การวิเคราะห์ผลตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร

นางสาวนัทธสม อินทรกำแหง

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2546

ISBN 974-17-5427-2

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

I21555023

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING BY CYCLIC PUSHOVER METHOD

Miss Nutshom Intarakamheng

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering
Department of Civil Engineering
Faculty of Engineering
Chulalongkorn University
Academic Year 2003

ISBN 974-17-5427-2

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์ผลตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร
โดย	นางสาวนัทธสม อินทรกำแหง
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	อาจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัศมี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร. ดิเรก ลาวัณย์ศิริ)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(อาจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัศมี)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

นัทธสม อินทรกำแหง : การวิเคราะห์ผลตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร. (SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING BY CYCLIC PUSHOVER METHOD) อาจารย์ที่ปรึกษา : อาจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัศมี, 209 หน้า. ISBN 974-17- 5427-2.

เป็นที่ยอมรับกันว่าการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์สามารถทำนายผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงเมื่อมีการจำลองโครงสร้างให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง ส่วนหนึ่งเป็นเพราะได้มีการพิจารณาการสลายพลังงานในองค์อาคารภายใต้การสั่นไหวสลับไปมา ซึ่งเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้าง แต่ในการออกแบบอาคารการวิเคราะห์แบบผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียวเป็นที่นิยมแต่ยังขาดความสามารถในการพิจารณาการสลายพลังงานในโครงสร้าง งานวิจัยนี้ได้เสนอการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ที่พิจารณาผลของการเคลื่อนที่กระทำสลับกลับไปมา ซึ่งมีการสลายพลังงานภายในองค์อาคาร โดยมีวิธีการในการวิเคราะห์ที่ไม่ซับซ้อนมากนัก ในการศึกษาได้ทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร กับ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียว

อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารพักอาศัย สูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการวิเคราะห์ได้พิจารณาเป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ และใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) ในการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคาร เนื่องจากสามารถอธิบายความเสียหายที่เกิดขึ้นในระดับวัสดุขององค์อาคาร และ พิจารณาผลของแรงตามแนวแกนที่แปรเปลี่ยนโดยไม่มีความซับซ้อนในการคำนวณมากนัก ในการศึกษาได้ทำการเปรียบเทียบกับผลจากการวิเคราะห์ที่เสนอกับผลจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่ฐานอาคารใบหยก 1 กรุงเทพมหานคร ปี ค.ศ.1995, คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่วัดได้ที่สถานี Imperial Valley Irrigation District ปี ค.ศ.1940 และ คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่กรุงเม็กซิโก ปี ค.ศ.1985 ในการวิเคราะห์ได้พิจารณาความเสียหายจากค่าความเหนียวเชิงความโค้ง (curvature ductility) ที่เกิดขึ้นในองค์อาคาร

จากการวิเคราะห์พบว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารจะเป็นแบบเสาอ่อน-คานแข็ง โดยพบความเสียหายในเสามากกว่าคาน เสาชั้นบนจะเกิดความเสียหายมากกว่าเสาชั้นล่าง เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดเสาและการเสริมเหล็กให้น้อยลง เมื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร กับ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียว พบว่า การวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักรสามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยมีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ, อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น และ แรงภายใน ประมาณ 5% - 26% ส่วนการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียวจะมีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ, อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น และ แรงภายใน เมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ประมาณ 3% - 30% โดยทั้งการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร และการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียวจะสามารถทำนายรูปแบบความเสียหายของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ แต่อย่างไรก็ตามจะมีความแตกต่างกันบ้างในเรื่องของลำดับการเกิดการคราก เนื่องจากมีการกระจายของแรงในอาคารที่แตกต่างกัน สำหรับการเปรียบเทียบพฤติกรรมขององค์อาคารพบว่าการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักรให้ผลการตอบสนองที่แตกต่างการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียว โดยสามารถอธิบายให้เห็นถึงพฤติกรรมขององค์อาคารซึ่งปรากฏการตกลงของกำลังเมื่อเกิดการเคลื่อนที่สลับไปมา และมีเส้นโค้งโอบคลุม (envelope curve) ในเสาซึ่งใกล้เคียงกับผลจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่อนิสิต นัทธสม อินทรกำแหง

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา อาณัติ เรืองรัศมี

ปีการศึกษา 2546

4470371821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORDS : PUSHOVER ANALYSIS / DYNAMIC ANALYSIS / REINFORCED CONCRETE BUILDING

NUTSHOM INTARAKAMHENG : SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING BY CYCLIC PUSHOVER METHOD. THESIS ADVISOR : DR. ANAT RUANGRASSAMEE, 209 pp. ISBN 974-17-5427-2.

