## การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์การประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก จากแรงแผ่นดินไหว

นายวัชระ จันทร์อนันต์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ปีการศึกษา 2549 ลิขสิทธิ์ของสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

สื่อ	:	นายวัชระ จันทร์อนันต์
ชื่อวิทยานิพนธ์	:	การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์การประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีต
		เสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินใหว
สาขาวิชา	:	วิศวกรรมโยธา
		สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	:	อาจารย์ คร.สุทัศน์ ลิลาทวีวัฒน์
		อาจารย์ฉัตรชัย เจียรศิลปคำรง
ปีการศึกษา	:	2549

#### บทคัดย่อ

้งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์หลักสองประการคือ เพื่อประเมินความเสียหายของอาการกอนกรีต เสริมเหล็กจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้บริเวณกรุงเทพมหานคร และเพื่อเปรียบเทียบผลการ ้ประเมินที่ได้จากวิธีสถิตย์เชิงเส้น สถิตย์ไม่เชิงเส้น พลศาสตร์เชิงเส้น และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น โดยวิธีการวิเคราะห์ด้วยแบบต่าง ๆ จะใช้ตามวิธีที่ซึ่งกำหนดใน FEMA-273 อาการกอนกรีตเสริม เหล็กที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาการสมมุติที่มีความสูง 9 ชั้นที่มิได้ออกแบบไว้เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว การประเมินเริ่มจากการสร้างแบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงของอาการ จากนั้น ้จึงนำไปวิเคราะห์ โดยวิธีวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้น จะอาศัยการใช้แรงสถิตย์เทียบเท่า การ วิเคราะห์แบบสถิตย์ไม่เชิงเส้น จะใช้วิธี Pushover Analysis และการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิง เส้นจะใช้วิธี Response Spectrum Analysis ส่วน วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นจะใช้วิธีแบบ Time ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นถึงระดับความเสียหายของอาคาร History Analysis ้นอกจากนั้นในงานวิจัยนี้จะกล่าวถึงข้อจำกัด และข้อกวรระวังต่าง ๆ ของวิธีวิเคราะห์ด้วยวิธีต่าง ๆ เมื่อนำไปใช้ประเมินอาคารที่มิได้ออกแบบไว้รับแรงแผ่นดินไหว จากผลการวิจัยพบว่าวิธีใน ภาพรวมแล้วคานจะเกิดความเสียหายในบริเวณชั้นกลาง ๆ ผลการประเมินความเสียหายของเสาใน แต่ละวิธีค่อนข้างแตกต่างกันขึ้นอยู่กับวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ และจากผลการวิจัยพบว่าวิธี พลศาสตร์เชิงเส้น เป็นวิธีวิธีวิเคราะห์ที่มีประสิทธิภาพเมื่อคำนึงถึงความอยากง่ายในการใช้ และ ความความถูกต้อง เมื่อเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

(วิทยานิพนธ์มีจำนวนทั้งสิ้น 69 หน้า)

คำสำคัญ : สถิตย์เชิงเส้น สถิตย์ไม่เชิงเส้น พลศาสตร์เชิงเส้น พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

\_อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนช์

Name	: Mr.Watchara Chananan
Thesis Title	: Comparative Evaluation of Analysis Procedures for Seismic
	Evaluation of a Reinforced Concrete Building
Major Filed	: Civil Engineering
	King Mongkut't Institute of Technology North Bangkok
Thesis Advisors	: Dr.Sutat Leelataviwat
	Mr.Chatchai Jiansinlapadamrong
Academic Year	: 2006

#### Abstract

The objectives of this study are twofold. The first objective is to evaluate the performance of a reinforced concrete structure under seismic forces at the level expected for Bangkok area. The second objective is to compare the analysis results from linear static, nonlinear static, linear dynamic and nonlinear dynamic analyses. The analysis procedures used in this study were based on those given in FEMA-273. A nine-story reinforced concrete frame originally not designed for seismic forces was used as the study frame for this paper. The model of the frame was first constructed. The analysis of linear static, nonlinear static, linear dynamic and nonlinear dynamic were employed equivalent static forces, push-over, response spectrum and time history method, respectively. The results indicated that the frame could be severely damaged under the level of earthquake considered in this study. The underlying assumptions and limitations for the four analysis methods are discussed in this paper. From result of the study, all analysis methods indicated that beams at mid - levels of building experienced similar level of damage. However, results for varied depending on the analysis method. Overall, the results indicate that linear dynamic method is an effective method considering the time and effort required and its accuracy when compared to the results from nonlinear dynamic analysis.

(Total 69 pages)

Keywords : Linear Static, Nonlinear, Static Linear Dynamic, Nonlinear Dynamic

### กิตติกรรมประกาศ

ง้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ท่านอาจารย์ คร.สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์ และท่านอาจารย์ฉัตรชัย เจียรศิลปคำรง ที่ได้เสียสละเวลาอันมีค่าของท่านมาให้ ความรู้ คำแนะนำ ช่วยแก้ปัญหา ข้อคิดต่าง ๆรวมถึงแก้ไขเนื้อหาวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ให้แล้วเสร็จไป ด้วยดี

ขอกราบขอบพระคุณคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รองศาสตราจารย์ คร. ชีวลัค พงษ์บูรณกิจ และรองศาสตราจารย์ คร.ไพบูลย์ ปัญญาคะโป ที่ให้คำแนะนำทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับ นี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ถ้าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความดี และประโยชน์อยู่บ้างข้าพเจ้าขอบมอบความดีทั้งหมดให้แก่ ท่านอาจารย์สมภพ ลิ้มประไพพงษ์ ซึ่งเป็นผู้ให้ความรู้พื้นฐานทางการวิเคราะห์โครงสร้างแก่ ข้าพเจ้า

ท้ายนี้ผู้วิจัยใคร่ขอกราบขอบพระกุณ นายประยงค์ จันทร์อนันต์ ผู้เป็นบิคา นางบังอร จันทร์อนันต์ ผู้เป็นมารคา ซึ่งได้เลี้ยงคู อบรมสั่งสอน สนับสนุนในด้านการเงิน และให้กำลังใจแก่ ผู้วิจัยเสมอมาจนสำเร็จการศึกษา ขอขอบพระคุณพี่ น้อง และเพื่อน ๆ ทุกท่านที่คอยเป็นกำลังใจที่ดี มาโดยตลอด

นายวัชระ จันทร์อนันต์

## บทที่ 1 บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันเป็นที่ทราบกันดีว่าอาการที่อยู่ในกรุงเทพมหานคร และบริเวณใกล้เคียง มีโอกาส ใด้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวที่มีแหล่งกำเนิดจากระยะไกล และเนื่องจากชั้นดินของ กรุงเทพมหานครเป็นชั้นดินอ่อนมีคุณสมบัติขยายความรุนแรงของแผ่นดินไหวมีแหล่งกำเนิดจาก รอยเลื่อนต่าง ๆ เช่น ในเขต ภาคตะวันตกของประเทศไทย และทางภาคภาคตะวันออกของประเทศ พม่า เป็นต้น และอาจก่อให้เกิดความเสียต่อชีวิต และทรัพย์สินของผู้อาศัยในบริเวณนี้ได้ ซึ่งอาคาร ส่วนมากที่ใช้งานอยู่ไม่ได้ออกแบบไว้เพื่อด้านทานแผ่นดินไหวดังนั้นงานวิจัยนี้จึงจัดทำขึ้นเพื่อ ประเมินความเสียหายของอาการคอนกรีตเสริมเหล็ก และศึกษาวิธีวิเคราะห์ที่เหมาะสมสำหรับ อาการในประเทศ

การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ถูกกระทำด้วยแผ่นดินไหวมีอยู่ 4 วิธี ดังนี้ วิธีสถิตย์เหิงเส้น วิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น และวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ในทางปฏิบัติการวิเคราะห์ และออกแบบอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว มีแนวโน้มที่จะใช้การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นมากขึ้น อย่างไรก็ตามในประเทศที่มีแผ่นดินไหวในระดับปานกลาง การจะใช้วิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นมา ใช้ในการออกแบบ หรือประเมินกำลังของโครงสร้าง ยังเป็นเรื่องที่ทำได้ยากทั้งนี้เนื่องมาจาก ข้อจำกัดด้านเวลา และงบประมาณ ในเขตที่มีแผ่นดินไหวในระดับปานกลางที่กาดว่าโครงสร้างจะ มีความเสียหายไม่มากจนเกินไป จึงอาจใช้การวิเคราะห์แบบเชิงเส้นมาใช้ในการวิเคราะห์แทน งานวิจัยนี้จึงมีจุดประสงค์หลักสองประการคือ เพื่อประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริม เหล็กจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้ในบริเวณกรุงเทพมหานครว่าจะมีความเสียหายมากน้อย เพียงใด และเพื่อศึกษาว่าความเสียหายจะอยู่ในระดับที่มีการเสียรูปในช่วงไม่เชิงเส้นมากจนจำเป็น ที่จะต้องใช้การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นหรือไม่อย่างไร อีกทั้งเพื่อเปรียบเทียบผลการประเมินที่ได้ จากวิธีวิเกราะห์แบบต่าง ๆ ทั้งนี้เพื่อให้ทราบถึงข้อจำกัด และข้อควรระวังต่าง ๆ ของวิธีวิเคราะห์ แบบต่าง ๆ เมื่อนำไปใช้ประเมินอาการที่มิได้ออกแบบไว้เพื่อรับแรงแผ่นดินไหวในเขต กรุงเทพมหานกรด่อไป ในการศึกษานี้จะใช้วิธีการวิเคราะห์สี่วิธีคือ วิธีสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static) วิธีสถิตย์ไม่เชิง เส้น (Nonlinear Static) วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic) และวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic) ตามวิธีที่มีกำหนดใน FEMA-273 [2] โดยจะอาศัยอาการกอนกรีตเสริมเหล็ก ตัวอย่างเป็นกรณีศึกษา การประเมินเริ่มจากการสร้างแบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมการรับ แรงของอาการ จากนั้นจึงนำไปวิเคราะห์ โดยวิธีวิเคราะห์แบบต่าง ๆ จึงนำผลการวิเคราะห์มา เปรียบเทียบกัน

#### 1.2 วัตถุประสงค์

1.2.1 ศึกษาพฤติกรรมอาการกอนกรีตเสริมเหล็กที่มิได้ออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ในขณะที่อาการอยู่ภายใต้แผ่นดินไหว

1.2.2 ประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มิได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากแผ่นดินไหว

1.2.3 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ โครงสร้างอาการตัวอย่างที่อยู่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวจากวิธี
 วิเกราะห์แบบต่าง ๆ ดังนี้

- 1.2.3.1 วิธีแรงสถิตย์เชิงเส้น(Linear Static)
- 1.2.3.2 วิธีแรงสถิตย์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static)
- 1.2.3.3 วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic)
- 1.2.3.4 วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic)

#### 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

1.3.1 ศึกษาพฤติกรรมอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกระทำด้วยแผ่นดินไหวที่มีขนาด
 ใกล้เคียงกับที่กาดว่าจะเกิดขึ้นในบริเวณกรุงเทพมหานคร

 1.3.2 วิเคราะห์อาการคอนกรีตเสริมเหล็กสมมุติ 9 ชั้นหนึ่งอาการมีความสูง 22.5 เมตร ภายใต้ แรงแผ่นดินไหวโดยวิธีสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static) สถิตย์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static) พลศาสตร์ เชิงเส้น (Linear Dynamic) และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic)

 1.3.3 ประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแผ่นดินไหว และเปรียบ เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่ได้จากวิธีสถิตย์เชิง เส้น(Linear Static) สถิตย์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static) พลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic) และ พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic)

## 1.4 ประโยชน์ของการวิจัย

1.4.1 เข้าใจพฤติกรรมอาการกอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหว และสามารถ ประเมินความความเสียหายของอาการกอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากแผ่นดินไหว

1.4.2 สามารถทราบถึงวิธีวิเคราะห์อาการที่เหมาะสมสำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในบริเวณ กรุงเทพมหานคร

 1.4.3 สามารถใช้ข้อมูลที่ได้จากการวิจัยไปปรับปรุงการออกแบบ และวิธีการก่อสร้างให้ เหมาะสมกับกรุงเทพมหานคร

# บทที่ 2 ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

## 2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์โครงสร้างอาการที่ถูกกระทำด้วยแผ่นดินไหวที่ใช้กันอย่างแพร่หลายมีอยู่สี่วิธี ดังนี้ พลศาสตร์เชิงเส้น พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น สถิตย์เชิงเส้น และสถิตย์ไม่เชิงเส้น การเลือกใช้วิธี วิเคราะห์ขึ้นอยู่กับความรุนแรงของแผ่นดินไหว และความต้องการความละเอียดแม่นยำของผลการ วิเคราะห์ซึ่งจะกล่าวดังต่อไปนี้

2.1.1 วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic) มีสมมุติฐานว่าโครสร้างอาคารที่ถูกระทำด้วย แผ่นดินไหวยังอยู่ในช่วงเชิงเส้น ลักษณะการตอบสนองของโครงสร้างอาคารจะประกอบไปด้วย การเสียรูป และแรงภายในองค์อาคาร ซึ่งขึ้นอยู่กับ ลักษณะของการสั่นไหวของพื้นดินโดยพื้นดิน จะมีความเร่งที่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา (ü (t)) โดย แรงที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวจะประกอบด้วย

2.1.1.1 แรงที่เกิดจากการเคลื่อนของมวลในโครงสร้างโดย การประมาณค่ามวลสามารถรวม มวลไว้ที่ดีกรีแห่งความอิสระที่มวลนั้นเกิดการเคลื่อนที่ จากกฎการเคลื่อนที่ข้อที่ 2 ของนิวตัน เมื่อ มวลเคลื่อนที่ด้วยความเร่งจะมีแรงด้านทานการเคลื่อนที่เรียกว่าแรงเฉื่อย (Inertia Force, f<sub>i</sub>) ที่มี ขนาดเท่ากับมวลดูณความเร่ง

2.1.1.2 แรงที่เกิดจาก Stiffness ของโครงสร้างอาการ (k) เมื่อ Stiffness คือขนาดของแรงที่ทำ ให้โครงสร้างเคลื่อนที่ หรือเสียรูปเท่ากับหนึ่งหน่วย ดังนั้นในโครงสร้างที่เกิดการเคลื่อนที่ แรงที่ เกิดจาก Stiffness มีขนาดเท่ากับ Stiffness คูณกับการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้น

