



ผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากตื้นกับโครงสร้างต่อผลตอบสนองของโครงสร้าง
ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Effects of Shallow Foundation-Structure Interactions on Structural Responses
Subjected to Earthquake Loadings

พงศกร คงนคร

Pongsakorn Kongnakorn

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญา
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of
Master of Engineering in Civil Engineering
Prince of Songkla University

2559

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์



ผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากตื้นกับโครงสร้างต่อผลตอบสนองของโครงสร้าง
ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Effects of Shallow Foundation-Structure Interactions on Structural Responses
Subjected to Earthquake Loadings

พงศกร คงนคร

Pongsakorn Kongnakorn

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญา
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of
Master of Engineering in Civil Engineering
Prince of Songkla University

2559

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

ชื่อวิทยานิพนธ์ ผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากตื้นกับโครงสร้างต่อผลตอบสนองของ
โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ผู้เขียน นายพงศกร คงนคร

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

คณะกรรมการสอบ

.....
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุชาติ ลิ้มกัตัญญ)

.....ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.กิตติศักดิ์ ชันติยวิชัย)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

.....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.วรพจน์ ประชาเสรี)

.....
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ศักดิ์ชัย ปรีชาวีรกุล)

.....กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ภาสกร ชัยวิริยะวงศ์)

.....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุชาติ ลิ้มกัตัญญ)

.....กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ศักดิ์ชัย ปรีชาวีรกุล)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ อนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้
เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา ตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรม
โยธา

.....
(รองศาสตราจารย์ ดร.ธีระพล ศรีชนะ)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

ขอรับรองว่า ผลงานวิจัยนี้มาจากการศึกษาวิจัยของนักศึกษาเอง และได้แสดงความขอบคุณบุคคลที่มีส่วนช่วยเหลือแล้ว

ลงชื่อ.....

(รองศาสตราจารย์ ดร.สุชาติ ลิ้มกัตัญญ)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์

ลงชื่อ.....

(นายพงศกร คงนคร)

นักศึกษา

ข้าพเจ้าขอรับรองว่า ผลงานวิจัยนี้ไม่เคยเป็นส่วนหนึ่งในการอนุมัติปริญญาในระดับใดมาก่อน และ
ไม่ได้ถูกใช้ในการยื่นขออนุมัติปริญญาในขณะนี้

ลงชื่อ.....

(นายพงศกร คงนคร)

นักศึกษา

ชื่อวิทยานิพนธ์	ผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากตื้นกับโครงสร้างต่อผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว
ผู้เขียน	นายพงศกร คงนคร
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมโครงสร้าง)
ปีการศึกษา	2559

บทคัดย่อ

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว โดยทั่วไปแล้ว จะพิจารณาฐานรากเป็นแบบยึดแน่น แต่ในความเป็นจริงแล้ว เมื่อแรงแผ่นดินไหวที่มากระทำนั้นมากพอ จะทำให้ฐานรากนั้นมีการยกตัวหรือโยกตัวเกิดขึ้น โดยฐานรากตื้นที่มีการโยกตัวหรือที่เรียกว่าการคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานรากจะสามารถสลายพลังงานและลดความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้ แต่จะทำให้โครงสร้างมีค่าการเคลื่อนตัวถาวรที่มากขึ้น ในงานวิจัยนี้ศึกษาถึงผลตอบสนองของโครงสร้างที่มีการคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานรากตื้นโดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้ระหว่างโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นแบบยึดแน่นและฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว จากผลการวิจัยพบว่าการโยกตัวของฐานรากตื้นจะช่วยลดความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้ แต่จะมีค่าการเคลื่อนตัวที่มากขึ้น

คำหลัก : ฐานรากตื้น, แผ่นดินไหว, การปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง, แบบจำลองทางคณิตศาสตร์

Thesis Title Effects of Shallow Foundation-Structure Interactions on Structural Responses Subjected to Earthquake Loadings

Author Mr.Pongsakorn Kongnakorn

Major Program Civil Engineering (Structure Engineering)

Academic Year 2016

ABSTRACT

When the structure resting on shallow footing is subjected to an earthquake excitation. The shallow foundation is usually considered to be fixed. However, when the intensity of the earthquake excitation is sufficiently large, the shallow footing can be uplifted and rocked. The uplifting and rocking footing can dissipate the earthquake-input energy and reduce the structural damage. Unfortunately, it usually results in some permanent system deformations. This thesis studies the effects of soil-shallow foundation interactions on structural responses under earthquake loadings. Numerical investigations were performed to compare the responses between structures resting on fixed supports and considering soil-shallow foundation interactions. The results indicated that uplifting and rocking footing can reduce the damage of structures, but it causes larger lateral structural displacements.

Keywords : shallow foundation, earthquake, soil-structure interaction, numerical model

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลงได้ด้วยดี ด้วยความกรุณาให้คำปรึกษาเสนอแนะแนวทาง และตรวจสอบแก้ไขจาก รองศาสตราจารย์ ดร.สุชาติ ลิ้มกัตถัญญ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ศักดิ์ชัย ปรีชาวีรกุล อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม รองศาสตราจารย์ ดร. วรพจน์ ประชาเสรี และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ภาสกร ชัยวิริยะวงศ์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้ข้อเสนอแนะเพิ่มเติม ทำให้วิทยานิพนธ์นี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.กิตติศักดิ์ ชันติยวิชัย กรรมการผู้ทรงคุณวุฒิจาก ภายนอกมหาวิทยาลัย ที่กรุณาให้คำแนะนำและข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์ให้งานวิจัยนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ บัณฑิตวิทยาลัย คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ที่ได้ให้การสนับสนุนทุนบัณฑิตวิทยาลัยและทุนอุดหนุนการวิจัย ทำให้สามารถดำเนินงานวิจัยผ่านมาได้ ด้วยดีตลอดมา

สุดท้ายนี้ สิ่งสำคัญสุดที่ทำให้มีข้าพเจ้าในวันนี้ พระคุณของบิดามารดา กำลังใจและความช่วยเหลือจากสมาชิกทุกคนในครอบครัว เป็นสิ่งสำคัญที่ผลักดันจนข้าพเจ้าสำเร็จการศึกษา ซึ่งข้าพเจ้าจะระลึกถึงบุคคลเหล่านี้อยู่ในใจตลอดไป

พงศกร คงนคร

สารบัญ

สารบัญ	(8)
รายการตาราง.....	(11)
รายการภาพประกอบ	(13)
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของการวิจัย.....	1
1.2 การตรวจเอกสาร	2
1.2.1 แบบจำลองทางกายภาพ (Physical models)	2
1.2.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Numerical models).....	5
1.3 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	7
1.4 สมมติฐานของการวิจัย.....	8
1.5 ขอบเขตของงานวิจัย.....	8
1.6 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย	9
1.7 ประโยชน์ของงานวิจัย	9
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	10
2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้าง	10
2.1.1 วิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear static analysis)	10
2.1.2 วิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear dynamic analysis)	12
2.1.3 แบบจำลองพฤติกรรมกรรมการรับแรงกระทำของคอนกรีต (Non-linear constant confinement concrete model).....	13
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองฐานรากและแบบจำลองพฤติกรรมของดิน	15
2.2.1 แบบจำลองฐานรากของ Winkler ที่มีการยกตัว.....	15
2.2.2 ค่าสติฟเนสของดิน	16
2.2.3 การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์	18
2.2.4 แบบจำลองพฤติกรรมกรรมการรับแรงกระทำของดิน	19
2.3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการพิจารณาโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว	21
2.3.1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมของโครงสร้าง	21

สารบัญ (ต่อ)

2.3.2 ประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง	22
2.3.2.1 ชั้นดินประเภท F.....	23
2.3.3 การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม.....	24
2.3.4 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ	26
2.3.5 สเปกตรัมผลตอบสนองของโครงสร้าง.....	26
2.3.6 แรงเฉือนที่กระทำที่ฐานของโครงสร้าง.....	28
2.3.7 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	31
2.4 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการประเมินโครงสร้าง	33
2.4.1 Operational level.....	33
2.4.2 Immediate occupancy level (IO)	34
2.4.3 Life safety level (LS)	34
2.4.4 Collapse prevention (CP).....	34
2.4.5 เกณฑ์ที่ใช้ในการประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง.....	35
บทที่ 3 วิธีการดำเนินการวิจัย	39
3.1 ศึกษาทฤษฎี งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และมาตรฐานต่าง ๆ	39
3.2 ศึกษาการใช้โปรแกรม SeismoStruct.....	39
3.3 สร้างแบบจำลองในโปรแกรม SeismoStruct.....	40
3.3.1 แบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพาน	40
3.3.2 แบบจำลองโครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้น.....	44
3.4 วิเคราะห์ผ่านโปรแกรม SeismoStruct	52
3.5 สรุปผลที่ได้.....	54
บทที่ 4 ผลการวิจัย.....	55
4.1 การวิเคราะห์โครงสร้างต่อม่อสะพานด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์	55
4.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา	55
4.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดที่ฐานกับเวลา.....	57
4.1.3 แรงเฉือนที่ฐาน	58

สารบัญ (ต่อ)

4.2 การวิเคราะห์พฤติกรรมการครากระหว่างฐานรากต้นกับเสาของโครงสร้างต่อม่อสะพาน ด้วยวิธีการหลักทางด้านข้าง	59
4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิด.....	59
4.2.2 ค่ามุมบิดพลาสติก	63
4.3 การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ด้วยวิธีการหลักทางด้านข้าง	64
4.3.1 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง.....	64
4.3.2 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	65
4.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและค่าเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้าง	66
4.3.4 การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง	68
4.4 การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ด้วยวิธีการหลักทางด้านข้าง	72
4.4.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	72
4.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและค่าเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้าง	73
4.4.3 การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง	75
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย.....	80
5.1 สรุปผลที่ได้จากการวิจัย.....	80
5.2 ข้อเสนอแนะ	82
บรรณานุกรม	83
ภาคผนวก	86
การเผยแพร่วิทยานิพนธ์	88
ประวัติผู้เขียน	101

รายการตาราง

ตารางที่ 2.1 สมการของ Gazetas สำหรับการหาค่าสติฟเนสของฐานรากตื้น	17
ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติของดินประเภทต่าง ๆ	20
ตารางที่ 2.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_g) และ คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา จังหวัดสงขลา	22
ตารางที่ 2.4 การจำแนกประเภทของชั้นดิน	23
ตารางที่ 2.5 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง F_a	25
ตารางที่ 2.6 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง F_v	25
ตารางที่ 2.7 ค่าสัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหว (Z)	28
ตารางที่ 2.8 ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (I)	29
ตารางที่ 2.9 ค่าสัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ (K)	29
ตารางที่ 2.10 สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดิน (S)	30
ตารางที่ 2.11 ค่าสัมประสิทธิ์ C_0	32
ตารางที่ 2.12 ค่าสัมประสิทธิ์ C_m	33
ตารางที่ 2.13 ระดับและช่วงของประสิทธิภาพอาคารเป้าหมาย	35
ตารางที่ 2.14 เกณฑ์การประเมินระดับความเสียหาย สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น ของคานคองกรีตเสริมเหล็ก	36
ตารางที่ 2.15 เกณฑ์การประเมินระดับความเสียหาย	37
ตารางที่ 2.16 เกณฑ์การประเมินระดับความเสียหาย	38
ตารางที่ 3.1 รายละเอียดของแบบจำลองต่อม่อสะพานในแต่ละกรณี	41
ตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองต่อม่อสะพาน	42
ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ของเหล็กที่ใช้ในแบบจำลองต่อม่อสะพาน	43
ตารางที่ 3.4 รายละเอียดของฐานรากตื้นในแต่ละอัตราส่วนความปลอดภัย	44
ตารางที่ 3.5 ประเภทของสปริงที่ใช้ในแต่ละเงื่อนไข	44
ตารางที่ 3.6 กำลังของวัสดุที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้าง	45
ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์ของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองโครงสร้างอาคาร	48
ตารางที่ 3.8 ค่าพารามิเตอร์ของเหล็กที่ใช้ในแบบจำลองโครงสร้างอาคาร	50

รายการตาราง (ต่อ)

ตารางที่ 4.1 ค่าสูงสุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี	59
ตารางที่ 4.2 ค่ามุมบิดพลาสติกในแต่ละกรณี.....	64
ตารางที่ 4.3 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง.....	66
ตารางที่ 4.4 ค่าสูงสุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี	68
ตารางที่ 4.5 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ...	69
ตารางที่ 4.6 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง.....	73
ตารางที่ 4.7 ค่าสูงสุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี	75
ตารางที่ 4.8 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น	76

รายการภาพประกอบ

รูปที่ 2.1 แรงกระทำทางด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้าง.....	11
รูปที่ 2.2 กราฟผลตอบแทนสเปกตรัมและกราฟเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง.....	12
รูปที่ 2.3 กราฟข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน	12
รูปที่ 2.4 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดสำหรับแรงกระทำทิศทางเดียว ของคอนกรีตส่วนที่ถูกบีบรัดและไม่ถูกบีบรัด.....	13
รูปที่ 2.5 แกนที่ถูกบีบรัดประสิทธิผลสำหรับหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบกลมและ สี่เหลี่ยมมุมฉาก	14
รูปที่ 2.6 แบบจำลองฐานรากอีลาสติก-พลาสติกแบบ Winkler	15
รูปที่ 2.7 ระยะต่าง ๆ ของฐานรากสำหรับใช้ในสมการสติฟเนสอีลาสติกของ Gazetas.....	16
รูปที่ 2.8 แบบจำลองอุดมคติของระบบโครงสร้างกับฐานรากตื้น	18
รูปที่ 2.9 แบบจำลองแบบ Winkler ที่มีการแปรผันความเข้มของค่าสติฟเนส	19
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ของแรงกับการเคลื่อนตัวของสปริงแต่ละแบบ.....	20
รูปที่ 2.11 สเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$	27
รูปที่ 2.12 สเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ที่มีค่า $S_{DS} > S_{D1}$	27
รูปที่ 3.1 ลักษณะภาพรวมโครงสร้างที่แสดงในโปรแกรม	40
รูปที่ 3.2 ลักษณะของแบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานในโปรแกรม	41
รูปที่ 3.3 ข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินของแผ่นดินไหว Taiwan 921 Chi-Chi.....	41
รูปที่ 3.4 ลักษณะของแบบจำลองต่อม่อสะพานและตำแหน่งที่พิจารณาผลตอบแทน	43
รูปที่ 3.5 ลักษณะของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร 3 ชั้น.....	45
รูปที่ 3.6 รายละเอียดและตำแหน่งของคานและเสา	45
รูปที่ 3.7 รายละเอียดของคาน BG1.....	46
รูปที่ 3.8 รายละเอียดของคาน BG2.....	46
รูปที่ 3.9 รายละเอียดของคาน B1	46
รูปที่ 3.10 รายละเอียดของคาน B2	47

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่ 3.11 รายละเอียดของเสาที่ใช้.....	47
รูปที่ 3.12 รายละเอียดของฐานรากตื้นที่ใช้.....	47
รูปที่ 3.13 ลักษณะของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร 3 ชั้น.....	48
รูปที่ 3.14 การแบ่งชิ้นส่วนและจุดต่อของแบบจำลองในโปรแกรม.....	48
รูปที่ 3.15 การป้อนข้อมูลแบบจำลองของคอนกรีตในโปรแกรม.....	50
รูปที่ 3.16 การป้อนข้อมูลแบบจำลองของเหล็กเสริมในโปรแกรม.....	51
รูปที่ 3.17 การป้อนข้อมูลหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม.....	51
รูปที่ 3.18 การกำหนดประเภทของแต่ละชิ้นส่วนในโปรแกรม.....	51
รูปที่ 3.19 การป้อนข้อมูลของสปริงในโปรแกรม.....	52
รูปที่ 3.20 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรม.....	53
รูปที่ 3.21 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์สำหรับวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ในโปรแกรม.....	53
รูปที่ 3.22 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์สำหรับวิธีการผลกทางด้านข้างในโปรแกรม.....	54
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา (0.1g).....	56
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา (0.3g).....	56
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา (0.5g).....	56
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดที่ฐานกับเวลา (0.1g).....	57
รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดที่ฐานกับเวลา (0.3g).....	57
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดที่ฐานกับเวลา (0.5g).....	58
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS2).....	60
รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS4).....	60
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS6).....	60
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS8).....	61
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS10).....	61
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของเสา (FS2).....	62
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของเสา (FS4).....	62
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดกับมุมบิดของเสา (FS6).....	62

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของเสา (FS8).....	63
รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของเสา (FS10).....	63
รูปที่ 4.17 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง.....	65
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (DEQ)	67
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (MCEQ)	67
รูปที่ 4.20 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ).....	70
รูปที่ 4.21 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (DEQ).....	70
รูปที่ 4.22 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	70
รูปที่ 4.23 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	71
รูปที่ 4.24 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ).....	71
รูปที่ 4.25 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (MCEQ).....	71
รูปที่ 4.26 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)	72
รูปที่ 4.27 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ).....	72
รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (DEQ)	74
รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (MCEQ)	74
รูปที่ 4.30 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบ รับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ).....	77

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่ 4.31 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (DEQ).....	77
รูปที่ 4.32 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	77
รูปที่ 4.33 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ).....	78
รูปที่ 4.34 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ).....	78
รูปที่ 4.35 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (MCEQ)	78
รูปที่ 4.36 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ).....	79
รูปที่ 4.37 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ).....	79

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของการวิจัย

แรงแผ่นดินไหวถือเป็นตัวแปรสำคัญต่อการออกแบบอาคาร เนื่องจากเราไม่สามารถทำนายอย่างแน่นอนได้ว่า แรงแผ่นดินไหวจะเกิดขึ้นเมื่อไหร่และมีความรุนแรงมากน้อยเพียงใด ความปลอดภัยถือเป็นสิ่งสำคัญอย่างยิ่ง ในปัจจุบันมีความสนใจเกี่ยวกับแรงแผ่นดินไหวนี้มากขึ้น และเพื่อป้องกันความเสียหายร้ายแรงเหมือนที่ผ่านมา ในการออกแบบโครงสร้างอาคารมีการพัฒนามาอย่างต่อเนื่องเพื่อรับมือกับแรงแผ่นดินไหว เช่น การเพิ่มความเหนียวของโครงสร้างให้เหมาะสม เป็นต้น โดยโครงสร้างแต่ละประเภทได้มีการศึกษาวิจัยที่แตกต่างกันออกไป

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยทั่วไปแล้วจะออกแบบส่วนของฐานรากตื้นให้เป็นแบบยึดแน่น ไม่มีช่องว่างเกิดขึ้นระหว่างดินและตัวฐานราก มองว่าฐานรากตื้นนั้นไม่มีการยกตัวหรือโยกตัวเกิดขึ้นภายใต้แรงกระทำแบบแผ่นดินไหว และมีพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น แต่ในความเป็นจริงแล้ว แรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำต่อโครงสร้างนั้นส่งผลให้ฐานรากตื้นมีการโยกตัว และทำให้ฐานรากตื้นมีการยกตัวเกิดขึ้น พฤติกรรมของฐานรากตื้นจะเปลี่ยนจากแบบเชิงเส้นเป็นแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งหากเปรียบเทียบแรงภายในที่เกิดขึ้นแล้ว โครงสร้างที่ตั้งบนฐานรากตื้นที่มีการยกตัวจะเกิดแรงภายในน้อยกว่า แต่ว่ามีระยะเคลื่อนตัวของฐานรากและตัวโครงสร้างที่มากกว่า จากผลดังกล่าว ทำให้การออกแบบโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นแบบยึดแน่นนั้น ต้องใช้ปริมาณวัสดุที่มากกว่า ซึ่งอาจทำให้สิ้นเปลืองเพราะการออกแบบที่เกินจริง

จึงเป็นที่น่าสนใจที่จะศึกษากรณีฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว ที่ผ่านมามีงานวิจัยหลายชิ้นที่ศึกษาเกี่ยวกับ ความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นของฐานรากตื้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งผลการศึกษาได้แสดงให้เห็นว่า การโยกตัวของฐานรากตื้นจะสามารถสลายพลังงานภายในได้มากขึ้น แต่สิ่งที่ต้องแลกมาก็คือระยะการเคลื่อนตัวโดยถาวรของฐานรากตื้นที่เพิ่มขึ้น แต่งานวิจัยดังกล่าวนั้นยังคงต้องการการศึกษาค้นคว้าต่อไป งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะหาผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและฐานรากตื้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวเพื่อเปรียบเทียบผลที่ได้ระหว่างโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นแบบยึดแน่นและแบบที่มีการโยกตัว โดยมีสมมติฐานคือ การโยกตัวของฐานรากตื้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถลดแรงภายในหรือความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้เมื่อเปรียบเทียบกับ

กรณีฐานรากแบบยึดแน่น ในขณะที่ระยะการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากขึ้น ซึ่งผลดังกล่าวจะส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง

เนื่องจากพฤติกรรมที่นำมาทำการคำนวณเป็นความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้น จึงทำให้การคำนวณนั้นมีความยุ่งยากมากกว่าพฤติกรรมแบบเชิงเส้น ประกอบกับโครงสร้างที่นำมาวิเคราะห์นั้นมีทั้งโครงสร้างแบบต่อม่อสะพานและทั้งโครงสร้างของอาคาร รวมไปถึงมีการคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ของดินกับฐานรากด้วย จึงทำให้การคำนวณโดยตรงนั้นมีความยุ่งยากและซับซ้อน ในงานวิจัยนี้จึงทำการคำนวณโดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูป ทำการวิเคราะห์ผ่านแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ด้วยวิธีปริมาตรเวลาเชิงพลศาสตร์ และวิธีสถิตศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือวิธีการผลักทางด้านข้างจนถึงค่าเคลื่อนตัวเป้าหมาย เพื่อหาผลตอบสนองต่าง ๆ ของโครงสร้าง ทำการเปรียบเทียบผล และประเมินความเสียหายของโครงสร้าง

1.2 การตรวจเอกสาร

การศึกษาเกี่ยวกับการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและฐานรากที่ชันข้างต้นยังคงมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง เพื่อนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากที่ชันให้มีความถูกต้องมากขึ้น และสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น โดยมีระเบียบวิธีศึกษาที่แตกต่างกันออกไป โดยส่วนใหญ่แล้วใช้แบบจำลองในการวิเคราะห์ ทั้งแบบจำลองทางกายภาพซึ่งมีทั้งแบบจำลองขนาดใหญ่หรือแบบที่มีการลดขนาดลงตามอัตราส่วน และแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยในการสร้าง และง่ายต่อการปรับแต่งแก้ไข สำหรับเนื้อหาเกี่ยวกับงานวิจัยดังกล่าวแบ่งเป็น

1.2.1 แบบจำลองทางกายภาพ (Physical models)

สำหรับงานวิจัยที่ใช้แบบจำลองทางกายภาพของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากที่ชันนั้น แบ่งเป็นงานวิจัยเกี่ยวกับแบบจำลองย่อส่วน และแบบจำลองขนาดจริง โดยในส่วนแรกจะกล่าวถึงงานวิจัยของแบบจำลองย่อส่วนของโครงสร้างแบบต่าง ๆ ได้แก่ แบบจำลองต่อม่อของสะพาน และแบบจำลองโครงสร้างของอาคารต่าง ๆ

Deng และ Kutter (2011) ได้ทำการสร้างแบบจำลองย่อส่วนกายภาพของโครงสร้างต่อม่อสะพาน ที่ตั้งอยู่บนฐานรากที่ชันเพื่อศึกษาพฤติกรรมของฐานรากที่เกิดการโยกตัวทำการทดลองโดยใช้เครื่องเหวี่ยง ตัวโครงสร้างตั้งอยู่บนชั้นรองรับที่เป็นดินทราย ที่จะส่งผลให้ค่า

ความปลอดภัยของแรงแบกทานมีค่าที่แตกต่างกัน แบบจำลองส่วนหนึ่งได้มีการใช้แผ่นคอนกรีตรองใต้ฐานรากตื้น เพื่อลดระยะการทรุดตัวเมื่อฐานรากมีการโยกตัว การทดลองนี้ได้มีการศึกษาความยาววิกฤตของฐานรากตื้น ซึ่งเป็นด้านยาวของพื้นที่ที่ฐานรากตื้นสัมผัสกับชั้นรองรับเมื่อฐานรากมีการยกตัว โดยความยาววิกฤตนี้จะส่งผลต่อกำลังรับแรงแบกทานและกำลังรับโมเมนต์ของฐานรากตื้น

งานวิจัยต่อม่อสะพานขึ้นต่อมาเป็นของ **Anastasopoulos และคณะ (2012)** โดยผู้วิจัยได้สร้างแบบจำลองทางกายภาพของโครงสร้างเป็นแบบระดับชั้นความเสถียรเดี่ยวของตอม่อที่ตั้งบนทรายที่ถูกปรับปรุง ซึ่งเป็นแบบจำลองย่อส่วนเช่นเดียวกัน โดยผู้วิจัยสนใจในส่วนของค่าความปลอดภัยของฐานรากตื้น ซึ่งจะส่งผลต่อพฤติกรรมการโยกตัวของฐานราก โดยมีสมมติฐานคือ การยกตัวของฐานรากนั้นจะเกิดขึ้นเมื่อค่าความปลอดภัยของฐานรากตื้นมีค่ามาก ในทางกลับกัน หากฐานรากตื้นมีค่าความปลอดภัยที่น้อย ก็จะมีผลให้โครงสร้างเกิดการทรุดตัวแทน แต่ว่าเงื่อนไขดังกล่าวนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินที่รองรับตัวฐานรากด้วย ผู้วิจัยจึงทำการทดลองจากแบบจำลองของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนทรายที่มีคุณสมบัติและความลึกที่แตกต่างกัน โดยใช้แรงที่มากกระทำต่อโครงสร้างเป็นแรงกระทำทิศทางเดียวและแรงเข้าไปเข้ามาเพื่อหาผลตอบสนองของโครงสร้าง

Deng และคณะ (2012) ทำการสร้างแบบจำลองย่อส่วนของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น โดยแบ่งเป็นโครงสร้างสะพานแบบต่าง ๆ เพื่อเปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างแต่ละแบบ ทั้งแบบที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่มีการโยกตัวและแบบยึดแน่น แบ่งเป็นฐานรากขนาดต่าง ๆ และคุณสมบัติของดินที่ต่างกัน สำหรับโครงสร้างสองช่วงเสาที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น มีการติดตั้งหมุดไว้ที่ส่วนบนของเสาทั้งสองต้น เพื่อส่งถ่ายแรงเฉือนออกไปแต่ยังคงไว้ซึ่งโมเมนต์ดัด หรือในอีกความหมายก็คือจำกัดความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสา ได้มีการกล่าวถึงคุณสมบัติของดินใต้ฐานรากด้วยว่า ถ้าเป็นดินที่มีคุณสมบัติที่ดีก็จะช่วยลดการทรุดตัวของฐานรากตื้นในเวลาที่เกิดการโยกตัวได้

Loli และคณะ (2014) สร้างแบบจำลองย่อส่วนของโครงสร้างสะพาน ที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น ซึ่งแบ่งออกเป็นฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว และฐานรากแบบยึดแน่น งานวิจัยนี้ได้แบ่งเป็นสองการทดลองหลักตามชุดแรงแผ่นดินไหว ที่มีการประกบกันของกราฟความเร่งต่าง ๆ เพื่อนำมารวมกันเป็นแรงแผ่นดินไหวเดียว ทดลองจนกระทั่งตัวโครงสร้างเกิดการวิบัติหรือสิ้นสุดข้อมูลของกราฟดังกล่าว ถ้าหากว่าสิ้นสุดข้อมูลแล้วโครงสร้างยังไม่เกิดการวิบัติ จะทำการทดลองโดยใช้กราฟแผ่นดินไหวอื่นเพิ่มเติมจนกระทั่งเกิดการวิบัติ นอกจากนี้ยังมีการวิเคราะห์คุณสมบัติของดินชั้นรองรับว่ามีผลต่อการทรุดตัวของฐานรากตื้นขณะเกิดการโยกตัว

สำหรับแบบจำลองย่อยส่วนของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น ที่นอกเหนือจากแบบจำลองของตอม่อสะพาน ซึ่งถือว่าเป็นแบบจำลองอย่างง่ายหรือระดับขั้นความเสรีเดี่ยวนั้น ยังมีงานวิจัยเกี่ยวกับแบบจำลองโครงสร้างอาคารเพื่อนำมาพิจารณาผลตอบแทนของโครงสร้างเช่นกัน

Liu และคณะ (2013) ได้ทำการสร้างแบบจำลองทางกายภาพของโครงสร้าง 2 ชั้น 1 ช่วงเสา เป็นแบบจำลองที่มีการลดขนาดตามอัตราส่วน เพื่อทำการทดลองหาผลตอบแทนของโครงสร้างผ่านแรงกระทำจากเครื่องเหวี่ยง โดยศึกษาผ่านการครากของโครงสร้างและฐานรากที่ใช้แทนพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง โดยมีสมมติฐานคือสำหรับฐานรากตื้นที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น เมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวมากระทำ การโยกตัวของฐานรากตื้นนั้นจะสามารถสลายพลังงานที่เกิดขึ้นได้ โดยได้ทำการทดลองทั้งหมด 4 รูปแบบของแบบจำลอง ได้แก่ โครงสร้างที่ออกแบบให้กำลังครากของโครงสร้างและฐานรากมีค่าใกล้เคียงกัน โครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่ไม่ยอมให้มีการโยกตัว โครงสร้างที่กำหนดให้กำลังครากของฐานรากตื้นมากกว่าจุดต่อของตัวโครงสร้าง และโครงสร้างที่กำหนดให้กำลังครากของจุดต่อของตัวโครงสร้างมากกว่าฐานรากตื้น กำหนดให้แรงแผ่นดินไหวที่มากระทำกับแบบจำลองทั้งหมดเป็นชนิดเดียวกัน

สำหรับแบบจำลองขนาดใหญ่หรือแบบจำลองขนาดจริง ส่วนใหญ่แล้วเป็นแบบจำลองที่เน้นตัวฐานรากตื้นเป็นหลัก เนื่องจากมีข้อจำกัดของขนาดที่ใหญ่จึงไม่สามารถสร้างแบบจำลองโครงสร้างอาคารได้

Negro และคณะ (2000) ได้ทำการสร้างแบบจำลองขนาดใหญ่ของโครงสร้างฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนดินทราย รับแรงกระทำเข้าไปเข้ามา กระทำที่ส่วนบนสุดของฐานราก แบ่งการทดลองออกเป็น 2 แบบการทดลอง ตามความชื้นสัมพัทธ์ของดินทรายคือ 45 และ 85 เปอร์เซ็นต์ รับแรงที่มากระทำเป็นแรงแบบเดียวกัน จากนั้นได้มีการใส่แรงแบบเวียนรอบและเพิ่มขนาดความแรงขึ้นเรื่อย ๆ เพื่อที่จะวิเคราะห์ถึงจุดเริ่มต้นการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมจากแบบเชิงเส้นไปสู่แบบไม่เชิงเส้น ข้อได้เปรียบของการทดลองนี้ก็คือ ขนาดของแบบจำลองที่มีขนาดเท่ากับของจริง ความถูกต้องของคุณสมบัติดิน และอุปกรณ์สร้างแรงแบบประวัติเวลาที่กระทำในแนวราบและโมเมนต์พลิกคว่ำ

Hung และคณะ (2010) ได้ทำการสร้างแบบจำลองตอม่อของสะพาน ที่ตั้งอยู่บนฐานรากแผ่ โดยเป็นแบบจำลองเสาคอนกรีตจำนวน 3 แบบ ตั้งอยู่บนฐานรากแผ่ทั้งแบบยึดแน่นและแบบที่ยอมให้มีการโยกตัว แบบจำลองแต่ละแบบมีการเสริมเหล็กที่แตกต่างกันไปและรับแรงแผ่นดินไหวในความแรงที่แตกต่างกัน เพื่อที่จะเปรียบเทียบผลตอบแทนของฐานรากทั้งสองแบบวิเคราะห์ตามสมมติฐานที่ว่า เมื่อโครงสร้างถูกแรงกระทำจากแรงแผ่นดินไหว การโยกตัวของฐานราก

แผ่นนั้นจะช่วยลดแรงที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างส่วนบนโดยการถ่ายแรงลงมาที่ตัวฐานราก แต่ระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบของโครงสร้างส่วนบนจะเพิ่มขึ้น

1.2.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Numerical models)

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง เพื่อศึกษาเกี่ยวกับการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการสร้างและคำนวณผลตอบสนองของโครงสร้าง ซึ่งตั้งอยู่บนหลักการเดียวกันคือแบบจำลองฐานรากแบบ Winkler และมีการใช้สปริงกลศาสตร์มาแทนพฤติกรรมของดินใต้ฐานราก

เช่นเดียวกับกับแบบจำลองย่อส่วนที่ได้กล่าวไปข้างต้น แบบจำลองแบบระดับชั้นความเสียดียวถูกนำมาใช้ในหลายงานวิจัยโดยการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ซึ่งเป็นแบบจำลองของโครงสร้างต่อม่อสะพานเช่นเดียวกัน

Chen และ Lai (2002) สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ระดับชั้นความเสียดียวของโครงสร้างสะพานที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น เพื่อทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างระหว่างฐานรากตื้นแบบที่ไม่มีการยกตัว และแบบที่ยอมให้มีการยกตัว ใช้หลักการแบบจำลองฐานรากแบบ Winkler ในการคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มีการคิดค้นพฤติกรรมของสปริงขึ้นมาใหม่สำหรับการทดลองในครั้งนี้

Limkatanyu และคณะ (2012) ได้ทำการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น ซึ่งเป็นโครงสร้างแบบเรียบง่ายแต่ครอบคลุมระบบการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดิน ได้แก่ การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง การทรุดตัวในแนวตั้ง และการโยกตัวของฐานราก แบบจำลองนี้ใช้โครงสร้างเส้นใยเพื่อใช้แทนระบบการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดิน ใช้ฟังก์ชันไฮเปอร์โบลิกแทนความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและระยะการเปลี่ยนรูปของตัวไฟเบอร์หรือสปริงที่สร้างขึ้น กำหนดแรงที่มากระทำกับโครงสร้างเป็นแบบประวัตเวลา เปรียบเทียบผลการทดลองกับการทดลองของแบบจำลองทางกายภาพ ทั้งแบบจำลองที่ใช้เครื่องเหวี่ยงและแบบจำลองขนาดเต็ม

ถัดมาเป็นงานวิจัยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่มีความซับซ้อนมากขึ้นกว่าแบบจำลองระดับชั้นความเสียดียวข้างต้น ได้แก่ แบบจำลองโครงสร้างสะพาน และแบบจำลองโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน

Mergos และ Kawashima (2005) ทำการทดลองจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างสะพาน ที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น ทำการวิเคราะห์หลายทิศทางโดยแบ่งตามแนวแกนที่โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว ได้แก่หนึ่งแนวแกน สองแนวแกน และสามแนวแกน เพื่อดูผลกระทบเฉพาะของพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น วิเคราะห์ผลตอบสนองที่เกิดขึ้นซึ่งเกี่ยวกับพฤติกรรมของฐานรากตื้น ดินใต้ฐานรากตื้น และระยะทรุดตัว นอกจากนี้ยังได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับผลจากการเปลี่ยนแปลงขนาดของฐานรากตื้น รวมไปถึงกำลังครากของดินใต้ฐานรากตื้น ที่จะส่งผลต่อความสามารถของฐานรากตื้น ในการส่งถ่ายโมเมนต์ที่เกิดขึ้น