When a structure is modeled properly, the behavior of the structure under earthquakes can be accurately predicted by a nonlinear dynamic response analysis. It is partly due to the fact that energy dissipation of structural components which is related to damage of structures is taken into account. On the other hand, the pushover analysis with a monotonic force laterally applied to a structure is usually used in a design process. In this research, the cyclic displacement-controlled pushover analysis is proposed to integrate the simplicity of the conventional pushover analysis and the consideration of energy dissipation in structural components. The effectiveness of the cyclic pushover analysis in predicting structural response is investigated by comparing analytical results with those from the dynamic response analysis and the conventional pushover analysis.

A five-story residential reinforced concrete building is used in the analysis. The building is modeled as a two-dimensional bare frame with use of fiber models at potential plastic hinge regions to account for nonlinearity and variable axial forces. In this study, the analytical results from the pushover analysis are compared with those from the dynamic analysis using the 1995 Baiyoke record, the 1940 El Centro record, and the 1985 Mexico SCT record. The damage in structural components is considered from curvature response ductility.

From the analysis, the building fails in the mechanism of weak columns-strong beams. The damage is prominent in columns of upper floors. It is due to the reduction of column sections as gravity loads decrease. Comparing results from the cyclic pushover analysis and the dynamic response analysis, it is found that the cyclic pushover analysis yields maximum response in terms of floor displacements, inter-story drifts, and damage mechanism close to that obtained from the dynamic analysis. The percentage of difference of maximum response is about 5-26%. The percentage of difference of maximum response from the conventional pushover analysis and that from the dynamic analysis is about 3-30%. Both cyclic pushover analysis and conventional pushover analysis give similar damage mechanism which is close to the damage mechanism obtained from the dynamic analysis. However, there are some differences in the sequence of yielding locations due to the difference in force distribution. Considering the behavior of structural members, it is obvious that the results from cyclic pushover analysis show strength deterioration under cyclic excitations and the envelope curve of a moment-curvature relationship in columns is closer to that from the dynamic response analysis.

Department CIVIL ENGINEERING. Student's signature Nutshom Intarakamheng

Field of study CIVIL ENGINEERING. Advisor's signature Anat Ruangrassamee

Academic year 2003.

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์ได้ด้วยความช่วยเหลืออย่างดีของ อาจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัศมี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งท่านได้ให้คำแนะนำและข้อคิดต่างๆ ที่เป็นประโยชน์อย่างมากในงานวิจัยในครั้งนี้มาโดยตลอด รวมถึงการตรวจสอบและแก้ไข วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ด้วย ซึ่งข้าพเจ้ารู้สึกซาบซึ้งในพระคุณของอาจารย์เป็นอย่างยิ่งจึงใคร่ขอขอบพระคุณไว้ ณ โอกาสนี้

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ในฐานะประธานกรรมการสอบ และ รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว ในฐานะกรรมการสอบ ที่ได้ให้ความกรุณาให้คำแนะนำและตรวจสอบแก้ไขข้อบกพร่องของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จเรียบร้อยสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ท้ายนี้ผู้วิจัยขอใคร่ขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่กรุณาอบรมสั่งสอน และที่สำคัญผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ บิดา-มารดา รวมถึงญาติพี่น้องทุกคนที่คอยให้กำลังใจ รวมทั้งรุ่นพี่และรุ่นน้องทุกท่านที่คอยให้กำลังใจและคำแนะนำที่เป็นประโยชน์ ตลอดจนความช่วยเหลือในทุกๆด้านจนสำเร็จการศึกษา

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....ง

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....จ

กิตติกรรมประกาศ.....ฉ

สารบัญ.....ช

สารบัญตาราง.....ญ

สารบัญรูปภาพ.....ฎ

บทที่ 1 บทนำ.....1

1.1. ความนำ.....1

1.2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....3

1.3. วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....14

1.4. ขอบเขตของการวิจัย.....15

1.5. วิธีการดำเนินงานวิจัย.....15

บทที่ 2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....20

2.1 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหว.....20

2.2 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงผลักด้านข้าง.....26

2.3 แบบจำลองที่ใช้ในการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็ก.....28

