

การป้องกันภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยมวลหน่วงปรับค่า

นาย จุลชิน เฉินบำรุง

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2555

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์นี้ตั้งอยู่ที่คลังความรู้มหาวิทยาลัยในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository(CUIR)  
are the thesis authors' files submitted through the Graduate School.

SEISMIC PROTECTION OF TALL R/C BUILDINGS USING TUNED MASS DAMPERS

MR. JULACHIN CHERNBUMRUNG

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2012

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การป้องกันภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยมวล หน่วงปรับค่า
โดย	นายจุลชิน เงินบำรุง
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศฤทธิ์วงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(รองศาสตราจารย์ ดร. นคร ภู่วโรดม)



## 5470149121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : SEISMIC PROTECTION / TUNED MASS DAMPERS / SEISMIC  
EXCITATIONS / INELASTIC STRUCTURES

JULACHIN CHERNBUMRUNG: SEISMIC PROTECTION OF TALL R/C  
BUILDINGS USING TUNED MASS DAMPERS. ADVISOR : ASSOC. PROF.  
TOSPOL PINKAEW, Ph.D., 111 pp.

Existing buildings in Bangkok were not designed for earthquake, because the city was believed not to be a seismic prone area. Unfortunately, recent seismic data indicate the possibility of occurrence of strong earthquakes in surrounding areas and may cause damage to buildings in the city. Therefore, this research aims to study the use of tuned mass dampers (TMDs) which are commonly installed to suppress the wind-induced vibration to apply for seismic protection of reinforced concrete buildings. However, under strong earthquake, the structures may behave in the inelastic ranges and consequently may significantly degrade the performance of the TMDs. In this research, the vibration and damage characteristics of a 20-story buildings under various earthquake ground motions will be considered and use to compare between the buildings with TMDs and without TMDs. The Perform3D program is adopted to analyze the inelastic dynamic behavior of the buildings. The obtained results reveal that the properly designed TMD can effectively reduce the damages of the building if the ground motions have predominant frequency close to that of the building and long duration.

Department .....Civil Engineering.....

Student's Signature.....

Field of Study.....Civil Engineering.....

Advisor's Signature .....

Academic Year .....2012.....

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษา แนะนำเกี่ยวกับทฤษฎี และแนวทางแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นระหว่างทำวิจัย อันเป็นประโยชน์ต่อการวิจัยอย่างมากมาโดยตลอด

ขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ประธานกรรมการ และรองศาสตราจารย์ ดร.นคร ภู่วโรดม กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณา ให้แนวคิด และแนวทางในการแก้ไขปรับปรุงเพื่อให้วิทยานิพนธ์มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ ดร.ธีระชัย ดีสมสุข นายนันท์วัฒน์ โกสุมภ์สุวรรณ นาย ปีย์ลักษณะณ์ วันทนาศิริ และเพื่อนๆของผู้เขียนที่ให้คำแนะนำ คำปรึกษาและความช่วยเหลือตลอดการทำวิจัย

ท้ายที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ คุณพ่อ คุณแม่ ที่ให้ความอุปการะ และเป็นกำลังใจให้แก่ข้าพเจ้าโดยตลอดมา ทำให้งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ข
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูปภาพ.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	2
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	2
1.5 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับระบบมวลห่น่วงปรับค่าแบบแพลสตีฟ.....	4
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	11
2.2.1 สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว.....	11
2.2.2 โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลห่น่วงปรับค่าที่มีดีกรีอิสระเท่ากับ 1.....	17
2.2.3 โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลห่น่วงปรับค่าที่มีหลายดีกรีอิสระ.....	17
2.2.4 การจำลองพฤติกรรมอินอีลาสติกของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE/SEI 41-06.....	19
2.2.5 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง.....	31
2.2.6 ระดับความเสียหายของโครงสร้าง.....	32
บทที่ 3 อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหว.....	35
3.1 อาคารตัวอย่าง.....	35
3.2 การจำลองอาคารตัวอย่างเพื่อใช้ในการวิเคราะห์.....	36
3.2.1 แบบจำลองเสา.....	36
3.2.2 แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน.....	43

3.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์แบบอีลาสติกของแบบจำลองโครงสร้างอาคารตัวอย่าง	48
3.4 การจำลองความเสียหายของโครงสร้าง	49
3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา	55
บทที่ 4 การปรับปรุงการตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว	67
4.1 การออกแบบระบบควบคุมการสั่นไหว	67
4.2 การจำลองระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D	68
4.3 การตรวจสอบความถูกต้องของระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D	72
บทที่ 5 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก	74
บทที่ 6 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงแผ่นดินไหว	80
6.1 ความเสียหายที่เกิดขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวและแรงแผ่นดินไหวกระทำในสองทิศทาง	80
6.2 พฤติกรรมและระดับความเร่งวิกฤติของแผ่นดินไหว	83
6.3 เปรียบเทียบพฤติกรรมและระดับความเร่งวิกฤติของแผ่นดินไหว	95
บทที่ 7 สรุปผลการวิจัย	100
รายการอ้างอิง	103
ภาคผนวก	106
ภาคผนวก ก. ตรวจสอบความถูกต้องของคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร	107
ภาคผนวก ข. ตรวจสอบความถูกต้องของคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร	109
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	111



## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1	การจัดหมวดหมู่ของแบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น.....	21
ตารางที่ 2.2	พารามิเตอร์ของแบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็กและหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น.....	22
ตารางที่ 2.3	พารามิเตอร์ของแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตและชิ้นส่วนร่วมซึ่งถูกควบคุมด้วยการตัดและหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น.....	27
ตารางที่ 2.4	พารามิเตอร์ของแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กและชิ้นส่วนร่วมซึ่งถูกควบคุมโดยแรงเฉือน และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น.....	28
ตารางที่ 3.1	หน้าตัดของชิ้นส่วนเสาและปริมาณเหล็กเสริม.....	37
ตารางที่ 3.2	ความหนาและปริมาณเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือน.....	37
ตารางที่ 3.3	ความหนาของพื้นอาคารตัวอย่าง.....	38
ตารางที่ 3.4	ขนาดหน้าตัดของคานอาคารตัวอย่าง.....	38
ตารางที่ 3.5	ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์อาคารที่คำนวณได้จากโปรแกรม Perform-3D.....	48
ตารางที่ 3.6	ค่าแรงกดบนหัวเสา โมเมนต์ที่จุดครากและโมเมนต์ที่จุดวิบัติของชิ้นส่วนเสา.....	51
ตารางที่ 3.7	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	55
ตารางที่ 6.1	ค่าความเร่งวิกฤติพื้นฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนด.....	97

## สารบัญญภาพ

	หน้า
รูปที่ 2.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างคาบของอาคารกับอัตราการสลายพลังงานแบบ ฮิสเทอเร็ติกระหว่างอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห่อวงปรับค่า.....	7
รูปที่ 2.2 แสดงความสามารถในการลดความเสียหายของโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ ติดตั้งระบบมวลห่อวงปรับค่าภายใต้การสั่นไหวที่ระดับต่างๆ.....	8
รูปที่ 2.3 เปรียบเทียบการสลายพลังงานแบบพลาสติกในโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้ง ระบบมวลห่อวง.....	10
รูปที่ 2.4 โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวและสมมูลของแรง.....	11
รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ทั้งหมดกับการเคลื่อนที่ของพื้นดินและการ เคลื่อนที่สัมพัทธ์.....	13
รูปที่ 2.6 โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น.....	13
รูปที่ 2.7 โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น.....	14
รูปที่ 2.8 แรงและการเปลี่ยนตำแหน่งสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น และไม่ยืดหยุ่น.....	15
รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนตำแหน่ง.....	16
รูปที่ 2.10 พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร.....	16
รูปที่ 2.11 แบบจำลองของระบบมวลห่อวงปรับค่าที่มีดิสริบิวต์เท่ากับ 1.....	17
รูปที่ 2.12 แบบจำลองอาคารสูง N ชั้นที่ติดตั้งระบบมวลห่อวงปรับค่าที่ชั้นบนสุด ของอาคาร.....	18
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับการเสียรูปในชั้นส่วนอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็ก.....	20
รูปที่ 2.14 แบบจำลองเสาพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น.....	23
รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัด.....	23
รูปที่ 2.16 การหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนเมื่อการตอบสนองแบบ ไม่ยืดหยุ่นถูกควบคุมโดยการดัด.....	25
รูปที่ 2.17 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในกำแพงรับแรงเฉือนในช่วงการตอบสนอง แบบไม่ยืดหยุ่นถูกควบคุมโดยแรงเฉือน.....	26

รูปที่ 2.18 มุมหมุนตัวของชิ้นส่วนคานที่เชื่อมต่อกับกำแพงรับแรงเฉือน coupling beam ในกำแพงรับแรงเฉือน.....	26
รูปที่ 2.19 แบบจำลองคณิตศาสตร์ไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือน.....	29
รูปที่ 2.20 ตัวอย่างแบบจำลองหน้าตัดเส้นใยในแนวตั้งของกำแพงรับแรงเฉือน.....	30
รูปที่ 2.21 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตใส่เหล็ก ปลอก.....	30
รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมในกำแพงรับแรง เฉือน .....	31
รูปที่ 3.1 รูปแปลนของอาคารตัวอย่าง.....	35
รูปที่ 3.2 รูปด้านของอาคารตัวอย่าง.....	36
รูปที่ 3.3 การกำหนดจุดหมุนพลาสติกของเสาในโปรแกรม Perform-3D.....	38
รูปที่ 3.4 ตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกของเสาที่มีการเชื่อมต่อกับคานในโปรแกรม Perform-3D.....	40
รูปที่ 3.5 การกำหนดหน้าตัดเสาในโปรแกรม Perform-3D.....	40
รูปที่ 3.6 การใส่ค่าจุดหมุนพลาสติกของเสาในโปรแกรม Perform-3D.....	41
รูปที่ 3.7 การใส่ค่าจุดหมุนพลาสติกของเสาในโปรแกรม Perform-3D.....	41
รูปที่ 3.8 การใส่ค่าแรงเฉือนของเสาในโปรแกรม Perform-3D.....	42
รูปที่ 3.9 แสดงตำแหน่งสำหรับตรวจวัดค่าแรงเฉือนของเสาในโปรแกรม Perform-3D.....	42
รูปที่ 3.10 ภาพการใส่คุณสมบัติคอนกรีตของกำแพงรับแรงเฉือนใน โปรแกรม Perform-3D.....	45
รูปที่ 3.11 การใส่คุณสมบัติเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D.....	45
รูปที่ 3.12 การรวมคุณสมบัติของหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D.....	46
รูปที่ 3.13 การรวมคุณสมบัติของหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D.....	46
รูปที่ 3.14 กำหนดขีดจำกัดค่าความเครียดของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D.....	47
รูปที่ 3.15 การใส่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D.....	47

รูปที่ 3.16	การเคลื่อนตัวในโหมดแรกของอาคารตัวอย่าง.....	48
รูปที่ 3.17	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนเสา.....	50
รูปที่ 3.18	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันด้านข้างกับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของกำแพงรับแรงเฉือน.....	54
รูปที่ 3.19	สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan.....	56
รูปที่ 3.20	คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan ในแนวแกนหลัก.....	56
รูปที่ 3.21	คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan ในแนวแกนรอง.....	57
รูปที่ 3.22	สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan.....	57
รูปที่ 3.23	คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan ในแนวแกนหลัก.....	58
รูปที่ 3.24	คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan ในแนวแกนรอง.....	58
รูปที่ 3.25	สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Denali(2002), Alaska.....	59
รูปที่ 3.26	คลื่นแผ่นดินไหว Denali(2002), Alaska ในแนวแกนหลัก.....	59
รูปที่ 3.27	คลื่นแผ่นดินไหว Denal(2002), Alaska ในแนวแกนรอง.....	60
รูปที่ 3.28	สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska.....	60
รูปที่ 3.29	คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska ในแนวแกนหลัก.....	61
รูปที่ 3.30	คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska ในแนวแกนรอง.....	61
รูปที่ 3.31	สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), FUK.....	62
รูปที่ 3.32	คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), FUK ในแนวแกนหลัก.....	62
รูปที่ 3.33	คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), FUK ในแนวแกนรอง.....	63
รูปที่ 3.34	สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers(1992), LA Obregon Park.....	63
รูปที่ 3.35	คลื่นแผ่นดินไหว Landers(1992), LA Obregon Park ในแนวแกนหลัก.....	64
รูปที่ 3.36	คลื่นแผ่นดินไหว Landers(1992), LA Obregon Park ในแนวแกนรอง.....	64
รูปที่ 3.37	สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey.....	65
รูปที่ 3.38	คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey ในแนวแกนหลัก.....	65
รูปที่ 3.39	คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey ในแนวแกนรอง.....	66
รูปที่ 4.1	แสดงแนวแกนหลัก(X) และแนวแกนรอง(Y) ของอาคาร.....	69
รูปที่ 4.2	รูปด้านของโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟ.....	69
รูปที่ 4.3	ระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง.....	70

รูปที่ 4.4	คุณสมบัติเสถียรแข็งแรงของระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D.....	70
รูปที่ 4.5	คุณสมบัติคานแข็งแรงและค้ำยันของระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D.....	71
รูปที่ 4.6	คุณสมบัติของเสาที่ใช้ระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D.....	71
รูปที่ 4.7	คุณสมบัติตัวห้วงแบบความหนืดของระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D.....	72
รูปที่ 4.8	การเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นที่มวลห้วงปรับค่าภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก.....	73
รูปที่ 5.1	แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกความถี่สูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g.....	74
รูปที่ 5.2 ก.	ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นที่ชั้นบนสุดของอาคารภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกที่มีความถี่สูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g.....	75
รูปที่ 5.2 ข.	การเคลื่อนตัวของมวลห้วงภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกที่มีความถี่สูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g.....	75
รูปที่ 5.3	แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกความถี่สูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g.....	76
รูปที่ 5.4 ก.	ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นที่ชั้นบนสุดของอาคารภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกที่มีความถี่สูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g.....	77
รูปที่ 5.4 ข.	การเคลื่อนตัวของมวลห้วงภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกที่มีความถี่สูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g.....	77
รูปที่ 5.5	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกความถี่สูงสุดที่ฐานเท่ากับเท่ากับ 0.024g .....	78
รูปที่ 5.6	ความเสียหายที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกที่มีความถี่สูงสุดของพื้นดินระดับต่างๆ.....	79
รูปที่ 6.1	ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4 กระทำกับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง.....	81
รูปที่ 6.2	ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4 กระทำกับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง.....	82

รูปที่ 6.3	ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.275 กระทำ กับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง.....	82
รูปที่ 6.4	ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.275 กระทำ กับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง.....	83
รูปที่ 6.5	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4.....	84
รูปที่ 6.6	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4.....	84
รูปที่ 6.7	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082 Scale factor เท่ากับ 2.25.....	85
รูปที่ 6.8	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่าง ชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082 Scale factor เท่ากับ 2.25.....	86
รูปที่ 6.9	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali (2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.5.....	87
รูปที่ 6.10	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali (2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.5.....	87
รูปที่ 6.11	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.35.....	88
รูปที่ 6.12	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain (2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.35.....	89
รูปที่ 6.13	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.28.....	90

รูปที่ 6.14	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.28.....	90
รูปที่ 6.15	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander(1992), LA Scale factor เท่ากับ 1.5.....	91
รูปที่ 6.16	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander(1992), LA Scale factor เท่ากับ 1.5.....	92
รูปที่ 6.17	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey Scale factor เท่ากับ 3.0.....	93
รูปที่ 6.18	ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey Scale factor เท่ากับ 3.0.....	93
รูปที่ 6.19	การเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่ลดลงเนื่องจากการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนด.....	95
รูปที่ 6.20	แสดงการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนด.....	95
รูปที่ 6.21	แสดงการเคลื่อนตัวของระบบมวลหน่วงปรับค่าเทียบกับอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4.....	97
รูปที่ 6.22	ความเสียหายที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 ที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินระดับ ต่างๆ.....	98
รูปที่ 6.23	แสดงการเคลื่อนตัวของระบบมวลหน่วงปรับค่าเทียบกับอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.28.....	98
รูปที่ 6.24	ความเสียหายที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe ที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินระดับต่างๆ.....	99
รูปที่ ก.1	การรวมมวลในแต่ละชั้นอยู่ที่ตำแหน่งเดียว (Lump mass) .....	107
รูปที่ ก.2	รูปร่างการเคลื่อนตัวของอาคารในแต่ละชั้นในโหมดแรก.....	107

รูปที่ ข.1	ตำแหน่งของเสาชั้นบนสุด Grid Line F-5 ซึ่งเกิดความเสียหายมากที่สุด .....	109
รูปที่ ข.2	แสดงหน้าตัดและเหล็กเสริมในแนวแกนของเสาชั้นบนสุด Grid Line F-5.....	109
รูปที่ ข.3	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดหัวเสาและโมเมนต์ (P-M Diagram) ของเสา Grid Line 5 ชั้นที่ 20 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi046 scale factor เท่ากับ 1.4.....	110
รูปที่ ข.4	Hysteresis Loop ของเสา Grid Line 5 ชั้นที่ 20 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi046 scale factor เท่ากับ 1.4.....	110



# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมา

ปัจจุบันเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวบ่อยครั้งมากขึ้นในเขตประเทศไทยและประเทศใกล้เคียงซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอาคารจำนวนมากที่ตั้งอยู่ในพื้นที่กรุงเทพมหานครซึ่งแต่เดิมเชื่อกันว่าปลอดภัยจากภัยแผ่นดินไหว ทำให้การออกแบบก่อสร้างในอดีตไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงแผ่นดินไหว อีกทั้งจากข้อมูลทางธรณีวิทยาในปัจจุบันพบว่ามีความเป็นไปได้ที่จะเกิดแผ่นดินไหวระดับ 6-7 ริกเตอร์ บริเวณรอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี ทำให้มีความกังวลกันว่าหากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวรุนแรงที่บริเวณดังกล่าวอาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอาคารจำนวนมากในเขตกรุงเทพมหานครซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน

จากงานวิจัยที่ผ่านมาได้มีการพัฒนาทางด้านการควบคุมการสั่นไหวของโครงสร้างอาคารขนาดใหญ่ซึ่งมีความชะลูดเพื่อลดขนาดของการสั่นไหวของโครงสร้าง เพราะอาคารขนาดใหญ่มักจะประสบปัญหาเกี่ยวกับการสั่นไหว ทั้งที่เกิดจากแรงลมและจากแผ่นดินไหว ระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟเป็นระบบควบคุมหนึ่งที่มีการนำมาใช้ในอาคารจริง ระบบนี้ประกอบด้วยมวล สปริง ตัวออกแรงกระทำ และตัวหน่วง จากการศึกษาพบว่าระบบนี้ลดการสั่นไหวของโครงสร้างอาคารสูงได้มาก ซึ่งต้องออกแบบระบบให้มีวิธีการให้แรงกระทำต่อระบบที่ดีจึงจะลดการสั่นไหวของโครงสร้างได้มากจากการออกแรงควบคุมที่จำกัด

การสั่นไหวในกรณีที่เกิดแผ่นดินไหวนั้นโครงสร้างอาจได้รับความเสียหายขณะที่รับแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงควรพิจารณาโครงสร้างดังกล่าวอยู่ในช่วงอินอีลาสติก ในปัจจุบันมีโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลจากการสั่นไหวของโครงสร้างที่มีดีกรีความอิสระหลายดีกรีในช่วงอินอีลาสติก เช่น Perform-3D และ ETAB เป็นต้น และยังไม่มียานวิจัยที่วิเคราะห์การสั่นไหวในช่วงอินอีลาสติกของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูงที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟด้วยโปรแกรม Perform-3D

ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงเป็นที่มาของการศึกษานี้ซึ่งทำขึ้นเพื่อศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟที่ติดตั้งเพิ่มขึ้นที่ชั้นบนสุดของอาคาร โดยทำการวิเคราะห์การสั่นไหวของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกเพื่อให้เห็นพฤติกรรมของโครงสร้างที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากขึ้น และทำให้ทราบถึงประสิทธิภาพระบบมวลหน่วงปรับค่าในการลดการสั่นไหวและความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารที่ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรง

## 1.2 วัตถุประสงค์

การศึกษาวิจัยเรื่องการป้องกันภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยมวลหน่วงปรับค่าได้ทำการศึกษาวิจัยเพื่อ

1.2.1 ศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกเมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟ

1.2.2 ศึกษาประสิทธิภาพของระบบควบคุมการสั่นไหวด้วยมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟในการลดความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว

## 1.3 ขอบเขตการศึกษา

การศึกษาวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาโดยมีขอบเขตและข้อจำกัดในการศึกษาวิจัยดังต่อไปนี้

1.3.1 ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟจำนวน 1 หน่วยในการลดการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคาร

1.3.2 พิจารณาแรงกระทำแผ่นดินไหวทั้งในแนวแกนหลักและแกนรองของอาคารซึ่งอยู่ในแนวราบ

1.3.3 ไม่พิจารณาผลของส่วนผนังอาคารในการจำลองสติฟเนสโครงสร้างแต่จะพิจารณาเป็นเพียงส่วนมวลของอาคาร

1.3.4 จำลองพฤติกรรมของเสาในช่วงอินอีลาสติกแบบ Lump plasticity ที่ส่วนปลายขององค์อาคารและไม่พิจารณา Stiffness degradation

1.3.5 จำลองพฤติกรรมของผนังต้านแรงเฉือนด้วย Fiber model

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

การศึกษาวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาโดยคาดว่าจะได้รับประโยชน์ดังนี้

1.4.1 เพื่อทราบถึงพฤติกรรมและประสิทธิภาพของระบบควบคุมการสั่นไหวด้วยมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวเมื่อโครงสร้างเป็นแบบอินอีลาสติก

1.4.2 เพื่อประโยชน์ในการพัฒนาและปรับปรุงประสิทธิภาพของระบบควบคุมการสั่นไหวด้วยมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟในการลดความเสียหายให้อาคารกรณีแผ่นดินไหว

## 1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยและแผนการดำเนินงาน

1.5.1 ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแอสลึฟ

1.5.2 รวบรวมข้อมูลทางโครงสร้างของตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.5.3 รวบรวมข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลจากบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวจริงในอดีต

1.5.4 ทำการวิเคราะห์ออกแบบและสร้างแบบจำลองอาคารสูง 20 ชั้น

1.5.5 วิเคราะห์หาค่าผลตอบสนองของโครงสร้างด้วยโปรแกรม Perform-3D โดยวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามช่วงเวลา (nonlinear time history analysis) ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์โมนิก และคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกล

1.5.6 วิเคราะห์หาค่าผลตอบสนองของโครงสร้างที่เสริมกำลังด้วยระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแอสลึฟที่มีมวลเท่ากับ 5% ของมวลทั้งหมดของอาคารด้วยโปรแกรม Perform-3D โดยวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามช่วงเวลา (nonlinear time history analysis) ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์โมนิก และคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกล

1.5.7 เปรียบเทียบผลการตอบสนองและค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแอสลึฟในอาคารสูง 20 ชั้น

1.5.8 สรุปผลงานวิจัย

## บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟ

การศึกษาเพื่อวิเคราะห์ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกภายใต้แรงแผ่นดินไหว ต้องศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการปรับค่าระบบมวลหน่วงสำหรับลดการสั่นไหวของอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว และพฤติกรรมของการควบคุมการสั่นไหวของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมการสั่นไหวของอาคารในช่วงอินอีลาสติกที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าดังแสดงต่อไปนี้

Den Hartog (1956) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟในอาคารสำหรับลดการสั่นไหว โดยเสนอว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟที่ติดตั้งอย่างเหมาะสมสามารถเพิ่มความหน่วงและความสามารถในการสลายพลังงานให้กับโครงสร้าง ส่งผลให้โครงสร้างสั่นไหวลดลง

Lin และคณะ (1994) ทดลองให้แรงกระทำรูปแบบต่างๆกับโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟและเปรียบเทียบการควบคุมการสั่นไหวของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบต่างๆกัน พบว่าในกรณีที่ความถี่ของโครงสร้างน้อยกว่าความถี่ของแรงที่กระทำเล็กน้อยระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟจะสามารถใช้งานได้ดี โดยระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟสามารถลดการสั่นไหวของอาคารเนื่องจากแรงลมและแรงแผ่นดินไหว แต่ในกรณีที่ของแรงลมจะได้ผลดีกว่าในกรณีที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว

Villaverde (1994) ทำการวิเคราะห์แบบสองมิติในอาคารขนาด 10 ชั้นเป็นโครงสร้างรับแรงเฉือน และวิเคราะห์แบบสามมิติในอาคารโครงข้อแข็ง 1 ชั้น โดยติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟและใช้คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆกันจำนวน 9 คลื่น ผลการวิเคราะห์พบว่าในกรณีที่คลื่นแผ่นดินไหวมีความถี่หลักต่างจากความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างมาก ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟในการลดการสั่นไหวจะน้อย และได้ผลดีมาก ในกรณีที่คลื่นแผ่นดินไหวมีความถี่หลักใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างในลักษณะที่เกิดการกำทอน (Resonant ground motion)

Angelis และคณะ (2011) ทำการศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีอัตราส่วนมวลมาก เปรียบเทียบกับระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีอัตราส่วนมวลตามที่นิยมใช้กัน โดยสร้างแบบจำลองอัตราส่วน 1 : 5 เป็นโครงเฟรมเหล็ก 2 ชั้นและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าบนชั้นที่ 2 เพื่อทำการทดสอบ shaking table tests ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งแตกต่างกัน สำหรับมวลหน่วงที่มีอัตราส่วนมวลมากมีค่าอัตราส่วนมวลระหว่างมวลหน่วงปรับค่าเทียบกับโครงสร้างหลักเท่ากับ 1.049 และระบบมวลหน่วงที่มีอัตราส่วนมวลตามที่นิยมใช้กันมีค่าอัตราส่วนมวลระหว่างมวลหน่วงปรับค่าเทียบกับโครงสร้างหลักเท่ากับ 0.02 ผลการทดสอบพบว่าระบบมวลหน่วงที่มีอัตราส่วนมากมีประสิทธิภาพในการลดการตอบสนองเนื่องจากการสั่นไหวได้ดีกว่า โดยลดค่า base shear, bending moment และความเร่งสัมบูรณ์ของพื้นได้ประมาณ 40-70% และเบี่ยงเบนออกจากการปรับค่าที่เหมาะสมน้อยกว่าเมื่อโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก นอกจากนี้ยังพบว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าลดการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลได้ดีกว่าคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้

งานวิจัยที่ผ่านมาดังที่กล่าวไปแล้ว เป็นงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งเมื่อเกิดแผ่นดินไหวจำเป็นต้องพิจารณาโครงสร้างในช่วงที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก ซึ่งงานวิจัยที่ผ่านมาที่ศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของอาคารในช่วงอินอีลาสติกที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีดังต่อไปนี้

Soto-brito และ Ruiz (1999) ศึกษาประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 22 ชั้น ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงปานกลาง (SCT-89) และแผ่นดินไหวรุนแรงมาก (SCT-85) อาคารตัวอย่างมีความถี่ธรรมชาติ 2 วินาที มีอัตราส่วนความหน่วงของอาคารเท่ากับ 5 เปอร์เซ็นต์ของความหน่วงวิกฤติและออกแบบตามข้อกำหนดของเม็กซิโก (Mexico City Design Regulations, 1993) ผลการวิเคราะห์พบว่ามวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนสุดภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงปานกลางได้ดีกว่าแผ่นดินไหวขนาดรุนแรงมาก ในกรณีที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนสุดของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าคิดเป็น 68 เปอร์เซ็นต์ของอาคารที่ไม่มีมวลหน่วงปรับค่า และในกรณีที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนสุดลดลงไม่เกิน 20 เปอร์เซ็นต์ของกรณีที่ไม่มีมวลหน่วงปรับค่า และการเพิ่มค่าความหน่วงในมวลหน่วงปรับค่าอาจส่งผลให้เพิ่มหรือลดการตอบสนองของโครงสร้างโดยขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความถี่ของมวลหน่วงปรับค่ากับโครงสร้างและความรุนแรงของแผ่นดินไหว สำหรับการ

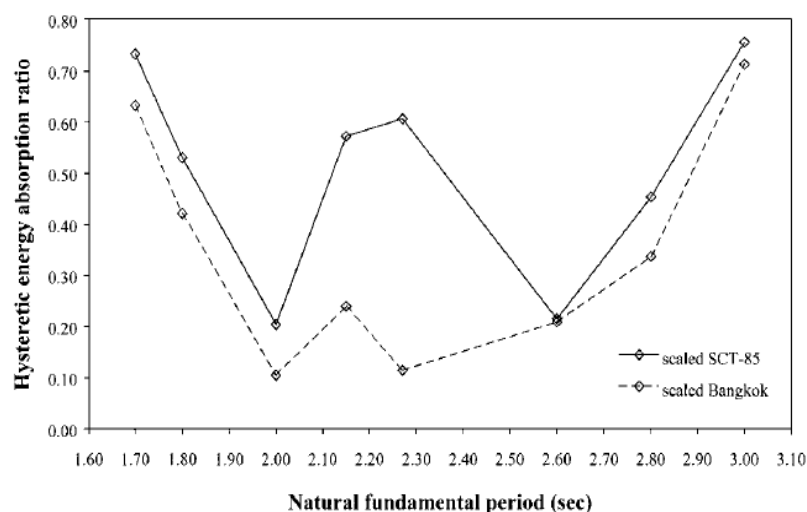
ทดลองนี้การเพิ่มความหน่วงในมวลห้วงปรับค่าภายใต้แผ่นดินไหวปานกลางเป็นการลดประสิทธิภาพของมวลห้วงปรับค่า เมื่ออัตราส่วนความถี่ของมวลห้วงปรับค่าเทียบกับโครงสร้างมีค่าเข้าใกล้ 1 และการเพิ่มความหน่วงจะเป็นการลดการตอบสนองของอาคารเมื่ออัตราส่วนความถี่ของมวลห้วงปรับค่าเทียบกับโครงสร้างมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.1 สำหรับแรงแผ่นดินไหวรุนแรงมาก การเพิ่มความหน่วงในมวลห้วงปรับค่าให้ผลในการลดการตอบสนองของอาคารน้อยมาก

ภัทรายุส ไวจรรยาและทศพล ปิ่นแก้ว (2000) ทำการศึกษาาระบบมวลห้วงปรับค่าแบบแพสซีฟในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 20 ชั้น โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ IDARC วิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงไม่ยืดหยุ่น ใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่เม็กซิโก(1985) และคลื่นแผ่นดินไหวที่บ้านทีกจากอาคารไบหยก(1995) และจำลองระบบมวลห้วงปรับค่าแบบแพสซีฟเป็นโครงพอลทอล (Portal Frame) ที่ชั้นบนสุดของอาคาร ผลการศึกษาพบว่าระบบมวลห้วงปรับค่าจะมีประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคารได้ดีเมื่อแผ่นดินไหวมีความเร่งต่ำๆ และจะมีประสิทธิภาพลดลงเมื่อแผ่นดินไหวมีความเร่งสูงขึ้น เนื่องจากการไม่สอดคล้องทางความถี่และการสลายพลังงานฮิสเทอรีซิสของโครงสร้างที่เกิดความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้น

พินิต บุญยังและทศพล ปิ่นแก้ว (2001) ได้ศึกษาพฤติกรรมและความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและศึกษาการปรับปรุงอาคารดังกล่าวมวลห้วงปรับค่าซึ่งติดตั้งไว้ที่ชั้นบนสุดของอาคาร อาคารตัวอย่างมีความสูง 10 ชั้น ออกแบบตามข้อกำหนดของ ACI-1995 ซึ่งไม่ได้คำนึงถึงแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยใช้คลื่น EI Centro (1940), SCT (1985) และ Northridge (1994) วิเคราะห์ด้วยวิธีแรงดันด้านข้างแบบสถิตกระทำจนโครงสร้างวิบัติ (Push-over analysis) พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารตัวอย่างมีค่าประมาณ 0.46 เฮิรตซ์ ซึ่งเป็นค่าที่ใกล้เคียงกับความถี่เด่นชัดของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิจัย จากการติดตั้งระบบควบคุมการสั่นไหวพบว่าสามารถลดการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนสุดของอาคารได้ดี โดยประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงแบบแอกทีฟจะมีประสิทธิภาพดีที่สุด รองลงมาคือระบบมวลห้วงปรับค่าแบบแอกทีฟและมวลห้วงปรับค่าแบบแพสซีฟตามลำดับ เมื่อพิจารณาประสิทธิภาพของระบบควบคุมการสั่นไหวของโครงสร้างก่อนที่เสกเกิดการครากพบว่าระบบควบคุมการสั่นไหวช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหว โดยระบบมวลห้วงปรับค่าแบบแพสซีฟเพิ่มได้ 5 – 12 เปอร์เซ็นต์ ระบบมวลห้วงปรับค่าแบบแอกทีฟเพิ่มได้ 13 – 36 เปอร์เซ็นต์ และระบบมวลห้วงแบบแอกทีฟเพิ่มได้ 29 – 55 เปอร์เซ็นต์ และพบว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวมีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินเพิ่มขึ้น ประสิทธิภาพในการลดการเปลี่ยนตำแหน่ง

ที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลงเนื่องจากเกิดความไม่เหมาะสมของระบบควบคุม เพราะโครงสร้างมีพฤติกรรมในช่วงอินีลาสติกทำให้คุณสมบัติของโครงสร้างเปลี่ยนไป ต่างจากระบบควบคุมที่คิดคุณสมบัติของโครงสร้างในช่วงอีลาสติก นอกจากนี้ยังพบว่าความเสียหายสูงสุดเกิดที่ชั้นบนของโครงสร้าง ความเสียหายดังกล่าวเกิดจากการติดตั้งระบบควบคุมการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคารทำให้ชั้นบนของอาคารรับแรงจากระบบควบคุมการสั่นไหวมากกว่าชั้นอื่นๆ

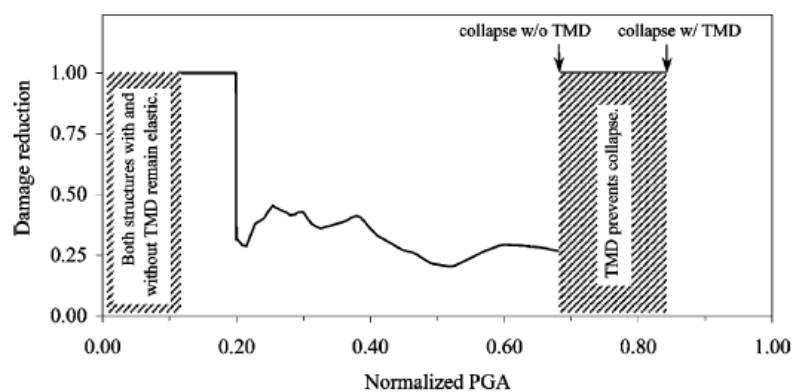
Lukkunaprasit และ Wanikorkul (2001) ได้ศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟจากการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีความถี่หลักอาคารต่างกัน ภายใต้แรงแผ่นดินไหว SCT (1985) และ Bangkok (1995) โดยกำหนดพฤติกรรมของโครงสร้างเป็นแบบอีลาสโต-พลาสติก ใช้ค่า



รูปที่ 2.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างคาบของอาคารกับอัตราการสลายพลังงานแบบฮิสเทอริติกระหว่างอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า (Lukkunaprasit และ Wanikorkul, 2001)

พลังงานฮิสเทอริติกเป็นเกณฑ์ในการวัดค่าความเสียหายของโครงสร้างเพราะเป็นการบอกถึงพลังงานที่สลายไปของโครงสร้าง ผลการศึกษาพบว่าระบบที่มีการออกแบบมาเป็นอย่างดีมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟสามารถช่วยลดความเสียหายของโครงสร้างได้อย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่ไม่มีการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟแสดงดังรูปที่ 2.1 จากกรณีศึกษาความถี่ธรรมชาติของอาคารใกล้เคียงความถี่เด่นชัดของคลื่นแผ่นดินไหวระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟสามารถลดพลังงานฮิสเทอริติกได้ถึง 40 เปอร์เซ็นต์ โดยการปรับกำลังจุดครากที่ฐานของโครงสร้าง

Pinkaew และคณะ (2003) ได้ศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบ แพลสซีฟจากการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ในกรุงเทพมหานคร โดยพิจารณาให้ โครงสร้างมีความอิสระด็กี่เดียวและมีพฤติกรรมแบบอีลาสโต-พลาสติกภายใต้การเคลื่อนที่บริเวณ ฐานรองรับแบบฮาร์โมนิก และภายใต้แผ่นดินไหว SCT (1985) จากการศึกษาพบว่าระบบมวลหน่วง ปรับค่าแบบแพลสซีฟช่วยลดความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างภายใต้การสั่นไหวและช่วยป้องกันการ พังทลายของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.2 ซึ่งแสดง ความสามารถในการลดความเสียหายของโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้การสั่นไหวที่ระดับต่างๆ เมื่อโครงสร้างเกิดการสั่นไหวและเกิดพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกพบว่า ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบแพลสซีฟจะลดลง เนื่องจากความต่างเฟสระหว่างการสั่นของ โครงสร้างและของมวลหน่วงปรับค่าแบบแพลสซีฟไม่เหมาะสมกัน แต่ยังสามารถช่วยลดการสลาย พลังงานเนื่องจากการครากของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ นอกจากนี้ยังพบว่าพลังงานที่สลายไปเนื่องจาก มวลหน่วงปรับค่าแบบแพลสซีฟแทบไม่มีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับพลังงานที่สลายไปเนื่องจากการคราก ของโครงสร้างที่มีมากกว่า



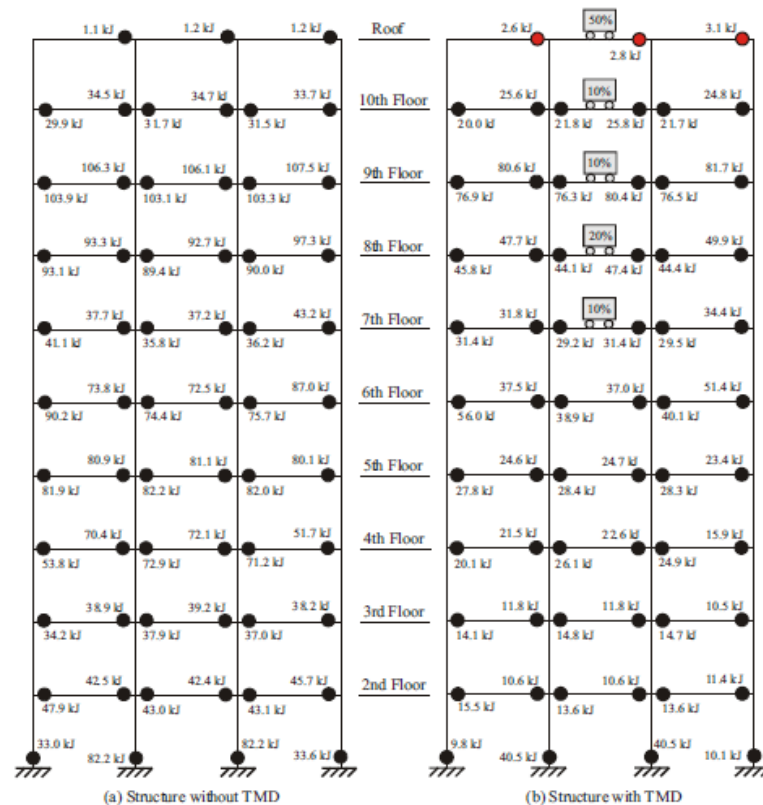
รูปที่ 2.2 แสดงความสามารถในการลดความเสียหายของโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบ มวลหน่วงปรับค่าภายใต้การสั่นไหวที่ระดับต่างๆ (Pinkaew และคณะ, 2003)

Wong และ Johnson (2009) ใช้วิธี Tuned Mass Spectra ในการหาความถี่ที่เหมาะสมกับ อาคารของมวลหน่วงภายใต้แรงแผ่นดินไหวต่างๆโดยการสร้างโครงสร้าง 1 ชั้นที่มีด็กี่ความอิสระ เท่ากับ 1 ติดตั้งมวลหน่วงที่มีความถี่ต่างๆกันและวิเคราะห์ภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กำหนด เลือก ค่าความถี่ของมวลหน่วงที่ทำให้โครงสร้างเกิดการสลายพลังงานพลาสติกน้อยที่สุด จากนั้นศึกษาการ ใช้ระบบมวลหน่วงที่มีด็กี่ความอิสระหลายตำแหน่งสำหรับเพิ่มการสลายพลังงานเนื่องจากแรง แผ่นดินไหวในโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โดยสร้างแบบจำลองอาคารสิบชั้นเป็นโครงข้อ