Anastasopoulos และคณะ (2009) ศึกษาเกี่ยวกับการวิบัติของดินรองรับโครงสร้างสะพานที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น เพื่อวิเคราะห์ว่าการวิบัติของดินจะช่วยลดความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้ มีการเปรียบเทียบกันระหว่างฐานรากสองประเภท คือฐานรากเป็นดั้งเดิมซึ่งเป็นแบบยึดแน่น และฐานรากแบบแนวคิดใหม่ซึ่งเป็นแบบที่มีการโยกตัว โดยจุดที่แตกต่างกันระหว่างฐานรากตื้นทั้งสองประเภทนี้ คือตำแหน่งของจุดพลาสติกที่เกิดขึ้น โดยจะเกิดขึ้นในตัวโครงสร้างสำหรับฐานรากแบบดั้งเดิม และเกิดขึ้นในดินรองรับสำหรับฐานรากเป็นแนวคิดใหม่ ทำการวิเคราะห์ทั้งแบบการผลักทางด้านข้าง และแบบประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์จากกราฟความเร่งแผ่นดินไหวจำนวน 29 รูปแบบ เพื่อวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากความเร่งที่ต่างกัน

Raychowdhury และ Hutchinson (2009) ได้ทำการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อเปรียบเทียบผลตอบสนองที่ได้กับผลการทดลองจากงานวิจัยแบบจำลองทางกายภาพ โดยแบ่งแบบจำลองออกเป็นสองแบบใหญ่ ๆ ได้แก่ แบบจำลองฐานรากตื้นรับกำแพงรับแรงเฉือน และแบบจำลองฐานรากตื้นรับโครงสร้างสะพาน ซึ่งรับแรงกระทำแบบแผ่นดินไหว วิเคราะห์ถึงการสลายพลังงานที่เกิดจากการเคลื่อนตัว การทรุดตัว และการโยกตัวของฐานรากตื้น โดยแบบจำลองฐานรากตื้นประกอบไปด้วยสปริงที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตัวควบคุมการสั่นไหว และองค์ประกอบช่องว่าง

Raychowdhury และ Hutchinson (2010) ได้สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับระบบกำแพงรับแรงเฉือน ที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น โดยใช้หลักการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินชั้นรองรับตามทฤษฎีแบบ Winkler ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบไม่เชิงเส้น มีการแบ่งแบบจำลองตามความสูงของกำแพงรับแรงเฉือน และรับแรงแผ่นดินไหวที่มีขนาดต่าง ๆ ทำการวิเคราะห์เพื่อดูว่าพฤติกรรมของฐานรากตื้นสามารถสลายพลังงานที่เกิดขึ้นในโครงสร้างและลดความต้องการความเหนียวได้ นอกจากนี้ยังมีการเปรียบเทียบสัดส่วนการเคลื่อนตัวของโครงสร้างแต่ละแบบจำลอง และนำไปเปรียบเทียบกับแบบจำลองโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากแบบยึดแน่น

Raychowdhury (2011) ใช้หลักการของคานที่ตั้งอยู่บนแบบจำลองฐานรากแบบ Winkler เพื่อนำมาสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างโครงข้อแข็งเหล็กที่ตั้งอยู่บนฐานรากต้น เพื่อทำการศึกษาผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง เปรียบเทียบผลการทดลองระหว่างโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากแบบยึดแน่น กับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากแบบอีลาสติก ผลการทดลองแสดงให้เห็นว่าความเป็นอีลาสติกของฐานรากช่วยลดแรงภายในและต้องการความเหนียวได้

นอกเหนือจากการศึกษาเพื่อพิจารณาผลตอบสนองของโครงสร้างที่เกิดขึ้นแล้ว ยังมีการศึกษาเกี่ยวกับตัวแปรหรือตัวบ่งชี้ของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของฐานรากต้น เพื่อปรับปรุงให้มีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากขึ้น

Harden และ Hutchinson (2009) ศึกษาเกี่ยวกับตัวแปรต่าง ๆ สำหรับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของฐานรากต้น ภายใต้หลักการแบบจำลองฐานรากแบบ Winkler เพื่อดูผลตอบสนองที่เกิดขึ้นจากพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น จากนั้นนำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ได้ไปเปรียบเทียบกับผลการทดลองจากแบบจำลองทางกายภาพที่มีผู้ทำการวิจัยไว้แล้ว

Gajan และคณะ (2010) ศึกษาและรวบรวมตัวชี้้นำสำหรับพฤติกรรมของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง โดยมีพื้นฐานอยู่บนฐานรากที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก ใช้แบบจำลองฐานรากแบบ Winkler และแบบจำลองหน้าสัมผัส ในการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ รวบรวมการใช้การตัวแปรต่าง ๆ อีกทั้งยังมีการเปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนที่ตั้งอยู่บนทรายประเภทต่าง ๆ

1.3 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากต้นที่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก โดยใช้โปรแกรม SeismoStruct
2. เปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากแบบยึดแน่นกับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากต้นที่มีการโยกตัว ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว

1.4 สมมติฐานของการวิจัย

งานวิจัยนี้มีสมมติฐานคือ การโยกตัวของฐานรากตื้น หรือการที่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างฐานรากตื้น จะช่วยลดแรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงสร้างส่วนบนเมื่อเปรียบเทียบกับฐานรากที่ไม่มีการยกตัวภายใต้แรงกระทำแบบแผ่นดินไหว แต่ระยะการเคลื่อนตัวถาวรของกรณีที่เกิดผลจากการโยกตัว จะมากกว่ากรณีที่ไม่มีการโยกตัว

1.5 ขอบเขตของงานวิจัย

1. ฐานรากที่ใช้คือฐานรากตื้น (Shallow footing) แบ่งเป็นกรณีฐานรากแบบยึดแน่น และฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว
2. โครงสร้างที่ใช้ทำการวิเคราะห์คือโครงสร้างตอม่อสะพาน และอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3 ชั้น โดยแบ่งเป็นอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว กับอาคารที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว
3. ดินชั้นรองรับที่ใช้สำหรับแบบจำลองโครงสร้างอาคารมี 3 ประเภท คือ ดินทราย ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง
4. กำหนดให้พฤติกรรมของดินพิจารณาเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous)
5. คำนวณผลตอบสนองของโครงสร้างผ่านแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โปรแกรมที่ใช้คือโปรแกรม SeismoStruct ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ (Dynamic time-history analysis) และวิธีสถิตศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Non-linear static analysis)
6. ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ ใช้ข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีอยู่แล้วในโปรแกรม SeismoStruct
7. ใช้ข้อมูลแผ่นดินไหวของอำเภอหาดใหญ่ จังหวัดสงขลา สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้น

1.6 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษาทฤษฎีเกี่ยวกับฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว และศึกษาการใช้โปรแกรม SeismoStruct
2. ออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้น
3. สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น โดยใช้โปรแกรม SeismoStruct และทำการคำนวณผ่านโปรแกรม
4. เปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างแต่ละประเภท
5. สรุปผลที่ได้จากการวิจัย

1.7 ประโยชน์ของงานวิจัย

1. ได้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก สำหรับใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้าง ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยเป็นแบบจำลองที่ใช้ในโปรแกรม SeismoStruct
2. เข้าใจถึงความแตกต่างของพฤติกรรมโครงสร้าง ระหว่างโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากแบบยึดแน่นและโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว
3. เข้าใจหลักการการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว และหลักการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ และวิธีสถิตศาสตร์ไม่เชิงเส้น
4. สามารถนำแบบจำลองนี้ไปแก้ไขเพิ่มเติมสำหรับการวิเคราะห์สิ่งที่น่าสนใจอื่น ๆ ต่อไปได้

บทที่ 2

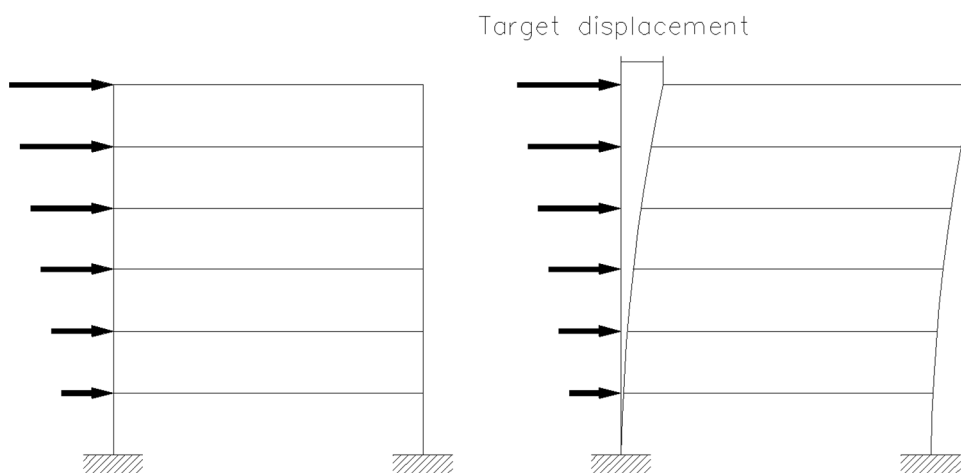
ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้าง

ในการหาผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว สามารถทำการวิเคราะห์ได้หลายวิธี ได้แก่ วิธีสถิตยศาสตร์แบบเชิงเส้น (Linear static) วิธีพลศาสตร์แบบเชิงเส้น (Linear dynamic) วิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear static) และวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear dynamic) ซึ่งวิธีที่ให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องและมีความแม่นยำที่สุด คือวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น ที่มีการใช้ข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินมาทำการคำนวณ จึงส่งผลให้การหาผลตอบสนองนั้นมีความยุ่งยากซับซ้อน และใช้เวลาในการคำนวณมาก อาจไม่เหมาะสมในการออกแบบหรือหาผลตอบสนองของโครงสร้างอาคาร ดังนั้น สำหรับกรณีโครงสร้างอาคาร 3 ชั้นในงานวิจัยนี้ จะใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear static analysis) ซึ่งเป็นวิธีที่ไม่ซับซ้อนและให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น ส่วนในกรณีของโครงสร้างต่อม่อสะพานจะใช้การวิเคราะห์ทั้งวิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้นและวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น

2.1.1 วิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear static analysis)

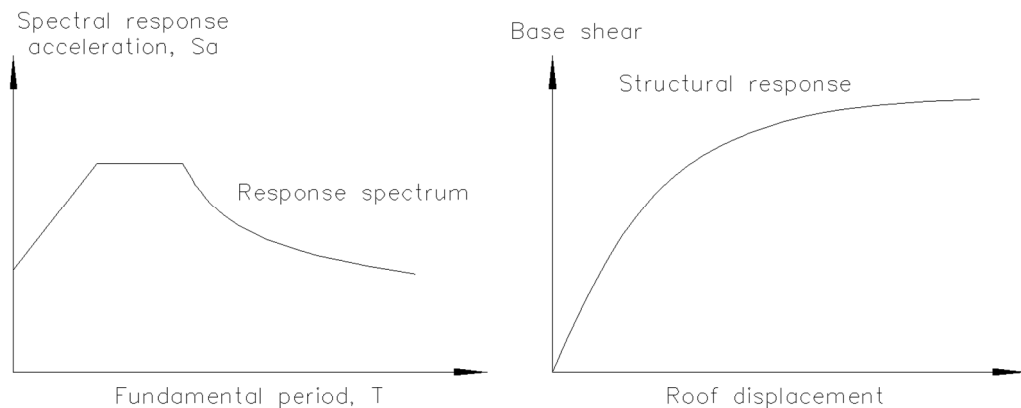
วิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear static) หรือที่เรียกอีกอย่างหนึ่งว่า วิธีวิเคราะห์โดยการผลักด้านข้าง (Pushover analysis) ใช้วิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาผลตอบสนองของอาคารที่ถูกกระตุ้นโดยแรงแผ่นดินไหว วิธีนี้ถือว่าเป็นวิธีโดยประมาณ เนื่องจากในความเป็นจริงแผ่นดินไหวกระทำต่อโครงสร้างโดยการกระตุ้นที่ฐานของอาคารด้วยความเร่งของพื้นดิน (Ground acceleration) ซึ่งแปรเปลี่ยนตามเวลา แต่สำหรับวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้นนั้นสมมติว่าแรงแผ่นดินไหวเป็นแรงแบบสถิตที่กระทำต่อโครงสร้างโดยมีรูปแบบการกระจายแรงที่คงที่ (Force distribution pattern)



รูปที่ 2.1 แรงกระทำทางด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้าง

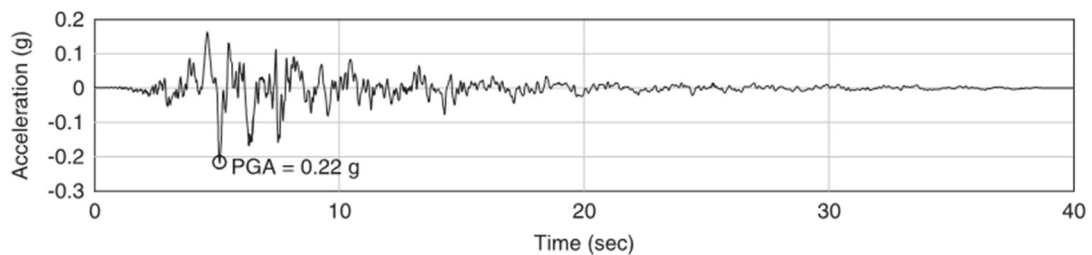
การหาผลตอบสนองของอาคาร สามารถทำได้โดยการค่อย ๆ เพิ่มแรงกระทำทางด้านข้างของอาคาร จนกระทั่งยอดอาคารมีการเคลื่อนที่เท่ากับค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target displacement) จึงหยุดการเพิ่มแรง ดังแสดงในรูปที่ 2.1 จากนั้นทำการพิจารณาแรงภายใน การเคลื่อนที่ และการเสียรูป เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Inter-story drift) หรือการหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานหรือเสา (Plastic hinge rotation) ค่าเหล่านี้ถือว่าเป็นค่าตอบสนองสูงสุด (Peak response) ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยต้องนำค่าเหล่านี้ไปเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับ เพื่อประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว

ดังนั้นตัวแปรสำคัญที่กำหนดระดับการตอบสนองของอาคาร คือ ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของยอดอาคาร (Target roof displacement) สามารถคำนวณได้โดยเริ่มจากกราฟผลตอบสนองสเปกตรัม (Response spectrum) ซึ่งจากกราฟจะได้ค่าความเร่งตอบสนองสูงสุด (Spectral response acceleration) ที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้าง จากลักษณะของโครงสร้างสามารถหาค่าคาบการสั่นของโครงสร้าง (Structural fundamental period of vibration) ได้ นอกจากนี้ ค่าเคลื่อนที่เป้าหมายนี้ขึ้นอยู่กับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดครากของอาคาร (V_y) และสติเฟเนสต้านข้างประสิทธิภาพ (K_e) ซึ่งหาได้โดยใช้แรงกระทำด้านข้างที่มีรูปแบบการกระจายแรงคงที่กระทำต่ออาคาร จากนั้นค่อย ๆ เพิ่มแรงให้มากขึ้น แล้ววาดกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base shear force) ซึ่งมีค่าเท่ากับผลรวมของแรงด้านข้างทั้งหมดที่กระทำ และการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร (Roof displacement) เส้นกราฟที่ได้มีชื่อเรียกว่า เส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) เมื่อได้ค่าดังกล่าวแล้ว นำไปคำนวณตามมาตรฐานที่กำหนดไว้ใน FEMA 356 (FEMA 356, 2000) และ FEMA 440 (FEMA 440, 2005) ตัวอย่างกราฟผลตอบสนองสเปกตรัมของโครงสร้าง และกราฟเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างแสดงดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 กราฟผลตอบสนองสเปกตรัมและกราฟเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง

2.1.2 วิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear dynamic analysis)



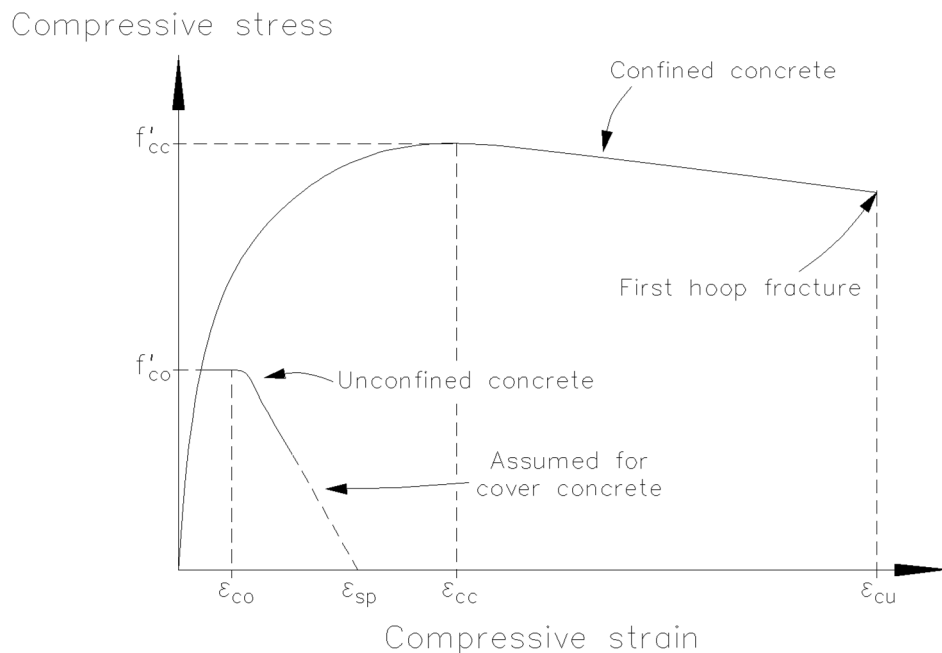
(อ้างอิงจาก : Raychowdhury, 2010)

รูปที่ 2.3 กราฟข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน

การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear dynamic) หรือที่เรียกอีกอย่างหนึ่งว่าวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ (Dynamic time-history analysis) เป็นการวิเคราะห์หาการตอบสนองของโครงสร้างที่ทุกขณะเวลาที่เกิดการสั่นไหวของโครงสร้าง ที่ถูกกระตุ้นด้วยความเร่งของพื้นดินที่ฐานของอาคาร โดยการคำนวณปริพันธ์เชิงตัวเลข (Numerical integration) โดยในการวิเคราะห์นั้น จะต้องมีการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง และต้องมีข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่ใช้กระทำที่ฐานของอาคาร สำหรับตัวอย่างของข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินแสดงดังรูปที่ 2.3

2.1.3 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของคอนกรีต (Non-linear constant confinement concrete model)

งานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองของ Mander และคณะ (1988) สำหรับพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการคิดผลของการบีบรัดทางด้านข้าง (Lateral confinement effect) ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะของเหล็กเสริมทางด้านข้างและเหล็กเสริมตามยาว ทั้งรูปทรงสี่เหลี่ยมและรูปทรงกลม ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นของคอนกรีตถูกเสนอโดย Popovics (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.4 งานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองดังกล่าวในการหาค่า Confinement factor ของวัสดุคอนกรีตส่วนแกนสำหรับแต่ละหน้าตัดที่ใช้ในโปรแกรม SeismoStruct



(อ้างอิงจาก : Mander และคณะ, 1988)

รูปที่ 2.4 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดสำหรับแรงกระทำทิศทางเดียวของคอนกรีต ส่วนที่ถูกบีบรัดและไม่ถูกบีบรัด

ผลของการบีบรัดทางด้านข้างในคอนกรีตนั้นขึ้นอยู่กับขนาดและรูปร่างของหน้าตัด และปริมาณของเหล็กเสริม โดยจะแสดงในรูปของค่าสัมประสิทธิ์ k_e ดังรูปที่ 2.5 สำหรับหน้าตัดกลมเสริมเหล็กปลอกเดียวสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ได้จาก

$$k_e = \frac{(1 - \frac{s'}{2d_s})^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-1)$$

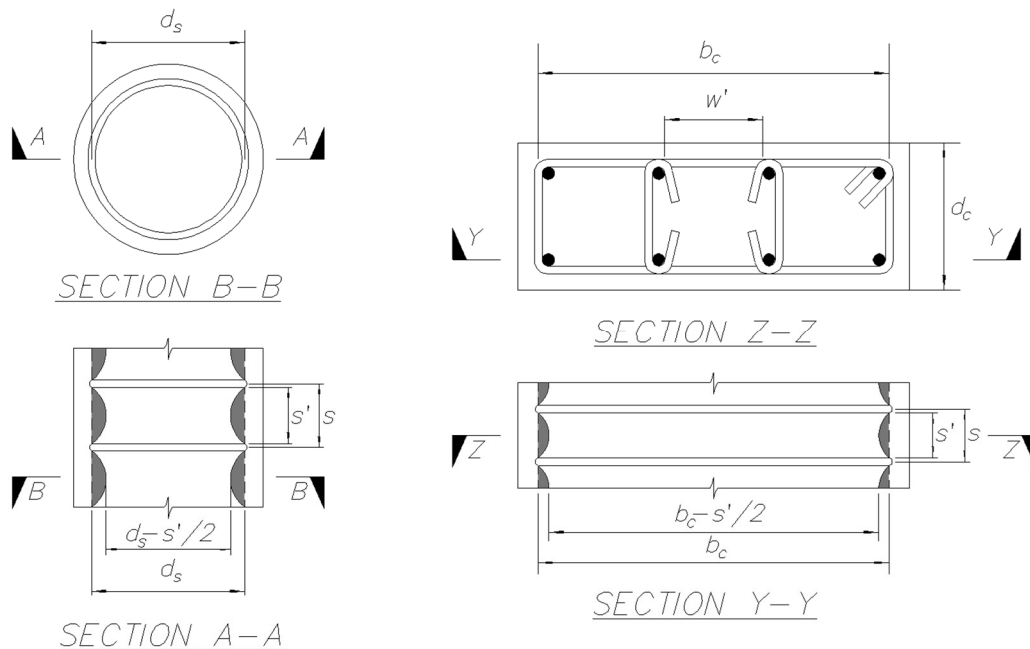
สำหรับหน้าตัดกลมเสริมเหล็กปลอกเกลียวสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ได้จาก

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-2)$$

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ได้จาก

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2-3)$$

โดย ρ_{cc} คือ อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวกับพื้นที่หน้าตัดส่วนที่ถูกบีบรัดของคอนกรีต



(อ้างอิงจาก : Mander และคณะ, 1988)

รูปที่ 2.5 แกนที่ถูกบีบรัดประสิทธิผลสำหรับหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบกลมและสี่เหลี่ยมมุมฉาก

สำหรับกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกบีบรัด Mander และคณะ (1988) ได้เสนอความสัมพันธ์ของกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกบีบรัดและไม่ได้ถูกบีบรัดดังสมการ

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.49 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (2-4)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2-5)$$

โดย f'_{cc} คือ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกบีบรัด

f'_{co} คือ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่ได้ถูกบีบรัด

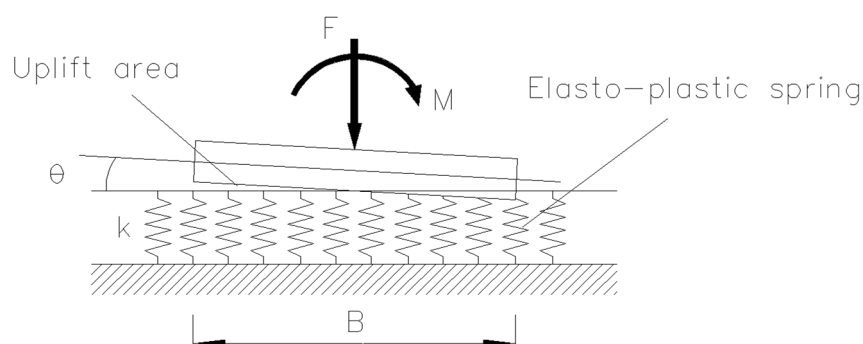
f_{yh} คือ กำลังประลัยของเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก

ρ_s คือ อัตราส่วนระหว่างปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางกับปริมาณของคอนกรีตที่ถูกบีบรัด

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองฐานรากและแบบจำลองพฤติกรรมของดิน

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างโดยคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (Soil-Structure interaction) ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยใช้หลักการที่ถูกนำเสนอโดย Winkler (1867) เพื่อใช้แทนพฤติกรรมของฐานรากดินและการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ในงานวิจัยนี้ประยุกต์ใช้หลักการของ Raychowdhury และ Hutchinson (2008) ในการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากดิน และใช้ค่าแนะนำของ Gazetas (1991) ในการคำนวณหาค่าสติฟเนสอีลาสติกของดิน

2.2.1 แบบจำลองฐานรากของ Winkler ที่มีการยกตัว



(อ้างอิงจาก : Chen และ Lai, 2002)

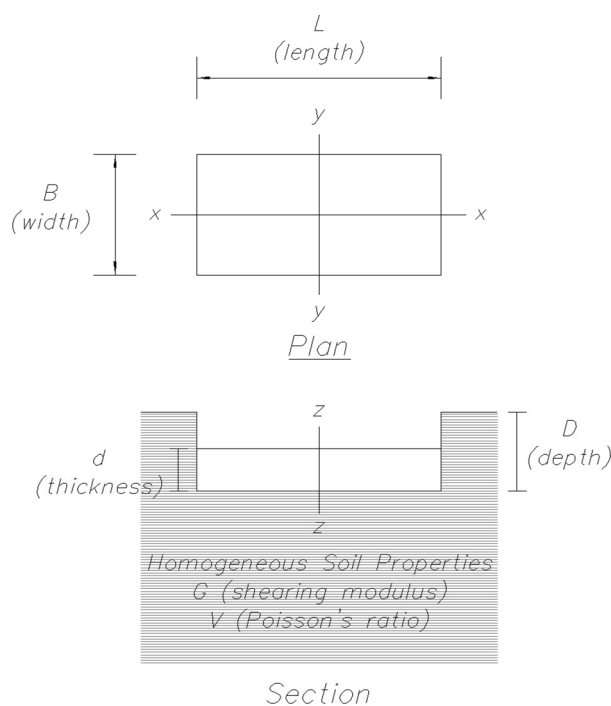
รูปที่ 2.6 แบบจำลองฐานรากอีลาสติก-พลาสติกแบบ Winkler

แบบจำลองฐานรากของ Winkler มีสมมติฐานคือ ดินและฐานรากมีความสัมพันธ์กันในรูปแบบสปริงที่มีระยะห่างเท่า ๆ กัน โดยสปริงแต่ละตัวนั้นมีความเป็นอิสระต่อกัน ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมบิดนั้นเป็นแบบเชิงเส้น แต่ถ้าหากว่าแรงที่มากกระทำต่อโครงสร้างนั้นมีความมากพอ จนเกินกว่ากำลังต้านทานของฐานรากดิน จะทำให้ฐานรากดินนั้นเกิดการยกตัวขึ้นดังแสดงในรูปที่

2.6 และส่งผลให้พฤติกรรมของฐานรากดินเปลี่ยนจากเชิงเส้นเป็นแบบไม่เชิงเส้น หลักการดังกล่าวถูกเสนอโดย Chen และ Lai (2002)

ถึงแม้ว่าในทางวิศวกรรม แบบจำลองพฤติกรรมของดินและฐานรากแบบ Winkler จะเป็นที่ยอมรับและใช้อย่างแพร่หลาย แต่แบบจำลองนี้มีข้อจำกัดคือ ความเค้นที่เกิดขึ้นในดินมีความสัมพันธ์กับค่าการทรุดตัวที่จุดนั้นเท่านั้น ในงานวิจัยนี้จึงจำเป็นที่จะต้องใช้การจำกัดระดับชั้นความเสถียรของฐานรากดินให้มีความต่อเนื่องกัน สำหรับค่าสติฟเนสของดินที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ จะขึ้นอยู่กับประเภทของชั้นดินและระดับความลึกของชั้นดิน รวมไปถึงขนาดของฐานรากดิน ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการของ Gazetas

2.2.2 ค่าสติฟเนสของดิน



(อ้างอิงจาก : Harden, 2005)

รูปที่ 2.7 ระยะเวลาต่าง ๆ ของฐานรากสำหรับใช้ในสมการสติฟเนสอีลาสติกของ Gazetas

ค่าสติฟเนสของดินสำหรับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในงานวิจัยนี้ สามารถหาได้จากสมการที่ได้ถูกเสนอโดย Gazetas ซึ่งได้ถูกนำไปประยุกต์ใช้อย่างแพร่หลายในหลายงานวิจัยที่ผ่านมา สำหรับฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินที่มีพฤติกรรมเป็นเนื้อเดียวกัน และมีขนาดความยาวในด้านต่าง ๆ ดังรูปที่ 2.7 ค่าสติฟเนสโดยรวมของฐานรากมีค่าดังสมการ (2-6)

$$K_i = K'_i e_i \quad (2-6)$$

โดย K'_i คือ ค่าสติฟเนสของฐานรากที่ตั้งอยู่บนพื้นผิว

e_i คือ ตัวประกอบความลึกของฐานราก

ตารางที่ 2.1 สมการของ Gazetas สำหรับการหาค่าสติฟเนสของฐานรากตื้น

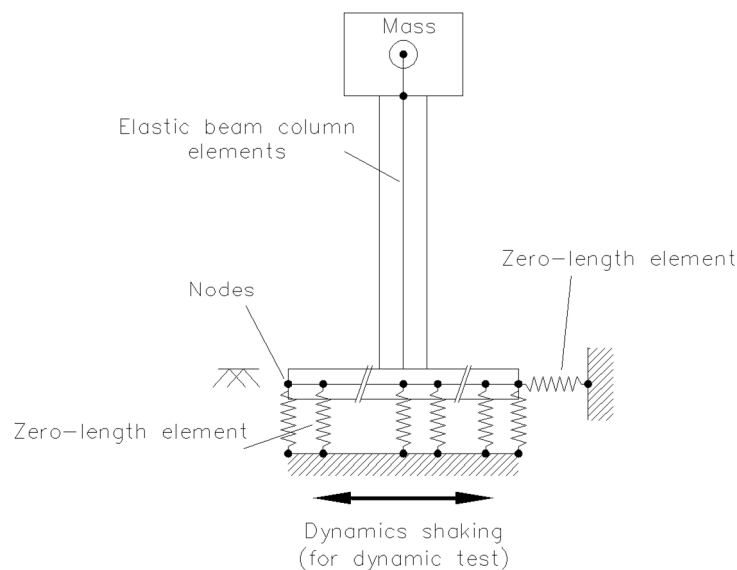
Stiffness Parameter	Equation
	Surface Stiffness
Vertical Translation	$K'_z = \frac{GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Horizontal Translation (toward long side)	$K'_y = \frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Horizontal Translation (toward short side)	$K'_x = \frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] + \frac{GL}{0.75-\nu} \left[0.1 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \right]$
	Stiffness Embedment Factors
Embedment Factor, Vertical Translation	$e_z = \left[1 + 0.095 \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{2L + 2B}{LB} d \right)^{0.67} \right]$
Embedment Factor, Horizontal Translation (toward long side)	$e_y = \left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L+B)d}{BL^2} \right]^{0.4} \right\}$
Embedment Factor, Horizontal Translation (toward short side)	$e_x = \left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{L} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L+B)d}{LB^2} \right]^{0.4} \right\}$

(อ้างอิงจาก : Harden, 2005)

จากตารางที่ 2.1 สมการหลักที่ใช้ในการหาค่าสติฟเนสของดินในงานวิจัยนี้คือ สมการ Vertical translation และ Horizontal translation เนื่องจากฐานรากตื้นที่ใช้เป็นแบบ จัตุรัส สมการของ Horizontal translation จึงคิดแค่ด้านเดียว จากนั้นนำค่าที่ได้ไปคูณกับสมการ Stiffness embedment factors ในทิศทางนั้น ๆ ก็จะได้ค่าสติฟเนสของดิน

2.2.3 การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

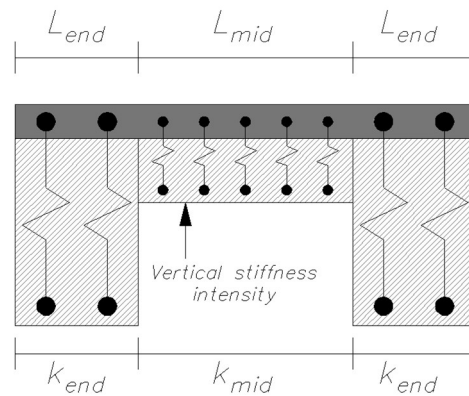
งานวิจัยนี้ประยุกต์ใช้หลักการของ Raychowdhury และ Hutchinson (2008) ในการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากดินและคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก ทำได้โดยการแบ่งองค์ประกอบของฐานรากดินเป็นชั้นส่วนย่อย ๆ ด้วยจุดต่อ เพื่อใช้ในการใส่สปริงตามสมมติฐานของ Winkler ซึ่งในแบบจำลองนี้จะมีทั้งสปริงในแนวตั้ง (Vertical spring) และสปริงในแนวนอน (Horizontal spring) สปริงในแนวตั้งนั้นใช้สำหรับแทนพฤติกรรมของดินชั้นรองรับในส่วนของสปริงในแนวนอน ใช้แทนพฤติกรรมการรับแรงทางด้านข้างของฐานรากดิน กำหนดให้สปริงทั้งสองแบบนี้เป็นองค์ประกอบที่ไม่มีมีความยาว (Zero-length element) และระยะห่างระหว่างสปริงในแนวตั้งแต่ละตัวเท่ากับ 2 เปอร์เซ็นต์ของความยาวทั้งหมดของฐานราก ซึ่งสามารถเขียนเป็นแบบจำลองอุดมคติได้ดังแสดงในรูปที่ 2.8



(อ้างอิงจาก : Raychowdhury และ Hutchinson, 2009)

รูปที่ 2.8 แบบจำลองอุดมคติของระบบโครงสร้างกับฐานรากดิน

ค่าสติเฟเนสของสปริงในแนวตั้งขึ้นอยู่กับขอบเขตของฐานรากดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.9 โดยค่าสติเฟเนสที่ขอบเขตส่วนปลาย (End region) มีค่าเป็น 5 เท่าของค่าสติเฟเนสที่ขอบเขตส่วนกลาง (Mid region) เนื่องจากการโยกตัวของฐานรากดินส่งผลให้ดินชั้นรองรับมีความแข็งมากขึ้น กำหนดให้ระยะของขอบเขตส่วนปลาย วัดจากขอบของฐานรากดินเข้ามาเท่ากับ 16 เปอร์เซ็นต์ของความยาวฐานราก และกำหนดให้มีความสมมาตรของระยะเท่ากันทั้งสองฝั่ง



(อ้างอิงจาก : OpenSees, 2008)

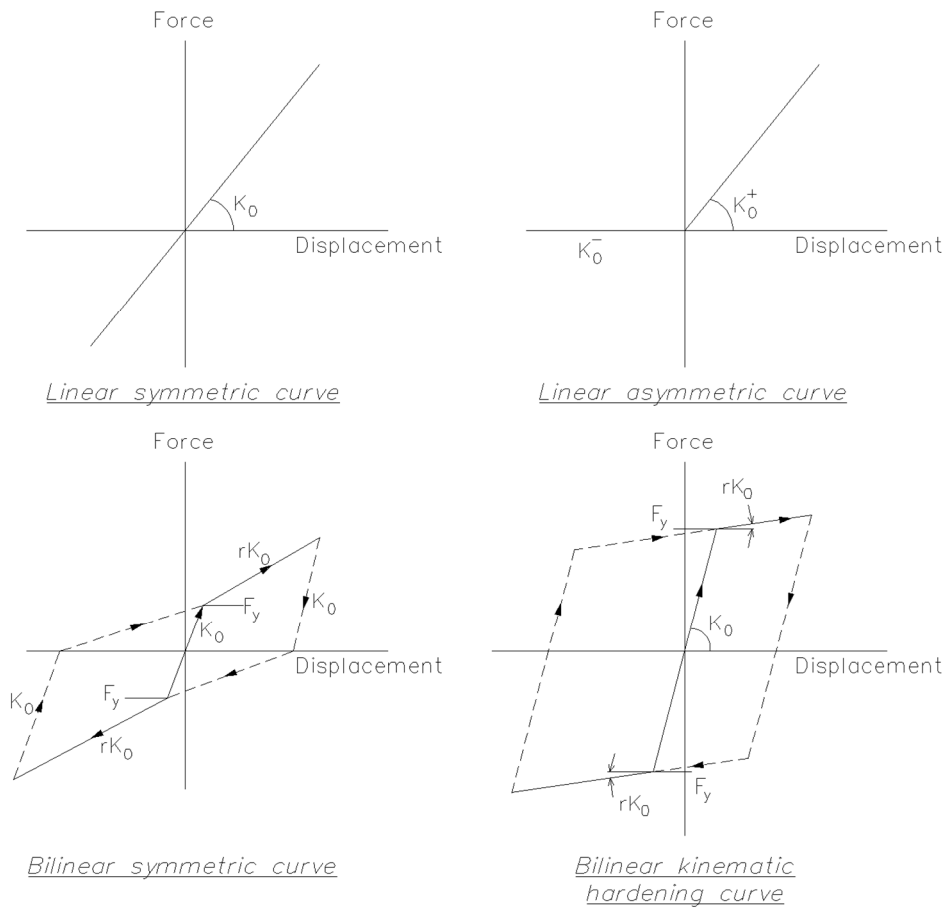
รูปที่ 2.9 แบบจำลองแบบ Winkler ที่มีการแปรผันความเข้มของค่าสตีฟเนส

