



การประเมินค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนของอาคารพาณิชย์คอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น

เอกนรา จันดา*

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยราชภัฏนครปฐม

* ผู้นิพนธ์ประสานงาน โทรศัพท์ 08-9441-7088 อีเมล: eknara@webmail.npru.ac.th DOI: 10.14416/j.kmutnb.2018.03.013

รับเมื่อ 1 พฤษภาคม 2560 ตอบรับเมื่อ 4 สิงหาคม 2560 เผยแพร่ออนไลน์ 27 มีนาคม 2561

© 2018 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการประเมินค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนของอาคารตึกแถวคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น ในประเทศไทยที่ได้รับการออกแบบและไม่ได้ออกแบบด้านแผ่นดินไหว สำหรับโครงสร้างที่ได้รับการออกแบบด้านแผ่นดินไหว จะเลือกใช้ระบบโครงสร้าง 2 ระบบ ได้แก่ โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัด และโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว โดยใช้มาตรฐานการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย (มยพ. 1302) ในการคำนวณแรงเฉือนที่ฐาน การศึกษานี้วิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารด้วยระเบียบวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้นผ่านแบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อประเมินค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน ผลการวิเคราะห์พบว่า ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนของทั้งระบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัดและระบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวที่วิเคราะห์ได้จากการศึกษานี้มีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดให้ใช้ตามมาตรฐาน มยพ. 1302

คำสำคัญ: ตัวประกอบปรับผลตอบแทน, คอนกรีตเสริมเหล็ก, สถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น, อาคารพาณิชย์

Evaluation of Response Modification Factor for 4-story RC Shophouses

Eknara Junda*

Department of Civil Engineering, Faculty of Science and Technology, Nakhon Pathom Rajabhat University, Nakhon Pathom, Thailand

* Corresponding Author, Tel. 08-9441-7088, E-mail: eknara@webmail.npru.ac.th DOI: 10.14416/j.kmutnb.2018.03.013

Received 1 May 2017; Accepted 4 August 2017; Published online: 27 March 2018

© 2018 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

Abstract

This paper presents the evaluation of the response modification factor (R) for 4-story reinforced concrete shop houses in Thailand. The buildings, some of which were designed for earthquakes and some that were not, were used as a case study. For the seismic design, two different types of structural systems, intermediate RC moment resisting frames and special RC moment resisting frames, were considered and designed according to Thailand's seismic design code, namely DPT-1302. In this study, nonlinear static analysis (pushover analysis) was employed and the analytical results were compared with the DPT-1302 standard. The results indicated that the response modification factors for both the intermediate RC moment resisting frames and the special RC moment resisting frames from the analysis were greater than the factors prescribed by the DPT-1302 standard.

Keywords: Response Modification Factor, RC Moment Resisting Frame, Nonlinear Static Analysis, Shophouse

1. บทนำ

จากการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับความเสี่ยงและผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่ออาคาร และสิ่งปลูกสร้างในประเทศไทยอย่างต่อเนื่องตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ทำให้ทราบว่าหลายๆพื้นที่ในประเทศไทยมีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวอยู่ไม่น้อย จากการศึกษาข้างต้นทำให้ประเทศไทยได้นำข้อมูลไปขยายผลต่างๆ เช่น การจัดทำแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว การประกาศมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวหรือ มยผ 1301-50 [1] เพื่อเพิ่มเติมรายละเอียดการออกแบบอาคารในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) รวมถึงการกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวหรือ มยผ. 1302 [2] เป็นต้น

สำหรับมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302) เป็นมาตรฐานที่กำหนดหลักเกณฑ์ แนวทางการออกแบบและการให้รายละเอียดของหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้างรวมถึงปริมาณเหล็กเสริมสำหรับอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในพื้นที่ต่างๆ ทั่วประเทศไทย โดยวิศวกรผู้ออกแบบสามารถเลือกใช้ระบบโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหวได้หลายระบบ รวมถึงสามารถเลือกระดับความเหนียวของโครงสร้างให้เหมาะสมกับแรงแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้น โดยมีตัวแปรสำคัญในการปรับระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามมาตรฐานนี้ คือ ตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor) หรือค่า R ซึ่งตัวประกอบนี้มีผลโดยตรงต่อการประมาณค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Design Base Shear) จากแผ่นดินไหวและการกำหนดคุณสมบัติการสลายพลังงานของโครงสร้างผ่านพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Behavior)

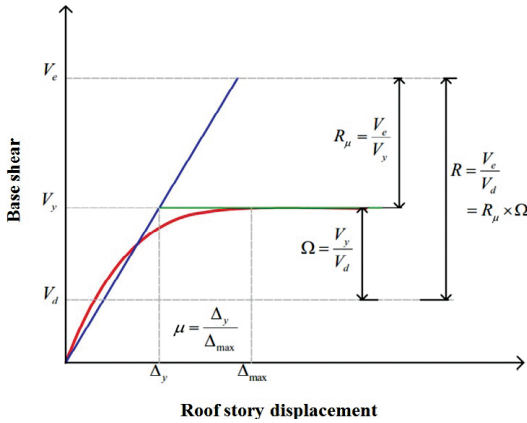
สำหรับหลักการกำหนดค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนตามมาตรฐาน มยผ.1302 ของประเทศไทยได้อาศัยข้อมูลจากมาตรฐานของต่างประเทศเป็นแนวทางในการกำหนดค่า อย่างไรก็ตามค่านี้ไม่ได้มีหลักการกำหนดที่แน่นอน เป็นเพียงค่าประมาณจากประสบการณ์ของผู้เชี่ยวชาญเท่านั้น อีกทั้งค่า R ที่กำหนดให้ใช้ตามมาตรฐานนี้ ไม่ละเอียด

เพียงพอเนื่องจากไม่ได้คำนึงถึงรูปร่าง ความสูงของอาคารหรือรูปแบบการจัดวางองค์อาคารยึดรั้ง (ในโครงแกนเหล็ก) เป็นต้น บทความนี้จะนำเสนอกระบวนการประเมินค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย โดยเริ่มนำร่องจากอาคารตัวแทนที่มีลักษณะเป็นอาคารตึกแถว หรืออาคารพาณิชย์ (Shophouse) ความสูง 4 ชั้น เนื่องจากอาคารประเภทนี้มีแนวโน้มที่จะปลูกสร้างเพิ่มมากขึ้นในอนาคตตามการขยายตัวของสังคมเมืองและราคาที่ดินที่สูงขึ้น

