectrum Analysis method (RSA) to modified response spectrum analysis method (MRSA). The MRSA is an improvement on the shear calculating to be safe that has obtained from concrete reinforcement high rise building research. However, the MRSA method was not studied for use in steel buildings. The objective of this study is to investigate

adequacy of seismic demands obtained from RSA procedure in designing steel structures. This research considers Steel Special Concentric Braced Frame (3, 6 and 9-story). The studied buildings are located in Mueang district, Chiang Mai province that is designed by RSA method from DPT 1301/ 1302-61, DPT 1304-61 and AISC 360-16. And then analyze by Nonlinear Response History Analysis method (NLRHA). To evaluate performance of structures to resist seismic and consider story drift, steel column buckling and resisting force for connection design. The results show that the Steel Special Concentric Braced Frame designed by RSA can resist the seismic load.

Keywords: Seismic Resistant Steel Building Design, Response Spectrum Analysis, Nonlinear Response History, Steel Concentric Braced Frame

#### 1. บทนำ

ในปัจจุบันอาคารสูงส่วนใหญ่ในประเทศไทย ส่วนมากจะเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยส่วนใหญ่จะใช้ระบบโครงสร้างที่มีผนังรับแรงเฉือน (Shear wall) ในการรับแรงด้านข้าง อาทิเช่น แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว และ แรงที่เกิดจากแรงลม เป็นต้น แต่ในการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นก็ยังมีข้อเสียอยู่ไม่น้อยเช่นกัน ไม่ว่าจะเป็น ระยะเวลาในการก่อสร้าง ปริมาณพื้นที่ใช้ในการก่อสร้าง และปัญหาด้านสิ่งแวดล้อม ไม่ว่าจะเป็นมลพิษทางเสียง หรือปริมาณฝุ่นจำนวนมากที่เกิดระหว่างการก่อสร้าง ซึ่งถ้าเปรียบเทียบกับเมืองใหญ่ทั่วโลก นั้นมีการก่อสร้างอาคารโดยใช้โครงสร้างเหล็กเสียส่วนมาก เพราะมีข้อดี ทั้งระยะเวลาในการก่อสร้าง ฝุ่นละอองที่เกิดขึ้นขณะก่อสร้าง และคนงานที่ใช้ในจำนวนที่น้อยกว่า เป็นต้น เพราะฉะนั้นแนวโน้มการก่อสร้างในอนาคตของประเทศไทยอาจจะมีการก่อสร้างโดยใช้อาคารโครงสร้างเหล็กเพิ่มมากขึ้น

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก แรงจากแผ่นดินไหวจะทำให้เกิดรูปแบบของความวิบัติต่ออาคารคอนกรีต เช่น การวิบัติแบบแรงเฉือน ไม่ว่าจะเป็นการวิบัติจากแรงเฉือนที่บริเวณเสา หรือบริเวณกำแพงรับแรงเฉือน และการวิบัติแบบพลิกคดว่า เป็นต้น สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กนั้น ในอดีตเมื่อมีเหตุการณ์แผ่นดินไหว เช่น The Pino Suarez complex (1985) ในประเทศเม็กซิโก, Northridge (1994) ในประเทศสหรัฐอเมริกา, Kobe (1995) ในประเทศญี่ปุ่น และ Maule (2010) ในประเทศชิลี จะพบว่าความเสียหายของอาคารโครงสร้างเหล็กที่

เกิดขึ้นจะมีรูปแบบของความวิบัติ คือ การวิบัติแบบการโก่งงอขององค์อาคาร และการวิบัติบริเวณจุดต่อของโครงสร้างอาคาร [6] ซึ่งในการออกแบบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหวนั้น ควรสอดคล้องกับรูปแบบของการวิบัติของโครงสร้างในแต่ละประเภท

สำหรับประเทศไทยการออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแผ่นดินไหว นั้นจะใช้ มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง 2561) [11] ได้มีการปรับปรุงวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองเป็นวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) เป็นการปรับวิธีคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานให้มีความปลอดภัยโดยพิจารณาแรงเฉือนเนื่องจากโหมคสูงเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ซึ่งได้มีการศึกษาวิจัยจากอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นอาคารสูงจำนวนมาก โดยสมมติว่ามีที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานครหรือ เชียงใหม่ ซึ่งอาจจะไม่ครอบคลุมถึงอาคารโครงสร้างเหล็ก ที่อาจจะไม่มีความจำเป็นที่จะออกแบบด้วยวิธี MRSA ดังนั้นจึงมีความสนใจที่จะศึกษาว่าวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองนั้นเพียงพอต่อการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยพิจารณาพฤติกรรมของอาคารเกินขอบเขตของช่วงอีลาสติกด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure) ตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง 2557) [12] ร่วมกับมาตรฐาน ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers) [5], มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง 2561) [13] และ AISI 360-16 (American Institute of Steel Construction) [1] เพื่อเป็นแนวทางสำหรับออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กต้านแรงแผ่นดินไหว

