

การประเมินค่าการเคลื่อนที่ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร

SEISMIC DISPLACEMENT EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE BUILDING BY CYCLIC PUSHOVER ANALYSIS

คำรบ บำรุงราษฎร์

นักศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยศรีปทุม
E-mail : komrob.bum@spulive.net

ไพบุณย์ ปัญญาคะโป

รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม
E-mail : phalboon.pa@spu.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ เป็นการประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นการจำลองพฤติกรรมของแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับคลื่นแผ่นดินไหวจริงมากที่สุด โดยเลือกอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารเรียนตามแบบมาตรฐานของกระทรวงศึกษาธิการมาใช้ในการศึกษา แรงกระทำต่ออาคารนั้น ใช้รูปแบบประวัติเวลาของแรงกระทำจำนวน 4 รูปแบบมาทำการวิเคราะห์ผลอาคารแบบวัฏจักร จากนั้น นำผลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับวิธีวิเคราะห์ด้วยการผลักอาคารแบบสถิตย์ และวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งเป็นวิธีการที่ให้ผลใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทนพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย จำนวน 10 คู่ ผลการศึกษาพบว่า ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละชั้นอาคาร และค่าดัชนีความเสียหายที่ได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นมากกว่าวิธีการผลักอาคารแบบสถิตย์ โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนเท่ากับ 11.6, 6.1, 9.1 และ 34.65% ตามลำดับ เนื่องจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรมีรูปแบบของแรงกระทำแบบกลับไปกลับมา ผลตอบสนองที่ได้จึงสอดคล้องกับพฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวจริง และมีค่าที่ใกล้เคียงค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักอาคารแบบสถิตย์

คำสำคัญ : การผลักแบบวัฏจักร การผลักแบบสถิตย์ วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร ค่าดัชนีความเสียหาย

ABSTRACT

This research presents the maximum displacement evaluation of reinforced concrete building under seismic force. The cyclic loading protocols are applied to represent earthquake loads. A 4-storey reinforced concrete school building was selected for this research. For the peak roof displacement analysis, four loading protocols were used to model the lateral forces applied to the building. The responses were compared with Pushover Analysis and Nonlinear Dynamic Analysis. Ten pairs of ground motions were scaled to match the response spectra of the northern region of Thailand. The results show that the errors of the peak roof displacement, the peak story displacement,

the peak inter-story drift ratio and the damage indices of Cyclic Pushover Analysis were 11.6, 6.1, 9.1 and 34.65% respectively. The results are more accurate than those of Pushover Analysis because the characteristics of loading are more consistent with earthquake loads.

KEYWORDS : Cyclic Pushover Analysis, Pushover Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Peak Roof Displacement, Damage Indices

บทนำ

ในอดีตที่ผ่านมา การประเมินค่าการเคลื่อนที่ในช่วงอินอีลาสติกของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว มักใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักแบบสถิต (Pushover Analysis) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของอาคารภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Nonlinear Static Analysis) เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายต่อการวิเคราะห์และมีขั้นตอนที่ไม่สลับซับซ้อน โดยมีการสมมติแรงจากแผ่นดินไหวเป็นแรงผลักอาคารกระทำแบบสถิตกระจายทางด้านข้างตลอดความสูงของอาคาร จากนั้นค่อยๆ เพิ่มแรงผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปด้านข้างจนกระทั่งถึงจุดวิบัติ ซึ่งแม้ว่าวิธีนี้จะเป็นที่นิยมใช้อย่างแพร่หลาย อย่างไรก็ตามในเรื่องของผลการวิเคราะห์ที่ยังไม่ใกล้เคียงพฤติกรรมจริงของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวมากนัก เนื่องจากไม่ได้มีการคำนึงถึงผลของการเสื่อมลดค่าสติฟเนสของโครงสร้างจากผลของแรงกระทำแบบสลับทิศ

จากข้อจำกัดดังกล่าวข้างต้น Antoniou and Pinho (2004) และ Papanikolaou และคณะ (2006) จึงได้ทำการปรับปรุงวิธีการนี้ใหม่ โดยพิจารณาว่า เมื่อโครงสร้างถูกแรงกระทำมากขึ้นจะทำให้ค่าสติฟเนสลดลง ส่งผลให้รูปแบบการโก่งตัวเปลี่ยนแปลงไปด้วย ดังนั้นจึงมีการปรับแรงกระทำเพื่อให้สอดคล้องกับรูปแบบการโก่งตัวที่เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งแม้ว่าวิธีการนี้จะให้ผลการวิเคราะห์ที่ค่อนข้างใกล้เคียงความเป็นจริง แต่ก็มีขั้นตอนที่ซับซ้อนยุ่งยาก และวิเคราะห์เพียงแค่รูปแบบการสั่นในโหมดพื้นฐานเพียงโหมดเดียว สำหรับการผลักอาคารที่คำนึงถึงรูปแบบการสั่นหลายโหมด คือ การวิเคราะห์แบบการผลักตามรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง (Modal Pushover Analysis) ซึ่งเสนอโดย Chopra and Goel (2002, 2004, 2005)

มีการใช้รูปแบบแรงกระทำกระจายตามแต่ละโหมดสำหรับผลักอาคารในโหมดต่างๆ จากนั้นรวมผลลัพธ์ที่ได้ในแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS

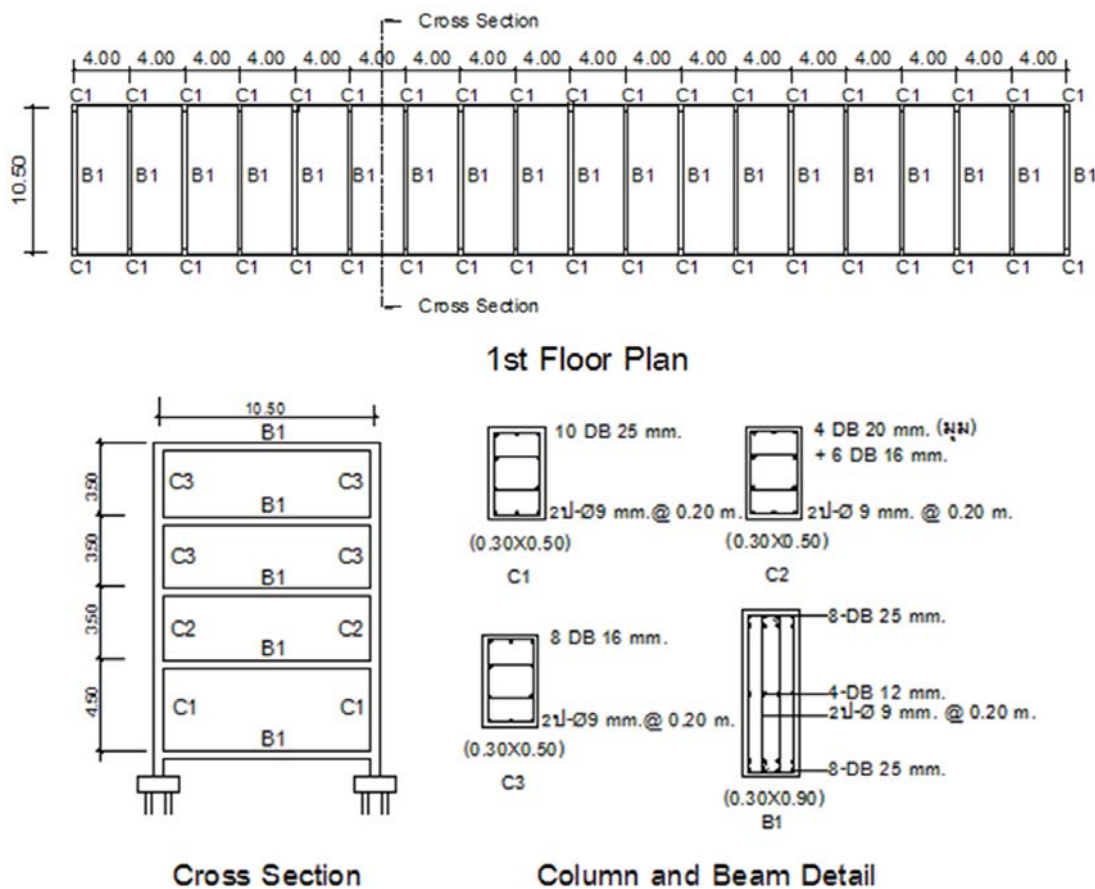
วิธีการต่างๆ ดังกล่าวข้างต้น เป็นวิธีการผลักอาคารด้านเดียว ซึ่งไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมของแรงแผ่นดินไหวที่เป็นแรงกระทำแบบสลับทิศไปมา สำหรับงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารจากการผลักอาคารด้วยแรงกระทำแบบสถิตกับแรงกระทำแบบวัฏจักรนั้น ไพบุลย์ ปัญญาคะโป (2552) ได้เสนอผลการวิเคราะห์หากลังด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร โดยใช้แรงกระทำแบบสถิตผลักอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 15 ชั้น ด้วยการควบคุมค่าการเคลื่อนที่ของอาคารแบบไป-กลับเป็นรอบๆ จนถึงค่าการเคลื่อนที่สูงสุด พบว่า ค่าระดับความเสียหายโดยเฉลี่ยของโครงสร้างซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบ วัฏจักร มีค่าสูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิต แต่ยังไม่ถูกต้องนักเมื่อเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว นอกจากนั้นแล้ว ยังมีงานวิจัยที่เปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารด้วยการผลักตามรูปแบบการสั่นของโครงสร้างกับวิธีการผลักแบบวัฏจักร โดย ไพบุลย์ ปัญญาคะโป (2554) ซึ่งใช้อาคารที่พักอาศัยคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้นในงานวิจัย ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า วิธีการผลักแบบวัฏจักร ให้ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติก และระดับความเสียหายใกล้เคียงกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นมากกว่าวิธีการผลักตามรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง

จะเห็นได้ว่า งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการหลักแบบวิจักรทั้งหมดเป็นงานวิจัยพฤติกรรมของอาคารสูง (23 เมตรขึ้นไป) ยังขาดผลการศึกษาของอาคารสาธารณะที่มีความสูงน้อยซึ่งมีอยู่เป็นจำนวนมาก ดังนั้นงานวิจัยนี้ จึงได้ศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการหลักแบบวิจักรของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงน้อยและไม่ได้มีการออกแบบเพื่อด้านทานแรงแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นอาคารส่วนใหญ่ที่พบเห็นได้ทั่วไป

วิธีการดำเนินงานวิจัย

1. การคัดเลือกอาคารที่ใช้ในงานวิจัย

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ คือ การศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการหลักแบบวิจักรของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นอาคารที่มีความสูงน้อย ดังนั้น จึงได้เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารเรียนตามแบบมาตรฐานของกระทรวงศึกษาธิการมาใช้ในการวิจัย โดยมีการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย และไม่ได้มีการออกแบบอาคารเพื่อด้านแรงแผ่นดินไหว โดยมีรายละเอียดของโครงสร้างอาคารแสดงในภาพประกอบ 1



ภาพประกอบ 1 ผังอาคาร รูปตัดขวาง และรายละเอียดคาน-เสา

2. การใช้รูปแบบประวัติเวลาของแรงกระทำสำหรับการฝึกแบบวัฏจักร

ในการศึกษานี้ ใช้รูปแบบประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading History Protocol) หรือการเคลื่อนที่จำนวน 44 รูปแบบ คือ Laboratory Type Protocol (Lab Type Protocol), ISO Protocol, ATC-24 Protocol และ Sequential Phased Displacement Protocol (SPD Protocol) ดังแสดงในภาพประกอบ 2

3. แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง

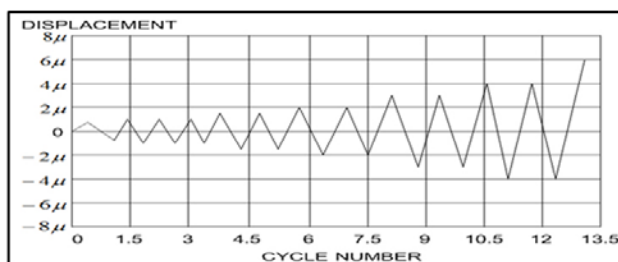
แบบจำลองที่เลือกใช้ในงานวิจัยนี้ พิจารณาจากความเหมาะสมของการวิเคราะห์ที่โดยการผลักอาคารแบบต่างๆ กล่าวคือ การผลักอาคารแบบสถิต (Pushover Analysis, PA) ใช้แบบจำลอง Bilinear ตามข้อเสนอแนะในเอกสาร ASCE-SEI41-06 ส่วนการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA) เนื่องจากต้องคำนึงถึงการเสื่อมถอยของสติฟเนส ในขณะที่เดียวกันต้องไม่ยุ่งยากซับซ้อนจนเกินไปเมื่อเทียบกับวิธีการผลักแบบ PA จึงเลือกใช้แบบจำลอง Modified Takeda ส่วนการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis, NTHA) นั้น ต้องการให้ผลตอบสนองใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากที่สุด จึงเลือกใช้แบบจำลอง SINA Degrading Tri-linear Hysteresis ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ใกล้เคียง

พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว ตามผลการศึกษาของ ไพบูลย์ ปัญญาคะโป (2554) รายละเอียดดังนี้

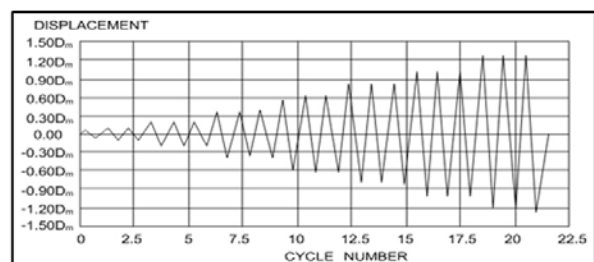
ในการผลักอาคารแบบสถิต ใช้แบบจำลอง Bilinear และใช้ค่าสติฟเนสหลังจุดคราก rk_0 เท่ากับ $0.30k_0$ ดังแสดงในภาพประกอบ 3 (ก)