2.1.1.3 แรงที่เกิดจากความหน่วง ในโครงสร้างจะประกอบด้วยความหน่วงที่ทำหน้าที่สลาย พลังงานของการเคลื่อนที่โดยสมมุติให้แรงที่เกิดขึ้นแปรผันกับความเร็วของการเคลื่อนที่ โดยมี ขนาดเท่ากับ ผลกูณระหว่างสัมประสิทธิ์ของความหน่วงกับความเร็วโดยแรงแผ่นดินไหว ประสิทธิผลมีดังนี้

$$\mathbf{P}_{\text{eff}}(t) = -m 1 \mathbf{i}_{g}(t) \tag{2-1}$$

โดยที่ m คือ Mass Matrix u<sub>o</sub> =1 คือเวกเตอร์ที่มีค่า Element ต่าง ๆ เป็น 1 และ u<sub>g</sub>(t) คือ ความเร่งของพื้นดิน

## ้ดังนั้นสมการการเคลื่อนที่ของระบบภายใต้แรงแผ่นดินไหวเป็นดังสมการที่ 2-2

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{eff}(t)$$
(2-2)

โดยที่ m คือ Mass Matrix k คือ Stiffness Matrix c คือ Damping Matrix u น และ น คือ เวคเตอร์แสดงการเคลื่อนที่ ความเร็ว และความเร่งที่ Degree of Freedom ต่าง ๆ สัมพันธ์ (Relative) กับพื้นดิน

การวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์มีวิธีวิเคราะห์อยู่สองวิธี ได้แก่ Response Spectrum Analysis และTime-History Analysis ซึ่งในงานวิจัยนี้การวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นจะวิเคราะห์ด้วย วิธี Response Spectrum Analysis ซึ่งมีหลักการดังต่อไปนี้

Response Spectrum Analysis เป็นวิธีหาการตอบสนองของโครงสร้างโดยการตอบสนอง สามารถวิเคราะห์ได้จากสมการที่ 2-2 ซึ่งจะพิจารณาการตอบสนองของโครงสร้างมีรูปแบบเป็น Mode ต่าง ๆ ซึ่งในแต่ละ Mode จะมีคาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร (T<sub>n</sub>) ที่แตกต่างกัน สามารถหาได้จากการแก้สมการทางคณิตศาสตร์ ดังแสดงในสมการที่ 2-3 ทำให้ได้ค่า  $\Theta$ ซึ่ง สามารถหาก่าคาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคารของแต่ละ Mode ได้จาก T<sub>n</sub> =  $2\pi/\Theta$  และใช้ สมการที่ 2-4 เพื่อหาเวคเตอร์แสดงลักษณะการตอบสนองของโครงสร้าง  $\phi_n$  (Mode Shape) ซึ่งเป็น การสั่นไหวตามธรรมชาติของแต่ละ Mode โดยขึ้นอยู่กับดีกรีความอิสระของโครงสร้างดังแสดงใน ภาพที่ 2-1

$$Det\left[\mathbf{k} - \boldsymbol{\omega}_{n}^{2}\mathbf{m}\right] = 0 \tag{2-3}$$



ภาพที่ 2-1 แสดงการสั่นใหวตามธรรมชาติของโครงสร้างที่มีดีกรีความอิสระเท่ากับสอง [5]

ขนาดของการตอบสนองของโครงสร้างขึ้นอยู่กับขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหว ข้อมูล ที่จะนำมาเป็น Input จะอยู่ในรูปความเร่งของพื้นดิน (Ground Acceleration) ที่เปลี่ยนแปลงไปตาม เวลาดังแสดงในภาพที่ 2-2 ซึ่งแสดงกวามเร่งของพื้นดินของแผ่นดินไหวของ El Centro [5] โดย ภาพที่ 2-2 (ก) แสดงความเร่งของพื้นดินภาพที่ 2-2 (ข) ความเร็วของพื้น และภาพที่ 2-2 (ค) การ เคลื่อนที่ของพื้นดิน



ภาพที่ 2-2 แสดง Ground Motion ของแผ่นดินใหว El Centro [5]

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี Response Spectrum Analysis จะอาศัย Deformation Response Spectrum (D) Pseudo-Velocity Spectrum Pseudo-Acceleration Spectrum ซึ่งสามารถหาได้จากการ วิเคราะห์ Single degree of freedom system ที่มีค่าความถี่ตามธรรมชาติต่าง ๆ กัน [5] ภาพที่ 2-3 แสดงตัวอย่าง Deformation Response Spectrum ของแผ่นดินใหว El- Centro [5] ภาพที่ 2-4 แสดง Pseudo-Velocity Spectrum และภาพที่ 2-5 แสดง Pseudo-Acceleration Spectrum

จากกราฟ Deformation Response Spectrum และ Pseudo-Acceleration Spectrum จะหาค่า การเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นใน Mode ต่าง ๆโดยสมการที่ 2-5 และหาแรงเสมือนที่กระทำกับ โครงสร้างที่ตำแหน่งต่าง ๆ โดยสมการที่ 2-6

$$\mathbf{u}_{n} = \boldsymbol{\phi}_{n} \left( \boldsymbol{\Gamma}_{n} \mathbf{D}_{n} \right)$$
(2-5)

$$\mathbf{f}_{n} = \mathbf{m} \boldsymbol{\Phi}_{n} \left( \boldsymbol{\Gamma}_{n} \mathbf{A}_{n} \right) \tag{2-6}$$

โดยที่  $\Gamma_{
m p}$ คือ Modal Participation Factor หมายถึงการกระจายมวลไปในแต่ละ Mode ที่พิจารณา



ภาพที่ 2-3 แสดงตัวอย่าง Deformation Response Spectrum ของแผ่นดินไหว El- Centro [5] เมื่อได้ผลการตอบสนองในแต่ละ Mode แล้วจึงนำมารวมกันโดยวิธีต่าง ๆ เช่น วิธี Square Root of Sum of Square [5] เป็นต้น



ภาพที่ 2-4 แสดง Pseudo-Velocity Spectrum ของแผ่นดินใหว El Centro [5]



ภาพที่ 2-5 แสดง Pseudo-Acceleration Spectrum ของแผ่นดิน ใหว El Centro [5]

2.1.2 วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic) วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นใช้การวิเคราะห์ ด้วยวิธี Time History Analysis เป็นวิธีวิเคราะห์ที่พิจารณาการตอบสนองของโครงสร้างที่มีต่อ แผ่นดินไหวที่เนื่องมาจากการสั่นไหวของพื้นดิน Ground Motion โดยโครงสร้างอาการมีระบบ โครงสร้างดังแสดงในภาพที่ 2-6(ก) แสดงแบบจำลองโครงสร้าง และภาพที่ 2-6(ข) แสดงแรงที่ กระทำกับระบบโครงสร้าง โดยประกอบไปด้วย แรงเฉื่อย, F<sub>1</sub> (t) แรงที่เกิดจากความหน่วง F<sub>D</sub>(t), แรงที่เกิดจาก Stiffness F<sub>s</sub>(t) และแรงภายนอก F(t) โดยแรงทั้งหมดนี้เกิดขึ้นในเวลาใด ๆ สามารถ เป็นได้เป็นสมการได้ดังแสดงในสมการที่ 2-7



ภาพที่ 2-6 แสดง(ก) แบบจำลองระบบโครงสร้าง (ข)ผังแรงของระบบโครงสร้าง [7]

$$F_{I}(t) + F_{D}(t) + F_{S}(t) = F(t)$$
 (2-7)

พิจารณาสมการเมื่อมวลมีค่าคงที่คือ  $F_{I}(t) = m$ น โดยแรงที่เกิดจากความหน่วงมีค่าเท่ากับผล ดูณระหว่างกับความเร็ว  $F_{D}(t) = c$ น และแรงที่เกิดจาก Restoring Force ของโครงสร้างขึ้นอยู่กับค่า การเคลื่อนที่  $F_{\chi}(t) = F_{\chi}(u)$  จะได้สมการการเคลื่อนที่ดังนี้

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + F_s(u) = F(t)$$
(2-8)

อาการที่อยู่ภายใต้แผ่นดินไหวอาจมีการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวที่อยู่ในช่วงไม่เชิงเส้น เมื่อแผ่นดินไหวมีขนาดที่รุนแรงทำให้โกรงสร้างมี Stiffness ลดลงเนื่องจาก Stiffness คือกวามชัน ของกราฟระหว่างแรง และการเคลื่อนที่ดังภาพที่ 2-7 ทำให้สมการการเคลื่อนที่เปลี่ยนแปลงไปด้วย ในเทอมของแรงที่เกิดจาก Stiffness (F,) ไม่อยู่ในช่วงเชิงเส้น



ภาพที่ 2-7 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ Restoring Force แบบไม่เชิงเส้น [7] จากสมการที่ 2-8 ซึ่งสมการการเคลื่อนที่สามารถใช้วิธีการหาผลการตอบสนองของอาคาร ได้โดยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข ซึ่งมีอยู่หลายวิธี เช่น Constant Acceleration Method และ The Newmark Beta Method [5]

2.1.3 วิธีสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static) เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างอาการที่พัฒนามาจากวิธี พลศาสตร์ซึ่งมีสมมุติฐานว่าการการกระจายตัวของมวล และสติฟเนสของโครงสร้างเป็นไปอย่าง สม่ำเสมอ ซึ่งมีหลักการคำนวณดังนี้ สมมุติให้แรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) ซึ่งเกิดจากแผ่นดินไหว กระจายเป็นแรงกระทำทางด้านข้างของอาการ แต่การนำวิธีสถิตย์เชิงเส้นไปใช้มีข้อจำกัดว่าอาการ นั้นต้องมีรูปทรงที่สม่ำเสมอ (Regular Structure) ซึ่งสมการในการกำนวณจะถูกกำหนดโดย หน่วยงานที่ทำการศึกษามีขั้นตอนในการออกแบบดังนี้ 2.1.3.1 ประมาณคาบคาบการแกว่งตามธรรมชาติ

2.1.3.2 เลือกค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่เหมาะสมกับโครงสร้างอาคาร และตำแหน่ง ที่ตั้งของอาคารซึ่งมีความสัมพันธ์กับความรุนแรงของแผ่นดินไหว

2.1.3.3 คำนวณแรงเฉือนที่ฐานจากแผ่นดินใหว

2.1.3.4 กระจายแรงเฉือนที่ฐานไปแต่ละชั้น

2.1.3.5 วิเคราะห์ โครงสร้างเนื่องจากแรงด้านข้างเหล่านี้ เพื่อหาแรงเฉือน และ โมเมนต์ ที่เกิดขึ้น

2.1.3.6 ประมาณระยะการเคลื่อนที่

2.1.4 วิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static) สามารถใช้วิเคราะห์โครงสร้างเมื่อวัสดุมี พฤติกรรมไม่เชิงเส้น และสามารถใช้ประมาณ การตอบสนองของอาคารเนื่องมาจากแผ่นดินไหว ซึ่งขึ้นอยู่กับการสร้างแบบจำลองโครงสร้างอาคาร และลักษณะการสั่นไหวของพื้นดิน แบบจำลอง โครงสร้างสามารถใช้ได้กับโครงสร้างที่มีดีกรีความอิสระตั้งแต่หนึ่งขึ้นไป ซึ่งในงานวิจัยนี้จะใช้ การวิเคราะห์โครงสร้างที่เรียกว่า Pushover Analysis เป็นวิธีวิเคราะห์โครงสร้างที่ถูกกระทำด้วย แผ่นดินไหวซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบสถิตย์เทียบเท่า ที่เหมาะสมกับการวิเคราะห์อาคารที่มีรูปทรง สม่ำเสมอ

การคำนวณด้วยวิธี Pushover Analysis สามารถประเมินการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดโดย การคำนวณใช้โครงสร้างที่มีดีกรีความอิสระเท่ากับหนึ่ง ซึ่งขึ้นอยู่กับคาบความถี่ตามธรรมชาติ, ความแข็งแรง และพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่เชิงเส้น ความเสื่อมลดของโครงสร้าง การวิเคราะห์ โครงสร้างด้วยวิธี Nonlinear Static โครงสร้างอาคารอาจเกิดอาจเกิดการเสื่อมลดกำลัง โดยเป็นผล การรับแรงแบบกลับทิศไปมา และผลของโมเมนต์ลำดับสอง สิ่งมีความสำคัญต่อการวิเคราะห์ เสถียรภาพของโครงสร้าง การปรับแก้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง การเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ คำนวณได้เป็นผลการคำนวณมาจากแบบจำลองโครงสร้างที่มีดีกรีความอิสระเท่ากับหนึ่ง และใช้ สมมุติฐานในช่วงเชิงเส้น ดังนั้นจึงใช้ สัมประสิทธิ์ปรับแก้ เช่นใน FEMA 273 จะพบว่าจะมี สัมประสิทธิ์ปรับแก้ C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> และ C<sub>3</sub>

2.1.4.1 Force Control การวิเคราะห์โดยวิธีนี้จำเป็นต้องทราบขนาดของแรงที่คาดว่าจะ เกิดขึ้น เพื่อให้แรงนั้นกระทำกับโครงสร้างซึ่งจะได้ผลการวิเคราะห์ต่าง ๆ เช่น แรงภายใน และการ เสียรูป หรือการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

2.1.4.2 Displacement Control เป็นวิธีวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่นิยมใช้กับอาการที่ถูกกระทำ ด้วยแผ่นดินไหว ซึ่งการวิเคราะห์จะกำหนดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาการ แล้วเพิ่มแรงกระทำ ทางด้านข้างจนกระทั่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาการมีก่าเท่ากับที่กำหนดไว้

## 2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.2.1 H S LEW และ Sashi K KUNNATH [10] ได้ทำการวิจัยเกี่ยวกับการประเมินความ เสียหายของอาการกอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีอยู่จริงจำนวน 7 ชั้นมีความสูงทั้งหมด 20 เมตร กว้าง 19 เมตร ยาว 46 เมตร ประกอบโดยองก์อาการ เสา พื้นท้องเรียบ คาน และพื้นในบางส่วนโดยใช้ FEMA-273[2] ซึ่งประกอบด้วยสี่วิธี ได้แก่ วิธีแรงสถิตย์เชิงเส้น, วิธีแรงสถิตย์ไม่เชิงเส้น, วิธี พลศาสตร์เชิงเส้น, วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ผลการวิจัยแยกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ การประเมินความ เสียหายของกาน การประเมินความเสียหายของเสา ผลการประเมินความเสียหายมีดังนี้