2.2.4 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของดิน

รูปที่ 2.10 แสดงถึงแบบจำลองพฤติกรรมของดินในกรณีของฐานรากตื้นที่มีการโยกตัวที่ใช้ในงานวิจัยนี้ โดยมีทั้งหมด 4 แบบ คือ เส้นโค้งสมมาตรแบบเชิงเส้น (Linear symmetric curve) เส้นโค้งไม่สมมาตรแบบเชิงเส้น (Linear asymmetric curve) เส้นโค้งสมมาตรแบบสองเชิงเส้น (Bilinear symmetric curve) และเส้นโค้งแข็งตัวจลนศาสตร์แบบสองเชิงเส้น (Bilinear kinematic hardening curve) โดยขึ้นส่วนสปริงที่ใช้ในโปรแกรม SeismoStruct เรียกว่า Link element

สำหรับโครงสร้างต่อม่อสะพานในงานวิจัยนี้ ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ ใช้สปริงทั้งหมด 3 แบบ ได้แก่ เส้นโค้งสมมาตรแบบเชิงเส้น เส้นโค้งไม่สมมาตรแบบเชิงเส้น และเส้นโค้งสมมาตรแบบสองเชิงเส้น สำหรับกรณีเปรียบเทียบพฤติกรรมของฐานรากตื้นเมื่อมีการเพิ่มอัตราส่วนความปลอดภัยของฐานราก และกรณีวิเคราะห์โครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้น จะใช้สปริงทั้งหมด 2 แบบ ได้แก่ เส้นโค้งไม่สมมาตรแบบเชิงเส้น และเส้นโค้งแข็งตัวจลนศาสตร์แบบสองเชิงเส้น

โดยเส้นโค้งเชิงเส้นไม่สมมาตรนั้นสามารถใช้สำหรับสปริงในแนวตั้ง เพื่อแทนพฤติกรรมของดินชั้นรองรับที่สามารถต้านทานแรงอัด แต่ไม่สามารถต้านทานแรงดึงได้ ส่วนกรณีของเส้นโค้งที่เป็นแบบสมมาตรทั้ง 3 แบบ สามารถใช้ได้ทั้งในส่วนของสปริงในแนวตั้งและแนวราบ โดยสปริงในแนวราบนั้นใช้จำลองพฤติกรรมการรับแรงทางด้านข้างของฐานรากตื้น



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ของแรงกับการเคลื่อนตัวของสปริงแต่ละแบบ

ค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ของดินที่ใช้ในกรณีของโครงสร้างต่อม่อสะพานอ้างอิงจากงานวิจัยของ Limkatanyu (2012) และ Loli (2014) ส่วนกรณีของโครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้นใช้ค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ของดินจาก Bowles (1996) ที่ได้รวบรวมไว้สำหรับการออกแบบทางวิศวกรรม โดยแบ่งออกเป็น 3 ประเภท คือ ดินทราย ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติของดินประเภทต่าง ๆ

Soils	Mass density ρ (Mg / m^3)	Friction angle ϕ	Apparent cohesion c_u (kPa)	Modulus of elasticity E_s (kPa)
Sand	1.85	31	0	10,000
Soft clay	1.75	20	20	5,000
Hard clay	2.07	20	62.5	75,000

(อ้างอิงจาก : Bowles, 1996)

2.3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการพิจารณาโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว

สำหรับอาคารที่ออกแบบให้ต้านทานแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวในงานวิจัยนี้ ใช้หลักของกฎกระทรวง (กฎกระทรวงฉบับ พ.ศ. 2550) และ มยผ. 1302 (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2552) จากนั้นนำไปประเมินความเสียหายของโครงสร้างโดยวิธี Pushover analysis ซึ่งการวิเคราะห์โดยวิธีนี้ สิ่งสำคัญคือ ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง เนื่องจากหลักการของวิธีนี้คือการผลักโครงสร้างไปในทิศทางเดียวจนถึงค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย ดังนั้นค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างจึงควรที่จะต้องมีความถูกต้องเหมาะสมกับโครงสร้างและแรงแผ่นดินไหวที่โครงสร้างดังกล่าวจะต้องรับ การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่เหมาะสมของโครงสร้างนั้นขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น พฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้าง น้ำหนักของโครงสร้าง ชั้นดินที่โครงสร้างตั้งอยู่ เป็นต้น และต้องมีการปรับแก้ค่าต่าง ๆ ให้มีความเหมาะสมกับแรงแผ่นดินไหวที่โครงสร้างจะต้องรับ

2.3.1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

เมื่อเกิดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว โครงสร้างจะมีการตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนแตกต่างกันไป โดยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลักคือ คาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง และปัจจัยประกอบอื่น ๆ ผลตอบสนองของโครงสร้างแสดงในรูปของ “ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม” ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.2 ซึ่งค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum considered earthquake) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_0) และ คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ของพื้นที่ในจังหวัดและอำเภอต่าง ๆ ทั่วประเทศไทยได้ถูกเสนอโดยกรมโยธาธิการและผังเมือง มยผ. 1302 สำหรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และคาบการสั่น 1 วินาที ของจังหวัดสงขลาได้แสดงดังตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และ
คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา จังหวัดสงขลา

ความเร่งตอบสนอง					
อำเภอ	S_s	S_1	อำเภอ	S_s	S_1
กระแสดินทร์	0.069	0.074	นาทวี	0.072	0.076
กิ่งอำเภอคลองหอย	0.077	0.083	เมืองสงขลา	0.069	0.073
กิ่งอำเภอนาหม่อม	0.072	0.076	ระโนด	0.068	0.072
กิ่งอำเภอบางกล่ำ	0.074	0.079	รัตภูมิ	0.077	0.083
กิ่งอำเภอสิงหนคร	0.070	0.074	สทิงพระ	0.069	0.073
ควนเนียง	0.073	0.079	สะเดา	0.079	0.084
จะนะ	0.069	0.073	สะบ้าย้อย	0.069	0.071
เทพา	0.066	0.068	หาดใหญ่	0.074	0.079

(อ้างอิงจาก : มยพ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2552)

2.3.2 ประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง

การจำแนกประเภทของดิน จะพิจารณาจากคุณสมบัติของชั้นดิน ตั้งแต่ผิวดินลงไปจนถึงความลึก 30 เมตร ประเภทของชั้นดินสามารถแบ่งออกได้เป็น 6 ประเภท คือ A (หินแข็ง) B (หิน) C (ดินแข็ง) D (ดินปกติ) E (ดินอ่อน) หรือ F (ดินที่มีลักษณะพิเศษ) โดยเกณฑ์การจัดแบ่งประเภทของชั้นดินแสดงไว้ในตารางที่ 2.4

ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลดิน และไม่สามารถทำการสำรวจดินได้ ให้สมมติว่าประเภทของชั้นดินเป็นแบบประเภท D เว้นแต่กรณีที่มีผู้เชี่ยวชาญหรือหน่วยงานรัฐที่เกี่ยวข้อง กำหนดว่าชั้นดิน ณ ตำแหน่งนั้นเป็นประเภท E หรือ F นอกจากนี้ ในกรณีที่มีชั้นดินที่หนามากกว่า 3 เมตร อยู่ระหว่างฐานรากกับชั้นหิน จะต้องไม่กำหนดให้ชั้นดินเป็นประเภท A หรือ B

ตารางที่ 2.4 การจำแนกประเภทของชั้นดิน

ประเภทชั้นดิน	\bar{v}_s	\bar{N} หรือ \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A	$> 1500 \text{ m/s}$	-	-
B	$750 - 1500 \text{ m/s}$	-	-
C	$360 - 750 \text{ m/s}$	> 50	$> 100 \text{ kPa}$
D	$180 - 360 \text{ m/s}$	$15 - 50$	$50 - 100 \text{ kPa}$
E	$< 180 \text{ m/s}$	< 15	$< 50 \text{ kPa}$
	มีชั้นดินที่มีความหนามากกว่า 3 เมตร ที่มีคุณสมบัติดังนี้ Plasticity Index (PI) > 20 Moisture Content (w) $> 40\%$ $\bar{s}_u < 25 \text{ kPa}$		
F	เกณฑ์ตามที่กำหนดไว้ในหัวข้อ 2.3.2.1		

(อ้างอิงจาก : มยผ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2552)

โดยที่ ค่า \bar{v}_s คือค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่า \bar{N} คือค่าการทดสอบฝังจุมมาตรฐานเฉลี่ยในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่า \bar{N}_{ch} คือค่าการทดสอบฝังจุมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทรายในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่า \bar{s}_u คือค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ยสำหรับดินเหนียวในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

หากเกณฑ์ของ \bar{N}_{ch} และ \bar{s}_u แตกต่างกัน ให้เลือกประเภทชั้นดินที่อ่อนกว่า

2.3.2.1 ชั้นดินประเภท F

ชั้นดินที่มีลักษณะต่อไปนี้ให้จัดเป็นชั้นดินประเภท F และต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดินต่อการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

1. ชั้นดินมีโอกาสเกิดการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหว เช่น ดินที่สามารถเกิดการเหลวตัว (Liquefaction) หรือ ดินเหนียวที่อ่อนมาก เป็นต้น
2. ชั้นดินเหนียวที่มีวัดอุณหิรียอยู่มาก และมีความหนามากกว่า 3 เมตร
3. ชั้นดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง (มีความหนามากกว่า 7.6 เมตร และมีค่า PI มากกว่า 75)

4. ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางที่หนามาก (มีความหนามากกว่า 37 เมตร และมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ \bar{s}_u น้อยกว่า 50 kPa)

สภาพของชั้นดิน ณ บริเวณที่ตั้งของโครงสร้าง สามารถเปลี่ยนแปลงระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้ ดังนั้นการนำค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในตารางที่ 2.3 มาใช้ในการออกแบบนั้น จำเป็นที่จะต้องปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับสภาพดิน ณ บริเวณที่ตั้งของโครงสร้างนั้น ๆ

2.3.3 การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ณ บริเวณที่ตั้งของโครงสร้าง สามารถปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับประเภทของชั้นดินดังสมการต่อไปนี้

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (2-7)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2-8)$$

โดยที่ S_{MS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง หน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

S_{M1} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1.0 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง หน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

F_a คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง สำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที

F_v คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง สำหรับคาบการสั่น 1 วินาที

ค่าสัมประสิทธิ์ F_a และ F_v แสดงไว้ในตารางที่ 2.5 และ 2.6 ตามลำดับ

ตารางที่ 2.5 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง F_a

ประเภทของ ชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ที่คาบ 0.2 วินาที (g)				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

(อ้างอิงจาก : มยผ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2552)

ตารางที่ 2.6 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง F_v

ประเภทของ ชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ที่คาบ 1.0 วินาที (g)				
	$S_s \leq 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

(อ้างอิงจาก : มยผ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2552)

2.3.4 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) สามารถคำนวณได้จากสมการ

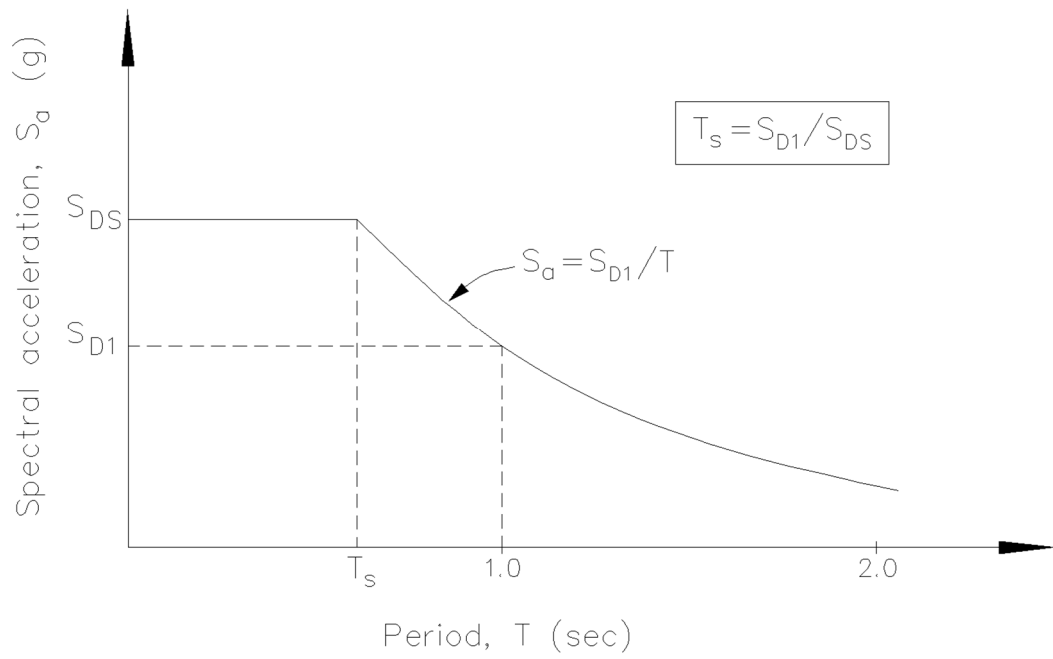
$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2-9)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2-10)$$

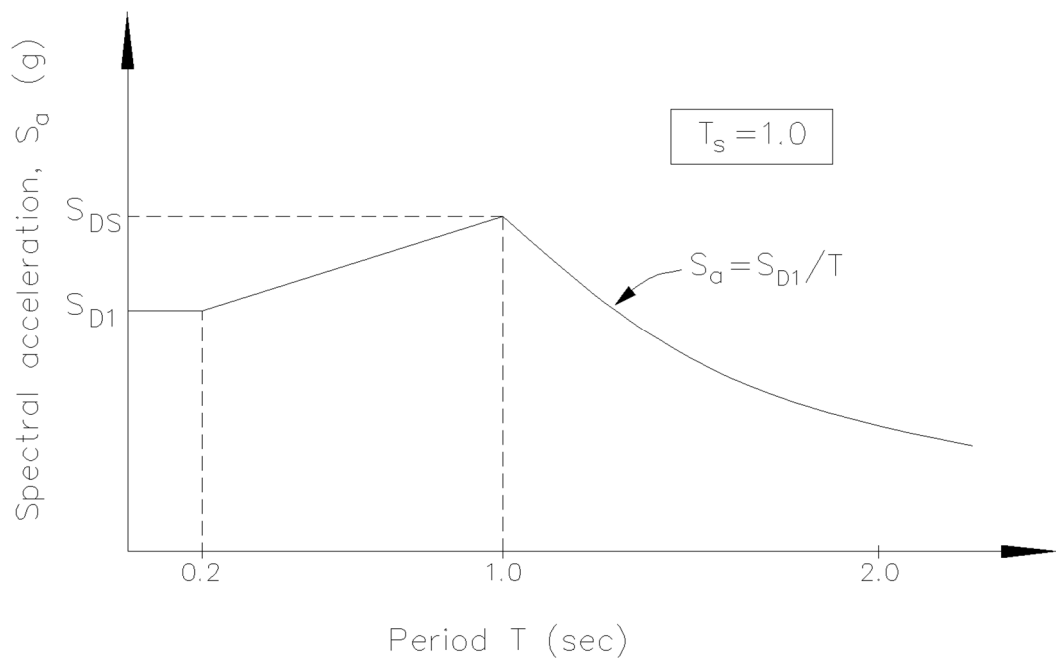
2.3.5 สเปกตรัมผลตอบสนองของโครงสร้าง

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ S_a (ในหน่วยความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก, g) ขึ้นกับวิธีการออกแบบว่าใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าหรือวิธีเชิงพลศาสตร์ และขึ้นกับตำแหน่ง ณ ที่ตั้งของโครงสร้าง

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ สำหรับวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ให้ใช้ตามรูปที่ 2.11 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$ และให้ใช้ตามรูปที่ 2.12 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{DS} > S_{D1}$ โดยที่ S_{DS} และ S_{D1} คือค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบตามหัวข้อที่ 2.3.5



รูปที่ 2.11 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$



รูปที่ 2.12 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่มีค่า $S_{DS} > S_{D1}$

2.3.6 แรงเฉือนที่กระทำที่ฐานของโครงสร้าง

สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ สามารถคำนวณหาแรงแผ่นดินไหวได้โดยใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดยกฎกระทรวงฉบับ พ.ศ. 2550 ได้กำหนดให้คำนวณค่าของแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดินตามสมการ

$$V = ZIKCSW \quad (2-11)$$

โดยที่ V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

Z คือ สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว ตามที่กำหนดในตารางที่ 2.7

I คือ ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร ตามที่กำหนดในตารางที่ 2.8

K คือ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ ตามที่กำหนดในตารางที่ 2.9

C คือ สัมประสิทธิ์ หาค่าได้จากสมการ

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \quad (2-12)$$

ถ้าคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ได้มากกว่า 0.12 ให้ใช้เท่ากับ 0.12 และถ้าผลคูณระหว่างค่า C กับค่า S มากกว่า 0.14 ให้ใช้เท่ากับ 0.14 เว้นแต่กรณีดินอ่อนมาก ถ้าผลคูณดังกล่าวมากกว่า 0.26 ให้ใช้เท่ากับ 0.26

S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคาร ตามที่กำหนดในตารางที่ 2.10

W คือ น้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมทั้งน้ำหนักของวัสดุอุปกรณ์ซึ่งยึดตรึงกับที่โดยไม่รวมน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารทั่วไป หรือน้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมกับร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับโกดังหรือคลังสินค้า

ตารางที่ 2.7 ค่าสัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหว (Z)

บริเวณ	ค่าของ Z
บริเวณที่ 1 (กรุงเทพฯ นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ สมุทรสาคร)	≥ 0.19
บริเวณที่ 2 (กาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยา แพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง ลำพูน)	≥ 0.38

(อ้างอิงจาก : กฎกระทรวงฉบับ พ.ศ. 2550)

ตารางที่ 2.8 ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (I)

ชนิดของอาคาร	ค่าของ I
อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน	1.50
อาคารที่เป็นที่ชุมนุมคนครั้งหนึ่ง ๆ ได้มากกว่าสามร้อยคน	1.25
อาคารอื่น ๆ	1.00

(อ้างอิงจาก : กฎกระทรวงฉบับ พ.ศ. 2550)

ตารางที่ 2.9 ค่าสัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวนอน (K)

ระบบและชนิดโครงสร้างรับแรงในแนวนอน	ค่าของ K
โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้กำแพงรับแรงเฉือน (Shear wall) หรือโครงแกงแนง (Brace frame) ด้านแรงทั้งหมดในแนวนอน	1.33
โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียว (Ductile moment-resisting frame) ด้านแรงทั้งหมดในแนวนอน	0.67
โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนงด้านแรงในแนวนอน โดยมีข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบ ดังนี้ <ol style="list-style-type: none"> 1. โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวนอนได้ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงในแนวนอนทั้งหมด 2. กำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนงเมื่อแยกเป็นอิสระจากโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวนอนได้ทั้งหมด 3. โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนงต้องสามารถต้านแรงในแนวนอนได้ทั้งหมด ให้เป็นไปตามสัดส่วนความคงตัว (Rigidity) โดยคำนึงถึงการถ่ายเทของแรงระหว่างโครงสร้างทั้งสอง 	0.80
หอลังน้ำ รองรับด้วยเสาไม่น้อยกว่า 4 ต้น และมีแกงแนงยึดและไม่ได้ตั้งอยู่บนอาคาร ถ้าผลคูณระหว่างค่า K และ C ให้ใช้ค่าต่ำสุดเท่ากับ 0.12 และค่าสูงสุดเท่ากับ 0.25	2.5
โครงต้านทานแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดและโครงอาคารระบบอื่น ๆ	1.0

(อ้างอิงจาก : กฎกระทรวงฉบับ พ.ศ. 2550)

ตารางที่ 2.10 สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดิน (S)

ลักษณะของชั้นดิน	ค่าของ S
หิน	1.0
ดินแข็ง	1.2
ดินอ่อน	1.5
ดินอ่อนมาก	2.5

(อ้างอิงจาก : กฎกระทรวงฉบับ พ.ศ. 2550)

เมื่อคำนวณแรงเฉือนทั้งหมดที่กระทำที่ฐานของโครงสร้างแล้ว ให้กระจายแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดินออกเป็นแรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่าง ๆ โดยแรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคาร ให้คำนวณตามสมการ

$$F_i = 0.07TV \quad (2-13)$$

โดยค่าของ F_i ที่ได้จากสมการ (2-13) นี้ไม่ให้ใช้เกิน $0.25V$ และถ้าหาก T มีค่าเท่ากับหรือต่ำกว่า 0.7 วินาที ให้ใช้ค่าของ F_i เท่ากับ 0

สำหรับแรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่าง ๆ ของอาคาร รวมทั้งชั้นบนสุดของอาคารให้คำนวณตามสมการ

$$F_x = \frac{(V - F_i)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2-14)$$

โดยที่ F_i คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคาร

F_x คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นที่ x ของอาคาร

T คือ คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร มีหน่วยเป็นวินาที หาค่าได้ตามสมการที่ (2-15)

และ (2-16)

V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

w_x, w_i คือ น้ำหนักของพื้นอาคารชั้นที่ x และ i ตามลำดับ

h_x, h_i คือ ความสูงจากระดับพื้นดินถึงพื้นชั้นที่ x และ i ตามลำดับ

$i = 1$ สำหรับพื้นชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

$x = 1$ สำหรับพื้นชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

$\sum_{i=1}^n w_i h_i$ คือ ผลรวมของผลคูณระหว่างน้ำหนักกับความสูงจากพื้นชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ n

สำหรับคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง หากไม่สามารถคำนวณหาได้ถูกต้องโดยวิธีอื่น ให้คำนวณตามสมการ (2-15) สำหรับอาคารทั่วไปทุกชนิด และสมการ (2-16) สำหรับอาคารที่มีโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียว

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad (2-15)$$

$$T = 0.10N \quad (2-16)$$

โดยที่ h_n คือ ความสูงของพื้นอาคารชั้นสูงสุดวัดจากระดับพื้นดิน

D คือ ความกว้างของโครงสร้างของอาคารในทิศทางขนานกับแรงแผ่นดินไหว

N คือ จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

2.3.7 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

มาตรฐานของ FEMA 440 ได้ปรับปรุงการคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target displacement) จากมาตรฐาน FEMA 356 ดังสมการ

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2-17)$$

โดยที่ S_a คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่นของโครงสร้าง

T_e คือ คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผลของอาคารในทิศทางที่พิจารณา

g คือ ค่าความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

C_0 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่เชื่อมโยงระหว่างการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (Spectral displacement) กับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (จุดควบคุม) ดังแสดงในตารางที่ 2.11

C_1 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดของระบบพลาสติกกับการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบอีลาสติกเชิงเส้น โดยคำนวณตามสมการ (2-18) ให้ใช้ค่า C_1 ที่คำนวณจากคาบการสั่น 0.2 วินาที สำหรับคาบการสั่นพื้นฐานที่น้อยกว่า 0.2 วินาที และใช้ค่า C_1 เท่ากับ 1 สำหรับคาบการสั่นพื้นฐานที่มากกว่า 1 วินาที

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \quad (2-18)$$

a คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง มีค่าเท่ากับ 130 สำหรับชั้นดินประเภท A และ B มีค่า 90 สำหรับชั้นดินประเภท C และมีค่า 60 สำหรับชั้นดินประเภท D E และ F

R คือ อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานแบบอีลาสติกต่อกำลังต้านทานที่จุดครากของโครงสร้าง ซึ่งคำนวณจากสมการ

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (2-19)$$

V_y คือ กำลังรับแรงเฉือนรวมที่ฐานที่จุดครากประสิทธิผล

W คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร

C_m คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้มวลดังตารางที่ 2.12

C_2 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติเฟเนสเมื่อขึ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง การเสื่อมถอยของสติเฟเนสแบบวิฎจักร และการเสื่อมถอยด้านกำลังต่อการเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคาร ให้ใช้ค่า C_2 เท่ากับ 1 สำหรับคาบการสั่นพื้นฐานที่มากกว่า 0.7 วินาที ส่วนเมื่อคาบการสั่นพื้นฐานน้อยกว่า 0.7 วินาที ให้คำนวณตามสมการ

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (2-20)$$

C_3 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ผลเนื่องจาก $P - \Delta$ Effect โดยมีค่าเท่ากับ 1 สำหรับโครงสร้างที่มีค่าความแข็งหลังการครากทางบว ส่วนกรณีโครงสร้างที่มีค่าความแข็งหลังการครากทางลบ ให้คำนวณจากสมการ

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2-21)$$

α คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของสติเฟเนสต้านข้างประสิทธิผล

ตารางที่ 2.11 ค่าสัมประสิทธิ์ C_0

Number of stories	Shear building (1)		Other building
	Triangular load pattern	Uniform load pattern	Any load pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 code)

1. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height

ตารางที่ 2.12 ค่าสัมประสิทธิ์ C_m

Number of stories	Concrete moment frame	Concrete shear wall	Steel moment frame	Steel concentric braced frame	Steel eccentric braced frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 code)

2.4 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการประเมินโครงสร้าง

ระดับความเสียหายของโครงสร้างนั้น สามารถอธิบายได้จากลักษณะของโครงสร้างที่เกิดการเสียหายและความปลอดภัยของผู้ที่อยู่อาศัยในระหว่างที่โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวและหลังจากรับแรงแผ่นดินไหว โดยทั่วไปแล้ว ขอบเขตของความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างจะใช้ในการประเมินโครงสร้างเมื่อรับแรงกระทำ ระดับความเสียหายของโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวที่ยอมรับได้ขั้นต่ำคือโครงสร้างนั้นจะต้องไม่เกิดการพังทลายเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ มาตรฐานของ FEMA 356 ได้แบ่งระดับความเสียหายของโครงสร้างดังตารางที่ 2.13 แต่โดยทั่วไประดับความเสียหายของโครงสร้างที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างมีเพียง 4 ระดับ ได้แก่ Operational, Immediate occupancy, Life safety, Collapse prevention ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

2.4.1 Operational level

ความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้ โครงสร้างจะได้รับความเสียหายน้อยมาก หรือไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นเลย ทั้งในส่วนที่เป็นโครงสร้าง (Structural member) และส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Nonstructural member) จากตารางที่ 2.13 พบว่า ความเสียหายที่เกิดขึ้นของส่วนโครงสร้างอยู่ในระดับ Immediate occupancy และความเสียหายของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างอยู่ในระดับ Operational ความเสียหายในระดับนี้มีความอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สินน้อยมาก ภายใต

แรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงน้อยมาก ๆ โครงสร้างส่วนใหญ่จะเกิดความเสียหายในระดับนี้หรือสูงกว่าก็เป็นได้ อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบโครงสร้างให้รับแรงแผ่นดินไหวจะไม่นิยมออกแบบให้โครงสร้างมีความเสียหายในระดับนี้

2.4.2 Immediate occupancy level (IO)

ความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้มีความเสียหายเล็กน้อยหรืออาจจะไม่เกิดความเสียหายเลยในส่วนของโครงสร้าง สำหรับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างจะมีความเสียหายเล็กน้อย อาคารยังคงมีความปลอดภัยและสามารถใช้งานได้ทันที โดยระบบโครงสร้างอาคารยังคงรักษาสภาพใกล้เคียงกับสภาพก่อนเกิดแผ่นดินไหว แต่อาจต้องทำความสะอาดและซ่อมแซมส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างเล็กน้อย ซึ่งโดยทั่วไปแล้วไม่จำเป็นต้องดำเนินการก่อนกลับเข้าใช้งานในอาคาร ทั้งนี้ความเสี่ยงโดยรวมต่อการบาดเจ็บที่อาจถึงขั้นสูญเสียชีวิตอันเนื่องมาจากความเสียหายของโครงสร้างคาดว่าจะอยู่ในระดับที่ต่ำมาก

2.4.3 Life safety level (LS)

ความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้มีความเสียหายระดับปานกลางถึงมาก ทั้งในส่วนที่เป็นโครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง แต่มีความปลอดภัยต่อชีวิต จำเป็นต้องมีการซ่อมแซมก่อนการเข้าใช้งานและอาจคาดว่าโครงสร้างจะไม่มีประสิทธิภาพเหมือนเดิมเมื่อกลับมาใช้งาน ทั้งนี้ความเสี่ยงโดยรวมต่อการบาดเจ็บที่อาจถึงขั้นสูญเสียชีวิตอันเนื่องมาจากความเสียหายของโครงสร้างคาดว่าจะอยู่ในระดับต่ำ การออกแบบโครงสร้างให้มีความเสียหายในระดับนี้จะต้องใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design earthquake)

2.4.4 Collapse prevention (CP)

ความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้มีความเสียหายต่อโครงสร้างมาก แต่โครงสร้างจะไม่เกิดการวิบัติ ความเสียหายระดับนี้มีความอันตรายต่อชีวิตเนื่องจากการพังทลายของชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น กำแพงหรือผนังอาคารที่เกิดการพังทลาย อย่างไรก็ตาม เนื่องจากตัวโครงสร้างเองไม่เกิดการวิบัติ ทำให้ป้องกันการสูญเสียชีวิตได้ โครงสร้างที่มีความเสียหายในระดับนี้ไม่เหมาะสมที่จะทำการซ่อมแซม การออกแบบโครงสร้างให้มีความเสียหายในระดับนี้จะต้องใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นกับโครงสร้างได้ (Maximum considered earthquake)

ตารางที่ 2.13 ระดับและช่วงของประสิทธิภาพอาคารเป้าหมาย

Nonstructural performance levels	Structural performance levels and ranges					
	S-1 Immediate occupancy	S-2 Damage control range	S-3 Life safety	S-4 Limited safety range	S-5 Collapse prevention	S-6 Not considered
N-A Operational	Operational 1-A	2-A	Not recommended	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-B Immediate occupancy	Immediate occupancy 1-B	2-B	3-B	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-C Life safety	1-C	2-C	Life safety 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Hazards reduced	Not recommended	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
Not considered	Not recommended	Not recommended	Not recommended	4-E	Collapse prevention 5-E	Not recommended

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 code)

2.4.5 เกณฑ์ที่ใช้ในการประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง

การประเมินความเสียหายของโครงสร้างในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Non-linear procedures) นั้น ตามมาตรฐานของ FEMA 356 ได้มีการกำหนดเกณฑ์เพื่อใช้ในการพิจารณา ระดับความเสียหายของโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยพิจารณาจากมุมบิดพลาสติก (Plastic rotation) ที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างตามระดับของความรุนแรงของแผ่นดินไหว โดยถ้า มุมบิดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของโครงสร้างมีค่ามากกว่าค่าที่กำหนดในมาตรฐานแสดงว่าโครงสร้างนั้นไม่ผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับความเสียหายนั้น นั่นคือโครงสร้างอาจมีความเสียหายมากกว่าที่กำหนด ในระดับความเสียหายนั้น ๆ เกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356 แสดงดังตารางที่ 2.14-2.16 ซึ่งเป็น เกณฑ์ที่ใช้พิจารณาในส่วนของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สำคัญคือ คาน เสา และจุดต่อระหว่างคานและเสา

ตารางที่ 2.14 เกณฑ์การประเมินระดับความเสียหาย
สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของคานคองกรีตเสริมเหล็ก

Conditions			Plastic rotation angle, radians (3)		
			Performance level		
			IO	LS	CP
i. Beams controlled by flexure (1)					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. (2)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.010	0.020	0.025
≤ 0.0	C	≥ 6	0.005	0.010	0.020
≥ 0.5	C	≤ 3	0.005	0.010	0.020
≥ 0.5	C	≥ 6	0.005	0.005	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.005	0.010	0.020
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.0015	0.005	0.010
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.005	0.010	0.010
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.0015	0.005	0.005
ii. Beams controlled by shear (1)					
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0015	0.0020	0.0030
Stirrup spacing $> d/2$			0.0015	0.0020	0.0030
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span (1)					
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0015	0.0020	0.0030
Stirrup spacing $> d/2$			0.0015	0.0020	0.0030
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint (1)					
			0.01	0.01	0.015

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 code)

1. When more than one of the conditions i, ii, iii and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

ตารางที่ 2.15 เกณฑ์การประเมินระดับความเสียหาย
สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

Conditions			Plastic rotation angle, radians		
			Performance level		
			IO	LS	CP
i. Columns controlled by flexure (1)					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. (2)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	C	≤ 3	0.005	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 6	0.005	0.012	0.016
≥ 0.4	C	≤ 3	0.003	0.012	0.015
≥ 0.4	C	≥ 6	0.003	0.01	0.012
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.005	0.005	0.006
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.004	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.002	0.002	0.003
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.002	0.002
ii. Columns controlled by shear (1,3)					
All cases			-	-	-
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the clear height (1,3)					
Hoop spacing $\leq d/2$			0.005	0.005	0.01
Hoop spacing $> d/2$			0.0	0.0	0.0
iv. Columns with axial loads exceeding $0.70P_o$ (1,3)					
Conforming hoops over the entire length			0.0	0.005	0.01
All other cases			0.0	0.0	0.0

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 code)

1. When more than one of the conditions i, ii, iii and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.

ตารางที่ 2.16 เกณฑ์การประเมินระดับความเสียหาย
สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของจุดต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

Conditions			Plastic rotation angle, radians		
			Performance level		
			IO	LS	CP
i. Interior joints (2,3)					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\left(\frac{V}{V_n}\right)^3$			
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2
ii. Other joints (2,3)					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. (1)	$\frac{V}{V_n}$			
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	-
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	-

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 code)

1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced \leq at $hc/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.