การผลักอาคารแบบวัฏจักร ใช้แบบจำลอง Modified Takeda ซึ่งใช้ค่า k_0 และ rk_0 เหมือนการผลักแบบ PA และมีค่าการลดลงของสติฟเนส (Stiffness Degradation) ในช่วง Unloading, α เท่ากับ 0.4 และในช่วง Reloading, β เท่ากับ 0.1 ตามผลงานวิจัยของ Sezen และ Chowdhury (2009) และใช้การลดทอนกำลัง (Strength Deterioration) ตามค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและตามจำนวนรอบของการเคลื่อนที่แบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Cycle) ดังแสดงในภาพประกอบ 3 (ข)

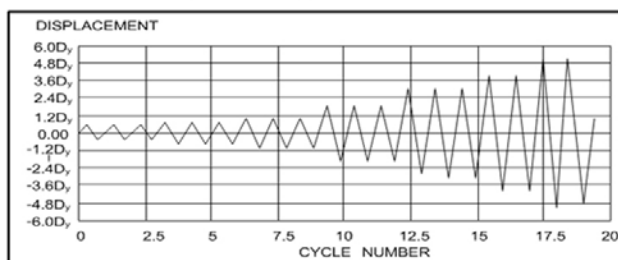
การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis, NTHA) ใช้แบบจำลอง SINA Degrading Tri-linear Hysteresis มีค่า k_0 เหมือน 2 วิธีแรก และคิดการแตกร้าวของคอนกรีตที่ 0.5 เท่าของกำลังคราก โดยมีค่าสติฟเนสหลังการแตกร้าวเท่ากับ $0.5k_0$ และมีค่า rk_0 เท่ากับ $0.05k_0$ ดังแสดงในภาพประกอบ 3 (ค)



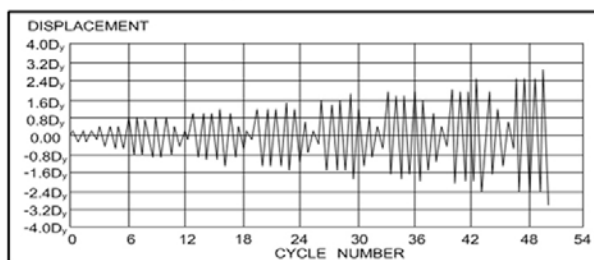
(ก) Lab Type Protocol



(ข) ISO Protocol

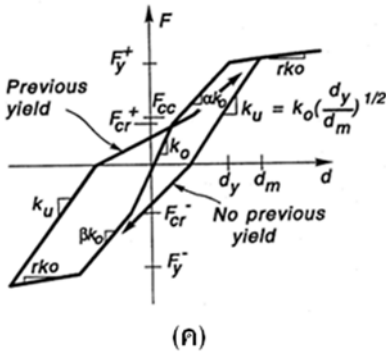
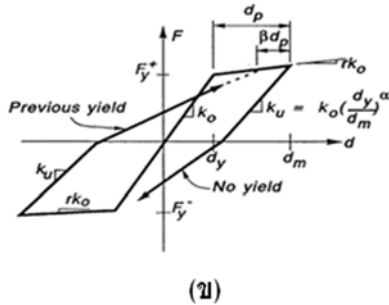
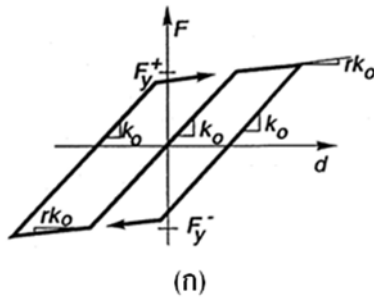


(ค) ATC-24 Protocol



(ง) SPD Protocol

ภาพประกอบ 2 กราฟประวัติการเคลื่อนที่รูปแบบต่างๆ



ภาพประกอบ 3 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง

4. การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในการปลักแบบวิวิจกร

1. จัดทำแบบจำลองโครงสร้างอาคารด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) และใช้วิธีผลักอาคารแบบวิวิจกรตามที่เสนอโดย Panyakapo, P (2010) กระจายแรงกระทำในรูปแบบโหมดพื้นฐาน และใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ 4 รูปแบบในหัวข้อ 2)

2. ผลการวิเคราะห์ นำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (V_b) กับค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (u_r)

3. คำนวนความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งเสมือน (A) และค่าการเคลื่อนที่ (D) ซึ่งเป็นค่าผลตอบสนองในระบบ

Single Degree of Freedom (SDOF) โดยใช้สมการ

$$S_a, A = \frac{(V_b / W)_{envelop}}{\alpha_1} \quad (1)$$

$$S_d, D = \frac{u_{r, envelop}}{\Gamma_1 \times \phi_{1, roof}} \quad (2)$$

เมื่อ α_1 = สัมประสิทธิ์มวล

$(V_b / W)_{envelop}$ = ค่าขอบนอกของแรงเฉือนที่ฐาน

$u_{r, envelop}$ = ค่าขอบนอกของการเคลื่อนที่ที่ยอด

อาคาร

W = น้ำหนักอาคาร

Γ_1 = ตัวประกอบความมีส่วนร่วม

$\phi_{1, roof}$ = ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารสำหรับ

รูปแบบการสั่นในโหมดพื้นฐาน

4. คำนวนหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max})

ด้วยโปรแกรม BISPEC โดยใช้สมการการเคลื่อนที่แบบ Single Degree of Freedom (SDOF)

$$\ddot{D} + 2\xi \omega \dot{D} \frac{F_s}{L} = -\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

เมื่อ $\dot{D}, \ddot{D}$ = อัตราเร่งและความเร็ว

ξ, ω = ความหน่วงและความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง

$-\ddot{u}_g(t)$ = อัตราเร่งของพื้นดิน ณ เวลา t

$$\text{โดย } \frac{F_s}{L} = A$$

5. คำนวนค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร

$$\text{จาก } u_{1, max} = D_{1, max} \Gamma_1 \phi_1$$

5. การวิเคราะห์ความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการปลักแบบวิวิจกร

ในการวิเคราะห์หาค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างใช้วิธีการปลักอาคารแบบวิวิจกรจนเคลื่อนที่ไปเท่ากับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่คำนวณได้ในหัวข้อ 4) โดยใช้โปรแกรม

RUAUMOKO ซึ่งสามารถวิเคราะห์ Inelastic Dynamic Analysis ได้ แล้วเปรียบเทียบผลที่ได้กับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 10 คู่ ตามรายละเอียดในหัวข้อ 6) โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. จัดทำแบบจำลองของโครงสร้างด้วยโปรแกรม RUAUMOKO โดยจำลองพฤติกรรมของเสาและคานด้วยแบบจำลอง Modified Takeda

2. กระจายแรงกระทำด้านข้างอาคารแปรผันตามการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในโหมดพื้นฐาน จาก

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N W_i \phi_i} V_b$$

เมื่อ F_i = ค่าแรงกระทำด้านข้างที่ชั้นที่ i
 ϕ_i = ค่าของ Mode Shape ชั้นที่ i
 W_i = น้ำหนักของอาคารชั้นที่ i
 N = จำนวนชั้นอาคาร
 V_b = ค่าแรงเฉือนที่ฐาน

3. ผลักอาคารแบบ Cyclic Pushover โดยใช้รูปแบบประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading History Protocol)
 4 รูปแบบ ดังรายละเอียดใน ข้อ 2)

4. ผลการคำนวณค่าระดับความเสียหายของโครงสร้าง ได้จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรม RUAUMOKO ตามแบบจำลองความเสียหาย Park-Ang Damage Model (Park and Ang, 1985)

6. คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง

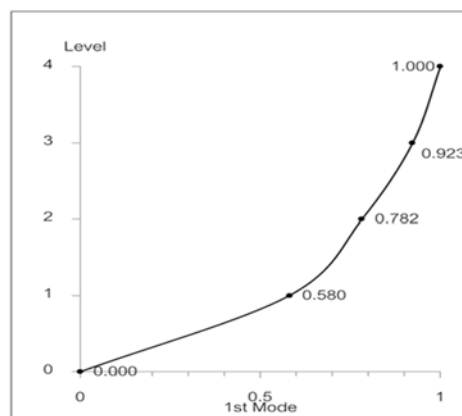
ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ต้องใช้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคาร โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาใช้ในการวิจัยครั้งนี้มีทั้งสิ้น 10 คู่ แต่ละคู่ประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินในแนวราบ 2 ทิศทาง รวมเป็น 20 คลื่น แต่ละคลื่นใช้ตัวคูณปรับค่าเทียบกับมาตรฐาน มยผ.1302 เพื่อใช้เป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวในพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย รายละเอียดแสดงในตาราง 1

ตารางที่ 1 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

No	Record	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance (km.)	PGA (g)	Scale Factor
1	IMP-1	Imperial	6.3 (M _J)	8	0.348	1.27
2	IMP-2	Valley 1940			0.214	1.81
3	PARK-1	Parkfield	6.1 (M _J)	9.9	0.357	1.42
4	PARK-2	1966			0.272	1.95
5	IMP-3	Imperial	6.6 (M _J)	26.5	0.169	2.64
6	IMP-4	Valley 1979			0.157	2.00
7	MAM-1	Mammoth	6.1 (M _J)	15.5	0.430	1.72
8	MAM-2	Lake 1980			0.271	2.05
9	NAHAN-1	Nahanni, Canada	6.9 (M _s)	16	0.148	5.87
10	NAHAN-2	1985			0.139	7.15
11	SPI-1	Spitak, Armenia	7.0 (M _s)	30	0.199	2.31
12	SPI-2	1988			0.175	2.68
13	LOMA-1	Loma Prieta	7.1 (M _s)	11.2	0.411	0.89
14	LOMA-2	1989			0.473	0.72
15	LOMA-3	Loma Prieta	7.1 (M _s)	21.4	0.244	1.72
16	LOMA-4	1989			0.240	1.77
17	LOMA-5	Loma Prieta	7.1 (M _s)	28.2	0.247	1.74
18	LOMA-6	1989			0.215	1.62
19	NORTH-1	Northridge	6.7 (M _s)	26.8	0.165	3.16
20	NORTH-2	1994			0.217	2.08

ผลการวิเคราะห์

จากการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างด้วยแบบจำลอง RUAUMOKO ได้รูปร่างของการสั่นในโหมดพื้นฐานแสดงในภาพประกอบ 4 ส่วนการกระจายแรงตามรูปแบบการสั่นแสดงในตาราง 2



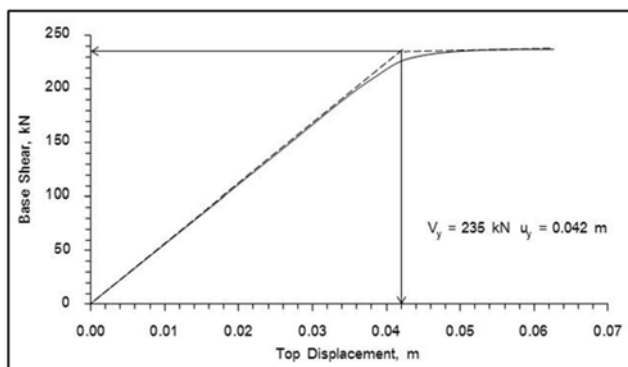
ภาพประกอบ 4 รูปร่างการสั่นในโหมดพื้นฐาน

ตารางที่ 2 การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่

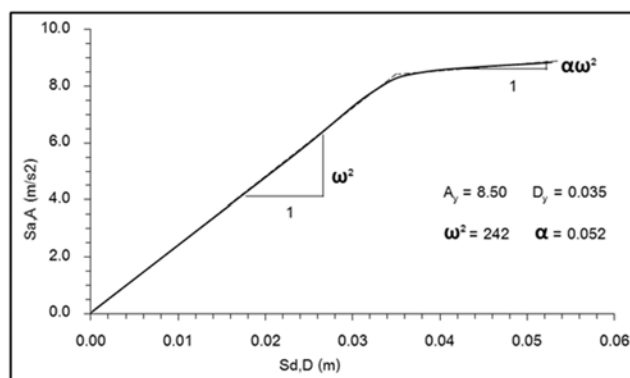
Level	W_i	Mode 1		
		$T_1 = 0.6588$ s		
				
roof	6,894.00	1.000	6,894.00	6,894.00
3	7,364.00	0.923	6,797.97	6,275.45
2	7,364.00	0.782	5,760.02	4,505.41
1	7,364.00	0.580	4,272.49	2,478.84
Σ	28,986.00		23,724.49	20,153.70
PF	1.177			
α_m	0.963			
V_m	2,098.42			
W_m	27,927.93			

1. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีผลักแบบสถิต (Pushover Analysis)

จากการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบสถิตด้วยโปรแกรม RUAUMOKO ได้กราฟการผลักอาคารดังแสดงในภาพประกอบ 5 ซึ่งมีค่าแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ ณ จุดครากเท่ากับ 235 กิโลนิวตันและ 0.042 เมตรตามลำดับ เมื่อสร้างกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปคตรัมของความเร่ง S_d กับสเปคตรัมของการเคลื่อนที่ S_d ดังแสดงใน



ภาพประกอบ 5 กราฟการผลักอาคารแบบสถิต

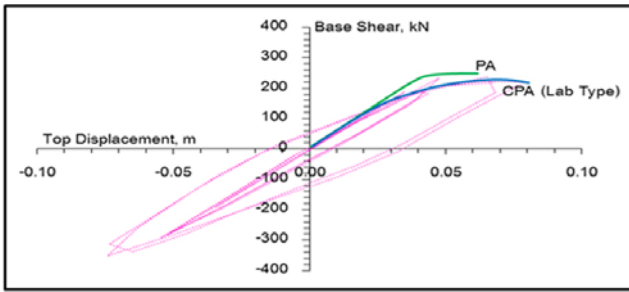


ภาพประกอบ 6 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว สำหรับการผลักแบบสถิต

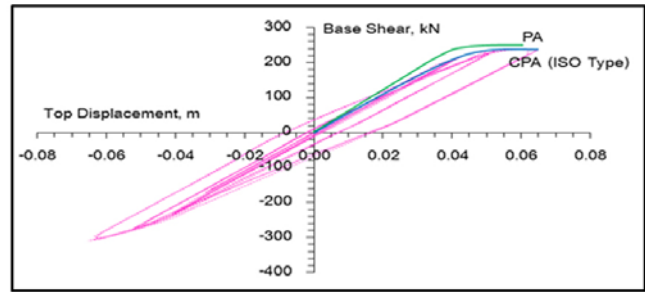
ภาพประกอบ 6 ซึ่งมีค่าความเร่งและค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดครากเท่ากับ 8.50 m/s^2 และ 0.035 m ตามลำดับ

2. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักแบบ วัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis)

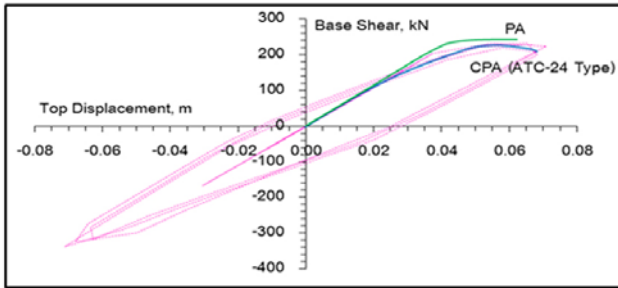
ดำเนินการตามขั้นตอนเดียวกับการวิเคราะห์ด้วยการผลักแบบสถิต การเปรียบเทียบเส้นโค้งขอบนอกของกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักรสำหรับประวัติการเคลื่อนที่ทั้ง 4 รูปแบบกับกราฟการผลักแบบสถิต แสดงในภาพประกอบ 7 จากกราฟ จะเห็นได้ว่า ค่าความชันเริ่มต้นของกราฟการผลักแบบวัฏจักรมีค่าน้อยกว่ากราฟการผลักแบบสถิตสอดคล้องในทิศทางเดียวกันทั้ง 4 รูปแบบ เมื่อสร้างกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) สำหรับประวัติการเคลื่อนที่แบบ Lab Type จะได้กราฟที่มีลักษณะแบบ Tri-linear Curve ดังแสดงในภาพประกอบ 8 ซึ่งมีค่าความเร่งและค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดครากเท่ากับ 6.05 m/s^2 และ 0.027 เมตร ตามลำดับ แสดงว่า เมื่อโครงสร้างถูกแรงกระทำแบบวัฏจักร ค่าสติฟเนสจะลดลงมากกว่าการรับแรงกระทำด้านเดียว เนื่องจากการเสื่อมถอยของค่าสติฟเนสของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร สาเหตุเพราะมีองค์อาคารบางส่วนในโครงสร้างเกิดการรับแรงกระทำเกินจุดครากจากแรงกระทำแบบกลับทิศไป-มาหลาย ๆ รอบ เกิดเป็นข้อหมุนพลาสติก ซึ่งมีการดูดซับพลังงาน (Hysteretic Energy) จึงเกิดความเสียหายสะสมในองค์อาคารนั้น เป็นเหตุให้เกิดการลดทอนของค่าสติฟเนส ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนเมื่อนำกราฟความสามารถในการต้านทาน



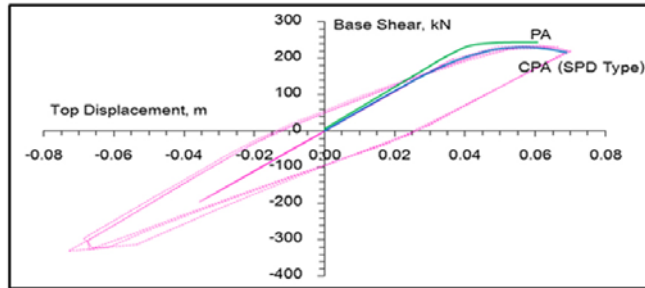
(ก) Lab Type Protocol



(ข) ISO Type Protocol

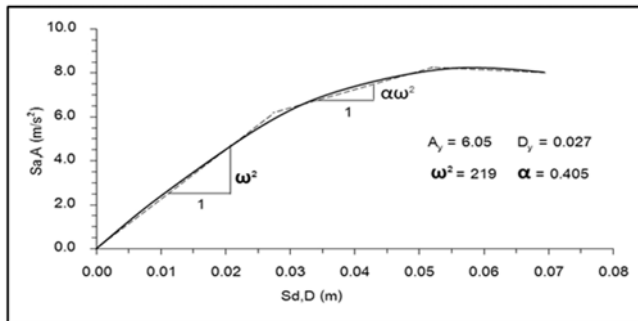


(ค) ATC-24 Protocol

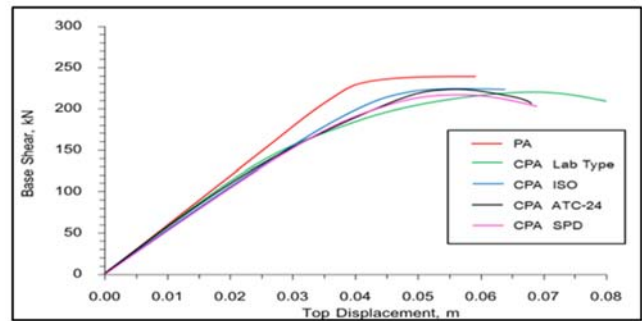


(ง) SPD Protocol

ภาพประกอบ 7 กราฟการผลักรูปแบบวัฏจักรตามประวัติการเคลื่อนที่ทั้ง 4 รูปแบบเปรียบเทียบกับกราฟการผลักรูปแบบสถิต



ภาพประกอบ 8 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวจากการผลักรูปแบบวัฏจักร (CPA, Lab Type)



ภาพประกอบ 9 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวจากการผลักรูปแบบวัฏจักรและการผลักรูปแบบสถิต

แผ่นดินไหวของการผลักรูปแบบต่างๆ มาเขียนลงในกราฟเดียวกัน ดังแสดงในภาพประกอบ 9

3. ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร

จากกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว จะได้ว่าค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec เพื่อหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ซึ่งได้แสดงการเปรียบเทียบผลการคำนวณด้วยวิธี Cyclic Pushover Analysis กับวิธี Pushover Analysis และวิธี Nonlinear Time History

Analysis ในตาราง 3 ผลการวิเคราะห์พบว่า ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารสำหรับแรงกระทำแบบวัฏจักรทั้ง 4 รูปแบบมีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 0.0377 - 0.0410 เมตร เมื่อเทียบกับค่าที่ถูกตั้งจากวิธี Nonlinear Time History Analysis ซึ่งให้ค่าเฉลี่ย 0.0445 เมตร คิดเป็นค่าความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าความเป็นจริงระหว่างร้อยละ 8.02 - 15.28 ขณะที่การผลักรูปแบบสถิต ให้ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.0350 เมตร คิดเป็นค่าความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าความเป็นจริงร้อยละ 21.40