1.1 Response Modification Factor

สำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการประมาณแรงต้านข้าง (Force-based Method) แรงเฉือนที่ฐานที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว จะได้มาจากการปรับลดแรงจากแผ่นดินไหวโดยใช้ตัวประกอบหรือตัวแปรเพียง 1 ตัว เพื่อปรับจากผลตอบแทนของอาคารแบบพฤติกรรมยืดหยุ่น (Elastic Response) ไปสู่ผลตอบแทนแบบพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Response) ซึ่งเป็นระดับของแรงที่ใช้ในการออกแบบ โดยยอมให้โครงสร้างเกิดการสลายพลังงานในรูปของการเสียรูปแบบพลาสติก (Inelastic Deformation) ภายใต้การควบคุมการเสียรูปด้านข้างไม่ให้เกินค่าที่ยอมให้ แนวคิดการปรับลดแรงจากแผ่นดินไหวลักษณะข้างต้นนี้ได้รับการยอมรับอย่างแพร่หลาย แต่อาจจะมีค่าและในรูปแบบต่างกันออกไปในแต่ละประเทศ เช่น อยู่ในรูปของ Behavior Factor (q) ในมาตรฐาน Eurocode 8 [3], Response Reduction Factor (R) ในมาตรฐาน IS 1893 [4] และ Response Modification Factor (R) ในมาตรฐาน ASCE7 [5], FEMA 273 [6] และ มยผ.1302 เป็นต้น

สำหรับบทความนี้จะอ้างถึงตัวแปรนี้ในรูปแบบของตัวประกอบปรับผลตอบแทน เพื่อให้สอดคล้องกับมาตรฐาน มยผ. 1302 ของประเทศไทย ตัวประกอบปรับผลตอบแทนนี้เป็นตัวประกอบที่ได้พิจารณาพฤติกรรมการสลายพลังงาน Damping และค่ากำลังส่วนเกินของโครงสร้างไว้เรียบร้อยแล้ว โดยจะทำหน้าที่คาดการณ์ความสามารถในการสลายพลังงาน



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า R , Ω_d , R_μ , μ [7]

ของโครงสร้าง ใช้เพื่อปรับลดแรงต้านข้างจากการตอบสนองแบบเชิงเส้นไปสู่การตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นสำหรับออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

รูปที่ 1 แสดงหลักการออกแบบจากวิธี Force-based Method โดยการลดค่าแรงเฉือนที่ฐานจากสภาวะยืดหยุ่น (V_e) ไปสู่ค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับออกแบบ (V_d) ด้วยตัวประกอบปรับผลตอบแทน จากรูปจะเห็นว่ามีส่วนประกอบหลัก 2 ตัวประกอบ ที่เกี่ยวข้องกับค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน ได้แก่ ค่าตัวประกอบ Ductility Reduction Factor (R_μ) และค่าตัวประกอบ Overstrength Factor (Ω_d) ซึ่งสามารถเขียนความสัมพันธ์ของค่าตัวประกอบทั้ง 3 ได้ดังสมการที่ (1)

$$R = \frac{V_e}{V_d} = R_\mu \times \Omega_d \quad (1)$$

1.2 Ductility Reduction Factor

ค่าตัวประกอบ Ductility Reduction Factor หรือค่า R_μ คือ ตัวประกอบที่แสดงอัตราส่วนระหว่างค่าการตอบสนองของแรงเฉือนที่ฐานภายใต้สภาวะยืดหยุ่น (V_e) กับการตอบสนองของแรงเฉือนที่ฐานภายใต้พฤติกรรมที่จุดครากจริงของโครงสร้าง (V_y) ผ่านความสามารถของสลายพลังงานเมื่อโครงสร้างออกแบบอย่างเหมาะสม โดยสามารถเขียน R_μ ให้อยู่ในรูปของสมการดังสมการที่ (2)

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

สำหรับปัจจัยหลักที่มีส่วนสำคัญต่อค่า R_μ นั้น คือระดับความเหนียวรวมของระบบโครงสร้าง μ โดยที่ค่า μ คืออัตราส่วนระหว่างการเสียรูปด้านข้างสูงสุดที่จุดวิกฤติของอาคารกับการเสียรูปด้านข้างที่จุดคราก โดยหลายปีที่ผ่านมาได้มีการศึกษาวิจัยเพื่อที่จะประมาณค่า R_μ อยู่หลายแนวคิด โดยที่แนวคิดหรือทฤษฎีที่ถูกยกนำมาใช้กันบ่อยๆ คือ การศึกษาของ Miranda และ Bertero [8]

งานวิจัยดังกล่าวเป็นการศึกษาคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 124 คลื่น จากดินหลายประเภท (5% Damping) ผลการศึกษาดังกล่าวชี้ให้เห็นว่าความรุนแรงและระยะห่างระหว่างโครงสร้างกับจุดที่เกิดแผ่นดินไหวไม่มีผลต่อค่า R_μ ขณะที่ตัวแปรที่มีผลคือ ประเภทของดิน คาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง และค่าความเหนียวของโครงสร้าง สมการ R_μ ของการศึกษานี้จึงมีเกี่ยวข้องกับตัวแปรที่เกิดจากผลกระทบของประเภทของดินดังสมการที่ (3)

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1 \quad (3)$$

โดยที่ค่า ϕ ขึ้นอยู่กับค่าการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง และคุณสมบัติของดิน

1.3 Overstrength Factor

ตัวประกอบอีกค่าหนึ่งที่ใช้วิเคราะห์ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน คือ ค่าตัวประกอบ Overstrength Factor (Ω_d) โดยตัวประกอบนี้มีความสำคัญต่อการป้องกันอาคารไม่ให้พังทลายจากความไม่แน่นอนในกระบวนการออกแบบและก่อสร้าง ซึ่งสามารถเขียนให้อยู่ในรูปอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ฐานภายใต้พฤติกรรมที่จุดครากจริง (V_y) ต่อค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับออกแบบ (V_d) ดังสมการที่ (4)

$$\Omega_d = \frac{V_y}{V_d} \quad (4)$$

ภายใต้แผ่นดินไหว อาคารจะสั่นสะเทือนจากมวล

ของตัวอาคารเอง (Mass) แรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อโครงสร้างเริ่มเกิดการคราก (First Yielding) แล้ว ค่าความแกร่ง (Stiffness) ของอาคารจะมีค่าลดลง อย่างไรก็ตาม แรงเฉือนที่ฐานที่อาคารนี้สามารถรับได้อาจมีค่าสูงกว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบมาก

สำหรับปัจจัยที่มีผลต่อค่ากำลังส่วนเกิน (Overstrength) ของโครงสร้างสามารถพิจารณาได้จากหลายปัจจัยประกอบกัน โดยอาจแบ่งออกเป็น 2 ส่วนหลักๆ คือ Local Overstrength และ Global Overstrength ดังนี้

1.3.1 Local Overstrength

กระบวนการออกแบบชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้างคือปัจจัยหลักทำให้เกิด Local Overstrength เพราะทำให้กำลังของโครงสร้างมีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการออกแบบ เช่น 1) มาตรฐานการออกแบบกำหนดกำลังของวัสดุน้อยกว่ากำลังของวัสดุจริง เช่น การกำหนดกำลังที่ยอมให้ของมาตรฐานการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน 2) การกำหนดความต้องการขั้นต่ำของมาตรฐานการออกแบบ เช่น ระยะห่างเหล็กปลอกขั้นต่ำ หรือปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำ เป็นต้น 3) หลักการออกแบบเพื่อลดความเสี่ยงเนื่องจากความเป็นได้ของน้ำหนักบรรทุก เช่น การรวมน้ำหนักบรรทุกจากข้อกำหนดเรื่อง Load Combinations หรือการพิจารณา Serviceability เช่น การตรวจสอบการเสียรูปของชิ้นส่วนไม่ให้เกินค่าที่ยอมให้ 4) การออกแบบด้วยการจัดกลุ่มโครงสร้างที่มีแรงภายในใกล้เคียงกันโดยเลือกใช้แรงภายในที่มีค่ามากที่สุดเป็นตัวแทนในการกำหนดรายละเอียดของชิ้นส่วนในกลุ่มนั้นๆ ขนาดของโครงสร้างจึงใหญ่กว่าความต้องการของโครงสร้างที่ได้จากการคำนวณ เป็นต้น

1.3.2 Global Overstrength

สำหรับกำลังส่วนเกินโดยรวม (Global Overstrength) เกิดจากพฤติกรรมของระบบโครงสร้างโดยรวมภายใต้แรงกระทำด้านข้าง หลังจากระบบโครงสร้างโดยรวมเกิดการครากซึ่งทำให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) ขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งทำให้เกิดการถ่ายแรงไปสู่ชิ้นส่วนอื่นๆ ของโครงสร้าง (Redistribution) พฤติกรรมเหล่านี้ทำให้กำลังของโครงสร้างจริงสูงกว่ากำลังจากการออกแบบ นอกจากนี้

ชิ้นส่วนของอาคารบางส่วนที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแต่พฤติกรรมจริงสามารถช่วยต้านทานแรงด้านข้างได้ เช่น แผ่นพื้นสามารถช่วยต้านทานและกระจายแรงด้านข้างได้ หรือผลจากกำแพงอิฐก่อที่มีส่วนช่วยในการต้านทานแรงด้านข้างได้ เป็นต้น

Arslan และ Erkan [9] ได้ศึกษาค่า Overstrength Factor ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4-8 ชั้น ภายใต้ความรุนแรงของแผ่นดินไหวและลักษณะของดินที่ต่างกัน ผลการศึกษาพบว่า ปัจจัยที่มีผลมากต่อค่า Overstrength Factor คือตำแหน่งที่ตั้ง ซึ่งพบว่า อาคารที่ตั้งอยู่ในพื้นที่เสี่ยงต่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวสูงจะมีค่า Overstrength Factor สูง ขณะที่ลักษณะของดินก็มีผลกระทบเช่นกัน

Kim และ Choi [7] ได้ศึกษาค่ากำลังส่วนเกินความเหนียว และค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนของระบบโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ (Chevron-braced Frame) ที่จำนวนชั้นต่างกัน ด้วยวิธีวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Analysis, Pushover) และวิธีวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบค่อยๆ เพิ่ม (Nonlinear Incremental Dynamic Analysis) จากผลการศึกษาพบว่า ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) ของระบบโครงแกนเหล็กที่มีความเหนียว (SCBFs) ที่มีความเหนียวความสูง 3 และ 6 ชั้น มีค่าระหว่าง 8-10 และ 5-7 ตามลำดับ โดยที่ค่าตัวประกอบ Overstrength Factor สูงสุดของอาคาร 3 และ 6 ชั้นอยู่ที่ 4.7 และ 3.6 ตามลำดับ

Mahmoudi และ Zaree [10] ได้ศึกษาและเปรียบเทียบค่าตัวประกอบ R ของโครงสร้างระบบโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบดั้งเดิม (Conventional Concentric Braced Frames; CBFs) และโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ที่ใช้องค์อาคารยึดรั้งแบบไม่โก่งเดาะ (Buckling Restrained Braced Frames; BRBFs) โดยการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น ในการศึกษานี้ได้สร้างแบบจำลองของระบบโครงสร้าง CBFs และระบบโครงสร้าง BRBFs ที่มีความสูง 3, 5, 7, 10 และ 12 ชั้น โดยมีการวางรูปแบบขององค์อาคารยึดรั้งในรูปแบบแตกต่างกัน (X, chevron V, inverted V) จากผลการศึกษาพบว่า ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน

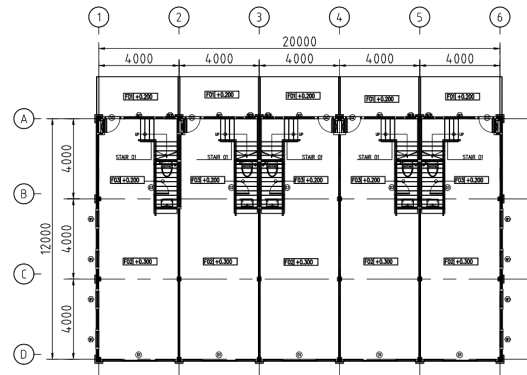
ของระบบโครงสร้าง CBFs (ออกแบบด้วยค่า $R = 6$) มีค่าระหว่าง 3–8 ขณะที่ค่าตัวประกอบ R ของระบบโครงสร้าง BRBFs (ออกแบบด้วยค่า $R = 8$) มีค่าระหว่าง 7–22 ผลการศึกษาดังกล่าวยังพบว่า ค่า R มีแนวโน้มลดลงเมื่อความสูงของอาคารเพิ่มขึ้น สำหรับค่าตัวประกอบ Overstrength Factor จากการศึกษาพบว่า ค่า Overstrength Factor มีค่าลดลงเมื่อความสูงของอาคารเพิ่มขึ้นเช่นกัน โดยพบว่า ค่า Overstrength Factor สูงสุดสำหรับอาคารสูง 3, 5 ชั้น ของโครงสร้างระบบ CBFs มีค่า 6.09, 5.08 ขณะที่โครงสร้างระบบ BRBFs มีค่า 3.41, 2.60