หมุนเหล็ก และทดลองติดตั้งระบบมวลหน่วงที่มีค่าอัตราส่วนมวลของระบบมวลหน่วงเท่ากับ 10% ของมวลโครงสร้างหลักโดยแบ่งเป็น 10 ชั้นเท่าๆกันและติดตั้งที่ระดับชั้นต่างๆกัน เพื่อหาชั้นที่ติดตั้งแล้วให้ประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวดีที่สุดซึ่งติดตั้งตามตำแหน่งดังแสดงในรูปที่ 2.3 และเปรียบเทียบกับกรณีติดตั้งที่ชั้นบนสุดของอาคารทั้งหมด คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้คือ Northridge(1994), Lloleto(1985) S.F.=1.5 และ Kocaeli(1999) S.F.=4.0 ผลที่ได้พบว่าการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าช่วยลดการสลายพลังงานแบบพลาสติกในชั้นส่วนบนของโครงสร้างทำให้โครงสร้างเสียหายน้อยลง โดยการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ชั้นบนสุดเพียงจุดเดียวให้ผลดีที่สุดในการป้องกันความเสียหายที่เกิดขึ้นในชั้นที่ต่ำลงมา แต่จะสร้างความเสียหายที่ชั้นบนของอาคารค่อนข้างมากเนื่องจากเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารมาก จึงต้องออกแบบชั้นส่วนโครงสร้างที่รองรับระบบมวลหน่วงปรับค่าให้แข็งแรงเพียงพอ ทั้งนี้ระบบมวลหน่วงไม่ควรใช้ในโครงสร้างที่ชั้นบนไม่แข็งแรง เพราะเมื่อเกิดการสลายพลังงานแบบพลาสติกในชั้นที่ต่ำลงมาพลังงานจะถ่ายเทไปยังชั้นบนซึ่งติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ซึ่งโดยทั่วไปโครงสร้างมักจะเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวที่ชั้นล่างมากกว่าชั้นบน

Johnson(2012) ทำการศึกษาวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็กที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟโดยใช้โปรแกรม Perform3D ในการวิเคราะห์แบบจำลอง 3 มิติ จำลองระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟที่ตำแหน่งบนสุดของอาคาร โดยออกแบบเป็นโครงเฟรมพอดอลที่ติดตั้งโครงยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ (Buckling Restrained Brace, BRB) ซึ่งเป็นชั้นส่วนอาคารประเภทหนึ่งซึ่งออกแบบขึ้นมาสำหรับรับต้านข้างแรงทางและสลายพลังงานที่เกิดขึ้น และทำการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและไม่ยืดหยุ่นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีระยะทางจากจุดกำเนิด ลักษณะชั้นดิน และขนาดแตกต่างกันโดยอ้างอิงจากฐานข้อมูลของ PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) พบว่าค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นบนสุดของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นลดลงมากกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพในการลดการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวที่ลดลงของระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟเมื่อโครงสร้างเกิดการสลายพลังงานแบบพลาสติก นอกจากนี้ยังแสดงให้เห็นถึงความจำเป็นในการสร้างแบบจำลองที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นเพื่อการคาดการณ์พฤติกรรมของโครงสร้างได้อย่างเที่ยงตรงและใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงของโครงสร้างมากขึ้น



รูปที่ 2.3 เปรียบเทียบการสลายพลังงานแบบพลาสติกในโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วง (Wong และ Johnson, 2009)

Almazan และคณะ (2012) ศึกษาการตอบสนองของโครงสร้างที่ไม่สมมาตรซึ่งทำการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีดักหรือสะท้อนเท่ากับ 1 ดักหรือ 2 ดักในช่วงอีลาสติกและอินอีลาสติกต่อแรงแผ่นดินไหวทิศทางเดียวและสองทิศทาง ผลที่ได้พบว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าช่วยลดการเคลื่อนตัวที่ขอบของอาคารตั้งแต่ 20% ถึง 50% และผลของการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีดักหรือสะท้อนเท่ากับ 1 ดักหรือ 2 ดักไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ นอกจากนี้ยังพบว่าโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกส่งผลกระทบต่อความถี่ของระบบมวลหน่วงที่ปรับค่าไว้ น้อยมากภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวปานกลาง แต่จะส่งผลกระทบต่อตำแหน่งมวลหน่วงที่เหมาะสมสำหรับการปิดตัวของอาคารเมื่อโครงสร้างอยู่ในช่วงอินอีลาสติกภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวรุนแรง

Wong และ Harris (2012) สร้างแบบจำลองและวิเคราะห์แบบ 2 มิติอาคารโครงข้อหมุนหลักรับแรงดัดมีความสูง 6 ชั้นมีพฤติกรรมแบบอีลาสติก-พลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำลอง 100 คลื่นและเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ากับไม่ติดตั้งระบบ

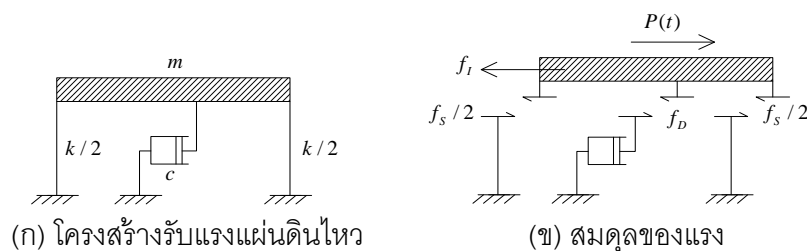
มวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงแผ่นดินไหวระดับรุนแรงปานกลาง ( $PGA=0.80g$  มีความน่าจะเป็น 50% ที่ทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายถึงระดับLS) และรุนแรงมาก ( $PGA=1.3g$  มีความน่าจะเป็น 50% ที่ทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายถึงระดับCP) ใช้หลักเกณฑ์การกำหนดขอบเขตความเสียหายตามมาตรฐาน FEMA440 (2005) ใช้ค่าการเพิ่มขึ้นของการสลายพลังงานด้วยตัวหน่วงเพื่อลดค่าการสลายพลังงานแบบพลาสติกเป็นเกณฑ์ในการเปรียบเทียบ จากนั้นทดลองเทียบโครงสร้างที่ติดตั้งมวลหน่วงที่มีอัตราส่วนมวลเท่ากับ 10% และ 20% ผลที่ได้พบว่าการใช้ระบบมวลหน่วงปรับค่าช่วยลดการสลายพลังงานแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวระดับรุนแรงปานกลาง โดยระบบมวลหน่วงปรับค่าช่วยลดการสลายพลังงานแบบพลาสติกในชั้นส่วนเสาชั้นล่างของอาคารได้ถึง 25% แต่ประสิทธิภาพการทำงานของระบบมวลหน่วงปรับค่าจะลดลงภายใต้แรงแผ่นดินไหวระดับรุนแรงมาก การติดตั้งมวลหน่วงที่มีอัตราส่วนมวลหน่วง 10% และ 20% ให้ผลไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ ในการช่วยเพิ่มค่า seismic fragility ของโครงสร้าง

## 2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

### 2.2.1 สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ในการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้หลักการทางพลศาสตร์ (Dynamic analysis) จะมีแรงภายใน 3 แรงซึ่งประกอบไปด้วย แรงเฉื่อย (Inertia force,  $f_I = mi$ ), แรงสติฟเนส (Stiffness force,  $f_S$ ) และแรงหน่วง (Damping force,  $f_D = ci$ ) แสดงดังรูปที่ 2.4 โดยที่ โครงสร้างมีมวล  $m$ , สติฟเนส  $k$  และค่าสัมประสิทธิ์ของความหน่วง  $c$  ซึ่งสามารถเขียนสมการสมดุลของแรงได้ดังสมการ 2.1

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (2.1)$$



รูปที่ 2.4 โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวและสมดุลของแรง

โดยที่  $p(t)$  เป็นแรงภายนอกที่มีค่าเปลี่ยนแปลงตามเวลา

พฤติกรรมของโครงสร้างที่อยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Linear elastic) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงสติฟเนสกับการเปลี่ยนตำแหน่งจะเป็นเส้นตรงตามกฎของฮุกเขียนได้ดังสมการที่ 2.2

$$f_s = ku \quad (2.2)$$

สำหรับพฤติกรรมของโครงสร้างที่อยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น ความสัมพันธ์ระหว่างแรงสติฟเนสกับการเปลี่ยนตำแหน่งจะขึ้นกับค่าการเปลี่ยนตำแหน่งและการเปลี่ยนแปลงของการเปลี่ยนตำแหน่งเขียนได้ดังสมการที่ 2.3

$$f_s = f_s(u, \dot{u}) \quad (2.3)$$

ดังนั้นสามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่ (Equation of motion) ได้ดังสมการที่ 2.4

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s = p(t) \quad (2.4)$$

โดยที่  $f_s = ku$  สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมช่วงยืดหยุ่น

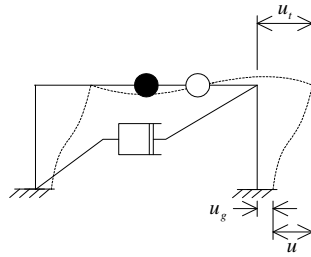
$f_s = f_s(u, \dot{u})$  สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมช่วงไม่ยืดหยุ่น

$\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  และ  $u$  เป็นความเร่ง, ความเร็ว และการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้าง ตามลำดับ

จากสมการที่ 2.4 สมการการเคลื่อนที่สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกสามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2.5

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.5)$$

เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวทำให้โครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่ที่ฐาน ถ้าให้  $u_g$  เป็นการเคลื่อนที่ทั้งหมด (สัมบูรณ์) ของโครงสร้าง,  $u_g$  เป็นการเคลื่อนที่ของพื้นดิน และ  $u$  เป็นการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของโครงสร้างกับพื้นดิน แสดงในรูปที่ 2.5 สามารถเขียนสมการแสดงความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ทั้งหมดกับการเคลื่อนที่ของพื้นดินและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของโครงสร้างกับพื้นดินได้ดังสมการที่ 2.6



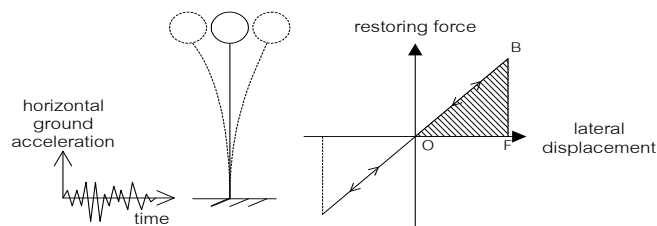
รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ทั้งหมดกับการเคลื่อนที่ของพื้นดินและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์

$$u_t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (2.6)$$

จากความสัมพันธ์ดังกล่าวมาข้างต้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อแรงภายนอกมีค่าเท่ากับศูนย์ และ  $f_I = m\ddot{u}_g$  จะได้สมการที่ 2.7

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.7)$$

พฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น สำหรับระบบที่มีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 1 แสดงได้ดังรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น

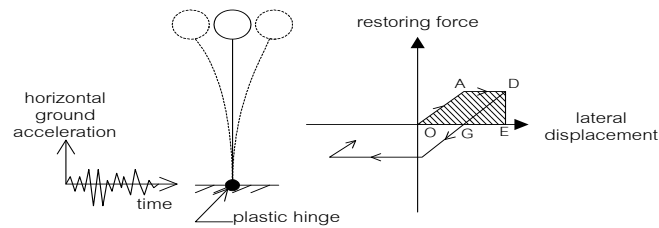
จากสมการที่ 2.4 สามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น ได้เป็น

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u, \dot{u}) = p(t) \quad (2.8)$$

สำหรับการเคลื่อนที่ภายใต้แรงแผ่นดินไหว สามารถเขียนได้เป็น

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

พฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงไม่ยืดหยุ่น สำหรับระบบที่มีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 1 แสดงได้ดังรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น

สำหรับโครงสร้างภายใต้แรงแบบเป็นวัฏจักร พบว่าโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นมีการเปลี่ยนตำแหน่งรอบจุดสมดุลคงที่จุดหนึ่งแต่สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น โครงสร้างจะมีการเปลี่ยนตำแหน่งรอบจุดสมดุลที่เปลี่ยนแปลงไปอันเนื่องจากการครากที่เกิดขึ้น ทำให้โครงสร้างเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งอย่างถาวร

พิจารณารูปที่ 2.6 เมื่อโครงสร้างเคลื่อนที่อย่างอิสระและไม่มี ความหน่วง ( $c = 0$ ) มีความเร็วเมื่อผ่านตำแหน่งสมดุลเท่ากับ  $\dot{u}_{max} = v_{max}$  กำหนดให้รอยต่อของ โครงสร้างรูปที่ 2.6 มีความสามารถต้านทานที่รอยต่อเท่ากับ  $V_{lu}$  สำหรับโครงสร้างรูปที่ 2.7 มีความต้านทานที่รอยต่อน้อยกว่าโครงสร้างแรกมีโดยค่า  $V_{2u}$  ให้โครงสร้างในรูปที่ 2.6 มีการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดเท่ากับ  $u_{01}$  จากกฎทรงพลังงานจะได้ว่าพลังงานศักย์ของโครงสร้างซึ่งอยู่ในรูปพลังงานความเครียด (Strain energy) ที่การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดมีค่าเท่ากับพลังงานจลน์ของโครงสร้างเมื่อผ่านตำแหน่งสมดุลดังสมการที่ 2.10 และ 2.11

$$\frac{1}{2}mv_{max}^2 = \frac{1}{2}ku_{01}^2 \quad (2.10)$$

$$u_{01} = \sqrt{\frac{m}{k}} v_{max} \quad (2.11)$$

สำหรับโครงสร้างในรูปที่ 2.7 เนื่องจากความสามารถในการต้านทานของโครงสร้างมีน้อยทำให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) ขึ้นที่ฐาน แรงต้านทานที่เกิดขึ้นมีค่า  $V_{2u}$  และการเปลี่ยนตำแหน่งมีค่า  $u_{02}$  พลังงานที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ OADE ของรูปที่ 2.7 ซึ่งมีค่าเท่ากับพลังงานจลน์ของโครงสร้างดังแสดง

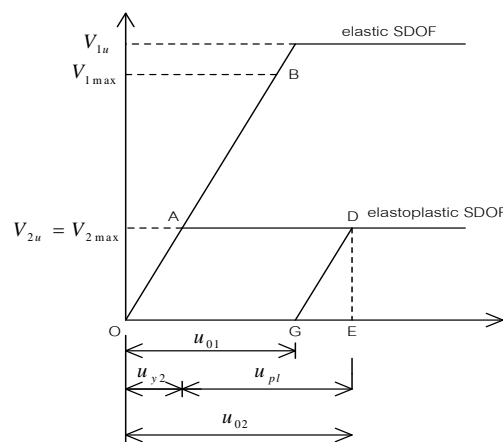
$$\frac{1}{2}mv_{max}^2 = \frac{1}{2}V_{2u}u_{y2} + V_{2u}u_{pl} \quad (2.12)$$

ได้ว่า

$$u_{pl} = \frac{1}{2V_{2u}}(mv_{max}^2 - V_{2u}u_{y2}) \quad (2.13)$$

การเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของโครงสร้างมีค่า

$$u_{02} = u_{y2} + u_{pl} \quad (2.14)$$

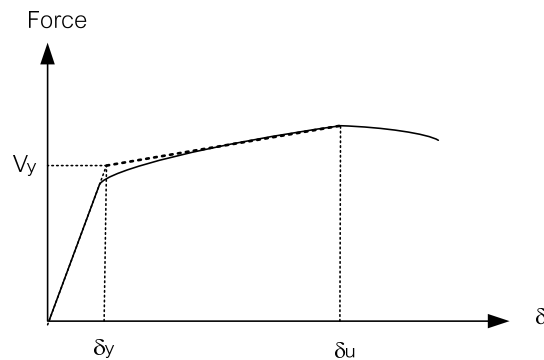


รูปที่ 2.8 แรงและการเปลี่ยนตำแหน่งสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและไม่ยืดหยุ่น

โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นดังแสดงในรูปที่ 2.6 พลังงานศักย์ของโครงสร้างจะเปลี่ยนเป็นพลังงานจลน์ทั้งหมด แต่โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นดังแสดงในรูปที่ 2.7 พลังงานศักย์ที่เปลี่ยนเป็นพลังงานจลน์มีค่าเท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ GDE ในกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนตำแหน่งดังแสดงในรูปที่ 2.8 ส่วนพลังงานที่ถูกสลายไปโดยการครากที่เกิดขึ้นที่ชิ้นส่วน (Dissipate energy) ซึ่งอาจเปลี่ยนเป็นพลังงานรูปแบบอื่นเช่น พลังงานความร้อนมีค่าเท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ OADG

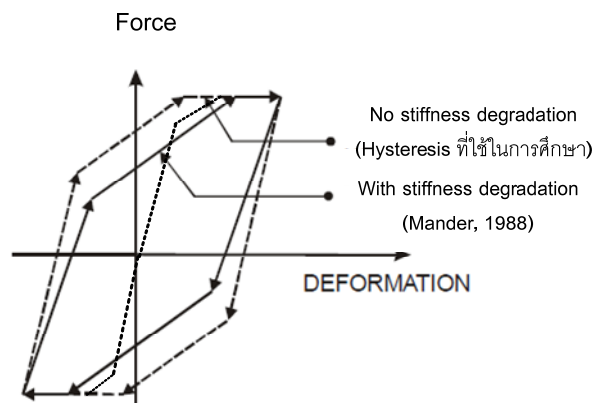
จากที่กล่าวมาข้างต้นสามารถสรุปได้ว่าการต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างเกิดจากความสามารถของโครงสร้างทั้งในช่วงยืดหยุ่นและไม่ยืดหยุ่นในการต้านทานแรงด้านข้างที่เกิดขึ้น รวมทั้งการเปลี่ยนรูปร่างแบบพลาสติกของชิ้นส่วนโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกเพื่อสลายพลังงานที่เกิดขึ้น ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าความเหนียว(Ductility) ของชิ้นส่วนโครงสร้าง

ความเหนียว (Ductility) เป็นคุณสมบัติของโครงสร้างที่เทียบอัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้าง ณ จุดที่โครงสร้างเกิดการวิบัติ (Ultimate deformation,  $\delta_u$ ) กับการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของโครงสร้าง ณ จุดที่โครงสร้างเกิดการคราก (Yield deformation,  $\delta_y$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนตำแหน่ง

Mander และคณะ(1988) ได้เสนอแบบจำลองเพื่ออธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรโดยจุดที่เปลี่ยนความชันคือจุดที่คุณสมบัติของหน้าตัดเปลี่ยนแปลงไปเช่น จุดที่คอนกรีตเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดึง จุดที่เหล็กเสริมคราก และจุดที่เกิดการวิบัติที่ขึ้นส่วน โดยความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดจะลดลงภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรเมื่อรอบที่แรงกระทำต่อโครงสร้างเพิ่มขึ้น แต่สำหรับการศึกษาคั้งนี้จะไม่พิจารณาความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดลดลงภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรเมื่อรอบที่แรงกระทำโครงสร้างเพิ่มขึ้น แบบจำลองเพื่ออธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรที่ใช้ในการศึกษาแสดงดังรูปที่ 2.10

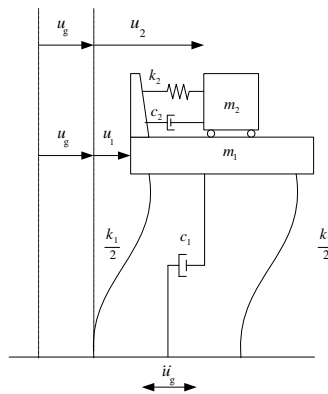


รูปที่ 2.10 พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร



## 2.2.2 โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีดีกรีอิสระเท่ากับ 1

ในการศึกษานี้ทำการศึกษาระบบควบคุมการสั่นไหวแบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟ ซึ่งเป็นวิธีการที่มีการศึกษาและเป็นที่ยอมรับอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน โดยใช้ระบบมวลย่อยหรือที่เรียกว่า มวลหน่วง (Damper) เป็นตัวช่วยในการสลายพลังงานของโครงสร้างให้กับโครงสร้างหลัก โดยทั่วไปนิยมติดตั้งระบบมวลหน่วงที่ชั้นบนสุดของอาคาร แบบจำลองอย่างง่ายของระบบมวลหน่วงแสดงดังรูปที่ 2.11 เมื่อโครงสร้างเกิดการสั่นไหว พลังงานบางส่วนของโครงสร้างหลักจะถูกถ่ายทอดสู่ระบบมวลหน่วงซึ่งจะทำให้มวลหน่วงสั่นและสลายพลังงานที่เกิดขึ้น ซึ่งเป็นการทำให้พลังงานการสั่นของโครงสร้างหลักลดลง



รูปที่ 2.11 แบบจำลองของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีดีกรีอิสระเท่ากับ 1

สมการการเคลื่อนที่ของทั้งโครงสร้างหลักและมวลหน่วงปรับค่าที่มีดีกรีอิสระเท่ากับ 1 แสดงได้ดังสมการที่ 2.14 และ 2.15 สามารถเขียนสมการให้อยู่ในรูปของเมตริกซ์ได้ดังสมการที่ 2.16

$$m_1(\ddot{u}_g + \ddot{u}_1) + c_1\dot{u}_1 + k_1u_1 - c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - k_2(u_2 - u_1) = 0 \quad (2.14)$$

$$m_2(\ddot{u}_g + \ddot{u}_2) + c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2(u_2 - u_1) = 0 \quad (2.15)$$

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -m_1 \\ -m_2 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.16)$$

## 2.2.3 โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีหลายดีกรีอิสระ

พิจารณาอาคารสูง  $N$  ชั้นที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ชั้นบนสุดของอาคารตามรูปที่ 2.12 กำหนดให้  $u(t)$  เป็นการเคลื่อนที่ตัวสัมพัทธ์ด้านข้างเทียบกับฐานของอาคารและ  $u_g(t)$  เป็นการเคลื่อน

ตัวของพื้นดินตามช่วงเวลา  $t$  ส่วนระบบมวลหน่วงปรับค่าจะขึ้นอยู่กับค่าผลการตอบสนองที่ชั้นบนสุด  $\ddot{u}_s(t) + \ddot{u}_g(t)$  แสดงสมการของส่วนระบบมวลหน่วงปรับค่าได้ดังสมการ 2.17

$$m\ddot{z}(t) + c\dot{z}(t) + kz(t) = -m(\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}_s(t)) \quad (2.17)$$

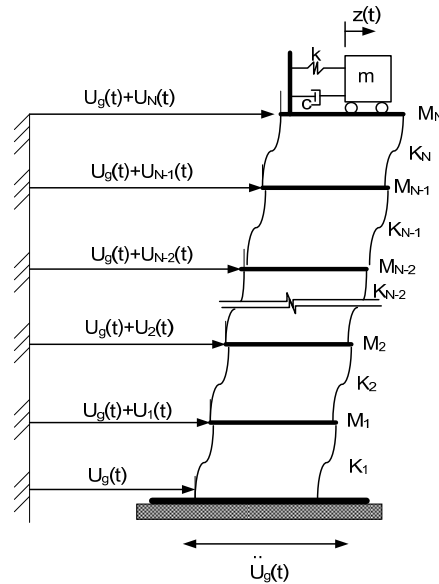
เมื่อ  $z(t)$  คือค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพัทธ์ของระบบมวลหน่วงปรับค่าเทียบกับชั้นบนสุดของอาคาร  $m, c, k$  คือมวล, สัมประสิทธิ์ความหน่วงและสติเฟนสของมวลหน่วงตามลำดับ และมีแรง  $P_N(t)$  เป็นแรงเนื่องจากการเคลื่อนตัวของมวลหน่วงปรับค่ามีค่าดังสมการที่ 2.18

$$P_N(t) = kz + c\dot{z} \quad (2.18)$$

สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างหลักสามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2.19

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{F}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{F}_g(t) + \mathbf{P}(t) \quad (2.19)$$

โดยที่  $\mathbf{M}$  และ  $\mathbf{C}$  เป็นเมตริกซ์ของมวลและความหน่วงของโครงสร้างหลัก และ  $\mathbf{F}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}})$  คือเวกเตอร์ของแรงต้านทานด้านข้างในเสา  $\mathbf{F}_g(t)$  คือแรงประสิทธิผลเนื่องจากการเคลื่อนตัวของพื้นดิน



รูปที่ 2.12 แบบจำลองอาคารสูง  $N$  ชั้นที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ชั้นบนสุดของอาคาร

$$\mathbf{F}_g(t) = -\mathbf{M}\mathbf{e}_g\ddot{u}_g(t) \quad (2.20)$$

โดยที่  $\mathbf{e}_g$  คือเวกเตอร์การเคลื่อนที่ตัวหนึ่งหน่วย ในแต่ละเสาและ

$$\mathbf{P}(t) = [0, \dots, \mathbf{P}_N(t)]^T \quad (2.21)$$

จากสมการที่ 2.17 และ 2.19 สามารถนำมารวมกันได้เป็นสมการการเคลื่อนที่สำหรับการสั่นไหวของโครงสร้างที่มีดีกรีอิสระเท่ากับ  $(N+1)$  โดยมีมวล แรงต้านทานทางด้านข้างและความหน่วงดังต่อไปนี้

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_N & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{TMD} \end{bmatrix} \text{ เมตริกซ์ } (N+1 \times N+1)$$

$$\mathbf{F}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = \begin{Bmatrix} F_{s1} \\ F_{s2} \\ \cdot \\ \cdot \\ F_{sN} \\ F_{sTMD} \end{Bmatrix} \text{ เวกเตอร์ } (N+1)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -C_2 & C_2 + C_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & -C_N & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -C_N & C_N + C_{TMD} & -C_{TMD} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{TMD} & C_{TMD} \end{bmatrix} \text{ เมตริกซ์ } (N+1 \times N+1)$$

#### 2.2.4 การจำลองพฤติกรรมอินอีลาสติกของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE/SEI 41-13

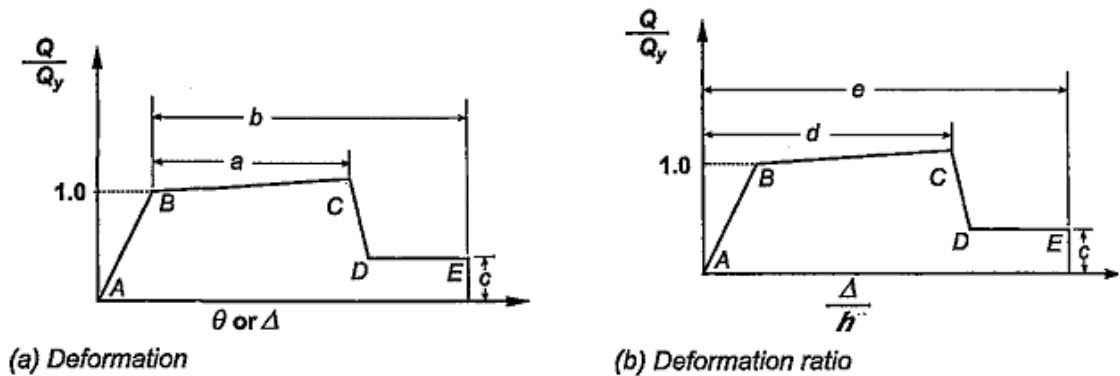
##### หลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้

ในการเลือกหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ของชิ้นส่วน(component acceptance criteria) ต้องจำแนกชิ้นส่วนดังกล่าวว่าเป็นชิ้นส่วนหลักหรือชิ้นส่วนรอง(primary or secondary component) และจำแนกออกเป็นชิ้นส่วนที่ความเสียหายถูกควบคุมด้วยการเปลี่ยนรูปร่าง (deformation-controlled) กับชิ้นส่วนที่ความเสียหายถูกควบคุมด้วยแรงกระทำ (force-controlled) ดังแสดงในตารางที่ 2.1 โดยการวิเคราะห์ชิ้นส่วนด้วยกระบวนการเชิงเส้นและกระบวนการไม่เชิงเส้นต้องสอดคล้องกับข้อกำหนดที่ระบุตามมาตรฐาน ASCE41-13 (Kenneth และคณะ, 2012)

### 2.2.4.1 โครงต้านแรงดัดคอนกรีต

โครงต้านแรงดัดคอนกรีต (concrete moment frames) ประกอบไปด้วยชิ้นส่วนหลักทั้งในแนวราบได้แก่ คาน พื้น ชิ้นส่วนหลักในแนวตั้งได้แก่ เสา และจุดเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนหลักในแนวราบกับชิ้นส่วนหลักในแนวตั้ง โดยองค์อาคารเหล่านี้ถูกออกแบบให้ต้านทานน้ำหนักบรรทุกทุกทางด้านข้าง ซึ่งอาจกระทำเพียงลำพังหรือกระทำร่วมกับองค์อาคารอื่นๆ เช่น กำแพงรับแรงเฉือน โครงยึดรั้ง (braced frame)

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น ชิ้นส่วนแต่ละชิ้นต้องถูกจำลองให้มีพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (hysteretic behavior) คือมีการเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลัง ในช่วงเพิ่มและลดแรงกระทำ คุณสมบัติของชิ้นส่วนได้จากการทดลองและใช้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับการเสียรูป (generalized load-deformation relation) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ช่วยในการวิเคราะห์ โดยการตอบสนองแบบเชิงเส้นอยู่ในช่วงระหว่างจุด A กับจุด B ซึ่งเป็นจุดที่ชิ้นส่วนเกิดการครากและการตอบสนองแบบเชิงเส้นที่มีความชันลดลงอยู่ในช่วงจุด B กับจุด C โดยทั่วไปมีค่าประมาณ 0-10% ของความชันยืดหยุ่น (elastic slope) เนื่องจากเกิดผลของ strain hardening ในชิ้นส่วน และความต้านทานน้ำหนักบรรทุกจะลดลงทันทีจนกระทั่งถึงจุด D การตอบสนองจะดำเนินต่อไปที่อัตราคงที่จนถึงจุด E



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับการเสียรูปในชิ้นส่วนอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

(Kenneth และคณะ, 2012)

สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นในโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็กต้องเป็นไปตามมาตรฐาน ASCE/SEI 41-13 ดังแสดงในตารางที่ 2.1 และ 2.2

ตารางที่ 2.1 การจัดหมวดหมู่ของแบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Kenneth และคณะ, 2012)

	<i>ACI 318/318M conforming seismic details with 135-degree hooks</i>	<i>Closed hoops with 90-degree hooks</i>	<i>Other (including lap-spliced transverse reinforcement )</i>
$V_p/V_o \leq 0.6$	i*	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

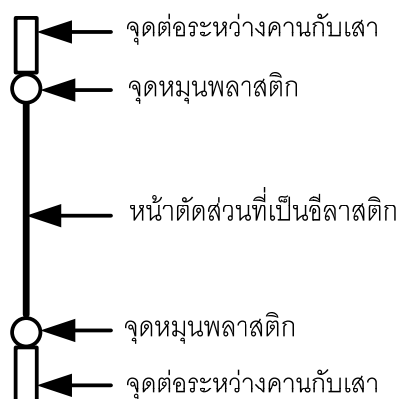
\*To qualify for Condition i, a column should have  $A_s/b_w s \geq 0.002$  and  $s/d \leq 0.5$  within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to Condition ii.

ตารางที่ 2.2 พารามิเตอร์ของแบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็กและเหล็กแกนที่ยอมรับได้เชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Kenneth และคณะ, 2012)

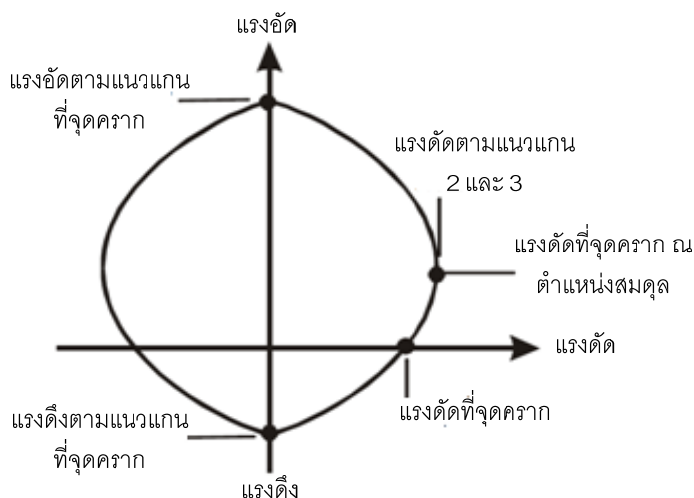
Conditions		Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3,4</sup>					
		Plastic Rotations Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle, radians					
					Performance Level					
		a	b	c	IO	Component Type				
Primary						Secondary				
						LS	CP	LS	CP	
<b>Condition i.<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.035	0.060	0.2	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
$\leq 0.1$	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
$\geq 0.6$	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
<b>Condition ii.<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3$	0.010	0.010	0.2	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6$	0.008	0.008	0.2	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3$	0.012	0.012	0.0	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6$	0.006	0.006	0.0	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Refer to Section 6.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns will be considered to be controlled by inadequate development or splices when the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Equation 6-2. Where 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. Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the plastic rotation angles shall be taken as zero for all performance levels unless columns have transverse reinforcement consisting of hoops with 135 degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_r$ ) is at least three-fourths of the design shear. Axial load,  $P$ , shall be based on the maximum expected axial loads due to gravity and earthquake loads.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
4. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.

ในการสร้างแบบจำลองเสากำหนดจุดหมุนพลาสติกที่ปลายเสาเมื่อรับแรงด้านข้าง โดยที่ตำแหน่งอื่นๆของเสากำหนดให้มีคุณสมบัติแบบ อีลาสติก และทำการจำลองบางส่วนของคานซึ่งวัดจากกึ่งกลางความลึกของคานมายังปลายเสาโดยให้มีคุณสมบัติเป็นแบบอีลาสติกและมีสติเฟนสูง แบบจำลองเสาแสดงดังรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 แบบจำลองเสาพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น (Malley และคณะ, 2010)



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัด (Malley และคณะ, 2010)

จุดต่อของการหมุนแบบพลาสติกของเสาจะคิดผลของแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัดในแกนอ่อนจาก 2 ทิศทาง (P-M-M hinge) เมื่อจุดต่อการหมุนคราก จะเกิดการเปลี่ยนรูปทั้งการยืดหดในแนวแกนและการหมุน กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัดแสดงดังรูปที่ 2.15 ชิ้นส่วนโครงสร้างเสาถูกสร้างด้วยเอลิเมนต์เฟรมโดยใช้ค่าความแกร่งประสิทธิภาพค่าตาม

มาตรฐาน ASCE41-13 (Kenneth และคณะ, 2012) ที่ปลาย 2 ข้างของเสาประกอบด้วย P-M2-M3 Hinge ที่มีคุณสมบัติด้านกำลัง (Yield Surface) จากการวิเคราะห์หน้าตัด และมีคุณสมบัติแบบไม่เชิงเส้นของ P-M2-M3 Hinge มาจากข้อกำหนดตามมาตรฐาน ASCE 41-13 (Kenneth และคณะ, 2012)

#### 2.2.4.2 กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กและส่วนประกอบของกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กมีความสามารถในการต้านทานแรงทางด้านข้างได้ทั้งในแนวตั้งและแนวราบด้านข้าง โดยประกอบไปด้วยแผ่นผนังที่หล่อในแนวตั้งซึ่งต้องมีความต่อเนื่องของหน้าตัดและเหล็กเสริม โดยแบ่งเป็นกำแพงที่มีลักษณะเปิด (open shapes) และปิด (closed shapes) เช่นหน้าตัดแบบกล่อง, ตัว T, ตัว L, ตัว I, ตัว C

กระบวนการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น ขึ้นส่วนแต่ชิ้นต้องถูกจำลองให้มีพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (hysteretic behavior) ในช่วงเพิ่มและลดแรงกระทำ ต้องสะท้อนถึงพฤติกรรมขึ้นส่วนของกำแพงที่สังเกตได้จากการทดลอง และใช้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการเสียรูป ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ช่วยในการวิเคราะห์

สำหรับชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนและเสาที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือนที่ไม่ต่อเนื่อง ที่รับแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งถูกควบคุมความเสียหายจากการตัดจะเกิดจุดหมุนพลาสติกในช่วงการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นดังแสดงในรูปที่ 2.16

การหมุนของจุดหมุน (hinge rotation) ที่จุด B ในรูปที่ 2.16 สัมพันธ์กับจุดครากและสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.19

$$\theta_y = \left( \frac{M_y}{E_c I} \right) l_p \quad (2.19)$$

โดยที่

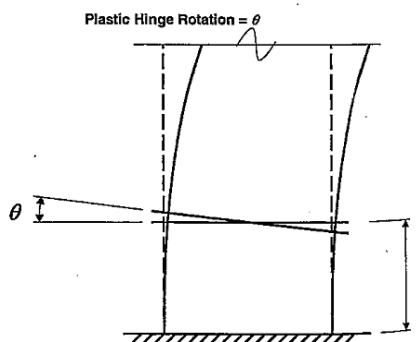
$M_y$  คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดคราก (yield moment capacity) ของกำแพงรับแรงเฉือนหรือชิ้นส่วนของกำแพง

$E_c$  คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

$I$  คือโมเมนต์ความเฉื่อยของชิ้นส่วน



$l_p$  คือความยาวสมมติของจุดหมุนพลาสติก (assumed plastic hinge length)

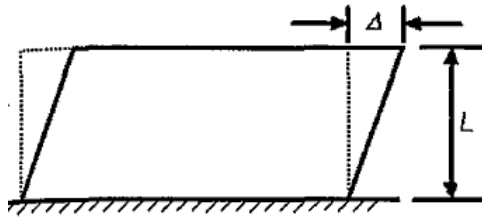


รูปที่ 2.16 การหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนเมื่อการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นถูกควบคุมโดยการดัด (Kenneth และคณะ, 2012)

สำหรับแบบจำลองของกำแพงรับแรงเฉือนและชิ้นส่วนของกำแพง ค่าความยาวสมมติของจุดพลาสติก  $l_p$  จะมีค่าเท่ากับ 0.5 เท่าของความลึกเนื่องจากการดัด (flexural depth) และต้องน้อยกว่าความสูงของกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นนั้นๆ และน้อยกว่า 50% ของความยาวองค์อาคาร (element length) สำหรับชิ้นส่วนของกำแพงในส่วนของเขาซึ่งรองรับกำแพงรับแรงเฉือนที่ไม่ต่อเนื่อง ค่าความยาวสมมติของจุดพลาสติก  $l_p$  จะมีค่าเท่ากับ 0.5 เท่าของความลึกเนื่องจากการดัด (flexural depth) ของชิ้นส่วน สำหรับค่าของตัวแปร a, b และ c ที่ใช้ในการระบุตำแหน่งของจุด C, D และ E ให้เป็นไปตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.3

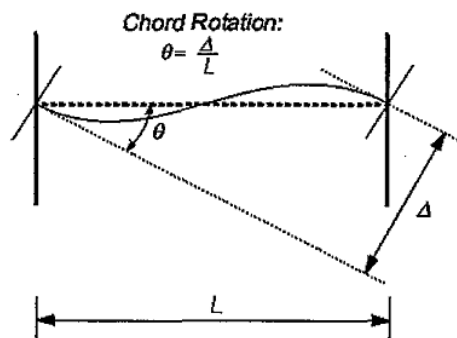
สำหรับชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนที่รับแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งถูกควบคุมความเสียหายจากแรงเฉือน ต้องใช้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก-การเสียรูป (load-deformation relation) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.13 โดยให้แกน x มีค่าเท่ากับ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้าง (lateral drift) ของกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ดังกล่าวคือ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (story drift) ดังแสดงรูปที่ 2.17

สำหรับคานที่ต่อเชื่อมกับกำแพงรับแรงเฉือน (coupling beam) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการเสียรูป (load-deformation relation) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.13 โดยให้แกน x มีค่าเท่ากับ มุมหมุนตัวของคอร์ด (chord rotation) ดังแสดงในรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.17 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในกำแพงรับแรงเฉือนในช่วงการตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่น ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (story drift in shear wall where shear dominates inelastic response)

(Kenneth และคณะ, 2012)



รูปที่ 2.18 มุมหมุนตัวของชิ้นส่วน coupling beam ในกำแพงรับแรงเฉือน

(chord rotation for shear wall coupling beams) (Kenneth และคณะ, 2012)

ค่าของตัวแปร d,e และ c ที่ใช้สำหรับการระบุตำแหน่งของจุด C,D และ E ของกราฟ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการเสียรูปในชิ้นส่วนอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ในรูปที่ 2.13 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไม่เชิงเส้นกำหนดให้เป็นไปตามมาตรฐาน ASCE41-13 โดยแบ่งเป็นชิ้นส่วนที่ถูกควบคุมด้วยแรงดัดและชิ้นส่วนที่ถูกควบคุมด้วยแรงเฉือนซึ่งแสดงรายละเอียดดังตารางที่ 2.3 และ 2.4 ตามลำดับ

ตารางที่ 2.3 พารามิเตอร์ของแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กและชั้นส่วนร่วมซึ่งถูกควบคุมด้วยการตัดและหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Kenneth และคณะ, 2012)

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>46,56</sup> (radians)						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
				LS	CP	LS	CP			
<b>i. Shear walls and wall segments</b>										
$\frac{(A_x - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary <sup>1</sup>								
$\leq 0.1$	$\leq 34$	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 34$	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 34$	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 34$	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

**iii. Shear wall coupling beams<sup>34</sup>**

Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>22</sup>	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.025	0.050
	$\geq 6$	0.020	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.020	0.035
	$\geq 6$	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.030	0.050

1. A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_c$ . It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_c$ . Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

2. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_c \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

3. For secondary coupling beams spanning  $< 8'-0"$ , with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

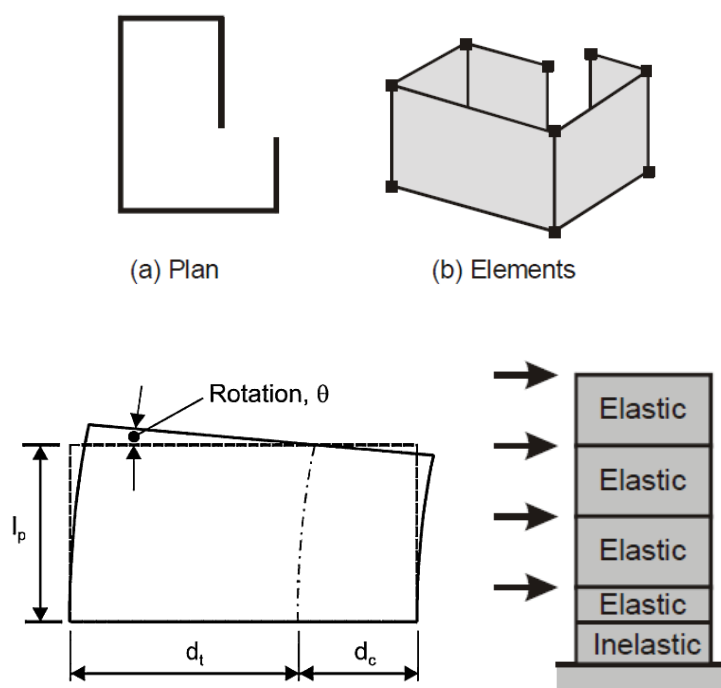
4. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.

5. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. 1. A boundary element shall be considered confined where transverse

ตารางที่ 2.4 พารามิเตอร์ของแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กและชิ้นส่วนร่วมซึ่งถูกควบคุมโดยแรงเฉือน และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Kenneth และคณะ, 2012)

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) <sup>1</sup>			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord <sup>5</sup> Rotation (radians) <sup>1</sup>				
	d	e	g	c	f	IO	Performance Level			
							Component Type			
							Primary		Secondary	
LS	CP	LS	CP							
<b>i. Shear walls and wall segments<sup>2,2</sup></b>										
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.05$	<u>1.0</u>	2.0	<u>0.4</u>	0.20	<u>0.6</u>	<u>0.40</u>	<u>0.75</u>	<u>1.0</u>	<u>1.5</u>	<u>2.0</u>
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	<u>0.4</u>	0.0	<u>0.6</u>	0.40	<u>0.60</u> <u>.55</u>	0.75	0.75	1.0
<b>ii. Shear wall coupling beams<sup>4</sup></b>										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>3</sup>	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.02	0.030		0.60					
	$\geq 6$	0.016	0.024		0.30		0.006	0.015	0.020	0.020
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.012	0.025		0.40		0.005	0.012	0.016	0.016
	$\geq 6$	0.008	0.014		0.20		0.006	0.008	0.010	0.010
						0.004	0.006	0.007	0.007	0.012
<ol style="list-style-type: none"> <li>For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.</li> <li>For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be <math>\leq 0.15 A_g f'_c</math>; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.</li> <li>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing <math>\leq d/3</math>, and (b) strength of closed stirrups <math>V_s \geq 3/4</math> of required shear strength of the coupling beam.</li> <li>For secondary coupling beams spanning <math>&lt; 8'-0"</math>, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.</li> <li>Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.</li> </ol>										

ในการสร้างแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน ชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์แบบแผ่น (4 จุดต่อ) ดังแสดงในรูปที่ 2.19 โดยใช้ 1 แผ่นต่อ 1 ช่วงชั้น ยกเว้นในชั้นที่กำแพงรับแรงเฉือนมีโอกาสเกิดจุดหมุนพลาสติกจะกำหนดให้ความสูงของเอลิเมนต์มีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกเนื่องจากการตัด (flexural depth) ของกำแพงแต่ไม่เกินความสูงของชั้น

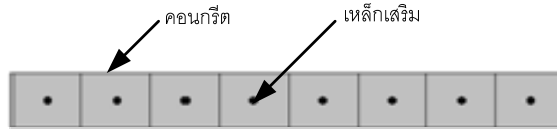


รูปที่ 2.19 แบบจำลองคณิตศาสตร์ไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือน

(Malley และคณะ, 2010)

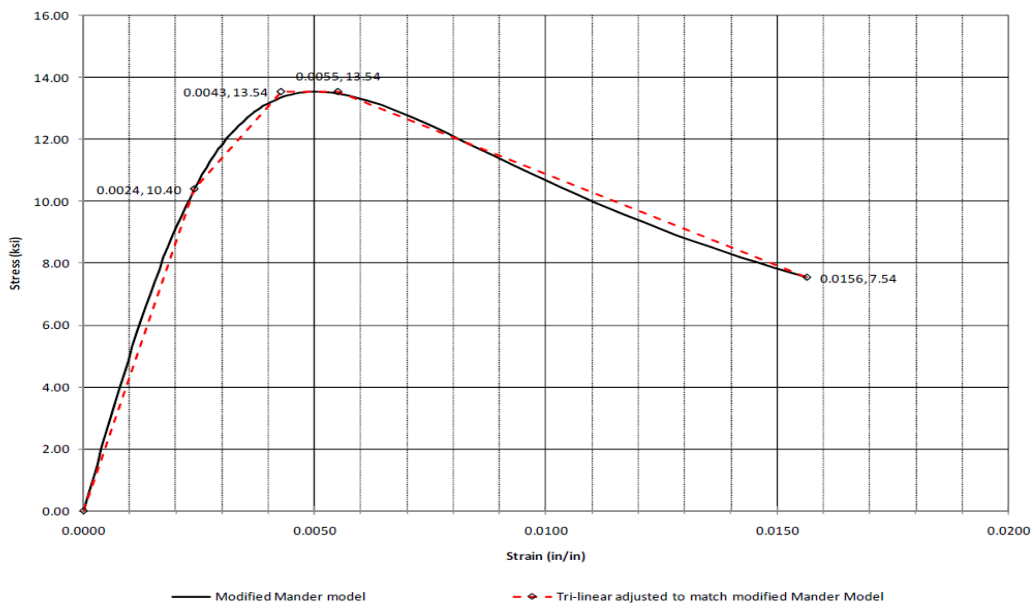
แบบจำลองของกำแพงรับแรงเฉือนในด้านที่รับแรงตัดร่วมกับแรงตามแนวแกนในเอลิเมนต์ที่อาจเกิดสภาวะไร้เชิงเส้น ใช้แบบจำลองไฟเบอร์จำลองคอนกรีตและเหล็กเสริมดังแสดงในรูปที่ 2.20 โดยทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเป็นไปตามแบบจำลองทางวัสดุ ดังจะกล่าวต่อไปสำหรับแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน ในการศึกษานี้จะใช้แบบจำลองหน้าตัดเส้นใยในแนวตั้งที่มีคุณสมบัติแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Vertical Fiber Model) เพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนได้อย่างละเอียดในแต่ละหน้าตัดเส้นใยที่ได้แบ่งไว้ดังแสดงในรูปที่ 2.20 ซึ่งประกอบไปด้วยส่วนของคอนกรีตและส่วนของเหล็กเสริม ซึ่งมีคุณสมบัติค่าสตีเฟนในการรับแรงตามแนวแกน โมเมนต์การตัด และแรงเฉือนโดยกำหนดให้ค่าคุณสมบัติของชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือนในช่วงที่มี

พฤติกรรมแบบอินีลาสติกให้เป็นไปตามที่ระบุไว้ในร่างมาตรฐาน ASCE41-13 (Kenneth และคณะ, 2012) ฉบับปรับปรุงล่าสุด



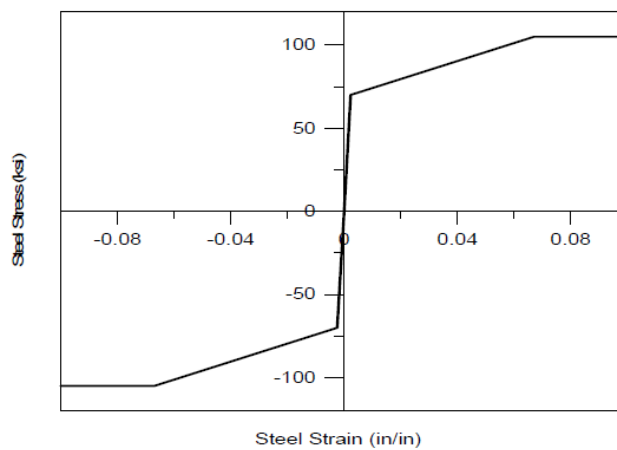
รูปที่ 2.20 ตัวอย่างแบบจำลองหน้าตัดเส้นใยในแนวตั้งของกำแพงรับแรงเฉือน (Malley และคณะ, 2010)

หน้าตัดเส้นใยจำลองวัสดุทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมด้วยคุณสมบัติแบบไม่เป็นอีลาสติก โดยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กจะต้องได้จากการทดสอบ สำหรับคอนกรีตจะใช้ตามแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วของ Mander (Mander และคณะ, 1988) โดยไม่สนใจกำลังรับแรงดึงแสดงดังรูปที่ 2.21



รูปที่ 2.21 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตใส่เหล็กปลอก (Mander และคณะ, 1988)

การจำลองเหล็กเสริมสำหรับกำแพงรับแรงเฉือนต้องใช้คุณสมบัติตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด โดยกำหนดให้มีกำลังรับแรงดึงเท่ากับกำลังรับแรงอัด (Moehle และคณะ, 2011) ทั้งกำลังที่จุดคราก และกำลังประลัย ใช้ความสัมพันธ์แบบ Tri-linear โดยไม่มีการพิจารณาการเสยกำลังของวัสดุ (Strength Loss) แสดงดังรูปที่ 2.22



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมในกำแพงรับแรงเฉือน  
(Moehle และคณะ, 2011)

## 2.2.5 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ASCE41-13

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง คือ ค่าที่แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในขณะที่รับแรงแผ่นดินไหว และความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ซึ่งคู่มือของสภาวิศวกรรมการโยธาประเทศสหรัฐอเมริกา (American Society of Civil Engineers) แบ่งสมรรถนะของโครงสร้างออกเป็น 4 ระดับดังต่อไปนี้

1.ระดับใช้อาคารได้ตามปกติ (operational) เกิดความเสียหายโดยรวมน้อยมาก โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คงค้าง ไม่สูญเสียสติเฟสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดาน ผ่นงิ้วคร่าว แต่ระบบที่สำคัญในอาคารทั้งหมดเช่น ระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบป้องกันไฟไหม้ ยังคงทำงานได้เป็นปกติ ความเสียหายโดยรวมน้อยมาก

2.ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (immediate occupancy) เกิดความเสียหายโดยรวมน้อย โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คงค้าง ไม่สูญเสียสติเฟสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดาน ผ่นงิ้วคร่าว ระบบที่สำคัญในอาคารเช่น ระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบป้องกันไฟไหม้ อาจหยุดทำงานแต่สามารถเริ่มทำงานใหม่ได้หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว ความเสียหายโดยรวมน้อย

3.ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (life safety) เกิดความเสียหายโดยรวมระดับปานกลาง โครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำค่างเล็กน้อย สูญเสียกำลังและสติเฟื่องแต่ยังสามารถรับน้ำหนักทั้งหมดได้ ต้องทำการซ่อมแซมอาคารก่อนเข้าใช้งานอีกครั้ง

4.ระดับเกิดความเสียหายรุนแรงเกือบพังทลาย (collapse prevention) เกิดความเสียหายโดยรวมระดับรุนแรง แต่โครงสร้างยังไม่พังทลาย เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำค่างมาก คงเหลือกำลังและสติเฟื่องเล็กน้อย ผนังชั่วคราวและกระจกในอาคารอาจเกิดการร่วงหล่น

โดยค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้จากการตรวจวัดที่ตำแหน่งเสาในบริเวณริมตึกในแต่ละชั้น และตำแหน่งจุดศูนย์กลางของอาคารในแต่ละชั้น

## 2.2.6 ระดับความเสียหายของโครงสร้าง

ในงานวิจัยนี้ใช้ค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้างเพื่อแสดงระดับความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟและอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบพาสซีฟ ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Park และคณะ (1985) ได้พัฒนาดัชนีความเสียหายขึ้นมาและใช้ในโปรแกรม IDARC ประกอบด้วยความเสียหาย 2 ส่วนได้แก่ความเสียหายที่เกิดจากการเปลี่ยนรูปร่างของแบบอินอีลาสติคของโครงสร้างโดยใช้การเทียบอัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากที่สุดที่เกิดขึ้นเทียบกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่จุดวิบัติ และนำมารวมกันแบบเชิงเส้นกับค่าความเสียหายสะสมที่เกิดจากการเคลื่อนที่แบบเป็นวัฏจักรของโครงสร้าง แสดงไว้ดังสมการที่ 2.22

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (2.22)$$

โดยที่

- $\delta_m$  คือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากที่สุดที่เกิดขึ้น
- $\delta_u$  คือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ตำแหน่งวิบัติ
- $P_y$  คือกำลังครากของชิ้นส่วน
- $\int dE_h$  คือพลังงานที่สะสมอยู่ในชิ้นส่วน
- $\beta$  คือค่าค้ำค่างของแบบจำลองมีความสัมพันธ์กับการลดลงของกำลัง



Kunnath และคณะ (1992) ทำการศึกษาเกี่ยวกับค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้างโดยพิจารณาจากมุมที่เกิดขึ้นของชิ้นส่วนโครงสร้าง และสรุปสมการความสัมพันธ์ระหว่างมุมที่เกิดขึ้นของชิ้นส่วนโครงสร้างกับค่าดัชนีความเสียหายไว้ดังสมการที่ 2.23

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (2.23)$$

โดยที่

- $\theta_m$  คือมุมที่เกิดขึ้นมากที่สุดของชิ้นส่วน
- $\theta_r$  คือมุมที่เกิดขึ้นที่กลับคืนได้ขณะไม่มีน้ำหนักกระทำ (Unloading)
- $\theta_u$  คือมุมที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งวิกฤติของชิ้นส่วน
- $M_y$  คือโมเมนต์ครากของหน้าตัด
- $E_h$  คือพลังงานที่ถูกสลายไปที่หน้าตัด

ค่าดัชนีความเสียหายสามารถคำนวณได้ 3 ระดับดังนี้

1. ความเสียหายระดับชิ้นส่วนองค์อาคาร ได้แก่ เสา, คาน และกำแพงรับแรงเฉือน
  2. ความเสียหายระดับชั้นของอาคาร ได้แก่ ความเสียหายขององค์ประกอบของชั้นทางด้านแนวตั้งทั้งหมด (เสาและกำแพงรับแรงเฉือน) ความเสียหายขององค์ประกอบของชั้นทางด้านแนวราบทั้งหมด (คานและพื้น) และความเสียหายทั้งหมดของชั้น
  3. ความเสียหายโดยรวมทั้งหมดของโครงสร้าง
- สำหรับค่าความเสียหายระดับชั้นและความเสียหายระดับโครงสร้างจะใช้ค่าพลังงานที่ถูกสลายไป (Dissipated energy) สำหรับถ่วงน้ำหนักในการคำนวณ ดังแสดงในสมการที่ 2.24 และ 2.25

$$DI_{story} = \sum (\lambda_i)_{component} (DI_i)_{component} \quad (2.24)$$

$$DI_{overall} = \sum (\lambda_i)_{story} (DI_i)_{story} \quad (2.25)$$

โดยที่

$$(\lambda_i)_{component} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{component} \quad (2.26)$$

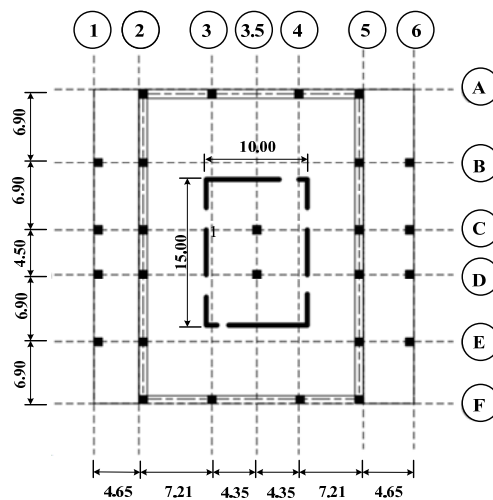
$$(\lambda_i)_{story} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{story} \quad (2.27)$$

## บทที่ 3 อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหว

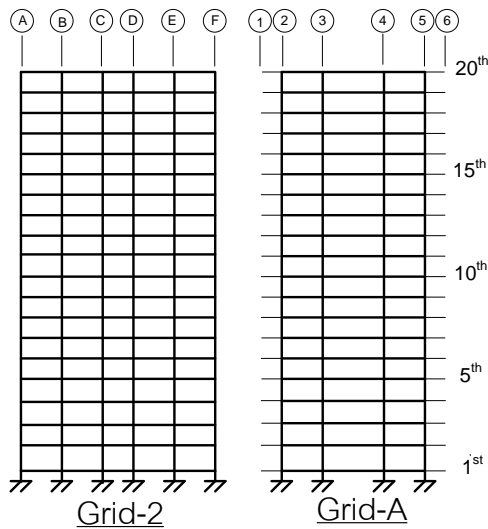
### 3.1 อาคารตัวอย่าง

ในงานวิจัยนี้ต้องการศึกษาพฤติกรรมและรูปแบบความเสียหายของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นอาคารตัวอย่างที่ใช้จึงออกแบบตามมาตรฐาน ACI 1995 และคิดผลของแรงลมตามมาตรฐานมยผ. 1311-50 โดยไม่ได้คิดผลของแรงแผ่นดินไหว ซึ่งอาคารลักษณะดังกล่าวเป็นอาคารส่วนมากที่ก่อสร้างในพื้นที่เขตกรุงเทพมหานคร

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วว่าในการศึกษานี้ต้องการศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูงที่ไม่ได้ออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว อาคารตัวอย่างที่ใช้มีความสูง 20 ชั้นตามแปลนอาคารที่ใช้ในการศึกษาของ Moehle และคณะ 2011 ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคารประกอบไปด้วยกำแพงรับแรงเฉือนรอบลิฟต์ตรงกลางตั้งแต่ชั้นหนึ่งจนถึงชั้นหลังคา มีคานจำนวน 4 ช่วงในแนวแกน A และ F และคานจำนวน 5 ช่วงในแนวแกน 2 และ 5 ตั้งแต่ชั้นหนึ่งจนถึงชั้นหลังคา รูปแปลนและรูปด้านของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 3.1 และ 3.2 โดยอาคารตัวอย่างมีลักษณะสมมาตรทั้งสองแกน และทำการออกแบบตามมาตรฐาน ACI 1995 และคิดผลของแรงลมตามมาตรฐานมยผ. 1311-50 โดยไม่ได้คิดผลของแรงแผ่นดินไหว ออกแบบใช้น้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 200 กก./ม.<sup>2</sup> มีผนังก่ออิฐครึ่งแผ่นรอบอาคารคิดเป็นน้ำหนัก 180 กก./ม.<sup>2</sup> คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัด ( $f'_c$ ) 300 กก./ซม.<sup>2</sup> ใช้เหล็กที่มีกำลังคราก ( $f_y$ ) เท่ากับ 4000 กก./ซม.<sup>2</sup> (SD40)



รูปที่ 3.1 รูปแปลนของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 3.2 รูปด้านของอาคารตัวอย่าง

กำแพงรับแรงเฉือนที่ออกแบบมีความหนา 0.15 เมตร เหล็กเสริมแนวตั้งเท่ากับ 0.33 % และเหล็กเสริมในแนวนอนเท่ากับ 0.25 % ตลอดความสูงอาคารดังแสดงในตารางที่ 3.2 หน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมของชั้นส่วนเสาแสดงดังตารางที่ 3.1 พื้นชั้นล่างหนา 0.30 เมตร พื้นชั้นอื่นๆหนาชั้นละ 0.20 เมตรดังแสดงในตารางที่ 3.3 คานชั้นล่างขนาด 0.40x0.70 เมตร คานชั้นอื่นๆมีขนาด 0.40x0.80 เมตรดังแสดงในตารางที่ 3.4 หน้าหนักอาคารรวมเท่ากับ 19941 ตัน

### 3.2 การจำลองโครงสร้างอาคารตัวอย่างเพื่อใช้ในการวิเคราะห์

ในงานวิจัยนี้พิจารณาพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกเฉพาะชั้นส่วนโครงสร้างที่รับแรงในแนวตั้งได้แก่ เสา และกำแพงรับแรงเฉือนเท่านั้น ไม่พิจารณาพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกในชั้นส่วนคาน

#### 3.2.1 แบบจำลองเสา

แบบจำลองเสากำหนดให้มีจุดหมุนพลาสติกที่ปลายเสาทั้งบนและล่างของเสาทุกต้นดังแสดงในรูปที่ 3.3 สำหรับเสาที่เชื่อมต่อกับคานกำหนดให้มีจุดเชื่อมต่อระหว่างคานกับเสาเป็นปลายแข็งเกร็ง (Rigid end zones) ซึ่งมีระยะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกคาน ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ในการกำหนดค่าที่จุดหมุนพลาสติกของเสานั้นขึ้นอยู่กับค่าโมเมนต์และค่าแรงในแนวแกนที่กระทำกับเสา ซึ่งสามารถคำนวณโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานโมเมนต์

ตารางที่ 3.1 หน้าตัดของชั้นส่วนเสาและปริมาณเหล็กเสริม

เสา	ช่วงชั้น	หน้าตัด(mxm)	เหล็กเสริม(%)	เสา	ช่วงชั้น	หน้าตัด(mxm)	เหล็กเสริม(%)
D3.5	1-19	0.75x0.75	6.28	E6	1-3	0.55x0.55	5.19
	4-6	0.75x0.75	4.54		4-6	0.55x0.55	2.60
	7-9	0.75x0.75	2.09		7-9	0.55x0.55	1.95
	10-12	0.75x0.75	1.05		10-12	0.55x0.55	1.30
	13-15	0.50x0.50	2.36		13-15	0.35x0.35	3.21
	16-19	0.50x0.50	1.57		16-19	0.35x0.35	1.60
D5	1-3	0.70x0.70	6.01	F4	1-3	0.75x0.75	5.59
	4-6	0.70x0.70	4.01		4-6	0.75x0.75	3.49
	7-9	0.70x0.70	2.00		7-9	0.75x0.75	1.75
	10-12	0.70x0.70	1.20		10-12	0.75x0.75	1.05
	13-15	0.50x0.50	2.36		13-15	0.50x0.50	2.36
	16-19	0.50x0.50	1.57		16-19	0.50x0.50	1.57
D6	1-3	0.45x0.45	5.82	F5	1-3	0.60x0.60	5.46
	4-6	0.45x0.45	3.88		4-6	0.60x0.60	3.27
	7-9	0.45x0.45	1.94		7-9	0.60x0.60	1.64
	10-12	0.45x0.45	1.94		10-12	0.60x0.60	1.09
	13-15	0.30x0.30	4.36		13-15	0.40x0.40	2.45
	16-19	0.30x0.30	2.18		16-19	0.40x0.40	1.23
E5	1-3	0.75x0.75	5.59				
	4-6	0.75x0.75	3.84				
	7-9	0.75x0.75	1.75				
	10-12	0.75x0.75	1.05				
	13-15	0.55x0.55	1.95				
	16-19	0.55x0.55	1.30				

ตารางที่ 3.2 ความหนาและปริมาณเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ความหนา (m)	เหล็กเสริมแนวตั้ง (%)	เหล็กเสริมแนวนอน (%)
	1-19	0.15	0.33	0.25

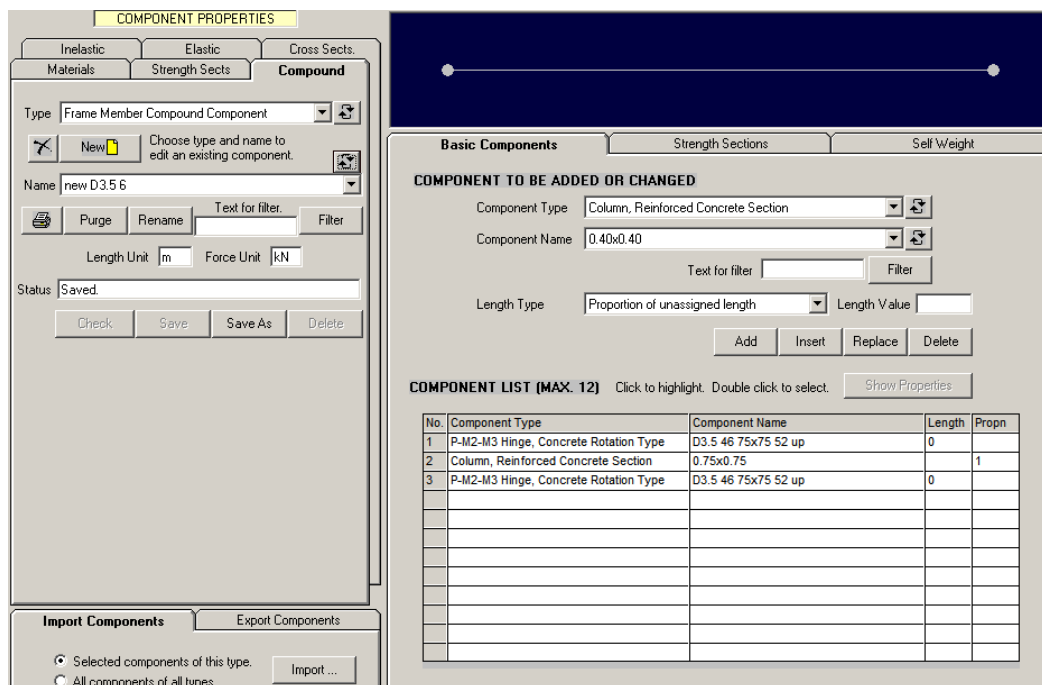
ตารางที่ 3.3 ความหนาของพื้นอาคารตัวอย่าง

พื้น	
ช่วงชั้น	ความหนา (m)
1	0.30
2-20	0.20

ตารางที่ 3.4 ขนาดหน้าตัดของคานอาคารตัวอย่าง

คาน	
ช่วงชั้น	หน้าตัด (m <sup>2</sup> )
1	0.40x0.80
2-20	0.40x0.70

การตัดและแรงในแนวแกนของเสา (P-M Diagram) จะคำนวณจากคุณสมบัติของวัสดุและขนาดหน้าตัดเสา สำหรับส่วนประกอบของเสาส่วนที่เป็นอีลาสติกทำการกำหนดขนาดหน้าตัดของเสาตามทีออกแบบไว้ ใส่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนบิวชอง แล้วโปรแกรม Perform-3D จะทำการคำนวณค่าคุณสมบัติต่างๆของหน้าตัดออกมาให้ ดังแสดงในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.3 การกำหนดจุดหมุนพลาสติกของเสาในโปรแกรม Perform-3D

ในงานวิจัยนี้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนรูปของจุดข้อหมุนพลาสติก (plastic hinges) เป็นแบบ Tri-Linear ซึ่งพิจารณาการเสียดำงของวัสดุ (Strength Loss) แต่ไม่พิจารณาการเสื่อมสภาพแบบวัฏจักร (Cyclic Degradation) จุดหมุนพลาสติกของเสาจะคิดผลจากทั้งแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัด 2 แกน รูปที่ 3.6 แสดงการใส่ค่าต่างๆที่คำนวณจากโมเมนต์การดัดและแรงในแนวแกนของหน้าตัดเสาที่หน้าตัดจุดข้อหมุนพลาสติก รูปที่ 3.7 จะแสดงกราฟความสัมพันธ์ของแรงในแนวแกนกับโมเมนต์การดัดและความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดในแนวแกนหลักและในแนวแกนรองพร้อมทั้งบอกตำแหน่งต่างๆบนกราฟ สำหรับกำลังรับแรงเฉือนกำหนดค่าแรงเฉือน  $V_n$  ของเสาคำนวณได้จากเหล็กปลอกในเสาและหน้าตัดคอนกรีตดังสมการที่ 3.1-3.3 ในหน้าตัดของเสาดังรูปที่ 3.8 และกำหนดตำแหน่งที่จุดกึ่งกลางของเสาในการวัดค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นดังรูปที่ 3.9 กำหนดให้เสาเกิดการวิบัติแบบเฉือนเมื่อมีแรงเฉือนมากกว่าค่าแรงเฉือนของเสา

$$V_n = V_s + V_c \quad (3.1)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} bd \quad (3.2)$$

$$V_s = A_s f_y b/s \quad (3.3)$$

โดยที่

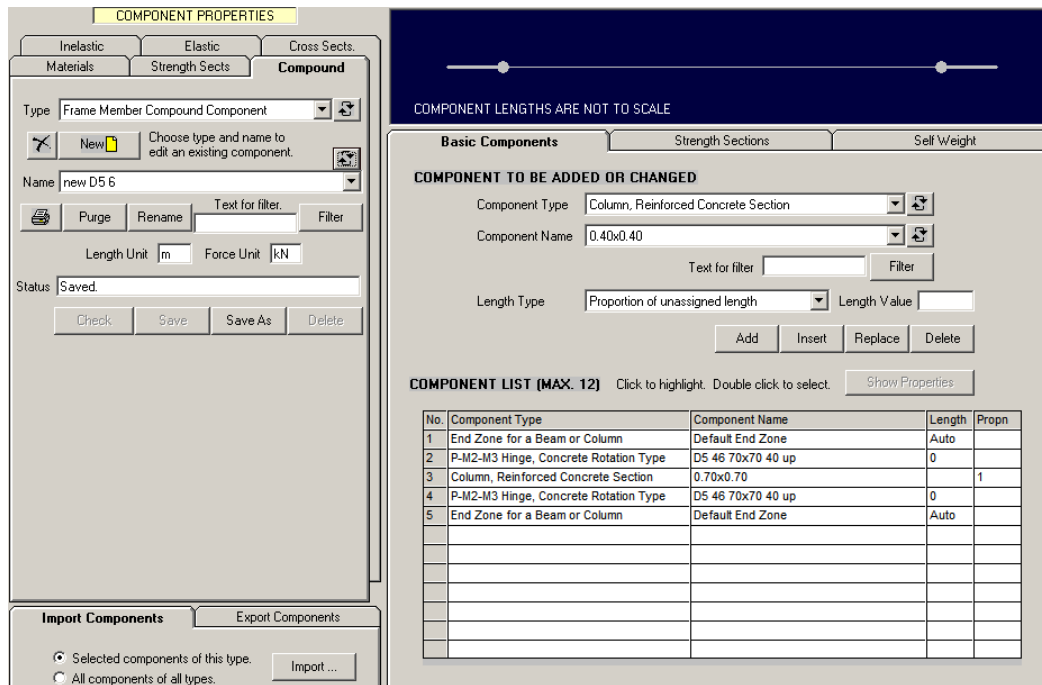
$V_c$  = กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (กิโลกรัม)

$V_s$  = กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กปลอก (กิโลกรัม)

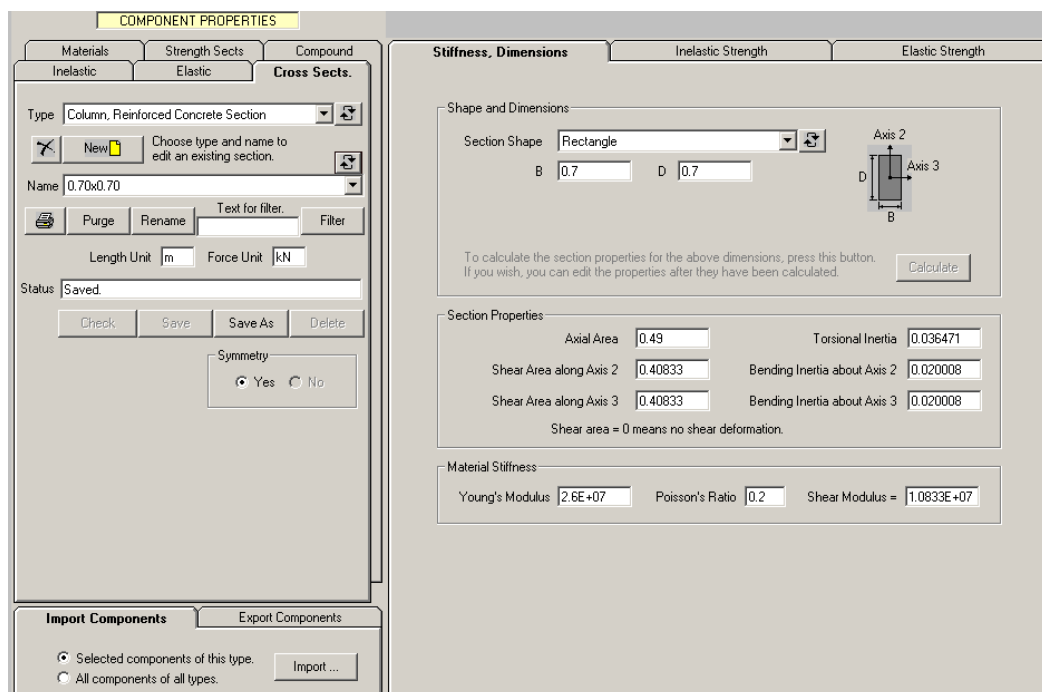
$f'c$  = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร)

$H$  = ความหนาของกำแพงรับแรงเฉือน (เมตร)

$L$  = ความยาวของกำแพงรับแรงเฉือน (เมตร)



รูปที่ 3.4 ตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกของเสาที่มีการเชื่อมต่อกับคานในโปรแกรม Perform-3D



รูปที่ 3.5 การกำหนดหน้าตัดเสาในโปรแกรม Perform-3D



The screenshot displays the 'COMPONENT PROPERTIES' dialog box for an 'Inelastic' component. The 'Type' is 'P-M2-M3 Hinge, Concrete Rotation Type' and the 'Name' is 'D5 46 70x70 40 up'. The 'Status' is 'Old property set. Checked. Not yet saved.' The 'Basic F-D Relationship' tab is active, showing a graph of Force (F) versus Displacement (D). The graph shows a linear increase in force from 0 to approximately 2.5E+03 kN as displacement increases from 0 to 4.0E-03 m, followed by a sharp drop to zero force at a displacement of approximately 6.0E-03 m. Below the graph, the 'Basic Actions and Deformations' table is shown:

	Tension	Compression	Axis 2 Bending at Balance Point	Axis 3 Bending at Balance Point
Actions FU	7860	19800	2650	2650
Deformations DU	.001017	.002562	.004	.004
Deformations DX	0.02	0.02	0.02	0.02

The 'Tilinear Behavior' section shows 'FY/FU' set to 0.77. The 'Import Components' section is also visible at the bottom left.

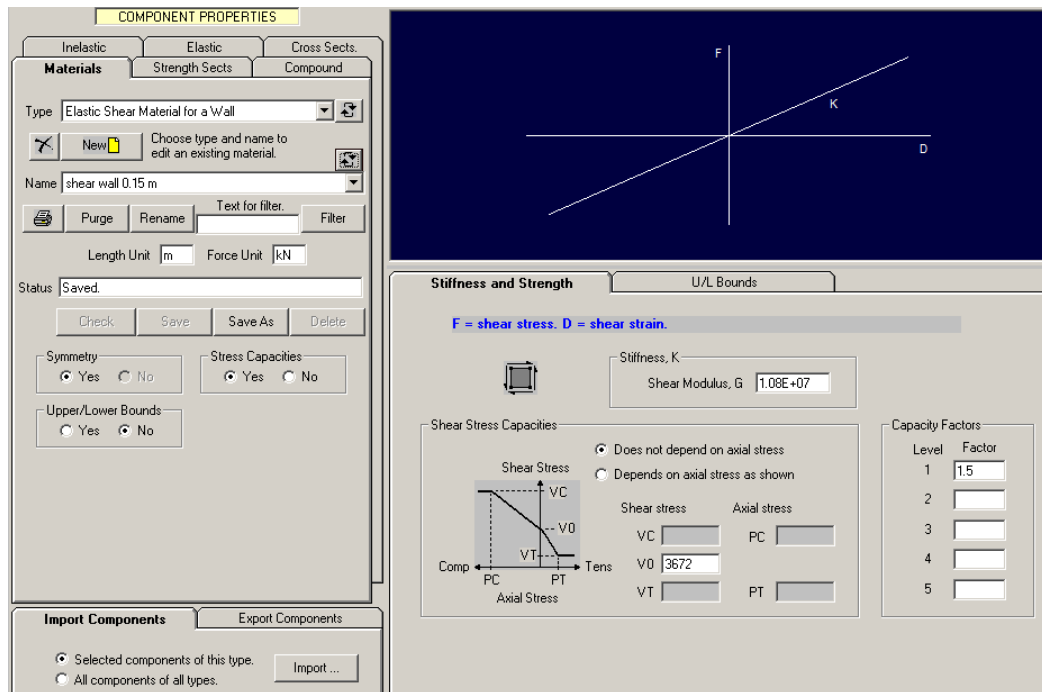
รูปที่ 3.6 การใส่ค่าจุดหมุนพลาสติกของเสาในโปรแกรม Perform-3D

The screenshot displays the 'COMPONENT PROPERTIES' dialog box for an 'Inelastic' component, similar to the previous image. The 'Yield Surface' tab is active, showing two graphs: 'P' (Force) versus 'M' (Moment) and 'M3' (Moment) versus 'M2' (Moment). The 'Yield Surface Parameters (ConcreteType)' section is shown below the graphs:

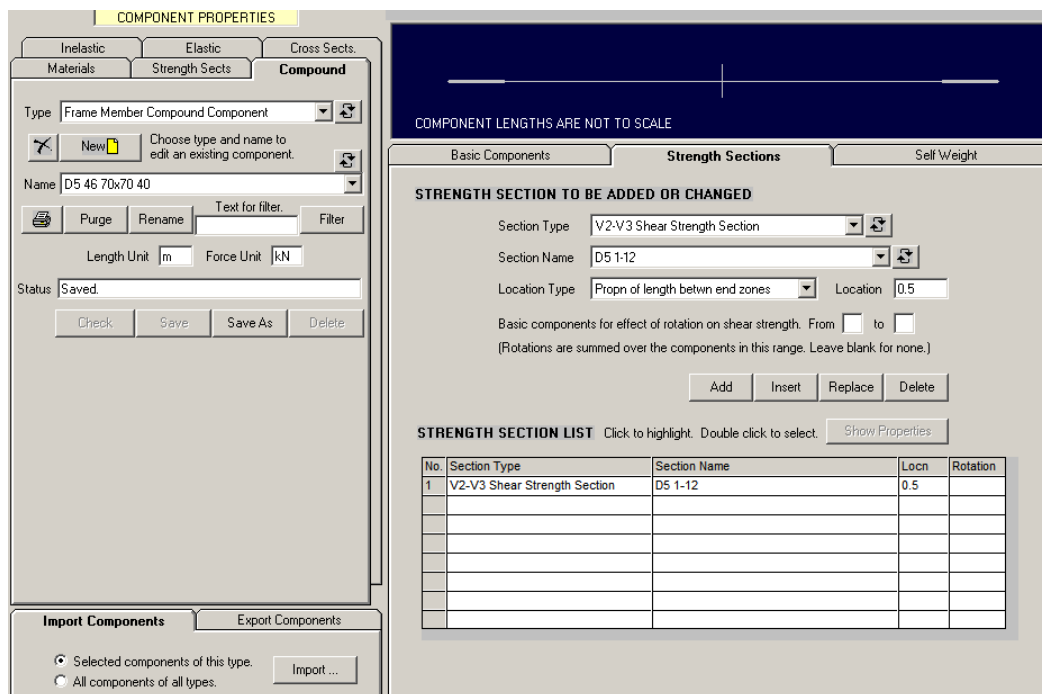
Parameter	Value
PB/PC	0.253
MO/MB, Axis 2	.82
MO/MB, Axis 3	.82
P exponent, Alpha, PB to PC	2
P-M2 Interaction	1.7
P-M3 Interaction	1.7
M exponent, Beta, for P-M interaction	1.1
M exponent, Gamma, for M-M interaction	1.4

The 'Yield Surface Parameters' section also includes a note: 'The yield surface is for the ultimate (U) condition. If the F-D relationship is trilinear, the first yield (Y) surface has the same shape as the U surface.'