2.2.1.2 ความเสียหายของคาน เมื่อเปรียบเทียบผลการประเมินความเสียหายของคานที่ ใค้จากวิธีต่าง ๆ คานจะเกิดคามเสียหายที่สูงในระหว่างชั้น 2 ถึง ชั้น 4 เมื่อชั้นที่สูงขึ้นไปความ เสียหายของคานจะลดลงตามลำดับ ส่วนระดับความเสียหายทั้งสี่วิธีให้ค่าระดับความเสียหายที่ แตกต่างกัน โดยผลการประเมินความเสียด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นเกิดความเสียหายที่มากกว่า Collapse Prevention Level ตั้งแต่ชั้นที่หนึ่งถึงชั้นที่ห้า ผลการประเมินความเสียหายที่รองลงมา ได้แก่ การประเมินความเสียหายโดยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งเกิดความเสีย ที่มากกว่า Collapse Prevention Level เริ่มจากชั้นที่สองถึงชั้นที่สี่ ส่วนผลการประเมินความกวาม เสียหายที่น้อยที่สุดคือผลการประเมินความเสียหายที่ใด้จากวิธีสถิตย์เชิงเส้นซึ่งมีชั้นสองเพียงชั้น เดียวที่เกิดความเสียหายเกิน Collapse Prevention Level

2.2.1.2 ความเสียของเสา เมื่อเปรียบเทียบผลการประเมินความเสียหายพบว่าทั้งสี่วิธี ให้ผลออกมาแตกกัน โดยแยกออกเป็นสองกลุ่ม คือกลุ่มผลการประเมินความเสียหายที่ได้จากวิธี เชิงเส้นทั้งสองวิธี มีความคล้ายคลึงกัน พบว่าความเสียหายจะเกิดสูงในชั้นที่หนึ่งจนถึงชั้นที่สี่ซึ่งมี ความเสียหายมากกว่า Collapse Prevention Level ส่วนกลุ่มผลการประเมินความเสียหายที่ได้จาก วิธีไม่เชิงเส้นทั้งสองวิธี มีความคล้ายคลึง พบว่าความเสียหายจะเกิดสูงในชั้นที่สองจนถึงชั้นที่สี่ซึ่ง มีความเสียหายมากกว่า Collapse Prevention Level

ในภาพรวมแล้วการผลการประเมินความของคานทั้งสี่วิธีมีความสอดคล้องกันคือเกิดความ เสียหายที่สูงในชั้นกลาง ๆ ของจำนวนชั้นทั้งหมด ส่วนผลการประเมินความเสียของเสาจะแบ่ง ออกเป็นสองกลุ่ม คือกลุ่มผลการประเมินที่ได้จากวิธีเชิงเส้น และกลุ่มผลการประเมินที่ได้จากวิธี ไม่เชิงเส้นซึ่ง เกิดความเสียหายในชั้นที่สี่ลงมา

2.2.2 H S LEW และ Sashi K KUNNATH [11] ใด้จัดทำงานวิจัยเปรียบผลการวิเคราะห์ โครงสร้างของอาคาร (การเสียรูป และการเกิด Plastic Hinge) ที่อยู่ภายใต้แผ่นดินไหวระหว่างวิธี สถิตย์ไม่เชิงเส้น (Push Over) และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งใช้กระบวนการวิเคราะห์ที่มีตามอยู่ที่ ระบุใน FEMA 273 [2] โดยใช้อาคารตัวอย่างที่มีอยู่งริงจำนวนสี่อาคาร ซึ่งเป็นอาคารโครงสร้าง เหล็กจำนวนสองอาคารมีจำนวนชั้น หกชั้น และสิบสามชั้นซึ่งทั้งสองอาคารได้ออกแบบเพื่อ ด้านทานแผ่นดินไหว ส่วนอีกสองอาคารเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก อาคารแรกมีจำนวนชั้น 7 ชั้นซึ่งมิได้ออกแบบไว้เพื่อด้านแผ่นดินไหว และอาคารที่สองมีจำนวนชั้น ยี่สิบชั้นโดยอาคารนี้ได้ ออกแบบไว้เพื่อด้านทานแผ่นดินไหว ผลการวิจัยผู้วิจัยได้แบ่งผลการวิจัยดังนี้

2.2.2.1 โดยภาพรวมแล้ววิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้นให้ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง มีค่าที่ มากกว่า ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นจากวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

2.2.2.2 จากผลการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้นจะมีจำนวนตำแหน่งที่เกิด Plastic Hinge น้อยกว่าจำนวนตำแหน่งการเกิด Plastic Hinge จากผลการวิเคราะห์โดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิง เส้น ประมาณร้อยละ 50

## บทที่ 3 FEMA-273

#### 3.1 FEMA-273

Federal Emergency Management Agency (FEMA) เป็นหน่วยงานที่ประกอบด้วยกลุ่ม วิศวกรสถาปนิก และนักวิชาการ ที่ทำการศึกษาเกี่ยวกับการออกแบบออกอาคารเพื่อต้านทานผ่าน ดิน ไหว และ ได้จัดทำรายงานวิจัยเรื่อง Guidelines for Seismic Rehabilitation of Existing Building (FEMA-273) [2] เป็นรายงานที่ให้คำแนะนำเกี่ยวกับการประเมินความเสียหายของอาคารที่ถูก กระทำด้วยแผ่นดินไหวซึ่งระดับเสียหายขององค์อาคาร FEMA-273 [2] ได้จำแนกออกเป็นระดับ ความเสียหายได้สามระดับดังนี้

 Immediate Occupancy (IO) ซึ่งเป็นระดับความเสียหายที่น้อยมาก โดยอาจจะเกิดรอยร้าว ขึ้นเป็นเส้นเล็ก ๆ ในบางองค์อาคารอาจจะคราก แต่ความเครียดในองค์อาคารมีค่าน้อย ค่าการ เคลื่อนตัวระหว่างชั้นน้อยกว่า 1%

 Life Safety Performance Level (LS) ความเสียหายเกิดขึ้นกับคาน เกิดรอยร้าวที่ค่อนข้าง กว้าง เสาอาจแตกร้าวจากแรงเฉือน องค์อาการอาจจะกราก แต่ไม่มีผลต่อความปลอดภัย ก่าการ เกลื่อนตัวระหว่างชั้นน้อยกว่า 2%

 Collapse Prevention Level (CP) เกิดรอยร้าวอย่างรุนแรง และเกิด Plastic Hinge ในองค์ อาการที่มีความเหนียว อาจเกิดการวิบัติบ้างในจุดที่เปราะ และเกิดความเสียหายอย่างรุนแรงในเสา สั้น ก่าการเกลื่อนตัวระหว่างชั้นอาจถึง 4%

FEMA-273 [2] ได้แนะนำวิธีวิเคราะห์โครงสร้างอาคารซึ่งจะนำผลไปประเมินระดับของ ความเสียหายของอาคาร มีอยู่สี่วิธีดังนี้ วิธีสถิตย์เชิงเส้น วิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น และวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งสำหรับการเลือกใช้วิธีวิเคราะห์ขึ้นอยู่กับ ขนาดความรุนแรงของ แผ่นดินไหว และรูปทรงของอาคาร โดยในแต่ละวิธีมีรายละเอียดดังนี้

3.1.1 วิธีสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static Procedure) เพื่อเป็นการสะดวก และประหยัดเวลาในการ วิเคราะห์ โครงสร้างที่อยู่ภายใต้แผ่นดินไหว FEMA-273 [2] ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ โครงสร้างด้วย วิธีสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static Procedure) เป็นการวิเคราะห์ที่มีสมมุติฐานว่าแรงที่กระทำต่อโครงสร้างเนื่องจาก แผ่นดินไหวนั้นเปรียบเสมือนกับมีแรงเทียบเท่ากระทำทางด้านข้างของอาการ(Pseudo Lateral Load) โดยที่โครงสร้างอาการที่วิเคราะห์จะสมมุติให้มีพฤติกรรมที่อยู่ในช่วงเชิงเส้น (Linear) ถึงแม้ว่าพฤติกรรมจริงของโครงสร้างอาจจะอยู่ในช่วงไม่เชิงเส้นก็ตาม โดยมีสมมุติฐานว่าค่าการ เกลื่อนที่ของโครงสร้างแบบ Non-linear จะมีค่าเท่ากับการเคลื่อนที่แบบ Linear ซึ่งสมมุติฐานนี้ มักจะถูกเรียกว่า Equal-Displacement Assumption ดังแสดงในภาพที่ 3-1 โดยการวิเคราะห์จะอาศัย แรงสถิตย์เทียบเท่ากระทำแผ่กระจายทางด้านข้างของโครงสร้างที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนที่เท่ากับ การเคลื่อนจากแรงแผ่นดินไหว ซึ่งสามารถประมาณขนาดของแรงเทียบเท่าทางด้านข้าง ดังกล่าวได้ จากความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่เกิดจากแรงโน้มถ่วงของโถก ถักษณะรูปร่างของอาคาร และ รูปแบบการสั่นของพื้นดิน(Ground Motion)



ภาพที่ 3-1 แสดงสมมุติฐานของวิธีสถิตย์เชิงเส้น [2]

ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว การวิเคราะห์ด้วยแรงสถิตย์เชิงเส้นจะใช้แรงเทียบเท่ากระทำทาง ด้านข้างของอาการ (Pseudo Lateral Load) โดยที่แรงเทียบเท่าที่จะขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์ C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> และC<sub>3</sub>ค่า Spectral Acceleration (S<sub>4</sub>) w หมายถึงน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง ดังแสดงในสมการ ที่ 3-1

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W$$
(3-1)

โดยที่

C<sub>1</sub> หมายถึงสัมประสิทธิ์ปรับแก้ เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางค้านข้างที่เกิดขึ้นจริงอยู่ในช่วง inelastic โดยที่ C<sub>1</sub> มีค่าเป็น 1.5 เมื่อ T<sub>n</sub> (คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร) ไม่เกิน 0.10 วินาที และมีค่าเป็น 1.0 เมื่อ T<sub>n</sub> (คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร) ไม่น้อยกว่า T<sub>o</sub> คือคาบการแกว่าง ธรรมชาติที่มากที่สุดของ Response Spectrum ที่จะใช้วิเคราะห์ในช่วงความเร่งคงที่ (Constant Acceleration Region) คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคารสามารถคำนวณได้โดยขึ้นอยู่กับความ สูงของอาการ และชนิดของอาคาร ซึ่งค่าโดยประมาณซึ่งสามารถหาได้ดังนี้

$$T_n = C_t h^{\frac{3}{4}}$$
 (3-2)

โดยที่

C, คือสัมประสิทธิ์มีค่า 0.035 สำหรับโครงสร้างเหล็ก 0.030 สำหรับโครงสร้างคอนกรีต เสริมเหล็ก

h หมายถึงความสูงของอาการมีหน่วยเป็นฟุต

C<sub>2</sub> คือสัมประสิทธิ์ปรับแก้ มีสาเหตุเนื่องมาจากการตอบสนองของ โครงสร้างที่มี Stiffness
 ลดลง (Degrading Stiffness) ภายใต้แรงกลับไปกลับมา (Cyclic Loading) โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์จะ
 ขึ้นอยู่กับระดับความเสียหายขององค์อาการดังแสดงในตารางที่ 3-1

	$T_n = 0.1$	(วินาที)	T <sub>n</sub> ≥T₀ (วินาที)		
ระดับของความเสียหาย	โครงข้อแข็ง	โครงข้อแขึ่ง	โครงข้อแข็ง	โครงข้อแข็ง	
	ประเภทที่ 1	ประเภทที่ 2	ประเภทที่ 1	ประเภทที่ 2	
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0	
Life Safety Level	1.3	1.0	1.1	1.0	
Collapse Prevention Level	1.5	1.0	1.2	1.0	

ตารางที่ 3-1 แสดงสัมประสิทธิ์ปรับแก้ C<sub>2</sub> [2]

โดยโครงข้อแข็งประเภทที่ 1 หมายถึงโครงสร้างอาคารที่มีแรงเฉือนในชั้นใดชั้นหนึ่ง มากกว่า 30 % ของแรงเฉือนทั้งหมด โครงข้อแข็งประเภทที่ 2 หมายถึงโครงสร้างที่นอกเหนือจาก โครงสร้างประเภทที่ 1

 $C_3$  คือสัมประสิทธิ์ปรับแก้เนื่องมาจากการ โก่งของ โครงสร้างที่เกิดจากผลของP- $\Delta$  Effects โดยมีค่า  $C_3$  เท่ากับ 1.0 เมื่อ heta น้อยกว่า 0.1 และถ้า heta มากกว่า 0.1  $C_3$  มีค่าเป็นดังนี้

16

$$C_3 = 1 + 5 \frac{(\theta - 0.1)}{T_n}$$
 (3-3)

้ โดยที่ก่า θ ที่ใช้กำนวณใช้ก่าที่มากที่สุดในชั้นต่าง ๆ ซึ่งหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\theta_{i} = \frac{P_{i}\delta_{i}}{V_{i}h_{i}}$$
(3-4)

โดยที่

P<sub>i</sub> หมายถึงน้ำหนักบรรทุกคงรวมกับน้ำหนักจรที่กระทำต่อเสาในชั้นใด ๆ ที่คาดว่าจะ เกิดขึ้นจริง

V<sub>i</sub> หมายถึงแรงเฉือนทางด้านข้างในชั้นใด ๆ ทั้งหมดในทิศทางที่พิจารณาระหว่างที่เกิด แผ่นดินใหว

 $\delta_{i}$ หมายถึงผลต่างการเกลื่อนที่ทางด้านข้างระหว่างชั้นในทิศทางที่พิจารณา

S<sub>a</sub> หมายถึง Spectra Acceleration ซึ่งขึ้นอยู่กับ T<sub>n</sub> (คาบการแกว่งตามธรรมชาติ) ของแต่ละ อาการสามารถหาได้จาก Elastic Response Spectrum

W หมายถึงน้ำหนักบรรทุกคงที่รวมกับน้ำหนักบรรทุกจรทั้งหมดของทุกชั้นที่กาดว่าจะ เกิดขึ้นจริง

การแผ่กระจายของแรงเทียบเท่าทางด้านข้างที่เกิดขึ้นขณะเกิดแผ่นดินใหวจะสมมุติให้มี ลักษณะการแผ่กระจายในลักษณะต่าง ๆ ดังแสดงในภาพที่ 3-2 โดยในการวิเคราะห์ อาคารจะใช้ การกระจายของแรงเทียบเท่าที่ทำให้อาคารมีความเสียหายมากที่สุด หรือหารูปแบบการแผ่กระจาย ที่กระทำทางด้านข้างต่อโครงสร้างอาการดังสมการที่ 3-6



ภาพที่ 3-2 แสดงการแผ่กระจายของแรงเทียบเท่า [2]

$$F_{x} = C_{yx} V$$
(3-5)

โดยที่

F<sub>x</sub> หมายถึงแรงที่กระทำที่ชั้น X ที่พิจารณา C<sub>x</sub> หมายถึงสัมประสิทธิ์การกระจายแรงทางด้านข้าง และหาได้จากสมการที่ 3-6

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^k}$$
(3-6)

k หมายถึงสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับ T<sub>n</sub> (คาบการแกว่งตามธรรมชาติ) เมื่อ T<sub>n</sub> ไม่มากกว่า 0.5 วินาที k มีก่า 1.0 เมื่อ T<sub>n</sub> ตั้งแต่ 2.5 วินาทีขึ้นไป k มีก่า 2.0 ใช้ Linear Interpolation หาก่า k เมื่อ T<sub>n</sub> มี ก่าระหว่าง 0.5 ถึง 2.5 วินาที