Monda *et al.* [11] ได้ศึกษาและประเมินค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว ลักษณะอาคารเป็นอาคารสำนักงานทั่วไป มีความสูง 2, 4, 8 และ 12 ชั้น โดยออกแบบด้วยมาตรฐาน IS 1893 (ออกแบบโดยใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง $R = 5$) วิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธี Pushover Analysis ผลการประเมินค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองของอาคาร 4 ชั้น ที่กำหนดเงื่อนไขการวิบัติแบบ PL.1 มีค่า 5.31 ขณะที่ค่าตัวประกอบ Overstrength Factor มีค่า 2.64 และค่า Ductility Reduction Factor มีค่า 2.01

2. อุปกรณ์และวิธีการวิจัย

2.1 อาคารตัวแทน

อาคารตัวแทนที่ใช้ในการศึกษานี้คือ อาคารพาณิชย์หรือตึกแถว 4 ชั้น โดยเป็นแบบอาคารตัวแทนจากการศึกษาของ Ruksa [12] ที่ได้รับรวบรวมสถิติลักษณะอาคารตึกแถวสูง 4 ชั้น จากแบบก่อสร้างจริงในประเทศไทยทั้งหมด 16 อาคาร แล้วนำมาปรับปรุงให้เป็นรูปแบบอาคารที่นิยมใช้งานอย่างแพร่หลาย (Typical Characteristic) ในประเทศไทย ลักษณะทางสถาปัตยกรรมทั่วไปของแบบอาคารตัวแทนที่ใช้ในการศึกษานี้ มีลักษณะเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น ความสูงแต่ละชั้นสูง 3 เมตร มีระบบโครงสร้างเป็นแบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก (Moment Resisting Frame) พื้นอาคารเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตสำเร็จ ยกเว้นพื้นชั้นหนึ่ง ระเบียงกันสาดและพื้นห้องน้ำเป็นพื้น



รูปที่ 2 ผังชั้นที่ 1 ของอาคารตัวแทน [12]



รูปที่ 3 มุมมองด้านหน้าของอาคารตัวแทน [12]

คอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ โครงสร้างหลังคาเป็นโครงเหล็ก จำนวนคูหาของอาคารตึกแถวนี้อยู่ที่ 5 คูหา มีความกว้าง 4 เมตรต่อคูหา โดยที่แต่ละคูหาลึก 12 เมตร แบ่งเป็นช่วงเสา 3 ช่วงๆ ละ 4 เมตร ตามแนวลึก แต่ละคูหาจะมีผนังก่ออิฐฉาบปูนครึ่งแผ่นโดยรอบตลอดทุกชั้นอาคาร ยกเว้นด้านหน้าและหลังอาคารที่มีช่องเปิดสำหรับประตูและหน้าต่าง สามารถแสดงรูปร่างอาคาร แพลนและรูปด้านหน้า ในรูปที่ 2–3 ตามลำดับ

สำหรับขนาดและรายละเอียดของเหล็กเสริมในคานและเสาของอาคารตัวแทนนี้ ได้พิจารณาแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต่างกัน 3 ระบบ ได้แก่ ระบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว (Gravity Load Design Frame; GLDF) ระบบโครงต้านแรง

ดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัด (Intermediate Moment Resisting RC Frame; IMRF) และระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว (Special Moment Resisting RC Frame; SMRF)

ในการประมาณแรงแผ่นดินไหว จะพิจารณาหาแรงเฉือนที่ฐานตามระดับความรุนแรงจากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในแต่ละพื้นที่ในประเทศไทย โดยใช้ข้อมูลความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบตามที่กำหนดในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว (มยพ. 1302) จากนั้นจึงพิจารณาตรวจสอบผลของการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นสูงสุด (Maximum Inter-Story Drift) และผลของค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (Maximum Floor Displacement) โดยให้รายละเอียดการออกแบบ การเสริมเหล็กตามมาตรฐาน มยพ. 1302 สำหรับระบบโครงสร้างแบบความเหนียวจำกัด (IMRF) และใช้มาตรฐาน ACI 318 [13] สำหรับระบบโครงสร้างแบบความเหนียว (SMRF) เนื่องจากรายละเอียดการให้รายละเอียดเหล็กเสริมของระบบโครงสร้างนี้ไม่มีรายละเอียดอธิบายในมาตรฐาน มยพ.1302 ของประเทศไทย โดยการศึกษาใช้น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มเติมตามตารางที่ 1 สำหรับออกแบบอาคารทั้ง 3 อาคาร

ตารางที่ 1 น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มเติมที่ใช้ในการออกแบบ

AREA	SDL (kg/m ²)	LL (kg/m ²)
พักอาศัยและโถง	120	200
ห้องน้ำและระเบียง	120	150
หลังคา	40	30
ผนังอิฐก่อครึ่งแผ่น	180	-

สำหรับอาคารตัวแทนที่ได้รับการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว กรณีออกแบบระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัด (IMRF) ได้สมมติให้อาคารตัวแทนตั้งอยู่ใน อ.เมือง จ.กำแพงเพชร และสำหรับกรณีออกแบบด้วยระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว (SMRF) สมมติให้อาคารตัวแทนตั้งอยู่ใน อ.วังชัน

จ.แพร่ สำหรับประเภทของดิน กำหนดให้ดินเป็นดินประเภท D ดังแสดงการสรุปรายละเอียดข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวทั้ง 2 ระบบโครงสร้างในแต่ละพื้นที่ทั้ง 2 ไว้ในตารางที่ 2

คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการออกแบบ ได้ใช้กำลังอัดของคอนกรีตเท่ากับ 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ใช้เหล็กเสริมเกรด SR24 และ SD40 มีกำลังรับแรงดึงที่จุดครากที่ 2,400 และ 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ

ตารางที่ 2 น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มเติมที่ใช้ในการออกแบบ

ระบบอาคาร	ประเภทชั้นดิน	บริเวณ
IMRF	D	อ.เมือง จ.กำแพงเพชร
SMRF	D	อ.วังชัน จ.แพร่

การศึกษานี้ใช้การรวมน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว มยพ 1302 โดยหน้าตัดออกแบบคอนกรีตเสริมด้วยวิธีกำลังสามารถแสดงการรวมกันของน้ำหนักบรรทุกทุก (Load Combination) ดังสมการที่ (5)–(6) เพื่อใช้ค่าสูงสุดในแต่ละกรณีของแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง ทั้งการพิจารณาแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด

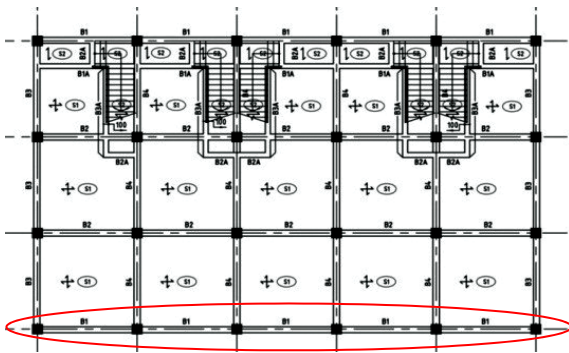
$$\sum W_1 = 0.9DL + 1.0E \quad (5)$$

$$\sum W_2 = 1.2DL + 1.0LL + 1.0E \quad (6)$$

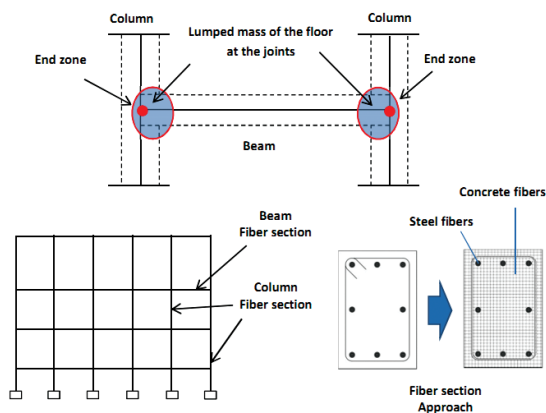
รูปที่ 4 แสดงผังโครงสร้างของอาคาร โดยสมมติให้แรงแผ่นดินไหวมีทิศทางในแนวขวางของตัวอาคาร

2.2 การพัฒนาแบบจำลอง

แบบจำลองโครงสร้าง กำหนดให้จุดยึดระหว่างเสากับพื้นดินเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) กำหนดคุณสมบัติขนาดหน้าตัดและจำนวนเหล็กเสริมของหน้าตัดเสาและคานด้วยแบบจำลองสายใย (Fiber Sections) โดยมวล



รูปที่ 4 ผังโครงสร้างชั้นที่ 1 ของอาคาร



รูปที่ 5 แนวคิดของแบบจำลองโครงสร้าง

ของโครงสร้างพิจารณาจากพื้นที่รับผิวดชอบ (Tributary Area) แล้วรวมไว้ที่จุดต่อระหว่างเสาและคานของโครงสร้าง โดยที่จุดต่อระหว่างเสากับคาน จำลองเป็น Elastic End Zone เพื่อพิจารณาพฤติกรรมการเสียรูปของจุดต่อระหว่างเสากับคานร่วมด้วย สามารถแสดงรายละเอียดแบบจำลองในรูปที่ 5

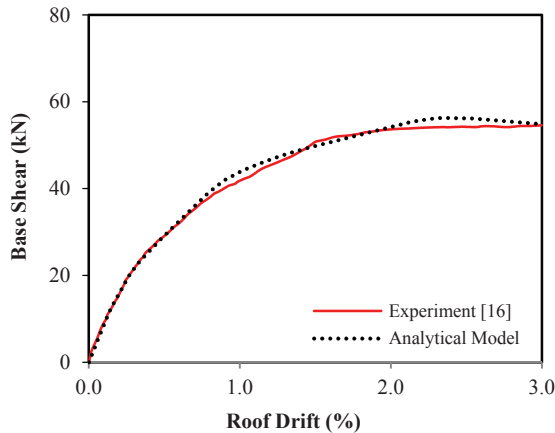
สำหรับหน้าตัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งมีพฤติกรรมที่ซับซ้อนเนื่องจากเป็นพฤติกรรมร่วมกันระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นจากการจำลองหน้าตัดคอนกรีตและเหล็กเสริมภายใต้พฤติกรรมหลังการคราก (Post-yielding Behavior) สำหรับแบบจำลองคอนกรีต ได้พิจารณาผลจากการโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กปลอก (Concrete Confinement) ตามแนวคิดของ

Mander *et al.* [14] สำหรับแบบจำลองเหล็กเสริม การศึกษานี้กำหนดพฤติกรรมการเสียรูปของเหล็กเสริมแบบ Trilinear ร่วมด้วยการพิจารณาผลจากการพัฒนากำลังเพิ่มขึ้นหลังจากเหล็กเสริมเกิดการคราก (Strain Hardening)