รูปที่ 3.7 การใส่ค่าจุดหมุนพลาสติกของเสาในโปรแกรม Perform-3D



รูปที่ 3.8 การใส่ค่าแรงเฉือนของเสาในโปรแกรม Perform-3D



รูปที่ 3.9 แสดงตำแหน่งสำหรับตรวจวัดค่าแรงเฉือนของเสาในโปรแกรม Perform-3D

### 3.2.2 แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือนเลือกใช้แบบจำลองประเภทหน้าตัดเส้นใย (Fiber Cross Sections) โดยสามารถจำลองพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนได้ละเอียดมากขึ้นเนื่องจากการแบ่งส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนเป็นหน้าตัดหลายหน้าตัดต่อกันเพื่อให้สามารถกำหนดค่าสตีเฟนสที่แตกต่างกันในแต่ละหน้าตัดได้ และสามารถวัดความเครียดที่เกิดขึ้นและอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่กำหนดไว้คำนวณหาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนและคำนวณเป็นแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนแยกกันได้ ซึ่งทำให้มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกใกล้เคียงกับอาคารจริงมากกว่าเมื่อเทียบกับวิธีการจำลองแบบกำหนดจุดดมุนพลาสติกที่ปลาย

การคำนวณค่าสตีเฟนสของชิ้นส่วนใช้วิธี numerical method โดยคำนวณสตีเฟนสในแต่ละหน้าตัดซึ่งขึ้นอยู่กับค่าสตีเฟนสที่กำหนดในวัสดุโดยตรง ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุในแต่ละหน้าตัดเพื่อนำมาสังเคราะห์รวมกันเป็นสตีเฟนสของชิ้นส่วน (Moehle และคณะ, 2011) สำหรับหน้าตัดประเภทเส้นใยค่าสตีเฟนสประสิทธิภาพ  $EI_{eff}$  จะลดลงเมื่อค่าความเครียดในชิ้นส่วนเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้จะพิจารณากำลังเฉพาะคอนกรีตที่โอบรัดด้วยเหล็กเสริม(confined concrete)เท่านั้น โดยจะไม่พิจารณากำลังของคอนกรีตที่ไม่โอบรัดด้วยเหล็กเสริม(unconfined concrete) ในแต่ละหน้าตัดเส้นใยจะประกอบไปด้วยส่วนของคอนกรีตโดยรอบและมีเหล็กเสริมรวมกันอยู่ที่ตรงกลางหน้าตัดซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการกำหนดขนาดในการศึกษานี้เลือกใช้ขนาดอัตโนมัติ (Auto Size) ระบุความหนาของกำแพงรับแรงเฉือนเท่ากับ 0.15 m และจำนวนเส้นใยเท่ากับ 8 ความกว้างของหน้าตัดจะไม่ถูกจำกัด ไม่ว่าความกว้างขนาดเท่าไร ก็จะมีจำนวนเส้นใยเท่าเดิม โดยโปรแกรมจะเปลี่ยนพื้นที่และตำแหน่งของเส้นใยตามความกว้างต่างๆ แต่จะไม่สามารถเปลี่ยนความหนาของหน้าตัดได้ และเปอร์เซ็นต์เหล็กเสริมจะต้องคงที่ แสดงการรวมคุณสมบัติของเหล็กเสริมและคอนกรีตในหน้าตัดเส้นใยดังรูปที่ 3.12 และ 3.13

การใส่คุณสมบัติวัสดุคอนกรีตแบบอินอีลาสติกแสดงดังรูปที่ 3.10 ใช้ความสัมพันธ์แบบ Tri-linear พิจารณาการเสี่ยกำลังของวัสดุ (Strength Loss) เพื่อให้ใกล้เคียงกับกราฟความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตใส่เหล็กปลอกของ Mander (Mander และคณะ, 1988) กำหนดให้ค่ามอดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ  $2.6 \times 10^5$  ksc ค่ากำลังรับแรงอัด ณ จุดครากเท่ากับ 300 ksc และกำลัง ณ จุดวิบัติเท่ากับ 390 ksc และไม่พิจารณาค่ากำลังรับแรงดึงในคอนกรีต

การใส่คุณสมบัติของเหล็กเสริมแบบอินอีลาสติกแสดงดังรูปที่ 3.11 ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนรูปแบบ Tri-linear ไม่มีการพิจารณาการเสี้ยกำลังของวัสดุ (Strength Loss) กำหนดให้ค่ามอดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ  $2.0 \times 10^6$  ksc มีค่ากำลัง ณ จุดครากเท่ากับ 4000 ksc และกำลัง ณ จุดวิบัติเท่ากับ 5200 ksc ทั้งกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึง (Moehle และคณะ, 2011)

นอกจากนี้ต้องทำการตรวจวัดความเครียดที่เกิดขึ้นที่ปลายของกำแพงรับแรงเฉือนทุกแผ่นเพื่อสำรวจระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของกำแพงรับแรงเฉือน ดังรูปที่ 3.14 กำหนดให้เมื่อค่าความเครียดด้านที่รับแรงดึงเท่ากับ 0.002 เหล็กเสริมเกิดการคราก เมื่อความเครียดด้านที่รับแรงดึงเท่ากับ 0.1 เหล็กเสริมเกิดการวิบัติ สำหรับด้านรับแรงอัดเมื่อเกิดความเครียดเท่ากับ 0.003 คอนกรีตเกิดการวิบัติ

คุณสมบัติอินอีลาสติกรับแรงเฉือน (Inelastic shear material) ของกำแพงรับแรงเฉือนจะใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนรูปแบบ Elastic-Perfectly Plastic (E-P-P) โดยไม่มีการพิจารณาการเสี้ยกำลังของวัสดุ (Strength Loss) กำลังรับแรงเฉือนประลัย (Ultimate shear strength,  $V_u$ ) มีค่าเท่ากับ  $1.5V_n$  โดย  $V_n$  คือ กำลังรับแรงเฉือน (Nominal shear capacity) ของกำแพงรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318-08 ดังสมการที่ 3.4 โดยแสดงการใส่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนดังรูปที่ 3.15 กำหนดให้กำแพงรับแรงเฉือนเกิดการวิบัติแบบเฉือนเมื่อมีแรงเฉือนมากกว่า  $1.5V_n$

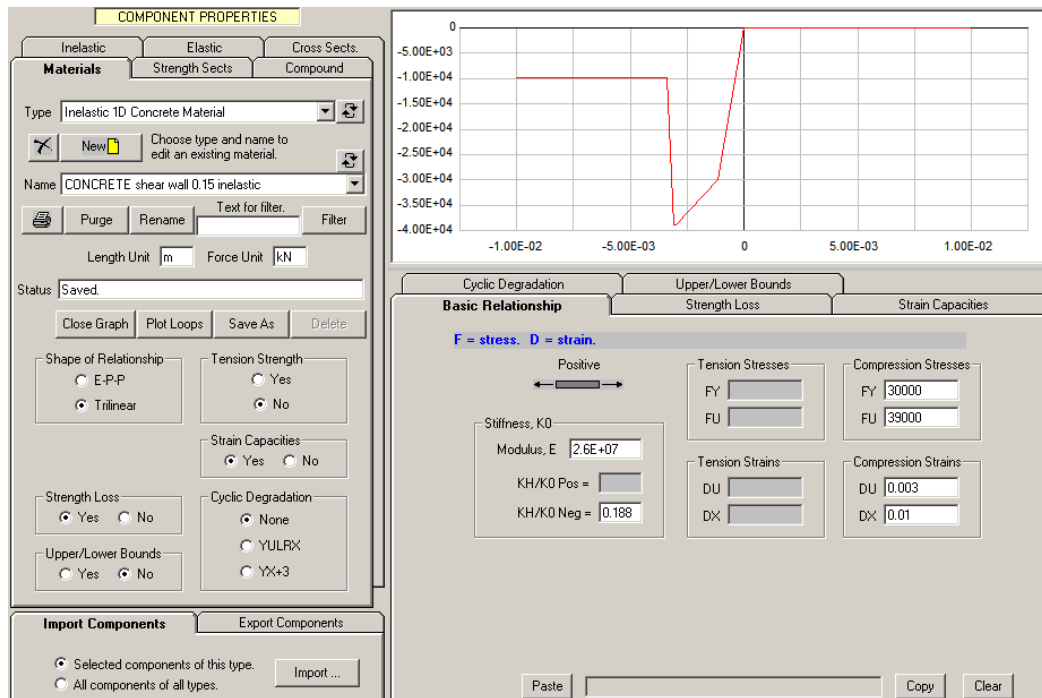
$$V_n = 2.65 \sqrt{f_c} H(0.8L) \quad (3.4)$$

โดยที่

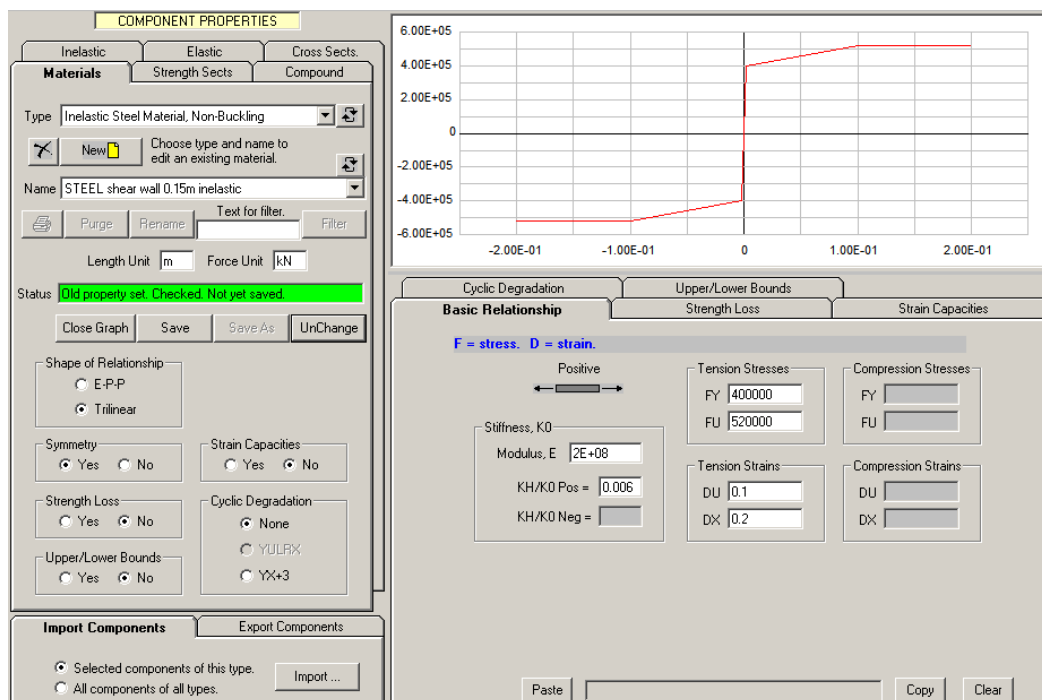
$f_c$  = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร)

$H$  = ความหนาของกำแพงรับแรงเฉือน (เมตร)

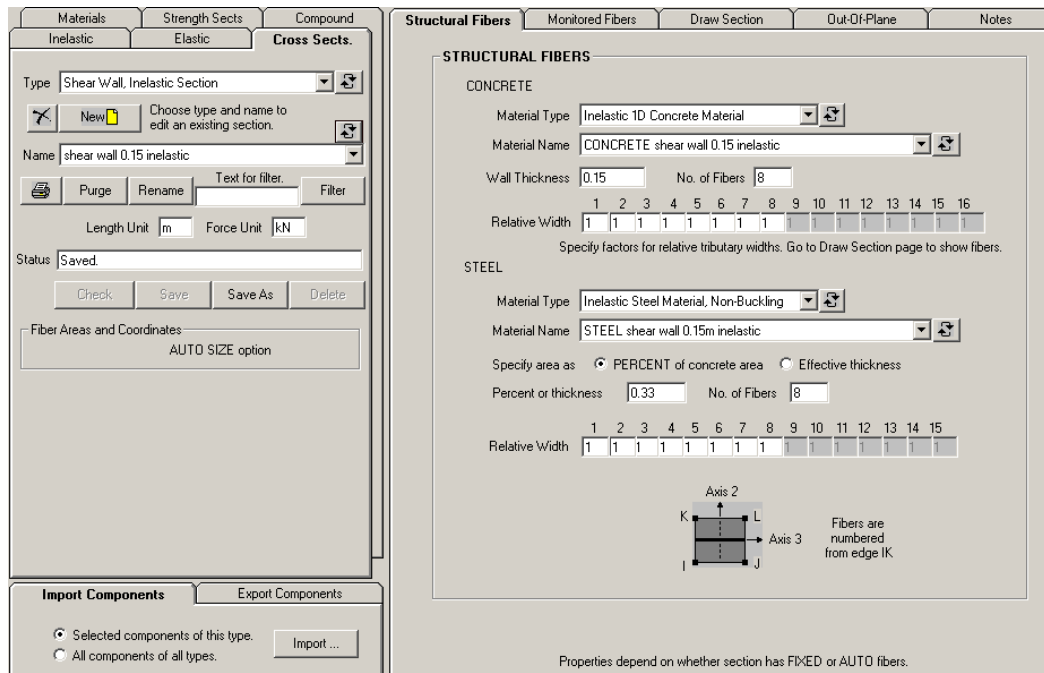
$L$  = ความยาวของกำแพงรับแรงเฉือน (เมตร)



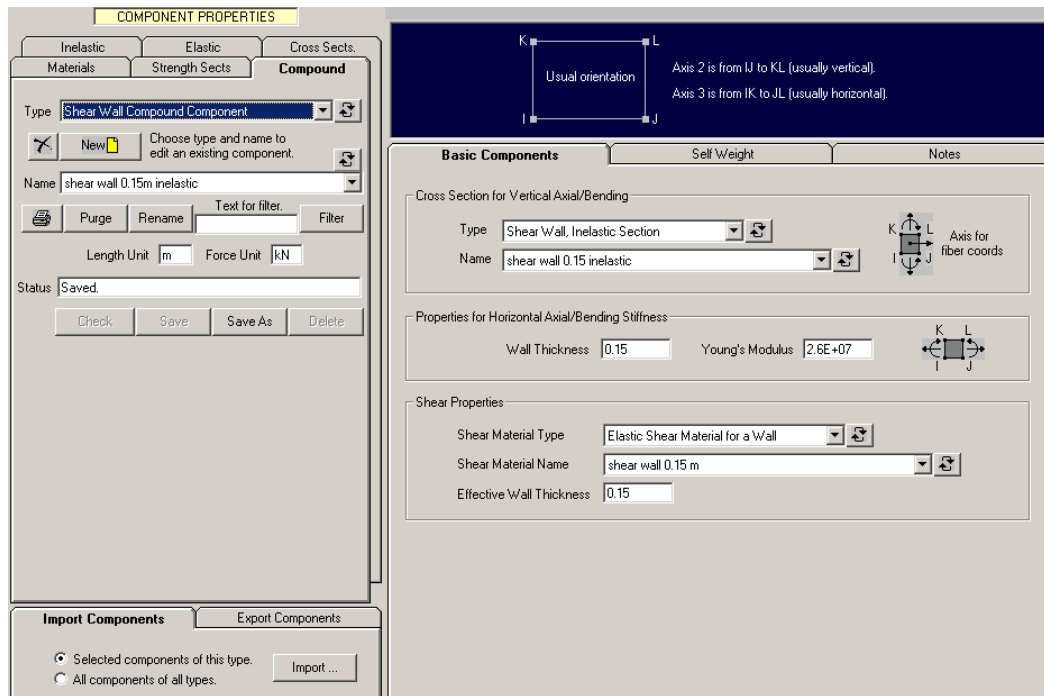
รูปที่ 3.10 การใส่คุณสมบัติคอนกรีตของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D



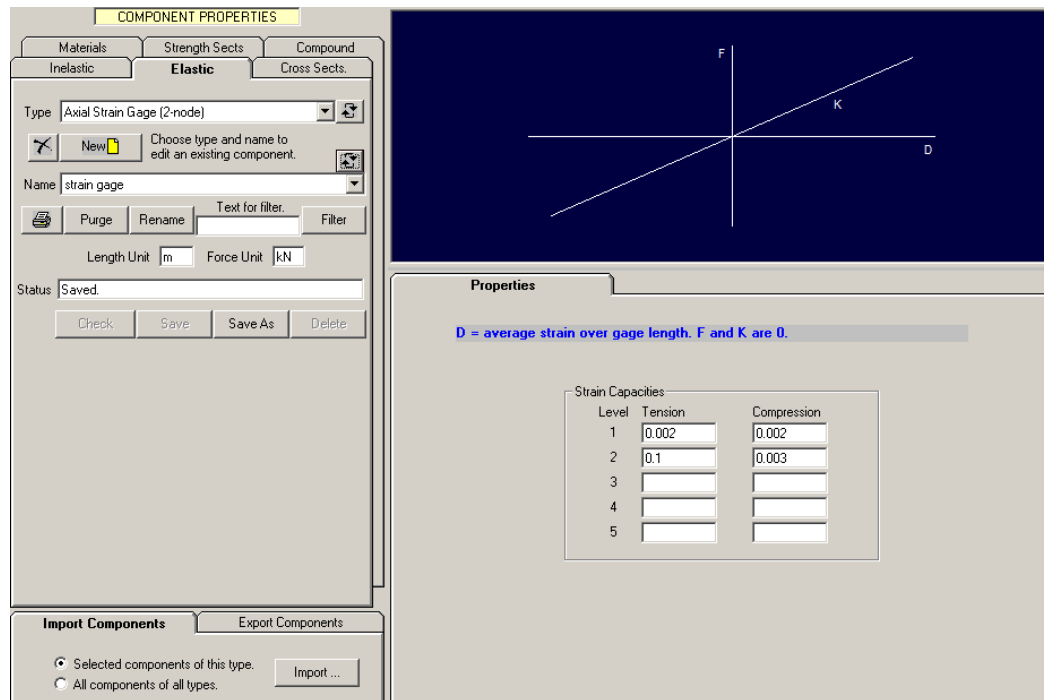
รูปที่ 3.11 การใส่คุณสมบัติเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D



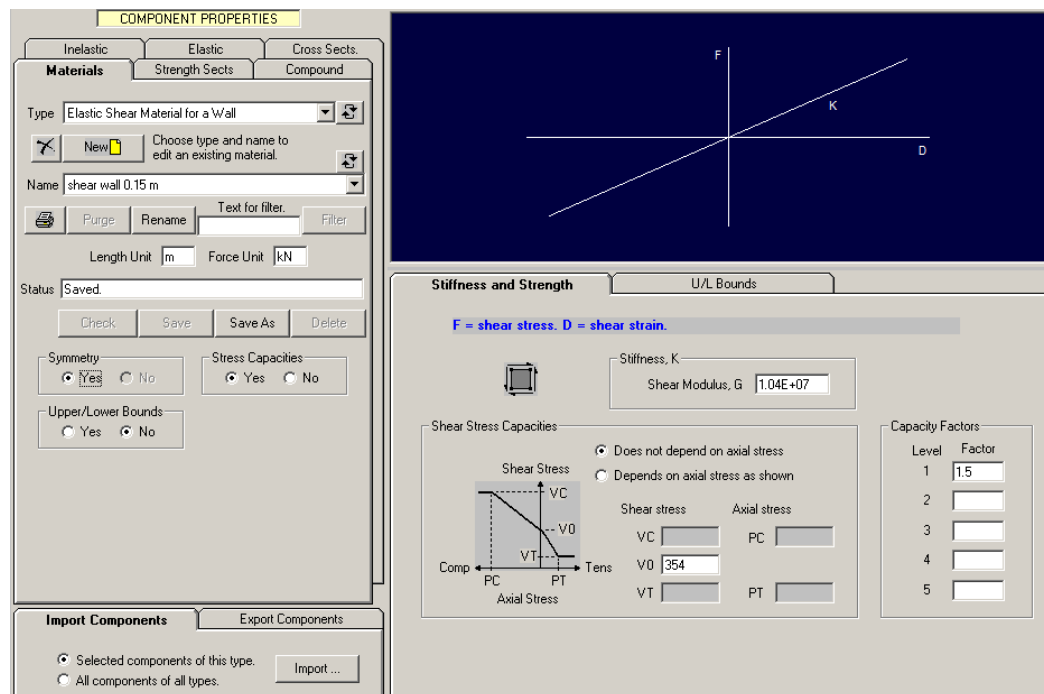
รูปที่ 3.12 การรวมคุณสมบัติของหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D



รูปที่ 3.13 การรวมคุณสมบัติของหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D



รูปที่ 3.14 กำหนดขีดจำกัดค่าความเครียดของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D



รูปที่ 3.15 การใส่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform-3D

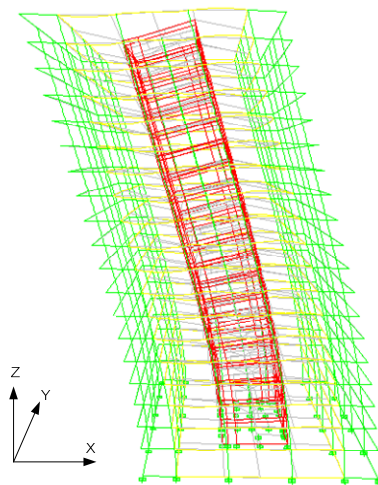
ดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นว่า โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว และมีพฤติกรรมเป็นแบบไม่ยืดหยุ่น จะมีการลดลงของกำลังและสติฟเนส และจากโปรแกรม Perform-3D ได้สร้างแบบจำลองดังกล่าวขึ้นมาเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรม เนื่องจากค่าดังกล่าวเป็นค่าที่ต้องได้จากการทำการทดลอง ซึ่งต้องใช้ค่าใช้จ่ายที่ค่อนข้างสูงมากและในประเทศไทยยังไม่มียานวิจัยทางด้านนี้ที่สมบูรณ์เพียงพอ ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้อ้างอิงค่าพารามิเตอร์ต่างๆจากมาตรฐาน ASCE41-13 เป็นหลัก

### 3.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์แบบอิลาสติกของแบบจำลองโครงสร้างอาคารตัวอย่าง

ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารที่คำนวณได้จากโปรแกรม Perform-3D แสดงดังตารางที่ 3.5 และแสดงการเคลื่อนตัวในโหมดแรกของอาคารตัวอย่างดังรูปที่ 3.16 โดยกำหนดให้อัตราความหน่วงของอาคารเท่ากับ 1.5 เปอร์เซ็นต์ โดยมีคาบการสั่นไหวโหมดแรกเท่ากับ 2.189 วินาทีเคลื่อนตัวในทิศทางตามแนวแกนหลัก(X)

ตารางที่ 3.5 ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์อาคารที่คำนวณได้จากโปรแกรม Perform-3D

โหมดการสั่น	คาบ(วินาที)	ทิศทางหลัก	Mass participation (%)	
			H1	H2
1	2.189	โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน X	63.32	$1.309 \times 10^{-4}$
2	1.684	โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน Y	$3.382 \times 10^{-4}$	62.23
3	1.359	โหมดการบิดตัว	$7.682 \times 10^{-6}$	$5.104 \times 10^{-6}$



รูปที่ 3.16 การเคลื่อนตัวในโหมดแรกของอาคารตัวอย่าง



### 3.4 การจำลองความเสียหายของโครงสร้าง

ในงานวิจัยนี้ใช้ค่าความเสียหายระหว่างชั้นในการเปรียบเทียบระหว่างตึกที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารแบ่งแยกเป็นสองประเภทคือ ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสา และความเสียหายที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนโดยมีรายละเอียดในการหาค่าความเสียหายที่แตกต่างกัน

#### ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสา

มีผู้เสนอวิธีการคำนวณค่าดัชนีความเสียหายไว้หลายรูปแบบโปรแกรม IDARC v. 5.0 ซึ่งเป็นโปรแกรมหนึ่งที่สามารถคำนวณค่าความเสียหายของโครงสร้างได้ โดยค่าความเสียหายดังกล่าวมีพื้นฐานมาจากค่าดัชนีความเสียหายที่เสนอโดย Park และ Ang (1985) โดยสามารถแสดงได้ดังสมการ 3.5 ซึ่งคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากที่สุดที่เกิดขึ้นเทียบกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่จุดวิบัติ และนำมารวมกันแบบเชิงเส้นกับค่าความเสียหายสะสมที่เกิดจากการเคลื่อนที่แบบเป็นวัฏจักรของโครงสร้าง

$$DI_{IDARC} = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (3.5)$$

โดยที่

$\theta_m$  เป็นมุมหมุนที่เกิดขึ้นมากที่สุดของชั้นส่วน

$\theta_r$  เป็นมุมหมุนที่เหลืออยู่ขณะไม่มีน้ำหนักกระทำ (Unloading)

$\theta_u$  เป็นมุมหมุนที่สภาวะวิบัติของชั้นส่วน

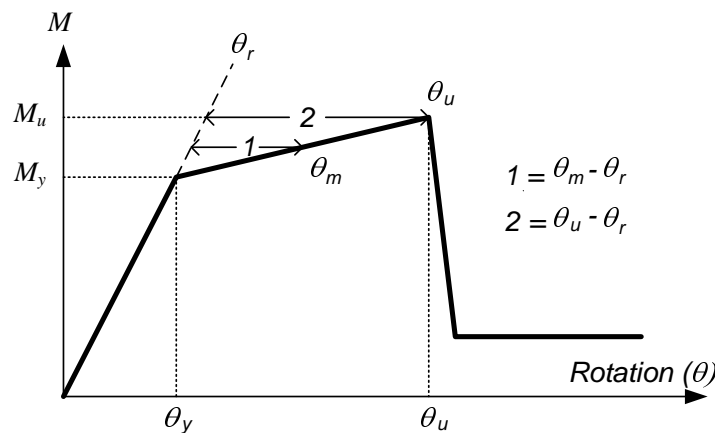
$M_y$  เป็นโมเมนต์ครากของหน้าตัด

$E_h$  เป็นพลังงานที่ถูกสลายไปที่หน้าตัด

$\beta$  คือค่าคงที่ของแบบจำลองมีความสัมพันธ์กับการลดลงของกำลัง

สำหรับส่วนแรกซึ่งเกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนรูปร่างที่เกิดขึ้นในชั้นส่วน เมื่อพิจารณาค่ามุมหมุนที่เกิดขึ้นมากที่สุดของชั้นส่วน  $\theta_m$  ในกรณีนี้  $\theta_r$  จะมีค่าเท่ากับอัตราส่วนระหว่างอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนในช่วงอีลาสติกคูณกับมุมหมุนที่เกิดขึ้นมากที่สุดของชั้นส่วน ซึ่งโปรแกรม Perform-3D จะคำนวณหาค่ามุมหมุนที่เกิดขึ้นลบด้วยมุมหมุนที่เหลืออยู่ขณะไม่มีน้ำหนักกระทำเรียบร้อยแล้วซึ่งเท่ากับมุมหมุนในช่วงที่ 1 ในรูปที่ 3.17 สำหรับค่ามุมหมุนที่สภาวะวิบัติของชั้นส่วน  $\theta_u$  ของชั้นส่วนจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นใน

ชิ้นส่วนดังรูปที่ 3.37 ซึ่งค่า  $\theta_u$  จะเป็นไปตามตารางที่ 2.2 ตามมาตรฐาน ASCE41-13 ในกรณีนี้ ค่ามูมหมุนที่เหลืออยู่ขณะไม่มีน้ำหนักกระทำ  $\theta_r$  มีค่าเท่ากับอัตราส่วนระหว่างอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์กับมูมหมุนในช่วงอีลาสติคคูณกับมูมหมุนที่ตำแหน่งวิบัติซึ่งค่า  $\theta_u - \theta_r$  มีค่าเท่ากับมูมหมุนในช่วงที่ 2 ในรูปที่ 3.17



รูปที่ 3.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมูมหมุนที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนเสา

สำหรับส่วนที่เกี่ยวข้องกับพลังงานที่สลายไปในชิ้นส่วนเนื่องจากการเคลื่อนที่แบบวัฏจักร เลือกใช้ค่าพารามิเตอร์  $\beta = 0.27$  (Ciampoli และคณะ, 1989) หาค่าโมเมนต์ครากของหน้าตัด  $M_y$  จากกราฟความสัมพันธ์ P-M ไดอะแกรม ในงานวิจัยนี้กำหนดให้  $M_y = 0.77M_u$  (Bai และ Au, 2011) เพื่อสะดวกต่อการใส่ค่าคุณสมบัติในแบบจำลองเนื่องจากค่าอัตราส่วนระหว่าง  $M_u$  และ  $M_y$  ของเสาแต่ละต้นมีค่าไม่เท่ากันซึ่งขึ้นอยู่กับหน้าตัดของเสา เหล็กเสริม และแรงในแนวแกนที่ลดลงที่หัวเสา โดยสรุปค่า  $M_y$  และ  $M_u$  ของแต่ละเสาแสดงดังตารางที่ 3.6

จากนั้นพิจารณาค่าความเสียหายของชิ้นส่วนในแต่ละชั้นแยกกัน ซึ่งเลือกชิ้นส่วนที่เกิดความเสียหายมากที่สุดในแต่ละชั้นเป็นตัวแทนค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในชั้นนั้น

### ความเสียหายที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน

Park และ Ang (1985) ได้พัฒนาดัชนีความเสียหายขึ้นมาและใช้ในโปรแกรม IDARC ประกอบด้วยความเสียหาย 2 ส่วนได้แก่ความเสียหายที่เกิดจากการเปลี่ยนรูปร่างของแบบอินอีลาสติคของโครงสร้างโดยใช้การเทียบอัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากที่สุดที่เกิดขึ้นเทียบกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่จุดวิบัติ และนำมารวมกันแบบเชิงเส้นกับค่าความเสียหายสะสมที่เกิดจากการเคลื่อนที่แบบเป็นวัฏจักรของโครงสร้าง แสดงไว้ดังสมการที่ 3.6

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (3.6)$$

โดยที่

$\delta_m$  คือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากที่สุดที่เกิดขึ้น

$\delta_u$  คือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ตำแหน่งวิบัติ

$P_y$  คือกำลังครากของชิ้นส่วน

$\int dE_h$  คือพลังงานที่สะสมอยู่ในชิ้นส่วน

$\beta$  คือค่าคงที่ของแบบจำลองมีความสัมพันธ์กับการลดลงของกำลัง

ตารางที่ 3.6 ค่าแรงกดบนหัวเสา โมเมนต์ที่จุดครากและโมเมนต์ที่จุดวิบัติของชิ้นส่วนเสา

Story	D3.5			D5			D6		
	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)
1	5242	4401	3389	6206	3360	2587	2970	768	591
2	4947	4389	3380	5849	3416	2630	2797	787	606
3	4663	4379	3372	5506	3427	2639	2632	800	616
4	4379	3510	2703	5166	2650	2041	2468	630	485
5	4096	3483	2682	4827	2642	2034	2303	645	497
6	3812	3470	2672	4489	2639	2032	2138	650	501
7	3529	2168	1669	4151	1800	1386	1973	473	364
8	3245	2154	1659	3815	1796	1383	1808	467	360
9	2962	2101	1618	3479	1753	1350	1643	464	357
10	2678	1470	1132	3143	1380	1063	1478	448	345
11	2394	1410	1086	2808	1350	1040	1313	444	342
12	2111	1364	1050	2475	1280	986	1148	435	335
13	1847	685	527	2166	695	535	1000	187	144
14	1583	664	511	1857	683	526	851	190	146
15	1319	645	497	1547	673	518	702	188	145
16	1056	522	402	1238	529	407	554	137	105
17	792	464	357	928	490	377	405	125	96
18	528	430	331	619	443	341	257	111	85
19	264	380	293	309	386	297	108	96	74

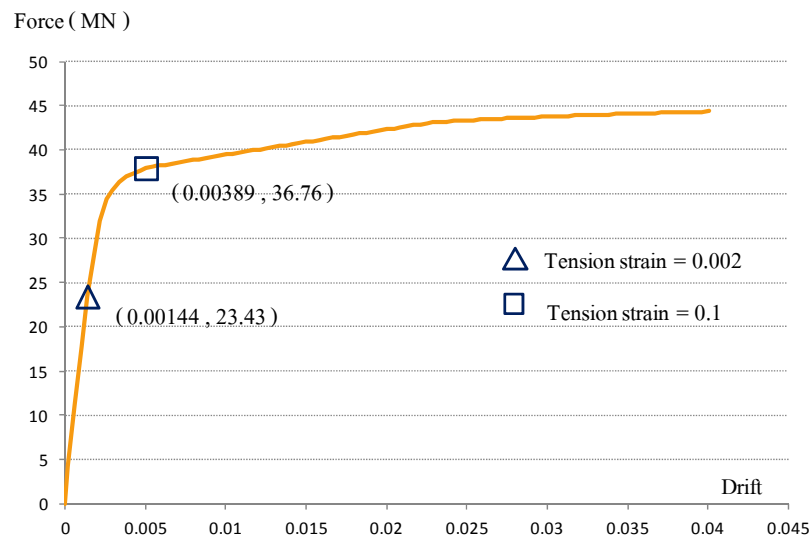
ตารางที่ 3.6 ค่าแรงกดบนหัวเสา โมเมนต์ที่จุดครากและโมเมนต์ที่จุดวิบัติของชั้นส่วนเสา

Story	E5			E6			F4		
	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)
1	8721	3792	2920	3783	1426	1098	8546	3802	2928
2	8285	3849	2964	3566	1450	1117	8062	3880	2988
3	7768	3898	3001	3357	1450	1117	7597	3935	3030
4	7300	3140	2418	3149	992	764	7132	2994	2305
5	6832	3190	2456	2940	989	762	6669	3030	2333
6	6364	3190	2456	2731	978	753	6206	3030	2333
7	5896	2160	1663	2523	857	660	5744	2160	1663
8	5427	2158	1662	2314	845	651	5283	2148	1654
9	4959	2140	1648	2106	833	641	4822	2122	1634
10	4490	1743	1342	1897	683	526	4363	1737	1337
11	4020	1670	1286	1689	673	518	3904	1680	1294
12	3551	1620	1247	1480	650	501	3445	1620	1247
13	3106	882	679	1288	273	210	3006	698	537
14	2662	861	663	1096	267	206	2568	703	541
15	2218	838	645	904	260	200	2130	696	536
16	1774	676	521	712	190	146	1693	558	430
17	1331	630	485	519	169	130	1255	527	406
18	887	549	423	327	146	112	818	477	367
19	443	471	363	135	126	97	381	400	308

ตารางที่ 3.6 ค่าแรงกดบนหัวเสา โมเมนต์ที่จุดครากและโมเมนต์ที่จุดวิบัติของชั้นส่วนเสา

Story	F5		
	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)
1	5679	1813	1396
2	5356	1860	1432
3	5049	1890	1455
4	4741	1421	1094
5	4431	1445	1113
6	4122	1450	1117
7	3811	1074	827
8	3500	1070	824
9	3189	1045	805
10	2877	905	697
11	2559	872	671
12	2246	841	648
13	1959	360	277
14	1671	364	280
15	1383	358	276
16	1094	270	208
17	806	242	186
18	517	202	156
19	228	166	128

โดยในงานวิจัยนี้ใช้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของชั้นที่เกิดขึ้นลบด้วยการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เมื่อเกิดการครากขึ้นในเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของชั้นเมื่อเกิดการวิบัติขึ้นในเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนลบด้วยการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เมื่อเกิดการครากขึ้นในเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือน ในการพิจารณาความเสียหายของโครงสร้างในส่วนของ การเคลื่อนตัว สำหรับส่วนที่เกี่ยวข้องกับพลังงานที่สลายไปในชั้นส่วนเนื่องจากการเคลื่อนที่แบบวัฏจักรเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์  $\beta = 0.06$  (Kim และคณะ, 2004)  $V_y$  หากจากการวิเคราะห์โดยใช้แรงต้านข้างต้นแบบสถิติจนกำแพงรับแรงเฉือนวิบัติ (Collapse mode or push-over analysis)



รูปที่ 3.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านด้านข้างกับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของกำแพงรับแรงเฉือนชั้นล่างสุดซึ่งต้องพิจารณาผลของแรงกดในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักด้านบนด้วย โดยได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านด้านข้างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของกำแพงรับแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 3.18 โดยเหล็กเสริมเกิดการครากเมื่อค่าความเครียดด้านรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ 0.002 และเหล็กเสริมเกิดการวิบัติเมื่อค่าความเครียดด้านรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ 0.1 ที่การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เท่ากับ 0.00389 มีค่าแรงต้านด้านข้างเท่ากับ 36760 กิโลนิวตันซึ่งใช้เป็นค่า  $V_y$  ในการกำหนดค่าความเสียหาย

### 3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

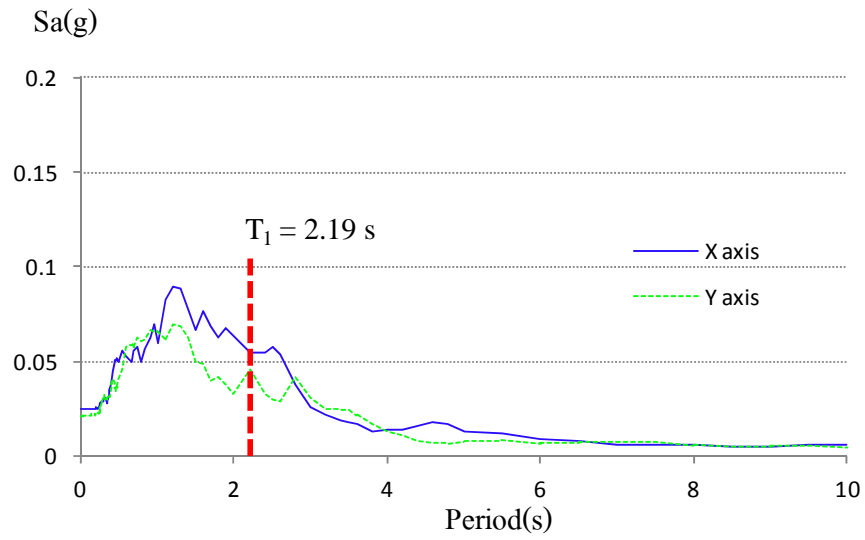
ในงานวิจัยนี้เลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จากแผ่นดินไหวในอดีตที่มีความถี่หลักใกล้เคียงกับความถี่ในโหมดแรกของอาคารตัวอย่างเป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลและเกิดขึ้นเป็นระยะเวลานาน ซึ่งเหมาะแก่การทำงานของระบบมวลห้วงปรับค่าแบบพาสซีฟ โดยเลือกคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่นตามเกณฑ์ที่กำหนดจากฐานข้อมูลของ PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) มีรายละเอียดดังตารางที่ 3.7 โดยเลือกคลื่นทั้งในแนวแกนตั้งฉากกับรอยเลื่อนและแนวขนานกับรอยเลื่อนโดยกำหนดให้คลื่นที่มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานมากกว่ากระทำในแนวแกนหลักของอาคารและคลื่นที่มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานกระทำในแนวแกนรองของอาคาร เมื่อทำการปรับค่าคลื่นขึ้นจะปรับค่าเท่ากันทั้งสองแกนโดยยึดตามการปรับค่าในแนวแกนหลัก