## 2. การจำลองอาคารโครงสร้างเหล็ก

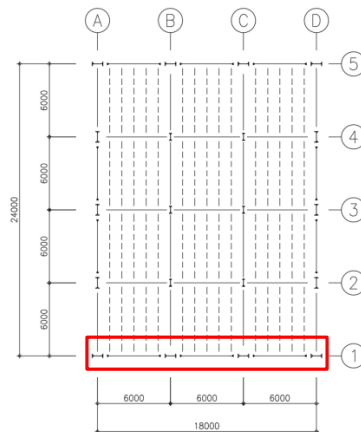
การจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กจะเลือกใช้การจำลองด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งจะจำลองเป็นโครงสร้างสามมิติผ่านโปรแกรม SAP2000 โดยมีรายละเอียด ดังนี้

### 2.1 อาคารโครงสร้างเหล็กที่ใช้ศึกษา

ในงานวิจัยนี้จะใช้อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Steel Special Concentric Braced Frame, SCBF) และจะประกอบด้วย ความสูงที่แตกต่างกัน โดยมีความยาวช่วงเสา 6 เมตร ด้านกว้างประกอบด้วย 3 ช่วง ยาว 18 เมตร และด้านยาวประกอบด้วย 4 ช่วง ยาว 24 เมตรดังรูปที่ 1 อาคารโครงสร้างเหล็กแต่ละประเภทนั้นจะรับน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ  $2.5 \text{ kN/m}^2$ , น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติมเท่ากับ  $2.5 \text{ kN/m}^2$  และพื้นคอนกรีตหนา 15 เซนติเมตร องค์อาคารของอาคารโครงสร้างเหล็กจะถูกออกแบบตามมาตรฐาน AISI 360-16 [1] และการออกแบบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหวนั้นจะเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 [11] โดยวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA)

โครงสร้างที่ถูกออกแบบตามขั้นตอนข้างต้นจะถูกนำไปวิเคราะห์หาผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุดคือ วิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เพื่อตรวจสอบความเพียงพอของการออกแบบในประเด็นต่างๆ ตามหัวข้อที่ 4

ในการศึกษานี้สมมติให้อาคารโครงสร้างเหล็กตั้งอยู่ที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ บนประเภทชั้นดินปกติ (site class D)

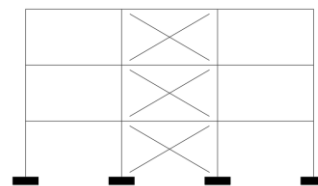


รูปที่ 1 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงสร้างเหล็ก

### 2.2 แบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็ก

#### 2.2.1 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ

อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ ประกอบด้วยโครงสร้างที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น และ 9 ชั้น โดยมีระยะห่างระหว่างเสาอยู่ที่ 6 เมตรดังรูปที่ 1 และมีความสูงของแต่ละชั้นเท่ากับ 3.5 เมตรดังรูปที่ 2 โครงอาคารที่เลือกนำมาวิเคราะห์ต้านแรงแผ่นดินไหวนั้นจะถูกล้อมกรอบด้วยสี่แฉงไว้ดังรูปที่ 1 โดยหน้าตัดขององค์อาคารใช้เป็นเหล็กที่มาตรฐาน SS400 โดยมีค่าความเค้นที่จุดคราก เท่ากับ 235 MPa, ค่ากำลังรับแรงดึงเท่ากับ 400 MPa, ค่ามอดูลัสของสภาพยืดหยุ่น เท่ากับ 200000 MPa และจาก มยผ.1301/1302-61 มีค่า  $R=6$ ,  $C_d=5$  และ  $\Omega_0=2$  และกำหนดให้ความสำคัญของอาคาร  $I = 1$



รูปที่ 2 แบบแปลนด้านข้างโครงอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น

#### 2.2.2 ข้อกำหนดลักษณะของวัสดุและองค์อาคาร

จากมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 [13] กำหนดกำลังคานดัดของวัสดุ, อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนรับแรงอัดสำหรับการเลือกขนาดขององค์อาคาร และข้อกำหนดของอาคารโครงสร้างเหล็กแต่ละประเภท

การสร้างแบบจำลองแบบไม่เชิงเส้นนั้น ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง และเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของโครงสร้าง สำหรับคาน, เสา และค้ำยันทแยง เป็นไปตามมาตรฐาน ASCE 41-13 [5]

### 2.2.3 แบบจำลองวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็ก

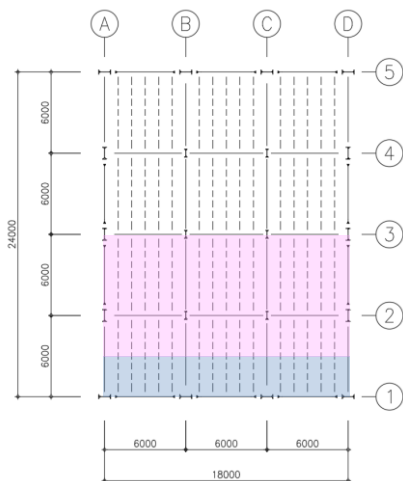
จากแบบแปลนของอาคารดังรูปที่ 1 จะมีโครงอาคารที่มีค้ำยันทแยงในเส้นกริด 1 และ 5 สำหรับต้านทานแรงด้านข้างในทิศทาง x และมีโครงอาคารที่มีค้ำยันทแยงในเส้นกริด 2A ถึง 4A และ 2D ถึง 4D สำหรับต้านทานแรงด้านข้างในทิศทาง y สำหรับงานวิจัยนี้เลือกโครงอาคารในเส้นกริด 1 ที่ตีกรอบสีแดงดังรูปที่ 1 เป็นตัวแทนสำหรับการวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็กด้านทานแผ่นดินไหว