V หมายถึงแรงเทียบเท่าทางด้านข้าง (Pseudo Lateral Load) ตามสมการที่ 3-1
 w, หมายถึงน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดในชั้นใด ๆ
 w, หมายถึงน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดถึงชั้นที่พิจารณา
 h, หมายถึงกวามสูงของอาการถึงชั้นใด โดยที่มีหน่วยเป็นฟุต
 h, หมายถึงกวามสูงของอาการถึงชั้นที่พิจารณา โดยที่มีหน่วยเป็นฟุต

เมื่อหาแรงสถิตย์เทียบเท่าได้แล้ว ก็จะนำแรงนั้นไปวิเคราะห์โครงสร้างแบบ Linear Elastic และนำผลการวิเคราะห์ไปประเมินระดับความเสียหายต่อไปดังที่จะกล่าวในหัวข้อ 3.2

3.1.2 วิธีแรงสถิตย์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure) วิธีการวิเคราะห์แรงสถิตย์ไม่เชิง เส้น มีชื่อเรียกอีกอย่างว่า "Pushover Analysis" จะทำการวิเคราะห์ โดยการเพิ่มขนาดของแรงขึ้น จนกระทั่งการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาการ มีค่าถึงค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จะเกิดขึ้นภายใต้ แผ่นดินไหว (Target Displacement, δ) ดังแสดงในสมการที่ 3-7 โดยจะใส่แรงแผ่กระจายทาง ด้านข้างให้กับโครงสร้างโดยมีขนาดรูปแบบการกระจายแรงทางด้านข้างที่กำหนดโดยสมการที่ 3-6 และหา Target Displacement ที่ชั้นหลังคา ได้ดังนี้

$$\delta_{t} = C_{0}C_{1}C_{2}C_{3}S_{a}\frac{T_{e}^{2}}{4\pi^{2}}g$$
(3-7)

โดยที่

C。 คือสัมประสิทธิ์ปรับแก้การเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคารให้มีความถูกต้องยิ่งขึ้นดัง แสดงในตารางที่ 3-2

จำนวนชั้น	สัมประสิทธิ์ปรับแก้ C <sub>。</sub>
1	1.00
2	1.20
3	1.30
4	1.35
5	1.40
6	1.42
7	1.44
8	1.46
9	1.48
10ชั้นขึ้นไป	1.50

			ح ا			
a 4		e l	9 9	ע שו	~	
<u>ຕາ</u> ສາ.າທ	വ~ര	าสาเปรง	ະສາກຮ	ปราแเก	C	121
YI I J IN II	J-4 8861 YI	API 91 D 9 G	ע וז וא ע		U <sub>a</sub>	141
					0 '	

T หมายถึงคาบการแกว่งตามธรรมชาติประสิทธิผล เนื่องจากการตอบสนองของอาคารเมื่อ เกิดแผ่นดินไหว องก์อาการอาจมีพฤติกรรมแบบ Inelastic ทำให้ก่าของคาบการแกว่งตามธรรมชาติ ของอาการเปลี่ยนแปลงตามไปด้วยคาบการแกว่งประสิทธิผล สามารถกำนวนได้จากความสัมพันธ์ ของแรงเฉือนที่ฐาน และการเกลื่อนที่ (Force-Displacement) ที่ชั้นหลังกาโดยใช้ก่าแรงเฉือนที่ฐาน และ Stiffness ประสิทธิผล (K) ที่ 60% ของกำลังกรากของแรงเฉือนที่ฐาน (V) ดังแสดงในรูปที่ 3-3 ความถี่ธรรมชาติประสิทธิผล (T) จะสัมพันธ์กับกาบความถี่ตามธรรมชาติดังนี้



ภาพที่ 3-3 แสดงการคำนวณ Stiffness ประสิทธิผลทางด้านข้าง [2]

$$\Gamma_{e} = T_{i} \sqrt{\frac{K_{i}}{K_{e}}}$$
(3-8)

ເນື່ອ

T<sub>i</sub> หมายถึงคาบการแกว่งตามธรรมชาติในช่วงยึดหยุ่น K<sub>i</sub> หมายถึง Stiffness ประสิทธิผลทางค้านของอาการในช่วงยึดหยุ่น K<sub>e</sub> หมายถึง Stiffness ประสิทธิผลทางค้านของอาการ

C<sub>1</sub> หมายถึงสัมประสิทธิ์ปรับแก้มีสาเหตุจากการเคลื่อนที่ของอาการอาจจะอยู่ในช่วงไม่เชิง น

เส้น

= 1.0 เมื่อ T ≥ T
 = [1.0 + (R − 1)T /T ]/R เมื่อ T < T</li>
 โดยค่า C<sub>1</sub> ที่ได้ต้องไม่มากกว่าค่าที่คำนวณได้จากการคำนวณด้วยวิธีเชิงเส้น
 T หมายถึงช่วงคาบความถี่ธรรมชาติตามที่นิยามในหัวข้อ 3.1.1
 R หมายถึงสัมประสิทธิที่คำนวณได้ในสมการที่ 3-9

$$R = \frac{S_a}{V_v / W C_o}$$
(3-9)

C<sub>2</sub> หมายถึงสัมประสิทธิ์ปรับแก้ มีสาเหตุเนื่องมาจากการตอบสนองของโครงสร้างที่มี
 Stiffness ลุคลง (Regarding Stiffness) โดยสามารถหาได้จากในตารางที่ 3-1

 $C_3$  หมายถึงสัมประสิทธิ์ปรับแก้ เนื่องมาจากการ โก่งของโครงสร้างที่เกิดจากผลของ P- $\Delta$  Effects สามารถหาได้จากสมการที่ 3-3 แต่  $C_3$  ด้องไม่มากกว่า 1.0 เมื่อ  $\Theta$  น้อยกว่า 0.1 และถ้า  $\Theta$  มากกว่า 0.1 ก่า  $C_3$  สามารถหาได้โดยสมการที่ 3-10

$$C_{3} = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_{e}}$$
(3-10)

α หมายถึงอัตราส่วนของ Stiffness ประสิทธิผลทางค้านของอาคารกับ Stiffness ของอาคาร หลังจากครากแล้ว (Post-Yielding) คังแสดงในภาพที่ 3-3

3.1.3 วิธีพลศาสตร์เพิ่งเส้น (Linear Dynamic Procedure) การวิเคราะห์พลศาสตร์เพิ่งเส้นแรง จะคำนวณแรงภายในของอาคาร โดยสมมุติว่าอาคารมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น และในงานวิจัยนี้ใช้ การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธี Response Spectrum โดยใช้การตอบสนองที่สูงสุดในแต่ละ Mode โดยจำนวน Mode ที่ใช้ต้องให้ผลรวมของมวลไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ซึ่งแรงภายใน การเคลื่อนที่ ทางด้านข้าง แรง และแรงเฉือนในชั้นต่าง ๆ รวมทั้งแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) จะหาได้จากการ นำผลการตอบสนองใน Mode ต่าง ๆ มารวมกันโดยวิธี SRSS (Square Root Sum of Square) หรือ CQC (Complete Quadratic Combination)

3.1.4 วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure) การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิง เส้น ซึ่งทำการคำนวณแรงภายในโดยใช้วิธี Time History Analysis เป็นวิธีวิเคราะห์ที่ให้ความ แน่นอนแม่นยำ ซึ่งการคำนวณจะใช้ Ground Motion ทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ละเอียด

#### 3.2 ระดับความเสียหายขององค์อาคาร

3.2.1 ระดับความเสียหายของคาน และเสา ความเสียหายแบ่งได้เป็นสองกรณี ขึ้นอยู่กับความ เหนียวขององค์อาคารนั้น ๆ ถ้าองค์อาคารมีความเหนียวสามารถเสียรูปในลักษณะที่มีการคราก เกิดขึ้นได้เป็นการวิบัติในคานที่เกิดจาก โมเมนต์ดัดก่อนที่จะวิบัติด้วยแรงเฉือนหรือแรงตาม แนวแกน จะเป็นการเสียหายในลักษณะที่เรียกว่า Deformation-Controlled Actions ส่วนถ้าองค์ อาคารนั้น ๆ เกิดการเสียหายแบบเปราะอย่างทันทีเป็นการวิบัติเกิดจากแรงเฉือน และแรงตาม แนวแกน การเสียหายในลักษณะนี้เรียกจะว่า Force-Controlled Actions ซึ่งเป็นการเสียหายที่เป็น อันตรายต่อผู้ใช้อาคารเป็นอย่างมากเมื่อเกิดขึ้น เพราะเมื่อเกิดแผ่นดินไหวอาคารจะวิบัติ อย่าง รวดเร็ว อาคารไม่สามารถเสียรูปได้เพียงพอต่อการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว ทำให้การวิบัติ ขององก์อาการที่เกิดในลักษณะ Force-Controlled Actions ไม่สามารถประเมินความเสียหาย เนื่องจากองก์อาการจะวิบัติโดยทันที 3.2.1.1 ความเสียหายของคาน และเสาที่ประเมิน โคยวิธีสถิตย์ และพลศาสตร์เชิงเส้น ความเสียที่เกิดขึ้นภายในคาน และเสาที่ประเมิน โคยวิธีสถิตย์ และพลศาสตร์เชิงเส้นแบ่งออกเป็น สองกรณีคังที่ได้กล่าวมาแล้วซึ่งมีรายละเอียดคังนี้

ความเสียหายเนื่องจาก Deformation-Controlled Actions ถ้ำคาน และเสามีความเหนียวยอม ให้เกิดการครากได้จากโมเมนต์ดัด ความเสียหายเนื่องจาก Deformation-Controlled Actions ที่ เกิดขึ้นในคาน และเสา สามารถประเมินได้จากผลวิเคราะห์คาน และเสาที่อยู่ในช่วงเชิงเส้น โดยตัว แปร Component Demand, (m) เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าระดับความเสียหายของคาน และเสาใน ตารางที่ 3-3 และ 3-4 ตามลำดับ เพื่อจะได้ทราบระดับความเสียหายของคาน และเสานั้น โดยที่ค่า Component Demand สามารถหาได้ดังนี้

$$m = \frac{Q_{UD}}{\kappa Q_{CE}}$$
(3-11)

โดยที่

m หมายถึงค่าแสดงระดับความเสียหายขององค์อาคาร

 $\mathbf{Q}_{\mathrm{ub}}$  หมายถึงผลรวมระหว่างแรงโน้มถ่วงของโลกกับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว

Q<sub>ce</sub> หมายถึงกำลังของวัสดุที่เกิดจากการที่ยอมให้เสียรูปได้

κ หมายถึงสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับความมีประสิทธิภาพของการก่อสร้าง 0.75 หรือ.1.00

$$Q_{\rm UD} = Q_{\rm G} \pm Q_{\rm E} \tag{3-12}$$

$$Q_{\rm g} = 1.1(Q_{\rm D} + Q_{\rm L}) \tag{3-13}$$

เมื่อ

- $\mathbf{Q}_{\mathrm{D}}$  หมายถึงแรงปฏิกิริยาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ประสิทธิผล
- $\mathbf{Q}_{\mathsf{L}}$  หมายถึงแรงปฏิกิริยาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรประสิทธิผล
- $\mathbf{Q}_{\mathrm{G}}$  หมายถึงแรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- Q<sub>E</sub> หมายถึงแรงที่เกิดจากแผ่นดินใหว

ความเสียหายเนื่องจาก Force-Controlled Actions เป็นความเสียหายที่มีผลมาจากองค์อาคาร ที่ไม่มีความเหนียว เนื่องมาจากองค์อาคารนั้นเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนหรือแรงอัดในแนวแกนโดย ที่องก์อาการมีกวามต้านทานต่อแรงดังกล่าวน้อยกว่าแรงที่เกิดขึ้นภายในองก์อาการนั้น ๆ ซึ่งทำให้ องก์อาการนั้นเกิดการวิบัติโดยทันที องก์อาการจะเกิดการวิบัติเมื่อ

$$CQ_{CL} \ge Q_{UF} \tag{3-14}$$

โดยที่

Q<sub>CL</sub> หมายถึงกำลังขององค์อาคารที่เกิดการพิจารณาในกรณีที่องค์อาคารวิบัติแบบ Force Controlled

ł

 $\mathbf{Q}_{\mathrm{ur}}$  หมายถึงแรงรวมที่ได้จากการรวมแรงในแนวคิ่งกับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว

$$Q_{UF} = Q_{G} + \frac{Q_{E}}{C_{1}C_{2}C_{3}J}$$
(3-15)

C<sub>1</sub> หมายถึงสัมประสิทธิ์ปรับแก้มีสาเหตุจากการเคลื่อนที่ของอาคารอาจจะอยู่ในช่วงไม่เชิง เส้น

C<sub>2</sub> หมายถึงสัมประสิทธิ์ปรับแก้ มีสาเหตุเนื่องมาจากการตอบสนองของโครงสร้างที่มี
 Stiffness ลดลง (Regarding Stiffness) โดยสามารถหาได้จากในตารางที่ 3-1

 $C_3$  หมายถึงสัมประสิทธิ์ปรับแก้ เนื่องมาจากการ โก่งของโครงสร้างที่เกิดจากผลของ P- $\Delta$  Effects สามารถหาได้จากสมการที่ 3-3 แต่  $C_3$  ด้องไม่มากกว่า 1.0 เมื่อ  $\Theta$  น้อยกว่า 0.1 และถ้า  $\Theta$  มากกว่า 0.1 ก่า  $C_3$  สามารถหาได้โดยสมการที่ 3-10

J หมายถึงค่า อัตราส่วนของ Q<sub>ub</sub>/ Q<sub>ce</sub> (Demand-Capacity Ratios, DCR<sub>s</sub>) ที่ค่าต่ำที่สุดของ องก์อาการต่าง ๆ ในอาการ

3.2.1.2 ความเสียหายของคาน และเสาที่ประเมินโดยวิธีสถิตย์ และพลศาสตร์ไม่เชิง เส้นความเสียประเมินโดยวิธีเชิงเส้นแบ่งออกเป็นสองกรณีดังที่ได้กล่าวมาแล้วซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

ความเสียหายเนื่องจาก Deformation-Controlled Actions ที่เกิดขึ้นในคาน และเสาโดยอยู่ ในช่วงไม่เชิงเส้นจะใช้ Plastic Rotation ที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่องค์อาการมีหน่วยแรงอยู่ในช่วง Inelastic เพื่อแสดงก่าความเสียหายของกาน และเสาตามตารางที่ 3-5 และ3-6