ตารางที่ 3.7 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

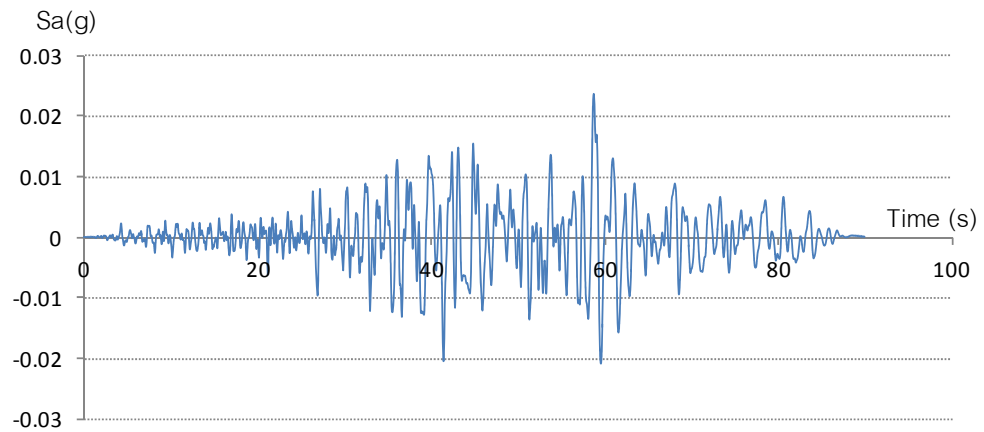
ลำดับที่	เหตุการณ์แผ่นดินไหว	ปี	สถานีรังวัด	ขนาด (Mw)	ระยะเวลา(s)		ระยะทาง (km)	Vs30 (m/s)	PGA (g)
					แกนหลัก(X)	แกนรอง(Y)			
1	Chi-Chi, Taiwan	1999	KAU046	7.62	40.6	46.0	161.6	204.2	0.025
2	Chi-Chi, Taiwan	1999	KAU082	7.62	48.7	50.6	168.7	573.2	0.018
3	Denali, Alaska	2002	Anchorage-K2-04	7.9	143.5	132.4	273.6	279.4	0.014
4	Nenana M., Alaska	2002	A. International Airport	6.7	92.4	90.3	272.9	274.5	0.012
5	Kobe, Japan	1995	FUK	6.9	34.4	38.2	158.1	256.0	0.046
6	Landers, LA	1992	LA-Obregon Park	7.28	41.4	45.6	151.7	349.4	0.056
7	Duzce, Turkey	1999	Ambarli	7.14	33.6	41.4	188.0	175.0	0.028

#### 3.3.1. คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศไต้หวันสถานีรังวัดตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนมีความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนหลักเท่ากับ 0.59 เฮิรซ์ ความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนรองเท่ากับ 0.83 เฮิรซ์ เกิดขึ้นเป็นระยะเวลานาน 46 วินาที มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.025g สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 3.19-3.21

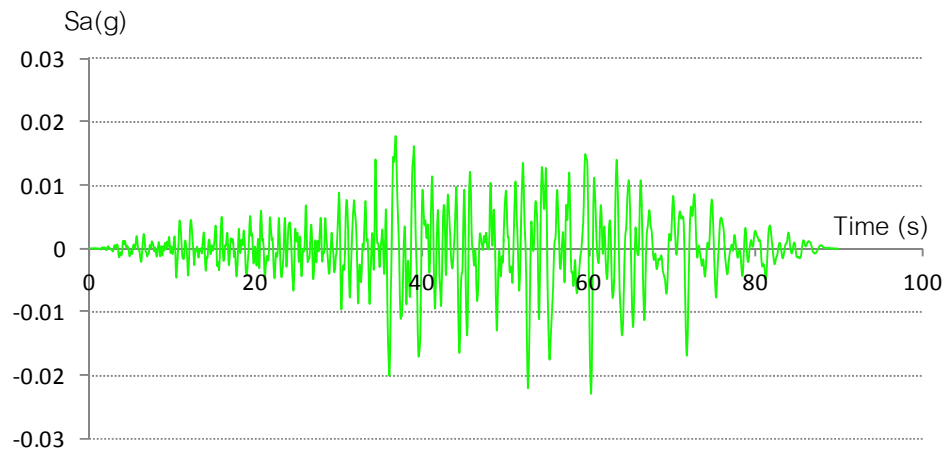


รูปที่ 3.19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan



รูปที่ 3.20 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan ในแนวแกนหลัก

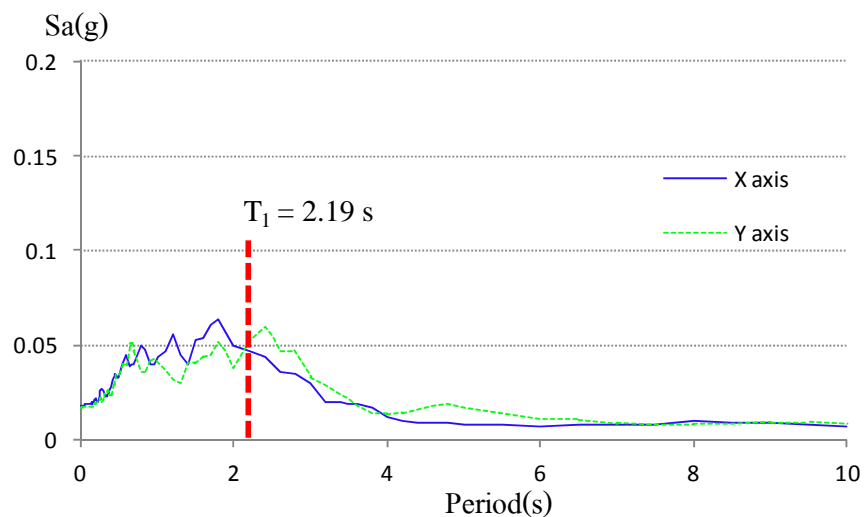




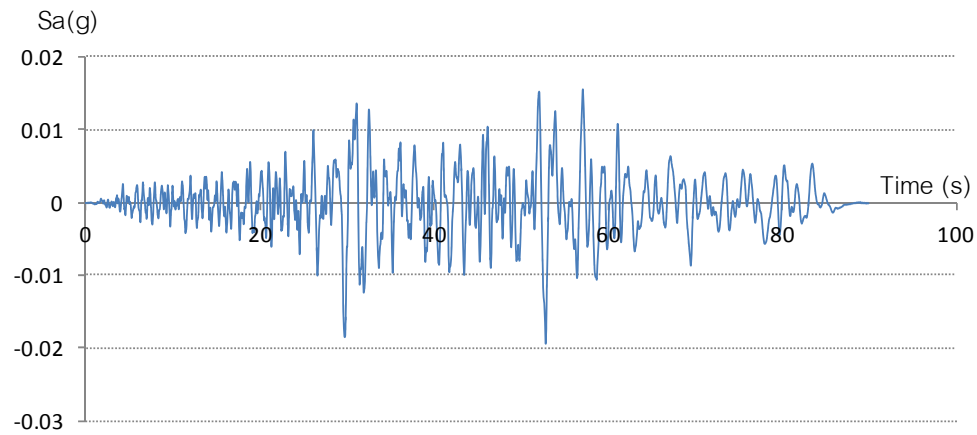
รูปที่ 3.21 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan ในแนวแกนรอง

### 3.3.2. คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan

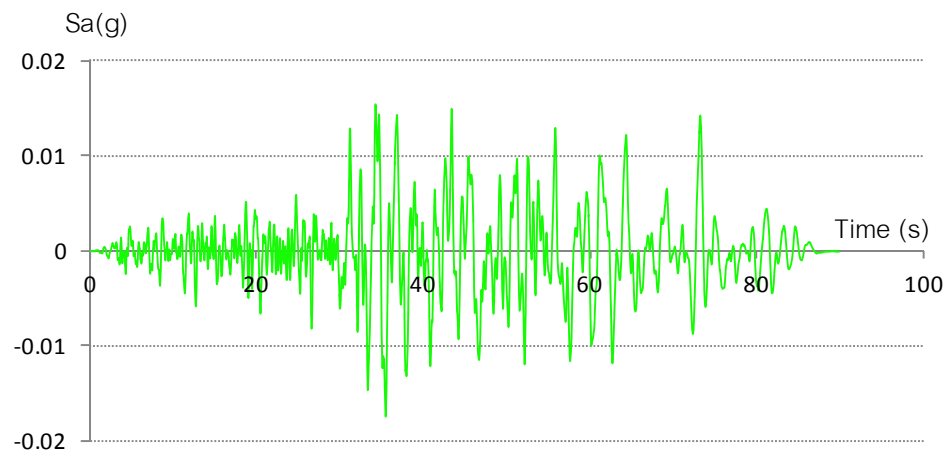
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศไต้หวันสถานีรังวัดตั้งอยู่บนชั้นดินแข็งมีความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนหลักเท่ากับ 0.56 เฮิรซ์ ความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนรองเท่ากับ 0.44 เฮิรซ์ เกิดขึ้นเป็นระยะเวลา 51 วินาที มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.018g สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 3.22-3.24



รูปที่ 3.22 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan



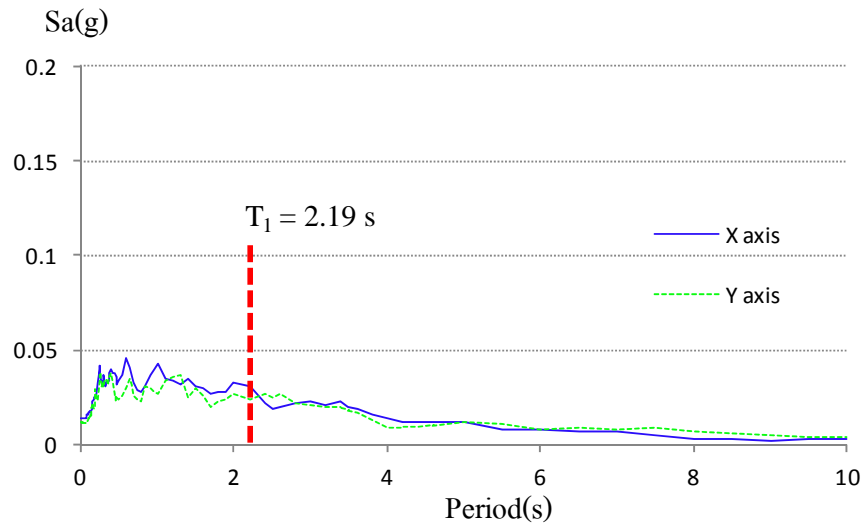
รูปที่ 3.23 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan ในแนวแกนหลัก



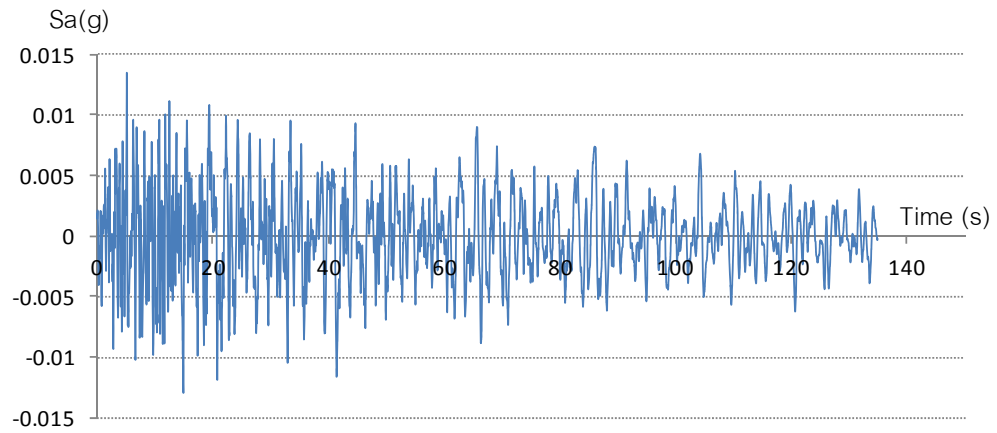
รูปที่ 3.24 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan ในแนวแกนรอง

### 3.3.3. คลื่นแผ่นดินไหว Denali(2002), Alaska

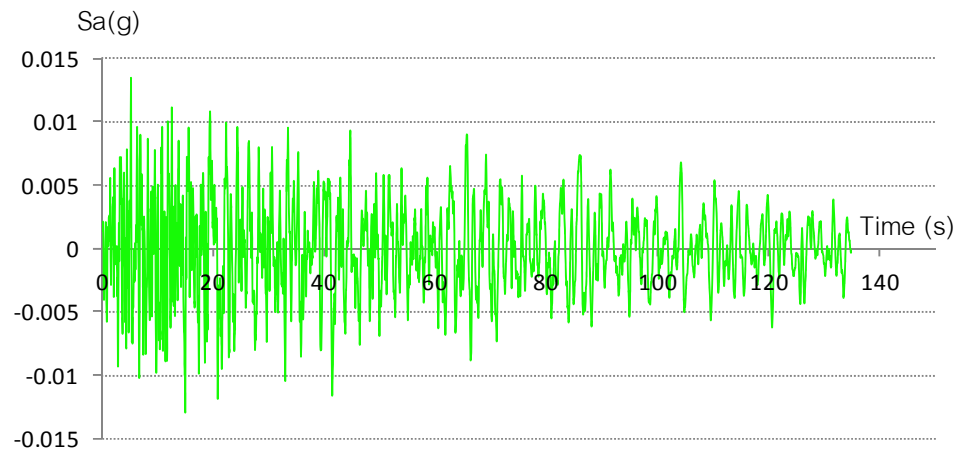
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศสหรัฐอเมริกาสถานีรับวัดตั้งอยู่บนชั้นดินปานกลางมีความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนหลักเท่ากับ 1 เฮิรซ์ท ความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนรองเท่ากับ 0.83 เฮิรซ์ท เกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 144 วินาที มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.014g สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 3.25-3.27



รูปที่ 3.25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Denali(2002), Alaska



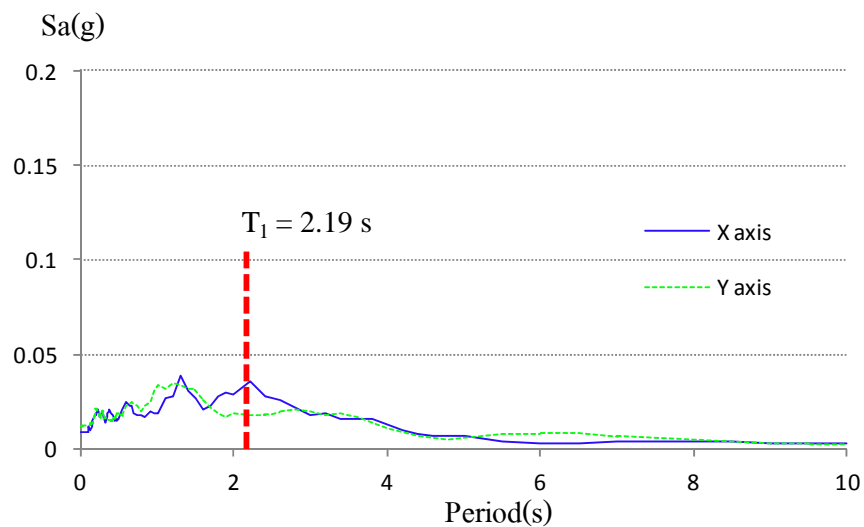
รูปที่ 3.26 คลื่นแผ่นดินไหว Denali(2002), Alaska ในแนวแกนหลัก



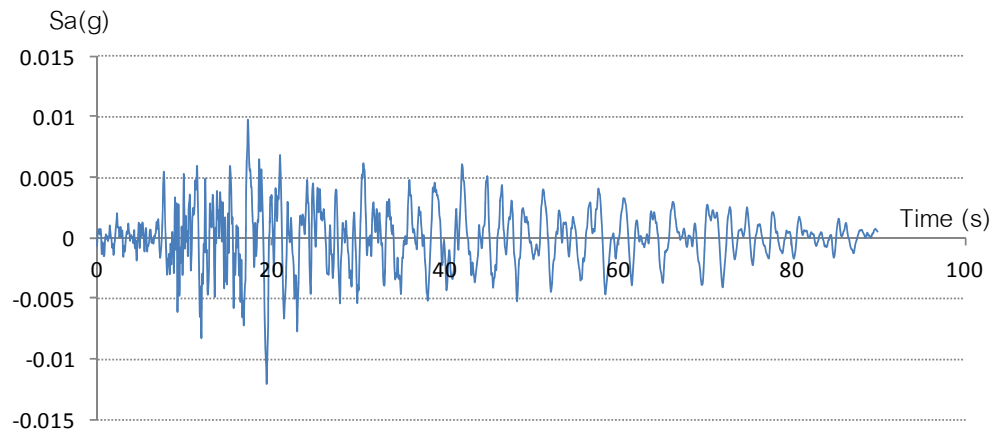
รูปที่ 3.27 คลื่นแผ่นดินไหว Denali(2002), Alaska ในแนวแกนรอง

### 3.3.4. คลื่นแผ่นดินไหว Nenana M.(2002), Alaska

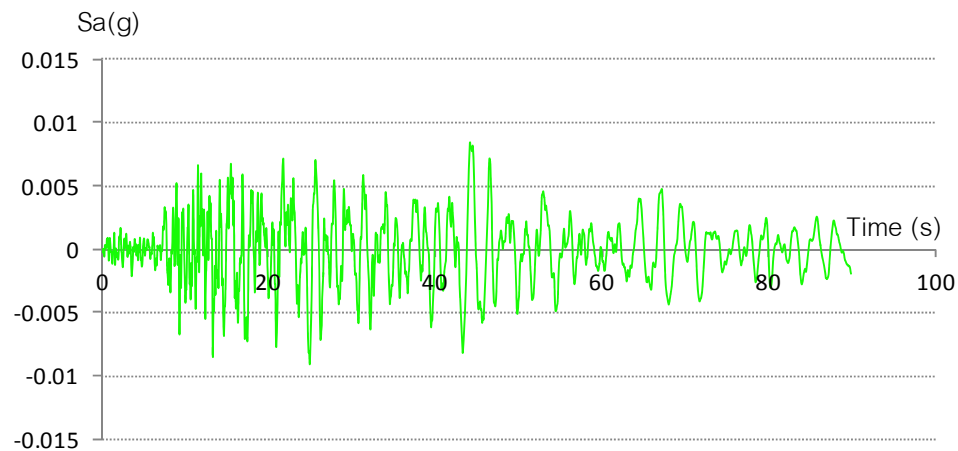
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศสหรัฐอเมริกาสถานีวัดตั้งอยู่บนชั้นดินปานกลางมีความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนหลักเท่ากับ 0.45 เฮิรซ์ท ความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนรองเท่ากับ 0.77 เฮิรซ์ท เกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 92 วินาที มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.012g สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 3.28-3.30



รูปที่ 3.28 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska



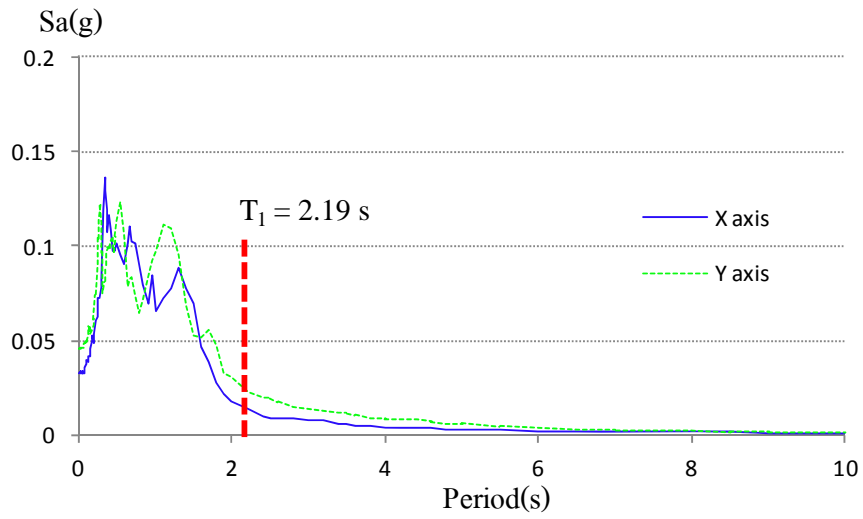
รูปที่ 3.29 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska ในแนวแกนหลัก



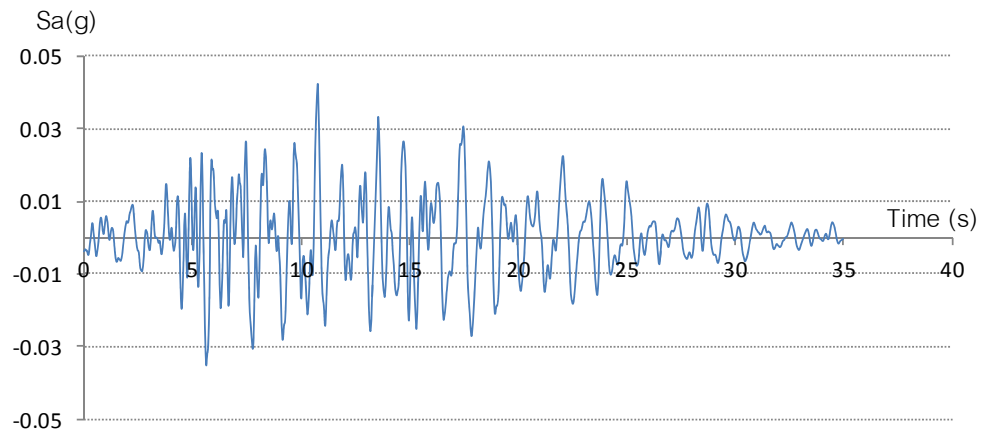
รูปที่ 3.30 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska ในแนวแกนรอง

### 3.3.5 คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan

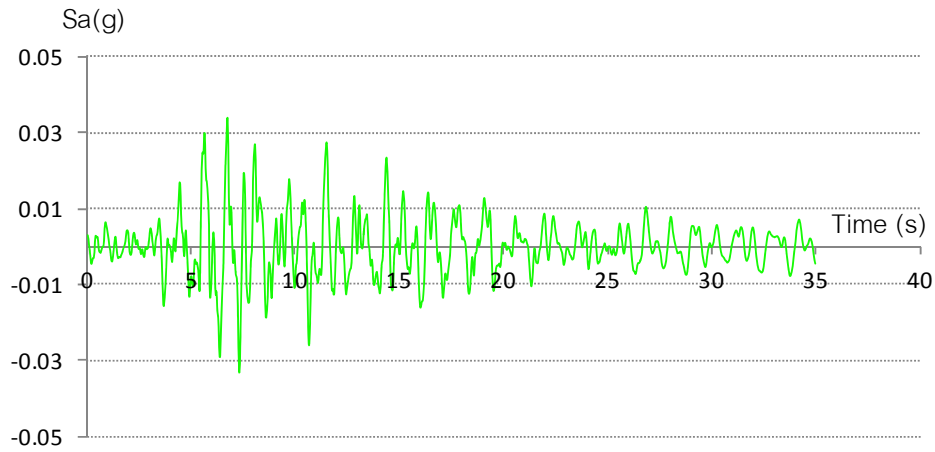
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศญี่ปุ่นสถานีวัดตั้งอยู่บนชั้นดินปานกลางมีความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนหลักเท่ากับ 2 เฮิรซ์ท ความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนรองเท่ากับ 2 เฮิรซ์ท เกิดขึ้นเป็นระยะเวลา 38 วินาที มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.046g เป็นคลื่นที่มีความถี่เด่นชัดแตกต่างกับความถี่เด่นชัดของอาคารตัวอย่างในโหมดที่ 1 ค่อนข้างมาก สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 3.31-3.33



รูปที่ 3.31 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), FUK



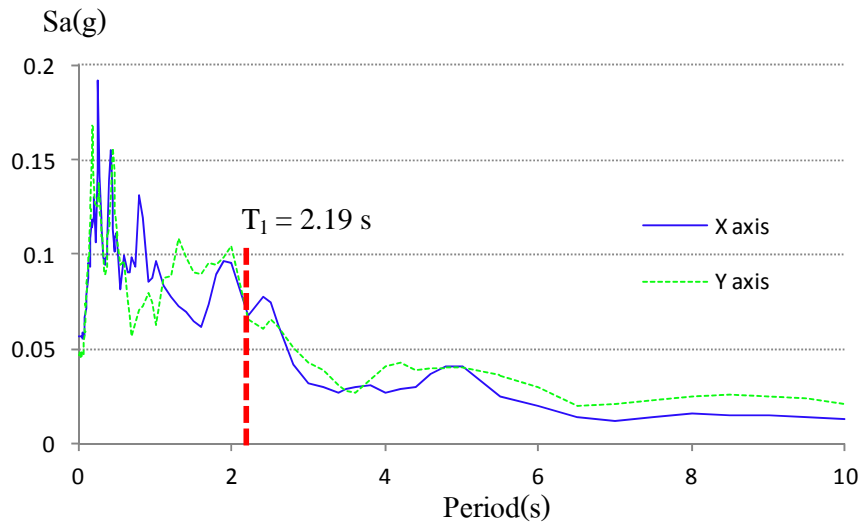
รูปที่ 3.32 คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), FUK ในแนวแกนหลัก



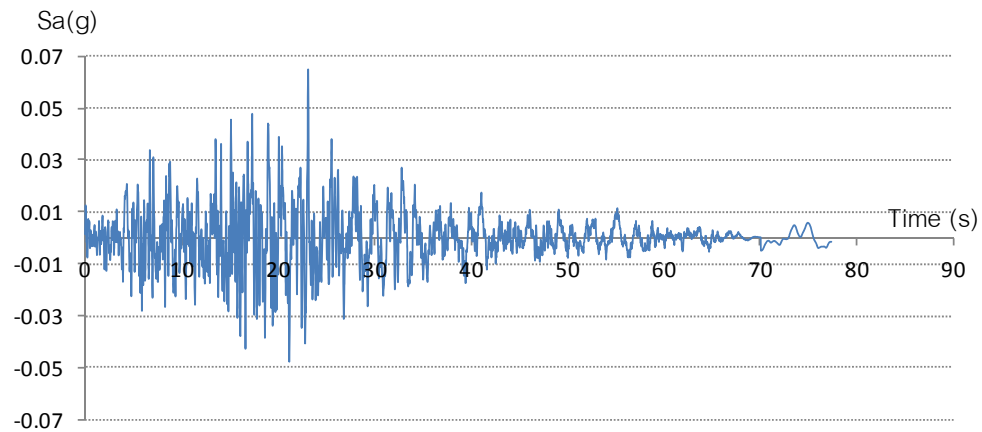
รูปที่ 3.33 คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), FUK ในแนวแกนรอง

### 3.3.6 คลื่นแผ่นดินไหว Lander(1992), LA

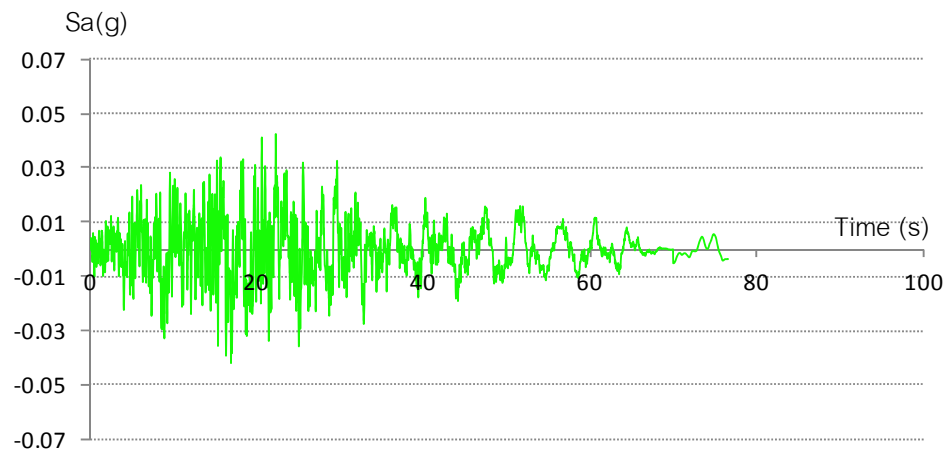
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศสหรัฐอเมริกาสถานีรังวัดตั้งอยู่บนชั้นดินปานกลางมีความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนหลักเท่ากับ 0.5 เฮิรซ์ท ความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนรองเท่ากับ 0.5 เฮิรซ์ท เกิดขึ้นเป็นระยะเวลา 46 วินาที มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.056g สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 3.34-3.36



รูปที่ 3.34 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers(1992), LA Obregon Park



รูปที่ 3.35 คลื่นแผ่นดินไหว Landers(1992), LA Obregon Park ในแนวแกนหลัก

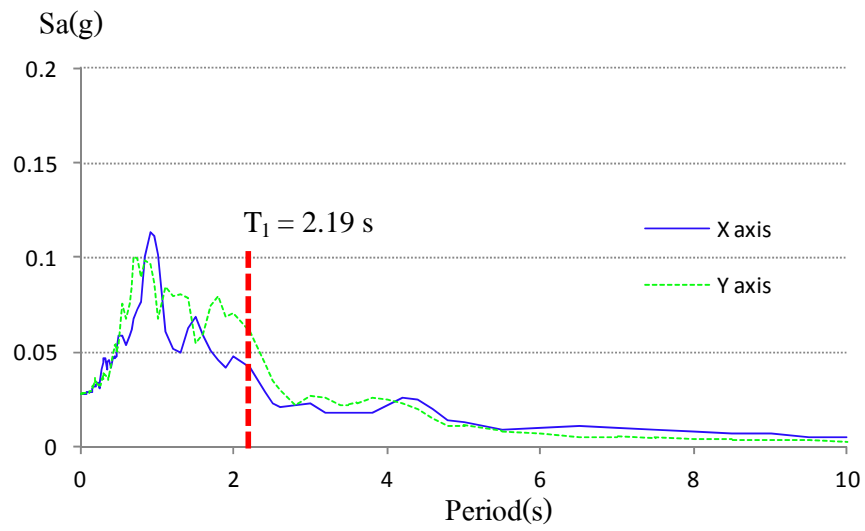


รูปที่ 3.36 คลื่นแผ่นดินไหว Landers(1992), LA Obregon Park ในแนวแกนรอง

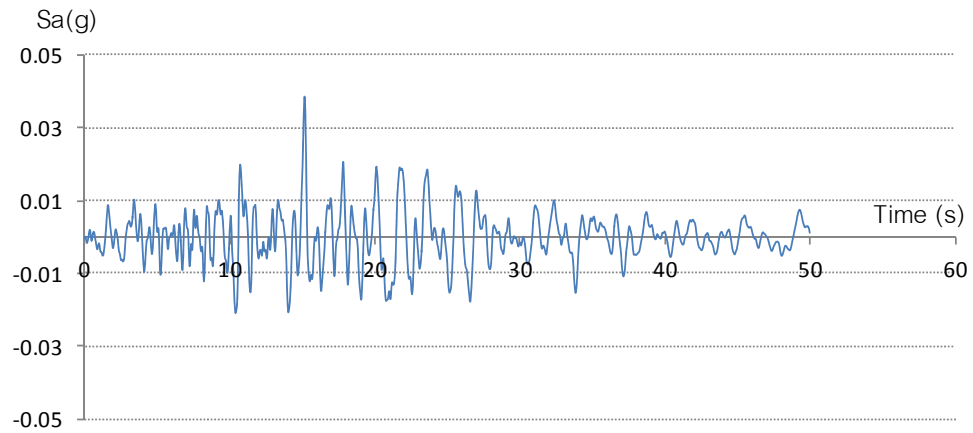
### 3.3.7 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศตุรกีสถานีรังวัดตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนมีความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนหลักเท่ากับ 1.11 เฮิรซ์ท์ ความถี่เด่นชัดของคลื่นในแนวแกนรองเท่ากับ 0.53 เฮิรซ์ท์ เกิดขึ้นเป็นระยะเวลานาน 42 วินาที มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.028g สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 3.37-3.39

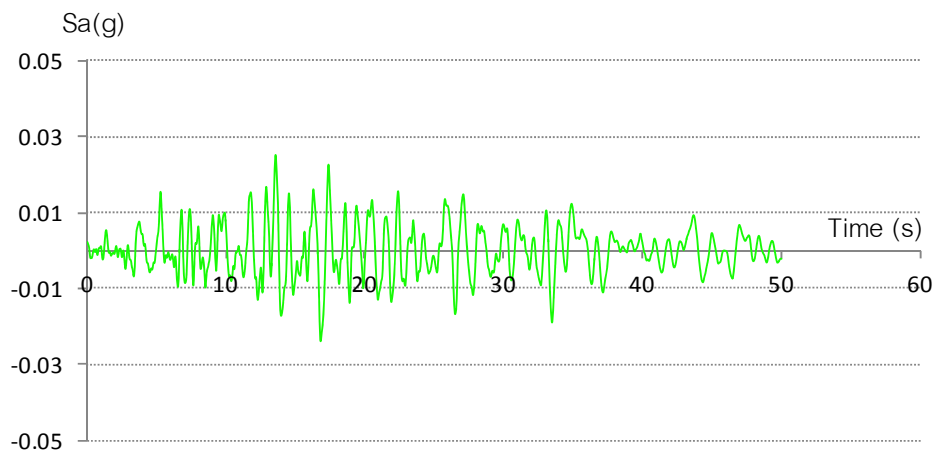




รูปที่ 3.37 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey



รูปที่ 3.38 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey ในแนวแกนหลัก



รูปที่ 3.39 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey ในแนวแกนรอง

## บทที่ 4

### การปรับปรุงการตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

จากการศึกษาที่ผ่านมาในอดีตพบว่ามีการลดการตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวซึ่งสามารถทำได้หลายวิธี เช่นการติดตั้งตัวหน่วง (Damper) และการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า(Tuned mass damper) เพื่อช่วยในการสลายพลังงานให้กับโครงสร้าง ซึ่งจากการศึกษาในอดีตพบว่าสามารถลดการตอบสนองได้ดีระดับหนึ่ง โดยเฉพาะในกรณีที่โครงสร้างเกิดการกำทอน(Resonance) ในกรณีนี้จะพิจารณาติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟกับอาคารที่ไม่ได้ออกแบบสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว โดยบทนี้จะกล่าวถึงวิธีการปรับค่าของระบบมวลหน่วงปรับค่าให้เหมาะสมในการลดการสั่นไหวของอาคาร

#### 4.1 การออกแบบระบบควบคุมการสั่นไหว

การออกแบบระบบควบคุมการสั่นไหวจำเป็นต้องทราบพฤติกรรมของอาคารดังกล่าว ซึ่งในการออกแบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟนั้นต้องทราบคุณสมบัติในโหมดแรกของอาคารซึ่งได้แก่ค่าความถี่โหมดแรกของอาคาร มวลของโครงสร้างในโหมดแรกจากนั้นคำนวณหาค่าคุณสมบัติต่างๆของระบบมวลหน่วงปรับค่าตามสมการของ Den Hartog(1956) ซึ่งเป็นสมการสำหรับการปรับค่าระบบมวลหน่วงปรับค่าที่เหมาะสมในช่วงที่อาคารมีพฤติกรรมแบบอีลาสติกและถูกกระตุ้นด้วยแรงแบบฮาร์โมนิก

ในงานวิจัยนี้ทำการสมมติให้พิจารณาผลของระบบมวลหน่วงปรับค่าในการลดการตอบสนองในแนวแกนหลักของอาคารตัวอย่างเป็นหลัก จึงทำการปรับค่าเท่ากันทั้งในแนวแกนหลักและแนวแกนรองของอาคารโดยปรับให้เหมาะสมกับคุณสมบัติของอาคารในโหมดแรก ค่ามวลของโครงสร้างในโหมดแรกประมาณได้จากการใส่แรงกระทำที่ชั้นบนสุดของอาคารและวัดค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นเพื่อคำนวณหาค่าสติฟเนสในโหมดแรกของอาคาร และนำมาคำนวณหาค่ามวลของโครงสร้างในโหมดแรกของอาคารจากค่าความถี่โหมดแรกของอาคารที่โปรแกรม Perform-3D คำนวณได้ ทั้งนี้กำหนดค่ามวลของระบบมวลหน่วงปรับค่าเท่ากับ 5 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักอาคาร (มีค่าประมาณน้ำหนักหนึ่งชั้นของอาคารตัวอย่าง)

$$\text{มวลของโครงสร้างในโหมดที่ 1 } (m_1) = 5333.77 \text{ ตัน}$$

$$\text{สติฟเนสในโหมดที่ 1 } (k_1) = 43859.65 \text{ กิโลนิวตัน / เมตร}$$

จากนั้นทำการหาค่าคุณสมบัติของระบบควบคุมต่างๆ ตามสมการของ Den Hartog(1956) ซึ่งเป็นสมการปรับค่าระบบมวลหน่วงปรับค่าอย่างง่ายสำหรับอาคารที่จำลองให้มีดีกรีอิสระเท่ากับหนึ่งและออกแบบสำหรับรับแรงกระทำแบบฮาร์มอนิก

$$\text{ใช้มวลของมวลหน่วง } (m_2) = (0.05)(19941) = 997.05 \text{ ตัน (ประมาณ 5 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักอาคาร)}$$

$$\begin{aligned} \text{อัตราส่วนมวล } (\mu) &= m_2 / m \\ &= 997.05 / 5333.77 = 0.187 \end{aligned}$$

$$\text{อัตราส่วนความถี่ } (\alpha) = \frac{1}{1 + \mu} = 0.842$$

$$\begin{aligned} \text{ความถี่ของมวลหน่วง } (\omega_2) &= (\alpha) \sqrt{k_1 / m_1} \\ &= (0.842) \left( \sqrt{\frac{43859.65}{5333.77}} \right) = 2.42 \text{ ไร่เดียน / วินาที} \end{aligned}$$

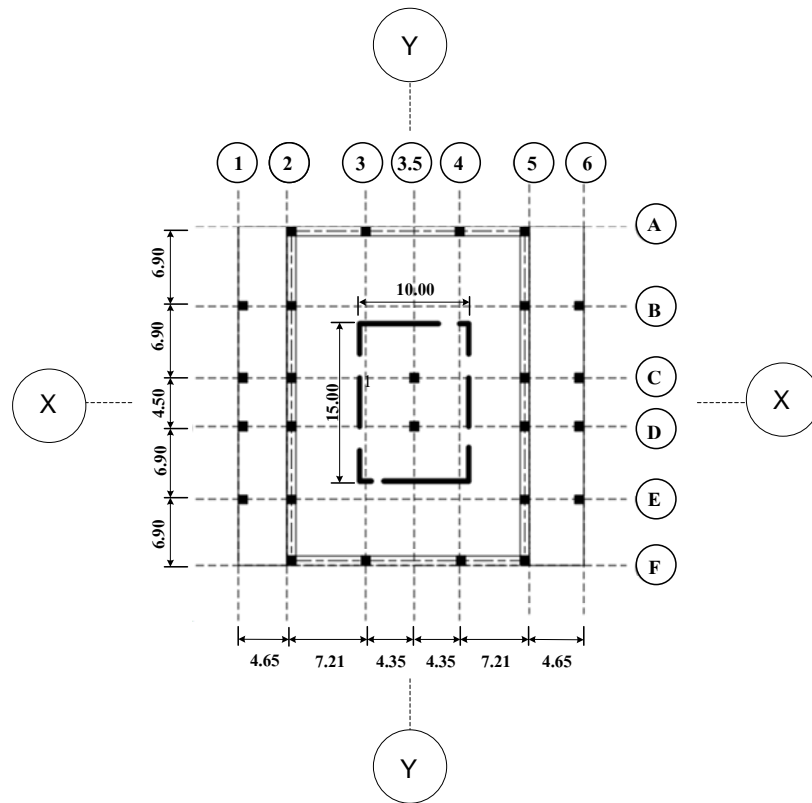
$$\text{สติเฟนเนสของมวลหน่วง } (k_2) = m_2 \omega_2^2 = (997.05)(2.42)^2 = 5839.12 \text{ กิโลนิวตัน / เมตร}$$

$$\text{สัมประสิทธิ์ทึดความหน่วง } (\zeta_2) = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} = 0.243$$

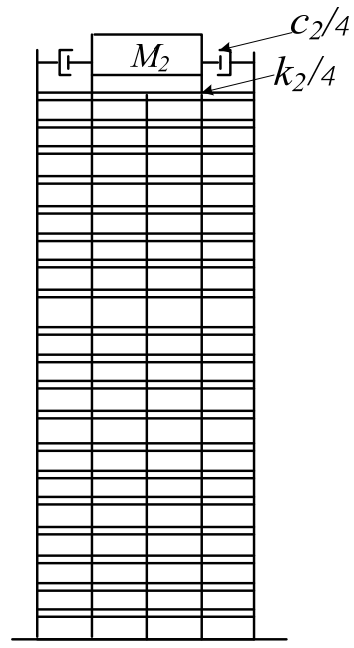
$$\text{ความหน่วงของมวลหน่วง } (c_2) = 2 m_2 \omega_2 \zeta_2 = 1170.80 \text{ กิโลนิวตัน - วินาที / เมตร}$$