ในงานวิจัยนี้สร้างแบบจำลองโครงอาคารเพียงระนาบเดียว โดยแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้จะประกอบด้วยโครงแกนหลัก และเสา p-delta ที่ใช้จำลองผลของ p-delta effect จากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งที่ส่งผลต่อโครงต้านแรงด้านข้างระนาบที่กำลังพิจารณา เสา p-delta จะเชื่อมกับโครงแกนหลักด้วยคานเชื่อมต่อ (link beam) ดังรูปที่ 4 น้ำหนักบรรทุกของอาคารที่เสา p-delta รับนั้นคือน้ำหนักบรรทุกที่อยู่ในขอบเขตรับผิดชอบของโครงแกนหลักในเส้นกริด 1

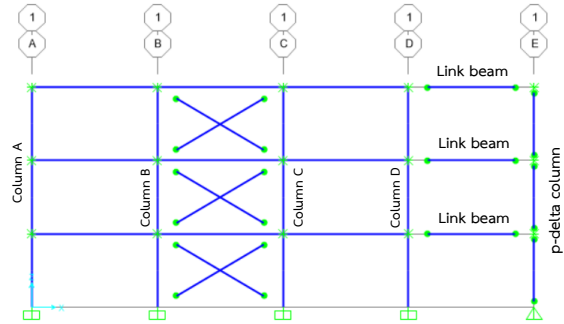
กล่าวคือ เมื่อมีแรงด้านข้างกระทำในทิศทาง x โครงแกนหลักที่เส้นกริด 1 จะรับแรงครึ่งหนึ่งของที่กระทำ เพราะฉะนั้นน้ำหนักบรรทุกที่เสา p-delta รับนั้นคือครึ่งหนึ่งของแปลนอาคารกล่าวคือจากเส้นกริด 1 ถึง 3 ดังรูปที่ 3

เมื่อมีแรงด้านข้างกระทำกับอาคารในทิศทาง x จะมีโครงแกนหลักในกริด 1 และ 5 ด้านการเคลื่อนที่ทิศทาง x และพื้นจะส่งผ่านแรงไปหาโครงแกนหลักในกริด A และ D ด้านการเคลื่อนที่ทิศทาง y ดังที่ได้กล่าวไปข้างต้น เนื่องจากใช้แบบจำลองอาคารเพียงระนาบเดียวในการวิเคราะห์อาคารโครงสร้าง ซึ่งจะไม่สามารถตรวจสอบการโก่งเดานนอกระนาบ (out of plane) ได้ จึงใส่จุดรองรับแบบเคลื่อนที่ได้ (roller support) โดยยอมให้มีการหมุนรอบแกน x และด้านการเคลื่อนที่ทิศทาง y ที่เสา ณ ตำแหน่งพื้นแต่ละชั้น เพื่อที่จะวิเคราะห์การโก่งเดานนอกระนาบ

กำหนดจุดรองรับของอาคารเป็นแบบยึดแน่น (fixed support) และจุดรองรับแบบยึดหมุน (pin support) สำหรับเสา p-delta ดังรูปที่ 4



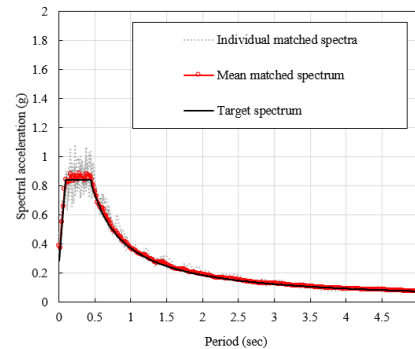
รูปที่ 3 พื้นที่รับน้ำหนักบรรทุกของโครงแกนหลัก (พื้นที่สีฟ้า) และเสา p-delta (พื้นที่สีชมพู)



รูปที่ 4 แบบจำลองวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็ก

### 3. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ศึกษา

ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินจะถูกนำไปปรับแก้ก่อนใช้ในการวิเคราะห์ เพื่อให้สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้าง โดยจะทำการแปลงคลื่นแผ่นดินไหวให้เป็นกราฟผลการตอบสนองเชิงสเปกตรัมและนำไปปรับแก้จนมีความสอดคล้องกับสเปกตรัมเป้าหมายที่อยู่ในมาตรฐานการออกแบบอาคารด้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 5 จะพบว่าค่าสเปกตรัมของประวัติเวลาที่ถูกปรับแก้ (Matched spectrum) มีค่าใกล้เคียงกับสเปกตรัมเป้าหมาย และสำหรับงานวิจัยฉบับนี้เลือกพื้นที่วิจัยเป็น อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ และเลือกพิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว 10 คลื่น ตามตารางที่ 1



รูปที่ 5 การเปรียบเทียบ สเปกตรัมปรับแก้ กับ สเปกตรัมเป้าหมาย

#### ตารางที่ 1 รายการความเร่งของพื้นดินสำหรับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่

NGA no.	Earthquake (Years)	Station	Magnitude $M_w$	Distance (km)	$V_{130}$ (m/s)
30	Parkfield (1966)	Cholame-Shandon Array #5	6.19	9.6	290
95	Managua-Nicaragua-01	Managua-ESSO	6.24	4.1	289
147	Coyote Lake (1979)	Gilroy Array #2	5.74	9	271
148	Coyote Lake (1979)	Gilroy Array #3	5.74	7.4	350
149	Coyote Lake (1979)	Gilroy Array #4	5.74	5.7	222
159	Imperial Valley-06 (1979)	Agrarias	6.53	0.7	275
161	Imperial Valley-06 (1979)	Brawley Airport	6.53	10.4	209
162	Imperial Valley-06 (1979)	Calexico Fire Station	6.53	10.4	231
179	Imperial Valley-06 (1979)	El Centro Array #4	6.53	7	209
185	Imperial Valley-06 (1979)	Holtville Post Office	6.53	7.7	203