ตารางที่ 3 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร

EQ	Max Displacement at Roof (m)					
	Pushover Analysis	Cyclic Pushover Analysis				Nonlinear Time History Analysis
		Lab Type	ISO	ATC-24	SPD	
IMP-1	0.0303	0.0371	0.0383	0.0419	0.0457	0.0561
IMP-2	0.0429	0.0375	0.0387	0.0397	0.0411	0.0440
PARK-1	0.0521	0.0478	0.0509	0.0472	0.0501	0.0516
PARK-2	0.0441	0.0515	0.0523	0.0516	0.0528	0.0443
IMP-3	0.0416	0.0418	0.0468	0.0434	0.0472	0.0573
IMP-4	0.0334	0.0348	0.0348	0.0339	0.0355	0.0368
MAM-1	0.0495	0.0516	0.0565	0.0503	0.0531	0.0525
MAM-2	0.0350	0.0398	0.0403	0.0459	0.0468	0.0548
NAHAN-1	0.0204	0.0212	0.0207	0.0208	0.0202	0.0263
NAHAN-2	0.0165	0.0167	0.0175	0.0174	0.0192	0.0222
SPI-1	0.0319	0.0367	0.0376	0.0388	0.0419	0.0441
SPI-2	0.0460	0.0547	0.0592	0.0574	0.0592	0.0660
LOMA-1	0.0325	0.0330	0.0328	0.0330	0.0327	0.0385
LOMA-2	0.0458	0.0451	0.0514	0.0438	0.0482	0.0522
LOMA-3	0.0398	0.0441	0.0476	0.0467	0.0499	0.0510
LOMA-4	0.0365	0.0371	0.0376	0.0376	0.0385	0.0415
LOMA-5	0.0351	0.0520	0.0550	0.0581	0.0594	0.0616
LOMA-6	0.0312	0.0349	0.0366	0.0365	0.0400	0.0449
NORTH-1	0.0160	0.0179	0.0187	0.0186	0.0187	0.0237
NORTH-2	0.0192	0.0193	0.0195	0.0194	0.0190	0.0211
Mean	0.0350	0.0377	0.0396	0.0391	0.0410	0.0445
Error (%)	-21.3991	-15.2815	-10.9896	-12.1937	-8.0151	

4. ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นอาคาร

ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นอาคาร สำหรับการผลักแบบต่างๆ แสดงในตาราง 4 และภาพประกอบ 10 ซึ่งพบว่า ผลการประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้อง จากวิธี NTHA มากกว่าวิธีผลักแบบสถิตอย่างชัดเจน โดยส่วนมากมีแนวโน้มการเคลื่อนที่สูงสุดน้อยกว่าค่าที่ถูกต้อง อย่างไรก็ตาม ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร มีความใกล้เคียงกับแรงแผ่นดินไหว

ที่ทำให้เกิดการลดทอนค่าสตีเฟนส์และกำลังของโครงสร้าง ซึ่งเป็นผลให้ค่าความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ด้านข้างลดลง

5. ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

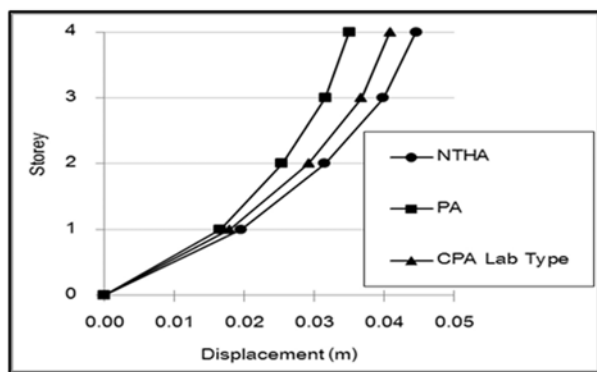
ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร สำหรับการผลักแบบต่างๆ แสดงในภาพประกอบ 11 และตาราง 5 พบว่า การผลักแบบวัฏจักรให้ผลการประเมินค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารที่มีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยอยู่ระหว่างร้อยละ 5.45 - 11.17 ซึ่งอยู่ใน

ตารางที่ 4 ค่าความคลาดเคลื่อนจากวิธี NTHA สำหรับค่า
การเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

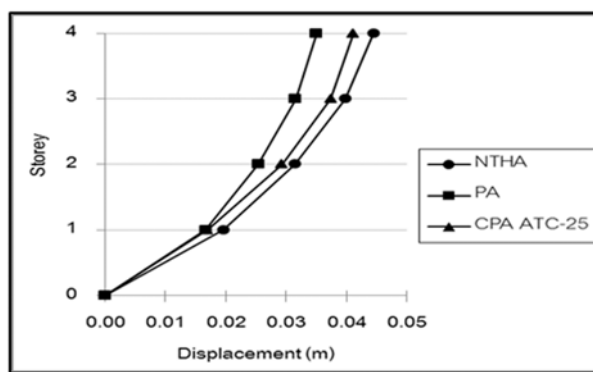
Storey	Error (%)				
	PA	CPA			
		Lab Type	ISO	ATC-24	SPD
Roof	-21.40	-8.37	-5.22	-7.69	-4.77
3	-20.78	-7.85	-5.34	-6.09	-2.57
2	-19.45	-7.24	-4.70	-6.92	1.66
1	-15.18	-8.68	-4.09	-13.79	2.54
G	0	0	0	0	0
% +	-	-	-	-	2.10
% -	-19.20	-8.03	-4.84	-8.62	-3.67
% Absolute	19.20	8.03	4.84	8.62	2.89

ตารางที่ 5 ค่าความคลาดเคลื่อนจากวิธี NTHA สำหรับค่า
การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้น

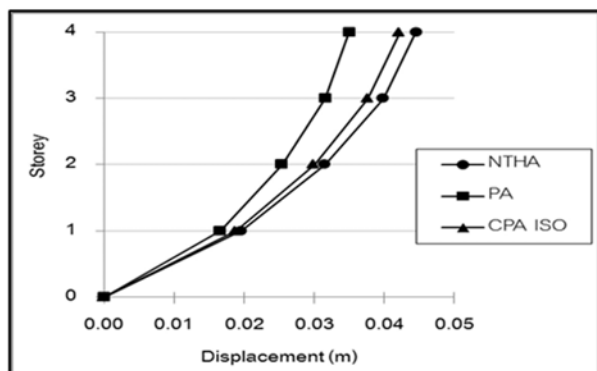
Storey	Error (%)				
	PA	CPA			
		Lab Type	ISO	ATC-24	SPD
Roof	-26.60	-12.78	-4.27	-21.29	-23.41
3	-25.83	-10.14	-7.74	-2.95	-18.53
2	-26.49	-4.85	-5.69	4.41	0.20
1	-15.18	-8.68	-4.09	-13.79	2.54
G	0	0	0	0	0
% +	-	-	-	4.41	1.37
% -	-23.52	-9.11	-5.45	-12.67	-20.97
% Absolute	23.52	9.11	5.45	10.61	11.17