#### 4.2 การจำลองระบบมวลหน่วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D

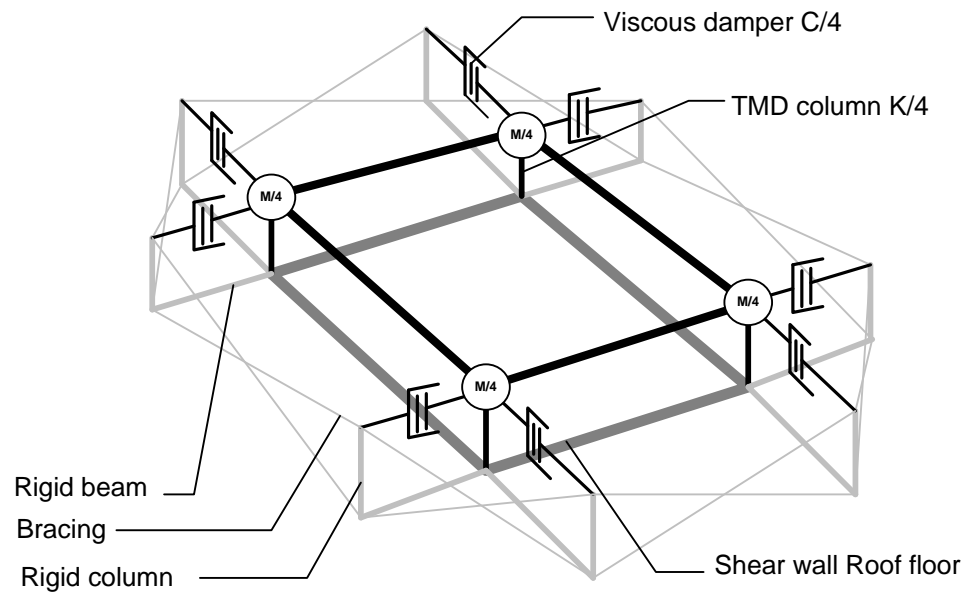
ระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟจำลองเป็นโครงสร้างเหล็กเฟรมพอดอลที่ด้านบนสุดของอาคารดังแสดงในรูปที่ 4.2 เพื่อให้เห็นพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของระบบโครงสร้างอย่างชัดเจนและนำไปวิเคราะห์ปรับแก้ค่าได้อย่างเหมาะสม โดยจำลองมวลหน่วงปรับค่าที่ปลายเสาเหล็กด้านบนที่ต้นกำหนดให้มีมวลตามที่ออกแบบไว้ มีคานและเสาครอบนอกที่มีคุณสมบัติแข็งแรงมากต่อยื่นออกมาจากกำแพงรับแรงเฉือนที่ชั้นบนสุดของอาคารเพื่อเป็นจุดยึดให้มวลหน่วงปรับค่าทำงานได้ ที่เสาแข็งแรงครอบนอกมีจุดต่อ ที่ปลายทั้งสองข้างเพื่อปลดโมเมนต์ที่จะเกิดขึ้นและติดค้ำยันที่ปลายเสาครอบนอกทุกต้นโดยค่าคุณสมบัติชิ้นส่วนของระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 4.4 ถึง 4.7 สำหรับตัวหน่วงจะใช้ตัวหน่วงแบบความหนืด (viscous dampers) โดยติดตั้งทั้งในแนวราบแกน X และแนวแกน Y ทิศทางในแนวแกนของอาคารที่กำหนดแสดงดังรูปที่ 4.1 ที่ระหว่างมวลหน่วงปรับค่ากับเสาเหล็กครอบนอกจำนวน 8 จุด ดังแสดงในรูปที่ 4.3



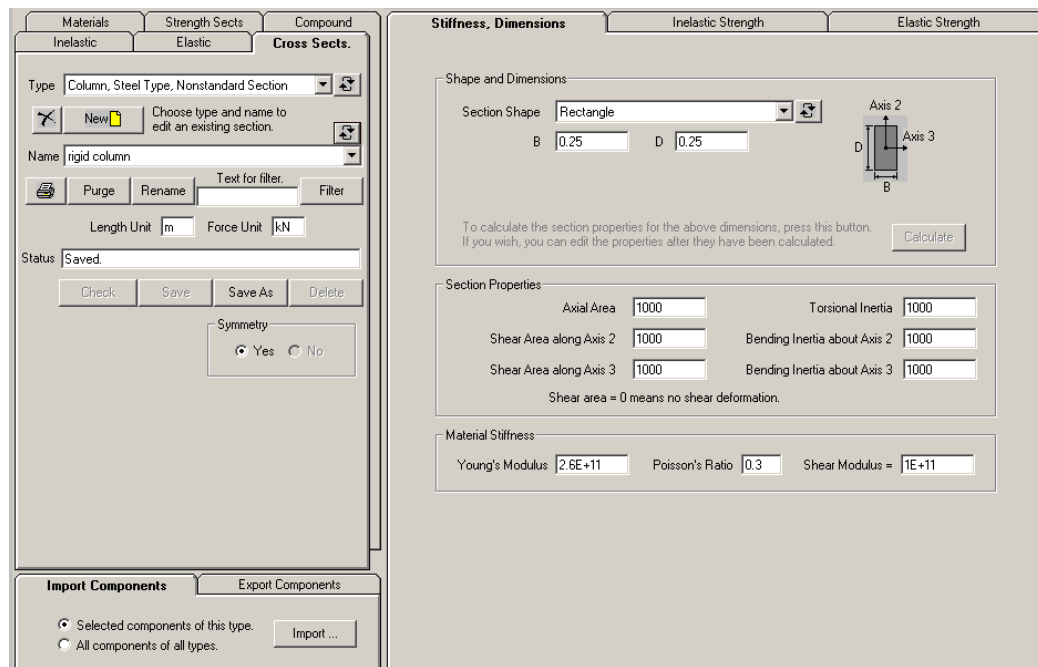
รูปที่ 4.1 แสดงแนวแกนหลัก(X) และแนวแกนรอง(Y) ของอาคาร



รูปที่ 4.2 รูปด้านของโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟ



รูปที่ 4.3 ระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 4.4 คุณสมบัติเสาค้ำแข็งเกร็งของระบบมวลหน่วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D

**COMPONENT PROPERTIES**

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Beam, Steel Type, Nonstandard Section

New  Choose type and name to edit an existing section.

Name: rigid beam and brace

Purge | Rename | Text for filter. | Filter

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved.

Check | Save | Save As | Delete

Symmetry:  Yes  No

Import Components | Export Components

Selected components of this type.  All components of all types. Import ...

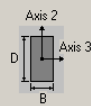
---

**Dimensions and Stiffness** | Inelastic Strength | Elastic Strength

Shape and Dimensions

Section Shape: Rectangle

B: 0.25 | D: 0.25



To calculate the section properties for the above dimensions, press this button. If you wish, you can edit the properties after they have been calculated. Calculate

Section Stiffness

Axial Area	1000	Torsional Inertia	1000
Shear Area along Axis 2	1000	Bending Inertia about Axis 2	1000
Shear Area along Axis 3	1000	Bending Inertia about Axis 3	1000

Shear area = 0 means no shear deformation.

Material Stiffness

Young's Modulus	2.6E+11	Poisson's Ratio	0.3	Shear Modulus	1E+11
-----------------	---------	-----------------	-----	---------------	-------

รูปที่ 4.5 คุณสมบัติคานแข็งเกร็งและค้ำยันของระบบมวลห่นงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Column, Steel Type, Nonstandard Section

New  Choose type and name to edit an existing section.

Name: TMDcolumn

Purge | Rename | Text for filter. | Filter

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved.

Check | Save | Save As | Delete

Symmetry:  Yes  No

Import Components | Export Components

Selected components of this type.  All components of all types. Import ...

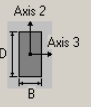
---

**Stiffness, Dimensions** | Inelastic Strength | Elastic Strength

Shape and Dimensions

Section Shape: Rectangle

B: 0.25 | D: 0.25



To calculate the section properties for the above dimensions, press this button. If you wish, you can edit the properties after they have been calculated. Calculate

Section Properties

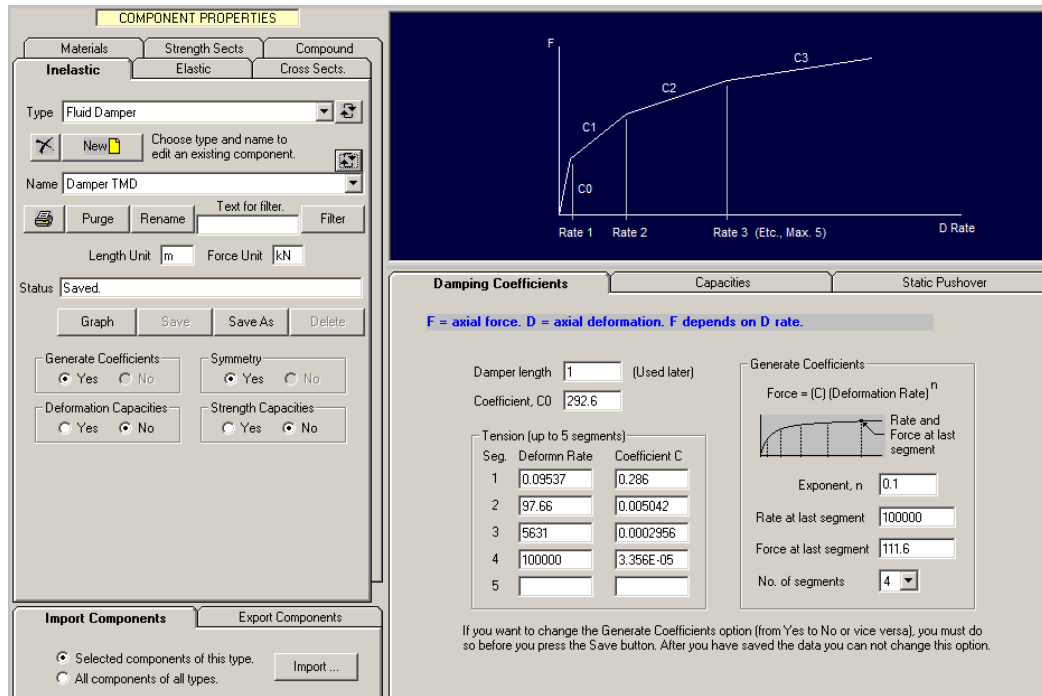
Axial Area	0.0625	Torsional Inertia	5.9335E-04
Shear Area along Axis 2	0.052083	Bending Inertia about Axis 2	0.0000189
Shear Area along Axis 3	0.052083	Bending Inertia about Axis 3	0.0000189

Shear area = 0 means no shear deformation.

Material Stiffness

Young's Modulus	2.6E+08	Poisson's Ratio	0.3	Shear Modulus	1E+08
-----------------	---------	-----------------	-----	---------------	-------

รูปที่ 4.6 คุณสมบัติของเสาที่ใช้ระบบมวลห่นงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D



รูปที่ 4.7 คุณสมบัติตัวหน่วงแบบความหนืดของระบบมวลหน่วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D

#### 4.3 การตรวจสอบความถูกต้องของระบบมวลหน่วงปรับค่าในโปรแกรม Perform-3D

สร้างแบบจำลองเฉพาะระบบมวลหน่วงปรับค่าและให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกช่วงเวลาหนึ่งกับระบบมวลหน่วงปรับค่าและตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวในแนวแกนหลัก(X)ของมวลหน่วงปรับค่าในสภาวะ free vibration หลังจากหยุดให้แรงกระทำได้ค่าดังแสดงในรูป 4.8 หาค่าความถี่และอัตราความหน่วงของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่จำลองในโปรแกรม Perform-3D ได้ดังนี้

$$X_n = 0.00093 \text{ m}$$

$$X_{n+1} = 0.000197 \text{ m}$$

$$\delta = \ln X_n / X_{n+1} = 1.552$$

$$\xi = \delta / 2\pi = 0.247$$

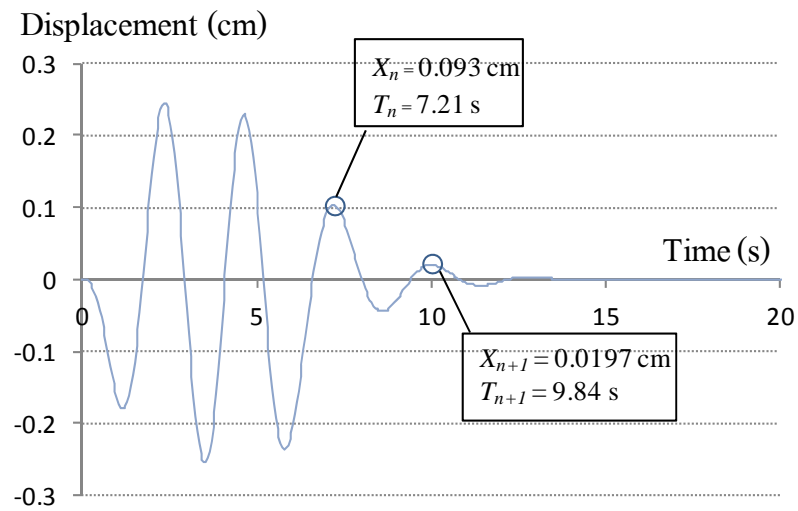
$$\omega = (T_{n+1} - T_n) / 2\pi = 2.388$$

ค่าที่คำนวณได้จากสมการของ Den Hartog (1956)

$$\xi = 0.243 \quad \text{error} = |0.247 - 0.243| / 0.243 \times 100 = 1.6\%$$

$$\omega = 2.416 \quad \text{error} = |2.388 - 2.416| / 2.416 \times 100 = 1.1\%$$





รูปที่ 4.8 การเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นที่มวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก

พบว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าที่จำลองในโปรแกรม Perform-3D มีคุณสมบัติในการสั่นไหวเป็นไปตามที่คำนวณได้จากสมการของ Den Hartog(1956) ซึ่งเป็นการปรับค่าของระบบมวลหน่วงปรับค่าสำหรับช่วงที่อาคารมีพฤติกรรมแบบอีลาสติก

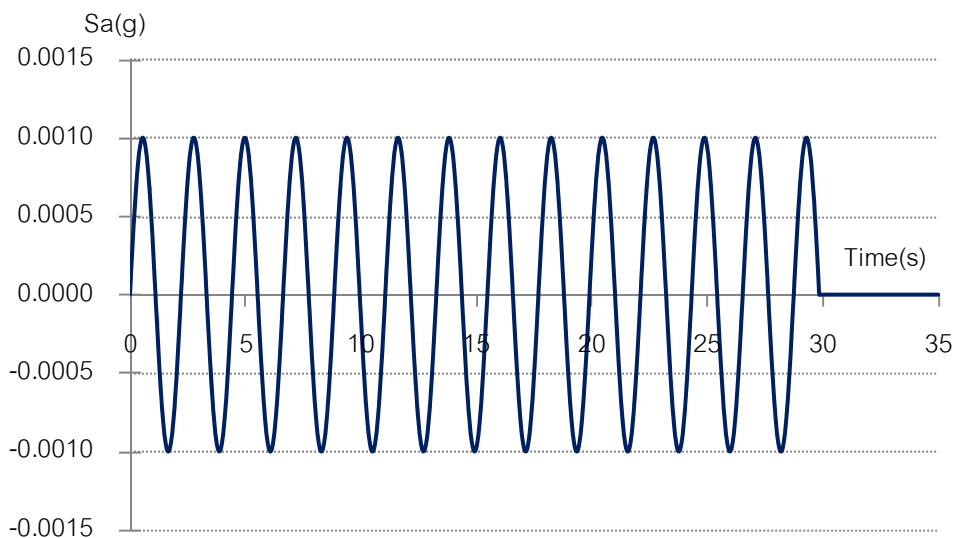
## บทที่ 5

### พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก

ในบทนี้ใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรม Perform-3D ในการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Inelastic Dynamic analysis) โดยทดลองให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกซึ่งมีระยะเวลาให้แรงกระทำเท่ากับ 30 วินาทีและมีความถี่ของแรงกระทำเท่ากับความถี่หลักของโครงสร้างโดยปรับคลื่นฮาร์มอนิกให้มีความเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) ต่างๆ ทั้งนี้ในการวิเคราะห์จะเลือกใช้ค่าความละเอียดของช่วงเวลาที่ทำการวิเคราะห์  $\Delta t = 0.0005$  วินาทีเพื่อลดความคลาดเคลื่อนของผลตอบสนองที่ได้รับกรณีที่เกิดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของอาคารแล้วเปรียบเทียบระดับความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก

ในงานวิจัยนี้พิจารณารวมผลของน้ำหนักบรรทุกจรภายใต้การกระทำของแผ่นดินไหวร่วมกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ดังสมการที่ 5.1 ตามมาตรฐาน ASCE41-06 และรวมผลของ  $P-\Delta$  ที่กระทำต่ออาคารตัวอย่างด้วย

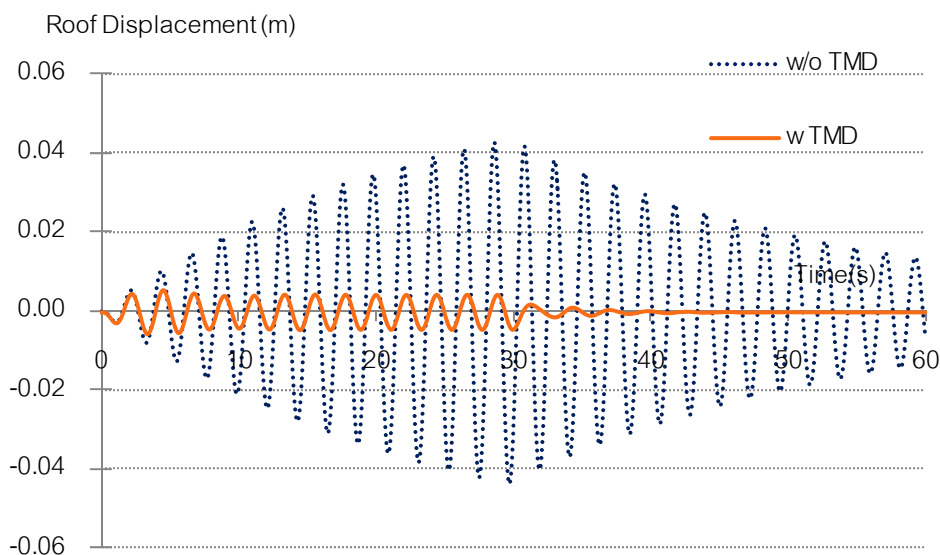
$$W = 1.1(DL+0.25LL) \quad (5.1)$$



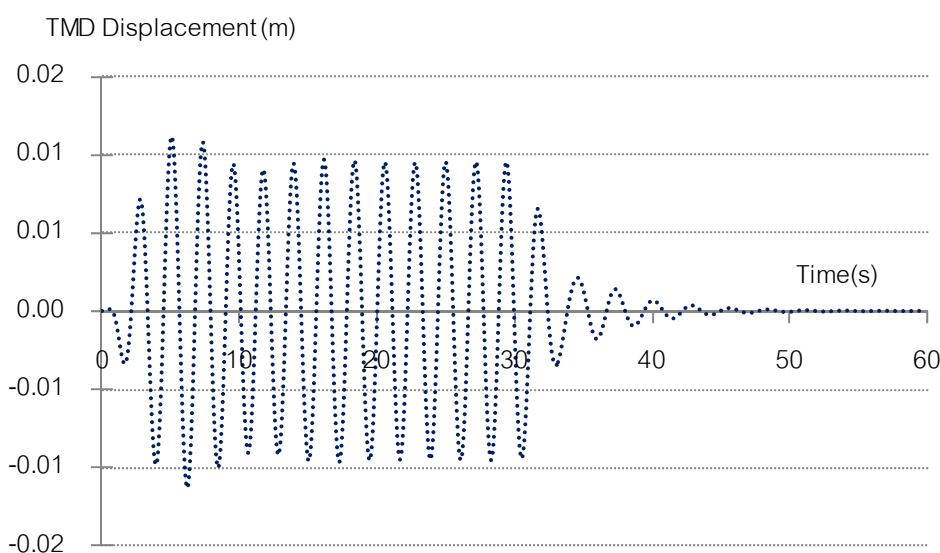
รูปที่ 5.1 แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g

ทดลองให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g ดังรูปที่ 5.1 และเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวของอาคารชั้นหลังคาภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกที่มีค่า

ความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g ดังรูปที่ 5.1 ก. ที่ความเร่งสูงสุดของพื้นดินนี้พบว่า โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ายังคงมีพฤติกรรมแบบอีลาสติค ชั้นส่วนเสา



รูปที่ 5.2 ก. ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นที่ชั้นบนสุดของอาคารภายใต้คลื่น สารมอนิกที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g

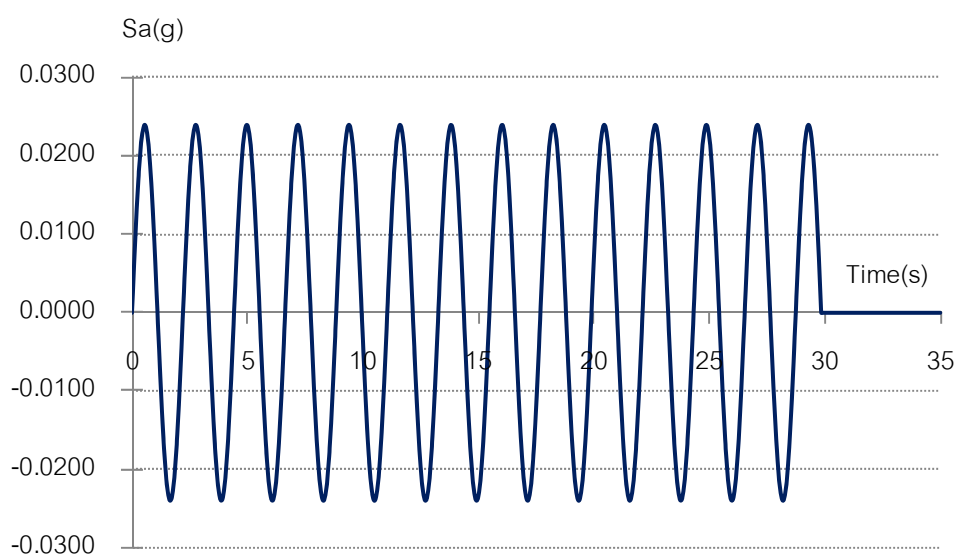


5.2 ข. การเคลื่อนตัวของมวลหน่วงภายใต้คลื่น สารมอนิกที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.001g

และกำแพงรับแรงเฉือนยังไม่เกิดการคราก พบว่าโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะ เกิดการเคลื่อนตัวค่อนข้างมากเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า แสดง

ให้เห็นว่าการติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ชั้นบนสุดของอาคารได้ในช่วงที่อาคารมีพฤติกรรมแบบอีลาสติกได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งนี้ที่ระดับความเร่งของพื้นดินดังกล่าวพบว่ามวลห้วงจะเกิดการเคลื่อนที่ดังรูปที่ 5.1 ข.

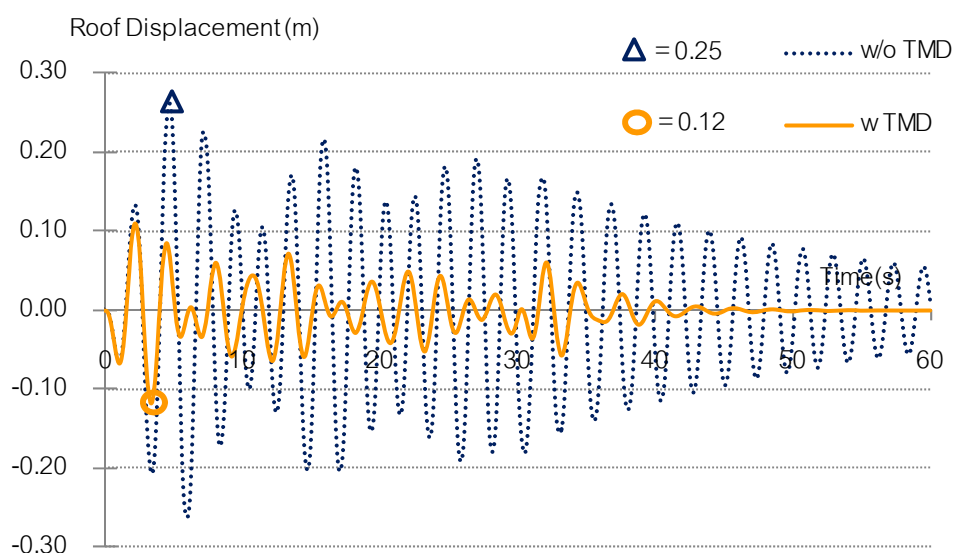
ทดลองให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g ดังรูปที่ 5.3 และเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวของอาคารชั้นหลังคาภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกที่มีค่าความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g ดังรูปที่ 5.4 ก. ที่ความเร่งสูงสุดของพื้นดินระดับนี้เกิดการครากขึ้นในชั้นส่วนโครงสร้างทั้งในอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่า ซึ่งในกรณีนี้จะพบว่าโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าจะเกิดการเคลื่อนตัวค่อนข้างมากแต่หากเปรียบเทียบกันแล้วจะพบว่าโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่ามีการเคลื่อนตัวที่ต่ำกว่าอย่างชัดเจน โดยการติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าช่วยลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารได้ถึง 52 เปอร์เซ็นต์แม้อาคารมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกค่อนข้างมาก ทั้งนี้ที่ระดับความเร่งของพื้นดินดังกล่าวพบว่ามวลห้วงจะเกิดการเคลื่อนที่ดังรูปที่ 5.4 ข.



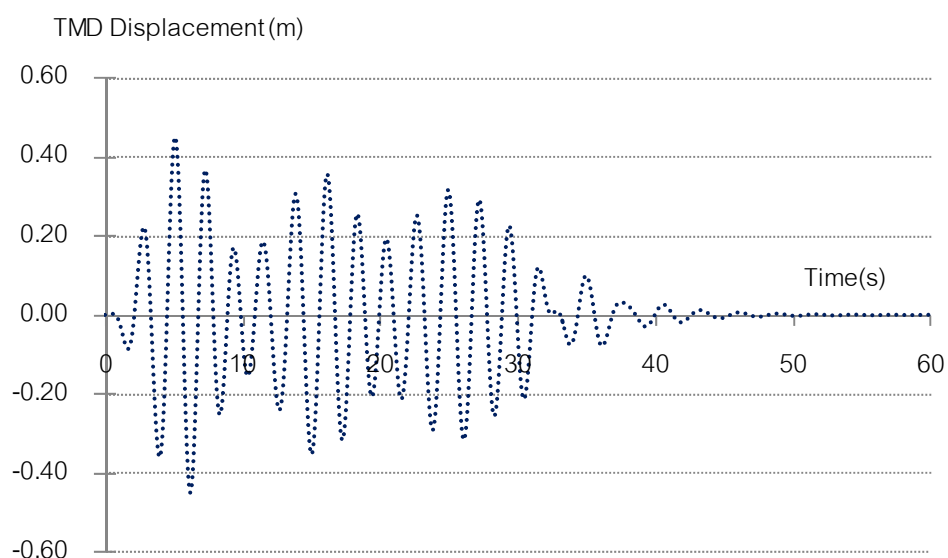
รูปที่ 5.3 แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g

เมื่อพิจารณาค่าความเสียหายที่เกิดขึ้น (DI, Damage index) ในกรณีให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกที่มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.024g และทำการเปรียบเทียบระหว่างอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นแสดงดังรูปที่ 5.5 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่ามีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบ

มวลหน่วงปรับค่า แสดงให้เห็นว่าระบบมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก และเมื่อพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเกิดความเสียหายในเสาชั้นบนสุดบริเวณ



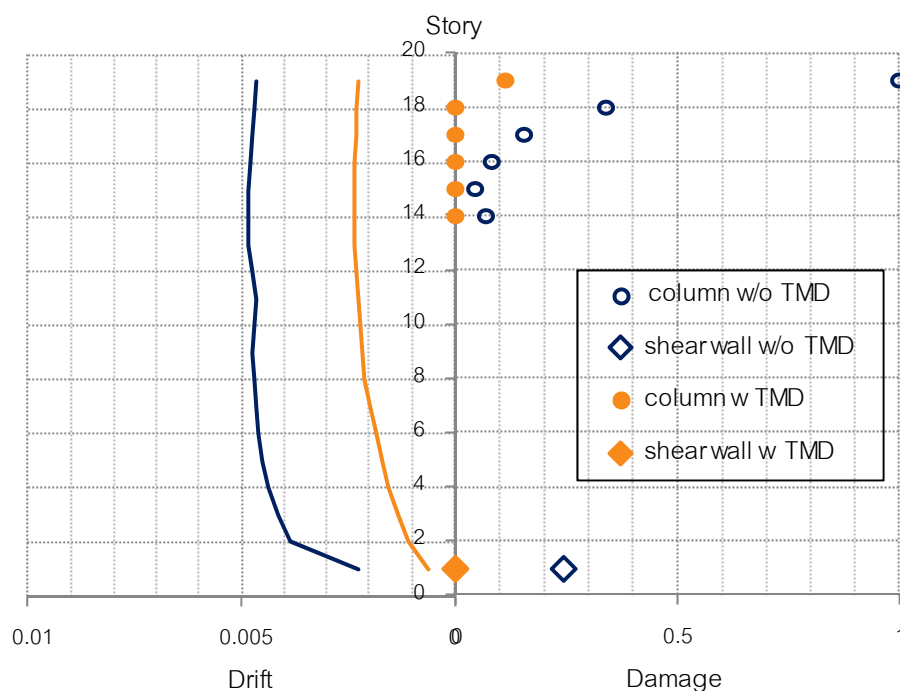
รูปที่ 5.4 ก. ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นที่ชั้นบนสุดของอาคารภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกที่มีความแรงสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g



รูปที่ 5.4 ข. การเคลื่อนตัวของมวลหน่วงภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกที่มีความแรงสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.024g

Grid Line F-5 ถึงชั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1 และเกิดความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนเท่ากับ 0.244 แต่อาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเกิดความเสียหายในเสาสูงสุดเพียง 0.11 และไม่เกิดความเสียหายขึ้นเลยในกำแพงรับแรงเฉือนแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ปรับค่าอย่างเหมาะสมในการลดความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเนื่องจากการสั่นไหว

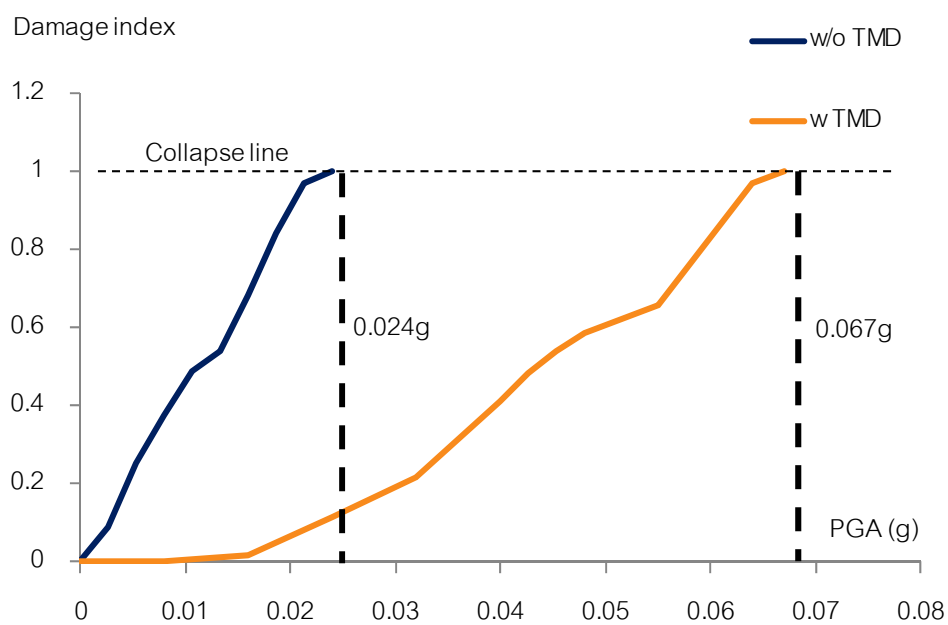
จากรูปที่ 5.6 โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเกิดความเสียหายขึ้นเมื่อ PGA เท่ากับ 0.008g เมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าซึ่งแทบจะเกิดความเสียหายขึ้นเลยเมื่อเริ่มขยายค่าความเร่งสูงสุดของพื้นดิน แสดงให้เห็นถึงความสามารถในการป้องกันความเสียหายที่เกิดกับอาคารของระบบมวลหน่วงปรับค่า และเมื่อ PGA สูงขึ้น พบว่า



รูปที่ 5.5 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นฮาร์โมนิกความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับเท่ากับ 0.024g

โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายน้อยกว่าโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าโดยที่ PGA เท่ากับ 0.024g โครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายเท่ากับ 1 ในชั้นบนสุดของอาคารแต่โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเกิดความเสียหายขึ้นเพียง 0.11 แสดงให้เห็นถึงความสามารถของระบบมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้าง โครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเกิดการพังทลายเมื่อค่า PGA เท่ากับ 0.024g แต่โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ชั้นบนสุดจะเกิดการ

พังทลายที่ PGA เท่ากับ 0.067 g แสดงให้เห็นถึงความสามารถของระบบมวลหน่วงปรับค่าในการป้องกันการพังทลายของโครงสร้างซึ่งโครงสร้างสามารถทนต่อการพังทลายได้เพิ่มขึ้นประมาณ 2.7 เท่าในกรณีของคลื่นแผ่นดินไหวสมมติแบบฮาร์โมนิกนี้



รูปที่ 5.6 ความเสียหายที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นฮาร์โมนิกที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินระดับต่างๆ

## บทที่ 6

### พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

ในบทนี้ใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรม Perform-3D ในการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Inelastic Dynamic analysis) ภายใต้แผ่นดินไหวจริงที่บันทึกได้ที่จากฐานข้อมูลของ PEER จำนวน 7 คลื่นซึ่งเป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลและเกิดขึ้นเป็นระยะเวลานาน รายละเอียดของคลื่นแสดงดังตารางที่ 3.2 ในบทที่ 3 ทั้งนี้ในการวิเคราะห์จะเลือกใช้ค่าความละเอียดของช่วงเวลาที่ทำกรวิเคราะห์  $\Delta t = 0.0005$  วินาทีเพื่อลดความคลาดเคลื่อนของผลตอบสนองที่ได้รับกรณีที่เกิดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของอาคาร จากนั้นให้แรงแผ่นดินไหวกระทำที่ฐานของอาคารและทำการปรับค่าความเร่งสูงสุดที่ฐาน (Peak ground acceleration, PGA.) จนกระทั่งอาคารมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1 ซึ่งหมายถึงเกิดการวิบัติขึ้นอย่างน้อยหนึ่งชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยค่าความเร่งพื้นดินสูงสุดของแผ่นดินไหวดังกล่าวจะนิยามว่าเป็น “ค่าความเร่งวิกฤติ”

ในงานวิจัยนี้ได้รวมผลของน้ำหนักบรรทุกจรภายใต้การกระทำของแผ่นดินไหว ร่วมกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ดังสมการที่ 5.1 ตามมาตรฐาน ASCE41-06 และรวมผลของ  $P-\Delta$  ที่กระทำต่ออาคารตัวอย่างด้วย

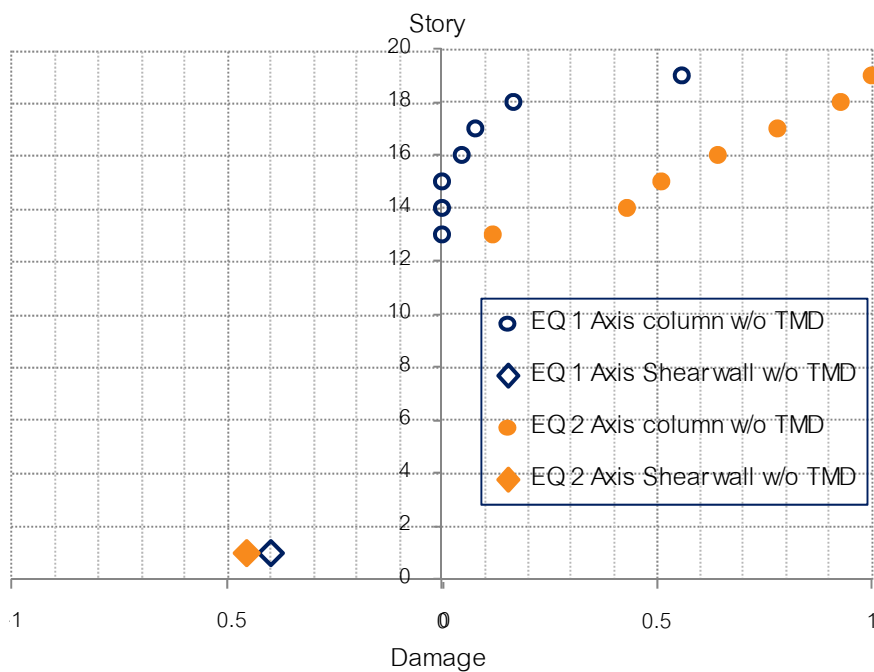
#### 6.1 ความเสียหายที่เกิดขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวและแรงแผ่นดินไหวกระทำในสองทิศทาง

ทดลองให้แรงกระทำแผ่นดินไหวกระทำกับโครงสร้างในแนวแกนเดียวคือทิศทางแนวแกนหลักเปรียบเทียบความเสียหายกับในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำกับโครงสร้างทั้งในแนวแกนหลักและในแนวแกนรองพร้อมกัน โดยพิจารณาที่ความเร่งวิกฤติของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลห่วงปรับค่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวกระทำในสองทิศทาง

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว Chi-ChiKAU046 ได้ผลดังรูปที่ 6.1 และ 6.2 ในกรณีที่ติดตั้งและติดตั้งระบบมวลห่วงปรับค่าตามลำดับ โดยเมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวในโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลห่วงปรับค่าพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 0.56 เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 1.0 ซึ่งเมื่อแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพร้อมกันจะเกิดความเสียหายสูงสุดมากกว่าในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวถึง 1.78 เท่า และเมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวในโครงสร้างติดตั้งระบบมวลห่วงปรับค่าพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 0.12 เมื่อ

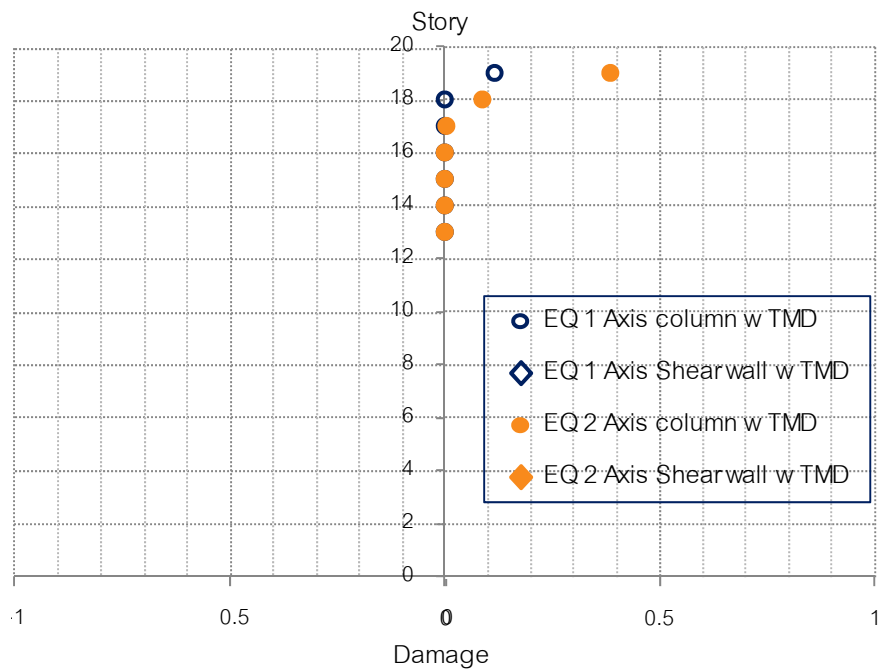


พิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 0.38 ซึ่งเมื่อแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพร้อมกันจะเกิดความเสียหายสูงสุดมากกว่าในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวถึง 3.17 เท่า