#### 4. การตรวจสอบอาคารโครงสร้างเหล็ก

จากการศึกษาการวิบัติของอาคารโครงสร้างเหล็ก [6] พบว่ารูปแบบของการวิบัติของอาคารโครงสร้างเหล็กนั้นคือ การโก่งเดาะขององค์อาคาร และการวิบัติของจุดต่อ โดยจะทำการตรวจสอบอาคารดังนี้

##### 4.1 การหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน (Plastic Rotation and Axial Deformation)

จากมาตรฐาน ASCE 41-13 [5] กำหนดเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของโครงสร้างอาคารเหล็ก โดยเสาและคานจะประเมินจากการหมุนพลาสติก สำหรับค้ำยันของโครงสร้างจะประเมินจากการเสียรูปในแนวแกน

##### 4.2 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร ( $\Delta$ )

จากมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61[11] การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารที่ยอมให้ของอาคารโครงสร้างเหล็กที่มีความสำคัญของอาคารระดับปกติ เป็น 0.02 เท่าของความสูงระหว่างชั้น (h)

##### 4.3 การโก่งเดาะของเสาของอาคารโครงสร้างเหล็ก (member buckling)

มาตรฐาน AISC 341-16 [2] กำหนดให้การออกแบบเสาของอาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ มีการใช้ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน ( $\Omega_0$ ) ซึ่งอาคารที่ใช้ในการศึกษานี้จะออกแบบเสาโดยใช้ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี RSA คูณด้วยตัวประกอบกำลังส่วนเกินดังกล่าวเป็นแรงที่ต่อต้านทานในการออกแบบเสา ในขั้นตอนของการออกแบบใช้ค่าตัวประกอบความยาวประสิทธิผลของเสา (k) จาก alignment chart และสมมติให้ค่า k ของสองทิศทางในแนวราบมีค่าเท่ากัน

จากนั้นตรวจสอบการโก่งเดาะของเสาโดยวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี NLRHA

##### 4.4 การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling)

นอกจากการตรวจสอบการโก่งเดาะของเสาแล้ว การตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local buckling) ของเสาก็มีความสำคัญเช่นกัน โดยตรวจสอบการโก่งเดาะของเอว และแผ่นปีกของเสา

##### 4.5 การวิบัติของจุดต่อ

จากมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 [13] การออกแบบจุดต่อนั้นจะถูกรอกแบบโดยใช้ค่ากำลังต้านทานที่คาดหวังขององค์อาคารบริเวณนั้นเป็นแรงที่ต่อต้านทานสำหรับการออกแบบจุดต่อและสมมติให้จุดต่อของอาคารที่ทำการศึกษามีกำลังต้านทานไม่น้อยกว่าแรงนี้

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่คาดหวังคำนวณได้จาก กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดระบุคูณด้วยตัวประกอบที่ มยผ. 1304-61 กำหนดไว้ ซึ่งเท่ากับ

##### 1.1 สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ

แรงเฉือนที่ต่อต้านทานของจุดต่อคำนวณจากกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่คาดหวัง โดยใช้สมการสมดุลของแรง

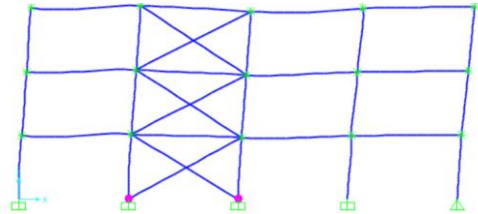
จากนั้นตรวจสอบการวิบัติของจุดต่อโดยใช้ผลการวิเคราะห์ NLRHA เป็นแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวที่จุดต่อต่อต้านทาน

#### 5. ผลการวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็ก

##### 5.1 อาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น

ผลจากการวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น เมื่อตรวจสอบการหมุนพลาสติกสูงสุดของเสา มีค่าเท่ากับ 0.0001 เรเดียน เมื่อเทียบกับเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41-13 ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy, IO) ของเสามีค่าเท่ากับ 0.0006 เรเดียน

พบว่าเสาของอาคาร บางจุดเลยจุดครากแล้ว แต่ตั้งอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้สำหรับระดับเข้าใช้งานได้ทันทีดังรูปที่ 6

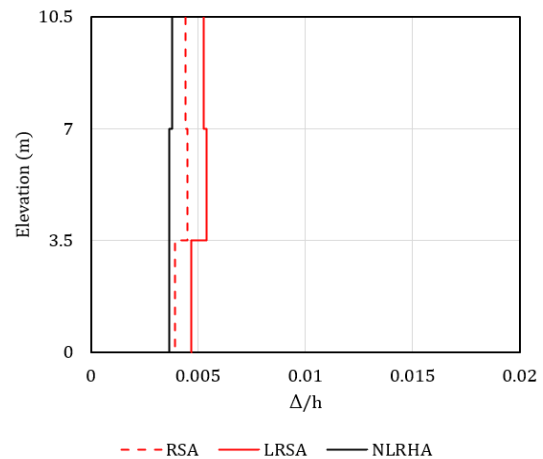


รูปที่ 6 การตรวจสอบการหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกนของอาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น