ความเสียหายเนื่องจาก Force-Controlled Actions ที่วิเคราะห์โดยวิธีไม่เชิงเส้นในคาน และ เสามีรายละเอียดเช่นเดียวกับ การประเมินความเสียหายโดยวิธีเชิงเส้น

$\underline{\rho - \rho'}$	ana 12	V	ค่าระดับความเสียหาย (m)			
$\rho_{bal}$	ពារពេះអាមេព	$\overline{b_w d \sqrt{f_c'}}$	IO	LS	СР	
$\leq 0.0$	С	$\leq 3$	3	6	7	
$\leq 0.0$	С	$\geq 6$	2	3	4	
≥0.5	С	$\leq 3$	2	3	4	
≥0.5	С	$\geq 6$	2	2	3	
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	2	3	4	
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	1.25	2	3	
$\geq$ 0.5	NC	$\leq 3$	2	3	3	
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	1.25	2	2	

ตารางที่ 3-3 แสดงก่าระดับกวามเสียหายของกานเนื่องจากการเสียรูปแบบ Deformation Controlled ที่วิเกราะห์ โดยวิธีสถิตย์ และพลศาสตร์เชิงเส้น [2]

หมายเหตุ C หมายถึงเมื่อเหล็กตามมาตรฐาน, เหล็กปลอกมีระยะห่างไม่น้อยกว่า d/3 ดังนั้นถ้าองก์ อาการไม่มีคุณสมบัติตามที่ได้กล่าวมาถือว่าองก์อาการนั้นเป็นแบบ NC

ตารางที่ 3-4 แสดงค่าระดับความเสียหายของเสาเนื่องจากการเสียรูปแบบ Deformation

P	Q 13	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$	ค่าระดับความเสียหาย (m)			
A <sub>g</sub> f <sub>c</sub> '	การเสรมเหลก		Ю	LS	СР	
$\leq 0.1$	С	$\leq 3$	2	3	4	
$\leq 0.1$	С	$\geq 6$	2	2.4	3.2	
$\geq$ 0.4	С	$\leq 3$	1.25	2	3	
≥0.4	С	$\geq 6$	1.25	1.6	2.4	
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	2	2	3	
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	2	1.6	2.4	
$\geq$ 0.4	NC	$\leq 3$	1.25	1.5	2	
$\geq$ 0.4	NC	$\geq 6$	1.25	1.5	1.75	

Controlled ที่วิเคราะห์ โดยวิธีวิธีสถิตย์ และพลศาสตร์เชิงเส้น เชิงเส้น [2]

หมายเหตุ C หมายถึงเมื่อเหล็กตามมาตรฐาน, เหล็กปลอกมีระยะห่างไม่น้อยกว่า d/3 ดังนั้นถ้าองก์ อาการไม่มีคุณสมบัติตามที่ได้กล่าวมาถือว่าองก์อาการนั้นเป็นแบบ NC

$\rho - \rho'$	อารเสริงแหลือ	$\frac{V}{1 - 1 \sqrt{c_1}}$	ค่าระดับความเสียหาย (Plastic Rotation Angle, radians)		
$\rho_{.^{bal}}$	11136139761011	b <sub>w</sub> d√I <sub>c</sub>	Ю	LS	СР
$\leq$ 0.0	С	$\leq 3$	0.010	0.02	0.025
$\leq$ 0.0	С	$\geq 6$	0.005	0.01	0.02
$\geq$ 0.5	С	$\leq 3$	0.005	0.01	0.02
$\geq$ 0.5	С	$\geq 6$	0.005	0.005	0.015
$\leq$ 0.0	NC	$\leq 3$	0.005	0.01	0.02
$\leq$ 0.0	NC	$\geq 6$	0.0015	0.005	0.01
$\geq$ 0.5	NC	$\leq 3$	0.005	0.01	0.01
$\geq$ 0.5	NC	$\geq 6$	0.0015	0.005	0.015

ตารางที่ 3-5 แสดงก่าระดับกวามเสียหายของกานเนื่องจากการเสียรูปแบบ Deformation Controlledที่วิเกราะห์ โดยวิธีสถิตย์ และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น [2]

หมายเหตุ C หมายถึงเมื่อเหล็กตามมาตรฐาน, เหล็กปลอกมีระยะห่างไม่น้อยกว่า d/3 ดังนั้นถ้าองค์ อาการไม่มีคุณสมบัติตามที่ได้กล่าวมาถือว่าองก์อาการนั้นเป็นแบบ NC

ตารางที่ 3-6 แสดงค่าระดับความเสียหายของเสาเนื่องจากการเสียรูปรูปแบบ Deformation

	00~10 <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$	ค่าระดับความเสียหาย (Plastic Rotation Angle, radians)			
A <sub>g</sub> f <sub>c</sub> '	11138613998116111		Ю	LS	СР	
$\leq 0.1$	С	$\leq 3$	0.005	0.015	0.02	
$\leq 0.1$	С	$\geq 6$	0.005	0.012	0.016	
$\geq$ 0.4	С	$\leq 3$	0.003	0.012	0.015	
$\geq$ 0.4	С	$\geq 6$	0.003	0.01	0.012	
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	0.005	0.005	0.006	
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	0.005	0.004	0.005	
$\geq$ 0.4	NC	$\leq 3$	0.002	0.002	0.003	
$\geq 0.4$	NC	$\geq_6$	0.002	0.002	0.002	

Controlledที่วิเคราะห์ โดยวิธีสถิตย์ และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น [2]

หมายเหตุ C หมายถึงเมื่อเหล็กตามมาตรฐาน, เหล็กปลอกมีระยะห่างไม่น้อยกว่า d/3 ดังนั้นถ้าองค์ อาการไม่มีกุณสมบัติตามที่ได้กล่าวมาถือว่าองก์อาการนั้นเป็นแบบ NC

### 3.3 ความเสียหายในจุดต่อระหว่าง เสา และคาน

การเสียหายของจุดต่อเป็นประเภท Force-Controlled ซึ่งจุดต่อแบ่งได้ออกเป็นจุดต่อภายนอก และจุดต่อภายใน โดยแรงเฉือนในจุดต่อภายนอกที่เกิดขึ้นหาได้จากสมการที่ 3-16 ส่วนแรงเฉือน ในจุดต่อภายในที่เกิดขึ้นหาได้จากสมการที่ 3-17 ถ้าจุดต่อมีความด้านทานแรงเฉือน (V<sub>n</sub>) มากกว่า แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในจุดต่อแสดงว่าจุดต่อนั้นไม่วิบัติด้วยแรงเฉือน



JOINT FREE BODY DIAGRAM

(f)



JOINT FREE BODY DIAGRAM

(ป)

**ภาพที่ 3-4** แสดงการเกิดแรงเฉือนในจุดต่อ (ก) ภายนอก (ง) ภายใน [6]

26

$$V_{f} = T_{u} - V_{col} \tag{3-16}$$

ในจุดต่อภายใน  $V_f = T_{u1} + C_{u2} - V_{col}$  (3-17)

โดยที่ T<sub>u</sub> T<sub>u1</sub> และT<sub>u2</sub> จะหาได้จากการสมมุติว่า โมเมนต์ในคานมีค่าเท่ากับกำลังประลัยของ คาน M<sup>+</sup><sub>n</sub> และ M<sup>-</sup><sub>n</sub> โดยพิจารณาให้ให้เหล็กเสริมมีค่ากำลังครากเท่ากับ 1.25 เท่าของกำลังครากระบุ ส่วนเสาจะได้จากการสมมุติว่าจุดคัดกลับของเสาอยู่ที่กึ่งกลางของชั้น [6]

ส่วน V<sub>n</sub> สามารถหาได้จาก ACI 352R-91[6] ซึ่งได้กำหนดสมการเพื่อคำนวณความทานต้าน แรงเฉือน

$$V_{n} = \gamma \sqrt{f_{c}} b_{j} h_{col}$$
(3-18)

โดยที่

f ่หมายถึง กำลังอัคประลัยของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน

b<sub>,</sub> หมายถึง ความกว้างของจุดต่อในทิศทางที่พิจารณา

h<sub>.ol</sub> หมายถึง ความลึกของจุดเสาในทิศทางที่พิจารณา

γ มีค่าดังแสดงในตารางที่ 3-7

ตารางที่ 3-7 แสดงค่าγในจุดต่อประเภทต่าง ๆ

จุดต่อภายใน	จุดต่อภายนอก	จุดต่อที่มุม
24	20	15

ความต้านทานแรงเฉือนขึ้นอยู่กับลักษณะของจุดต่อดังแสดงในภาพที่ 3-5 และระยะความ กว้างประสิทธิผลของจุดต่อ (b<sub>i</sub>) แบ่งออกเป็นสองกรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 การคำนวณระยะความกว้างประสิทธิผลของจุดต่อภายใน (b<sub>j</sub>) ดังแสดงในภาพที่ 3-10 (ก) เท่ากับผลลัพธ์ที่มีค่าน้อยที่สุดที่ได้จากสมการที่ 3-19 และ 3-20

$$b_{j} \le \frac{1}{2} (b_{b} + b_{c})$$
 (3-19)

$$\mathbf{b}_{j} \leq \mathbf{b}_{b} + \mathbf{h} \tag{3-20}$$

โดยที่

b, หมายถึง ความกว้างของคานในทิศทางที่พิจารณา
 h หมายถึง ความลึกของเสาในทิศทางที่พิจารณา

## b, หมายถึง ความกว้างของเสาในทิศทางที่พิจารณา



ภาพที่ 3-5 แสดงแปลนจุดต่อภายใน และภายนอก [6]

กรณีที่ 2 การคำนวณระยะ ความกว้างประสิทธิผลของจุดต่อภายนอก (b<sub>j</sub>) ดังแสดงในภาพที่ 3-10 (ข) เท่ากับผลลัพธ์ที่มีค่าน้อยที่สุดที่ได้จากสมการที่ 3-21 และ 3-22

$$\mathbf{b}_{j} \le \frac{1}{2} (\mathbf{b}_{b} + \mathbf{b}_{c})$$
 (3-21)

$$\mathbf{b}_{j} \le \mathbf{b}_{b} + \frac{1}{2}\mathbf{h} \tag{3-22}$$

## บทที่ 4 วิธีดำเนินการวิจัย

#### 4.1 อาคารตัวอย่าง

อาคารตัวอย่างที่ใช้ศึกษาในงานวิจัยเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสมมุติ 1 หลัง 9 ชั้น มี ความสูง 22.5 m โดยสมมุติให้เป็นอาคารหอพัก พื้นเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปรับ น้ำหนักบรรทุกจรได้ไม่น้อยกว่า 200 kg./m<sup>2</sup> ใช้เหล็กเสริมข้ออ้อย SD 30 และใช้กำลังประลัยของ คอนกรีตที่ 28 วัน เท่ากับ 240 ksc. มีน้ำหนักจรประมาณ 45 % ของน้ำหนักจรที่ใช้ออกแบบใน ระหว่างที่เกิดแผ่นดินไหว รูปแปลนของอาการตัวอย่างเป็นดังแสดงในภาพที่ 4-1



(ก) รูปแปลน ภาพที่ 4-1 แสดงอาการที่ใช้เป็นอาการตัวอย่าง



ภาพที่ 4-1 (ต่อ)



ภาพที่ 4-1 (ต่อ)

#### 4.2 แบบจำลองโครงสร้างอาคาร

4.2.1 แบบจำลองของอาการที่วิเกราะห์ด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้นใช้แบบจำลองเป็นแบบ 2 มิติโดย จะลด Stiffness ของเสา และกานลงเหลือ 70% และ 50% ของStiffness ที่เกิดจากหน้าตัดจริง ตามลำดับ และจุดรองรับกำหนดให้เป็นแบบยึดแน่นโดยที่แบบจำลองที่ใช้ ส่วนการวิเกราะห์ด้วย วิธีพลศาสตร์เชิงเส้นใช้แบบจำลองเดียวกับวิธีสถิตย์เชิงเส้น แต่มีความแตกต่างกันที่แรงที่กระทำ แรงที่กระทำสำหรับวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นจะเป็น Response Spectrum Analysis หรือ Time-History Analysis

4.2.2 แบบจำลองอาการตัวอย่างสำหรับการวิเกราะห์โดยวิธีไม่เชิงเส้น

4.2.2.1 แบบจำลองคาน และเสาที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้นจะใช้ แบบจำลองที่สามารถแสดงพฤติกรรมที่แสดงถึงพฤติกรรมที่ไม่เชิงเส้นขององค์อาการต่าง ๆ ได้ โดยจะกำหนด Plastic Hinge ในตำแหน่งที่อาจเกิดพฤติกรรมในช่วงไม่เชิงเส้นได้ดังนั้น

FEMA-273 [2] ได้เสนอแบบจำลองการรับแรงของการเกิด Plastic Hinge ของคานและเสาที่ ไม่มีรายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้นโดยแบบจำลอง นี้ได้แบ่งออกเป็นช่วง 4 ช่วง เพื่อที่แสดงระดับความเสียหายในระดับต่าง ๆ ดังแสดงในภาพที่ 4-2 โดยที่ ตัวแปรต่าง ๆ (a, b, c) จะมีรายละเอียดที่ระบุใน FEMA-273 [2]



ภาพที่ 4-2 แสดงแบบจำลองการเกิด Plastic Rotation ในเสา และคาน [2] 4.2.2.2 แบบจำลองจุดต่อระหว่างคาน และเสา อาคารที่อยู่ภายใต้แรงแผ่นดินไหว ทำ ให้จุดต่อระหว่างคาน และเสาต้องรับแรงทางด้านข้าง และเนื่องจากจุดต่อระหว่างคาน และเสา โดยทั่วไปมีพฤติกรรมที่ไม่แข็งเกร็งดังนั้นในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้นจึงใช้แบบจำลองที่เป็น Rotational Spring โดยใช้แบบจำลองตามที่เสนอโดย Pantelides et al. [3] ซึ่งมีผลตอบสนอง Load-Deformation เป็นแสดงในรูปที่ 4-3



ภาพที่ 4-3 แสดงแบบจำลองจุดต่อระหว่างกาน และเสาของ Pantelides et al. [3]