2.4 การวิเคราะห์โมเมนต์ดัดและความโค้งของหน้าตัดชิ้นส่วนอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็ก.....34

2.5 การวิเคราะห์หากำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดคานและเสา.....35

บทที่ 3 อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย.....44

3.1 อาคารตัวอย่าง.....44

3.2 การจำลองอาคารตัวอย่างในการวิเคราะห์.....45

3.3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย.....46

3.4 การวิเคราะห์ความเสียหาย.....47

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 4 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว.....61
4.1 อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....61
4.2 อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....67
4.3 อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว SCT ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....69
4.4 ผลของลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหว.....71
4.5 สรุปผลการวิเคราะห์.....72

บทที่ 5 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายแรงผลักด้านข้าง.....89
5.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลักด้านข้างโดยวิธีควบคุมแรงกระทำ (force control).....90
5.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลักด้านข้างโดยวิธีควบคุมการเคลื่อนที่ (displacement control).....95
5.3 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์.....101
5.4 สรุปผลการวิเคราะห์.....103

บทที่ 6 การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของอาคารจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....128
6.1 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร.....128
6.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง.....128
6.3 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และ อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร.....129
6.4 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง.....130
6.5 พฤติกรรมขององค์อาคาร.....131
6.6 สรุปผลการเปรียบเทียบ.....132

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 7 สรุปผลและข้อเสนอแนะ.....159

7.1 สรุปผลงานวิจัย.....159

7.2 ข้อเสนอแนะ.....161

รายการอ้างอิง.....162

ภาคผนวก.....165

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....209

สารบัญตาราง

ตาราง หน้า

ตารางที่ 3.1 ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัดของเสา.....49

ตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดของเสา.....49

ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองเหล็กเสริมตามยาวของเสา.....49

ตารางที่ 3.4 ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัดและไม่มีการโอบรัดของคาน.....50

ตารางที่ 3.5 ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองเหล็กเสริมตามยาวของคาน.....50

ตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวและการปรับค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์.....50

ตารางที่ 3.7 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของเสา.....51

ตารางที่ 3.8 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของคาน.....52

ตารางที่ 4.1 ผลการตอบสนองสูงสุดของอาคารตัวอย่าง ของคลื่นแผ่นดินไหว BYK, SCT และ El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....73

ตารางที่ 6.1 การเปรียบเทียบค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และ inter-story drift ของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g.....133

ตารางที่ 6.2 การเปรียบเทียบค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และ inter-story drift ของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดความเร่งสูงสุด 0.10g.....134

ตารางที่ 6.3 การเปรียบเทียบจำนวนองค์อาคารที่เกิดการครากของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....135

ตารางที่ 6.4 การเปรียบเทียบค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของพฤติกรรมขององค์อาคารของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....136

สารบัญรูป

รูปที่ หน้า

รูปที่ 1.1 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดของ Kent และ Park.....16

รูปที่ 1.2 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวางของ Park และคณะ.....16

รูปที่ 1.3 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Sheikh และ Uzumeri.....17

รูปที่ 1.4 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Mander และคณะ.....17

รูปที่ 1.5 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Sheikh และ Yeh.....18

รูปที่ 1.6 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Hoshikuma และคณะ.....18

รูปที่ 1.7 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักรของ Menegotto และ Pinto.....19

รูปที่ 1.8 แบบจำลองไฟเบอร์.....19

รูปที่ 2.1 แบบจำลองโครงสร้างที่มีระดับขั้นความเสรีเดียว.....37

รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ทั้งหมดกับการเคลื่อนที่ของพื้นดินและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์.....37

รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งของการเคลื่อนที่ในช่วงเวลา Δt ใดๆ โดยสมมติให้แปรผันเป็นเส้นตรง (Linear acceleration method).....38

รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งของการเคลื่อนที่ในช่วงเวลา Δt ใดๆ โดยสมมติให้ความเร่งมีค่าคงที่ (Constant acceleration method).....38