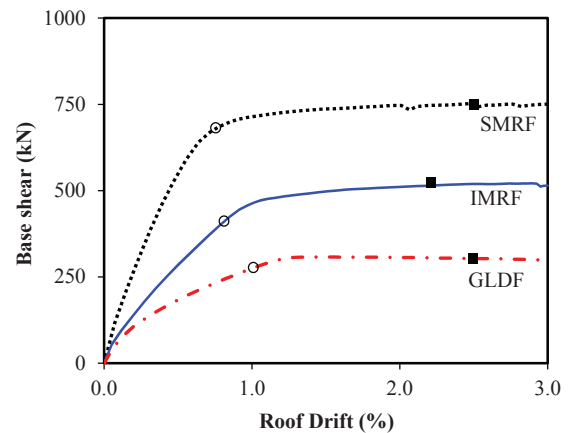
การพิจารณาสถานะขีดสุด (Limit States) ที่จุดวิบัติ (Ultimate States) ในการศึกษาได้พิจารณาทั้งสถานะขีดสุดจากระบบโดยรวมของโครงสร้าง (Global/Structural Limits) และสถานะขีดสุดจากชิ้นส่วนโครงสร้าง (Local/Component Limits) สำหรับสถานะขีดสุดจากระบบโดยรวมของโครงสร้าง จะพิจารณาให้โครงสร้างวิบัติเมื่อการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Interstory Drift) มีค่าเกินกว่า 4% ซึ่งอยู่ในระดับสมรรถนะของโครงสร้างและความเสียหาย “Collapse Prevention” อ้างอิงจาก FEMA-356 [15] ส่วนการกำหนดสถานะขีดสุดจากชิ้นส่วนโครงสร้างที่จุดวิบัติจะพิจารณาจากผลของขีดจำกัดการเสียรูป (Ultimate Strain) เนื่องจากคุณสมบัติวัสดุในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยกำหนดให้ขีดจำกัดความเครียดด้านแรงอัดที่จุดวิบัติของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด (Unconfined Concrete) มีค่า $\epsilon_{cc} = 0.005$ อ้างอิงจากการศึกษาของ Priestley [16] สำหรับขีดจำกัดความเครียดด้านแรงอัดที่จุดวิบัติของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด (Confined Concrete) การศึกษานี้อ้างอิงค่าจากแนวคิดของ Mander *et al.* [14] ซึ่งเสนอว่า เหล็กปลอกจะเก็บสะสมพลังงานจากการโอบรัดหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กไว้ โดยที่ค่าความเครียดที่จุดวิบัติจะเกิดขึ้น ณ จุดที่เหล็กปลอกที่รัดหน้าตัดนั้นๆ อยู่เกิดการวิบัติเป็นครั้งแรก (First Hoop Fracture) ซึ่งแนวคิดความสมดุลของพลังงานระหว่างเหล็กเสริมกับเหล็กปลอกที่โอบรัดหน้าตัด เมื่อมีงานภายนอกกระทำมากกว่า Strain Energy ของเหล็กปลอกที่สามารถรับได้ จะพิจารณาว่าเกิดการวิบัติที่หน้าตัดนั้นๆ

2.3 การตรวจสอบแบบจำลอง

การศึกษานี้สร้างและวิเคราะห์แบบจำลองด้วยโปรแกรม Perform 3D [17] ภายใต้แนวคิดและเงื่อนไขของแบบจำลองที่กล่าวไว้ข้างต้น โดยที่แบบจำลองนี้ได้รับการตรวจสอบความถูกต้องก่อนนำแบบจำลองไปขยายผลเพื่อวิเคราะห์



รูปที่ 6 การตรวจสอบแบบจำลองกับผลทดสอบ



รูปที่ 7 กราฟ Pushover ของโครงสร้างทั้ง 3 ระบบ

ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน กับผลทดสอบจากการศึกษาของ Kham *et al.* [18] ซึ่งเป็นการทดสอบโครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 1 ชั้น 1 ช่วง (Bare Frame) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (Gravity Loads) และน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวนอน (Lateral Load) ผลการเปรียบเทียบ พบว่าแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นสามารถจำลอง Backbone Curve ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งด้านสตีฟเนสและด้านกำลังดัดแสดงผลการเปรียบเทียบในรูปที่ 6

3. ผลการวิเคราะห์

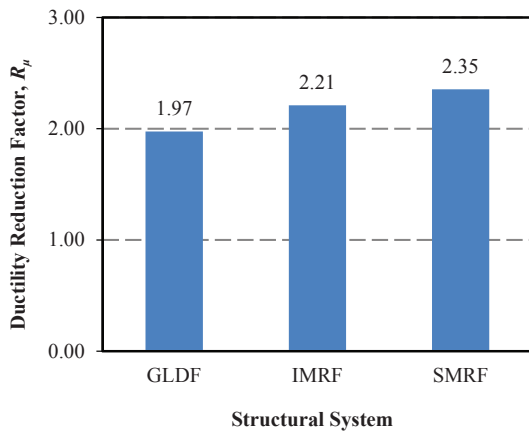
ผลการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Analysis, Pushover Analysis) ของทั้ง 3 ระบบ ซึ่งแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและร้อยละการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 7 ผลการวิเคราะห์พบว่า ระบบ GLDF, IMRF และ SMRF มีค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 301, 458 และ 657 ตามลำดับ จากค่าแรงเฉือนที่ฐานของทั้ง 3 ระบบ ชี้ให้เห็นว่าตำแหน่งที่ตั้งและข้อกำหนดในมาตรฐานการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว [2], [13] ส่งผลให้กำลังรับแรงต้านข้างของอาคารแตกต่างกันมากแม้ว่าจะเป็นอาคารรูปแบบเดียวกัน ความสูงเท่ากัน โดยพบว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานของระบบ SMRF สูงกว่าระบบ IMRF อยู่ 1.24 เท่า และสูงกว่า

ระบบ GLDF ถึง 2.18 เท่า ตามลำดับ

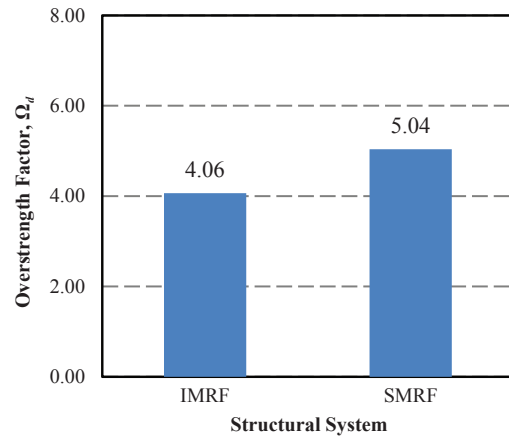
การเสียรูปที่สภาวะคราก (Yielding) และสภาวะวิบัติ (Ultimate) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่า SMRF จะเกิดการครากของระบบ (System Yielding) ก่อนโครงสร้างอื่นๆ โดยเกิดที่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.76% ขณะที่ระบบ IMRF เกิดการครากช้ากว่าที่ 0.80% และระบบ GLDF เกิดช้าที่สุดเท่ากับ 1.10% โดยหลังจากระบบโครงสร้างเกิดการคราก โครงสร้างจะเข้าสู่พฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Behaviors) ซึ่งกำลังของโครงสร้างในช่วงนี้จะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ทั้งนี้เป็นผลมาจากพฤติกรรมของ Stain Hardening ในหน้าตัดโครงสร้าง