แบบจำลอง Rotation Spring ที่กำหนดโดย Pantelides et al. [3] ถูกแบ่งออกเป็น 4 ช่วง โดย ช่วงที่ 1 ยังอยู่ในช่วงเชิงเส้น ช่วงที่ 2 เป็นช่วงที่จุดต่ออยู่ในช่วงไม่เชิงเส้น ในช่วงนี้จุดต่อจะเป็นจุด ที่เริ่มเกิด Plastic Rotation ซึ่งขึ้นอยู่กับ Plastic Moment ที่จุดต่อ โดยค่า Moment ที่ตำแหน่ง P1 เกิด จากแรงเฉือนที่จุดครากของจุดต่อถูณกับระยะระหว่างจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดเหล็กกับศูนย์ถ่วงของ กาน จะเห็นได้ว่า Moment ที่ตำแหน่ง P1 นี้ เป็นค่า Moment ที่จุดคราดพอดี หลังจากนั้นจะเข้าอยู่ ในช่วงที่ 2 ในตำแหน่ง P2 จะมีค่า Plastic Moment เท่ากับ 2.3 เท่าของค่า Moment ที่ตำแหน่ง P1 และมีค่า Plastic Rotation จาก 0.00 ถึง 0.02 เมื่อเข้าสู่ช่วงที่ 3 ค่า Plastic Moment ที่จุด P3 เท่ากับ 0.80 เท่าของค่า Moment ที่ตำแหน่ง P1 และมีค่า Plastic Rotation ระหว่าง 0.02 ถึง 0.05 ส่วนช่วงที่ 4 ค่า Plastic Moment ที่จุด P4 เท่ากับ 0.40 เท่าของค่า Moment ที่ตำแหน่ง P1 มีค่า Plastic Rotation ในช่วงระหว่าง 0.05 ถึง 0.07 ส่วนค่า Stiffness ใช้ตามหน้าตัดขององค์อาการจริง




ผลการเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองจุดต่อระหว่างคาน และเสาที่เสนอโดย Pantelides et al. [3] กับผลการทคสอบจุดต่อระหว่างคาน และเสาที่ทดสอบโดย Do Tien Thinh [4] ซึ่งผลการวิเคราะห์เมื่อเทียบกับเส้นการรับน้ำหนักหลัก (Back-Bone Curve) จากผลการทดสอบ เป็นไปดังแสดงในภาพที่ 4-5 จะเห็นว่าแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลที่ได้ จากการทดสอบ





# 4.3 Response Spectrum และ Time History ของแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ที่ กรุงเทพมหานคร

ในการวิจัยนี้ใช้ Response Spectrum ของแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดได้ในเขตกรุงเทพฯ ที่ เสนอโดย เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ คณะ [1] ซึ่งได้จัดทำ Response Spectrum ที่มีคาบการเกิดซ้ำ เท่ากับ 500 ปี ดังที่แสดงในรูปที่ 4-6 ค่าต่าง ๆ สำหรับการวิเคราะห์ เช่น ความเร่งเทียบเท่า S ใน การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้น และ Target Displacement ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์ไม่เชิง เส้น จะอาศัย Response Spectrum ที่แสดงในภาพที่ 4-6



ภาพที่ 4-6 แสดง Response Spectrum ของแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ที่กรุงเทพมหานคร [1]

ในส่วน Time History Analysis ใช้ข้อมูลความเร่งของพื้นดินจำลอง (Simulated Ground Motion) โดยนำ Response Spectrum ที่เสนอโดย เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ คณะ [1] มาสร้างเป็น Time History ของความเร่งของพื้นดินโดยอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ชื่อ SIMQKE ซึ่ง Time History ของความเร่งผิวดินที่ได้มีลักษณะดังภาพที่ 4-7



ภาพที่ 4-7 แสดง Time History ของความเร่งผิวดินแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณ

#### กรุงเทพมหานคร

เพื่อเป็นการตรวจสอบ จึงทำการสร้าง Response Spectrum จากข้อมูลความเร่งผิวดิน ที่ได้จาก การ Simulation ซึ่งได้ผลดังแสดงภาพที่ 4-8 ซึ่งเห็นได้ว่าเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับ Response Spectrum ที่เสนอโดยเป็นหนึ่ง และคณะจะมีความใกล้เคียงกัน



**ภาพที่ 4-8** แสดง การเปรียบเทียบระหว่าง Simulation Response Spectrum กับResponse Spectrum ที่เสนอโดยเป็นหนึ่ง และคณะ

### 4.4 การวิเคราะห์โครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างจะอาศัยโปรแกรม Finite Element โดยการศึกษาจะแบ่งเป็น 4 ขั้นตอนหลัก ดังนี้

4.4.1 ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตย์เชิงเส้นโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ Sap2000

4.4.2 ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้นโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ Sap2000

4.4.3 ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นโดยโปรแกรมพิวเตอร์ Sap2000

4.4.4 ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยโปรแกรมพิวเตอร์ Sap2000 และ IDARC [8]

### 4.5 การประเมินความเสียหายอาคารคอนกรีเสริมเหล็ก

การประเมินความเสียหายของอาคารทำได้โดยการเปรียบเทียบ ระหว่างความเสียหายของ โครงสร้าง กับระดับความเสียหายของโครงสร้าง

4.5.1 ความเสียหายของโครงสร้างอาคารในแบบจำลองที่เป็นเชิงเส้นจะใช้Component Demand (m) เป็นตัวกำหนดตำแหน่งความเสียหาย ส่วนแบบจำลองที่ไม่เชิงเส้นใช้ Plastic Rotation เป็นตัวกำหนดความเสียหายความเสียหาย ตามที่อธิบายในหัวข้อ 3.2

# บทที่ 5 ผลการวิจัย

### 5.1 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิชีแรงสถิตย์เชิงเส้น

ในการวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้นใช้ค่าคาบการแกว่งธรรมชาติของอาคาร ที่ได้จากสมการ ใน FEMA-273 [2] ซึ่งมีค่า 0.78 วินาที และใช้ Response Spectrum ของแผ่นดินไหวที่มีโอกาส เกิดขึ้นได้ที่กรุงเทพมหานครโดยให้ค่าความเร่งตอบสนอง (S<sub>2</sub>) เท่ากับ 0.41g ให้แรงกระทำทาง ด้านข้าง (F<sub>2</sub>) ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์วิธีสถิตย์เชิงเส้น ตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 5-1 ตารางที่ 5-1 แสดงแรงทางด้านข้างสำหรับการวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้น

FLOOR	W <sub>x</sub> (kN)	$F_{x}$ (kN)
10(Roof)	324.410	304.97
9	432.620	357.75
8	432.620	309.62
7	432.620	262.40
6	432.620	216.20
5	436.460	172.70
4	436.460	128.72
3	436.460	86.53
2	445.150	47.74
1	429.225	11.04

เมื่อทำการวิเคราะห์ โครงสร้างที่ต้องรับน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก (น้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรประสิทธิผล) เมื่อรวมกับผลจากแรงกระทำทางด้านข้าง เนื่องจากแผ่นดินไหวที่แสดงในตารางที่ 5-1 ทำให้เกิดแรงภายใน และการเสียรูปขององก์อาการดัง แสดงในภาพที่ 5-1 ซึ่งที่ชั้นสูงสุดเกิดการเสียรูปทางด้านข้างถึง 0.616 เมตร



ภาพที่ 5-1 แสดงการเสียรูปทางด้านข้าง โดยวิธีสถิตย์เชิงเส้น

เมื่อนำแรงภายในองค์อาคารที่วิเคราะห์ได้ไปทำการวิเคราะห์ไปหาค่า Component Demand (m) ของแต่ละองค์อาคาร และนำไปเปรียบเทียบกับระดับความเสียหายจะได้ระดับความเสียหายที่ เกิดขึ้นในคาน และเสาดังแสดงในตารางที่5-2 และ 3 และแสดงสรุปไว้ในภาพที่ 5-2 โดยที่ระดับ ความเสียหายในระดับต่าง ๆ จะขึ้นกับปัจจัยต่าง ๆ เช่น การเสริมเหล็กปลอก ปริมาณเหล็กเสริมรับ แรงอัด ขนาดของแรงเฉือนที่เกิดขึ้น แรงในแนวแกน ตามที่กำหนดใน FEMA 273 [2] ในส่วนของ จุดต่อกานและเสาที่กาดว่าจะเกิดความเสียหายขึ้นเป็นดังแสดงในภาพที่ 5-3

	V	V	М	Ма		FEMA 273		
FLOOR		$\frac{v}{b_w d\sqrt{f_c'}}$	111	Min	m	DAMGE LEVEL		
	(kN-m)		(kN-m)	(kN-m)		LS	СР	
1	156.00	3.44	332.00	236.84	1.40	2.85	3.85	
2	263.00	5.81	650.00	236.84	2.74	2.07	3.07	
3	296.00	6.54	740.00	236.84	3.12	2.00	3.00	
4	300.00	6.62	739.00	236.84	3.12	2.00	3.00	
5	289.00	6.38	692.00	236.84	2.92	2.00	3.00	
6	260.00	5.74	620.00	236.84	2.62	2.10	3.10	
7	224.00	4.95	513.00	236.84	2.17	2.35	3.35	
8	183.00	4.04	395.00	236.84	1.67	2.66	3.66	
9	139.00	3.07	271.00	236.84	1.14	2.97	3.97	
Roof	73.00	2.27	128.00	236.84	0.54	3.00	3.00	

ตารางที่ 5-2 แสดงผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m สูงสุดในชั้นจากวิธีสถิตย์เชิง เส้น

								FEMA	
	М	D	V	м		Р	V	273	
Story	М	P	V	M <sub>n</sub>	m	$\overline{A_{g}\sqrt{f_{c}}}$	$\overline{b_w d \sqrt{f_c'}}$	DAM	MGE
								LEV	VEL
	(kN-m)	(kN)	(kN)	(kN-m)				LS	СР
0	813.00	2460.00	389.00	495.00	1.64	0.70	6.45	1.00	1.00
1	755.00	2272.00	362.00	470.00	1.61	0.64	6.00	1.00	1.00
2	500.00	1976.00	306.00	460.00	1.09	0.56	5.07	1.00	1.07
3	670.00	952.00	258.00	420.00	1.60	0.34	6.10	1.17	1.17
4	688.00	893.00	533.00	415.00	1.66	0.32	12.60	1.37	1.37
5	395.00	1005.00	277.00	510.00	0.77	0.36	6.55	1.53	1.53
6	353.00	716.00	246.00	300.00	1.18	0.30	6.97	1.57	1.57
7	300.00	463.00	197.00	290.00	1.03	0.20	5.58	1.43	2.43
8	232.00	250.00	140.00	240.00	0.97	0.11	3.97	1.85	2.85
9	123.00	80.00	71.00	220.00	0.56	0.03	2.01	2.00	3.00

ตารางที่ 5-3 แสดงผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m สูงสุดในชั้นจากวิธีสถิตย์เชิงเส้น



ภาพที่ 5-2 แสดงการเปรียบเทียบระหว่าง Component Demand (m) กับระดับความเสียหายในระดับ ต่างๆ ของ คาน (ก) และเสา (ข) โดยวิธีสถิตย์เชิงเส้น



ภาพที่ 5-3 แสดงการวิบัติที่จุดต่อด้วยแรงเฉือนในอาการ โดยวิธีแรงสถิตย์เชิงเส้น จากผลการวิเคราะห์พบว่า ความเสียหายของคานจะเกิน Life Safety Level ตั้งแต่ชั้นที่สอง จนถึงชั้นที่หก ส่วนชั้นที่สาม และสี่ เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงเกิน Collapse Prevention Level โดยที่ลักษณะการเสียหายของคาน จะเริ่มจากชั้นแรกแล้วจะเพิ่มขึ้นจนถึงชั้นที่สี่เป็นชั้นที่มีความ เสียหายมากที่สุด แล้วความเสียหายของกานจะลดลงตามลำดับจนกระทั่งถึงชั้นที่เจ็ด ความเสียหาย ของคานก็จะต่ำกว่า Life Safety Level และความเสียหายก็ลดลงจนถึงชั้นบนสุด

ความเสียหายของเสาเกิดขึ้นตั้งแต่ชั้นแรกจนถึงชั้นที่เจ็คโดยที่มีความเสียหายรุนแรงมากโดย เกิดความเสียหายในระดับ Collapse Prevention Level ในชั้นแรก ความเสียหายของเสาจะต่ำกว่า Life Safety ในชั้นที่แปด และความเสียหายจะลดลงตามลำดับจนถึงชั้นบนสุดในส่วนของจุดต่อ กาดว่าจะเกิดความเสียหายในเกือบจะทุกจุดต่อ

### 5.2 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีแรงสถิตย์ไม่เชิงเส้น

ในขณะการวิเคราะห์โดยเพิ่มแรงทางด้านข้างเพื่อต้องการให้ การเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่า เท่ากับ Target Displacement โดยที่ Target Displacement หาได้จากการกำหนดค่า T<sub>e</sub> (คาบการ แกว่งตามธรรมชาติประสิทธิผล) ที่ได้จากวิธีสถิตย์เชิงเส้นแทนค่าลงในสมการที่ 3-7 เมื่อนำค่า Target Displacement ไป Input ในโปรแกรม Sap 2000 เมื่อทำการคำนวณโปรแกรมจะแสดงผลค่า Target Displacement ถ้าค่า Target Displacement ยังไม่เท่ากับที่คำนวณได้จากสมการที่ 3-7 ก็ทำ การปรับแก้ค่าคาบการแกว่งตามธรรมชาติประสิทธิผล แล้วทำไปแทนสมการที่ 3-7 เพื่อนำไป Input ในโปรแกรม Sap 2000 ทำเช่นนี้จนกระทั่ง ค่าของ Target Displacement ที่ Input เท่ากับ Output ของโปรแกรม Sap2000 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.35 m.