2. P is the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.

3. V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint.

บทที่ 3

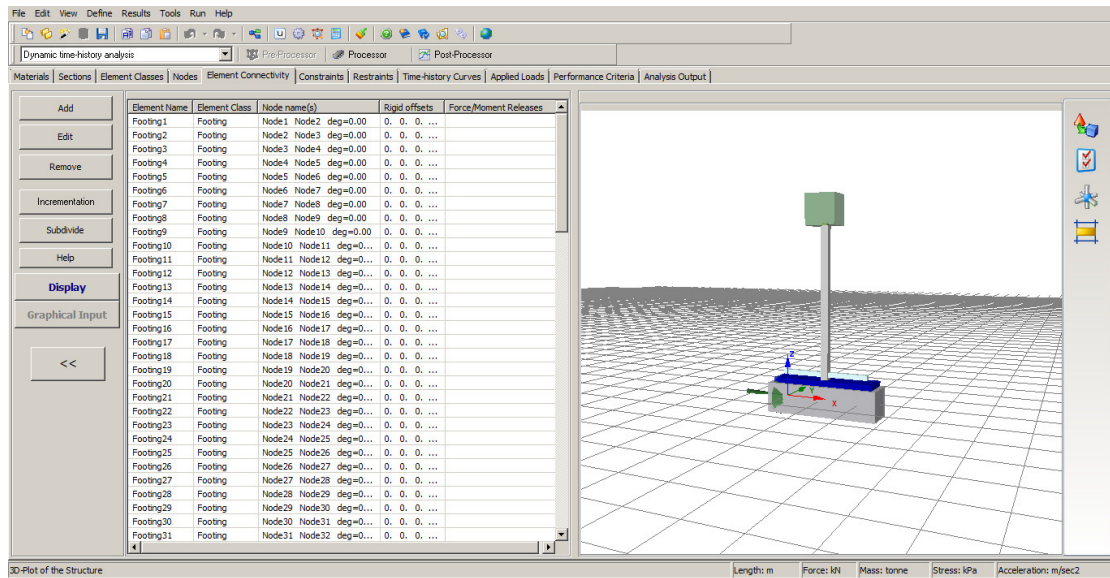
วิธีการดำเนินการวิจัย

3.1 ศึกษาทฤษฎี งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และมาตรฐานต่าง ๆ

ในช่วงเริ่มต้นการวิจัยได้ทำการทบทวนเอกสาร ศึกษางานวิจัยเกี่ยวกับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่มีการโยกตัวหรือยกตัวภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว ทั้งงานวิจัยที่ใช้แบบจำลองแบบย่อส่วนและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ศึกษาหลักการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของฐานรากตื้นและพฤติกรรมของดิน รวมไปถึงหลักการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว และทำการศึกษามาตรฐานที่ใช้ในการประเมินโครงสร้าง ดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2

3.2 ศึกษาการใช้โปรแกรม SeismoStruct

ศึกษาวิธีการใช้งานและการป้อนข้อมูลลงในโปรแกรม SeismoStruct เพื่อใช้ในการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างและฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว ศึกษาการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ (Dynamic time-history analysis) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Static pushover analysis) สำหรับใช้ในงานวิจัย ศึกษาการแสดงผลของการวิเคราะห์ในโปรแกรมเพื่อนำไปเปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้าง รวมไปถึงการประเมินความเสียหายตามมาตรฐานที่ได้กำหนดไว้ โดยโปรแกรมนี้สามารถป้อนข้อมูลของโครงสร้างได้ในรูปแบบสองมิติและสามมิติ ในงานวิจัยนี้ใช้รูปแบบโครงสร้างเป็นสองมิติ ลักษณะของแบบจำลองและส่วนต่อประสานผู้ใช้ (User interface) ของโปรแกรมแสดงดังรูปที่ 3.1



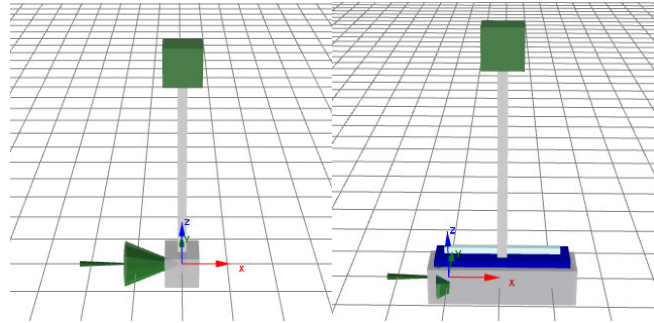
รูปที่ 3.1 ลักษณะภาพรวมโครงสร้างที่แสดงในโปรแกรม

3.3 สร้างแบบจำลองในโปรแกรม SeismoStruct

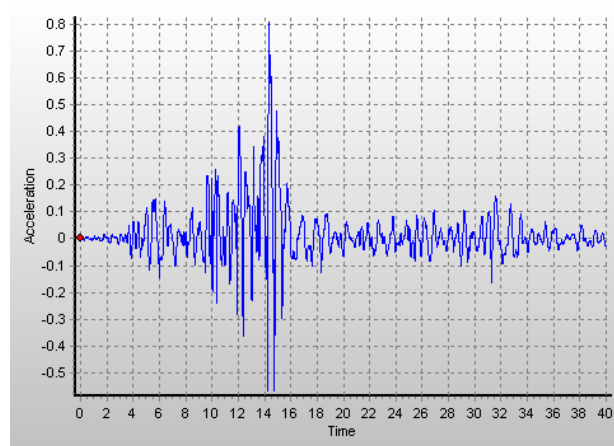
3.3.1 แบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพาน

ในส่วนแรกเป็นการสร้างแบบจำลองต่อม่อสะพานที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น โดยค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ของโครงสร้างและดินชั้นรองรับนั้นอ้างอิงมาจากการวิจัยของ Limkatanyu (2012) เพื่อทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ โดยความสูงของตอม่อเท่ากับ 3.40 m กำหนดให้มีมวลแบบ Lump mass อยู่ที่ด้านบนของเสา หน้าตัดของเสาเป็นหน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 0.60 m ตัวฐานรากตื้นเป็นแบบจัตุรัสมีความยาวเท่ากับ 1.68 m กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตเท่ากับ 278 kg/cm^2 ค่าสติฟเนสของดินชั้นรองรับมีค่าเท่ากับ 33.4 MPa/m และแรงแบกทานในแนวตั้งประลัยมีค่าเท่ากับ 1500 kPa

แบบจำลองต่อม่อสะพานนี้ใช้ประเภทชิ้นส่วนเป็นแบบโครงฮีลาสติกและไม่มีการคิดผลของน้ำหนักของเสา รูปที่ 3.2 แสดงถึงลักษณะของแบบจำลองต่อม่อสะพานที่สร้างขึ้นในโปรแกรม โดยรูปทางด้านซ้ายคือกรณีฐานรากแบบยึดแน่น ส่วนรูปทางด้านขวาคือกรณีฐานรากที่มีการโยกตัว ใช้ข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินของแผ่นดินไหว Taiwan 921 Chi-Chi ที่มีโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 3.3 ในงานวิจัยนี้ใช้ระดับความเร่งของแผ่นดินไหว 3 ระดับ คือ 0.1g 0.3g และ 0.5g



รูปที่ 3.2 ลักษณะของแบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานในโปรแกรม



รูปที่ 3.3 ข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินของแผ่นดินไหว Taiwan 921 Chi-Chi

สำหรับประเภทของสปริงที่ใช้สำหรับแบบจำลองนี้ ได้แก่ เส้นโค้งสมมาตรแบบเชิงเส้น เส้นโค้งไม่สมมาตรแบบเชิงเส้น และเส้นโค้งสมมาตรแบบสองเชิงเส้น มีการตั้งชื่อแบบจำลองตามกรณีของฐานรากและสปริงที่ใช้ รายละเอียดแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดของแบบจำลองต่อม่อสะพานในแต่ละกรณี

Model name	Base condition	Link element	
		Vertical	Horizontal
SF1	Fixed support	None	None
SF2	Rocking shallow foundation	Linear symmetric	Linear symmetric
SF3	Rocking shallow foundation	Linear asymmetric	Linear symmetric
SF4	Rocking shallow foundation	Bilinear symmetric	Bilinear symmetric

ถัดมาเป็นการสร้างแบบจำลองของตอม่อสะพานเพื่อทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมการครากระหว่างฐานรากติดกับเสา โดยมีการแปรผันค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของฐานรากติด การวิเคราะห์ด้วยวิธีการหลักทางด้านข้างในระยะที่เท่ากันสำหรับทุกกรณีคือ 3 เปอร์เซ็นต์ของความสูง โดยค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ของโครงสร้างและดินชั้นรองรับนั้นอ้างอิงจากงานวิจัยของ Loli (2014) โดยความสูงของเสามีค่าเท่ากับ 10.75 m ด้านบนมีการใส่ Lump mass ที่มีน้ำหนัก 300 tons หน้าตัดของเสาเป็นหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีความยาว 1.5 m กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 17.4 MPa ดินชั้นรองรับคือดินทรายที่มีความถ่วงจำเพาะ 2.63 มีความหนาแน่นแห้งสูงสุดเท่ากับ 17.58 kN/m^3 มุมเสียดทานเท่ากับ 32 องศา และมีค่าโมดูลัสของความเป็นอีลาสติกเท่ากับ 8000 kPa ค่าดังกล่าวนี้สามารถคำนวณหาค่าสติฟเนสของดินได้ตามหัวข้อ 2.2.2

แบบจำลองนี้กำหนดให้ชิ้นส่วนของเสาที่ใช้มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น แต่ในส่วนของฐานรากติดยังคงใช้ชิ้นส่วนแบบโครงสร้างอีลาสติก โดยค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้แสดงดังตารางที่ 3.2 และ 3.3 ตามลำดับ

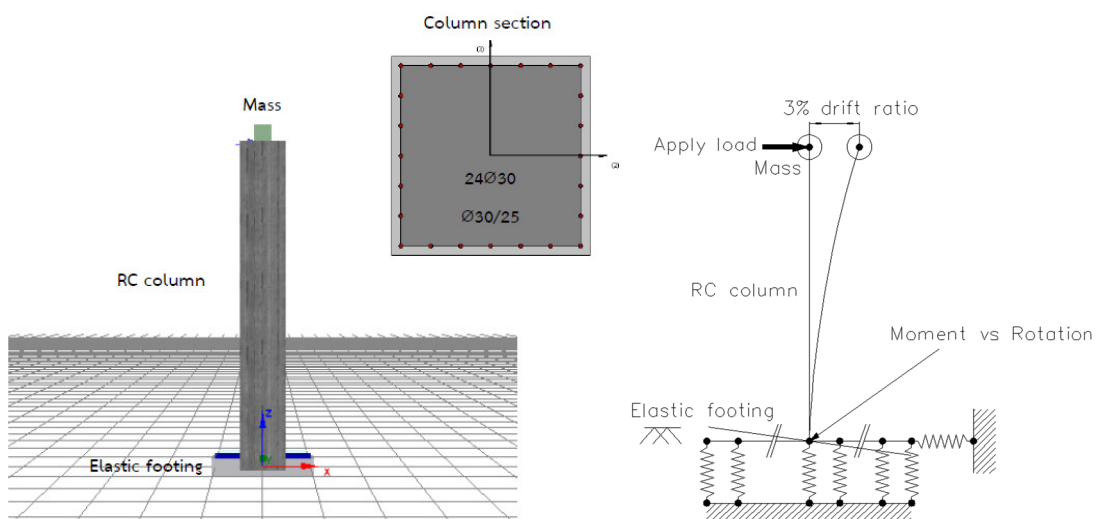
ตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองตอม่อสะพาน

Mander et al. nonlinear concrete model				
Concrete	Compressive strength (kPa)	Tensile strength (kPa)	Strain at peak stress (m / m)	Confinement factor (-)
Cover	17400	0	0.002	1
Column	21315	0	0.002	1.225

ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ของเหล็กที่ใช้ในแบบจำลองตอม่อสะพาน

Menegotto-Pinto steel model			
Modulus of elasticity (kPa)	2.00E+8	Yield strength (kPa)	460000
Strain hardening parameter	0.01	Transition curve initial shape parameter	20
Fracture/buckling strain	0.1		
Transition curve shape calibrating coeff.A1	18.5	Transition curve shape calibrating coeff.A3	0
Transition curve shape calibrating coeff.A2	0.15	Transition curve shape calibrating coeff.A4	1

ลักษณะของแบบจำลอง หน้าตัดของเสา รวมไปถึงแผนภาพการวิเคราะห์และตำแหน่งที่พิจารณาผลตอบสนองแสดงดังรูปที่ 3.4 สำหรับรายละเอียดของฐานรากต้นที่ได้ทำการออกแบบเพิ่มเติมในแต่ละอัตราส่วนความปลอดภัยแสดงดังตารางที่ 3.4 และประเภทของสปริงที่ใช้ในแบบจำลองนี้แสดงดังตารางที่ 3.5



รูปที่ 3.4 ลักษณะของแบบจำลองตอม่อสะพานและตำแหน่งที่พิจารณาผลตอบสนอง

ตารางที่ 3.4 รายละเอียดของฐานรากตื้นในแต่ละอัตราส่วนความปลอดภัย

Model name	Factor of safety (FS)	Footing sizes	
		Width (m)	Height (m)
FS2	2	2.8	0.50
FS4	4	3.6	0.60
FS6	6	4.4	0.65
FS8	8	4.8	0.70
FS10	10	5.4	0.75

ตารางที่ 3.5 ประเภทของสปริงที่ใช้ในแต่ละเงื่อนไข

Condition	Model name	Link element	
		Vertical	Horizontal
1	bl_kin	Bilinear kinematic	Bilinear kinematic
2	lin_asm	Linear asymmetric	Bilinear kinematic

3.3.2 แบบจำลองโครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้น

เนื่องจากเป็นที่น่าสนใจที่จะศึกษากรณีของโครงสร้างอาคารที่ตั้งบนฐานรากตื้น จึงได้ทำการออกแบบโครงสร้างสำหรับใช้ในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างอาคาร โดยแบบจำลองของอาคารที่ใช้เป็นลักษณะโครงข้อแข็ง (Rigid joint frame) ใน 2 มิติ แบบจำลองที่ใช้จะมีแคชชีนส่วนที่สำคัญคือ คาน เสา และฐานราก แบบจำลองของโครงสร้างเป็นอาคารสูง 3 ชั้น แบ่งออกเป็นสองประเภท คือ อาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว และอาคารที่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวตามหลักการออกแบบของกฎกระทรวงและกรมโยธาธิการและผังเมือง และทำการออกแบบฐานรากตื้นสำหรับโครงสร้างที่มีการโยกตัวของฐานรากซึ่งแบ่งดินเป็น 3 ประเภท คือ ดินทราย ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง

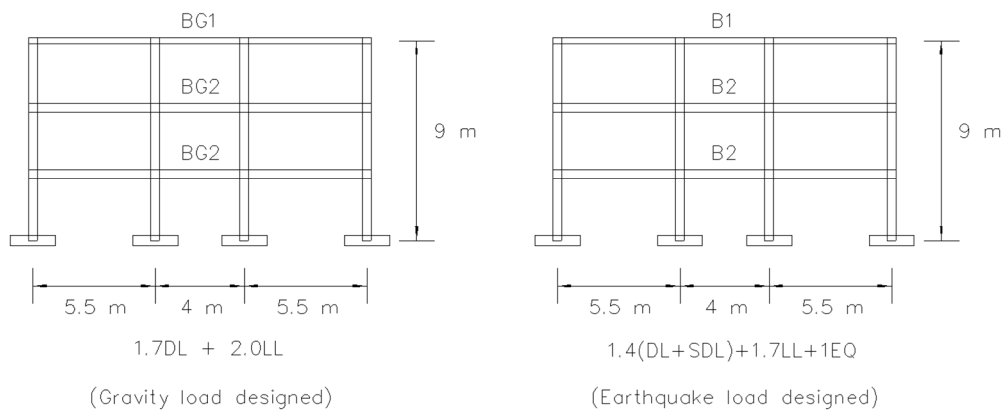
สำหรับรายละเอียดของกำลังวัสดุที่ใช้ในการออกแบบอาคารทั้งสองประเภทแสดงดังตารางที่ 3.6 รายละเอียดของอาคารแสดงดังรูปที่ 3.5-3.6 รายละเอียดของหน้าต่างและเหล็กเสริมต่าง ๆ ของคานที่ใช้แสดงดังรูปที่ 3.7-3.10 รายละเอียดของเสาที่ใช้แสดงดังรูปที่ 3.11 และขนาดของ

ฐานรากและระยะลึกแสดงดังรูปที่ 3.12 โดยกำหนดให้อัตราส่วนความปลอดภัยของฐานรากมีค่าเท่ากับ 3 ในทุกกรณี

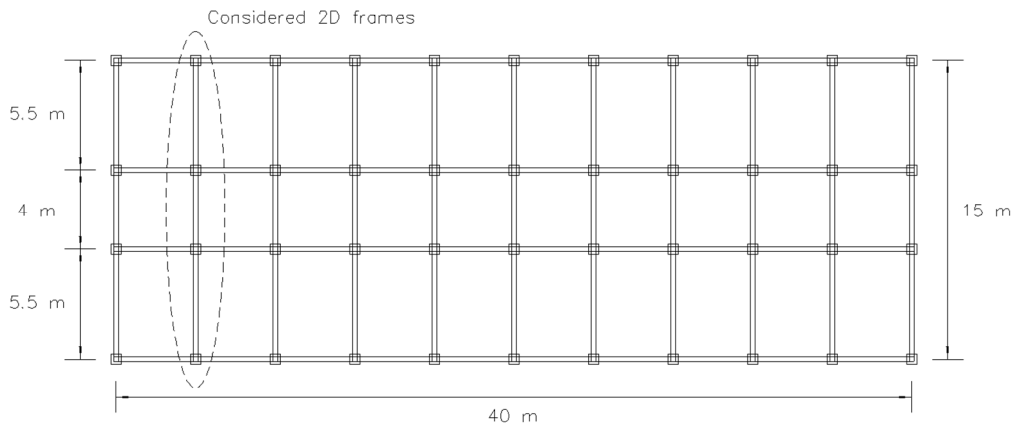
ตารางที่ 3.6 กำลังของวัสดุที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้าง

อาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว		อาคารออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว	
วัสดุ	ค่ากำลังที่ใช้	วัสดุ	ค่ากำลังที่ใช้
คอนกรีต	200 ksc	คอนกรีต	240 ksc
เหล็กเสริม	3000 ksc	เหล็กเสริม	3000 ksc

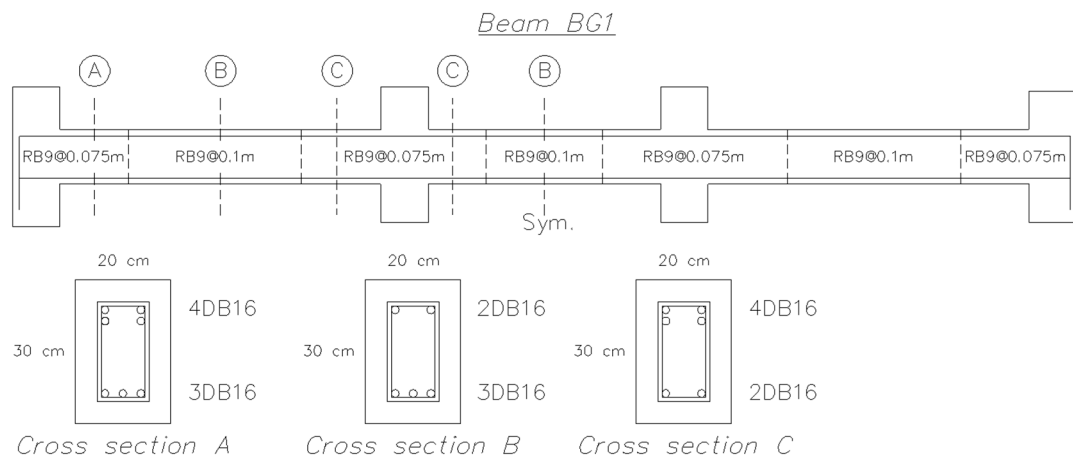
Detail of beams on 3 stories structures



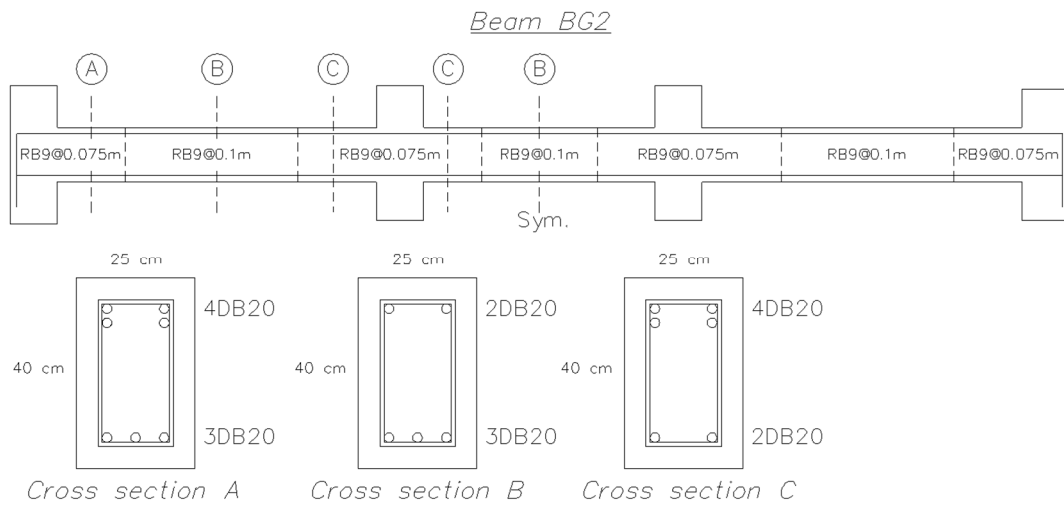
รูปที่ 3.5 ลักษณะของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร 3 ชั้น



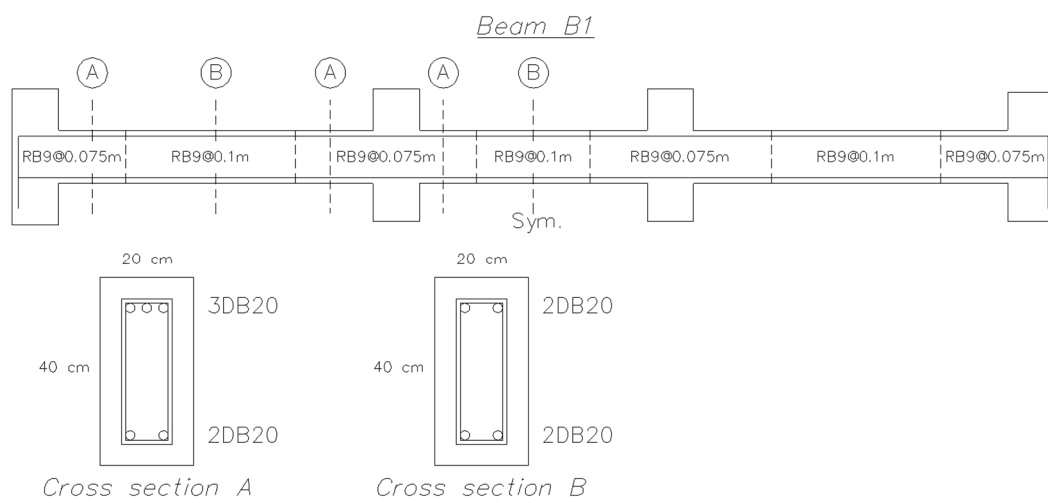
รูปที่ 3.6 รายละเอียดและตำแหน่งของคานและเสา



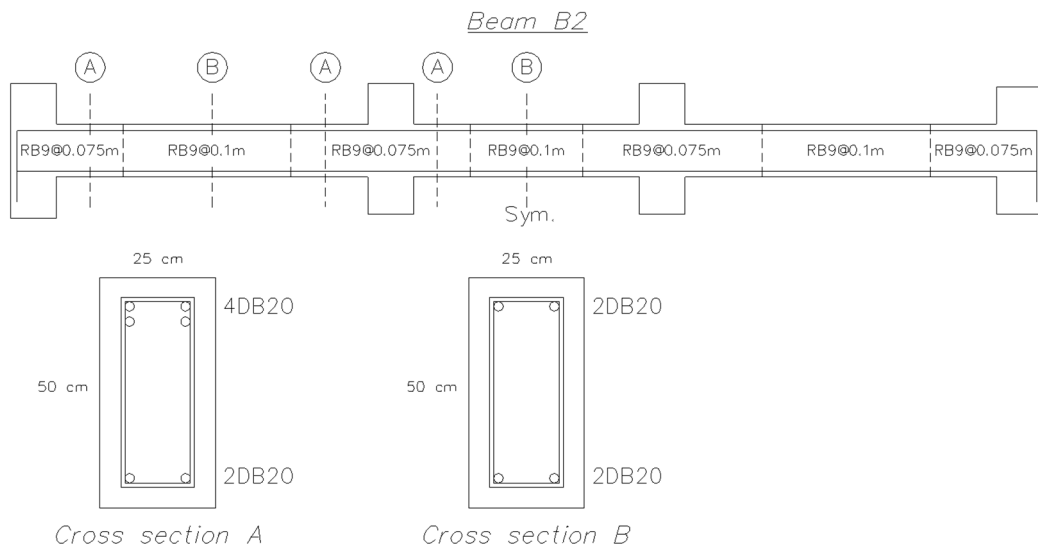
รูปที่ 3.7 รายละเอียดของคาน BG1



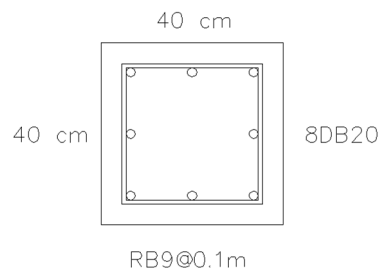
รูปที่ 3.8 รายละเอียดของคาน BG2



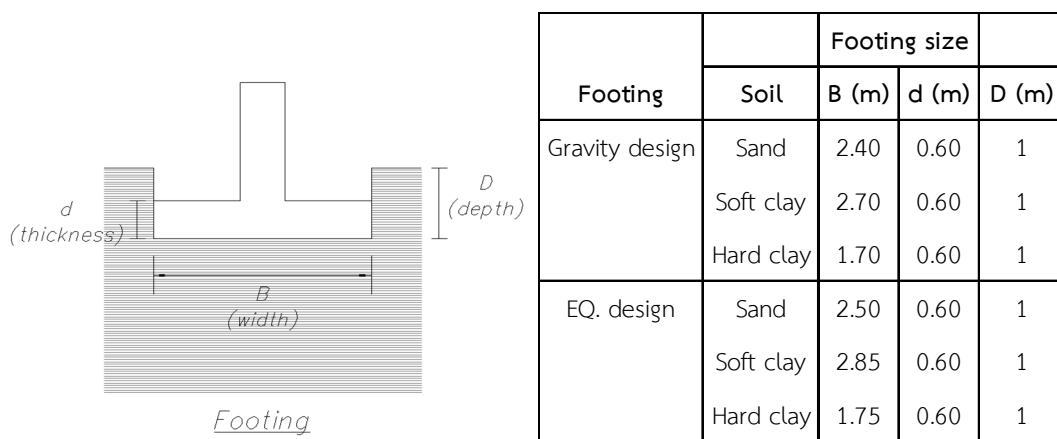
รูปที่ 3.9 รายละเอียดของคาน B1



รูปที่ 3.10 รายละเอียดของคาน B2



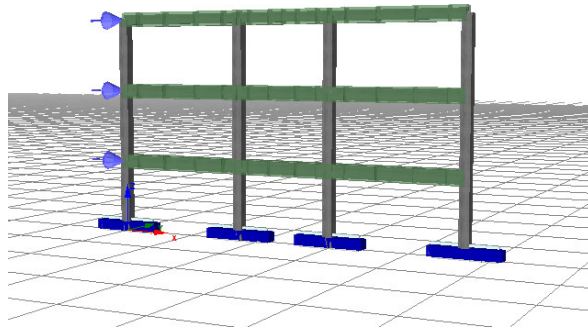
รูปที่ 3.11 รายละเอียดของเสาที่ใช้



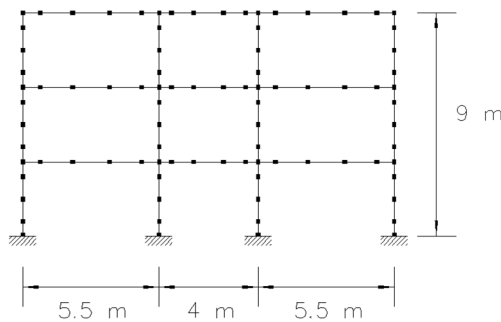
รูปที่ 3.12 รายละเอียดของฐานรากดินที่ใช้

ลักษณะของแบบจำลองโครงสร้างอาคารที่ได้แสดงดังรูปที่ 3.13 ในงานวิจัยนี้ได้ทำการแบ่งชิ้นส่วนของคานและเสาออกเป็นชิ้นส่วนย่อย ๆ ตามระยะหยุดเหล็กและระยะห่างของเหล็ก

บล็อกดังแสดงในรูปที่ 3.14 เพื่อใช้ในการป้อนค่าของวัสดุที่ใช้และหน้าตัดของชิ้นส่วนที่มีคุณสมบัติแตกต่างกัน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองนี้แสดงดังตารางที่ 3.7 และ 3.8 ตามลำดับ



รูปที่ 3.13 ลักษณะของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร 3 ชั้น



รูปที่ 3.14 การแบ่งชิ้นส่วนและจุดต่อของแบบจำลองในโปรแกรม

ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์ของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองโครงสร้างอาคาร

Mander et al. nonlinear concrete model				
Concrete	Compressive strength (kPa)	Tensile strength (kPa)	Strain at peak stress (m / m)	Confinement factor (-)
Cover1	19620	0	0.002	1.000
BG1A	25363	0	0.002	1.293
BG1B	22624	0	0.002	1.153
BG1C	25049	0	0.002	1.277

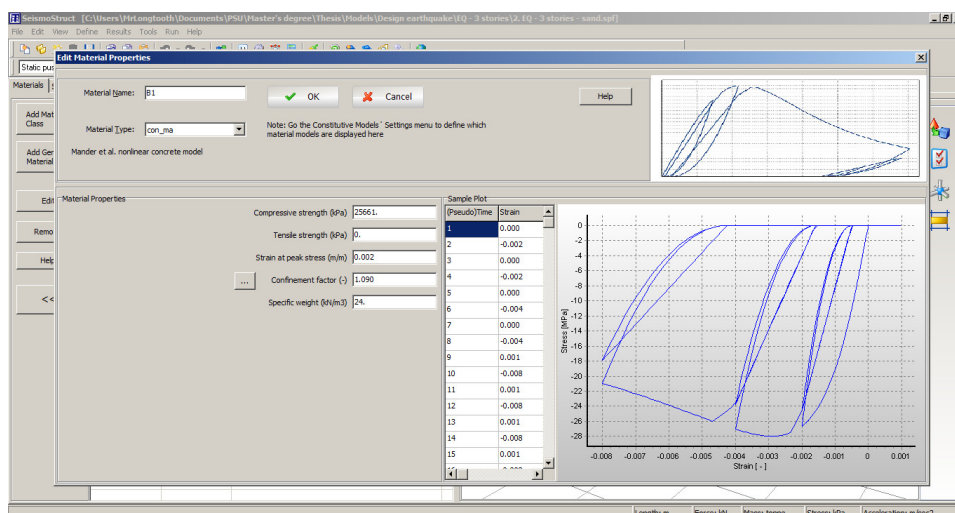
ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์ของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองโครงสร้างอาคาร (ต่อ)

Mander et al. nonlinear concrete model				
Concrete	Compressive strength (<i>kPa</i>)	Tensile strength (<i>kPa</i>)	Strain at peak stress (<i>m / m</i>)	Confinement factor (-)
BG2A	23989	0	0.002	1.223
BG2B	22212	0	0.002	1.132
BG2C	23717	0	0.002	1.209
CG1T	23307	0	0.002	1.188
CG1H	24886	0	0.002	1.268
CG1HBG1	25098	0	0.002	1.279
CG1HBG2	25198	0	0.002	1.284
Cover2	23544	0	0.002	1.000
B1A	25661	0	0.002	1.090
B1B	24648	0	0.002	1.047
B2A	25533	0	0.002	1.085
B2B	24665	0	0.002	1.048
C1T	27273	0	0.002	1.158
C1H	28893	0	0.002	1.227
C1HB1	29117	0	0.002	1.237
C1HB2	29216	0	0.002	1.241

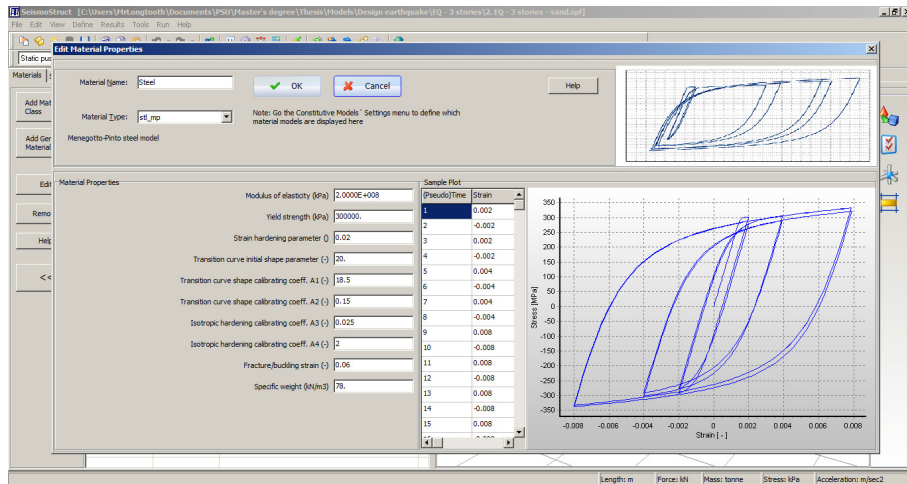
ตารางที่ 3.8 ค่าพารามิเตอร์ของเหล็กที่ใช้ในแบบจำลองโครงสร้างอาคาร

Menegotto-Pinto steel model			
Modulus of elasticity (kPa)	2.00E+8	Yield strength (kPa)	300000
Strain hardening parameter	0.02	Transition curve initial shape parameter	20
Fracture/buckling strain	0.06		
Transition curve shape calibrating coeff.A1	18.5	Transition curve shape calibrating coeff.A3	0.025
Transition curve shape calibrating coeff.A2	0.15	Transition curve shape calibrating coeff.A4	2

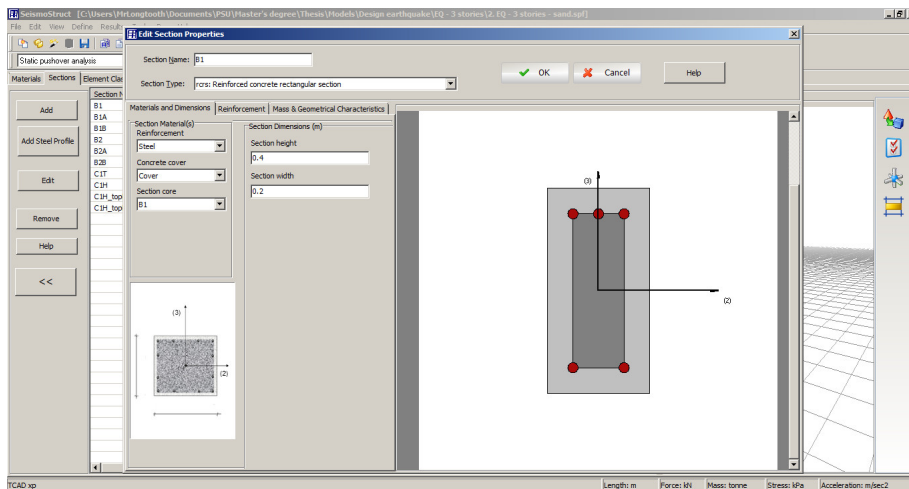
สำหรับขั้นตอนหลัก ๆ ในการสร้างแบบจำลองในโปรแกรม SeismoStruct คือ เมื่อได้รายละเอียดต่าง ๆ ของโครงสร้างที่ต้องการแล้ว ขั้นตอนถัดมาก็คือการป้อนข้อมูลต่าง ๆ ลงในโปรแกรม โดยเริ่มจากการป้อนข้อมูลของวัสดุ ซึ่งวัสดุหลักที่ใช้คือคอนกรีตและเหล็กเสริมดังแสดงในรูปที่ 3.15-3.16 เมื่อได้รายละเอียดของวัสดุแต่ละประเภทแล้วจึงทำการป้อนรายละเอียดหน้าตัดของชิ้นส่วนดังแสดงในรูปที่ 3.17 จากนั้นกำหนดประเภทของชิ้นส่วนแต่ละชิ้นดังแสดงในรูปที่ 3.18