การวิบัติของโครงสร้างของทั้ง 3 ระบบเกิดขึ้นภายใต้เงื่อนไขอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Interstory Drift) ของอาคารเกินกว่าสภาวะขีดสุดจากระบบโดยรวมของโครงสร้างที่ 4% ซึ่งเป็นสภาวะ Collapse Prevention [15] โดยผลการวิเคราะห์พบว่า ณ จุดวิบัติ การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของโครงสร้างมีค่า 2.53%, 2.23% และ 2.55% สำหรับระบบ GLDF, IMRF และ SMRF ตามลำดับ เมื่อคิดเป็นค่าระยะการเสียรูปของอาคารจะอยู่ที่ประมาณ 0.26–0.31 เมตร

ค่าอัตราส่วนความเหนียว μ ของระบบโครงสร้างทั้งสามสามารถหาได้จากอัตราส่วนระหว่าง การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่จุดคราก (Δ_y) กับการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่จุดวิบัติ (Δ_u), แรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบ ซึ่งค่าจากวิเคราะห์อยู่ในช่วง 2.3–3.4



รูปที่ 8 ค่าตัวประกอบ Ductility Reduction Factor



รูปที่ 9 ค่าตัวประกอบ Overstrength Factor

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง

Frame	Δ_y (%drift)	Δ_u (%drift)	V_d (kN)	V_u (kN)	μ	Ω_d	Limit State
GLDF	1.10	2.53	-	301	2.30	-	IDR > 4%
IMRF	0.80	2.23	113	458	2.79	4.06	IDR > 4%
SMRF	0.76	2.55	130	657	3.33	5.04	IDR > 4%

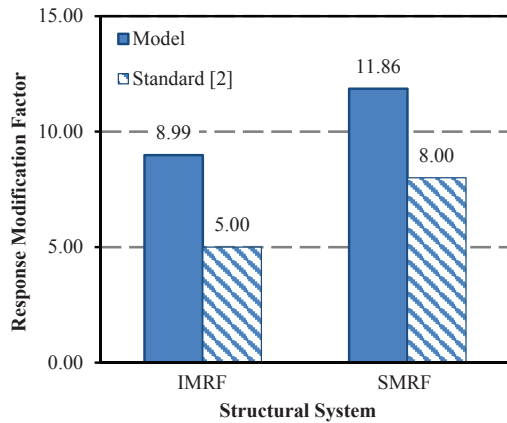
โดยพบว่า ระบบ SMRF มีค่าสูงที่สุด แสดงให้เห็นว่า ระบบโครงสร้าง SMRF มีความเหนียวสูงที่สุด รองลงมาคือ ระบบ IMRF และระบบ GLDF ตามลำดับ จากรูปที่ 7 จะได้ข้อสังเกตว่า ถึงแม้ระบบ IMRF จะเคลื่อนที่ทางด้านข้างได้น้อยกว่าระบบ GLDF แต่ค่าความเหนียว (μ) มีค่ามากกว่า อันเนื่องมาจากระบบ IMRF เกิดการครากก่อนระบบ GLDF ทำให้อัตราส่วนมีค่าสูงกว่า สำหรับรายละเอียดของผลการวิเคราะห์การตอบสนองของระบบโครงสร้างอื่นๆ ได้แก่ การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่จุดคราก (Δ_j) การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่จุดวิบัติ (Δ_u) แรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบ (V_d) แรงเฉือนที่ฐานที่สภาวะวิบัติ (V_u) ความเหนียว (μ) และตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (Ω_d) แสดงไว้ในตารางที่ 3

รูปที่ 8 แสดงค่าตัวประกอบ Ductility Reduction Factor (R_μ) ของระบบโครงสร้างทั้ง 3 ระบบ วิเคราะห์ได้มาจากสมการตามแนวคิดของ Miranda และ Bertero [8] (ดินประเภท Alluvium Sites) ผลการศึกษาพบว่า ค่า R_μ ของ

ระบบ SMRF มีค่าสูงสุดอยู่ที่ 2.35 รองลงมาคือ IMRF และ GLDF ซึ่งมีค่า 2.21 และ 1.97 ตามลำดับ

สำหรับค่า Ω_d ของระบบ IMRF และ SMRF โดยวิเคราะห์ได้จากอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ฐานที่จุดครากของระบบกับแรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบ มีค่า 4.06 และ 5.04 ดังแสดงในรูปที่ 9 ขณะที่ระบบโครงสร้าง GLDF ไม่มีค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบ (Design Base Shear) เนื่องจากออกแบบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแนวดิ่งเพียงอย่างเดียว

รูปที่ 10 แสดงค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) ที่ได้จากการวิเคราะห์ของระบบอาคาร IMRF และ SMRF โดยมีค่า 8.99 และ 11.86 ตามลำดับ ขณะที่ค่า R ที่กำหนดในมาตรฐาน มยพ.1302 สำหรับระบบ IMRF และ SMRF มีค่า 5 และ 8 ตามลำดับ ผลการเปรียบเทียบชี้ให้เห็นว่า ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนทั้งระบบ IMRF และระบบ SMRF จากแบบจำลองนี้มีค่ามากกว่าค่าที่กำหนดในมาตรฐานประมาณ 79% และ 48% ตามลำดับ



รูปที่ 10 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง

4. อภิปรายผลและสรุป

บทความนี้เกี่ยวข้องกับการประเมินโครงสร้างและตัวประกอบปรับผลตอบสนองด้วยแบบจำลองอาคารตัวแทนตึกแถวความสูง 4 ชั้น โดยออกแบบด้วยระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวต่างกัน 3 ระบบ ได้แก่ ระบบ GLDF ที่ออกแบบภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งเท่านั้น และระบบ IMRF กับ SMRF ที่ได้รับการออกแบบและให้รายละเอียดสำหรับต้านทานแผ่นดินไหว ผลการศึกษาสามารถสรุปและอภิปรายได้ดังนี้