เมื่อทราบค่าของ Target Displacement แล้วในองค์อาคารจะเกิด Plastic Hingeในระดับความ เสียหายตามลำดับเหตุการณ์ดังแสดงในภาพที่ 5-4 และ5-5 ตำเหน่งที่เกิด Plastic Hinge หลัก ๆ ที่ สำคัญเริ่มจากเหตุการณ์ที่ (1) ในคานชั้นที่ 4, 5 และ6 เหตุการณ์ที่(2) เกิดPlastic Hinge ขึ้นในคาน ชั้นที่ 7 และชั้นที่ 2 เหตุการณ์ที่ (6) เกิด Plastic Hinge ในชั้นที่ 7 เหตุการณ์ที่ (9) เป็นเหตุการณ์ แรกที่เกิด Plastic Hinge ในเสาระหว่างชั้นที่1 และชั้นที่2 หลังจากนั้นระดับความเสียหายจะรุนแรง ขึ้นจนกระทั่ง การเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าที่ค่าเท่ากับ 0.35 เมตรตามที่คำนวณได้จาก FEMA-273[2] ทำให้โครงสร้างเกิดความเสียที่มีระดับความเสียหายในชั้นต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 5-4 แสดงก่า Plastic Rotation เพื่อกำนวณระดับความเสียหายและสรุปได้ดังแสดง ในภาพที่ 5-6

จากผลการวิเคราะห์ พบว่าคานเกิดความเสียหายเริ่มจากชั้นที่ 2 ในระดับ Life Safety Level แล้วเกิดความเสียหายรุนแรงที่สุดในชั้นที่ 3 ในระดับ Collapse Prevention Level หลังจากนั้นระดับ ความเสียหายลดลงในชั้นที่ 6 ถึงหลังคาในระดับที่ต่ำกว่า Life Safety Level ส่วนระดับความ เสียหายในเสาเกิดความเสียหายที่ระดับ Collapse Prevention Level ในเสาที่อยู่ระหว่างชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 2 เท่านั้น จะสังเกตได้ว่าในเหตุการณ์ที่14 และ23 แรงเลือนจะตกลงมาเกิด Rotation Spring ในบางตำแหน่งอยู่ในช่วงเกิน Collapse Prevention Level



ภาพที่ 5-4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง



ภาพที่ 5-5 แสดงตำแหน่ง และระดับความเสียหายของอาคาร



ภาพที่ 5-5 (ต่อ)







เหตุการณ์ที่[20]









เหตุการณ์ที่[21]

Æ





64	Displacement	Base Force		ปริมาณควา	มเสียหาย	
เหตุการณท	(m)	(kN)	B-IO	O-LS	LS-CP	>CP
1	0.13	365.54	1	0	0	0
2	0.14	385.87	2	0	0	0
3	0.19	475.98	3	0	0	0
4	0.20	498.21	4	0	0	0
5	0.21	512.08	3	1	0	0
6	0.21	513.86	4	1	0	0
7	0.21	516.36	5	1	0	0
8	0.21	521.93	6	1	0	0
9	0.23	543.57	8	1	0	0
10	0.23	553.42	7	1	0	1
11	0.25	572.63	6	2	0	1
12	0.26	597.17	7	3	0	1
13	0.27	608.16	7	2	1	1
14	0.27	582.39	5	5	0	2
15	0.29	606.95	6	5	0	2
16	0.29	609.12	7	5	0	2
17	0.30	613.38	8	5	0	2
18	0.31	624.73	9	5	0	2
19	0.32	641.91	9	4	1	2
20	0.33	655.91	10	4	1	2
21	0.33	658.91	9	4	2	2
22	0.34	662.77	10	3	2	2
23	0.33	585.78	10	3	1	4

ตารางที่ 5-4 แสดง Force-Displacement และผลประเมินความเสียหายขององก์อาการจากจากวิธี สถิตย์ไม่เชิงเส้น



ภาพที่ 5-6 แสดงการเปรียบเทียบระหว่าง Plastic Rotation กับระดับความเสียหายของคาน (ก) และเสา (ข) โดยวิธีแรงสถิตย์ไม่เชิงเส้น ้ส่วนการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน ในจุดต่อระหว่างเสา และกานส่วนมากเกิดกวามเสียหาย

ยกเว้นในชั้นหลังกาเท่านั้น แต่กานไม่เกิดกวามเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน



🗖 จุดต่อวิบัติด้วยแรงเฉื่อน

ภาพที่ 5-7 ตำแหน่งความเสียหายด้วยแรงเฉือนในคานและเสา

# 5.3 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิชีพลศาสตร์เชิงเส้น

การวิเคราะห์ โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นซึ่งใช้ Response Spectrum Analysis ผลการ ้วิเคราะห์ประกอบด้วย Mode ต่าง ๆ ซึ่งคาบการแกว่งตามธรรมชาติ (Period) และแรงเฉือนในชั้น ต่าง ๆ แสดงในตารางที่ 5-5 ซึ่งพบว่าใน Mode ที่หนึ่งมีคาบการแกว่งตามธรรมชาติเท่ากับ 0.608 ้วินาทีซึ่งมีค่ามากกว่าในทุก Mode มีแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) เท่ากับ 148.86 kN แรงภายใน องก์อาการต่าง ๆ และการเสียรูปในองก์อาการดังแสดงในภาพที่ 5-8 ซึ่งที่ชั้นสูงสุดเกิดการเสียรูป ทางด้านข้างถึง 0.112 เมตร

Mada	Period	Mass	EL OOD	Shear	
Mode	Sec.	%	FLUUK	(kN)	
1	0.512	71.54	Roof	11.34	
2	0.176	9.840	9	35.57	
3	0.095	4.390	8	54.86	
4	0.065	2.437	7	69.72	
5	0.048	1.525	6	86.68	
6	0.046	1.388	5	110.52	
7	0.039	1.341	4	127.79	
8	0.038	1.257	3	140.49	
9	0.037	1.125	2	147.91	
10	0.036	1.031	1	148.86	

ตารางที่ 5-5 แสดงผลการวิเคราะห์จากวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น



ภาพที่ 5-8 แสดงการเสียรูปทางด้านข้างโดยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น

ผลการประเมินความเสียหายอาคารโดยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นดังแสดงในภาพที่ 5-9 ในส่วน ของคานเกิดความ เสียหายที่เกินกว่า Life Safety Level เกือบทุกชั้น เริ่มตั้งแต่ชั้นที่ 2 จนกระทั่งถึง ชั้นที่ 9 มีเพียงชั้นหลังคาเพียงชั้นเดียวเท่านั้นที่มีความเสียหายที่ต่ำกว่า Life Safety Level ส่วนผล การประเมินความเสียหายของเสาโดยเกิดความเสียที่ต่ำกว่า Life Safety Level ในทุกชั้น ส่วนความ เสียหายของอาการเนื่องจากแรงเฉือนมีความเสียหายในลักษณะเดียวกับผลการการประเมินโดยวิธี สถิตย์เชิงเส้น

	М	М	V	V		FEMA 273		
Floor	IVI	l <b>vi</b> <sub>n</sub>	v	$b_w d \sqrt{f_c'}$	m	DAMGE LEVEL		
	(kN-m)	(kN-m)	(kN)			LS	СР	
1	321.71	236.84	127.23	3.16	1.36	3.95	3.95	
2	538.81	236.84	181.66	4.51	2.28	2.50	3.50	
3	550.74	236.84	183.87	4.56	2.32	2.48	3.48	
4	580.85	236.84	188.73	4.69	2.45	2.44	3.44	
5	602.74	236.84	193.86	4.81	2.55	2.40	3.40	
6	553.34	236.84	181.50	4.51	2.33	2.50	3.50	
7	469.61	236.84	161.26	4.00	1.99	2.67	3.67	
5	490.11	236.84	166.00	4.12	2.07	2.63	3.63	
9	495.52	236.84	167.46	4.16	2.09	2.61	3.61	
Roof	256.88	152.97	95.59	2.37	1.68	3.00	4.00	

ตารางที่ 5-6 แสดงผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m สูงสุดในชั้นจากวิธีพลศาสตร์ เชิงเส้น

								FEMA 273	
<u>G</u> t	М	Р	V	M <sub>n</sub>		Р	V	DAM	IGE
Story					m	$\overline{A_{g}\sqrt{f_{c}}}$	$\overline{b_w^{}}d\sqrt{f_c^{'}}$	LEV	EL
	(kN-m)	(kN)	(kN)	(kN-m)				LS	СР
В	415.80	1647.41	305.63	495.00	0.84	0.47	5.62	1.00	1.15
1	390.39	1506.62	270.76	507.00	0.77	0.43	4.98	1.00	1.36
2	380.36	1325.16	203.85	514.00	0.74	0.38	3.75	1.37	2.15
3	377.20	1032.61	288.09	410.00	0.92	0.37	6.62	1.22	1.05
4	306.75	876.01	329.67	409.00	0.75	0.31	7.58	1.46	1.33
5	169.32	788.36	217.75	249.00	0.68	0.25	4.45	1.50	1.55
6	240.00	646.23	185.71	250.00	0.96	0.27	5.12	1.43	1.50
7	210.80	491.32	173.22	248.00	0.85	0.21	4.78	1.63	1.80
8	192.80	303.06	198.47	241.00	0.8	0.13	5.47	1.90	1.96
9	195.00	105.73	214.59	300.00	0.65	0.04	5.92	2.00	2.00

ตารางที่ 5-7 แสดงผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m สูงสุดในชั้นจากวิธีพลศาสตร์ เชิงเส้น



ภาพที่ 5-9 แสดงเปรียบเทียบระหว่าง Component Demand (m) กับระดับความเสียหายในระดับ ต่างๆ ของ คาน (ก) และเสา (ข) โดยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น

### 5.4 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิชีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นซึ่งโดยวิธี Time history Analysis ที่ใช้ กลื่นแผ่นดินใหวจำลอง จาก Response Spectrum ของแผ่นดินใหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ที่ กรุงเทพมหานคร [1] การวิเคราะห์โดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นใช้ โปรแกรมคอมพิวเตอร์ Sap 2000 [9] และ IDARC [8] เนื่องจากทั้งสองโปรแกรมมีสมมุติฐานที่แตกต่างกันคือ Sap2000 [9] จะไม่ พิจารณาถึงการเสื่อมลดของโครงสร้าง ส่วนIDARC [8] จะพิจารณาถึงการเสื่อมลดของโครงสร้าง เช่น การ Slip

ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ทั้งสองโปรแกรมพบว่าแตกต่างกันเล็กน้อย มีการเสียรูปทางค้านข้าง ซึ่งการเสียรูปทางค้านข้างมีก่าสูงสุดที่ชั้นหลังกาเท่ากับ 0.0675 ม. มีกาบกวามถี่ธรรมชาติใน Mode ที่1 เท่ากับ 0.608 วินาที แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 148.90 kN และผลการประเมินกวามเสียหายของเสา และกานคังแสคงในภาพที่ 5-11 ตามลำคับ

Mada	Period	Mass	FLOOD	Shear
Widde	Sec.	%	FLOOK	(kN)
1	0.608	71.95	Roof	13.63
2	0.201	9.924	9	34.39
3	0.114	4.088	8	53.60
4	0.077	2.373	7	70.72
5	0.056	1.525	6	85.18
6	0.052	1.472	5	96.94
7	0.045	1.466	4	105.54
8	0.043	1.104	3	110.84
9	0.040	0.95	2	113.28
10	0.039	0.76	1	148.90

ตารางที่ 5-8 แสดงผลการวิเกราะห์จากวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Sap 2000)



រា	ภาพที่ <b>5-10</b> แ	สดงการเส	สียรูปทาง	<b>ล้านข้าง</b> โค	จยวิชีพลศาส	<b>เตร์ไม่เชิงเส้น</b>
ตารางที่ 5-9 แสด	างผลการประ	ะเมินความ	มเสียหายข	เองคานจา	กวิธีพลศาส	ตร์ไม่เชิงเส้น

	N/	V	Dlastia D		FEMA 273		
Floor	v	$\frac{1}{\mathbf{b} \cdot \mathbf{d} \cdot \mathbf{f'}}$	Plastic R	lotation	DAMGE LEVEL		
	(kN)	$\int \sigma_{w}^{u} \sqrt{\Gamma_{c}}$ Sap2000 IDARC		LS	СР		
10	8.63	0.33	0.0060	0.0049	0.01	0.02	
9	19.00	0.51	0.0053	0.0052	0.01	0.02	
8	29.70	0.79	0.0045	0.0052	0.01	0.02	
7	39.60	1.06	0.0055	0.0055	0.01	0.02	
6	42.60	1.14	0.0065	0.0062	0.01	0.02	
5	42.00	1.12	0.0080	0.0078	0.01	0.02	
4	43.00	1.15	0.0096	0.0092	0.01	0.02	
3	42.00	1.12	0.0120	0.0102	0.01	0.02	
2	40.00	1.07	0.0127	0.0095	0.01	0.02	
1	17.00	0.45	0.0080	0.0061	0.01	0.02	

	VI		V	Р	Plastic Potation		FEMA 273	
Story	v	r	$\frac{1}{b d \sqrt{f'}}$	$\frac{1}{h d \sqrt{f'}}$	$\frac{1}{h \sqrt{f'}}$ Flastic Kotation		DAMGE LEVEL	
	(kN)	(kN)	0 <sub>w</sub> uV1 <sub>c</sub>	0 <sub>w</sub> uV1 <sub>c</sub>	Sap2000	IDARC	LS	LS
9	33.90	104.00	0.84	0.04	4.5E-08	3.9E-08	0.0050	0.0100
8	61.70	257.20	1.53	0.11	2.8E-08	2.4E-08	0.0048	0.0098
7	73.80	408.30	1.83	0.17	3.5E-08	3.1E-08	0.0038	0.0088
6	94.10	558.30	2.34	0.24	3.2E-08	2.9E-08	0.0027	0.0077
5	108.80	716.10	2.25	0.25	2.7E-08	2.5E-08	0.0024	0.0074
4	116.70	879.40	2.41	0.31	2.3E-08	1.9E-08	0.0015	0.0065
3	114.40	1042.00	2.37	0.37	2.0E-08	1.7E-08	0.0005	0.0055
2	141.70	1201.00	1.95	0.28	7.8E-09	7.5E-09	0.0019	0.0069
1	126.20	1366.00	1.74	0.32	7.6E-09	7.2E-09	0.0013	0.0063
0	125.50	1522.00	1.73	0.36	4.5E-09	3.9E-09	0.0007	0.0057

**ตารางที่ 5-10** แสดงผลการประเมินความเสียหายของเสาจากวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น



ภาพที่ 5-11 แสดงการเปรียบเทียบระหว่าง Plastic Rotation กับระดับความเสียหายของคาน (ก) และเสา (ข) โดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นไม่เชิงเส้นโดย Program Sap 2000 และ IDARC

การประเมินความเสียหายอาคารโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นในส่วนของคานเกิดความ เสียหายเกิน Life Safety Level ในชั้นที่สอง และชั้นที่สาม และชั้นที่สี่เกิดความเสียอยู่ในช่วงไม่เกิน Life Safety Level ส่วนเสาไม่เกิดความเสียหาย และตำเหน่งที่เกิดความเสียหายดังแสดงในภาพที่ 5-12 และภาพที่5-13 แสดงการเคลื่อนที่ทางด้านข้างชั้นหลังกาเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว



ภาพที่ 5-13 แสดงการเกลื่อนที่ทางด้านข้างชั้นหลังกาเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

# บทที่ 6 เปรียบเทียบ และสรุปผลการวิจัย

### 6.1 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร

เมื่อมีแรงจากแรงโน้มถ่วงของโลก และแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว กระทำต่อโครงสร้าง อาการทำให้เกิดการตองสนองของอาการอยู่ด้วยกันสองส่วนคือ แรงภายในองก์อาการ (แรงเฉือน ในเสา) และการเกลื่อนที่ทางด้านข้าง (Lateral Displacement) ซึ่งผลการวิเกราะห์จากวิธีต่าง ๆ ให้ผลที่แตกต่างกันดังนี้

6.1.1 การเปรียบเทียบแรงเฉือนจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีต่าง ๆ เมื่อเกิดแผ่นดินไหวแรง แผ่นดินไหวจะกระทำที่ฐานอาการแรงทำให้เกิดแรงเฉือนในเสาของชั้นต่าง ๆ ตั้งแต่ตอม่อถึงเสารับ หลังกา ซึ่งแรงเฉือนจะมีก่ามากจากตอม่อแล้วจะลดลงตามลำดับจนถึงเสารับชั้นหลังกาสามารถทำ ผลการวิเกราะห์ทั้งสี่วิธีมาเปรียบเทียบกันดังแสดงในภาพที่ 6-1