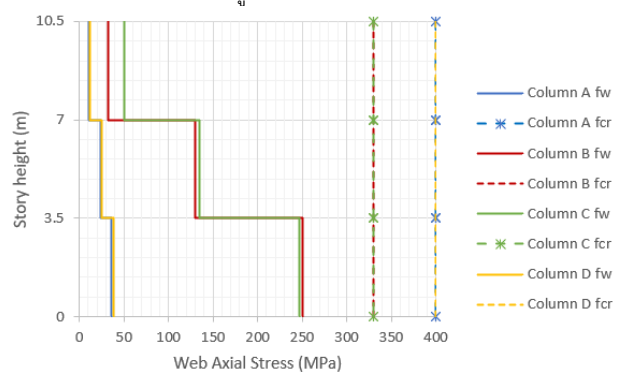
เมื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารพบว่าค่าสูงสุดของอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความสูงระหว่างชั้นจากการวิเคราะห์ NLRHA เท่ากับ 0.0038

จากหัวข้อ 4.2 มาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 กำหนดอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความสูงระหว่างชั้น มีค่าเท่ากับ 0.02 ดังนั้นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ตาม มยผ. 1301/1302-61 ดังรูปที่ 7

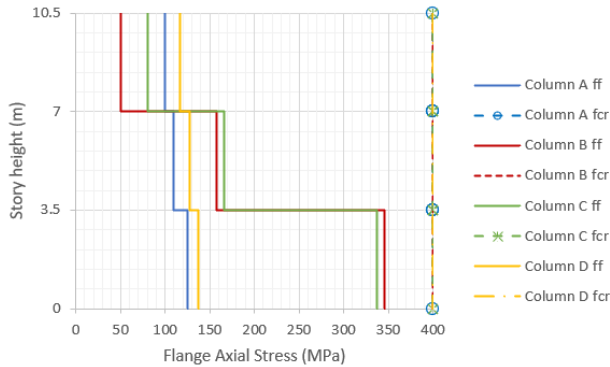
จากการพิจารณาการโก่งเดาะของเสาไม่พบการวิบัติของเสาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น



รูปที่ 7 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น



(a) หน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นเอวของเสา



(b) หน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นปีกของเสา

รูปที่ 8 หน่วยแรงตามแนวแกนของเสาของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น สำหรับการตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ (fw = ค่าหน่วยแรงตามแนวแกนของแผ่นเอว (web axial stress), ff = ค่าหน่วยแรงตามแนวแกนของแผ่นปีก (flange axial stress) และ fcr = ค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ (critical axial stress))

เมื่อตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ขององค์อาคารเสา ที่เสา A, B, C และ D จากรูปที่ 4 พบว่าแผ่นเอวของเสาในเสา B และ C มีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนมากกว่าเสา A และ D แต่ยังคงต่ำกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของแผ่นเอวของเสาดังรูปที่ 8(a)

ค่าหน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นปีกของเสาพบว่าเสา B และ C มีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนมากกว่าเสา A และ D ที่บริเวณชั้น 1 ถึงชั้น 2 และมีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนน้อยกว่าเสา A และ D ที่บริเวณชั้น 3 แต่ยังคงต่ำกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของแผ่นปีกของเสาดังรูปที่ 8(b)

เมื่อพิจารณาการวิบัติของจุดต่อจากตารางที่ 2 ค่าสูงสุดของอัตราส่วนระหว่างแรงจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น และกำลังต้านทานของจุดต่อคาน-เสา ที่ออกแบบตาม มยผ. 1304-61 เท่ากับ 0.408 สำหรับแรงเฉือนจากคาน, 0.455 สำหรับโมเมนต์ดัดจากคาน, 0.422 สำหรับแรงดึงจากค้ำยันทแยง และ 0.686 สำหรับแรงอัดจากค้ำยันทแยง กล่าวคือจุดต่อที่ออกแบบตาม มยผ. 1304 สามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้

ตารางที่ 2 ค่าสูงสุดของอัตราส่วนระหว่างแรงจากการวิเคราะห์ NLRHA และกำลังต้านทานของจุดต่อที่ออกแบบตาม มยผ. 1304-61 (demand to capacity ratio, DCR) ของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) 3 ชั้น, 6 ชั้น และ 9 ชั้น

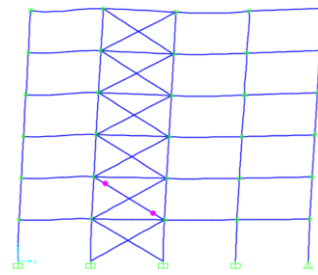
SCBF	Demand to capacity ratio			
	Beam		Bracing	
No. of Stories	Shear	Moment	Tension	Compression
3	0.408	0.455	0.422	0.686
6	0.454	0.604	0.524	0.766
9	0.543	0.796	0.604	0.802

### 5.2 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น

ผลจากการวิเคราะห์อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น พบว่ามีค้ำยันทแยงบริเวณชั้น 2 เกิดการเสียรูปในแนวแกนสูงสุดของค้ำยันทแยง 6.95 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นการเสียรูปแบบพลาสติก 0.3 มิลลิเมตร