รูปที่ 2.5 (ก) วิธี Full Newton-Raphson Iterative.....39

(ข) วิธี Modified Newton-Raphson Iterative.....39

รูปที่ 2.6 การจำลองชิ้นส่วนองค์อาคาร.....40

รูปที่ 2.7 ดีกรีของความอิสระสำหรับชิ้นส่วนย่อยของคานหรือเสา.....40

รูปที่ 2.8 แบบจำลองไฟเบอร์.....41

รูปที่ 2.9 รายละเอียดของหน้าตัดที่ใช้วิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟเบอร์.....41

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด.....42

รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด.....42

รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร.....43

รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง.....43

รูปที่ 3.1 อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา.....53

รูปที่ 3.2 รูปแปลนของอาคารพักอาศัย 5 ชั้น.....53

รูปที่ 3.3 รูปตัดด้านข้างและแบบจำลองโครงสร้างในการวิเคราะห์..... 54

รูปที่ 3.4 (ก) รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน.....54

(ข) รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา..... .55

(ค) รายละเอียดการเสริมเหล็กในพื้น.....55

รูปที่ 3.5 การจำลองข้อต่อและองค์อาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์..... 55

รูปที่ 3.6 ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ปี 1940 ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....56

รูปที่ 3.7 ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหว Baiyoke ปี 1995 ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....57

รูปที่ 3.8 ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหว Mexico ปี 1985 ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....58

รูปที่ 3.9 การเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแต่ละโหมดของอาคารตัวอย่าง.....59

รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง.....59

รูปที่ 3.11 แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดและความโค้งของเสา C5, คาน B4 ของโปรแกรม XTRACT.....60

รูปที่ 4.1 การเปลี่ยนตำแหน่งชั้นที่ 1 และ 6 ตามเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....74

รูปที่ 4.2 การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดตามความสูงของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว BYK.....74

รูปที่ 4.3 แรงเฉือนที่ฐานอาคารตามเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g..... 75

รูปที่ 4.4 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g..... 76

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 4.5 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดของเสาภายในและเสาภายนอกของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.15g.....77

รูปที่ 4.6 การเปรียบเทียบกำลังรับโมเมนต์ดัดในเสาและคานและกำลังรับโมเมนต์ดัดตามมาตราฐานของ UBC (1970).....77

รูปที่ 4.7 แรงเฉือนของเสาภายในชั้นที่ 1 และ 6 ตามเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....78

รูปที่ 4.8 แรงเฉือนของเสาภายใน และ กำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดเสาตามความสูงของอาคารของคลื่นแผ่นดินไหว BYK.....78

รูปที่ 4.9 แรงตามแนวแกนของเสาภายในชั้นที่ 1 และ 6 ตามเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g..... 79

รูปที่ 4.10 แรงตามแนวแกนสูงสุดในเสาตามความสูงของอาคารของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.15g.....80

รูปที่ 4.11 การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกนสูงสุดในเสาของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.15g.....80

รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาปลายบนชั้นที่ 4 และ 5 ของ คลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.10g และ 0.15g.....81

รูปที่ 4.13 โมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในตามความสูงอาคาร และกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและความโค้งที่จุดครากของคลื่นแผ่นดินไหว BYK.....81

รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในชั้นที่ 2 และ 3 ของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.10g และ 0.15g.....82

รูปที่ 4.15 โมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในตามความสูงอาคาร และ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและความโค้งที่จุดครากของคลื่นแผ่นดินไหว BYK 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....82

รูปที่ 4.16 โมเมนต์ดัดและความโค้งของคานตามความยาวของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวBYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.15g.....83

รูปที่ 4.17 การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดตามความสูงอาคารของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro.....84

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 4.18 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....85

รูปที่ 4.19 แรงเฉือนของเสาภายใน และ กำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดเสา ตามความสูงของอาคารของแผ่นดินไหว El Centro.....85

รูปที่ 4.20 โมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในตามความสูงอาคาร และกำลังต้านทาน โมเมนต์ดัดและความโค้งที่จุดครากของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro.....85

รูปที่ 4.21 โมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในตามความสูงอาคาร และ กำลังต้านทาน โมเมนต์ดัดและความโค้งที่จุดคราก ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....85

รูปที่ 4.22 การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุด ตามความสูงอาคารของคลื่นแผ่นดินไหว SCT.....86

รูปที่ 4.23 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว SCT ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....86

รูปที่ 4.24 แรงเฉือนของเสาภายใน และ กำลังต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัด ตามความสูง ของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro.....87