4.1 ค่าตัวประกอบ Ductility Reduction Factor (R_μ) ของระบบโครงสร้าง SMRF มีค่าสูงสุดเท่ากับ 2.35 ซึ่งแสดงถึงความเหนียวสูงสุดของระบบ SMRF รองลงมาคือ IMRF และ GLDF ที่ 2.21 และ 1.97 ตามลำดับ โดยจะเห็นว่าค่าตัวประกอบนี้ในแต่ละระบบมีค่าไม่ต่างกันมากนักเนื่องจากโครงสร้างทั้ง 3 ถึงวิบัติภายใต้เงื่อนไขเดียวกัน คือ อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเกินกว่าสถานะ Collapse Prevention ที่ 4% ทำให้การเสียรูปที่จุดวิบัติมีระยะใกล้เคียงกัน คือที่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารเท่ากับ 2.20–2.50% ทั้งๆ ที่ชิ้นส่วนภายในโครงสร้างยังไม่ถึงสถานะขีดสุด อย่างไรก็ตามผลการศึกษาที่มีความสอดคล้องกับงานวิจัยของ Mondal *et al.* [11] ที่พบว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะวิบัติภายใต้เงื่อนไขสถานะขีดสุดจากระบบโดยรวมของโครงสร้าง โดยที่ค่าตัวประกอบ

R_μ ของอาคารสูง 4 ชั้นที่ออกแบบให้มีความเหนียวจากการศึกษานี้มีค่าอยู่ที่ 2.13 และยังสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ค่า R_μ ของโครงแบบเหล็กแบบตรงศูนย์ที่มีความเหนียว (SCBFs) สูง 3 ชั้น จากการศึกษาของ Kim และ Choi [7] ที่พบว่าค่า R_μ ที่วิเคราะห์ได้อยู่ในช่วง 2.2–2.5

4.2 ค่าตัวประกอบ Overstrength Factor (Ω_d) จากการศึกษาสามารถวิเคราะห์ได้ในกรณีอาคารที่ได้รับการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวเท่านั้น โดยค่า Ω_d ของระบบ IMRF และ SMRF มีค่า 4.06 และ 5.04 ตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาของ Arslan และ Erkan [9] ที่พบว่าค่า Overstrength Factor (Ω_d) ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 4 ชั้น ที่ออกแบบในพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรง มีค่า 3.6–5.3 จากผลการศึกษาชี้ให้เห็นว่าการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวตามข้อกำหนดและการให้รายละเอียดสำหรับต้านทานแผ่นดินไหวที่เข้มงวดกว่าสำหรับระบบ SMRF มีผลทำให้ค่าตัวประกอบ Overstrength Factor ของระบบ SMRF สูงกว่าระบบ IMRF ทั้งนี้ ระบบ GLDF ที่ออกแบบภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว ไม่มีค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบได้ จึงไม่สามารถคำนวณค่า Overstrength Factor ได้

4.3 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor; R) สามารถคำนวณได้จากผลคูณระหว่างตัวประกอบ Ductility Reduction Factor กับ Overstrength Factor จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองของระบบอาคาร IMRF และ SMRF มีค่า 8.99 และ 11.86 ตามลำดับ ซึ่งมีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดในมาตรฐาน มยผ.1302 โดยเฉพาะระบบ IMRF ที่สูงกว่าถึง 79% แสดงให้เห็นว่าความเหนียวและความสามารถในการสลายพลังงานของอาคารที่ก่อสร้างจริงมีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดในมาตรฐาน มยผ.1302

4.4 มาตรฐาน มยผ. 1302 กำหนดให้ใช้ค่าคงที่สำหรับระบบอาคารหนึ่งๆ โดยมีได้ลงรายละเอียดถึงจำนวนชั้น รูปทรงอาคาร จากผลการประเมินค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองในการศึกษานี้ชี้ให้เห็นว่า อาคารแต่ละระบบอาจมีค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองที่ไม่เท่ากับค่าที่มาตรฐานฯ

กำหนด มาตรฐาน มยผ. 1302 อาจจำเป็นต้องศึกษาและลงรายละเอียดในการกำหนดค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนให้หลากหลายและถูกต้องมากยิ่งขึ้น

5. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณทุนงบประมาณแผ่นดิน จากมหาวิทยาลัยราชภัฏนครปฐมและสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ (วช.) ที่ให้การสนับสนุนทุนอุดหนุนงานวิจัย ทำให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

- [1] *Seismic Detailing and Design Requirements for Reinforced Concrete Buildings and Structures*, National Standard DPT-1301-50, 2007 (in Thai).
- [2] *Seismic Resistant Design of Buildings and Structures*, National Standard DPT-1302, 2009 (in Thai).
- [3] *Design of Structures for Earthquake Resistance*, Eurocode 8, 2003.
- [4] *Criteria for earthquake resistant design of structures*, BIS IS 1893, 2002.
- [5] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-05, 2005.
- [6] *NEHRP provisions for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 273, 1997.
- [7] J. Kim and H. Choi, “Response modification factors of chevron-braced frames,” *Engineering Structures*, vol. 27, no. 2, pp. 285–300, January 2005.
- [8] E. Miranda and V. V. Bertero, “Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design,” *Earthquake Spectra*, vol. 10, no. 2, pp. 357–379, May 1994.
- [9] M. H. Arslan and I. H. Erkan “An investigation on overstrength factor of reinforced concrete buildings in Turkish Earthquake Draft Code (TEC-2016),” *International Journal of Civil, Environmental, Construction and Architectural Engineering*, vol. 10, no. 12, 2016.
- [10] M. Mahmoudi and M. Zaree, “Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames,” *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 66, no. 10, pp. 1196–1204, October 2010.
- [11] A. Mondal, S. Ghosh, and G. R. Reddy, “Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames,” *Engineering Structures*, vol. 56, pp. 1808–1819, November 2013.
- [12] A. Ruksa, “Earthquake resistant design of buildings for different intensity level in Thailand” M.S. thesis, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut’s University of Technology Thonburi, 2012 (In Thai).
- [13] *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-08, 2008.
- [14] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical stress-strain model for confined concrete,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, pp 1804–1826, 1988.
- [15] *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA-356, 2000.
- [16] M. J. N. Priestley, “Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 1, no. 1, pp. 157–192, 1997.
- [17] G. H. Powell, Perform 3D Program, Berkeley. Calif.: Computers & Structures Inc., 2007.
- [18] A. Kham, S. Lee, J. Kochanin, and P. Warnitchai, “Energy-based seismic strengthening design of non-ductile reinforced concrete frames using bucking-restrained braces,” *Engineering Structures*, vol. 81, pp. 110–122, 2014.