เมื่อเทียบกับเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41-13 ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy, IO) ของค้ำยันทแยงยอมให้เกิดการเสียรูปแบบพลาสติก 3.33 มิลลิเมตร

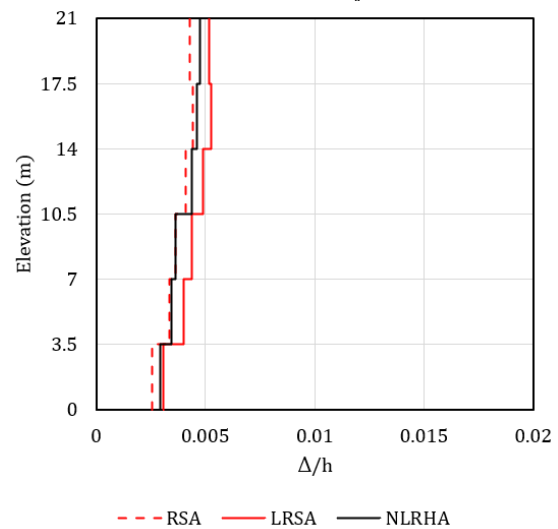
พบว่าการเสียรูปตามแนวแกนของค้ำยันทแยงของอาคารยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้สำหรับระดับเข้าใช้งานได้ทันที แต่เกิดแรงไปถึงระดับที่ค้ำยันเริ่มเกิดการโก่งเดาะแล้วดังรูปที่ 9



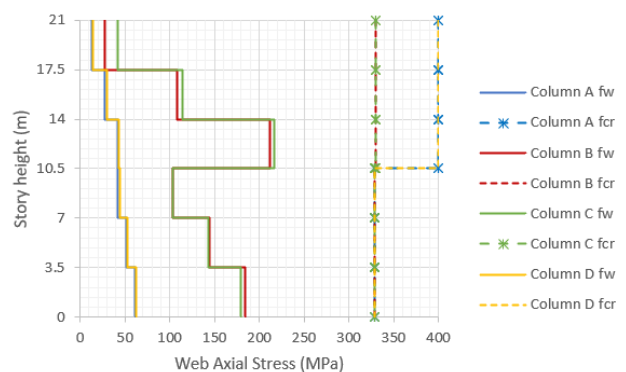
รูปที่ 9 การตรวจสอบการหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกนของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น

เมื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารพบว่าค่าสูงสุดของอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความสูงระหว่างชั้นจากการวิเคราะห์ NLRHA เท่ากับ 0.0047

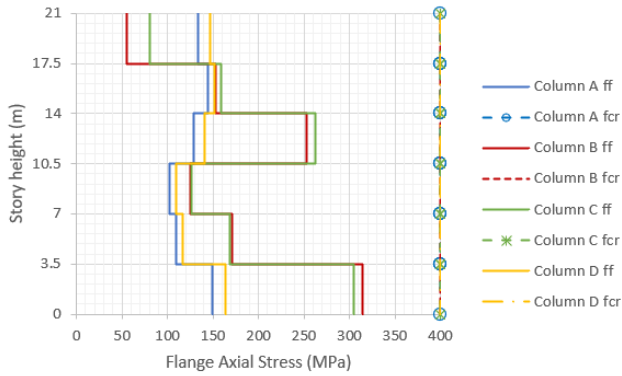
จากหัวข้อ 4.2 มาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 กำหนดอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความสูงระหว่างชั้น มีค่าเท่ากับ 0.02 ดังนั้นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ตาม มยผ. 1301/1302-61 ดังรูปที่ 10



รูปที่ 10 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น



(a) หน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นเอวของเสา



(b) หน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นปีกของเสา

รูปที่ 11 หน่วยแรงตามแนวแกนของเสาของอาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น สำหรับการตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่

จากการพิจารณาการโก่งเดาะของเสาไม่พบการวิบัติของเสาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น

เมื่อตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ขององค์อาคารเสา ที่เสา A, B, C และ D จากรูปที่ 4 พบว่าแผ่นเอวของเสาในเสา B และ C มีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนมากกว่าเสา A และ D แต่ยังคงอยู่ต่ำกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของแผ่นเอวของเสาดังรูปที่ 11(a)

ค่าหน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นปีกของเสาพบว่าเสา B และ C มีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนมากกว่า เสา A และ D ที่บริเวณชั้น 1 ถึงชั้น 5 และ มีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนน้อยกว่าเสา A และ D ที่บริเวณชั้น 6 แต่ยังคงอยู่ต่ำกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของแผ่นปีกของเสาดังรูปที่ 11(b)

จากรูปที่ 11(a) และ 11(b) ในที่ระดับชั้นอาคารที่สูงขึ้น มีการลดขนาดหน้าตัดเสาทำให้หน่วยแรงเฉพาะที่ในเสามีค่าเพิ่มขึ้น