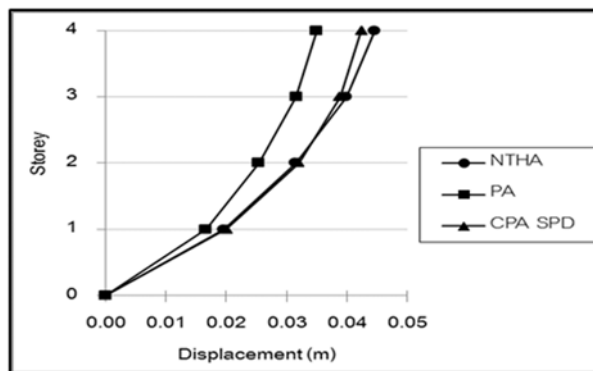
(ก) Lab Type Protocol



(ค) ATC-24 Protocol

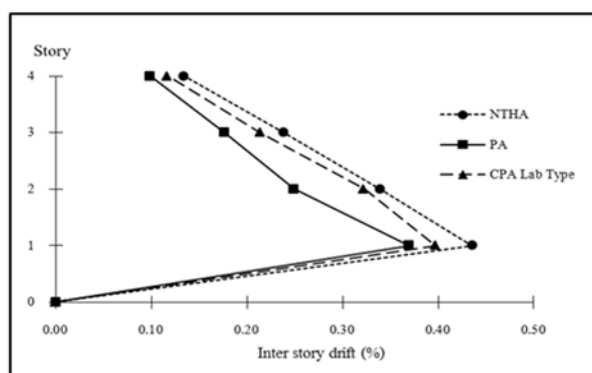


(ข) ISO Type Protocol

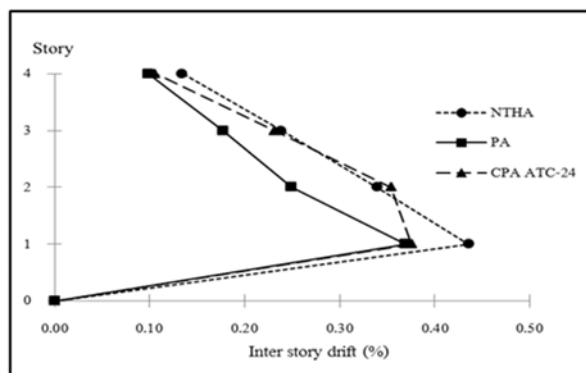


(ง) SPD Protocol

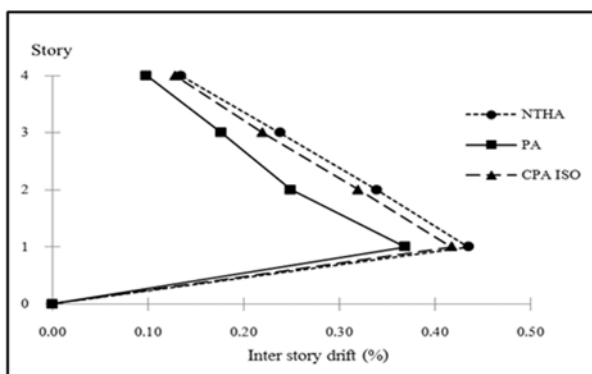
ภาพประกอบ 10 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 คู่



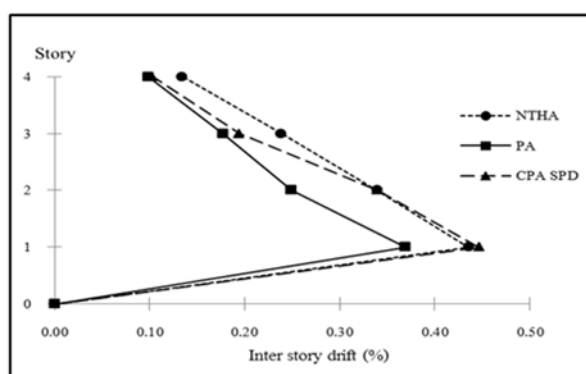
(น) Lab Type Protocol



(ค) ATC-24 Protocol



(ข) ISO Type Protocol



(ง) SPD Protocol

ภาพประกอบ 11 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 คู่

เกณฑ์ที่ดีกว่าผลของการผลักแบบสถิติ ที่ให้ผลคลาดเคลื่อนร้อยละ 23.52

6. ค่าดัชนีความเสียหาย

ค่าประวัติการเคลื่อนที่ หรือค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคารในแต่ละรอบของการผลักอาคาร แบบวัฏจักรรูปแบบต่างๆ แสดงในตาราง 6 ซึ่งได้พิจารณาการเกิดข้อหมุนพลาสติกได้ดัดขึ้น และค่าดัชนีความเสียหาย แล้วเปรียบเทียบกับที่ได้กับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น NTHA ในที่นี้ แสดงผลการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว IMP-1 เป็นตัวอย่าง ซึ่งได้แสดงผลการพิจารณาการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายในภาพประกอบ 12

จากภาพประกอบ 12 พบว่า การผลักแบบวัฏจักรทุกรูปแบบทำนายตำแหน่งการเกิดข้อหมุนพลาสติกได้ใกล้เคียงกับตำแหน่งที่ถูกต้อง รวมทั้งมีค่าเฉลี่ยดัชนีความเสียหายที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้อง คือ 0.280 ยกเว้นรูปแบบ Lab Type

ที่ค่าดัชนีความเสียหายเท่ากับ 0.119 ยังต่างจากค่าที่ถูกต้องอยู่พอสมควร ส่วนผลที่ได้จากวิธีผลักแบบสถิตินั้น พบว่ายังไม่สามารถทำนายตำแหน่งการเกิดข้อหมุนพลาสติกได้ดัดขึ้น เนื่องจากการเกิดข้อหมุนพลาสติกในคานพื้นชั้น 4 เพียงด้านเดียว ต่างจากตำแหน่งที่ถูกต้องจากวิธี NTHA ซึ่งเกิดข้อหมุนที่ปลายคานพื้นชั้น 4 ทั้ง 2 ด้าน อีกทั้งค่าดัชนีความเสียหายที่มีค่าเท่ากับ 0.102 ยังต่างจากค่าที่ถูกต้อง คือ 0.280 อยู่มาก

สรุปผลการวิจัย

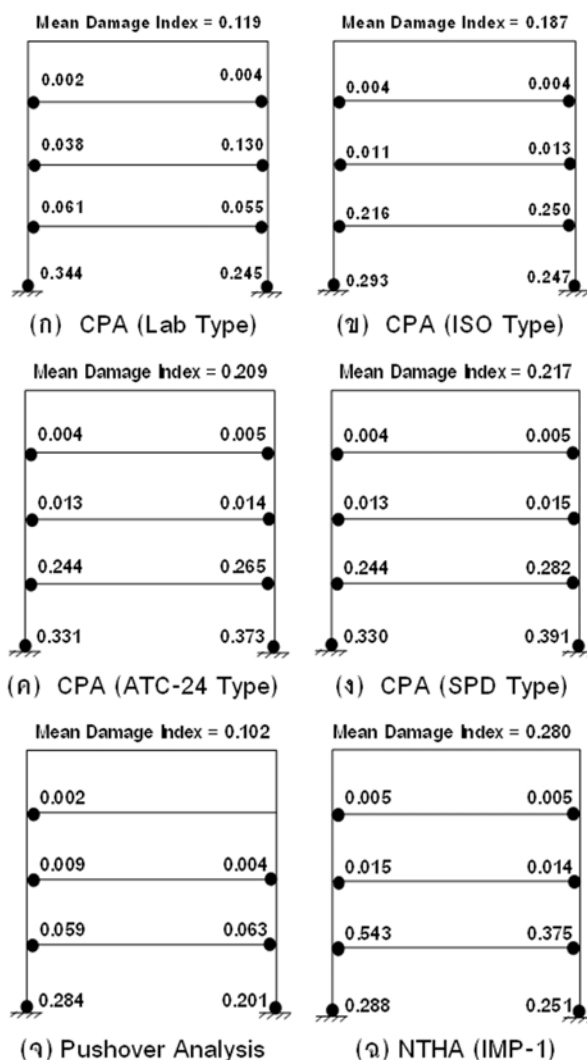
การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร ให้ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักแบบสถิติ โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนระหว่าง ร้อยละ 8.03 - 15.25 ขณะที่การผลักแบบสถิติมีค่าความคลาดเคลื่อนร้อยละ 21.40 ทั้งนี้เนื่องมาจากการผลักอาคารแบบวัฏจักรทำให้เกิดการลดทอนค่าสติเฟนของ