รูปที่ 4.25 โมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในตามความสูงอาคาร และกำลังต้านทาน โมเมนต์ดัดและความโค้งที่จุดครากของคลื่นแผ่นดินไหว SCT 87

รูปที่ 4.26 โมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในตามความสูงอาคาร และ กำลังต้านทาน โมเมนต์ดัดและความโค้งที่จุดคราก ของคลื่นแผ่นดินไหว SCT 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....87

รูปที่ 4.27 การเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่ง ระหว่างชั้นสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหว ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g, 0.10g และ 0.15g.....88

รูปที่ 5.1 สมมติฐานของการวิเคราะห์ผลักด้านข้าง.....104

รูปที่ 5.2 รูปแบบของแรงผลักด้านข้างตามความสูงของอาคาร และการเปลี่ยนแปลงแรง ตามเวลาของแรงผลักด้านข้างในแต่ละขั้นของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....104

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 5.3 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....105

รูปที่ 5.4 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....105

รูปที่ 5.5 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....105

รูปที่ 5.6 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%).....106

รูปที่ 5.7 พฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างของการวิเคราะห์ผลักด้านข้าง.....107

รูปที่ 5.8 แรงตามแนวแกนของเสาภายนอกชั้นที่ 1 และ 4 ตามเวลาของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....108

รูปที่ 5.9 การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกนในเสาตามความสูงอาคารของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA ที่จุด C.....108

รูปที่ 5.10 (ก), (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายนอกของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....108

(ค), (ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของภายในของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....109

รูปที่ 5.11 โมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาตามความสูงอาคารของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA ที่จุด C.....109

รูปที่ 5.12 (ก), (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....109

(ค), (ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายนอกของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA.....110

รูปที่ 5.13 โมเมนต์ดัดและความโค้งของคานตามความสูงอาคาร ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA ที่จุดC.....110

รูปที่ 5.14 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของแรงผลักด้านข้างในแต่ละชั้น ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA.....110

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า
รูปที่ 5.15 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA.....111
รูปที่ 5.16 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA.....111
รูปที่ 5.17 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA.....110
รูปที่ 5.18 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%).....112
รูปที่ 5.19 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างในแต่ละชั้น ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA.....113
รูปที่ 5.20 การเปลี่ยนตำแหน่งของเสาตามความสูงของอาคารของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....113
รูปที่ 5.21 การเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งของคานตามความความยาวของอาคารของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....114
รูปที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมในแต่ละชั้นการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดของวิธีMDPA.....114
รูปที่ 5.23 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....115
รูปที่ 5.24 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....115
รูปที่ 5.25 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....116
รูปที่ 5.26 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%).....116
รูปที่ 5.27 แรงตามแนวแกนของคานชั้นที่ 1 และ 2 ตามเวลาของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....117
รูปที่ 5.28 (ก), (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....117

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

(ค), (ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA.....118

รูปที่ 5.29 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุดของการให้แรงใน 1 รอบ และ 2 รอบของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA.....118

รูปที่ 5.30 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุด ณ จุดต่างๆกันของการให้แรงใน 1 รอบ ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1.....119

รูปที่ 5.31 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1.....119

รูปที่ 5.32 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1.....119

รูปที่ 5.33 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1ที่การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร(%).....120

รูปที่ 5.34 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุด ณ จุดต่างๆกันของการให้แรงใน 2 รอบ ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2.....121

รูปที่ 5.35 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกันของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2.....121

รูปที่ 5.36 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกันของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2.....121

รูปที่ 5.37 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2ที่การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%).....122

รูปที่ 5.38 แรงตามแนวแกนของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 1 ตามเวลาของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1 และ CDPA2.....123

รูปที่ 5.39 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1.....123

(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2.....124

รูปที่ 5.40 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2.....124

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 5.41 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA, MDPA และ CDPA2.....125

รูปที่ 5.42 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานชั้นที่ 2 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA, MDPA และ CDPA2.....125

รูปที่ 5.43 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานชั้นที่ 2 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA, MFPA และ MDPA.....125

รูปที่ 5.44 การเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....126

รูปที่ 5.45 การเปรียบเทียบรูปแบบความเสียหายของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....126

รูปที่ 5.46 การเปรียบเทียบแรงตามแนวแกนของเสาภายนอกตามความสูงอาคารของการ วิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....127