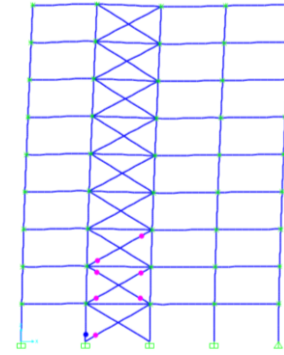
เมื่อพิจารณาการวิบัติของจุดต่อจากตารางที่ 2 ค่าสูงสุดของอัตราส่วนระหว่างแรงจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น และกำลังต้านทานของจุดต่อคาน-เสา ที่ออกแบบตาม มยผ. 1304-61 เท่ากับ 0.454 สำหรับแรงเฉือนจากคาน, 0.604 สำหรับโมเมนต์ดัดจากคาน, 0.524 สำหรับแรงดึงจากค้ำยันทแยง และ 0.766 สำหรับแรงอัดจากค้ำยันทแยง กล่าวคือจุดต่อที่ออกแบบตาม มยผ. 1304 สามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย

### 5.3 อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น

ผลจากการวิเคราะห์อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น พบว่ามีค้ำยันทแยงบริเวณชั้น 1 ถึง ชั้น 3 เกิดการเสียรูปในแนวแกนสูงสุดของค้ำยันทแยง 8.12 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นการเสียรูปแบบพลาสติก 1.45 มิลลิเมตร และการหมุนพลาสติกสูงสุดของเสา มีค่าเท่ากับ 0.00037 เรเดียน

เมื่อเทียบกับเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41-13 ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy, IO) ของค้ำยันทแยงยอมให้เกิดการเสียรูปแบบพลาสติก 3.33 มิลลิเมตร และของเสายอมให้เกิดการหมุนพลาสติก 0.00031 เรเดียน

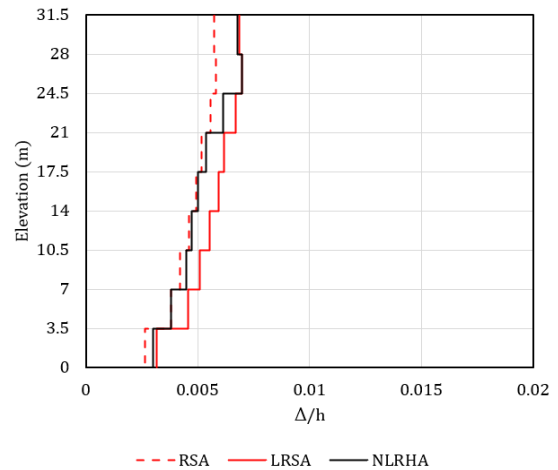
พบว่าค้ำยันทแยง เกิดแรงไปถึงระดับที่ค้ำยันเริ่มเกิดการโก่งเดาะแล้ว แต่การเสียรูปตามแนวแกนยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้สำหรับระดับเข้าใช้งานได้ทันที ดังรูปที่ 12



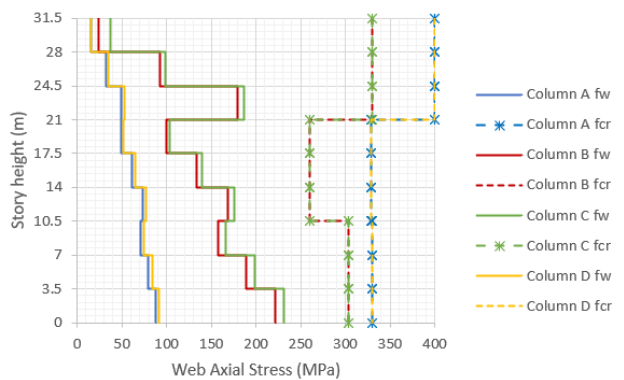
รูปที่ 12 ตัวอย่างการตรวจสอบการหมุนพลาสติกและการเสียรูปในแนวแกนของอาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น

เมื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารพบว่าค่าสูงสุดของอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความสูงระหว่างชั้นจากการวิเคราะห์ NLRHA เท่ากับ 0.0068

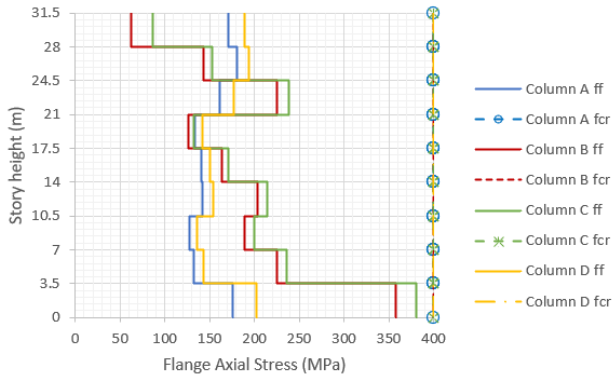
จากหัวข้อ 4.2 มาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 กำหนดอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และความสูงระหว่างชั้น มีค่าเท่ากับ 0.02 ดังนั้นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ตาม มยผ. 1301/1302-61 ดังรูปที่ 13



รูปที่ 13 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น



(a) หน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นเอวของเสา



(b) หน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นปีกของเสา

รูปที่ 14 หน่วยแรงตามแนวแกนของเสาของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น สำหรับการตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่

จากการพิจารณาการโก่งเดาะของเสาไม่พบการวิบัติของเสาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น

เมื่อตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ขององค์อาคารเสา ที่เสา A, B, C และ D จากรูปที่ 4 พบว่าแผ่นเอวของเสาในเสา B และ C มีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนมากกว่าเสา A และ D แต่ยังคงอยู่ต่ำกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของแผ่นเอวของเสาดังรูปที่ 14(a)