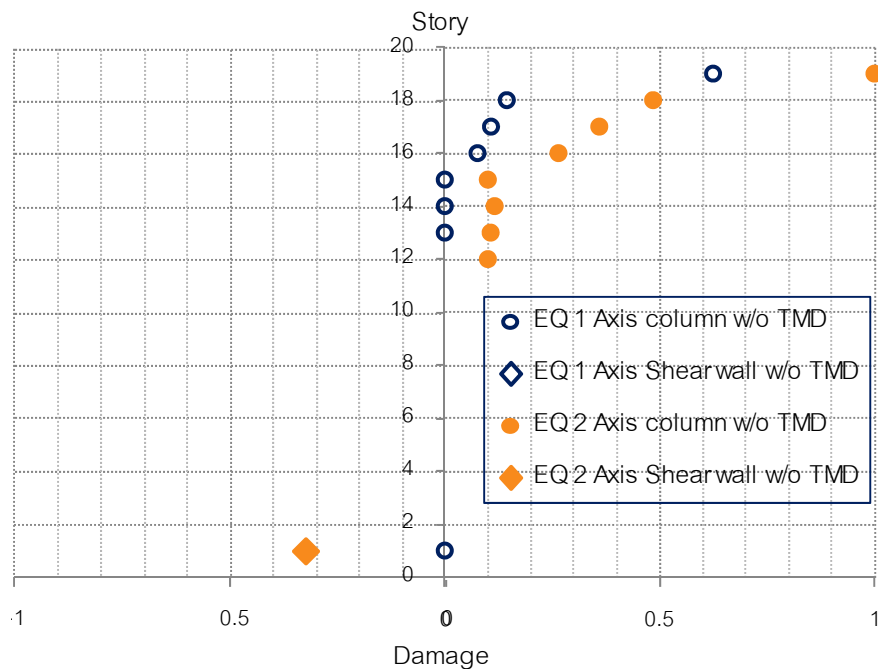


รูปที่ 6.1 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4 กระทำกับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง

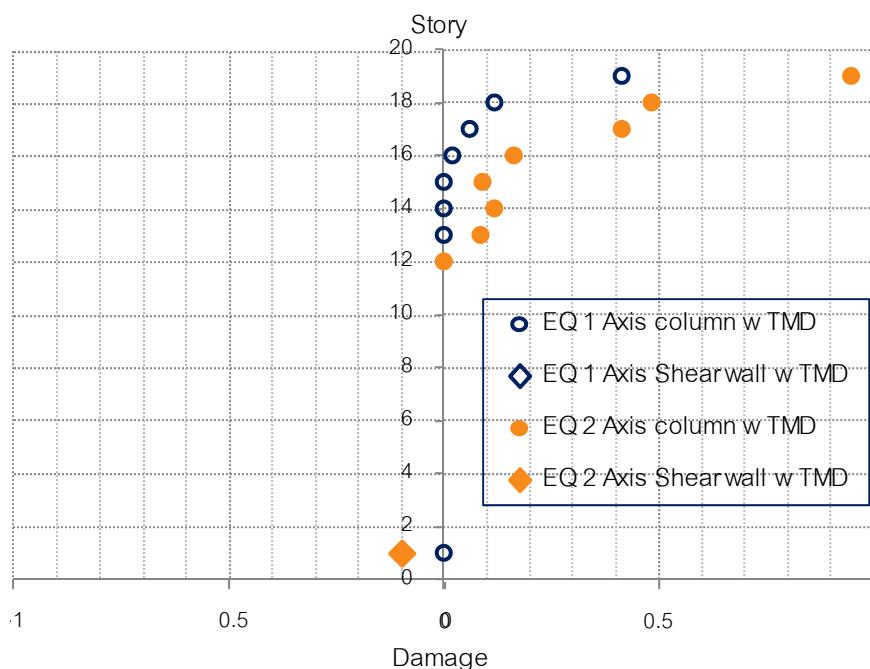
สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว Kobe ได้ผลดังรูปที่ 6.3 และ 6.4 ในกรณีที่ติดตั้งและติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าตามลำดับ โดยเมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวในโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 0.62 เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 1.0 ซึ่งเมื่อแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพร้อมกันจะเกิดความเสียหายสูงสุดมากกว่าในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวถึง 1.61 เท่า และเมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวในโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 0.41 เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพบว่าค่าความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 0.95 ซึ่งเมื่อแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางพร้อมกันจะเกิดความเสียหายสูงสุดมากกว่าในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางเดียวถึง 2.32 เท่า



รูปที่ 6.2 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4 กระทำกับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง



รูปที่ 6.3 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.275 กระทำกับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง



รูปที่ 6.4 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.275 กระทำกับอาคารในทิศทางเดียวและกระทำในสองทิศทาง

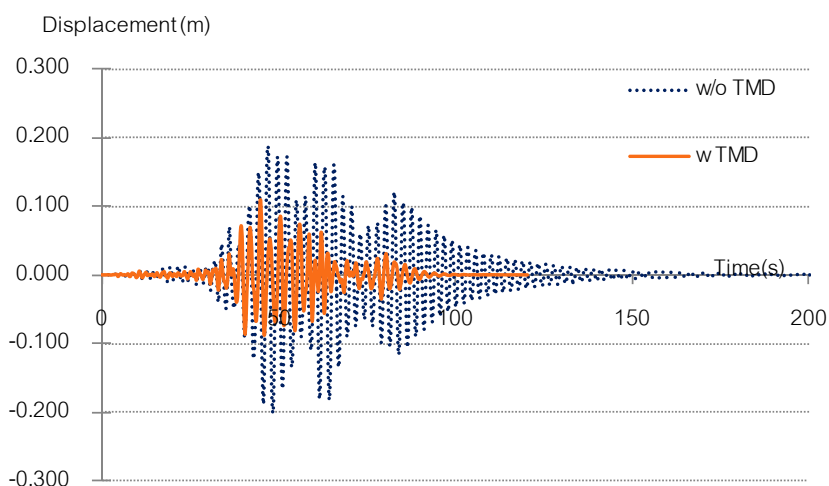
พบว่าในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำกับโครงสร้างทั้งสองแกนพร้อมกันเกิดความเสียหายขึ้นมากกว่าในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางหลักเพียงทิศทางเดียว เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวในทิศทางรองส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้นในทิศทางหลักของอาคารและพลังงานที่สลายไปในชิ้นส่วนโครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำแบบวัฏจักรมีค่าเพิ่มมากขึ้น ในการศึกษานี้จึงเลือกพิจารณาเฉพาะในกรณีที่แรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งในทิศทางตามแนวแกนหลักและแนวแกนรองพร้อมกัน

## 6.2 พฤติกรรมและระดับความเร่งวิกฤติของแผ่นดินไหว

### 1. อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046, Taiwan

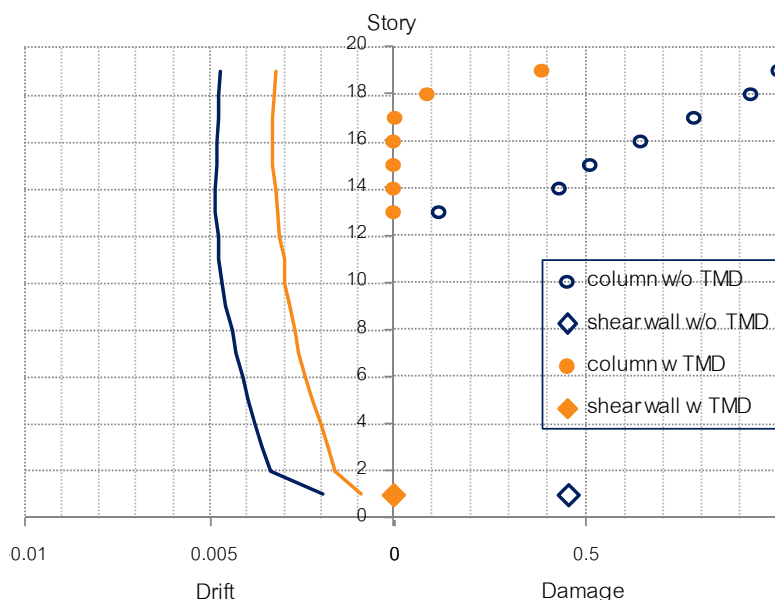
จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 พบว่าเมื่อขยายคลื่นแผ่นดินไหวจนมีค่า Scale factor เท่ากับ 1.4 มีความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.032g ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลงมากถึง 50 เปอร์เซ็นต์เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 6.5 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวล

ห้วงปรับค่า ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างเป็นไปตามรูปที่ 6.6 จากการพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1.0 ชั้นที่เสาเกิดความเสียหายมากที่สุดได้แก่ชั้นบนสุดของอาคารโดยเกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาด้านนอกที่มุมของอาคาร Grid Line F-5 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งยังไม่เสียหายถึงขั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.46 ในขณะที่โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าพบว่ามีค่า



รูปที่ 6.5 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4



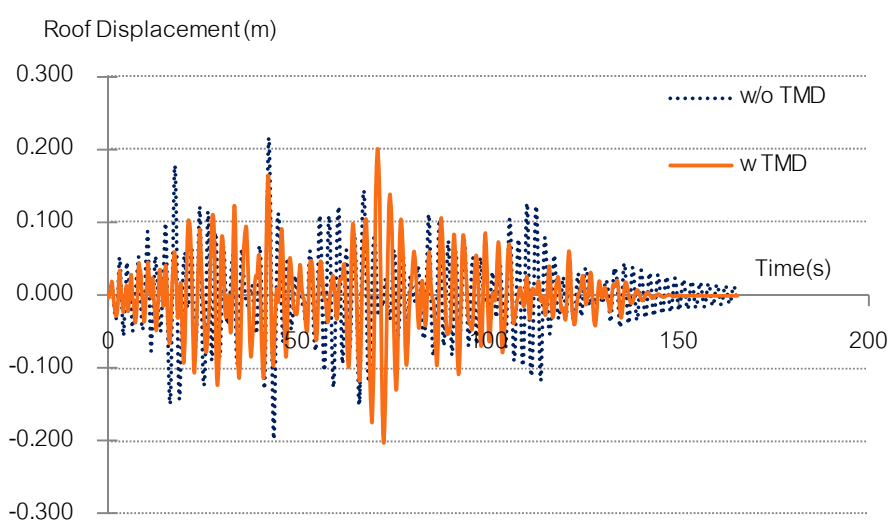
รูปที่ 6.6 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046

Scale factor เท่ากับ 1.4

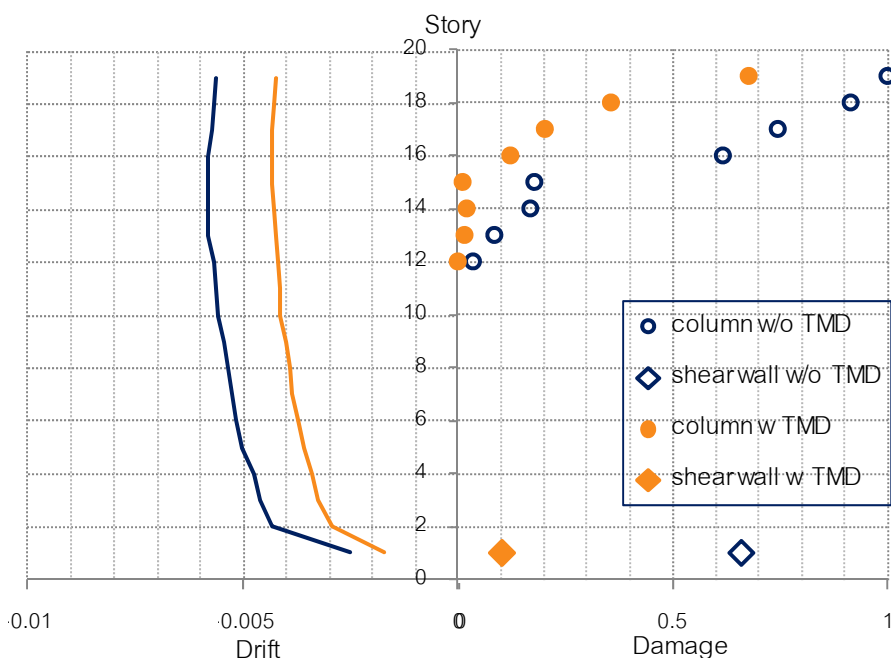
ความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคารโดยเกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาด้านนอกของอาคาร โดยมีค่าความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นเพียง 0.38 และไม่เกิดความเสียหายขึ้นเลยในกำแพงรับแรงเฉือน อาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 ที่มีค่า Scale factor เท่ากับ 3.6 มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.081g โครงสร้างจึงจะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ

## 2. อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082, Taiwan

จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082 พบว่าเมื่อขยายคลื่นแผ่นดินไหวจนมีค่า Scale factor เท่ากับ 2.25 มีความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.043g ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลงเพียง 3 เปอร์เซ็นต์เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 6.7 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างที่แต่ละชั้นเป็นไปตามรูปที่ 6.8 จากการพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1.0 ชั้นที่มีความเสียหายมากที่สุดได้แก่ชั้นบนสุดของอาคารโดยเกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาด้านนอกที่มุมของอาคาร Grid Line F-5 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งยังไม่เสียหายถึงขั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.66 ที่ความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวเดียวกันโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสามากที่สุดบริเวณชั้นบนสุดของอาคารโดย



รูปที่ 6.7 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082 Scale factor เท่ากับ 2.25



รูปที่ 6.8 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082

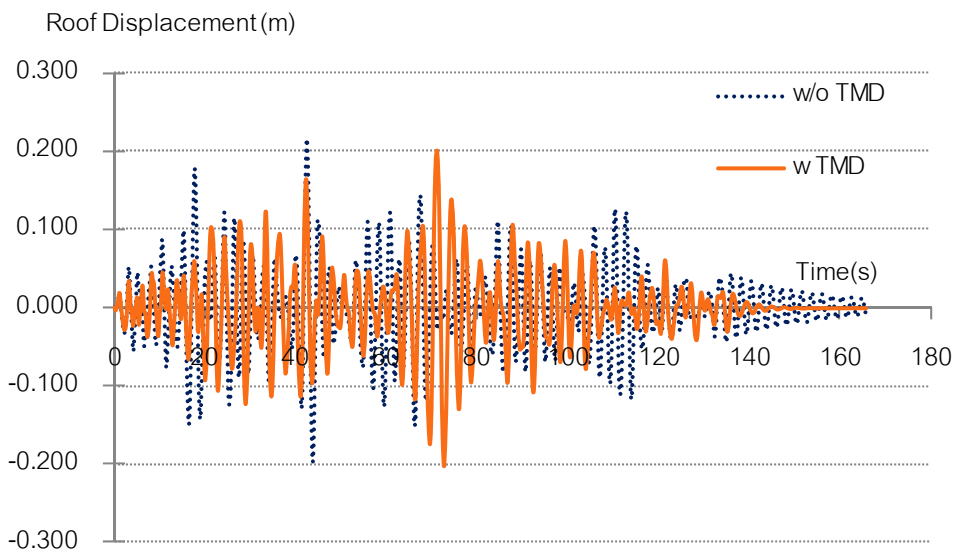
Scale factor เท่ากับ 2.25

เกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาต้นนอกที่มุมของอาคาร Grid Line F-5 โดยมีค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นเพียง 0.68 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.10 อาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU082 ที่ปรับค่า Scale factor เท่ากับ 2.5 มีความเร่งสูงสุดที่ฐานเท่ากับ 0.048g โครงสร้างจึงจะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ

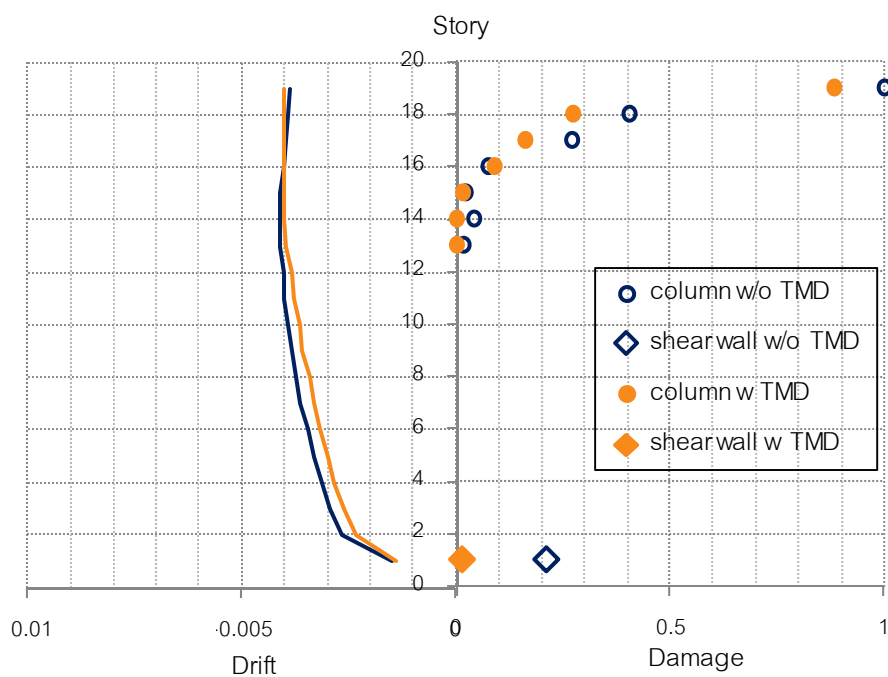
### 3. อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali (2002), Alaska

จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali (2002), Alaska พบว่าเมื่อขยายคลื่นแผ่นดินไหวจนมีค่า Scale factor เท่ากับ 3.5 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลงเพียง 3 เปอร์เซ็นต์เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 6.9 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเพียงเล็กน้อยในชั้น 1-15 และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเพียงเล็กน้อยในชั้น 16-19 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาและกำแพงรับ

แรงเฉือนของอาคารตัวอย่างที่แต่ละชั้นเป็นไปตามรูปที่ 6.10 พิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสา



รูปที่ 6.9 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali (2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.5

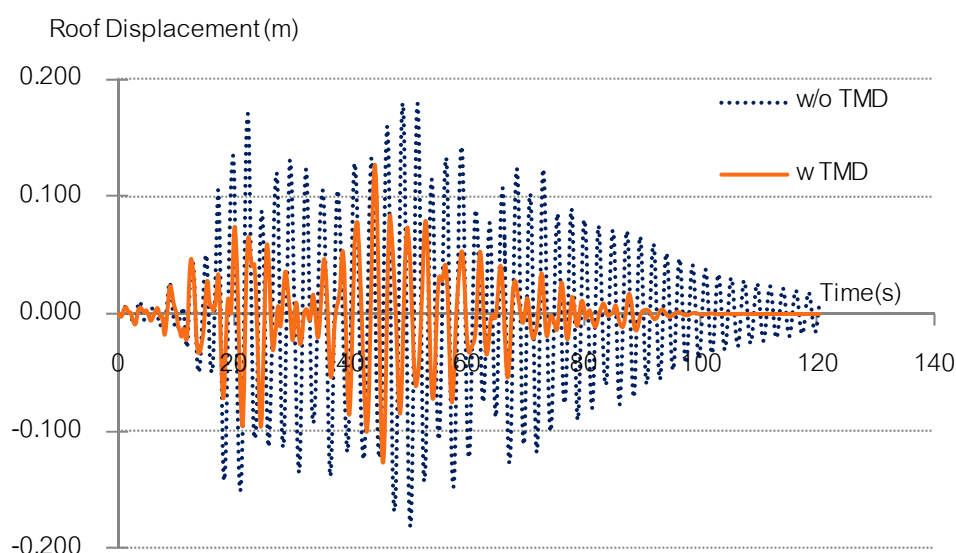


รูปที่ 6.10 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali (2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.5

โครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร โดยเกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาด้านนอกของอาคารมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1.0 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งยังไม่เสียหายถึงชั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.21 ที่ความแรงของคลื่นแผ่นดินไหวเดียวกันโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารในเสาด้านนอกที่มุมของอาคาร โดยมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.88 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.02 สำหรับอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหวDenali(2002),Alaska ที่มีค่า Scale factor เท่ากับ 3.75 โครงสร้างจึงจะเกิดความเสียหายถึงชั้นวิบัติ

#### 4. อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska

จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska พบว่าเมื่อขยายคลื่นแผ่นดินไหวจนมีค่า Scale factor เท่ากับ 3.35 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลง 30 เปอร์เซ็นต์เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 6.11 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างที่แต่ละชั้นเป็นไปตามรูปที่ 6.12 พิจารณา

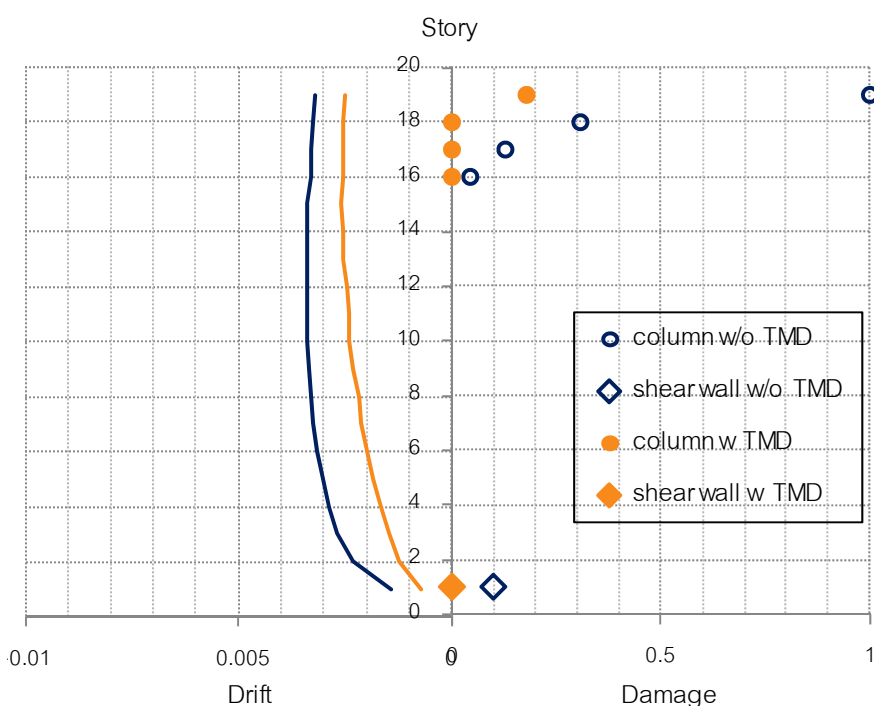


รูปที่ 6.11 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Nenana mountain(2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.35



ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่เสาด้านนอกของอาคารมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1.0 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งยังไม่เสียหายถึงชั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.09 ที่ความแรงของคลื่นแผ่นดินไหวเดียวกันโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่เสาด้านนอกของอาคาร มีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.18 และไม่เกิดความเสียหายขึ้นเลยสำหรับกำแพงรับแรงเฉือน ทั้งนี้พบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska ที่มีค่า Scale factor เท่ากับ 3.75 โครงสร้างจึงจะเกิดความเสียหายจนถึงชั้นวิบัติ

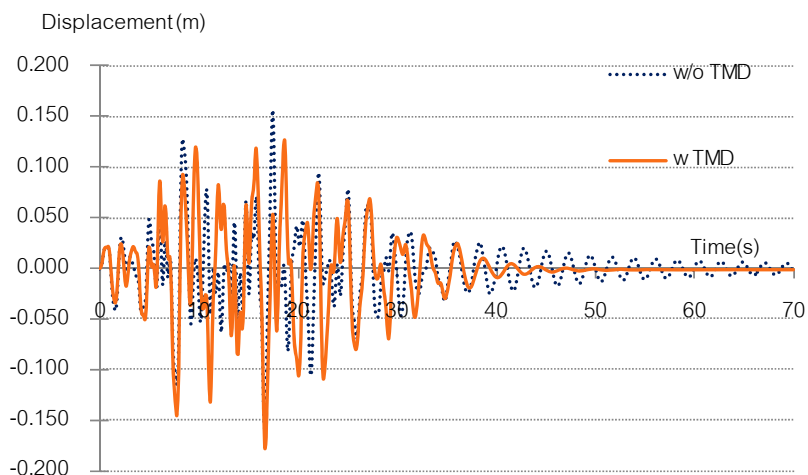


รูปที่ 6.12 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana mountain(2002), Alaska Scale factor เท่ากับ 3.35

##### 5. อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan

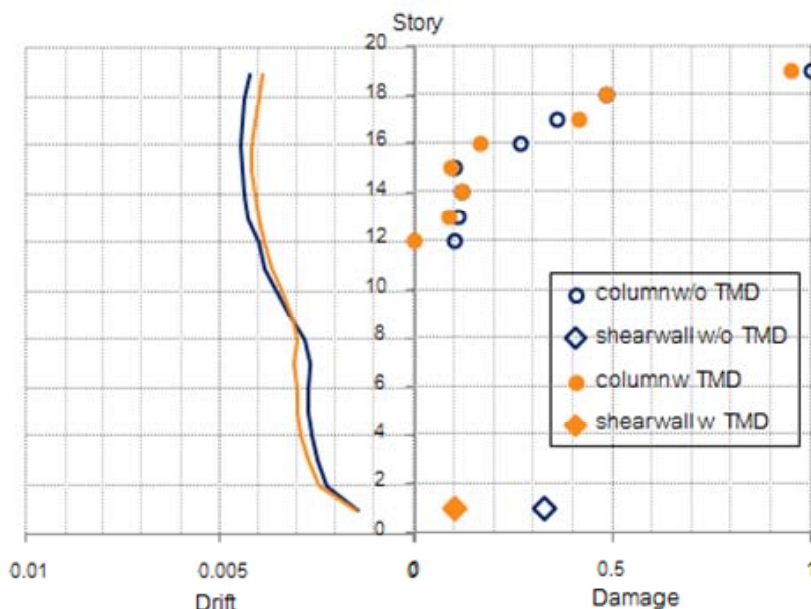
จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan พบว่าเมื่อขยายคลื่นแผ่นดินไหวจนมีค่า Scale factor เท่ากับ 4.28 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารเพิ่มขึ้น 11 เปอร์เซ็นต์เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 6.13 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเพียงเล็กน้อยในชั้น 1-8 และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของ

อาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเพียงเล็กน้อยในชั้น 9-19 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างที่แต่ละชั้นเป็นไปตามรูปที่ 6.14 พิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสา โครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่เสาด้านนอกของอาคาร ซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1.0 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิด



รูปที่ 6.13 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.28



รูปที่ 6.14 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

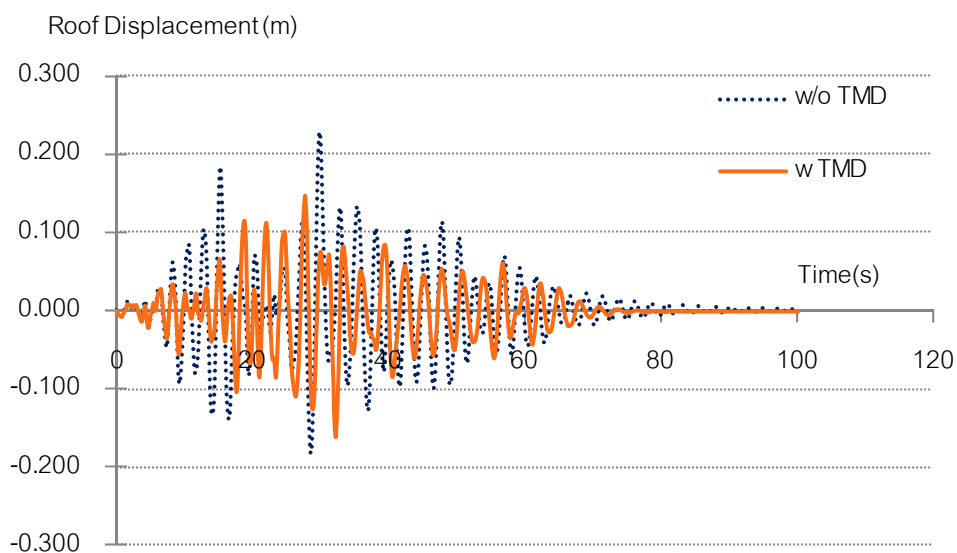
ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan

Scale factor เท่ากับ 4.28

ความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งยังไม่เสียหายถึงขั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.33 ที่ความแรงของคลื่นแผ่นดินไหวเดียวกันโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่เสาต้นนอกของอาคาร ซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.95 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.11 สำหรับอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan ที่มีค่าScale factor เท่ากับ 4.5 โครงสร้างจึงจะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ

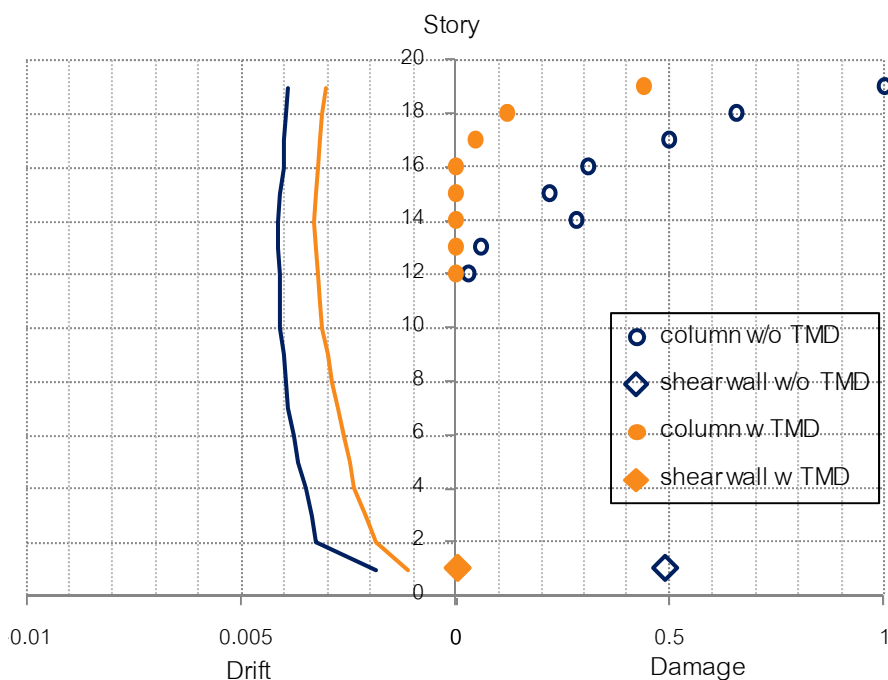
#### 6. อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Lander(1992), LA

จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander(1992), LA พบว่าเมื่อขยายคลื่นแผ่นดินไหวจนมีค่า Scale factor เท่ากับ 1.5 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลงมากถึง 39 เปอร์เซ็นต์เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 6.15 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างที่แต่ละชั้นเป็นไปตามรูปที่ 6.16 พิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่



รูปที่ 6.15 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Lander(1992), LA Scale factor เท่ากับ 1.5



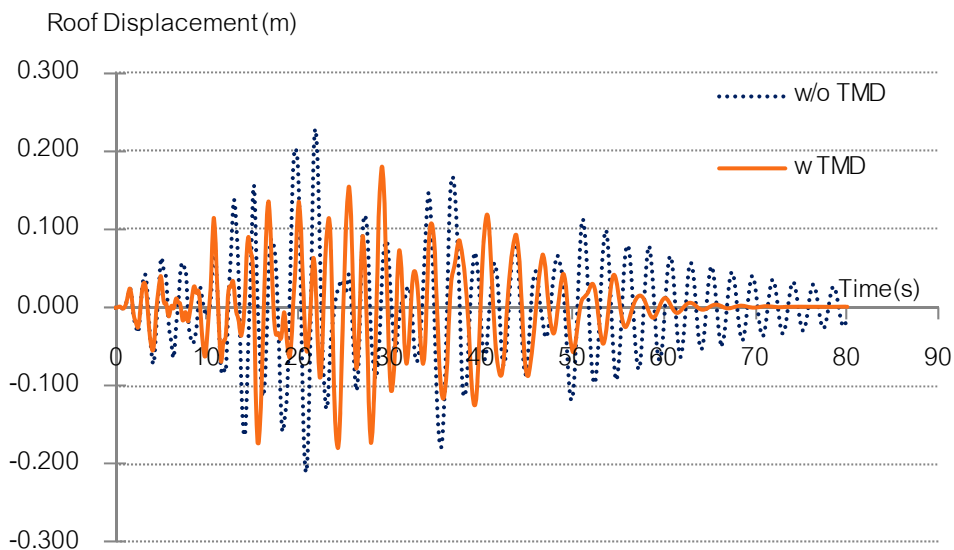
รูปที่ 6.16 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander(1992), LA Scale factor เท่ากับ 1.5

เสาต้นนอกของอาคารซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 1.0 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งยังไม่เสียหายถึงชั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.49 ที่ความแรงของคลื่นแผ่นดินไหวเดียวกันโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่เสาต้นนอกของอาคาร ซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.44 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งมีค่าความเสียหายเพียง 0.02 สำหรับอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหว Lander(1992), LA ที่มีค่า Scale factor เท่ากับ 2.25 โครงสร้างจึงจะเกิดความเสียหายจนถึงชั้นวิบัติ

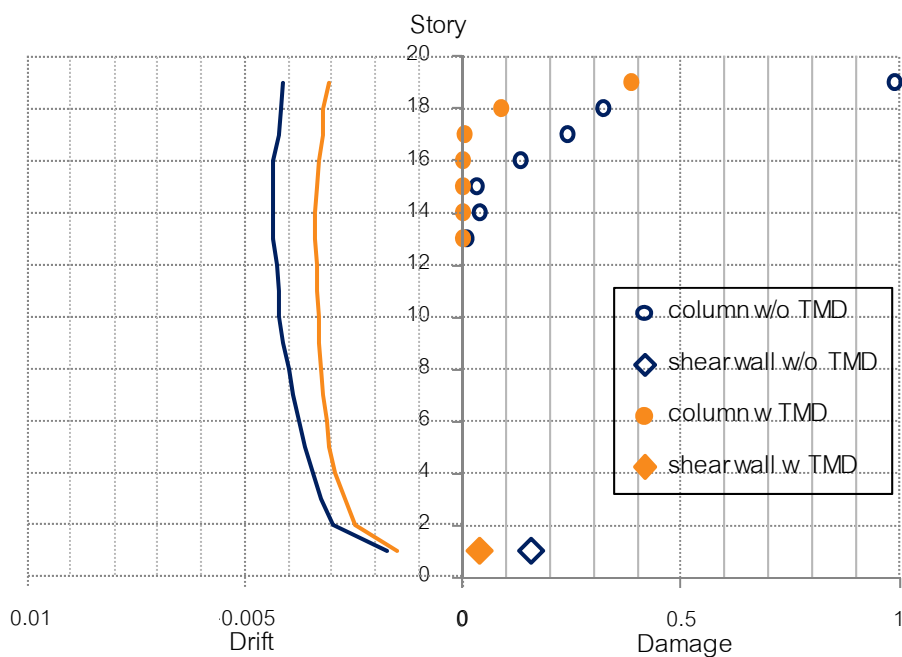
#### 7. อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey

จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey พบว่าเมื่อขยายคลื่นแผ่นดินไหวจนมีค่า Scale factor เท่ากับ 3.0 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลง 21 เปอร์เซ็นต์เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแสดงดังรูปที่ 6.17 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ามีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างที่แต่ละชั้นเป็นไปตามรูปที่ 6.18 พิจารณาความ

เสียหายที่เกิดขึ้นในเสาชั้นที่มีความเสียหายมากที่สุดได้แก่ชั้นบนสุดของอาคารโดยเกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาด้านนอกของอาคาร ซึ่งเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติมีความเสียหาย



รูปที่ 6.17 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey Scale factor เท่ากับ 3.0



รูปที่ 6.18 ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce(1999), Turkey Scale factor เท่ากับ 3.0

เท่ากับ 1.0 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งยังไม่เสียหายถึงชั้นวิบัติมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.16 ที่ความแรงของคลื่นแผ่นดินไหวเดียวกันโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่ามีค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาสูงสุดที่เสาต้นนอกของอาคารมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.38 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายมากที่สุดที่ชั้นล่างสุดซึ่งมีค่าความเสียหายเท่ากับ 0.03 อาคารที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหว Duzce(2002), Turkey ที่มีค่า Scale factor เท่ากับ 4.25 โครงสร้างจึงจะเกิดความเสียหายจนถึงชั้นวิบัติ

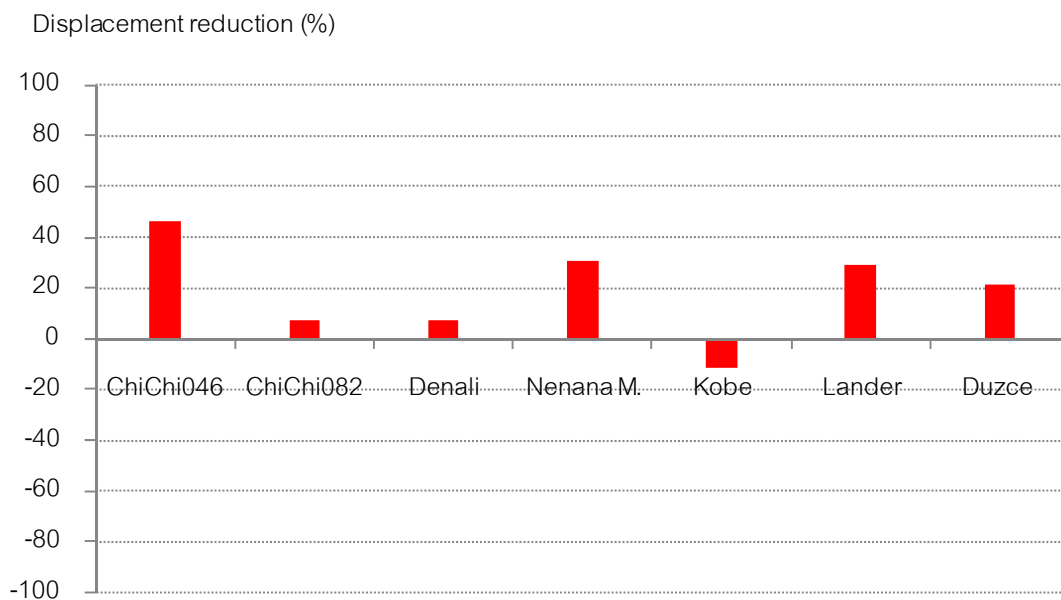
### 6.3 เปรียบเทียบพฤติกรรมและระดับความเร่งวิกฤติของแผ่นดินไหว

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แรงแผ่นดินไหวแบบต่างๆพบว่าอาคารมีความเสียหายเกิดขึ้นมากในเสาที่บริเวณชั้นบนสุดของอาคารบริเวณ Grid Line F-5 และมีความเสียหายเกิดขึ้นบ้างในกำแพงรับแรงเฉือนที่บริเวณชั้นล่างสุดของอาคาร เสาในของอาคารตัวอย่างเกิดการครากก่อนเสานอกของอาคาร จำนวนการครากของเสาและค่าความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดินมีค่าเพิ่มขึ้น ที่ระดับความเร่งสูงสุดของพื้นดินเดียวกันอาคารที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการสั่นไหวของอาคารน้อยกว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าสำหรับทุกคลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนด

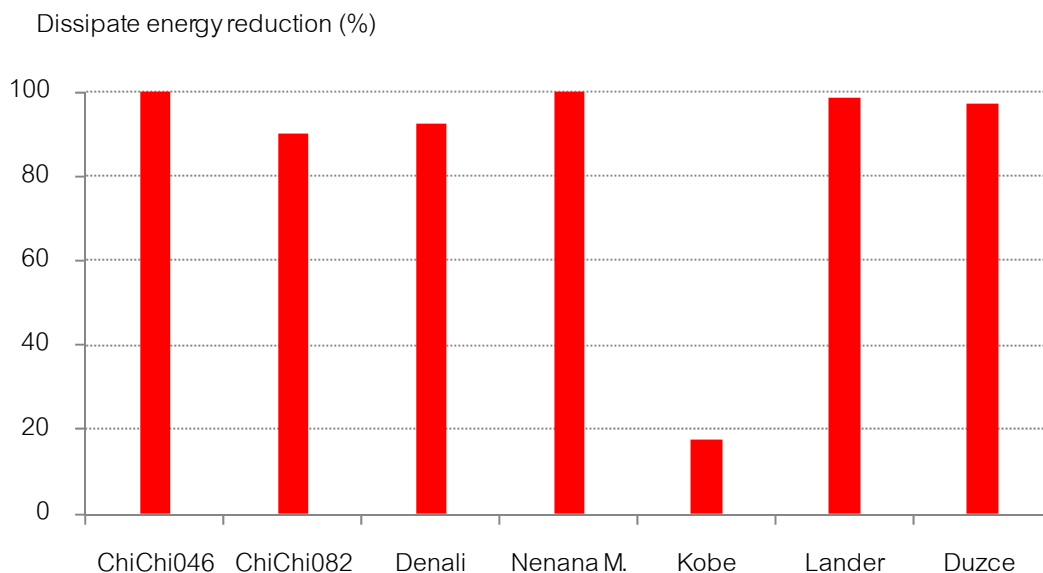
เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวที่ระดับความเร่งวิกฤติพบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าจะเกิดค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารน้อยกว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าในทุกคลื่นแผ่นดินไหวที่พิจารณายกเว้นคลื่นแผ่นดินไหว Kobe ดังแสดงในรูปที่ 6.19 โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ระบบมวลห้วงปรับค่าช่วยลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดได้ดีที่สุดได้แก่คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 ซึ่งพบว่าการติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าสามารถช่วยลดการเคลื่อนตัวสูงสุดได้ถึง 45 เปอร์เซ็นต์สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว Kobe เมื่อติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าจะเป็นการเพิ่มการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารถึง 11 เปอร์เซ็นต์

เมื่อพิจารณาค่าพลังงานที่สลายไปในชิ้นส่วนโครงสร้างเนื่องจากการสั่นไหวของอาคารซึ่งสรุปไว้ดังรูปที่ 6.20 พบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่ามีการสลายพลังงานของชิ้นส่วนโครงสร้างน้อยกว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าในทุกคลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนด โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ระบบมวลห้วงปรับค่าช่วยลดค่าการสลายพลังงานของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ดีที่สุดได้แก่คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 ซึ่งเมื่อติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่า

ไม่เกิดความเสียหายขึ้นเลย เนื่องจากเป็นคลื่นที่มีความถี่เด่นชัดสอดคล้องกับความถี่เด่นชัดของอาคารตัวอย่างทำให้ระบบมวลหน่วงปรับค่าช่วยลดค่าพลังงานที่สลายไปในชิ้นส่วนโครงสร้างได้ค่อนข้างดี เมื่อพิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ระบบมวลหน่วงปรับค่าช่วยลดค่าการสลายพลังงาน



รูปที่ 6.19 การเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารที่ลดลงเนื่องจากการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนด



รูปที่ 6.20 แสดงการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ

ของชิ้นส่วนโครงสร้างได้น้อยที่สุดได้แก่คลื่นแผ่นดินไหว Kobe ซึ่งสามารถลดค่าพลังงานที่สลายไปในชิ้นส่วนโครงสร้างได้เพียง 18 เปอร์เซ็นต์เนื่องจากเป็นคลื่นที่มีความถี่เด่นชัดไม่สอดคล้องกับความถี่เด่นชัดของอาคารตัวอย่างทำให้ระบบมวลห้วงปรับค่าช่วยลดค่าพลังงานที่สลายไปในชิ้นส่วนโครงสร้างได้ไม่ดีเท่าที่ควร เมื่อเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหวอื่น

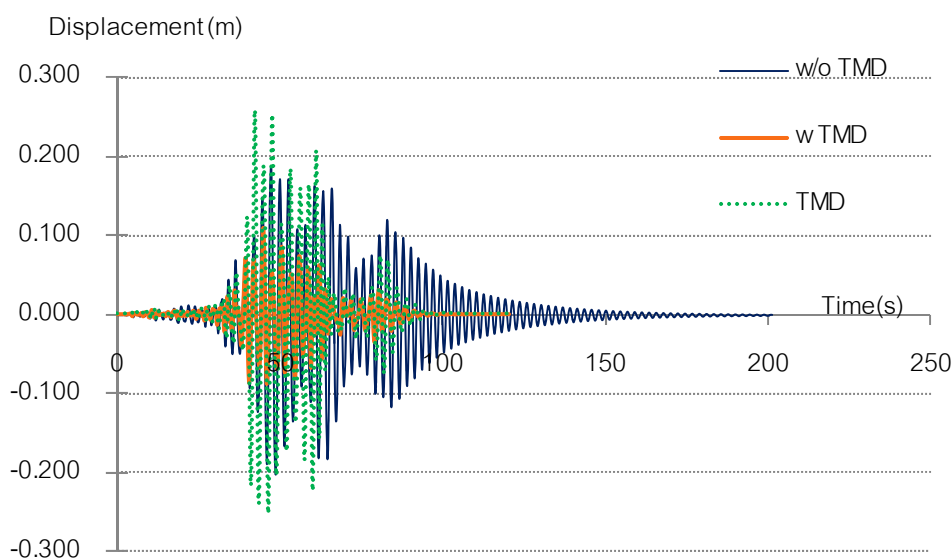
นอกจากนี้ยังพบว่าระบบมวลห้วงปรับค่าช่วยป้องกันโครงสร้างไม่ให้เกิดความเสียหายช่วยลดความเสียหายที่เกิดขึ้นและเพิ่มความต้านทานต่อการพังทลายของโครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนดทุกคลื่นดังแสดงในตารางที่ 6.1 ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวที่ระบบมวลห้วงปรับค่าทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพมากที่สุดได้แก่คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 เนื่องจากเป็นคลื่นที่มีความถี่เด่นชัดสอดคล้องกับความถี่เด่นชัดของอาคารตัวอย่างทำให้เกิดการสั่นพ้องขึ้นซึ่งทำให้เกิดการเคลื่อนตัวที่มากซึ่งเหมาะกับการทำงานของระบบมวลห้วงปรับค่า

ตารางที่ 6.1 ค่าความเร่งวิกฤติพื้นฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนด

คลื่นแผ่นดินไหว	อาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่า		อาคารที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่า		อัตราการเพิ่มความเร่งวิกฤติ
	Scale factor	PGA(g)	Scale factor	PGA(g)	
Chi-Chi, KAU046	1.40	0.032	3.60	0.081	+2.52
Chi-Chi, KAU082	2.25	0.043	2.50	0.048	+1.11
Alaska, Denali	3.50	0.047	3.75	0.051	+1.07
Alaska, Nenana M.	3.35	0.041	4.75	0.058	+1.42
Kobe, FUK	4.28	0.179	4.50	0.189	+1.06
Lander, LA	1.50	0.097	2.25	0.145	+1.50
Duzce, Ambrali	3.00	0.115	4.25	0.163	+1.42

เมื่อพิจารณาถึงการเคลื่อนตัวของอาคารและระบบมวลห้วงพบว่าระบบมวลห้วงปรับค่าทำงานภายใต้แรงแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 ได้อย่างดีดังรูปที่ 6.21 สังเกตได้จากการเคลื่อนตัวของระบบมวลห้วงปรับค่าที่เกิดขึ้นมากกว่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างมากส่งผลให้การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างลดลงถึง 45 เปอร์เซ็นต์ จากรูปที่ 6.22 แสดงการเปรียบเทียบโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 โดยทำการปรับค่าความเร่งสูงสุดพื้นฐานระดับต่างๆ พบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งพื้นดินสูงสุดก่อนโครงสร้างเกิดความเสียหายได้เพียง 1.28 เท่าของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าเนื่องจากการติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าทำให้คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารเปลี่ยนแปลงไปคือมีความถี่ของอาคารน้อยลง แต่สำหรับสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 ใน

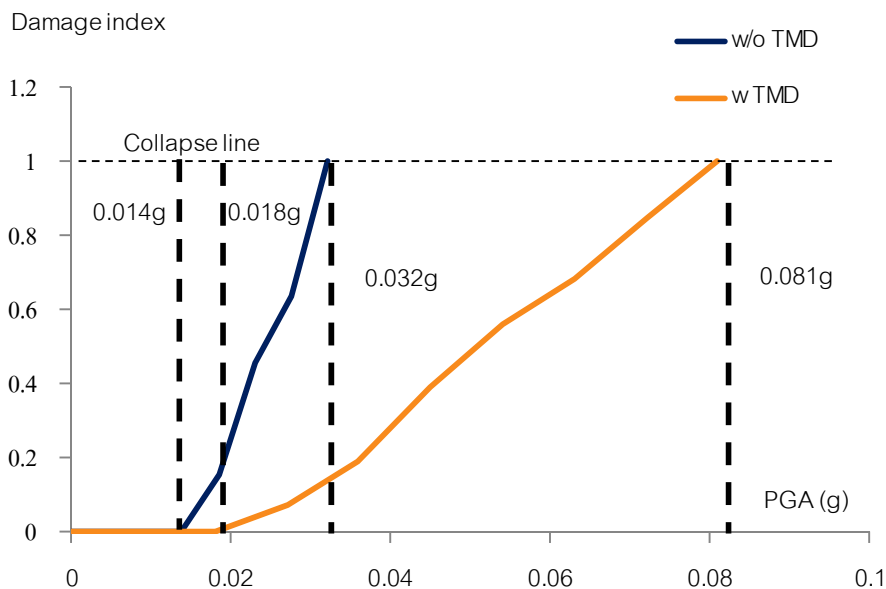




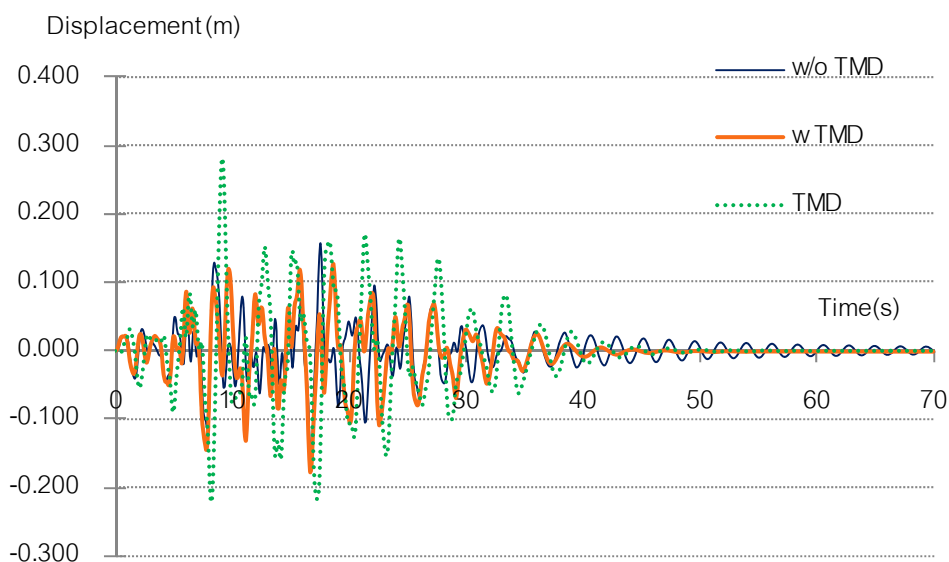
รูปที่ 6.21 แสดงการเคลื่อนตัวของระบบมวลหน่วงปรับค่าเทียบกับอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi(1999) KAU046 Scale factor เท่ากับ 1.4

ช่วงที่ความถี่ของอาคารเปลี่ยนไปมีความเร่งตอบสนองของพื้นดินเปลี่ยนไปเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และพบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งพื้นดินสูงสุดก่อนโครงสร้างวิบัติได้ถึง 2.53 เท่าของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 เกิดการสั่นพ้องกับความถี่หลักของอาคารตัวอย่างซึ่งเหมาะสมต่อการทำงานของระบบมวลหน่วงปรับค่าประกอบกับคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 เป็นคลื่นที่เกิดขึ้นเป็นระยะเวลาสั้นทำให้ค่าความเสียหายของโครงสร้างพิจารณาผลของการสลายพลังงานเป็นหลัก ซึ่งพบว่าการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการสลายพลังงานได้เป็นอย่างดี ซึ่งขัดแย้งกับผลงานวิจัยที่ผ่านมา(Soto-brito และ Ruiz, 1999., ภัทรายุส ไวยจรรยาและทศพล ปิ่นแก้ว, 2000.)ที่พบว่าประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าจะลดลงมากภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มีความเร่งของพื้นดินสูงขึ้น ทั้งนี้เนื่องมาจากในงานวิจัยที่ผ่านมาใช้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารเป็นเกณฑ์ในการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าซึ่งเป็นเกณฑ์ที่ไม่เหมาะสมสำหรับกรณีที่โครงสร้างอยู่ในช่วงอินอีลาสติก ซึ่งต้องพิจารณาผลของการสลายพลังงานเนื่องจากการครากของชิ้นส่วนรวมเข้าไปด้วย ประกอบกับการพิจารณาความเสียหายของโครงสร้างในช่วงที่โครงสร้างเกิดความเสียหายที่รุนแรงมากทำให้ระบบมวลหน่วงปรับค่าไร้ประสิทธิภาพ แต่ในความเป็นจริงอาจเกิดความเสียหายขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างเพียงไม่กี่ชิ้นเท่านั้นดังการศึกษาี้ทำให้ระบบมวลหน่วงปรับค่ายังคงสามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพซึ่งสามารถช่วยลดการสลายพลังงานเนื่องจากการครากของชิ้นส่วนได้ซึ่งได้ผล

ทำนองเดียวกันกับในงานวิจัยของ (Lukkunaprasit และ Wanikorkul, 2001., Pinkaew และคณะ, 2003., Johnson, 2012., Wong และ Harris, 2012.)

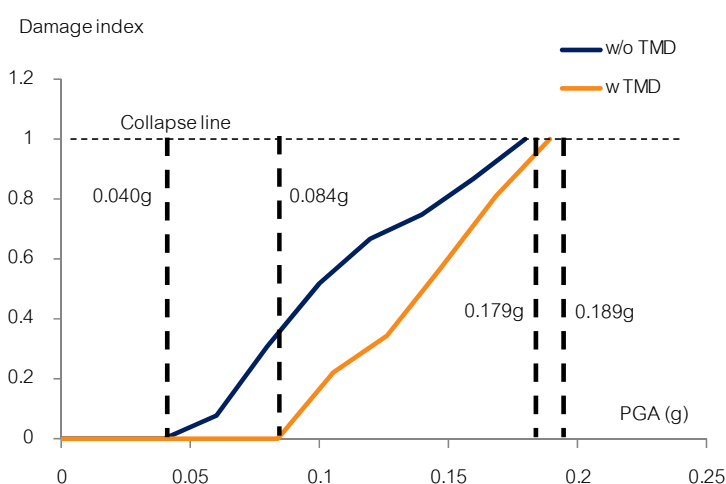


รูปที่ 6.22 ความเสียหายที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 ที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินระดับต่างๆ



รูปที่ 6.23 แสดงการเคลื่อนตัวของระบบมวลหน่วงปรับค่าเทียบกับอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe(1995), Japan Scale factor เท่ากับ 4.28

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ระบบมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวน้อยที่สุดได้แก่คลื่น Kobe เนื่องจากเป็นคลื่นที่มีความถี่เด่นชัดไม่สอดคล้องกับความถี่เด่นชัดของอาคารตัวอย่าง จากรูปที่ 6.23 แม้พบว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าทำงานภายใต้แรงแผ่นดินไหว Kobe สังเกตได้จากการเคลื่อนตัวของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่เกิดขึ้นมากกว่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง แต่เมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าจะส่งผลให้การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างเพิ่มขึ้นทั้งนี้เพราะเฟสการให้แรงอาจไม่เหมาะสม และจากรูปที่ 6.24 ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe โดยทำการปรับค่าความเร่งพื้นดินสูงสุดที่ระดับต่างๆพบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งพื้นดินสูงสุดก่อนโครงสร้างเกิดความเสียหายได้ถึง 1.875 เท่าของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า เนื่องจากอาคารมีคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์เปลี่ยนแปลงไปคือมีความถี่ของอาคารน้อยลงเมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ประกอบกับสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว Kobe ในช่วงที่ความถี่ของอาคารเปลี่ยนไปมีความเร่งตอบสนองของพื้นดินน้อยลง และเมื่อปรับค่าความเร่งพื้นดินสูงสุดขึ้นพบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งสูงสุดที่ฐานก่อนโครงสร้างวิบัติได้เพียง 1.06 เท่าของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเนื่องจากในกรณีคลื่นแผ่นดินไหว Kobe ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นเป็นผลของการเคลื่อนตัวของอาคารเป็นหลัก จึงทำให้ระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ช่วยลดการสลายพลังงานในโครงสร้างมีผลน้อยต่อการลดความเสียหายที่ใช้ไม่เหมาะสมต่อการทำงานของระบบมวลหน่วงปรับค่าเพราะไม่เกิดการสั่นพ้องของอาคารตัวอย่างดังที่กล่าวไป



รูปที่ 6.24 ความเสียหายที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe ที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินระดับต่างๆ

## บทที่ 7

### สรุปผลการวิจัย

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมและความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรง เปรียบเทียบกับอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าไว้ที่ชั้นบนสุดของอาคาร อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษามีความสูง 20 ชั้น ออกแบบตามข้อกำหนดของ ACI-1995 และไม่คำนึงถึงแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยจำลองพฤติกรรมของอาคารในช่วงอินอีลาสติกเป็นแบบ back bone curve ซึ่งใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงมากขึ้นเมื่อเทียบกับงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต

จากการศึกษาพบว่าเมื่อวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวเพียงทิศทางเดียวจะส่งผลให้โครงสร้างมีผลการตอบสนองและความเสียหายที่ต่ำกว่าความเป็นจริงที่มีแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางอย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้นในการศึกษานี้จึงพิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทางพร้อมกัน ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ได้แก่ คลื่น Chi-Chi KAU046(1999), Taiwan , คลื่น Chi-Chi KAU082(1999), Taiwan, คลื่น Denali(2002), Alaska, คลื่น Nenana M.(2002), Alaska, คลื่น Kobe(1995), Japan, คลื่น Landers(1992), LA และคลื่น Duzce(1999), Turkey รวมทั้งหมด 7 คลื่น และเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่กำหนดซึ่งปรับค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานรองรับอาคารที่ระดับความรุนแรงต่างๆ

จากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่ยึดหยุ่นภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำใน 2 ทิศทางพร้อมกันตามบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวจริงในอดีต พบว่าเสาชั้นบนสุดจะมีความเสียหายเกิดขึ้นมากเนื่องจากมีแรงกดหัวเสาน้อยทำให้ความสามารถในการรับโมเมนต์ต่ำ เสาชั้นบนสุดจึงเกิดการครากก่อนเสาชั้นอื่นและเมื่อเสาดังกล่าวเกิดการครากทำให้กำลังลดลง แม้ว่าภายหลังจากจะเกิดโมเมนต์เท่าเดิมก็ทำให้เสาเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้นได้ เมื่อเสาเกิดการครากขึ้นพบว่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นเพิ่มขึ้น แม้ว่าการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารลดลงก็ตาม สาเหตุเนื่องมาจากระบบมวลหน่วงพยายามลดพลังงานการสั่นไหวรวมของโครงสร้าง แต่พลังงานการสั่นไหวอาจมีค่ามากขึ้นในบางชั้น

เมื่อเปรียบเทียบความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าพบว่าอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อแรงแผ่นดินไหวที่มีค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานมากกว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถป้องกันความเสียหายที่เกิดขึ้นในช่วงเกิดความเสียหายในโครงสร้างไม่มาก นอกจากนี้การติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่ายังช่วยลดความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวมี

ความรุนแรงมากขึ้น โดยพบว่าโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าเกิดความเสียหายขึ้นน้อยกว่า โครงสร้างที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า และเมื่อเพิ่มค่าความเร่งสูงสุดที่ฐานถึงระดับความเร่ง วิกฤตอาคารเกิดการพังทลาย พบว่าโครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงมีค่าความเร่งวิกฤตที่สูงกว่า อาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ซึ่งแสดงให้เห็นว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าช่วยเพิ่มความต้านทานต่อการพังทลายของโครงสร้างในช่วงที่โครงสร้างเกิดความเสียหายรุนแรงมาก

จากผลการศึกษาซึ่งพิจารณาคลิ้นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่นพบว่า คลื่นแผ่นดินไหวที่ระบบมวลหน่วงปรับค่าทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพมากที่สุดได้แก่คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 เนื่องจากเป็นคลื่นที่มีความถี่เด่นชัดสอดคล้องกับความถี่เด่นชัดของอาคารตัวอย่างทำให้เกิดการสั่นพ้องขึ้นซึ่งทำให้อาคารเกิดการเคลื่อนตัวมากซึ่งเหมาะกับการทำงานของระบบมวลหน่วงปรับค่า โดยอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งสูงสุดที่ฐานก่อนโครงสร้างวิบัติได้ถึง 2.53 เท่าของอาคารที่ไม่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า ในขณะที่คลื่นแผ่นดินไหวที่ระบบมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวน้อยที่สุดได้แก่คลื่น Kobe เนื่องจากเป็นคลื่นที่มีความถี่เด่นชัดไม่สอดคล้องกับความถี่เด่นชัดของอาคารตัวอย่าง โดย อาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งสูงสุดที่ฐานก่อนโครงสร้างวิบัติได้เพียง 1.06 เท่าของอาคารที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า เพราะอาคารไม่เกิดการสั่นพ้องทำให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวสูงสุดเป็นหลัก การทำงานของระบบมวลหน่วงซึ่งช่วยลดพลังงานการสั่นไหวของอาคารจึงไม่มีประสิทธิภาพและไม่ส่งผลต่อการลดลงของความเสียหายนัก

จากผลการศึกษาที่ได้จึงพอสรุปได้ว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าแม้จะไม่ค่อยมีประสิทธิภาพในการป้องกันภัยแผ่นดินไหวสำหรับกรณีที่เกิดขึ้นเป็นคลื่นที่มีช่วงความถี่เด่นชัดไม่สอดคล้องกับโครงสร้าง แต่สำหรับกรณีที่แผ่นดินไหวมีช่วงเวลายาวและมีความถี่เด่นชัดที่สอดคล้องกับโครงสร้างพบว่าระบบมวลหน่วงมีประสิทธิภาพในการป้องกันภัยแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

จากงานวิจัยในอดีตพบว่าระบบมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพลดลงเมื่ออาคารเกิดพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก แต่ในการศึกษานี้พบว่าระบบมวลหน่วงปรับค่ายังสามารถช่วยลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารและค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารได้ในช่วงอินอีลาสติก ทั้งนี้เนื่องจากงานวิจัยในอดีตพิจารณาความเสียหายในช่วงที่โครงสร้างเกิดความเสียหายรุนแรงมาก ทำให้ระบบมวลหน่วงปรับค่าไร้ประสิทธิภาพเมื่ออาคารอยู่ในช่วงอินอีลาสติก แต่ในความเป็นจริงเกิดความเสียหายขึ้นในชั้นส่วนโครงสร้างจำนวนเพียงไม่กี่ชั้นเท่านั้นทำให้ระบบมวลหน่วงปรับค่ายังคงสามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ

อย่างไรก็ดีการวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่ยืดหยุ่นภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งเป็น การคำนวณที่มีความยุ่งยาก ดังนั้นจึงมีการกำหนดข้อจำกัดในการคำนวณต่างๆ เช่นพิจารณา พฤติกรรมแบบอินอีลาสติกเฉพาะโครงสร้างที่รับแรงในแนวตั้งได้แก่เสาและกำแพงรับแรงเฉือน ไม่ได้ พิจารณาพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกในคาน ไม่ได้คำนึงถึงผลการช่วยรับแรงของผนังก่ออิฐที่จะช่วย ลดความเสียหายที่เกิดขึ้นได้ นอกจากนั้นต้องกำหนดคุณสมบัติหน้าตัดของชิ้นส่วนต่างๆ ให้ใกล้เคียง กับความเป็นจริงมากที่สุดสำหรับตัวแปรที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของชิ้นส่วนในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่จริงต้อง ได้จากการทดลอง แต่เนื่องจากต้องใช้ค่าใช้จ่ายที่สูงมาก ดังนั้นจึงนำค่าที่ได้จากการทดลองของ นักวิจัยต่างประเทศมาปรับใช้ จึงอาจยังมีข้อจำกัดของการศึกษา ซึ่งควรจะได้ปรับปรุงให้ถูกต้องและ สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงได้ดียิ่งขึ้นในการศึกษาในอนาคตต่อไป

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

ภัทรายุส ไวจรรยา, ทศพล ปิ่นแก้ว. การป้องกันความเสียหายของอาคารสูงเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวด้วยมวลหน่วงปรับค่า. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารศิลป์, สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.

พินิต บุญยัง, ทศพล ปิ่นแก้ว. ผลกระทบของการเปลี่ยนรูปแบบอินอีลาสติกต่อสมรรถนะของมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารศิลป์, สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2544.

### ภาษาอังกฤษ

American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI318-95., 1995.

Almazan, J.L., Espinoza, G. and Aguirre, J., Torsional balance of asymmetric structures by means of tuned mass dampers: Engineering Structures 42 (2012) : 308–328.

American Society of Civil Engineers, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2006.

Angelis, M.D., Perno, S. and Reggio, A., Dynamic Response and Optimal Design of Structures with Large Mass Ratio TMD: Earthquake Engineering and Structure Dynamic 41 (2011) : 41–60.

Bai, Z.Z. and Au, FTK., Effects of Strain Hardening of Reinforcement on Flexural Strength and Ductility of Reinforced Concrete Columns: The Structural Design of Tall and Special Building 20 (2011) : 784-800.

Ciampoli, M., Giannini, R., Nuti, C. and Pinto, PE., Seismic reliability of non-linear structures with stochastic parameters by directional simulation: Proceedings of the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, San Francisco, CA (1989) : 1121-28.

Computer Structures, Inc., Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structure: PERFORM 3D version 4.0, Berkeley, CA., 2008.

Computer Structures, Inc., User's Guide: PERFORM 3D version 4.0, Berkeley, CA., 2008

Computer Structures, Inc., Component and Elements: PERFORM 3D version 4.0, Berkeley, CA., 2008.

- Computer Structures, Inc., Getting Started: PERFORM 3D version 4.0, Berkeley, CA., 2008.
- Den Hartog, J. P., Mechanical Vibrations, 4th Ed., McGraw-Hill, New York., 1956.
- International Building Code Officials, Uniform Building Code 1997, Structural Engineering Design Provisions, 1997.
- Johnson, J.G., A Nonlinear/inelastic Rooftop Tuned Mass Damper Frame. Doctoral dissertation. Civil and Environmental Engineering, University of Utah, 2012.
- Kenneth, J. E. et.al., Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions: Report 02 ASCE Update. Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley., 2012.
- Kim, T.W. et.al., Performance Assessment of Reinforced Concrete Structural Walls for Seismic Loads. Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign Urbana, Illinois., 2004.
- Kunnath S.K., Reinhorn A.M., Valles R.E. A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings: IDARC version 4.0. Report no. NCEER-96-0010. Buffalo (NY, USA): National Center for Earthquake Engineering and Research, SUNY; 1996.
- Lin, C.C., Hu, C.M., Wang, J.F., Hu, R.Y., Vibration control effectiveness of passive tuned mass dampers: J. the Chinese Institute of Engineers 17, 3 (1994) : 367-376.
- Lukkunaprasit, P. and Wanikorkul, A., Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes: Earthquake engineering and structural dynamics 30 (2001) : 537-551.
- Malley, J.O. et.al., Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings: Task 7 Project core group, Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley., 2010.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete: ASCE Journal of Structural Engineering, 114, 8 (1988) : 1804-1826.



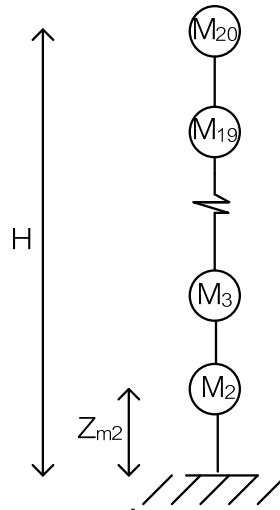
- Moehle J. et.al., Case Studies of The Seismic Performance of Tall Buildings Designed by Alternative Means: Task 12 Report for the Tall Buildings Initiative. Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley., 2011.
- Park, YJ., Ang, AHS., Wen, YK., Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, (1985) : 722-39.
- Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P. and Chatupote, P., Seismic Effectiveness of Tuned Mass Dampers for Damage Reduction of Structures: Engineering structure 25 (2003) : 39-46.
- Soto-brito, R. and Ruiz, SE., Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers: Earthquake Engineering and Structural Dynamics., (1999) : 1255-1271.
- Villaverde, R., Seismic control of structures with damped resonant appendages: Proc.,First World Conf. On Struct. Control 1 (1994) : 113-122.
- Wong, K.F. and Johnson, J.G., Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Multiple Tuned Mass Dampers: Journal of Engineering Mechanics, 135, 4 (2009) : 265-275.
- Wong, K.F. and Harris, J.L., Seismic Fragility Analysis of Structures with Tuned Mass Dampers Based on Energy Balance: The Structural Design of Tall and Special Building 21 (2012) : 296-310.

ภาคผนวก

## ภาคผนวก ก

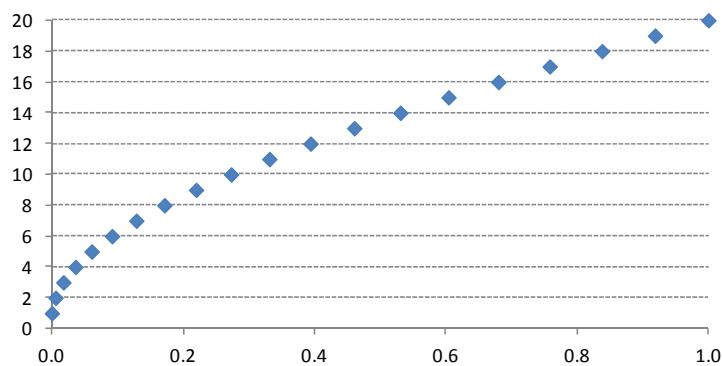
### ตรวจสอบความถูกต้องของคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร

เมื่อวิเคราะห์โครงสร้างอาคารตัวอย่างได้ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ตามตารางที่ 3.5 จากนั้นทำการตรวจสอบโดยการหาคาบของอาคารตัวอย่างในโหมดที่ 1 โดยวิธีการรวมมวลแต่ละชั้นอยู่ที่ตำแหน่งเดียว (Lump mass) ดังรูปที่ ก.1 จากนั้นคำนวณหารูปปร่างการเคลื่อนตัวของอาคารในแต่ละชั้นในโหมดแรกจากสมการ ก.1 จะได้การเคลื่อนตัวดังรูปที่ ก.2 แล้วคำนวณหาค่ามวลประสิทธิภาพของอาคารดังสมการ ก.2 แล้วคำนวณหาค่าสตีเฟนประสิทธิภาพของอาคารดังสมการ ก.3 เพื่อหาค่าความถี่ของอาคารในโหมดที่แรกและหาคาบของอาคารดังสมการที่ ก.4 และ ก.5 ตามลำดับ



รูปที่ ก.1 การรวมมวลในแต่ละชั้นอยู่ที่ตำแหน่งเดียว (Lump mass)

Mode shape ( $\phi_1$ )



รูปที่ ก.2 รูปปร่างการเคลื่อนตัวของอาคารในแต่ละชั้นในโหมดแรก

$$[\phi_1]^T = [1.00 \ 0.92 \ 0.84 \ 0.76 \ 0.68 \ 0.60 \ 0.53 \ 0.46 \ 0.39 \ 0.33 \ 0.27 \ 0.22 \ 0.17 \ 0.13 \ 0.09 \ 0.06 \\ 0.04 \ 0.02 \ 0.01]$$

$$\phi(z) = 1 - \cos(z\pi / 2H) \quad (ก.1)$$

$$M^* = [\phi_1]^T [M] [\phi_1] \quad (ก.2)$$

$$K^* = [\phi_1]^T [K] [\phi_1] \quad (ก.3)$$

$$\omega_1 = \sqrt{K^* / M^*} \quad (ก.4)$$

$$T_1 = \omega_1 / 2\pi \quad (ก.5)$$

พบว่าคาบของอาคารที่คำนวณได้เท่ากับ 2.09 วินาทีซึ่งใกล้เคียงกับคาบของอาคารที่คำนวณได้จากโปรแกรม Perform-3D นอกจากนี้ทำการตรวจสอบกับสมการคำนวณคาบอาคารตามมาตรฐาน UBC1997 ดังสมการที่ ก.6 ได้คาบความของเพียงเท่ากับ 1.58 วินาที ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากแบบจำลองที่สร้างไม่ได้คำนวณผลของสติเฟเนสในผนังก่ออิฐ ทำให้คาบที่ได้ไม่สอดคล้องกับค่าที่ค่าที่คำนวณได้จากสมการของมาตรฐาน UBC1997

$$T_a = C_t h_n^{3/4} \quad (ก.6)$$

โดยที่

$T_a$  = คาบของอาคาร (วินาที)

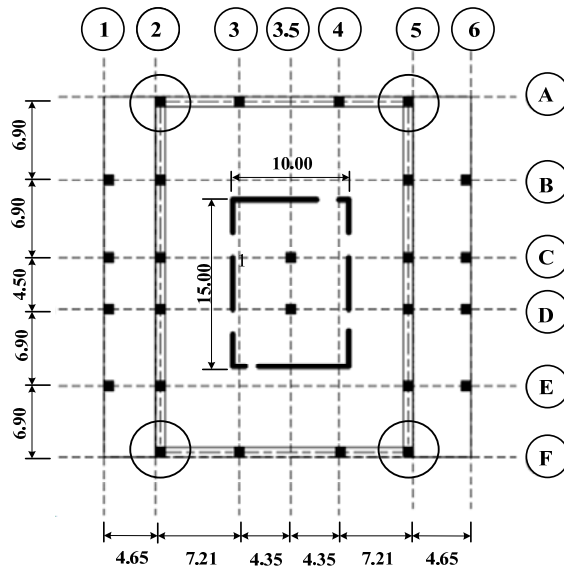
$C_t$  = 0.731 ค่าคงที่สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

$h_n$  = ความสูงของอาคาร (เมตร)

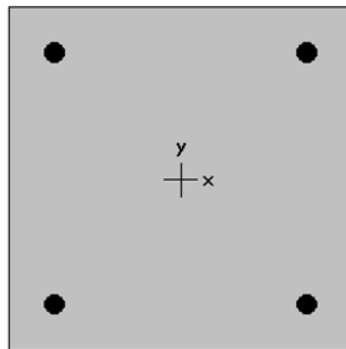
## ภาคผนวก ข

### การวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนโครงสร้าง

เมื่อวิเคราะห์อาคารดังกล่าวภายใต้แรงแผ่นดินไหวพบว่าอาคารดังกล่าวมีความเสียหายเกิดขึ้นในเสามากที่บริเวณชั้นบนสุดของอาคารบริเวณ Grid Line F-5 ตำแหน่งแสดงดังรูปที่ ข.1 ซึ่งเสากลุ่มนี้มีขนาดหน้าตัดกว้างเท่ากับ 40 เซนติเมตรและยาวเท่ากับ 40 เซนติเมตรเหล็กเสริมในแนวแกนเป็นเหล็ก DB 25 mm จำนวน 4 เส้นคิดเป็นเปอร์เซ็นต์เหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 1.23 เปอร์เซ็นต์แสดงดังรูปที่ ข.2

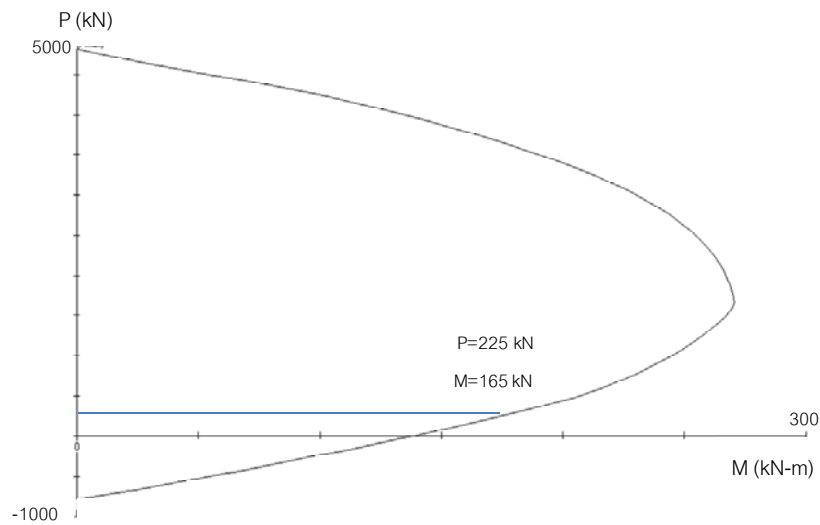


รูปที่ ข.1 ตำแหน่งของเสาชั้นบนสุด Grid Line F-5 ซึ่งเกิดความเสียหายมากที่สุด

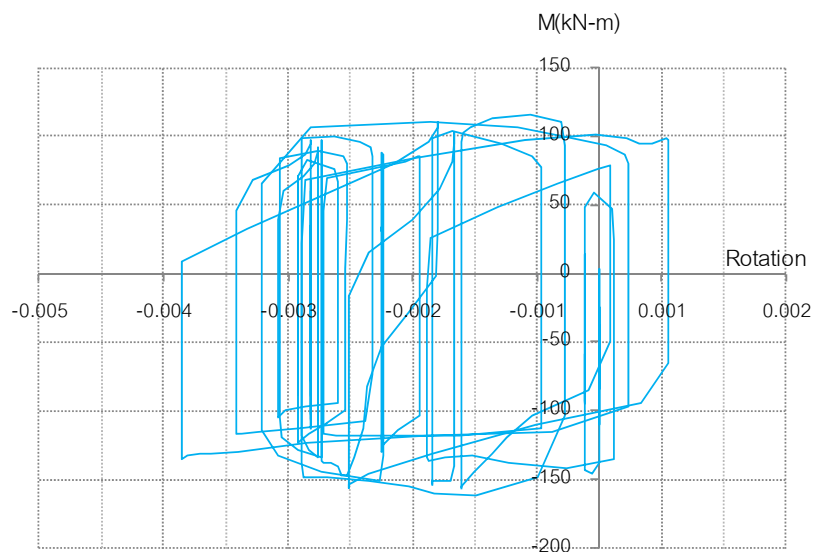


40x40 cm เหล็กเสริม 1.23 %

รูปที่ ข.2 แสดงหน้าตัดและเหล็กเสริมในแนวแกนของเสาชั้นบนสุด Grid Line F-5



รูปที่ ข.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดหัวเสาและโมเมนต์ (P-M Diagram) ของเสา Grid Line 5 ชั้น  
ที่ 20 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi046 scale factor เท่ากับ 1.4



รูปที่ ข.4 Hysteresis Loop ของเสา Grid Line 5 ชั้นที่ 20 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi046  
scale factor เท่ากับ 1.4

เนื่องจากเสาในกลุ่มนี้ที่ชั้นบนสุดมีแรงกดที่หัวเสาน้อยแสดงดังรูปที่ทำให้รับค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นได้น้อยลงซึ่งเป็นไปตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดหัวเสาและโมเมนต์ (P-M Diagram) ดังรูปที่ ข.3 ซึ่งทำให้ได้ Hysteresis Loop ของเสาดังรูปที่ ข.4

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายจุลชิน เงินบำรุงเกิดเมื่อวันที่ 3 มกราคม พ.ศ. 2531 ที่กรุงเทพมหานคร เป็นบุตรของนายสมลักษณ์ เงินบำรุง และนางสุวรรณี เงินบำรุง ผู้เขียนได้เริ่มเข้ารับการศึกษาในระดับชั้นประถมศึกษาที่โรงเรียนอนุบาลรังสิตมา ศึกษาในระดับชั้นประถมศึกษาที่โรงเรียนบูรณะศึกษา ศึกษาในระดับมัธยมศึกษาตอนต้นและตอนปลายที่โรงเรียนวัดสุทธิวราราม จบการศึกษาระดับมัธยมศึกษาตอนปลายเมื่อปีการศึกษา 2548 จากนั้นได้เข้าศึกษาต่อระดับปริญญาตรีในคณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จบการศึกษเมื่อปีการศึกษา 2552 จากนั้นได้เข้าศึกษาต่อระดับปริญญาโท เมื่อปีการศึกษา 2554