**ภาพที่ 6-1** แสดงการเปรียบเทียบแรงเฉือนในชั้นต่าง ๆ

จากภาพที่ 6-1 ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบแรงเฉือนจากวิธีวิเคราะห์ทั้งสี่วิธีจะเห็นได้ว่าผลการ วิเคราะห์จากแรงสถิตย์ทั้งเชิงเส้น และไม่เชิงเส้นให้แรงเฉือนมากกว่าผลการการวิเคราะห์จากวิธี พลศาสตร์เชิงเส้นและไม่เชิงเส้น โดยที่ผลการวิเคราะห์จากวิธีสถิตย์เชิงเส้นให้แรงเฉือนมากที่สุด

รองลงมาเป็นผลการวิเกราะห์จากวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น ส่วนผลการการวิเกราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์เชิง เส้น และไม่เชิงเส้นให้แรงเฉือนที่น้อยที่สุดซึ่งมีค่าใกล้เคียงกันอย่างมาก และเนื่องสมมุติฐานในแต่ ละวิธีแตกต่างกัน เช่น วิธีวิเกราะห์โครงสร้าง วิธีการประเมินความเสียหาย จากภาพที่ 6-1 จะเห็น ได้ว่าแรงเฉือนจากผลการวิเกราะห์ด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้นมีแรงเฉือนที่ค่อนข้างคงที่ในเสาชั้นตอม่อ ถึงชั้นที่สี่ หลังจากชั้นที่สี่ แล้วแรงเฉือนจะลดลงอย่างรวดเร็ว ส่วนวิธีสถิตย์เชิงเส้น พลศาสตร์เชิง เส้น และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแรงเฉือนมีก่าการเปลี่ยนแปลงก่อนข้างสม่ำเสมอ

จากผลการวิเคราะห์จะพบว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาโดยวิธีสถิตย์เชิงเส้น และไม่เชิงเส้นซึ่ง มีค่ามากกว่าพลศาสตร์เชิงเส้น และไม่เชิงเส้นมีค่าที่ใกล้เคียง ซึ่งแตกต่างกับผลการวิจัยของ H S LEW และ Sashi K KUNNATH [11] โดยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น มีค่าน้อยกว่าพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

6.1.2 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคาร การตอบสนองของ อาการเมื่อเกิดแผ่นดินไหวทำให้เกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ซึ่งผลการวิเคราะห์ทั้งสี่วิธีสามารถ เปรียบกันได้ดังแสดงในภาพที่ 6-2



ภาพที่ 6-2 แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในชั้นต่าง ๆ

จากภาพที่ 6-2 แสดงการเปรียบเทียบผลการเคลื่อนที่ทางด้านข้างทั้งสี่วิธีจะพบว่าการเคลื่อนที่ ทางด้านข้างที่ได้จากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้นให้ค่ามากที่สุดรองลงมาเป็นผลการ วิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น วิธีพลศาสตร์เชิงเชิงเส้น และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ตามลำดับ ซึ่ง ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ทั้งเชิงเส้น และไม่เชิงเส้นให้ผลออกมาใกล้เคียงกัน ส่วนผลค่า การเคลื่อนที่ทางด้านข้างด้วยวิธีสถิตย์ทั้งเชิงเส้น และไม่เชิงเส้นมีค่าที่แตกต่างกันมาก ซึ่งให้ค่า มากกว่าการผลวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น และไม่เชิงเส้น

ซึ่งจะพบว่าผลการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ทางด้านข้างด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้น และไม่เชิงเส้นมีค่า มากกว่าผลการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ทางด้านข้างโดยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น และไม่เชิงเส้นซึ่ง สอดกล้องกับผลการวิจัยของ H S LEW และ Sashi K KUNNATH [11]

### 6.2 เปรียบเทียบผลการประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นกับคานและเสา

6.2.1 ผลจากการประเมินโดยวิธีสถิตย์ทั้งวิธีเชิงเส้น และไม่เชิงเส้นมีความคล้ายคลึงกันคือ กานมีความเสียหายมากกว่าระดับ Life Safety Level ตั้งแต่ในชั้นที่สองจนถึงชั้นที่ห้า ความเสียหาย จึงลดระดับลง ความเสียหายด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นระดับความเสียหายอยู่ในช่วงที่มาก กว่า Life Safety Level เกือบทั้งหมดทุกชั้น ยกเว้นชั้นหลังกา และชั้นล่าง ส่วนความเสียหายที่ประเมินโดยวิธี พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นเกิดความเสียหายต่ำกว่าผลการประเมินความเสียหายทั้งสามวิธีข้างต้นที่ได้ กล่าวมาแล้วซึ่งเกิดความเสียหายเกิน Life Safety Level ในชั้นที่สอง และสามเท่านั้น ดังแสดงใน ภาพที่ 6-3

จากการประเมินแสดงให้เห็นว่าผลการประเมินทั้งสี่วิธี คานมีลักษณะความเสียหายที่ กล้ายคลึงกันโดยเกิดความเสียหายสูงสุดในบริเวณชั้นที่สองถึงชั้นที่หก แล้วหลังจากนั้นความ เสียหายจะลดลงจนกระทั่งถึงชั้นบนสุด ซึ่งตำแหน่งการเกิดความเสียหายมีความสอดคล้องกับ ผลงานวิจัยของH S LEW และ Sashi K KUNNATH [10] ส่วนระดับของความเสียหาย และระดับ ความเสียหายจากแต่ละวิธีพบว่ามีความแตกแต่งกับผลงานวิจัยของH S LEW และ Sashi K KUNNATH [10]



**ภาพที่ 6-3** แสดงการเปรียบเทียบผลการประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นในคานจากวิธีต่าง ๆ

6.2.2 เปรียบเทียบผลการประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นกับเสา จากผลการประเมินความ เสียหายทั้งสี่วิธีไม่มีความคล้ายคลึงกันโดยการประเมินด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้นให้ผลการประเมินที่ รุนแรงที่สุด ถัดลงมาวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น วิธีพลศาสตร์เชิงเส้นเสามีความเสียหายที่ระดับน้อยกว่า Life Safety Level และผลการประเมินความเสียหายจากวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นเสาไม่เกิดความ เสียหาย ซึ่งในภาพรวมลักษณะความเสียหายของเสาจะเกิดขึ้นอย่างรุนแรงในชั้นที่ไม่สูงมากนักดัง แสดงในภาพที่ 6-4

จากการประเมินแสดงให้เห็นว่าผลการประเมินทั้งสี่วิธี เสามีลักษณะความเสียหายที่ แตกต่าง กับผลการวิจัยของ H S LEW และ Sashi K KUNNATH [10]



**ภาพที่ 6-4** แสดงการเปรียบเทียบผลการประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาจากวิธีต่าง ๆ

### 6.3 สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาพบว่าความเสียหายของคานในภาพรวมสรุปได้ว่าอาจเกิดความเสียหาย ก่อนข้างรุนแรง ในบริเวณชั้นกลาง ๆ ส่วนการประเมินความเสียหายของเสาควรศึกษาวิธีการ ประเมินความเสียหายให้มีความถูกต้องยิ่งขึ้นกว่าที่ FEMA 273 [2] ได้ระบุไว้ และจะเกิดการ เสียหายด้วยแรงเฉือนภายในจุดต่อหลายจุดซึ่งเป็นอันตรายอย่างมาก

จากการเปรียบเทียบการวิเคราะห์ และการประเมินความเสียหายโดยวิธีสถิตย์เชิงเส้น และไม่ เชิงเส้น ไม่สอดคล้องกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแสดงให้เห็นว่าสมมุติฐาน สมการ และตัวแปรต่าง ๆ ในขั้นตอนการคำนวณด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้น และไม่เชิงเส้น เช่น C<sub>0</sub> C<sub>1</sub> C<sub>2</sub> C<sub>3</sub> มีความคลาดเคลื่อน ซึ่งเป็นเช่นเดียวกับงานวิจัยของ H S LEW และ Sashi K KUNNATH ส่วนวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นเป็น วิธีมีประสิทธิภาพเพียงพอต่อการวิเคราะห์ และการประเมินความเสียหายอาการที่ตั้งอยู่ใบบริเวณ กรุงเทพมหานครที่มี ขั้นตอนการกำนวณที่สะดวกกว่าวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น มีความถูกต้อง ใกล้เกียงกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

## เอกสารอ้างอิง

- เป็นหนึ่ง วานิชชัย และสืบพงค์ เกียรติวิศาลชัย. การประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว ของอาคารคอนกรีตเสริมเหลีก. <u>เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่องการออกแบบอาคารด้านทาน</u> <u>แผ่นดินไหว</u>. 265-286. , ครั้งที่ 4. กรุงเทพมหานคร . คณะอนุกรรมการผลกระทบ แผ่นดินไหว และแรงลม วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ร่วมกับ คณะกรรมการแผ่นดินไหวแห่งชาติ, 2544.
- FEMA. <u>NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273); and NEHRP</u> <u>Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274)</u>. Washington D.C ; Federal Emergency Management Agency, 1997.
- 3. Pantelides, C.P., Hansen, J., Nadauld, J., and Reaveley, L.D., <u>Assessment of Reinforced Concrete Building Exterior Joints with Substandard Details.</u> PEER Report 2002/18, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA. 2002.
- Thinh, D.T., <u>Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages without</u> <u>Seismic Detailing.</u> Thesis submitted for Master's Degree, Asian Institute of Technology, Thailand. 2003.
- 5. Anil K. Chopra .<u>Dynamic of Structures.</u>, University of California at Berkeley.
- 6. ACI-ASCE Committee 352. <u>Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic</u> <u>Reinforced Concrete Structures</u>
- 7. Mario Paz, William Leigh. Structural Dynamics Theory and Computation. Fifth Edition 2004.
- R.E. Valles, A.M.Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li, and A. Madan, <u>IDARC 2D v.4</u> National Center For Earthquake Engineering Research, State University of York at Buffalo, USA.
- 9. Computers and Structures, Inc. Sap 2000 Nonlinear Berkeley, California, USA .June 2002
- H S LEW 1162 Sashi K KUNNATH. "Evaluation of Analysis Procedures for Performance-Based Seismic Design of Building." <u>12WCEE 2000</u>. 43 (9 Sept. 2000)
- H S LEW and Sashi K KUNNATH. "Evaluation of Nonlinear Static Procedures for Seismic Design of Buildings." UJNR Panel on Wind and Seismic Effects.

ภาคผนวก ก

## รายการคำนวณ Moment Capacity ของ แบบจำลองจุดต่อ ของ Chris P. Pantelides et al.

 $f_c' = 266Ksc = 26.095Mpa$  $f_y = 4,985Ksc = 489.029Mpa$ 

$$M_{n(Beam)} = A_{s} f_{y} \left[ d - \frac{a}{2} \right]$$

$$a = \frac{A_{s}f_{y}}{0.85f_{c}'b} = \frac{(678.6)(489.029)}{0.85(26.095)(200)} = 74.8 \text{ mm.}$$

$$M_{n(Beam)} = (678.6)(489.029) \left[ 250.5 - \frac{74.8}{2} \right] = 70.72 \text{ KN} - \text{m}$$

$$V_{cal} = \frac{(2)(70.72)}{4.78} = 79.46$$
KN

$$T_u = (678.6)(489.029) = 332 \text{ KN}$$

$$V_{u(Joint)} = (2)(332) - 79.46 = 584.54 \text{KN}$$

$$M_{u(Joint)} = 584.54(0.11) = 64.30 \text{KN} - \text{m}$$

## รายการคำนวณความต้านทานโมเมนต์ และแรงเฉือนของคาน B1

$$\rho_{\rm b} = 0.85\beta \frac{f_{\rm c}'}{f_{\rm y}} \frac{6120}{6120 + f_{\rm y}}$$

$$\rho_{\text{max}} = (0.75)0.85^2 \frac{240}{3750} \frac{6120}{6120 + 3750} = 0.0215$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{19.64}{1000} = 0.0196 < \rho_{max}$$
 ดังนั้นเสริมเหล็กรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว

$$a = \frac{A_{s}f_{y}}{0.85f_{c}'b} = \frac{(19.64)(3750)}{(0.85)(240)(25)} = 14.44 \text{ cm}$$

$$M_{n}'(beam) = A_{s}f_{y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = (19.64)(3750)\left(40 - \frac{14.44}{2}\right) = 2414247 \text{Kg.} - \text{cm.}$$

$$M_{n}'(B1) = 24142.47 Kg. - m. = 236.84 kN - m$$

$$V_n = V_c + V_s = 0.53\sqrt{f_c'}bd + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n(B1) = 0.53\sqrt{240}(25)(40) + \frac{(2.54)(2400)(40)}{15} = 24466.725 \text{kg.} = 240.00 \text{kN}$$

# รายการคำนวณความต้านทานโมเมนต์ และแรงเฉือนของคาน B3

$$\rho_{\rm b} = 0.85 \beta \frac{f_{\rm c}'}{f_{\rm y}} \frac{6120}{6120 + f_{\rm y}}$$

$$\rho_{\rm max} = (0.75)0.85^2 \frac{240}{3750} \frac{6120}{6120 + 3750} = 0.0215$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{14.73}{700} = 0.0210 < \rho_{max}$$
ดังนั้นเสริมเหล็กรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว

$$a = \frac{A_{s}f_{y}}{0.85f_{c}'b} = \frac{(14.73)(3750)}{(0.85)(240)(20)} = 13.54 \text{ cm}$$

$$M_{n}'(beam) = A_{s}f_{y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = (14.73)(3750)\left(35 - \frac{13.54}{2}\right) = 1559354$$
Kg. - cm.

$$M_{n}'(B3) = 15593.54$$
Kg.  $-m. = 152.97$ kN  $-m$ 

$$V_n = V_c + V_s = 0.53\sqrt{f_c'}bd + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n(B3) = 0.53\sqrt{240}(20)(35) + \frac{(1.272)(2400)(35)}{15} = 12872.64$$
kg. = 126.26kN
## ประวัติผู้วิจัย

ชื่อ	: นายวัชระ จันทร์อนันต์
ชื่อวิทยานิพนธ์	: การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์การประเมินความเสียหายของอาการคอนกรีต
	เสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินไหว
สาขาวิชา	: วิศวกรรมโยธา

ประวัติการศึกษา 2 มีนาคม 2546 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต มหาวิทยาลัยเอเชียอาคเนย์

ประวัติการทำงาน ตุลาคม 2548-เมษายน 2550 ตำแหน่ง วิศวกร โครงสร้าง บริษัท วิศวกรและสถาปนิก คิวบิค จำกัด

ที่อยู่ 89 ม.4 ต.พังตรุ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี โทร.034-577150