ค่าหน่วยแรงตามแนวแกนบริเวณแผ่นปีกของเสาพบว่าเสา B และ C มีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนมากกว่า เสา A และ D ที่บริเวณชั้น 1 ถึงชั้น 7 และมีค่าหน่วยแรงตามแนวแกนน้อยกว่าเสา A และ D ที่บริเวณชั้น 8 ถึงชั้น 9 แต่ยังคงอยู่ต่ำกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของแผ่นปีกของเสาดังรูปที่ 14(b) จากรูปที่ 14(a) และ 14(b) ในที่ระดับชั้นอาคารที่สูงขึ้น มีการลดขนาดหน้าตัดเสา ทำให้หน่วยแรงเฉพาะที่ในเสามีค่าเพิ่มขึ้น

เมื่อพิจารณาการวิบัติของจุดต่อจากตารางที่ 2 ค่าสูงสุดของอัตราส่วนระหว่างแรงจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น และกำลังต้านทานของจุดต่อคาน-เสา ที่ออกแบบตาม มยผ. 1304-61 เท่ากับ 0.543 สำหรับแรงเฉือนจากคาน, 0.796 สำหรับโมเมนต์คานจากคาน, 0.604 สำหรับแรงดึงจากคานค้ำยันตง และ 0.802 สำหรับแรงอัดจากคานค้ำยันตง กล่าวคือจุดต่อที่ออกแบบตาม มยผ. 1304 สามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย

## 6. สรุปผล

งานวิจัยนี้ศึกษาสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองในการต้านทานแผ่นดินไหว โดยเลือกอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ ประกอบด้วยโครงอาคารที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น และ 9 ชั้น ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง และออกแบบตามมาตรฐาน AISC 360-16 [1] จากนั้นนำไปวิเคราะห์หาผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น

ผลการศึกษาพบว่า อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษที่นำมาศึกษานั้น เมื่อประเมินสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41-13 มีการเสียรูปตามแนวแกนอยู่ในเกณฑ์ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy, IO) แต่ค้ำยันตงเกิดแรงไปถึงระดับที่ค้ำยันเริ่มเกิดการโก่งเดาะแล้ว

การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นของอาคารอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ตาม มยผ. 1301/1302-61

เมื่อพิจารณาการโก่งเดาะของเสาไม่พบการวิบัติของเสาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น สำหรับการโก่งเดาะเฉพาะที่

ขององค์อาคารเสา หน่วยแรงตามแนวแกนของแผ่นเอวและแผ่นปีกของเสาอยู่ต่ำกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้

จากการพิจารณาการวิบัติของจุดต่อ พบว่ากำลังต้านทานของจุดต่อที่ออกแบบตาม มยผ. 1304-61 นั้นเพียงพอต่อการต้านทานแรงที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวได้

ดังนั้นการออกแบบอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษในงานวิจัยนี้ที่ถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบเดิมนั้นยังเพียงพอต่อการต้านทานแผ่นดินไหว

อย่างไรก็ตามผลการศึกษานี้ยังไม่ได้ครอบคลุมไปถึงการพิจารณาโครงสร้างเหล็กประเภทอื่นและสถานที่ตั้งอาคารอื่นๆ ซึ่งอยู่ระหว่างการการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวและการสั่นสะเทือน (Center of Excellence in Earthquake Engineering and Vibration) ที่เอื้อเฟื้ออุปกรณ์ และสถานที่สำหรับการทำวิจัย

## เอกสารอ้างอิง

- [1] American Institute of Steel Construction (2016). Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16). Chicago, Illinois.
- [2] American Institute of Steel Construction (2016). Seismic provisions for structural steel buildings (ANSI/AISC 341-16). Chicago, Illinois.
- [3] American Institute of Steel Construction (2010). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-10). Chicago, Illinois.
- [4] American Society of Civil Engineers (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16). Reston, Virginia.
- [5] American Society of Civil Engineers (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13). Reston, Virginia.
- [6] Gioncu, V. and F. Mazzolani (2013). Seismic design of steel structures. Broken Sound Parkway NW ,Boca Raton, CRC Press.
- [7] Deierlein, G., S. Bono, J. Malley, S. Mazzoni and C. Uang (2017). "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part IIa – Steel Moment Frames." Rep. No. NIST GCR 17-917-46v2.
- [8] Dutta, A., K. Aswegan, R. Hanson, J. Harris, J. Malley, R. Sabelli, J. Collins, F. Charney and R. Tovani (2020). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures Volume II: Part 3 Resource Papers (FEMA P-2082-2). Washington, D.C. Gioncu, V. and F. Mazzolani (2013). Seismic design of steel structures. Broken Sound Parkway NW, Boca Raton, CRC Press.
- [9] Hamburger, R., G. Deierlein, D. Lehman, D. Lignos, L. Lowes, R. Pekelnicky, P. Shing, P. Somers and J. Van de Lindt (2017). "Recommended modeling parameters and acceptance

criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design." Rep. No. NIST GCR 17-917-45.

- [10] Khy, K. (2018). Improved response spectrum analysis procedure for design of reinforced concrete tall buildings, Chulalongkorn University.
- [11] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61). กรุงเทพมหานคร, ประเทศไทย.
- [12] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557). มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303-57). กรุงเทพมหานคร, ประเทศไทย.
- [13] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1304-61). กรุงเทพมหานคร, ประเทศไทย.