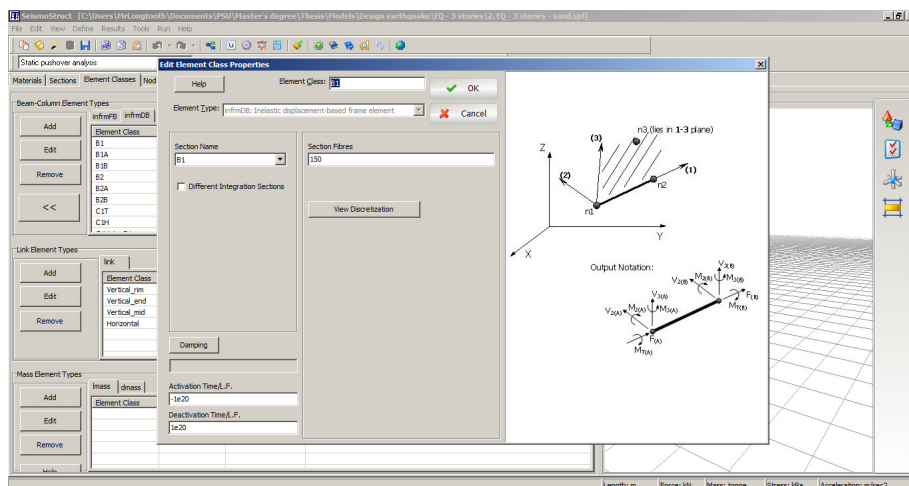
รูปที่ 3.15 การป้อนข้อมูลแบบจำลองของคอนกรีตในโปรแกรม



รูปที่ 3.16 การป้อนข้อมูลแบบจำลองของเหล็กเสริมในโปรแกรม

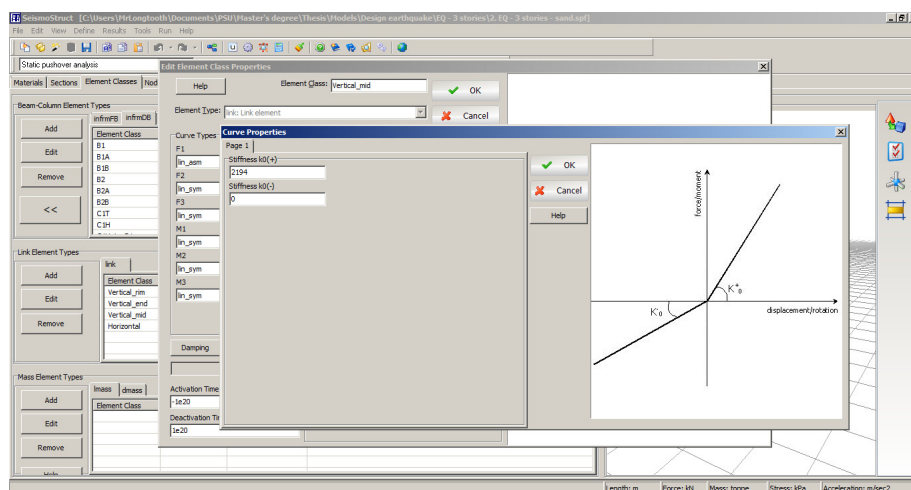


รูปที่ 3.17 การป้อนข้อมูลหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม



รูปที่ 3.18 การกำหนดประเภทของแต่ละชิ้นส่วนในโปรแกรม

ในส่วนของฐานรากที่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก ใช้หลักการสร้างแบบจำลองดังที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.2.3 โดยในส่วนของสปริงที่ใช้แทนพฤติกรรมของดินในโปรแกรมนี้ ใช้ชิ้นส่วนที่เรียกว่า Link element ดังแสดงในรูปที่ 3.19



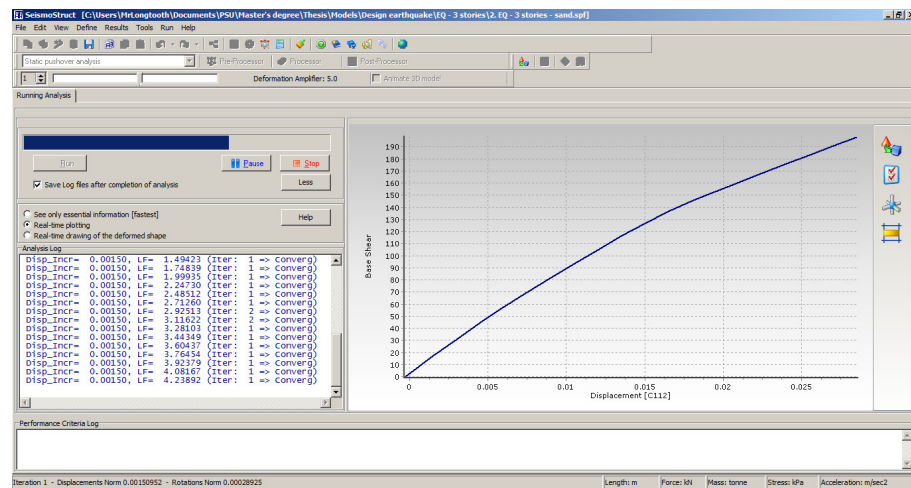
รูปที่ 3.19 การป้อนข้อมูลของสปริงในโปรแกรม

3.4 วิเคราะห์ผ่านโปรแกรม SeismoStruct

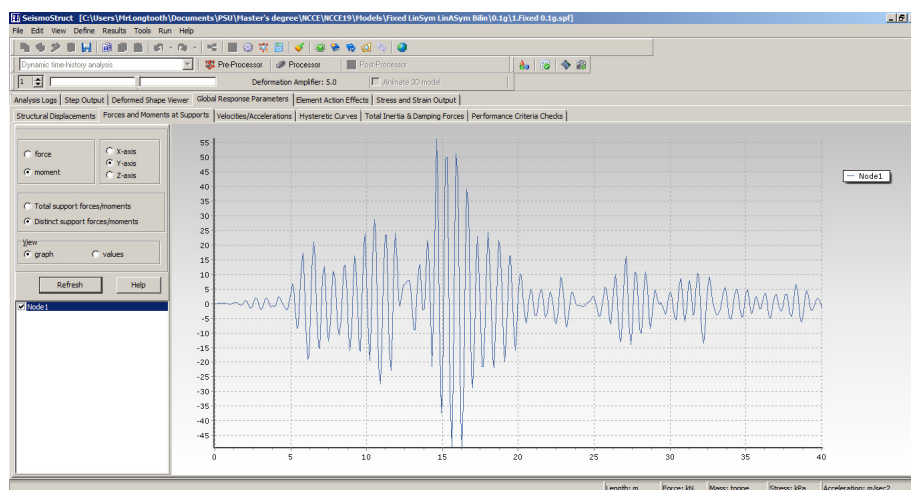
เมื่อได้แบบจำลองของโครงสร้างแล้วจึงทำการวิเคราะห์ผ่านโปรแกรม โดยเลือกวิธีการวิเคราะห์ในโปรแกรมเป็น Dynamic time-history analysis สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ และเลือกวิธีการวิเคราะห์ในโปรแกรมเป็น Static pushover analysis สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือวิธีการผลักทางด้านข้าง

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ โปรแกรมจะหยุดวิเคราะห์เมื่อถึงจุดสิ้นสุดของข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินของแผ่นดินไหวที่ใช้ หรือครบระยะเวลาที่กำหนด ส่วนการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักทางด้านข้าง โปรแกรมจะหยุดวิเคราะห์เมื่อค่าการเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของโครงสร้างมีค่าเท่ากับค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างที่ต้องการ และกำหนดให้มีการแจ้งเตือนเมื่อค่ามูบิตพลาสติกที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนที่มีค่าเกินกว่าที่กำหนดไว้ ในโปรแกรมนี้สามารถกำหนดได้ว่าจะให้แสดงผลของการวิเคราะห์ทั้งโครงสร้างหรือแสดงผลการวิเคราะห์เฉพาะบางชิ้นส่วน ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรมมีรายละเอียดที่ครบถ้วน ทั้งในส่วนองแรงกระทำและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วน ค่ามูบิตของชิ้นส่วน ค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในแนวแกนต่าง ๆ โดยลักษณะของการวิเคราะห์ผ่านโปรแกรมแสดงดังรูปที่ 3.20 ตัวอย่าง

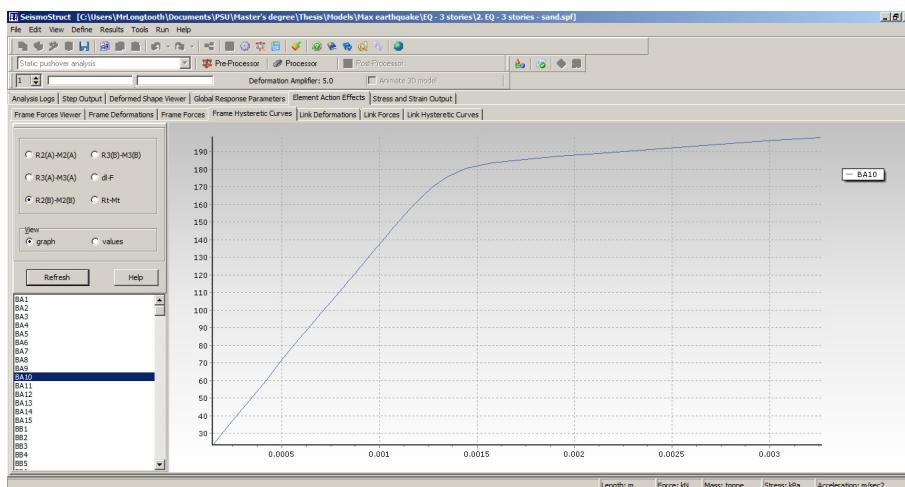
ของการแสดงผลของการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์และวิธีการผลักทางด้านข้างแสดง
ดังรูปที่ 3.21 และ 3.22 ตามลำดับ



รูปที่ 3.20 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรม



รูปที่ 3.21 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์สำหรับวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ในโปรแกรม



รูปที่ 3.22 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์สำหรับวิธีการผลัดทางด้านข้างในโปรแกรม

3.5 สรุปผลที่ได้

สำหรับแบบจำลองต่อม่อสะพานที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ จะพิจารณาผลตอบสนองของโครงสร้างจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดที่ฐานกับเวลา ค่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดขึ้น ส่วนในกรณีของการเปรียบเทียบพฤติกรรมการครากระหว่างฐานรากต้นกับเสาเมื่อมีการแปรผันอัตราส่วนความปลอดภัยของฐานราก สิ่งที่น่าไปพิจารณาก็คือความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของชิ้นส่วน ตำแหน่งที่พิจารณาคือกึ่งกลางของฐานรากที่เชื่อมต่อกับเสา

ส่วนกรณีของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร 3 ชั้น นำผลของค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง ค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง แรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้าง ที่ได้จากการวิเคราะห์ผ่านโปรแกรม SeismoStruct มาทำการวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 ซึ่งได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 2.4 สำหรับผลการวิเคราะห์ในกรณีศึกษาต่าง ๆ ในงานวิจัย จะกล่าวต่อไปในบทที่ 4 และการสรุปผลของงานวิจัยในบทที่ 5

บทที่ 4

ผลการวิจัย

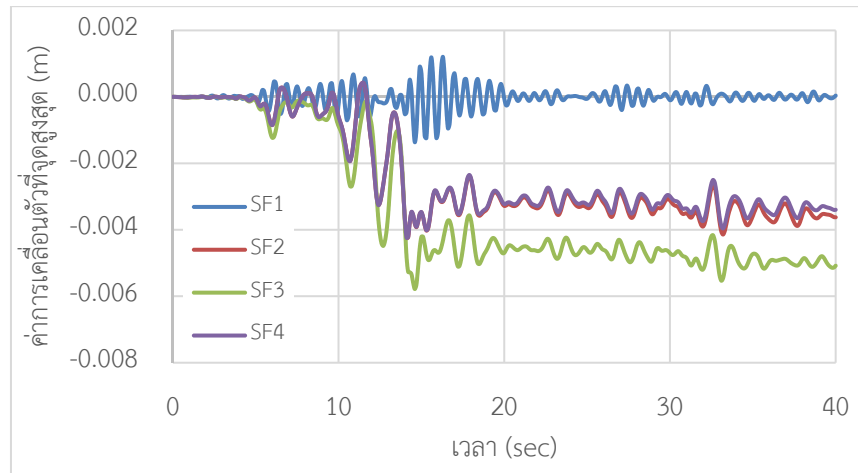
4.1 การวิเคราะห์โครงสร้างต่อม่อสะพานด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์

สำหรับผลตอบสนองที่นำมาพิจารณาในกรณีของแบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ ได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดที่ฐานกับเวลา ค่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดขึ้น ทำการเปรียบเทียบระหว่างกรณีของฐานรากแบบยึดแน่นกับฐานรากที่มีการโยกตัว โดยรายละเอียดของแบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3.3.1 ข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่ใช้เป็นของแผ่นดินไหว Taiwan 921 Chi-Chi ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 3.3

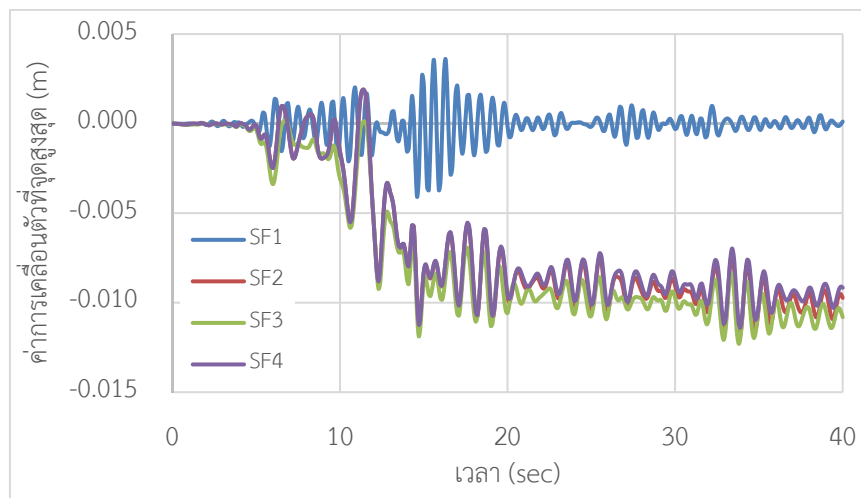
4.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา

การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลาในแต่ละความเร่งของแผ่นดินไหว (0.1g 0.3g และ 0.5g) แสดงดังรูปที่ 4.1-4.3 โดยค่าการเคลื่อนตัวนี้เป็นค่าที่สัมพันธ์กับตำแหน่งฐานของเสา จะเห็นได้ว่า กรณีของฐานรากตื้นบน Linear asymmetric link element (SF3) มีค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่มากที่สุด ในขณะที่กรณีของฐานรากแบบยึดแน่น (SF1) เกิดค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่น้อยที่สุด และเมื่อระดับความเร่งของแผ่นดินไหวเพิ่มมากขึ้นก็จะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในกรณีฐานรากโยกตัว (SF2-SF4) มีค่าเพิ่มมากขึ้น โดยผลตอบสนองที่ได้มีความสอดคล้องกับข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่ใช้ เนื่องจากค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดนั้นมาถึงค่าที่มากที่สุดที่เวลา 14 วินาทีในทุกกรณี

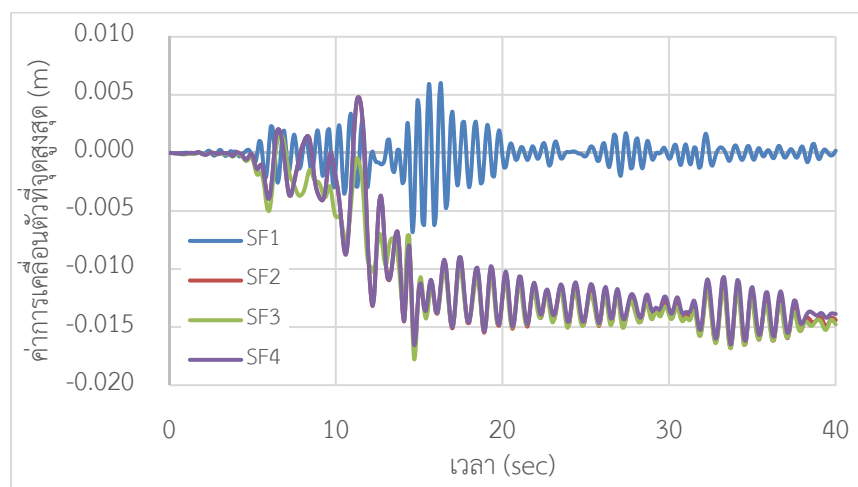
เมื่อพิจารณาที่จุดสิ้นสุดของการวิเคราะห์พบว่า โครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นที่มีการโยกตัวนั้นมีค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดตกค้างอยู่ กรณีของฐานรากตื้นบน Linear asymmetric link element (SF3) มีค่าการเคลื่อนตัวตกค้างมากที่สุดเนื่องจากคุณสมบัติของตัวสปริงที่ใช้เป็นแบบไม่สมมาตร ซึ่งไม่สามารถรับแรงดึงได้ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.2.4



รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา (0.1g)



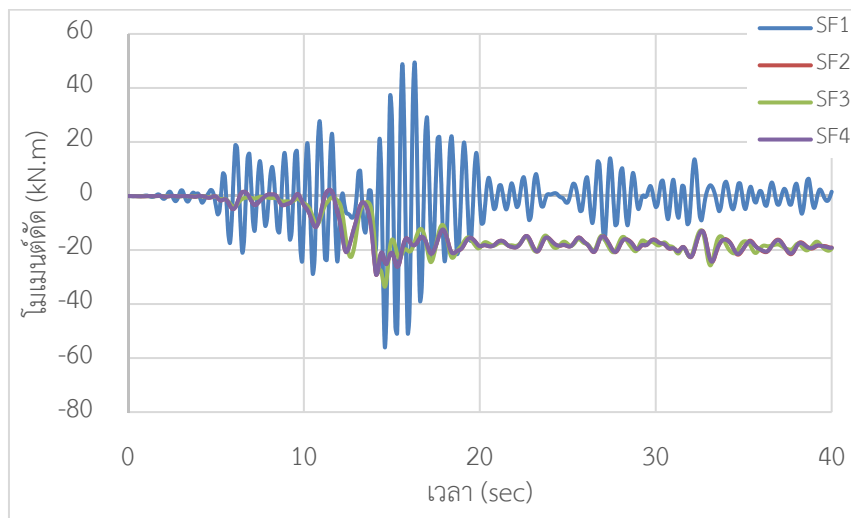
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา (0.3g)



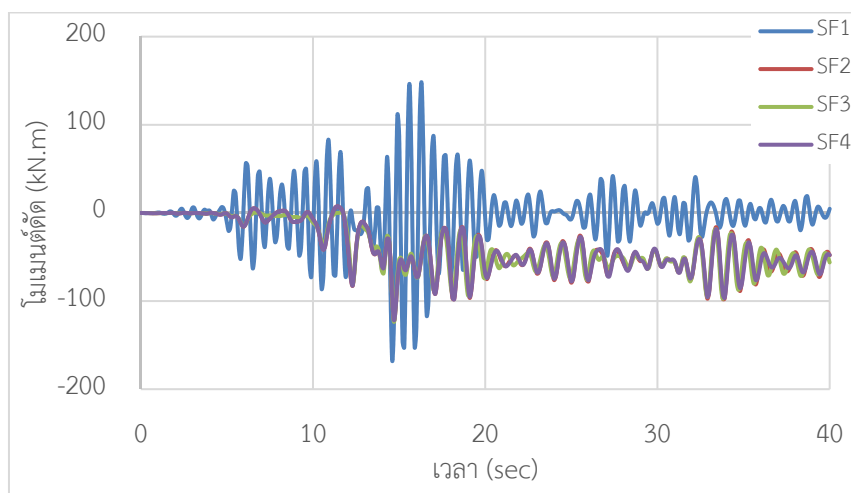
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างกับเวลา (0.5g)

4.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดที่ฐานกับเวลา

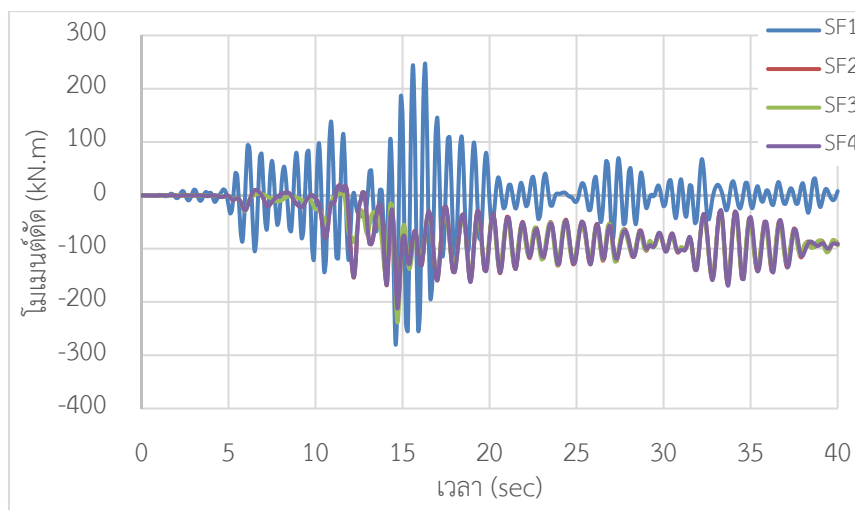
สำหรับการเปรียบเทียบผลตอบสนองของโมเมนต์ดัดที่ฐานของเสาในแต่ละความแรงของแผ่นดินไหว (0.1g 0.3g และ 0.5g) แสดงดังรูปที่ 4.4-4.6 ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่มากขึ้นจะส่งผลให้โมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มขึ้น โดยกรณีฐานรากที่มีการโยกตัว (SF2-SF4) มีค่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นใกล้เคียงกัน



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดที่ฐานกับเวลา (0.1g)



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดที่ฐานกับเวลา (0.3g)



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดที่ฐานกับเวลา (0.5g)

ผลตอบสนองของโมเมนต์ดัดที่ได้ี้มีความแตกต่างกับผลตอบสนองของค่าการเคลื่อนตัว เมื่อพิจารณาในช่วงที่ความเร่งของพื้นดินมีค่าสูงสุด กรณีฐานรากแบบยึดแน่นั้นเกิดค่าโมเมนต์ดัดที่ฐานของเสาที่มากที่สุด แสดงให้เห็นว่าการโยกตัวของฐานรากตั้นั้นสามารถลดค่าโมเมนต์ดัดที่ฐานของเสาได้ หรืออีกความหมายหนึ่งก็คือ ความยืดหยุ่นของโครงสร้างสามารถลดค่าโมเมนต์ดัดลงได้เมื่อโครงสร้างถูกกระตุ้นด้วยแรงแผ่นดินไหว

4.1.3 แรงเฉือนที่ฐาน

ตารางที่ 4.1 แสดงค่ามากที่สุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี และแรงเฉือนที่ลดลงของกรณีฐานรากที่มีการโยกตัว (SF2-SF4) เปรียบเทียบกับกรณีฐานรากแบบยึดแน่น (SF1) จากตารางจะเห็นได้ว่า การโยกตัวของฐานรากตั้นั้นสามารถลดแรงเฉือนที่ฐานลงได้ โดยสามารถลดได้มากที่สุดประมาณ 40-48 เปอร์เซ็นต์ในระดับความเร่ง 0.1g และส่วนต่างนี้จะลดลงในระดับความเร่งของแผ่นดินไหวที่มากขึ้น

ผลตอบสนองดังกล่าวนี้เป็นที่น่าสนใจที่จะศึกษากรณีของทั้งโครงสร้างอาคารเกี่ยวกับข้อได้เปรียบของผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานรากตั้นต่อพฤติกรรมของโครงสร้าง ซึ่งผลการวิจัยจากแบบจำลองโครงสร้างอาคารจะกล่าวต่อไปในหัวข้อที่ 4.3 และ 4.4

ตารางที่ 4.1 ค่าสูงสุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี

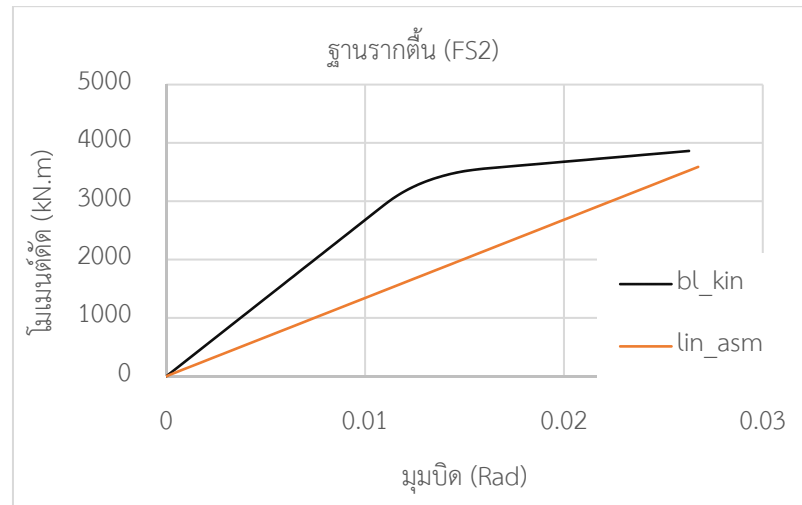
กรณี	แรงเฉือนที่ฐาน (kN)					
	0.1g		0.3g		0.5g	
	ค่าสูงสุด	ลดลง (%)	ค่าสูงสุด	ลดลง (%)	ค่าสูงสุด	ลดลง (%)
SF1	16.52	-	49.6	-	82.6	-
SF2	8.55	48.3	35.8	27.7	62.3	24.6
SF3	9.87	40.3	36.3	26.8	70.0	15.2
SF4	8.55	48.3	35.7	27.9	62.2	24.7

4.2 การวิเคราะห์พฤติกรรมการครากระหว่างฐานรากติดกับเสาของโครงสร้างต่อม่อสะพานด้วยวิธีการผลักทางด้านข้าง

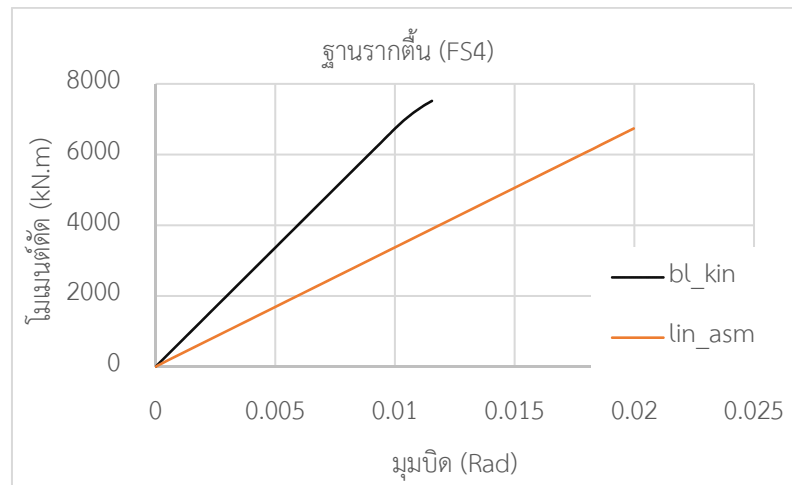
ในการเปรียบเทียบพฤติกรรมการครากระหว่างฐานรากติดกับเสา ที่มีการแปรผันค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของฐานรากติด จะพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของชิ้นส่วนฐานรากติดและเสา และค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน ซึ่งรายละเอียดของแบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3.3.1 สำหรับระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 3 เปอร์เซ็นต์ของความสูงในทุกกรณี

4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิด

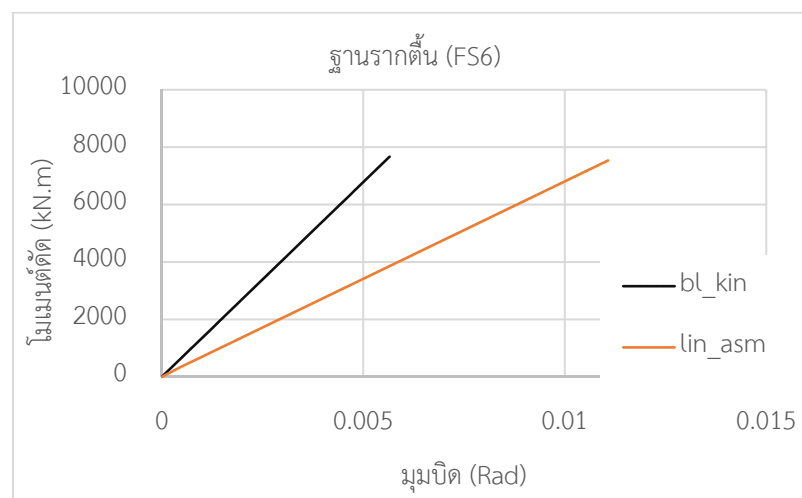
รูปที่ 4.7-4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของฐานรากติด ในแต่ละกรณี ทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองของแบบจำลองทั้ง 2 เงื่อนไข โดยแบ่งตามสปริงในแนวตั้งที่ใช้ ดังที่แสดงไว้ในตารางที่ 3.5 สำหรับแบบจำลองที่ใช้ Bilinear kinematic link element พบว่าฐานรากเกิดการครากในกรณี FS2 และ FS4 อย่างไรก็ตาม ฐานรากติดยังคงความเป็นอีลาสติกในทุกแบบจำลองที่ใช้ Linear asymmetric link element ซึ่งเป็นผลมาจากความแตกต่างของพฤติกรรมของสปริงที่ใช้ โดยสปริงแบบ Bilinear kinematic link element ส่งผลให้ฐานรากมีความแข็งมากกว่า โดยในส่วนของ Linear asymmetric link element นั้นส่งผลให้ฐานรากมีความยืดหยุ่นอันเนื่องมาจากการโยกตัว แต่จะทำให้มีมุมบิดที่เพิ่มขึ้น



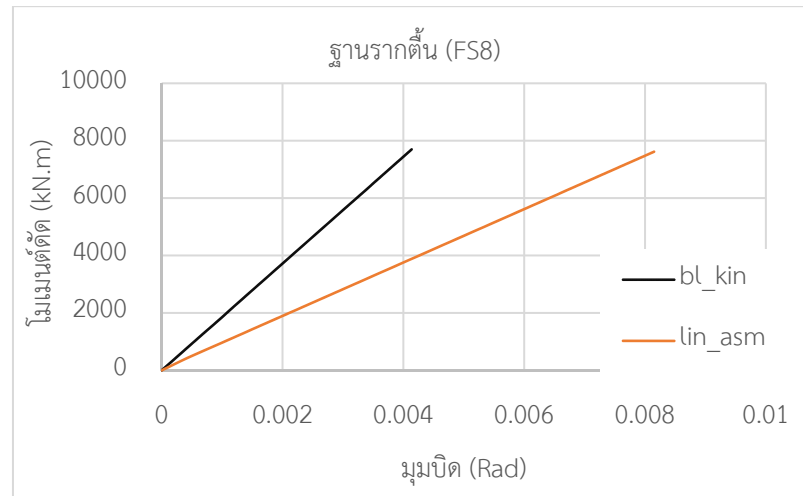
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS2)



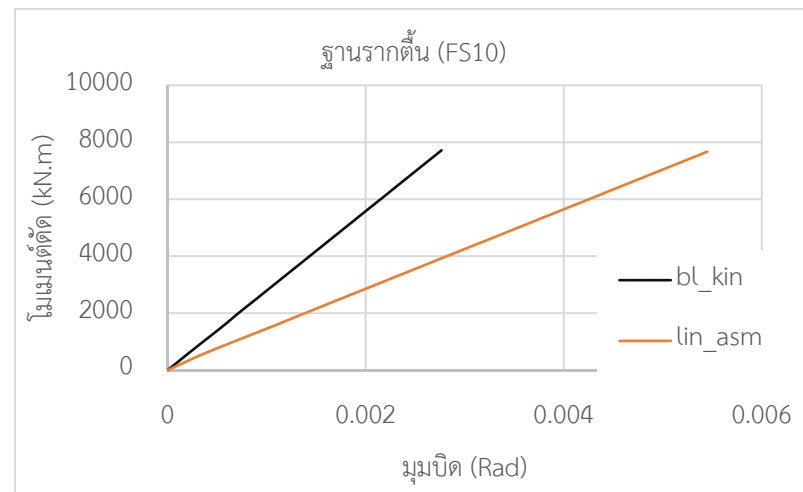
รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS4)



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของฐานรากตื้น (FS6)

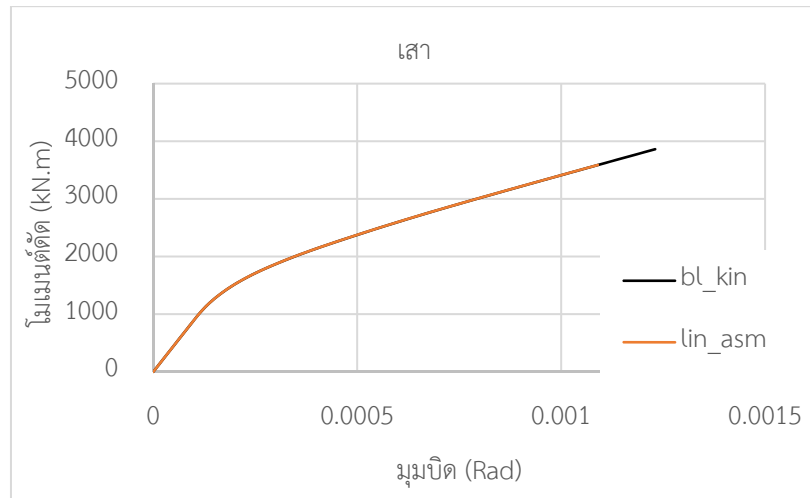


รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ค้ำกับมุมบิดของฐานรากค้ำ (FS8)

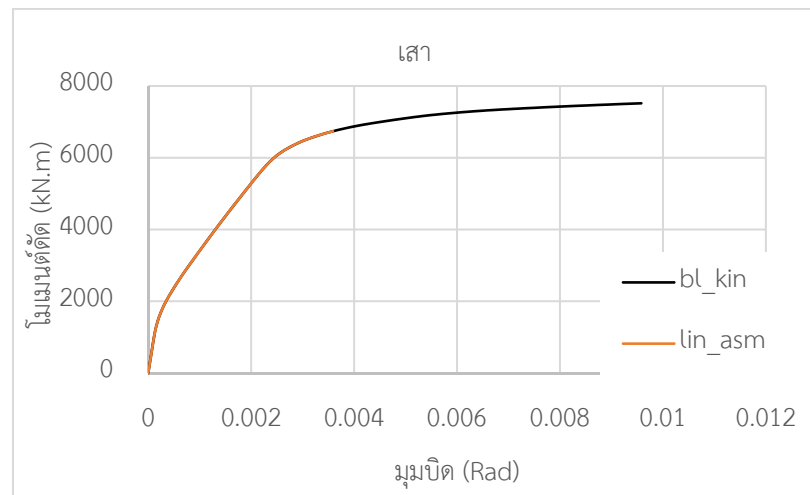


รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ค้ำกับมุมบิดของฐานรากค้ำ (FS10)

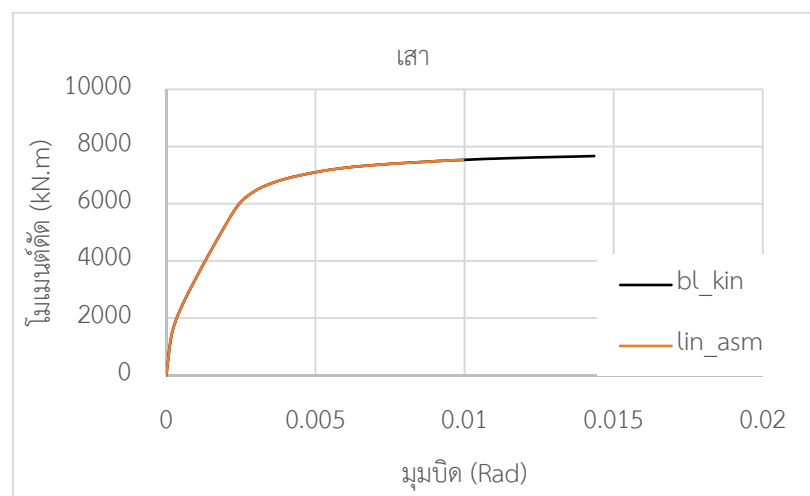
สำหรับในส่วนของเขา การเปรียบเทียบผลตอบสนองในแต่ละกรณีแสดงดังรูปที่ 4.12-4.16 จะเห็นได้ว่า ทั้งสองเงื่อนไขของแบบจำลอง ไม่มีการครากเกิดขึ้นในกรณีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด (FS2) อย่างไรก็ตาม เสา นั้นเกิดการครากในกรณีที่เหลือทั้งหมด (FS4-FS10) แบบจำลองที่ตั้งบน Bilinear kinematic link element นั้นมีค่ามุมบิดสูงสุดมากกว่าแบบจำลองบน Linear asymmetric link element ในทุกกรณี โดยกรณี FS2 นั้น ค่ามุมบิดสูงสุดของทั้งสองเงื่อนไขจะใกล้เคียงกัน จากนั้นในกรณี FS4-FS10 ที่มีการครากเกิดขึ้น ทั้งสองเงื่อนไขนี้มีความแตกต่างของค่ามุมบิดสูงสุดอย่างมาก และความต่างนี้จะลดลงเมื่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยนั้นเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากข้อได้เปรียบของ Linear asymmetric link element นั้นลดลงเมื่อมีการเพิ่มอัตราส่วนความปลอดภัยหรือขนาดของฐานรากค้ำ