ตารางที่ 6 ค่าประวัติการเคลื่อนที่สำหรับการผลักแบบวัฏจักร
เทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว IMP-1

ค่าประวัติการเคลื่อนที่ (เมตร)							
CPA Lab Type		CPA ISO		CPA ATC-24		CPA SPD	
0.0258	-0.0258	0.0031	-0.0031	0.0080	-0.0080	0.0040	-0.0040
0.0371	-0.0371	0.0058	-0.0058	0.0080	-0.0080	0.0040	-0.0040
0.0371	-0.0371	0.0058	-0.0058	0.0080	-0.0080	0.0040	-0.0040
0.0371	-0.0371	0.0119	-0.0119	0.0170	-0.0170	0.0112	-0.0112
		0.0119	-0.0119	0.0170	-0.0170	0.0112	-0.0112
		0.0119	-0.0119	0.0170	-0.0170	0.0112	-0.0112
		0.0184	-0.0184	0.0220	-0.0220	0.0183	-0.0183
		0.0184	-0.0184	0.0220	-0.0220	0.0183	-0.0183
		0.0184	-0.0184	0.0220	-0.0220	0.0183	-0.0183
		0.0242	-0.0242	0.0419	-0.0419	0.0231	-0.0231
		0.0242	-0.0242	0.0419	-0.0419	0.0183	-0.0183
		0.0242	-0.0242	0.0419	-0.0419	0.0112	-0.0112
		0.0311	-0.0311			0.0112	-0.0112
		0.0311	-0.0311			0.0457	-0.0457
		0.0311	-0.0311			0.0457	-0.0457
		0.0383	-0.0383			0.0457	-0.0457
		0.0383	-0.0383				
		0.0383	-0.0383				

โครงสร้าง ส่งผลให้โครงสร้างมีค่าสตีเฟนลดลง หรือกล่าวคือ
ทำให้ความสามารถในการต้านการเคลื่อนที่ด้านข้างลดลง ซึ่งเป็น
พฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรง
แผ่นดินไหว

ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารด้วยวิธีการ
ผลักแบบวัฏจักร มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย
วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนอยู่ระหว่าง
ร้อยละ 2.69 - 8.62 ขณะที่การผลักแบบสถิติมีค่าความ
คลาดเคลื่อนร้อยละ 19.20 ในด้านของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่
สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของวิธีการผลักแบบวัฏจักรก็มีความใกล้เคียงกับ
ค่าที่ถูกต้องมากกว่า โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนอยู่ระหว่างร้อยละ
5.45 - 11.17 เมื่อเทียบกับการผลักแบบสถิติ ที่ให้ผลคลาดเคลื่อน
ร้อยละ 23.52 สาเหตุมาจากการผลักแบบวัฏจักร ทำให้องค์อาคาร
บางชั้นส่วนมีการเคลื่อนที่เกินจุดคราก เป็นผลให้ค่าสตีเฟนลดลง
ตามรอบการเคลื่อนที่ที่มากขึ้นจากการเสื่อมกำลังของโครงสร้าง



ภาพประกอบ 12 การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนี
ความเสียหายสำหรับการผลักแบบต่างๆ

ส่วนการทำนายตำแหน่งการเกิดข้อหมุนพลาสติกและ
ค่าดัชนีความเสียหาย พบว่า ในภาพรวมวิธีการผลักแบบ
วัฏจักรสามารถ ทำนายตำแหน่งการเกิดข้อหมุนพลาสติกได้
ถูกต้องตรงกับตำแหน่งจริง ส่วนค่าดัชนีความเสียหายนั้น มีค่า
ความคลาดเคลื่อนอยู่ระหว่าง ร้อยละ 6.10 - 34.65 ซึ่งมีเพียง
การผลักอาคารแบบวัฏจักรใน รูปแบบ Lab Type เท่านั้นที่ยังมี
ค่าดัชนีความเสียหายคลาดเคลื่อน จากค่าที่ถูกต้องอยู่มาก
สำหรับการผลักแบบสถิตินั้น ยังไม่สามารถ ทำนายตำแหน่งของ
การเกิดข้อหมุนพลาสติกได้ดีเท่าที่ควร รวมทั้งยังให้ค่าดัชนี
ความเสียหายที่ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้องอยู่มาก โดยมีค่าความคลาดเคลื่อน
ร้อยละ 63.57

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยศรีปทุม และสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (ASIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY) ในการให้การสนับสนุนข้อมูลในการทำวิจัย

บรรณานุกรม

ไพบุญญ์ ปัญญาคะโป. 2552. "กำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลัดแบบวิถัจกร." **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. STR-50053

_____. 2554. "การประเมินความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารสูงโดยวิธีการผลัดแบบวิถัจกร." **รายงานการวิจัย**. มหาวิทยาลัยศรีปทุม. American Society of Civil Engineering (ASCE). 2007. **Seismic rehabilitation of existing building**. ASCE Standard No. ASCE/SEI 41-06.

Antoniou, S. Pinho, R. 2004 "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure." **Journal of Earthquake Engineering**, 8(5): 643-661.

Carr, A.J. 2006. **Ruamoko User Manual**, University of Canterbury, New Zealand.

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

Chopra, A. K. and Goel, R. K. 2005. "Role of higher mode pushover analysis in seismic analysis of buildings." **Earthquake Spectra**. 21(4) : 1027-1041.

Chopra, A. K., Goel, R. K. and Chintanapakdee 2004. "Evaluation of a Modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands." **Earthquake Spectra**. 20(3) : 757-778.

FEMA. 2005. **NEHRP Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)**. Federal Emergence Management Agency, Washington D.C.

Goel, R. K. and Chopra, A. K. 2004. "Evaluation of modal and FEMA pushover analysis; SAC buildings." **Earthquake Spectra**. 20(1) : 225-254

Panyakapo, P. 2010. "Seismic Performance of RC Building by Cyclic Pushover Analysis." **The 7th International Conference of Urban Earthquake Engineering (7 CUUE) and The 5th International Conference on Earthquake Engineering (5 ICEE)**, Tokyo, Japan.

Papanikolaou, V. K., Elnasshai, A. S., Pareja, J. F. 2006. "Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: Comparative results." **Journal of Earthquake Engineering**, 10(1): 127-151.

Park, Y. J. and Ang, A. H. 1985. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete." **Journal of Structure Engineering**, ASCE, 111(4): 722-739.

Sezen, H. and Chowdhury, T. 2009. "Hysteretic Model for Reinforced Concrete Columns Including The Effect of Shear and Axial Load Failure." **Journal of Structure Engineering**, ASCE, 135(2): 139-146.



>> คำรณ บำรุงราษฎร์

สำเร็จการศึกษา ปริญญาโท วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา (โครงสร้าง) จากมหาวิทยาลัยศรีปทุม ปริญญาตรี สาขาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ มีประสบการณ์ทำงานด้านการออกแบบโครงสร้างอาคารประเภทต่างๆ โดยเฉพาะอาคารชลประทาน การศึกษา-วิเคราะห์โครงการ สถานที่ทำงานปัจจุบัน บริษัท ฟรอนเทียร์ เอ็นจิเนียริง คอนซัลแทนท์ส จำกัด ตำแหน่ง วิศวกรโยธาอาวุโส หัวหน้าฝ่ายศึกษา-วิเคราะห์โครงการ