รูปที่ 5.47 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในตามความสูงอาคารของ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....127

รูปที่ 5.48 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในตามความสูงงอาคารของ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....127

รูปที่ 6.1 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารกับ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารของวิธี TFPA, MFPA, MDPA และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์.....137

รูปที่ 6.2 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารกับ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารของวิธี CDPA1, CDPA2 และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์.....137

รูปที่ 6.3 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในเสา ของวิธี CDPA2, MDPA, MFPA และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของ คลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด0.10g.....138

รูปที่ 6.4 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในคาน ของวิธี CDPA2, MDPA, MFPA และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของ คลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด0.10g.....139

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 6.5 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในเสา ของวิธี CDPA2, MDPA, MFPA และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของ คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด0.15g.....140

รูปที่ 6.6 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในคาน ของวิธี CDPA2, MDPA, MFPA และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของ คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด0.15g.....141

รูปที่ 6.7 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในเสา ของวิธี CDPA2, MDPA, MFPA และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของ คลื่นแผ่นดินไหว SCT ขนาดความเร่งสูงสุด0.10g.....142

รูปที่ 6.8 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในคาน ของวิธี CDPA2, MDPA, MFPA และ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของ คลื่นแผ่นดินไหว SCT ขนาดความเร่งสูงสุด0.10g.....143

รูปที่ 6.9 การเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆของการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ที่ขนาดความเร่งสูงสุดเท่ากับ 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....144

รูปที่ 6.10 การเปรียบเทียบอัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของการวิเคราะห์ เชิงพลศาสตร์ ที่ขนาดความเร่งสูงสุดเท่ากับ 0.05g และ การวิเคราะห์ ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....145

รูปที่ 6.11 การเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆของการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ที่ขนาดความเร่งสูงสุดเท่ากับ 0.10g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....146

รูปที่ 6.12 การเปรียบเทียบอัตราการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของการวิเคราะห์ เชิงพลศาสตร์ ที่ขนาดความเร่งสูงสุดเท่ากับ 0.10g และ การวิเคราะห์ ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....147

รูปที่ 6.13 การเปรียบเทียบรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....148

รูปที่ 6.14 การเปรียบเทียบรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.10g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....149

รูปที่ 6.15 การเปรียบเทียบรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว SCT ขนาดความเร่งสูงสุด 0.10g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....150

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 6.16 การเปรียบเทียบรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.10g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....151

รูปที่ 6.17 การเปรียบเทียบแรงตามแนวแกนของเสาภายนอกของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....152

รูปที่ 6.18 แสดงค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของแรงตามแนวแกนของเสาภายนอก เปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g.....152

รูปที่ 6.19 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดของเสาภายในของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....152

รูปที่ 6.20 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของโมเมนต์ดัดของเสาภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....153

รูปที่ 6.21 การเปรียบเทียบความโค้งของเสาภายในของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g กับ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....153

รูปที่ 6.22 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของความโค้งของเสาภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....153

รูปที่ 6.23 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดของคานภายใน ของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....154

รูปที่ 6.24 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของโมเมนต์ดัดของคานภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....154

รูปที่ 6.25 การเปรียบเทียบความโค้งของคานภายในของคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....154

รูปที่ 6.26 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของความโค้งของคานภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว BYK ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....155

รูปที่ 6.27 การเปรียบเทียบแรงตามแนวแกนของเสาภายนอกของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.10g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....155

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

รูปที่ 6.28 แสดงค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของแรงตามแนวแกนของเสาภายนอก เปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g.....155

รูปที่ 6.29 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดของเสาภายในของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....156

รูปที่ 6.30 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของโมเมนต์ดัดของเสาภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....156

รูปที่ 6.31 การเปรียบเทียบความโค้งของเสาภายในของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g กับ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....156

รูปที่ 6.32 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของความโค้งของเสาภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....157

รูปที่ 6.33 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดของคานภายใน ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....157

รูปที่ 6.34 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของโมเมนต์ดัดของเสาภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....157

รูปที่ 6.35 การเปรียบเทียบความโค้งของคานภายในของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05g และ การวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....158

รูปที่ 6.36 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของความโค้งของคานภายในเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ขนาดความเร่งสูงสุด 0.05gของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆ.....158