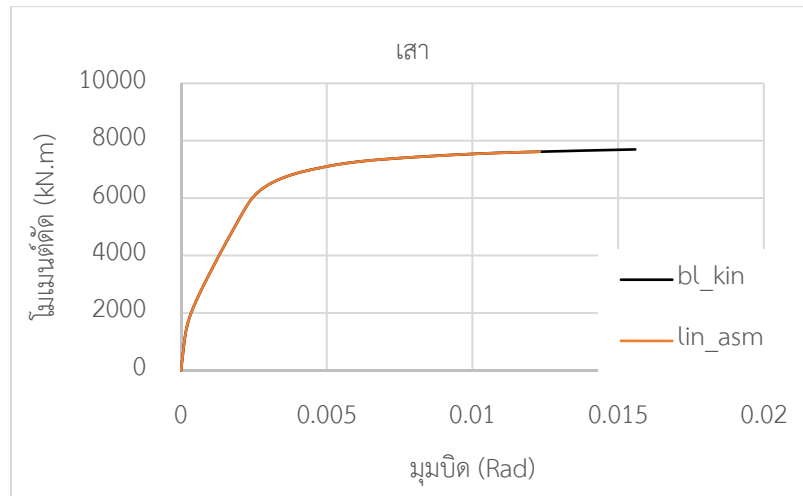
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของเสา (FS2)



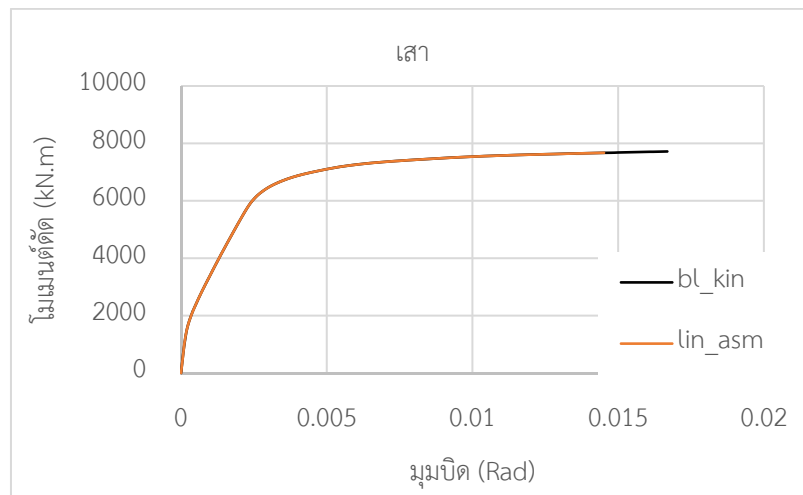
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของเสา (FS4)



รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของเสา (FS6)



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของเสา (FS8)



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมบิดของเสา (FS10)

สำหรับกรณีอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด (FS2) ชั้นส่วนที่เกิดการครากก่อนคือฐานรากตื้นที่ตั้งบน Bilinear kinematic link element ดังรูปที่ 4.7 สำหรับชั้นส่วนเสาไม่มีการครากในกรณีอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำที่สุด ในกรณี FS4-FS10 ชั้นส่วนที่เกิดการครากก่อนก็คือเสา

4.2.2 ค่ามุมบิดพลาสติก

ค่ามุมบิดพลาสติกของชั้นส่วนฐานรากตื้นและเสาในแต่ละกรณีแสดงในตารางที่ 4.2 ชั้นส่วนของฐานรากนั้นเกิดมุมบิดพลาสติกเฉพาะกรณี FS2 ในเงื่อนไขที่ 1 สำหรับชั้นส่วนเสาเกิดมุมบิดพลาสติกในกรณี FS4-FS10 ทั้ง 2 เงื่อนไข โดยเงื่อนไขที่ 2 นั้นมีค่ามุมบิดพลาสติกที่น้อยกว่า

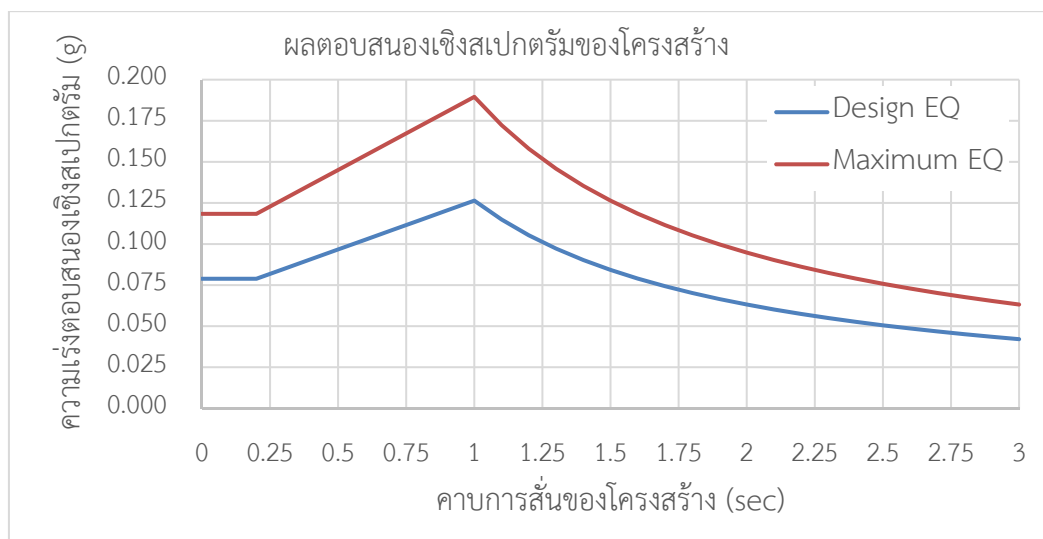
ตารางที่ 4.2 ค่ามุมบิดพลาสติกในแต่ละกรณี

FS	มุมบิดพลาสติก (Rad)			
	เงื่อนไข 1 (bl_sym)		เงื่อนไข 2 (lin_asm)	
	ฐานรากตื้น	เสา	ฐานรากตื้น	เสา
2	0.013	-	-	-
4	-	0.007	-	0.001
6	-	0.012	-	0.007
8	-	0.013	-	0.010
10	-	0.014	-	0.012

4.3 การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ด้วยวิธีการหลักทางด้านข้าง

4.3.1 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้างที่ใช้ในการออกแบบอาคารและคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างในงานวิจัยนี้ เป็นค่าในพื้นที่ของอำเภอหาดใหญ่ จังหวัดสงขลา เสนอโดยกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ.1302 โดยค่าความเร่งตอบสนองที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_0) มีค่าเท่ากับ 0.074g และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) มีค่าเท่ากับ 0.079g ชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างคือชั้นดินประเภท D (ดินปกติ) จากมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ.1302 ได้ค่าสัมประสิทธิ์ของชั้นดิน F_a และ F_v เท่ากับ 1.6 และ 2.4 ตามลำดับ ดังนั้นสามารถคำนวณหาความเร่งตอบสนองและสร้างกราฟความเร่งตอบสนองของโครงสร้างได้ดังรูปที่ 4.17



รูปที่ 4.17 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

ผลตอบสนองที่ใช้สำหรับแบบจำลองโครงสร้างอาคารนี้มี 2 กรณี คือ ผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design earthquake) และ ผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่พิจารณา (Maximum earthquake)

4.3.2 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental period of structures) และค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target displacement) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ตั้งอยู่บนฐานรากที่ไม่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก นั่นคือฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (Fixed support) และฐานรากที่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก หรือฐานรากที่มีการโยกตัว (Rocking footing) ซึ่งตั้งบนอยู่ชั้นดิน 3 ประเภท คือ ดินทราย ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ทั้งในกรณีของ Design earthquake (DEQ) และกรณีของ Maximum considered earthquake (MCEQ) แสดงดังตารางที่ 4.3 โดยค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเป็นค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม SeimoStruct ส่วนค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างคำนวณตามมาตรฐานของ FEMA 356 และ FEMA 440

ตารางที่ 4.3 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

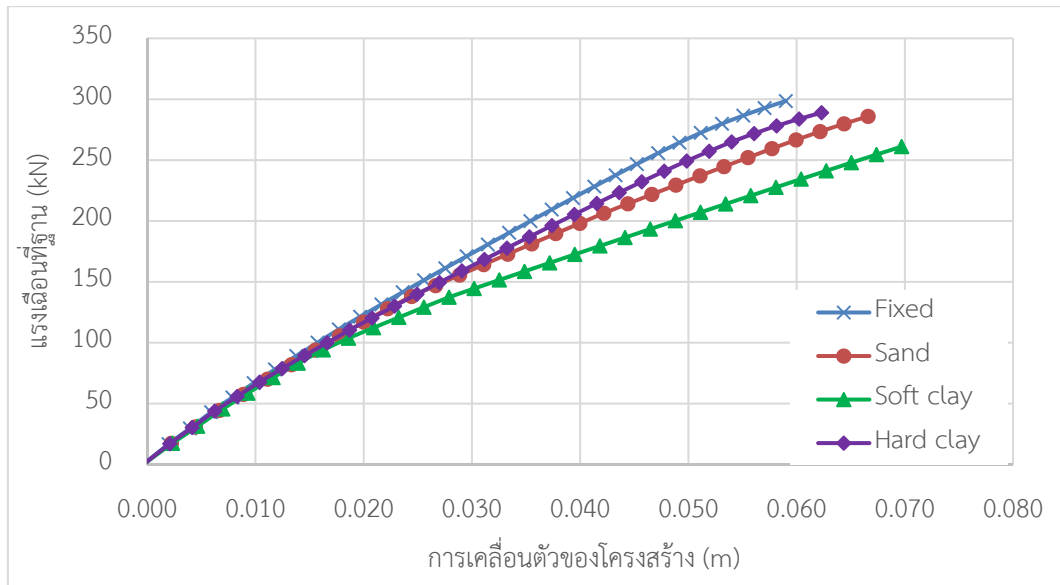
ประเภทของฐานราก	กรณีของแผ่นดินไหว	ค่าคาบการสั่น (sec)	ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (m)
ฐานรากแบบยึดแน่น	DEQ	0.348	0.0590
	MCEQ	0.348	0.1312
ฐานรากตื้นบนชั้นดินทราย	DEQ	0.377	0.0666
	MCEQ	0.377	0.1431
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อน	DEQ	0.388	0.0697
	MCEQ	0.388	0.1478
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวแข็ง	DEQ	0.361	0.0623
	MCEQ	0.361	0.1362

ตรวจสอบแบบจำลองจากค่าคาบการสั่นของโครงสร้างจากสมการ (2-15) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.209 sec

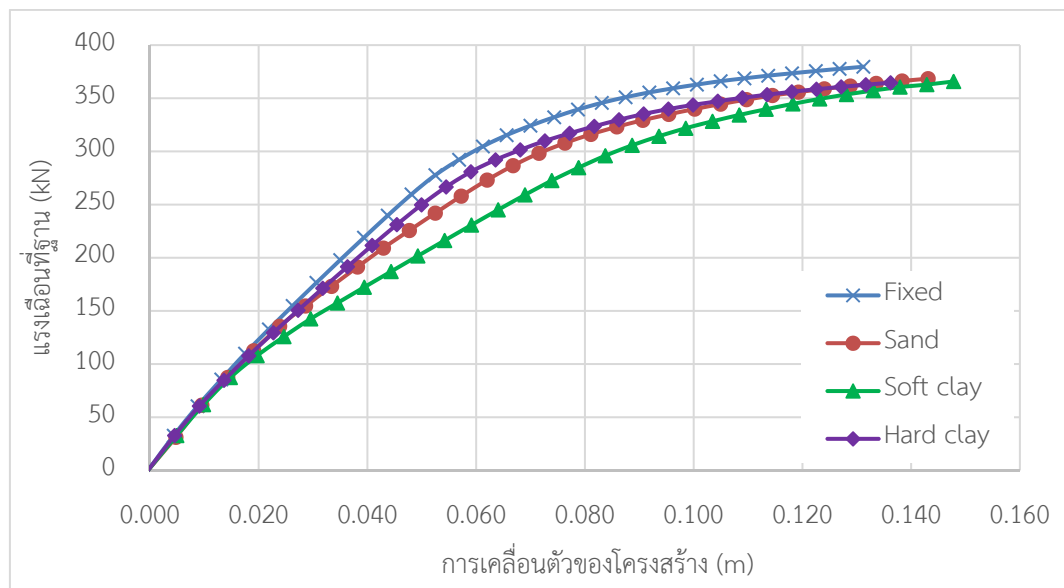
4.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและค่าเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้าง

กราฟการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานรากของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 4.18-4.19 โดยจะพบว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดขึ้นในกรณีฐานรากแบบยึดแน่น มีค่ามากกว่ากรณีของฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว

ตารางที่ 4.4 แสดงค่ามากที่สุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี และแรงเฉือนที่ลดลงของกรณีฐานรากที่มีการโยกตัว เปรียบเทียบกับกรณีฐานรากแบบยึดแน่น จากตารางจะเห็นว่า การโยกตัวของฐานรากตื้นสามารถลดแรงเฉือนที่ฐานลงได้เล็กน้อยในความแรงระดับ Maximum considered earthquake ซึ่งแตกต่างกับกรณีของโครงสร้างตอม่อสะพาน



รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (DEQ)



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (MCEQ)

ตารางที่ 4.4 ค่าสูงสุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี

กรณี	แรงเฉือนที่ฐาน (kN)			
	DEQ		MCEQ	
	ค่าสูงสุด	ลดลง (%)	ค่าสูงสุด	ลดลง (%)
ฐานรากแบบยึดแน่น	299	-	380	-
ฐานรากตื้นบนชั้นดินทราย	286	4.3	368	3.2
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อน	261	12.7	366	3.7
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวแข็ง	289	3.3	365	3.9

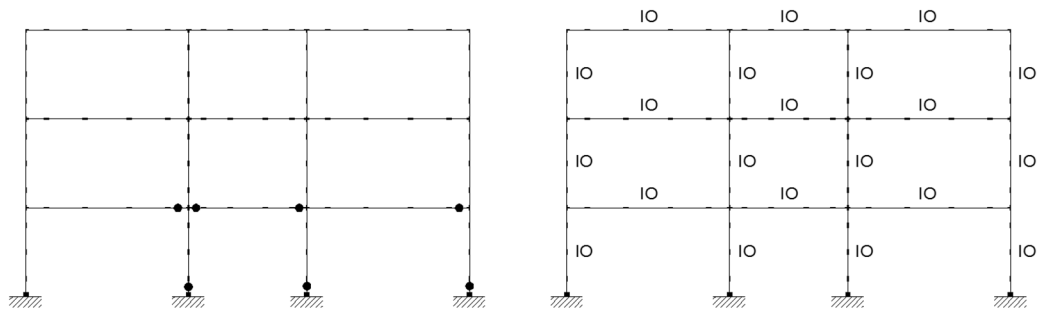
4.3.4 การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง

จากการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กผ่านโปรแกรม SeismoStruct โดยใช้วิธี Static pushover analysis จะได้ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างแสดงดังตารางที่ 4.5

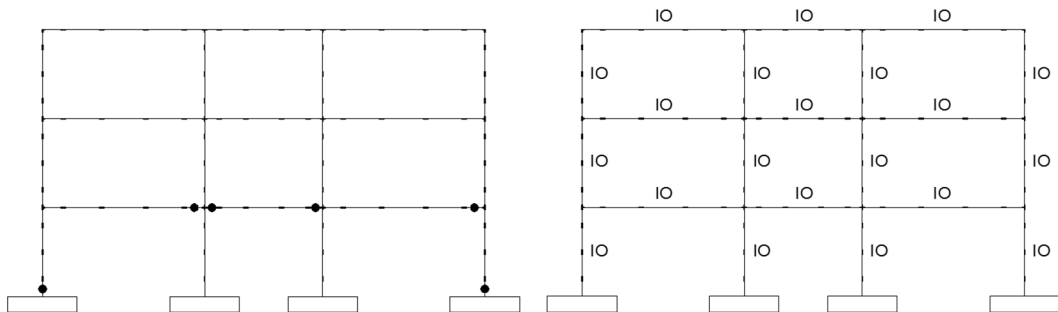
เมื่อพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่าในระดับแผ่นดินไหว Design earthquake โครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากทั้ง 4 ประเภทสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานระดับ Immediate occupancy (IO) ส่วนในระดับแผ่นดินไหว Maximum considered earthquake โครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากยึดแน่น ฐานรากตื้นบนชั้นดินทราย และฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียว นั้นมีบางชั้นส่วนของโครงสร้างที่ไม่ผ่านเกณฑ์ Immediate occupancy (IO) แต่ผ่านเกณฑ์ในระดับ Life safety (LS) ซึ่งจากมาตรฐานของ FEMA 356 ความเสียหายระดับนี้หมายความว่าโครงสร้างดังกล่าวไม่เกิดการวิบัติหรือพังทลาย สำหรับจุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกในโครงสร้างและระดับความเสียหายของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 4.20-4.27 โดยโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อนมีมุมบิดพลาสติกเกิดขึ้นและความเสียหายน้อยที่สุด

ตารางที่ 4.5 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น

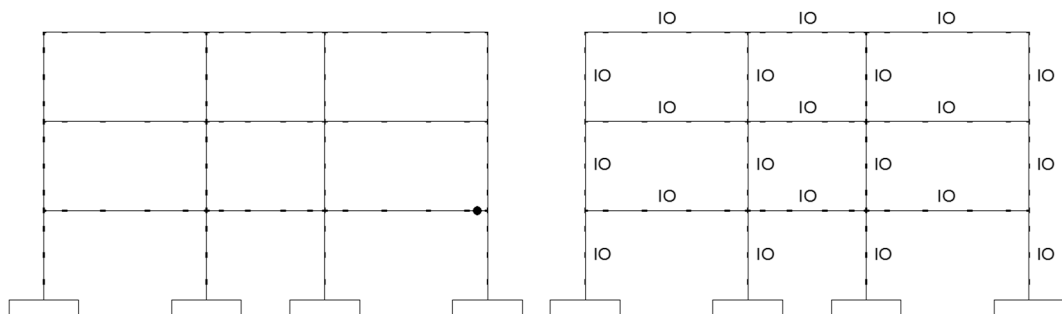
ประเภท ของฐานราก	กรณีของ แผ่นดินไหว	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356	
			IO	LS
ฐานราก แบบยึดแน่น	DEQ	0.00021-0.0012	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.00035-0.0076	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
ฐานรากตั้ง บนชั้นดินทราย	DEQ	0.0002-0.00068	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.00035-0.0068	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
ฐานรากตั้ง บนชั้นดินเหนียวอ่อน	DEQ	0.00019	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.0005-0.0058	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
ฐานรากตั้ง บนชั้นดินเหนียวแข็ง	DEQ	0.00026-0.00096	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.00075-0.0075	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015



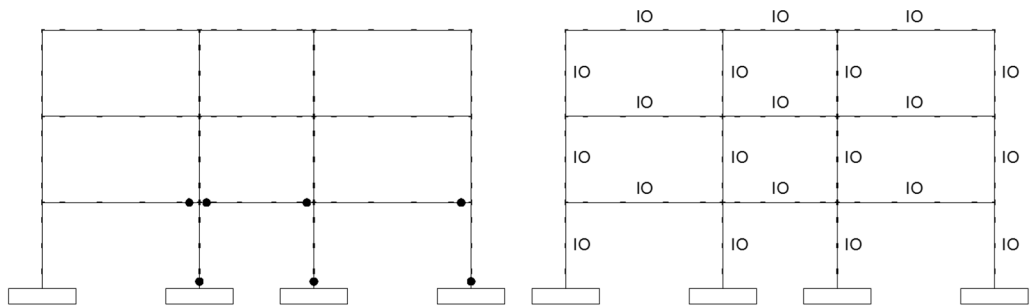
รูปที่ 4.20 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)



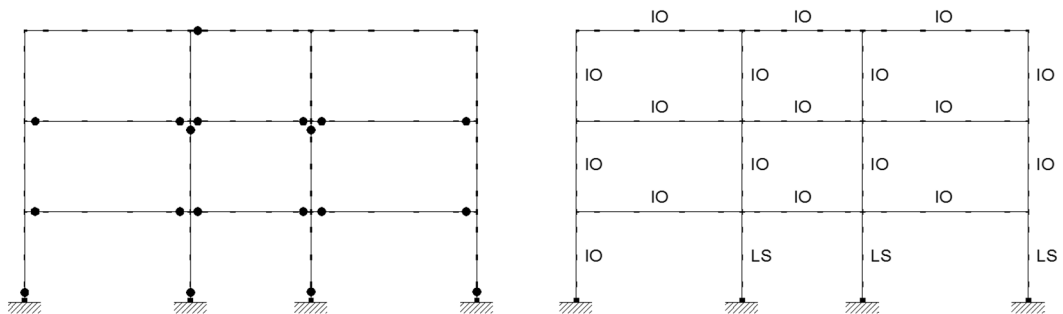
รูปที่ 4.21 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (DEQ)



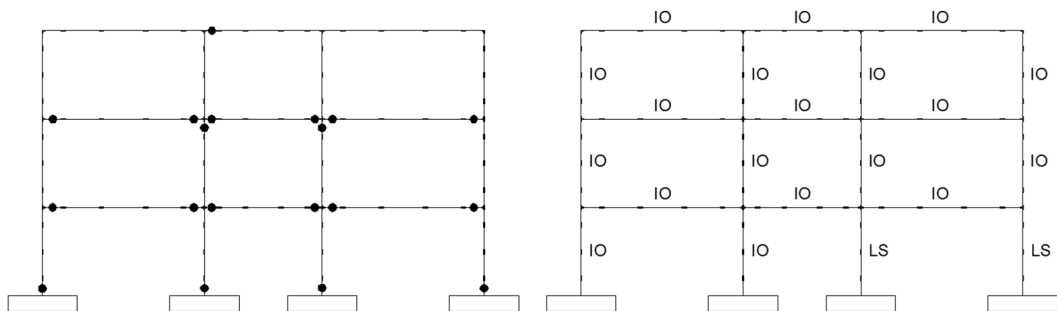
รูปที่ 4.22 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)



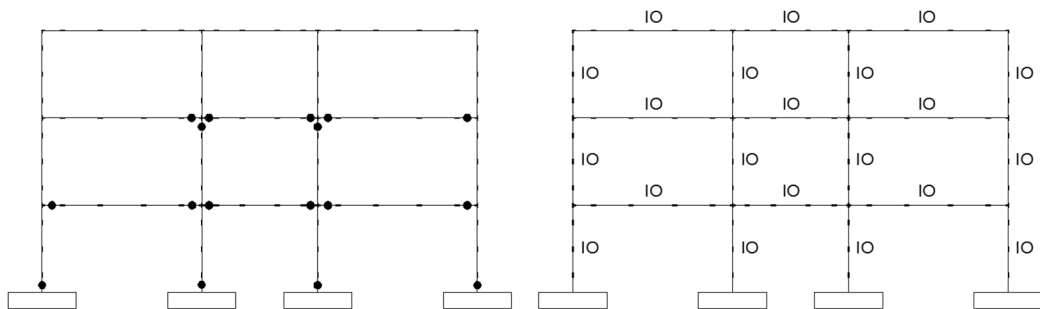
รูปที่ 4.23 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)



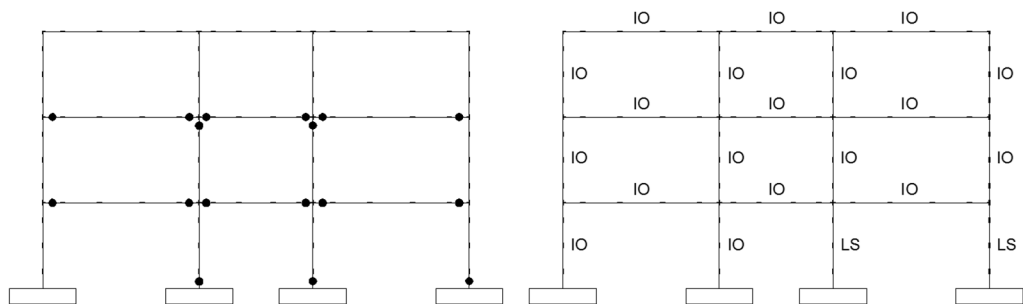
รูปที่ 4.24 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)



รูปที่ 4.25 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (MCEQ)



รูปที่ 4.26 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)



รูปที่ 4.27 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)

4.4 การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ด้วยวิธีการ ผลกทางด้านข้าง

4.4.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental period of structures) และค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target displacement) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ตั้งอยู่บนฐานรากที่ไม่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก หรือฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (Fixed support) และฐานรากที่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานราก หรือฐานรากที่มีการโยกตัว (Rocking footing) ซึ่งตั้งบนอยู่ดิน 3 ประเภท คือ ดินทราย ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ทั้งในกรณีของ Design earthquake (DEQ) และกรณีของ

Maximum considered earthquake (MCEQ) แสดงดังตารางที่ 4.6 โดยค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเป็นค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม SeimoStruct ส่วนค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างคำนวณตามมาตรฐานของ FEMA 356 และ FEMA 440

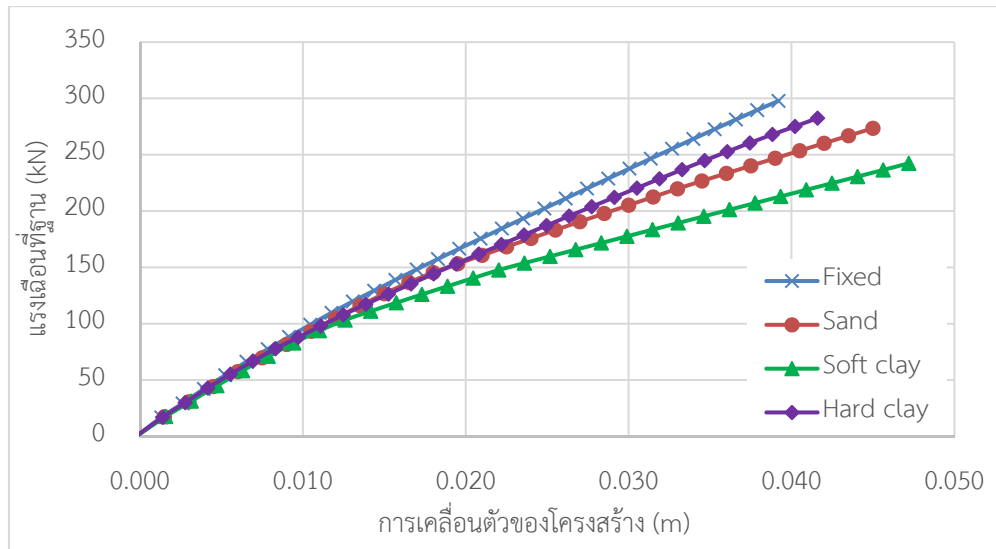
ตารางที่ 4.6 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

ประเภทของฐานราก	กรณีของแผ่นดินไหว	ค่าคาบการสั่น (sec)	ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (m)
ฐานรากแบบยึดแน่น	DEQ	0.293	0.0392
	MCEQ	0.293	0.0861
ฐานรากตื้นบนชั้นดินทราย	DEQ	0.321	0.0450
	MCEQ	0.321	0.0951
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อน	DEQ	0.331	0.0472
	MCEQ	0.331	0.0986
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวแข็ง	DEQ	0.305	0.0416
	MCEQ	0.305	0.0897

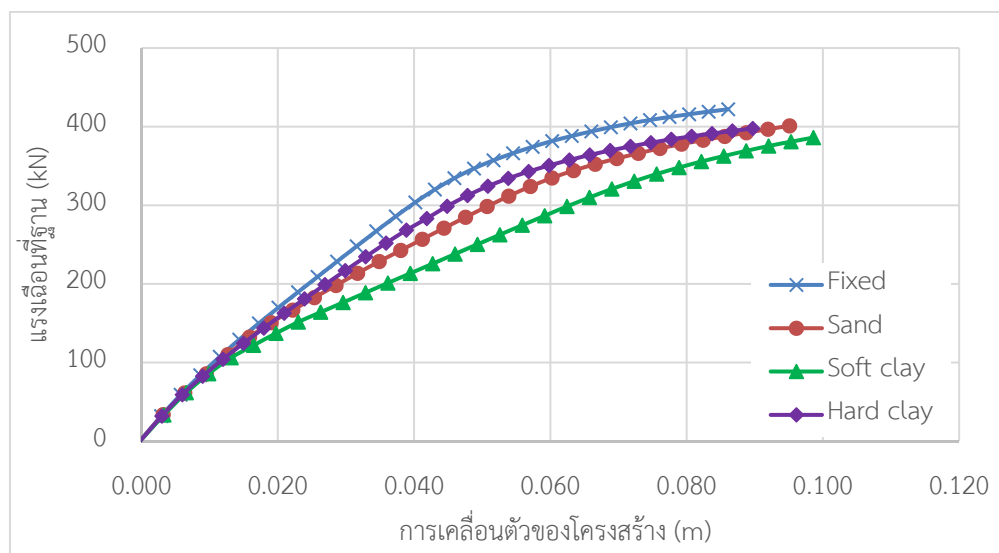
ตรวจสอบแบบจำลองจากค่าคาบการสั่นของโครงสร้างจากสมการ (2-15) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.209 sec

4.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและค่าเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้าง

กราฟการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานรากของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 4.28-4.29 โดยจะพบว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดขึ้นในกรณีฐานรากแบบยึดแน่น มีค่ามากกว่ากรณีของฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว โดยในกรณีของฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนเกิดแรงเฉือนที่ฐานน้อยที่สุด แม้ว่าจะมีค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่มากที่สุด



รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (DEQ)



รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (MCEQ)

ตารางที่ 4.7 แสดงค่ามากที่สุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี และแรงเฉือนที่ลดลงของกรณีฐานรากที่มีการโยกตัว เปรียบเทียบกับกรณีฐานรากแบบยึดแน่น จากตารางจะเห็นว่า การโยกตัวของฐานรากต้นสามารถลดแรงเฉือนที่ฐานลงได้เล็กน้อยในความแรงระดับ Maximum considered earthquake เช่นเดียวกับโครงสร้างอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น

ตารางที่ 4.7 ค่าสูงสุดของแรงเฉือนที่ฐานในแต่ละกรณี

กรณี	แรงเฉือนที่ฐาน (kN)			
	DEQ		MCEQ	
	ค่าสูงสุด	ลดลง (%)	ค่าสูงสุด	ลดลง (%)
ฐานรากแบบยึดแน่น	298	-	422	-
ฐานรากตื้นบนชั้นดินทราย	273	8.4	401	5
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อน	242	18.8	386	8.5
ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวแข็ง	283	5.0	398	5.7

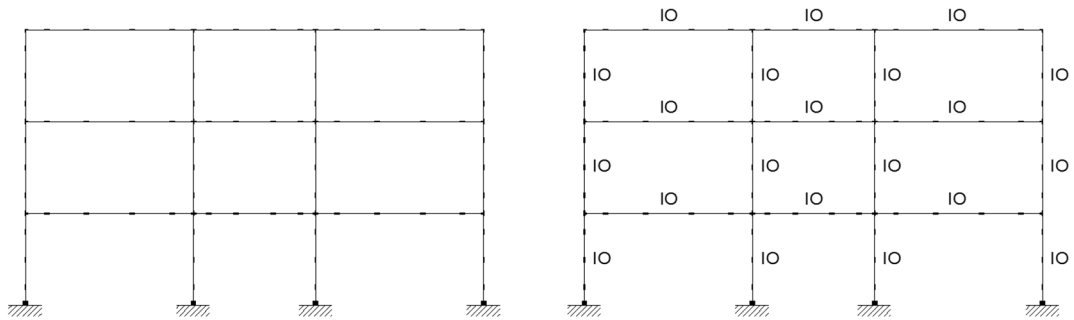
4.4.3 การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง

จากการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กผ่านโปรแกรม SeismoStruct โดยใช้วิธี Static pushover analysis จะได้ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างแสดงดังตารางที่ 4.8

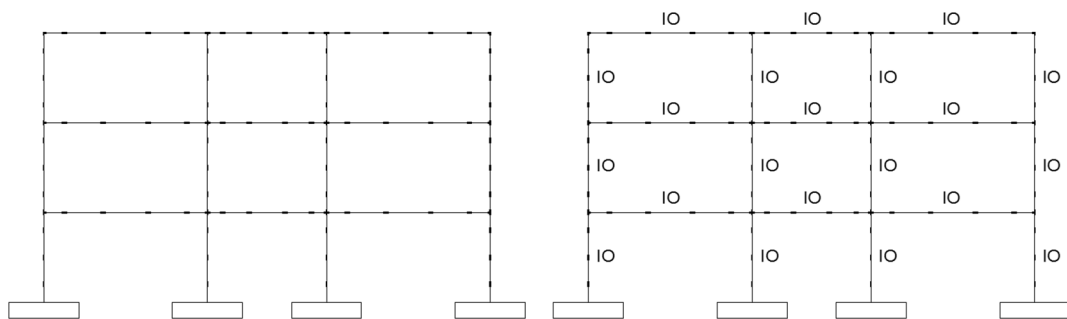
เมื่อพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่าโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากทั้ง 4 ประเภทสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานระดับ Immediate occupancy (IO) ทั้งในกรณีของแรงแผ่นดินไหวระดับ Design earthquake และระดับ Maximum earthquake โดยกรณีของแผ่นดินไหวระดับ Design earthquake นั้น โครงสร้างแต่ละประเภทไม่มีมุมบิดพลาสติกเกิดขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการออกแบบที่ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่าคาบการสั่นมีค่าลดลง และทำให้ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายน้อยลงตามไปด้วย สำหรับจุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกในโครงสร้างและระดับความเสียหายของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 4.30-4.37

ตารางที่ 4.8 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น

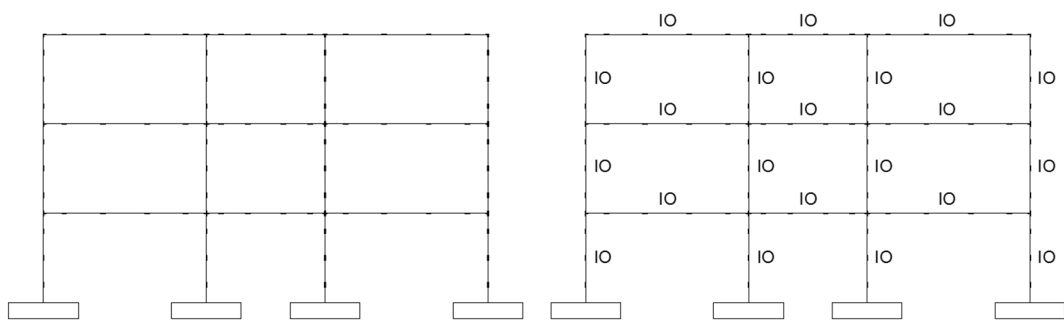
ประเภท ของฐานราก	กรณีของ แผ่นดินไหว	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356	
			IO	LS
ฐานราก แบบยึดแน่น	DEQ	-	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.00090-0.0046	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
ฐานรากตั้ง บนชั้นดินทราย	DEQ	-	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.0012-0.0035	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
ฐานรากตั้ง บนชั้นดินเหนียวอ่อน	DEQ	-	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.00060-0.0031	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
ฐานรากตั้ง บนชั้นดินเหนียวแข็ง	DEQ	-	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015
	MCEQ	0.0012-0.0042	Beam 0.01 Column 0.005	Beam 0.02 Column 0.015



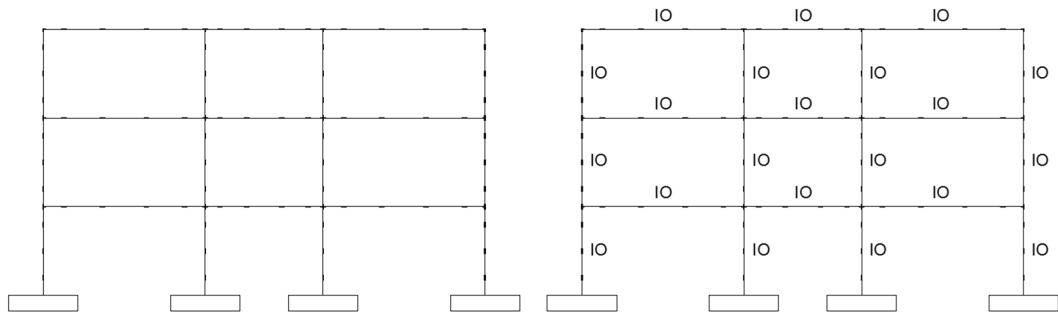
รูปที่ 4.30 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)



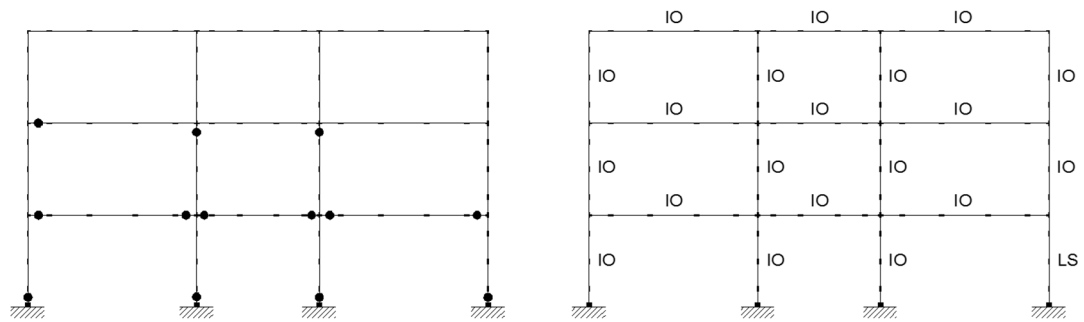
รูปที่ 4.31 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (DEQ)



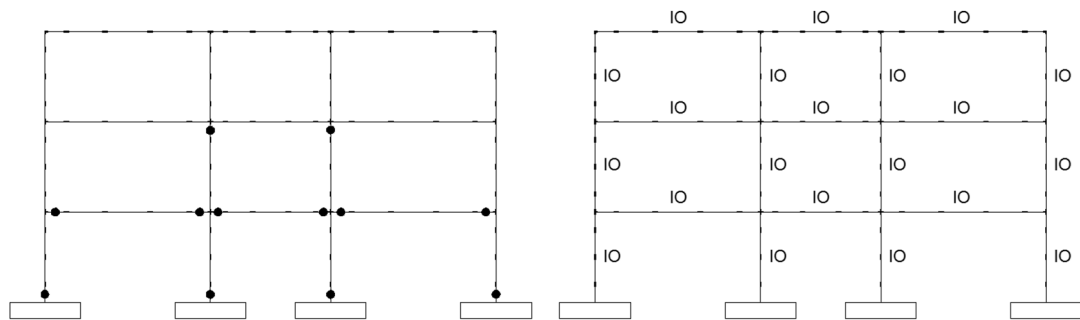
รูปที่ 4.32 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)



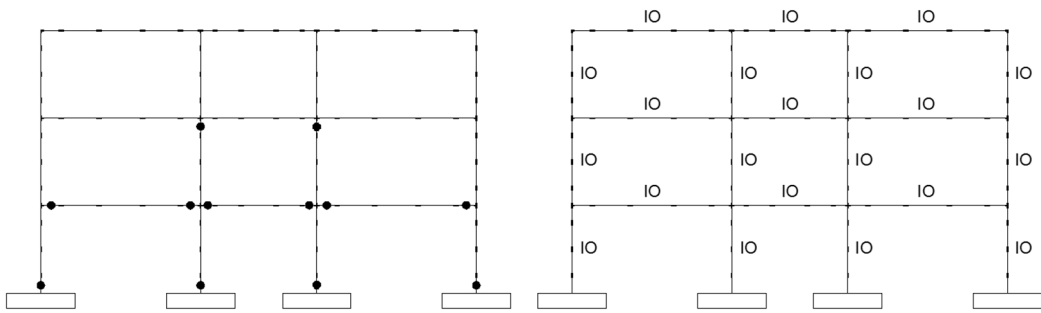
รูปที่ 4.33 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)



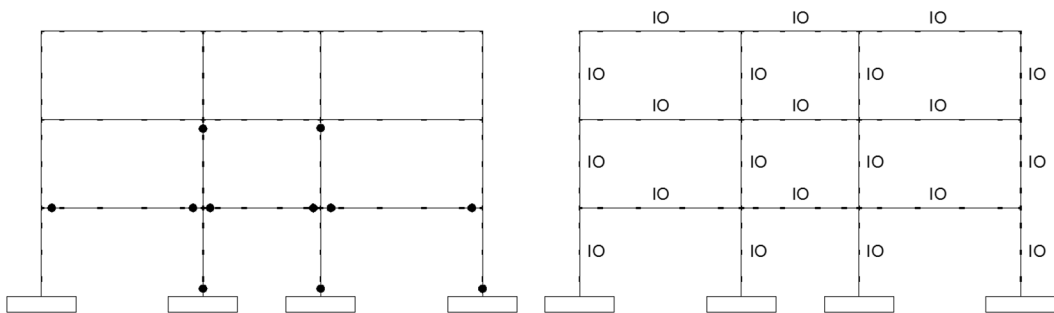
รูปที่ 4.34 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)



รูปที่ 4.35 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินทราย (MCEQ)



รูปที่ 4.36 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)



รูปที่ 4.37 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวสูง 3 ชั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย

5.1 สรุปผลที่ได้จากการวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนฐานรากตื้น โดยมีการคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง ทำการศึกษาวิจัยโดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่สร้างขึ้นโดยใช้โปรแกรม SeismoStruct จากนั้นทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างกรณีไม่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง นั่นคือฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (Fixed support) และกรณีที่เกิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง หรือฐานรากตื้นที่มีการโยกตัว (Rocking footing) ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว โดยแบบจำลองที่ทำการศึกษาแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ แบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพาน และแบบจำลองโครงสร้างอาคาร

แบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานที่ทำการศึกษาแบ่งออกเป็น 2 การทดลองคือการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ และการวิเคราะห์พฤติกรรมการครากระหว่างฐานรากตื้นกับเสาด้วยวิธีการผลักทางด้านข้าง จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์โดยใช้ข้อมูลแผ่นดินไหว Taiwan 921 Chi-Chi พบว่า ในทุกระดับความแรงแผ่นดินไหว (0.1g 0.3g และ 0.5g) การโยกตัวของฐานรากตื้นส่งผลให้โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดเพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับกรณีฐานรากแบบยึดแน่น แต่เมื่อพิจารณาผลตอบสนองของโมเมนต์ดัดที่ฐานพบว่า กรณีฐานรากแบบโยกตัวสามารถลดค่าโมเมนต์ดัดที่ฐานลงได้ เช่นเดียวกับค่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดขึ้น โดยค่าแรงเฉือนนั้นมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับกรณีฐานรากแบบยึดแน่นประมาณ 48% 27% และ 21% ในกรณี 0.1g 0.3g และ 0.5g ตามลำดับ จะเห็นได้ว่า การโยกตัวของฐานรากตื้นนั้น สามารถลดความเสียหายของโครงสร้างลงได้อย่างมีนัยสำคัญ

สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมการครากระหว่างชิ้นส่วนฐานรากตื้นกับเสาที่มีการแปรผันค่าอัตราส่วนความปลอดภัยโดยใช้วิธีการผลักทางด้านข้างนั้น จากการวิจัยพบว่าสำหรับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด (FS2) ชิ้นส่วนของฐานรากตื้นที่ตั้งบน Bilinear kinematic link element เกิดการครากก่อน สำหรับทุกค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่สูงขึ้น (กรณี FS4-FS10) ชิ้นส่วนที่เกิดการครากก่อนก็คือชิ้นส่วนเสา ในขณะที่ไม่มีการครากเกิดขึ้นในชิ้นส่วนฐานรากตื้นเลย จากการเปรียบเทียบผลตอบสนองระหว่างทั้ง 2 เงื่อนไขของ Link element จะเห็นได้ว่าข้อได้เปรียบของการโยกตัวของฐานรากตื้นนั้นลดลงเมื่อฐานรากตื้นมีขนาดที่ใหญ่ขึ้น

ในส่วนของแบบจำลองอาคารสูง 3 ชั้น กำหนดให้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยได้ทำการออกแบบโครงสร้างเพื่อใช้ในการสร้างแบบจำลอง โดยแบ่งอาคารออกเป็น 2 ประเภท คือ อาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว และอาคารที่ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของกฎกระทรวง พ.ศ. 2550 และมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ. 1302 อาคารดังกล่าวจะต้องรับแรงแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรง 2 ระดับ คือ แรงแผ่นดินไหวระดับการออกแบบ (Design earthquake) และแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ (Maximum considered earthquake) ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลัดทางด้านข้างจนถึงค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายโดยคำนวณจากหลักการของ FEMA356 และ FEMA440 เปรียบเทียบผลตอบสนองและความเสียหายที่เกิดขึ้นระหว่างกรณีรากแบบยึดแน่นกับฐานรากตื้นแบบโยกตัว โดยแบ่งประเภทดินชั้นรองรับเป็น 3 ประเภท ได้แก่ ดินทราย ดินเหนียว และดินเหนียวอ่อน โดยพื้นที่ที่ใช้พิจารณาเป็นตำแหน่งที่ตั้งอาคารคือ อ.หาดใหญ่ จ.สงขลา

จากการวิเคราะห์พบว่าโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว ที่ความแรงแผ่นดินไหวระดับ Design earthquake กรณีของฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นมีการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่เพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับกรณีฐานรากแบบยึดแน่นประมาณ 18% และสามารถลดแรงเฉือนที่ฐานลงได้ประมาณ 12% ส่วนกรณี Maximum considered earthquake พบว่า ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อนมีการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้นประมาณ 12% แต่สามารถลดแรงเฉือนที่ฐานลงได้เพียงแค่ 3.7%

สำหรับการประเมินความเสียหายของอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวพบว่าการโยกตัวของฐานรากสามารถลดค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้ โดยทุกชั้นส่วนมีความเสียหายในระดับ Immediate occupancy ในกรณีของ Design earthquake ส่วนความแรงในระดับ Maximum considered earthquake นั้น ฐานรากบนชั้นดินเหนียวอ่อนสามารถลดความเสียหายได้มากที่สุด ส่งผลให้ทุกชั้นส่วนที่มีความเสียหายระดับ Life safety เปลี่ยนมาเป็นระดับ Immediate occupancy

ในส่วนของอาคารที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว ที่ความแรงแผ่นดินไหวระดับ Design earthquake นั้น กรณีฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อน มีการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่เพิ่มขึ้นประมาณ 20% และสามารถลดแรงเฉือนที่ฐานลงได้ประมาณ 19% เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวระดับ Maximum considered earthquake ฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอ่อนมีการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่เพิ่มขึ้นประมาณ 15% และสามารถลดแรงเฉือนที่ฐานลงได้ 8.5%

สำหรับการประเมินความเสียหายของอาคารรับแรงแผ่นดินไหวพบว่าการโยกตัวของฐานรากสามารถลดค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้เช่นเดียวกับกรณีอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว และเมื่อพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างพบว่า ที่ความแรง

ระดับ Design earthquake ไม่มีมุมบิดพลาสติกเกิดขึ้นในโครงสร้างเลย ส่วนที่ระดับความแรง Maximum considered earthquake ระดับความเสียหายของโครงสร้างในแต่ละกรณีมีความใกล้เคียงกัน ในแง่ของการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวพบว่า อาคารที่ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างได้ เนื่องจากโครงสร้างนั้นมีความเหนียวเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่าคาบการสั่นของโครงสร้างมีค่าลดลง และโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนมีค่าลดลง ทำให้เกิดความเสียหายน้อยลงเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

สำหรับการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบของการคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างระหว่างแบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานและแบบจำลองทั้งโครงสร้างอาคาร 3 ชั้น ใช้การพิจารณาจากค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่เกิดขึ้น จากการวิจัยพบว่า ที่ระดับความแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของแต่ละกรณี แบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานสามารถลดแรงเฉือนที่ฐานได้ดีกว่าแบบจำลองของทั้งโครงสร้างอาคารประมาณ 15-17%

จากงานวิจัยนี้สามารถสรุปได้ว่า การคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างหรือการมองว่าฐานรากตึ้นนั้นมีการโยกตัวเกิดขึ้นภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว สามารถลดความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้ซึ่งตรงตามสมมติฐานที่ตั้งไว้ โดยแบบจำลองโครงสร้างต่อม่อสะพานนั้นสามารถลดความเสียหายได้ดีกว่าแบบจำลองโครงสร้างอาคาร เนื่องจากโครงสร้างแบบต่อม่อสะพานมีความยืดหยุ่นและโยกตัวได้ดีกว่าโครงสร้างแบบทั้งอาคาร แต่ข้อได้เปรียบของการคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างนี้จะลดลง เมื่อฐานรากมีขนาดที่ใหญ่ขึ้น

5.2 ข้อเสนอแนะ

โครงสร้างอาคารที่ใช้วิเคราะห์ในงานวิจัยนี้เป็นโครงสร้างแบบสมมาตร และทำการวิเคราะห์ผ่านแบบจำลองคณิตศาสตร์เพียงแค่ 2 มิติ จึงควรศึกษาเพิ่มเติมในส่วนของโครงสร้างที่มีลักษณะแตกต่างจากงานวิจัยนี้ เช่น อาคารที่ไม่สมมาตร มีรูปทรงที่เป็นมุม และควรศึกษาจากแบบจำลองที่เป็น 3 มิติ เพื่อการวิเคราะห์ที่เสมือนจริงยิ่งขึ้น เนื่องจากในความเป็นจริงนั้นจำเป็นที่จะต้องคิดในส่วนของแรงกระทำเยื้องศูนย์และแรงบิดมาเกี่ยวข้อง รวมไปถึงข้อมูลของแผ่นดินไหวที่ใช้ควรมีความหลากหลายมากกว่านี้

บรรณานุกรม

- กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย. 2552. *มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ 1302*. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ: ดิจิตอล ออฟเซต เอเชีย แปซิฟิก.
- Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Loli, M., Apostolou, M. and Gerolymos, N. 2009. Soil failure can be used for seismic protection of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8: 309-326.
- Anastasopoulos, I., Kourkoulis, R., Gelagoti, F. and Papadopoulos, E. 2012. Rocking response of SDOF systems on shallow improved sand: An experimental study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 40: 15-33.
- Bowles, J. E. 1996. *Foundation Analysis and Design, 5th edition*. New York: McGraw-Hill.
- Chen, X. C. and Lai, Y. M. 2002. Seismic response of bridge piers on elasto-plastic Winkler foundation allowed to uplift. *Journal of Sound and Vibration* 266: 957-965.
- Deng, L. and Kutter, L. 2011. Characterization of rocking shallow foundations using centrifuge model tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 41: 1043-1060.
- Deng, L., Kutter, B. L. and Kunnath, K. K. 2012. Centrifuge modeling of bridge systems designed for rocking foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138(3): 335-344.
- Federal Emergency Management Agency. 2000. *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*. Washington, D.C.

- Federal Emergency Management Agency. 2005. *FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.
- Gajan, S., Raychowdhury, P., Hutchinson, T. C., Kutter, B. L. and Stewart, J. P. 2010. Application and validation of practical tools for nonlinear soil-foundation interaction analysis. *Earthquake Spectra* 26(1): 111-129.
- Gazetas G. 1991. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 113(5): 458-475.
- Harden, C., Hutchinson, T., Martin, G. R. and Kutter, B. L. 2005. *Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations*. University of California, Berkeley.
- Harden, C. W. and Hutchinson, T. C. 2009. Beam-on-nonlinear-Winkler-foundation modeling of shallow, rocking-dominated footings. *Earthquake Spectra* 25(2): 277-300.
- Hung, H. H., Liu, K. Y., Ho, T. H. and Chang, K. C. 2010. An experimental study on the rocking response of bridge piers with spread footing foundations. *Engineering and Structural Dynamics* 40: 749-769.
- Limkatanyu, S., Kwon, M., Prachasaree, W. and Chaiviriyawong, P. 2012. Contact interface fiber section element: shallow foundation modeling. *Geomechanics and Engineering*, 4(3): 173-190.
- Liu, W., Hutchinson, T. C., Kutter, B. L., Hakhamaneshi, M., Aschheim, A. M. and Kunnath, S. K. 2013. Demonstration of compatible yielding between soil-foundation and superstructure components. *Journal of Structural Engineering* 139: 1408-1420.
- Loli, M., Knappett, A., Brown, M. J., Anastasopoulos, I. and Gazetas, G. 2014. Centrifuge modeling of rocking-isolated inelastic RC bridge piers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 43(15): 2341-2359.

- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8): 1804-1826.
- Mergos, P. E. and Kawashima, K. 2005. Rocking isolation of a typical bridge pier on spread foundation. *Journal of Structural Engineering* 9(2): 395-414.
- Negro, P., Paolucci, R., Peddetti, S. and Faccioli, E. 2000. Large scale soil-structure interaction experiments on sand under cyclic loading. *12th World Conference on Earthquake Engineering* paper no.1191
- Popovics, S. 1973. A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete. *Cement and Concr. Res.* 3(5): 583-599
- Raychowdhury, P. and Hutchinson, T. C. 2008. *ShallowFoundationGen OpenSees Documentation*. University of California, San Diego.
- Raychowdhury, P. and Hutchinson, T. C. 2009. Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results. *Engineering and Structural Dynamics* 38: 679-698.
- Raychowdhury, P. and Hutchinson, T. C. 2010. Performance of seismically loaded shearwalls on nonlinear shallow foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 35: 846-858.
- Raychowdhury, P. 2011. Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction (SSI). *Engineering Structures* 33: 958-967.
- Winkler, E. 1867. *Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit. 1st Edn.* H. Dominicus, Prague.

ภาคผนวก

คุณสมบัติของฐานรากตื้นสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมการครากระหว่างฐานรากตื้นกับเสา

FS	Size				EA	EI22	EI33	Ton/m	Kz (kN/m)	Kx (kN/m)	B.Capacity (kPa)	L.E.Pressure (kPa)
	B (m)	D (m)	A (m ²)	E (kPa)								
2	2.8	0.5	1.4	24288130	34003382	708403.79	22215543	3.36	40916	42889	1034.3	28.6078
4	3.6	0.6	2.16	24288130	52462361	1573870.8	56659350	5.184	50135	50358	1107.5	28.6078
6	4.4	0.65	2.86	24288130	69464052	2445713.5	112068670	6.864	59291	57692	1186	28.6078
8	4.8	0.7	3.36	24288130	81608117	3332331.4	156687584	8.064	63850	61320	1226.4	28.6078
10	5.4	0.75	4.05	24288130	98366927	4610949.7	239031631	9.72	70668	66722	1287.9	28.6078

Vertical link (kN)						Horizontal link (kN)	
Stiffness			Yield f.			Stiffness	Yield f.
Rim	End	Mid	Rim	End/Mid	Lateral		
5728.24	11456.48	2291.296	81.08912	162.1782	120089.2	40.05092	
9024.3	18048.6	3609.72	143.532	287.064	181288.8	61.79285	
13044.02	26088.04	5217.608	229.6096	459.2192	253844.8	81.81831	
15324	30648	6129.6	282.5626	565.1251	294336	96.12221	
19080.36	38160.72	7632.144	375.5516	751.1033	360298.8	115.8616	

คุณสมบัติของฐานรากตื้นสำหรับแบบจำลองโครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้น

Gravity	Soil	B (m)	t (m)	A (m ²)	fc' (ksc)	E (ksc)	E (kPa)	EA	EI22	EI33	Ton/m	Kz (kN/m)	Kx (kN/m)	B.Capacity (kPa)	L.E.Pressure (kPa)
		3 stories	Sand	2.4	0.6	1.44	200	213829	20969471	30196038	905881	14494098	3.456	42457	47410
	Soft clay	2.7	0.6	1.62	200	213829	20969471	33970542	1019116	20637104	3.888	23361	25480	655.18	17.51
	Hard clay	1.7	0.6	1.02	200	213829	20969471	21388860	641666	5151150	2.448	243410	292100	1638.70	20.71
3 stories	Sand	2.5	0.6	1.5	240	234238	22970904	34456356	1033691	17946019	3.6	43880	48598	869.93	28.35
	Soft clay	2.85	0.6	1.71	240	234238	22970904	39280246	1178407	26587816	4.104	24426	26360	658.93	17.51
	Hard clay	1.75	0.6	1.05	240	234238	22970904	24119449	723583	6155484	2.52	248790	296710	1640.20	20.71

Vertical link (kN)						Horizontal link (kN)	
Stiffness			Yield f.			Stiffness	Yield f.
Rim	End	Mid	Rim	End/Mid	Lateral		
5095	10190	2038	49.2	98.3	113784	40.8	
3154	6307	1261	47.8	95.5	68796	28.4	
20690	41380	8276	47.4	94.7	496570	21.1	
5485	10970	2194	54.4	108.7	121495	42.5	
3481	6961	1392	53.5	107.0	75126	29.9	
21769	43538	8708	50.2	100.5	519243	21.7	

ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้น

Gravity - 3 stories	Fixed				Sand				Soft clay				Hard clay			
	Design EQ	Max. EQ	Design EQ	Max. EQ	Design EQ	Max. EQ	Design EQ	Max. EQ	Design EQ	Max. EQ	Design EQ	Max. EQ	Design EQ	Max. EQ		
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.348	sec	0.348	sec	0.377	sec	0.377	sec	0.388	sec	0.388	sec	0.361	sec	0.361	sec
ค่าความเร่งคอมบิเนชันสำหรับการออกแบบของอาคาร (Sa)	0.0877	g	0.1316	g	0.0894	g	0.1342	g	0.0901	g	0.1351	g	0.0885	g	0.1327	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิ์ผล (W)	1348267	N	1348267	N	1348267	N	1348267	N	1348267	N	1348267	N	1348267	N	1348267	N
α	0.058		0.058		0.058		0.058		0.058		0.058		0.058		0.058	
Vy	217000	N	217000	N	217000	N	217000	N	217000	N	217000	N	217000	N	217000	N
Cm	0.9		0.9		0.9		0.9		0.9		0.9		0.9		0.9	
R	4.81		7.22		4.90		7.36		4.94		7.41		4.85		7.28	
C0	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3	
C1	1.524		1.856		1.458		1.746		1.436		1.710		1.493		1.803	
C2	1.1		1.4		1.1		1.4		1.1		1.3		1.1		1.4	
C3	1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0	
Target displacement	0.0590	m	0.1312	m	0.0666	m	0.1431	m	0.0697	m	0.1478	m	0.0623	m	0.1362	m
EQ - 3 stories	Fixed				Sand				Soft clay				Hard clay			
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.293	sec	0.293	sec	0.321	sec	0.321	sec	0.331	sec	0.331	sec	0.305	sec	0.305	sec
ค่าความเร่งคอมบิเนชันสำหรับการออกแบบของอาคาร (Sa)	0.0844	g	0.1267	g	0.0861	g	0.1292	g	0.0867	g	0.1301	g	0.0851	g	0.1277	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิ์ผล (W)	1401829	N	1401829	N	1401829	N	1401829	N	1401829	N	1401829	N	1401829	N	1401829	N
α	0.0438		0.0438		0.0438		0.0438		0.0438		0.0438		0.0438		0.0438	
Vy	278000	N	278000	N	278000	N	278000	N	278000	N	278000	N	278000	N	278000	N
Cm	0.9		0.9		0.9		0.9		0.9		0.9		0.9		0.9	
R	3.76		5.64		3.83		5.75		3.86		5.79		3.79		5.69	
C0	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3	
C1	1.535		1.901		1.458		1.769		1.435		1.729		1.500		1.839	
C2	1.1		1.3		1.1		1.3		1.1		1.3		1.1		1.3	
C3	1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0	
Target displacement	0.0392	m	0.0861	m	0.0450	m	0.0951	m	0.0472	m	0.0986	m	0.0416	m	0.0897	m

การเผยแพร่วิทยานิพนธ์



Effects of Soil-Shallow Foundation Interaction on Seismic Response of Bridges

Pongsakorn Kongnakorn^{1,*} Suchart Limkatanyu² and Sakchai Preechaverakul³

1,2,3 Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Prince of Songkla University, Songkhla, Thailand

Abstract

This paper presents the effects of soil-shallow foundation interaction on forces and moments in a bridge pier structure resting on a shallow foundation under earthquake ground motions. 2D models of the soil-shallow foundation interaction were created using the finite element program, SeismoStruct. The models include both the structure with shallow foundation allowed to uplift and the structure with normal shallow foundation models. The purposes of these models were to find effects of soil-shallow foundation interaction and compare the structure responses. The analysis results show that the models with shallow foundation allowed to uplift cause bridge pier structures to be more stable than models with normal shallow foundation.

Keywords: shallow foundation, uplift, soil-structure interaction

1. Introduction

When the structure with shallow foundation is subjected to an intensive earthquake excitation, the design of shallow foundation is commonly considered to be a fixed support. The lifting of foundation does not occur. However, if the seismic action is large enough, the shallow foundation will be uplifted and the interaction between soil and foundation structure should be considered.

An experiment study on the rocking response of bridge piers with spread foundations was conducted by Hung et al. [1]. In this series of tests, several columns resting on spread foundation with different amounts of steel reinforcement are tested and compared. Deng and Kutter [2] employed a centrifuge model to characterize rocking shallow

foundation responses. The main purpose of this centrifuge test is to compare settlements between foundations with and without a concrete pad. Subsequently, Deng et al. [3] studied bridge systems designed for rocking foundations using the centrifuge model.

Several mathematical models of soil-shallow foundation have been proposed in literatures. Seismic response analyses of bridge piers on tensionless elasto-plastic Winkler foundation were conducted by Chen and Lai [4]. Both responses obtained with fixed and uplifting foundation are compared. Mergos and Kawashima [5] studied rocking isolation of a typical bridge pier resting on spread foundation using mathematical model to compare responses of each excitation direction. Raychowdhury and Hutchinson [6] [7] [8] compared the results from numerical model and experiments result. The models consist of shearwall-footing and bridge-footing.

2. Elasto-plastic Winkler foundation model-allowed uplifting

The elasto-plastic Winkler foundation allowed uplifting model [4] is shown in Fig. 1. The soil was considered as a series of discrete springs. The relation of bending moment and rotation of foundation is linear. However, if the intensity of earthquake is large enough, the overturning moment will be more than the resisting bending moment from the foundation. Thus, the relation of bending moment and rotation is nonlinear.

* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: boom_longtooth@hotmail.com

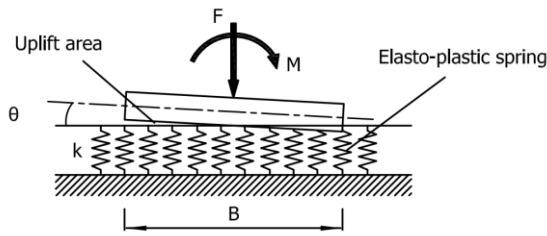


Fig. 1. Elasto-plastic Winkler model.

3. Numerical modeling

For the numerical model of structure with a shallow foundation footing, a schematic diagram can be shown in Fig. 2. The springs are placed along the length of the footing. The spacing of vertical spring is 2% of the total length of the footing. One lateral spring is used to provide passive resistance and capture lateral displacement. The stiffness of vertical springs is depending on the region of the footing. At the end region, the stiffness intensity is increased by 5 times of the middle region. The length of the end region is assumed to be 16% of the length of the footing.

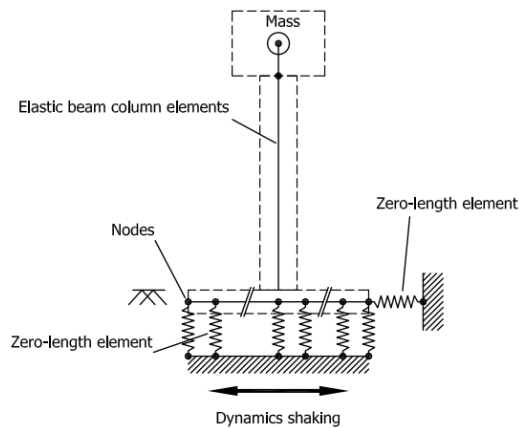


Fig. 2. Bridge-footing idealized model.

The numerical model in this experiment was created from Finite Element Package Software, SeismoStruct. The idealized model in Fig. 2 was applied from Opensees [9]. However, it cannot use the Opensees's entire idealized model because it has different of setting especially the mechanistic springs.

4. Numerical Model Example

4.1 Bridge pier model

In this example, the height of the bridge pier was 3.40 m. It had a lump mass on top pier with 120 t. The column was circular section with 0.60 m diameter. The support is the 1.68m x 1.68m shallow footing and its height was 0.60 m. The compressive strength of concrete was 278

kg/cm² [1]. The stiffness of clay was 33.4 MPa/m and the ultimate vertical bearing pressure is 1500 kPa [10]. The mass of column was not accounted in this model.

To compare the responses between fixed support and uplift allowed support, the models were created for different conditions as show in Table 1. The springs in the case of uplifting footing, was represented by link elements.

Table 1 Types of numerical model used in this example.

Model name	Base condition	Link elements
SF1	Fixed support	None
SF2	Rocking shallow foundation	Linear symmetric
SF3	Rocking shallow foundation	Linear asymmetric
SF4	Rocking shallow foundation	Bilinear symmetric

The appearances of the models were shown in Fig. 3. The SF2-SF4 models are similar. However, the properties of link elements are different.

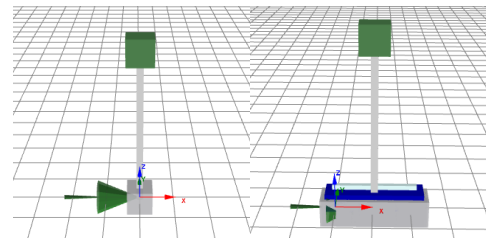


Fig. 3. Model for SF1 (left) and Model for SF2-SF4 (right).

The relation between force and displacement for each type of link elements were shown in Fig. 4-Fig. 6. The compression stiffness of linear asymmetric link element was assumed to be zero, because the behavior of the soil underneath the shallow foundation cannot resist tension force. Bilinear symmetric link element was used for non-linear relation analysis.

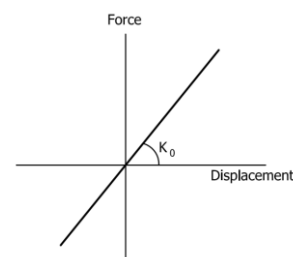


Fig. 4. The relation between force and displacement for linear symmetric link elements.

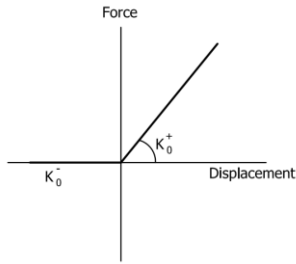


Fig. 5. The relation between force and displacement for linear asymmetric link elements.

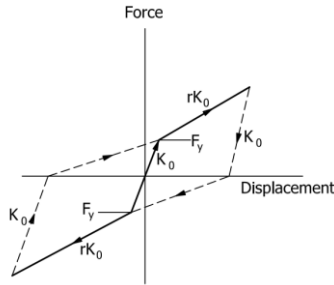


Fig. 6. The relation between force and displacement for bilinear symmetric link elements.

4.2 Ground motion

In this study, dynamic time-history analysis is performed to simulate the system response under earthquake ground motion using the Taiwan 921 Chi-Chi earthquake ground motion (Fig. 7). The peak ground accelerations of 0.1g, 0.3g and 0.5g are used and a damping ratio of 5% is assumed.

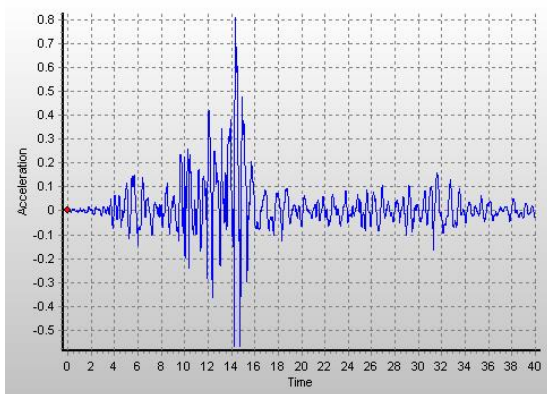


Fig. 7. Taiwan 921 Chi-Chi earthquake ground motion.

5. Simulation Results

The comparison between lateral displacement responses obtained for each base condition was shown in Fig. 8-Fig.10. For all intensities, it can be seen that the shallow footing on linear asymmetric link element (SF4) has the maximum lateral displacement, while the fixed base support (SF1) has the minimum lateral displacement of all conditions. It should

be noted that the lateral displacement in Fig. 8-Fig.10. is at the top pier and is relative to the base of column. For the high intensity case, the displacements of rocking foundations (TF2-TF4) increase.

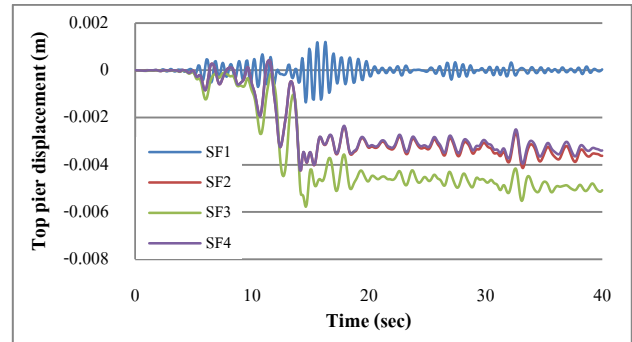


Fig. 8. Top pier displacement comparison of SF1-SF4 responses (0.1g).

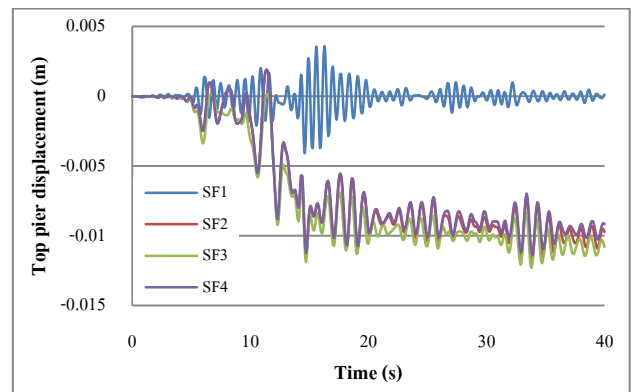


Fig. 9. Top pier displacement comparison of SF1-SF4 responses (0.3g).

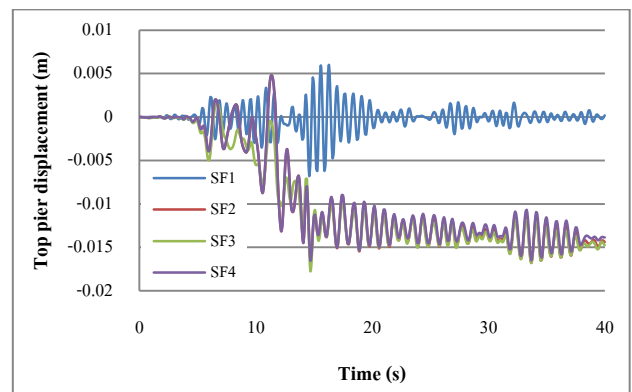


Fig. 10. Top pier displacement comparison of SF1-SF4 responses (0.5g).

At the end of the analysis state, the structures with uplift allowed shallow footing have a residual displacement at top pier. The case of linear asymmetric link element (SF3) has the maximum residual displacement because the link element properties are asymmetric. As shown in Fig. 5., linear asymmetric link elements can only resist the compression.

Corresponding well with the ground motion shown in Fig. 7., the displacement responses of Figs. 8-10 all reach their peaks at 14 second.

For the bending moment responses at the base of column, the comparison of three support conditions were shown in Fig. 11.-Fig 13.

The bending moment increases with higher intensity. For all intensity, the bending moment responses of rocking shallow foundation (SF2-SF4) are different from the displacement responses. The SF2-SF4 models have a similar amount of bending moment.

Around the peak ground motion state, the fixed support condition (SF1) has the maximum bending moment at the base of column. It can be seen that the uplift of the footing can reduce the bending moment of the base of column. On the other hand, the flexibility of structure can reduce a large amount of the bending moment under the earthquake excitation.

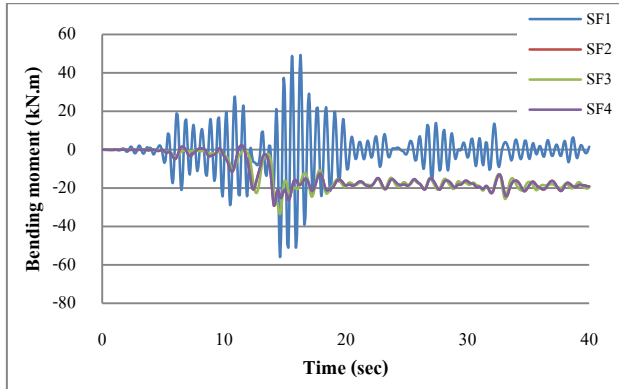


Fig. 11. Bending moment comparison of SF1-SF4 responses (0.1g).

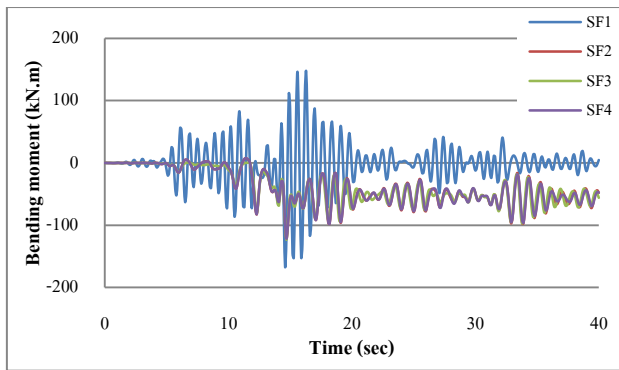


Fig. 12. Bending moment comparison of SF1-SF4 responses (0.3g).

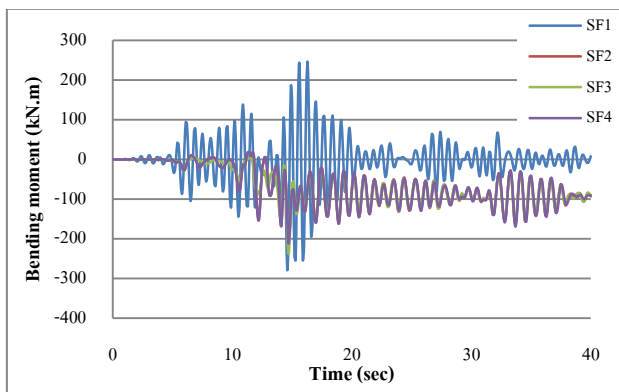


Fig. 13. Bending moment comparison of SF1-SF4 responses (0.5g).

The responses between force and displacement for each type of end link element were shown in Fig. 14-Fig. 22. For the linear symmetric link

element as show in Fig. 14.-Fig 16., the force and displacement also increase with higher intensity.

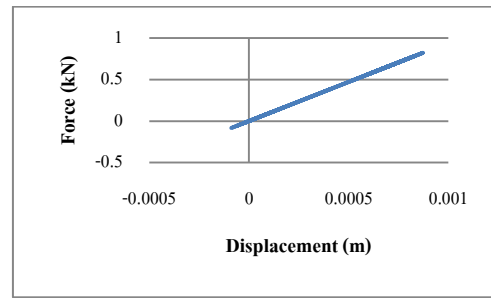


Fig. 14. Relation between force and displacement of linear symmetric link element (0.1g).

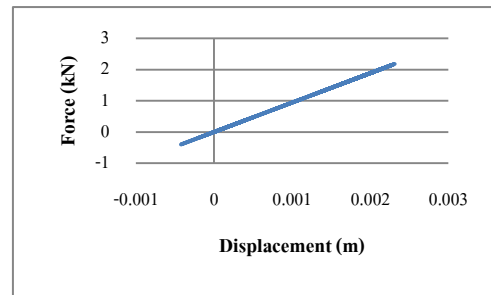


Fig. 15. Relation between force and displacement of linear symmetric link element (0.3g).

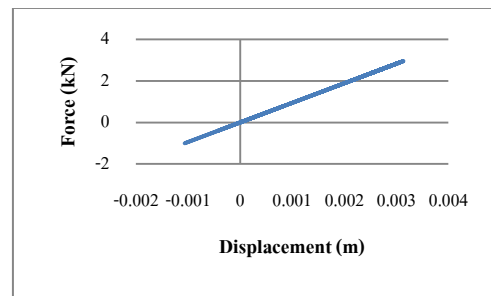


Fig. 16. Relation between force and displacement of linear symmetric link element (0.5g).

The relation between force and displacement of linear asymmetric link element were shown in Fig.17.-Fig.19. In the low intensity, 0.1g, the effect of tension force from the foundation is not occurred. However, with the higher intensity, it came to have an effect of the tension force.

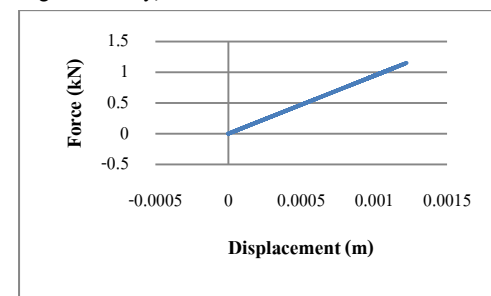


Fig. 17. Relation between force and displacement of linear asymmetric link element (0.1g).

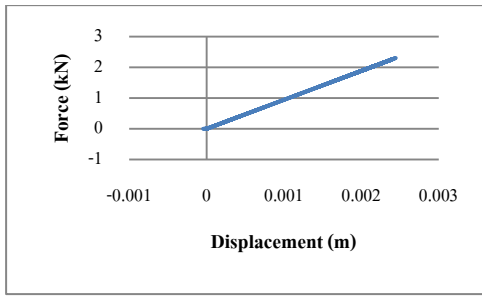


Fig. 18. Relation between force and displacement of linear asymmetric link element (0.3g).

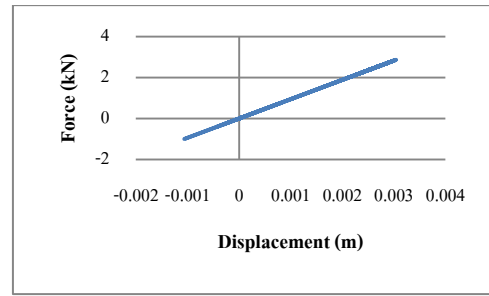


Fig. 22. Relation between force and displacement of bilinear symmetric link element (0.5g).

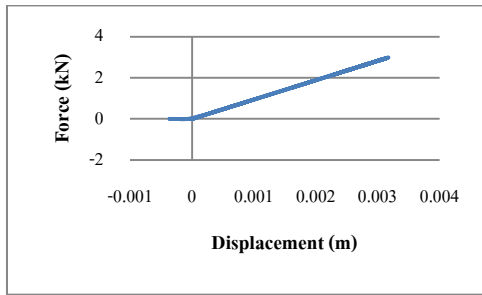


Fig. 19. Relation between force and displacement of linear asymmetric link element (0.5g).

The last case of the link element is bilinear symmetric which show in Fig. 20.-Fig. 22. The relations between force and displacement are also similar to linear symmetric link element. It is because of the symmetric properties of stiffness.

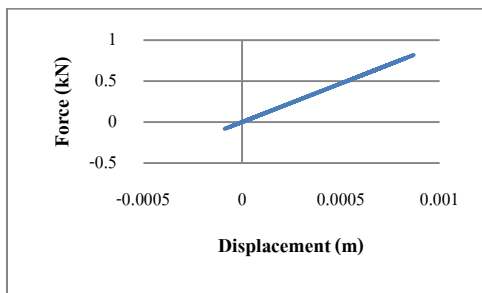


Fig. 20. Relation between force and displacement of bilinear symmetric link element (0.1g).

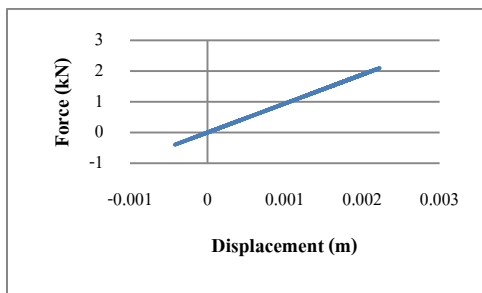


Fig. 21. Relation between force and displacement of bilinear symmetric link element (0.3g).

6. Conclusions

This paper compares the responses between fixed support and uplift allowed shallow footing, to find the effect of soil-shallow foundation interaction. The numerical models of bridge pier structure were created by the finite element package software, SeismoStruct. The models consist of four conditions; fixed base support, shallow footing on linear symmetric link elements, shallow footing on linear asymmetric link elements and shallow footing on bilinear symmetric link elements. These numerical models were considered in two dimensions and intended only one direction of the earthquake excitation.

Under the Taiwan 921 Chi-Chi earthquake with different intensity; 0.1g, 0.3g and 0.5g of peak ground acceleration, the different responses of three conditions were shown in the simulated results. The rocking shallow foundation can reduce large amount of the bending moment when compared with fixed support. However, the structures with rocking shallow foundation also have a permanent lateral displacement at the end of earthquake excitation. The relations between force and displacement of end link element were shown in the study. In the high intensity, the effect of tension force of linear asymmetric can be seen. However, the force-displacement relations of linear symmetric and bilinear symmetric link elements are also similar.

References

- [1] H.H. Hung, K.Y. Liu, T.H. Ho and K.C. Chang, "An experimental study on the rocking response of bridge piers with spread footing foundations". *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 40(1) pp. 749-769, 2011.
- [2] L. Deng and B.L. Kutter, "Characterization of rocking shallow foundation using centrifuge model tests". *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 41(1) pp. 1043-1060, 2012.

- [3] L. Deng, B.L. Kutter and S.K. Kunnath, "Centrifuge Modeling of Bridge Systems Designed for Rocking Foundations". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(3) pp. 335-344, 2012.
- [4] X.C. Chen and Y.M. Lai, "Seismic response of bridge piers on elasto-plastic Winkler foundation allowed to uplift". *Journal of Sound and Vibration*, 266(1) pp. 957-965, 2003.
- [5] P.E. Mergos and K. Kawashima, "Rocking Isolation of a Typical Bridge Pier on Spread Foundation". *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2) pp. 395-414, 2005.
- [6] P. Raychowdhury and T.C. Hutchinson, "Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results". *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 38(1) pp. 679-698, 2009.
- [7] P. Raychowdhury and T.C. Hutchinson, "Performance of seismically loaded shearwalls on nonlinear shallow foundations". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 35(1) pp. 846-858, 2011.
- [8] P. Raychowdhury, "Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction (SSI)". *Engineering Structures*, 33(1) pp. 958-967, 2011.
- [9] Opensees-open system for earthquake engineering simulation. Pacofoc earthquake engineering research center. PEER. Richmond (CA, USA). <http://opensees.berkeley.edu>
- [10] S. Limkatanyu, M. Kwon, W. Prachasaree and P. Chaiviriyawong, "Contact interface fiber section element: shallow foundation modeling". *Geomechanics and Engineering*, 4(3) pp. 173-190, 2012.



Effects of Soil-Shallow Foundation Interaction on Seismic Responses of Bridge Pier Structures

Pongsakorn Kongnakorn^{1,*} Suchart Limkatanyu² and Sakchai Preechaverakul³

^{1,2,3} Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Prince of Songkla University, Songkhla, Thailand

Abstract

Shallow foundations with non-linear soil-structure interaction can dissipate the energy of structures under the earthquake excitation. This is an advantage of rocking designed shallow foundations over normal foundations, or fixed supports. However, the rocking foundation may cause the permanent system deformation. When the seismic analysis of structure is carried out, the fixed support is yielded first. For the rocking foundation, the yielding response depends on properties of the system. This paper studies the responses of the structures on rocking shallow foundations using the Winkler foundation model. The purpose of this work is to find the yielding responses of column and shallow foundation and their variation with factor of safety. Two dimensional numerical models of reinforced concrete bridge piers are used in conjunction with the static push-over analysis. The behaviors of column and foundation are non-linear and elastic, respectively. The analysis results show that the first yielded element is the footing for a lower value of factor of safety. However, the footing remains elastic for a higher value of factor of safety in which the yielding occurs in the column instead.

Keywords: shallow foundation, earthquake, soil-structure interaction, numerical model

1. Introduction

For the structure with shallow foundation under the earthquake excitation, its foundation is commonly considered to be fixed. Therefore, the lifting of foundation is not accounted

for in the structural model. However, when the structure is subjected to sufficiently large seismic action, the shallow foundation will be inevitably uplifted. Therefore, the soil-structure interaction should be considered in the analysis.

Experimental Investigations on rocking responses of structures have been performed by several researchers. The bridge piers with spread footings were used in the study of Hung *et.al* [1]. The tests used several columns resting on spread foundation with different amounts of steel reinforcement and compared the experiment results. The study of rocking shallow foundation by Deng and Kutter [2], is to compare the settlements of foundation in different sand conditions. The concrete pad was used to decrease a settlement. Subsequently, the centrifuge model was used by Deng *et.al* [3], to investigate the bridge system designed for rocking foundation. Liu *et.al* [4] used centrifuge models to find responses, with different combinations of foundation and structural component yield strengths.

Several researchers employed mathematical models to study the soil-shallow foundation interaction problem. Chen and Lai [5] conducted seismic response analyses of bridge piers on tensionless elasto-plastic Winkler foundation. This study compared responses obtained with fixed and uplifting foundation. Mergos and Kawashima [6] used mathematical model of a typical bridge pier resting on spread foundation, to study rocking isolation and compare responses of each excitation direction. Raychowdhury and Hutchinson [7][8] compared the results between numerical and experiment models. The models consist of shearwall-footing and bridge-

footing. The numerical models of steel frame buildings were studied by Raychowdhury [9], to compare responses between fixed, elastic and non-linear shallow foundation.

2. Elasto-plastic Winkler foundation model- allowed uplifting

This study used the elasto-plastic Winkler foundation model for numerical modeling of a shallow footing [4]. This is not a traditional foundation model. It can uplift when the intensity of earthquake is sufficiently large. The resisting moment will be less than overturning moment. The relation of bending moment and rotation of foundation will change from linear to nonlinear. Fig.1 shows the elasto-plastic Winkler foundation model allowed uplifting. The soil was considered as a series of discrete springs.

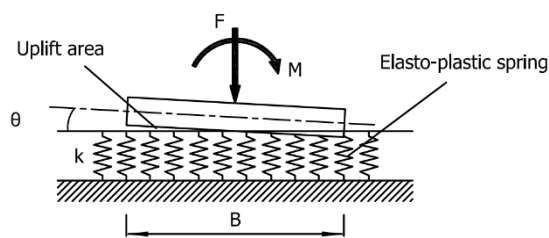


Fig.1. Elasto-plastic Winkler model.

3. Numerical modeling

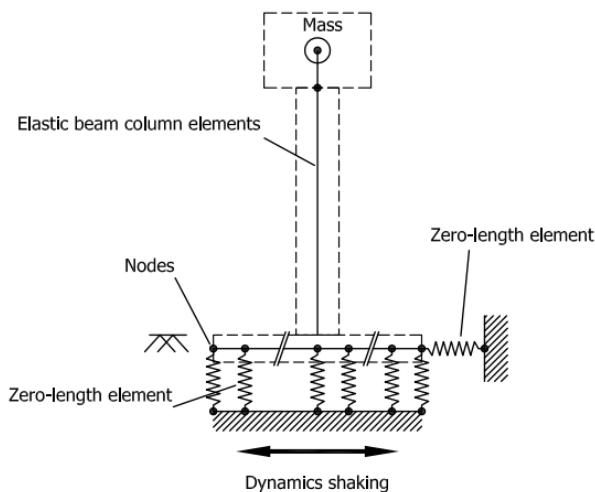


Fig.2. Rocking shallow footing idealized model.

Fig.2 shows a schematic diagram of numerical modeling for the structure with shallow foundation. The discrete vertical springs are placed along the length of footing. The space

interval of all vertical springs is 2% of the total length of the footing. One lateral spring is used to provide passive resistance and capture lateral displacement. The stiffness of vertical springs is depending on the region of the footing, because of soil compact effect from rocking of the footing. For the end region, the stiffness intensity is increased by 5 times of the middle region. The length of the end region is assumed to be 16% of the length of the footing.

In this study, the numerical model was carried out using the finite element package software, SeismoStruct. Fig.2 shows the idealized model modified from Opensees [10]. However, the model in this study cannot use Opensees's entire idealized model, because of difference in setting, particularly the mechanistic springs.

4. Numerical model example

4.1 Bridge pier model

In this example, the height of bridge column is 10.75 m. It has a lump mass on top pier with 300 tons. The column cross-section is rectangular with 1.5 m x 1.5 m [11]. The support is the shallow foundations with different sizes, depending on the factor of safety of the shallow foundation, as given in Table 1. The compressive strength of concrete is 17.4 MPa (cylinder strength). The supporting soil is dense HST95 sand [12]. The specific gravity is 2.63. The maximum dry density is 17.58 kN/m³. Its critical angle is 32 degree. The modulus of elasticity is 8000 kPa and can be calculated to shallow foundation stiffness [13]. The appearance and details of the numerical model are given in Fig. 3.

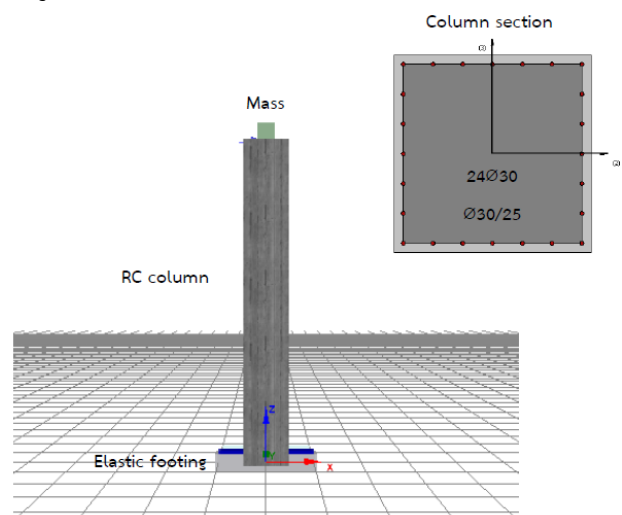


Fig.3. The appearance and details of the model.

* Corresponding author

E-mail address: boom_longtooth@hotmail.com

Models are created with two different conditions of vertical link elements as shown in Table 2. The first one is bilinear kinematic hardening curve while the other one is linear asymmetric curve. Fig. 4-Fig. 5 show the relation between force and displacement for each type of link elements. The shallow foundation stiffness and yield strength are represented by K_0 and F_y respectively. Bilinear kinematic hardening curve is used for non-linear relation analysis. Linear asymmetric curve used for behavior of soil underneath the shallow foundation cannot resist tension force. Also, the tensile stiffness of linear asymmetric link element is assumed to be zero.

Table 1 Footing sizes.

Model name	Factor of safety (FS)	Footing sizes	
		Width (m)	Height (m)
FS2	2	2.8	0.50
FS4	4	3.6	0.60
FS6	6	4.4	0.65
FS8	8	4.8	0.70
FS10	10	5.4	0.75

Table 2 Footing conditions.

Condition	Link element	
	Vertical	Horizontal
1	Bilinear kinematic	Bilinear kinematic
2	Linear asymmetric	Bilinear kinematic

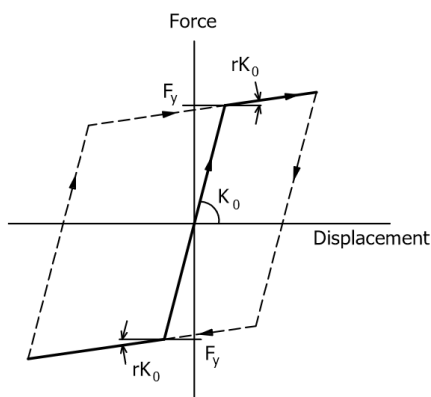


Fig.4. The relation between force and displacement for bilinear kinematic link elements.

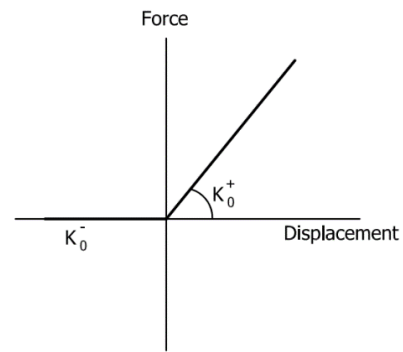


Fig.5. The relation between force and displacement for linear asymmetric link elements.

4.2 Static push-over analysis

This study employs static push-over analysis to simulate the system response of structure. For all models, the applied load is exerted at the pier top. The target displacement is 3% drift ratio in horizontal direction. The purpose is to find the yielding response of the structure-foundation system. The schematic representation of the structure-foundation system is shown in Fig.6.

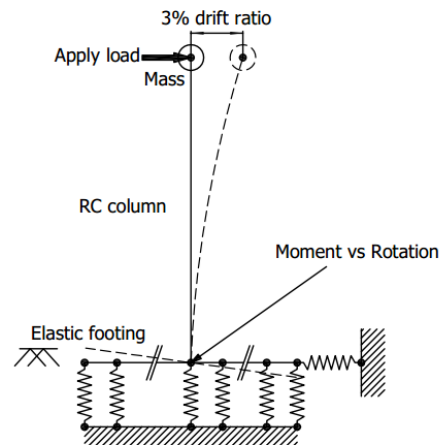


Fig.6. The schematic representation of the structure-foundation system.

5. Simulation results

5.1 Moment vs rotation

Fig. 7 – Fig. 11 show static push-over responses of the footing element of all models, comparing with two conditions of vertical springs. For the condition I (bilinear kinematic spring), the footings experience yielding in model FS2 and model FS4. However, the footing remains elastic in all models with condition II (linear asymmetric spring) because of the difference in vertical spring response. The bilinear kinematic spring results

in a stiffer footing. The linear asymmetric causes the footing more flexible with the rocking advantage, but also causes more rotation.

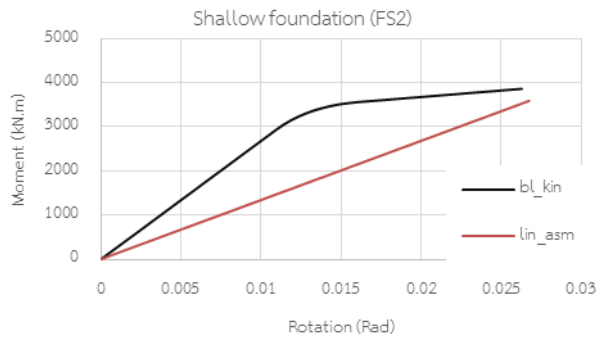


Fig.7. Moment vs rotation of shallow foundations (Model FS2).

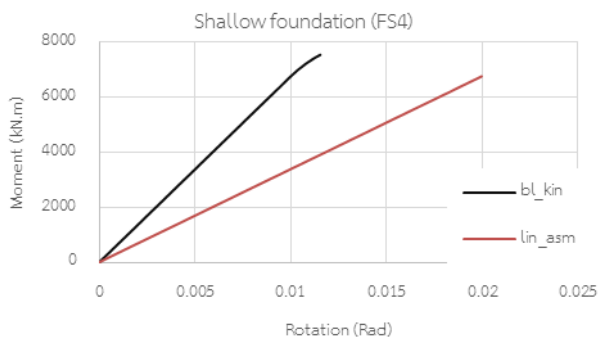


Fig.8. Moment vs rotation of shallow foundations (Model FS4).

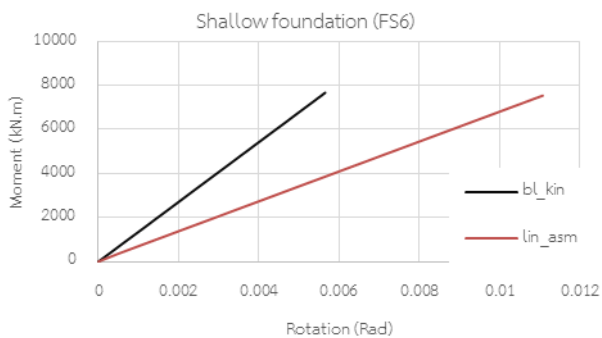


Fig.9. Moment vs rotation of shallow foundations (Model FS6).

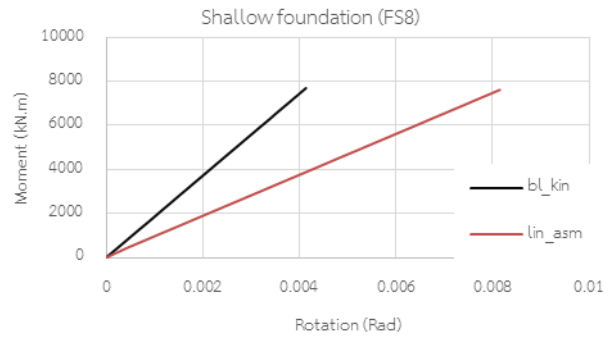


Fig.10. Moment vs rotation of shallow foundations (Model FS8).

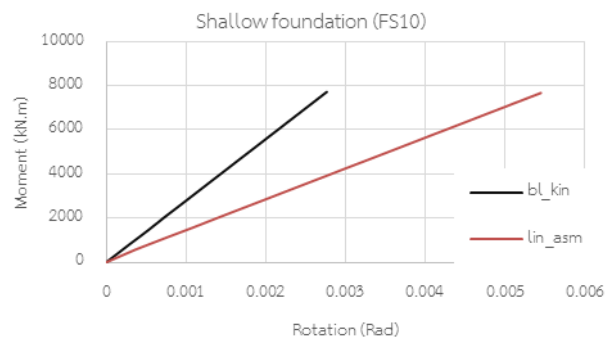


Fig.11. Moment vs rotation of shallow foundations (Model FS10).

The comparing responses of column elements are shown in Fig. 12 – Fig.16. For both conditions, the column does not experience yielding with the lowest factor of safety. However, the yielding occurs for all higher factor of safety, model FS4 - model FS10. For all of models, the condition I has larger maximum rotation than the condition II. The maximum rotation of column in model FS2 is similar for both conditions. For yielded column (model FS4 – model FS10), the model FS4 is very different between the maximum rotation of two conditions and the difference decreases when the factor of safety increases. It is because of the rocking advantage of linear asymmetric spring decrease in the higher factor of safety.

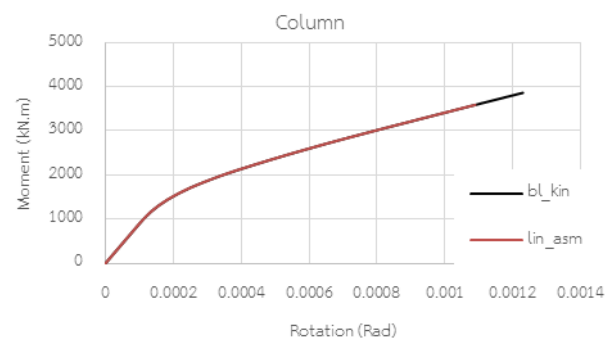


Fig.12. Moment vs rotation of columns (Model FS2).

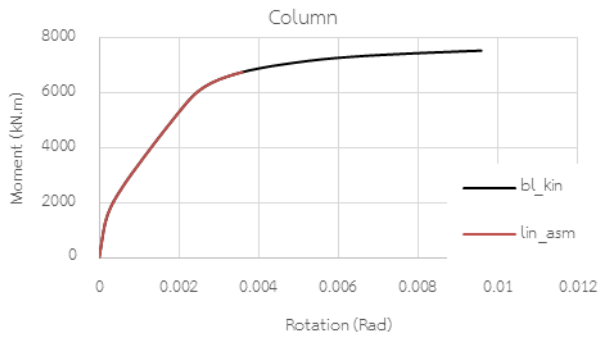


Fig.13. Moment vs rotation of columns (Model FS4).

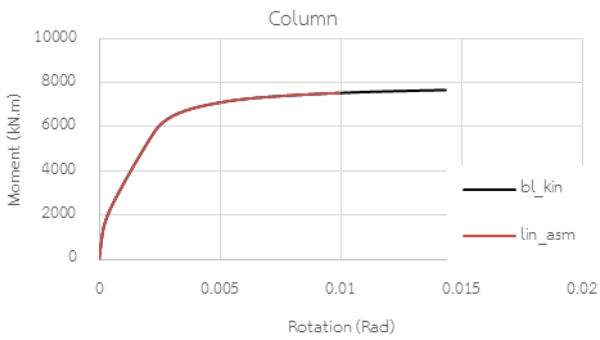


Fig.14. Moment vs rotation of columns (Model FS6).

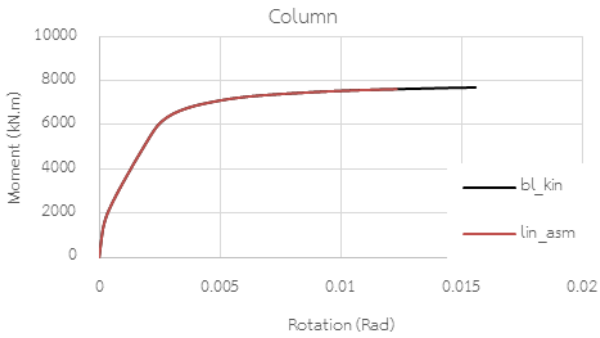


Fig.15. Moment vs rotation of columns (Model FS8).

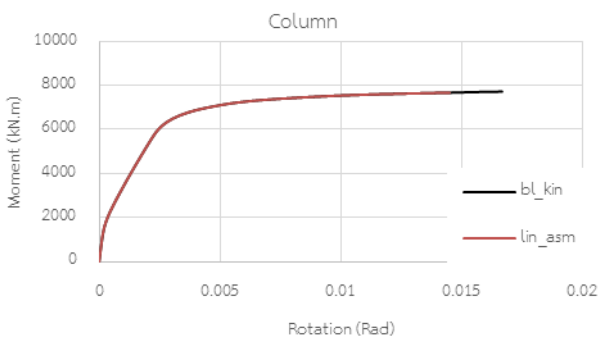


Fig.16. Moment vs rotation of columns (Model FS10).

For the lowest factor of safety, the first yielded element is the footing on bilinear kinematic springs as shown in Fig.7. The column does not yield in the lowest factor of safety. For the higher factor of safety (model FS4 – model FS10), the first yielded element is the column.

5.2 Plastic hinges

Table 3 Plastic rotation comparisons for all models.

FS	Plastic rotation (Rad)			
	Condition 1 (bl_sym)		Condition 2 (lin_asm)	
	Footing	Column	Footing	Column
2	0.013	-	-	-
4	-	0.007	-	0.001
6	-	0.012	-	0.007
8	-	0.013	-	0.010
10	-	0.014	-	0.012

The plastic rotation of columns and footings of all models are shown in Table 3. The footing element has the plastic hinge in only the model FS2 with condition I. The plastic hinge of column element occurs in model FS4 – model FS10. The condition II has lesser plastic hinge rotation than the condition I.

6. Conclusions

The purpose of this paper is to find the yielding responses of the bridge piers on shallow foundation, with effect of soil-foundation interaction. This study employs the finite element package software, SeismoStruct. The numerical models of bridge pier structure on shallow foundation are created. The models consist of two conditions of vertical springs; bilinear kinematic hardening and linear asymmetric.

The static push-over analysis is used to simulate the yielding responses of systems, with the target displacement of 3% drift ratio at top pier. The moment-rotation responses are shown in the simulated results. For the lowest factor of safety, the only yielded element is the footing. The footing does not experience yielding for a higher value of factor of safety, while the yielding does occur in the column. The two types of vertical springs show the different results. The linear asymmetric springs result in larger footing rotation due to rocking, and it can reduce the maximum rotation and plastic hinge of the column. However, the advantage of linear asymmetric springs decreases when the factor of safety increases.

References

- [1] H.H. Hung, K.Y. Liu, T.H. Ho and K.C. Chang. "An experimental study on the rocking response of bridge piers with spread footing foundations". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(1) pp. 749-769, 2011.
- [2] L. Deng and B.L. Kutter. "Characterization of rocking shallow foundation using centrifuge model tests". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(1) pp. 1043-1060, 2012.
- [3] L. Deng, B.L. Kutter and S.K. Kunnath. "Centrifuge Modeling of Bridge Systems Designed for Rocking Foundations". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(3) pp. 335-344, 2012.
- [4] W. Liu, T.C. Hutchinson, B.L. Kutter, M. Hakhamaneshi, M.A. Aschheim and S.K. Kunnath. "Demonstration of compatible yielding between soil-foundation and superstructure components". *Journal of Structural Engineering ASCE*, 139(1) pp. 1408-1420, 2013.
- [5] X.C. Chen and Y.M. Lai. "Seismic response of bridge piers on elasto-plastic Winkler foundation allowed to uplift". *Journal of Sound and Vibration*, 266(1) pp. 957-965, 2003.
- [6] P.E. Mergos and K. Kawashima. "Rocking Isolation of a Typical Bridge Pier on Spread Foundation". *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2) pp. 395-414, 2005.
- [7] P. Raychowdhury and T.C. Hutchinson. "Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(1) pp. 679-698, 2009.
- [8] P. Raychowdhury and T.C. Hutchinson. "Performance of seismically loaded shearwalls on nonlinear shallow foundations". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 35(1) pp. 846-858, 2011.
- [9] P. Raychowdhury. "Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction (SSI)". *Engineering Structures*, 33(1) pp. 958-967, 2011.
- [10] Opensees-open system for earthquake engineering simulation. Pacific earthquake engineering research center. PEER. Richmond (CA, USA). <http://opensees.berkeley.edu>
- [11] M. Loli, J.A. Knappett, M.J. Brown, I. Anastasopoulos and G. Gazetas. "Centrifuge modeling of rocking-isolated inelastic RC bridge piers". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(15) pp. 2341-2359, 2014.
- [12] Keith Lauder. *The performance of pipeline ploughs*. University of Dundee, 2010, pp. 83.
- [13] C. Harden, T. Hutchinson, G.R. Martin and B.L. Kutter. *Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations*, 2005, pp. 39-40.

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ สกุล	นายพงศกร คงนคร	
รหัสประจำตัวนักศึกษา	5610120021	
วุฒิการศึกษา		
วุฒิ	ชื่อสถาบัน	ปีที่สำเร็จการศึกษา
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์	2555

ทุนการศึกษา

ทุนบัณฑิตศึกษาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ปีการศึกษา 2556-2557

ทุนอุดหนุนการวิจัยเพื่อวิทยานิพนธ์ ปีงบประมาณ 2557

การตีพิมพ์เผยแพร่ผลงาน

Pongsakorn Kongnakorn, Suchart Limkatanyu and Sakchai Preechaverakul, (2014). Effects of Soil-Shallow Foundation Interaction on Seismic Response of Bridges. 19th National Convention on Civil Engineering (NCCE), Khon Kaen, May 14-16, 2014.

Pongsakorn Kongnakorn, Suchart Limkatanyu and Sakchai Preechaverakul, (2016). Effects of Soil-Shallow Foundation Interaction on Seismic Responses of Bridge Pier Structures. 21st National Convention on Civil Engineering (NCCE), Songkhla, June 28-30, 2016.