สมรรถนะของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กไร้ความเหนียวภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรง

นายธนพล ถ้ำแก้ว

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2557

PERFORMANCE OF NON-DUCTILE RC FRAMES UNDER STRONG EARTHQUAKES

Mr. Tanapol Tamkaew

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 2014

หัวข้อวิทยานิพนธ์	สมรรถนะของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กไร้ความเหนียวภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรง
โดย	นายธนพล ถ้ำแก้ว
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

(ศาสตราจารย์ ดร. บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ

(ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย

(อาจารย์ ดร. ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์)

ธนพล ถ้ำแก้ว : สมรรถนะของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กไร้ความเหนียวภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรง (PERFORMANCE OF NON-DUCTILE RC FRAMES UNDER STRONG EARTHQUAKES) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว, 175 หน้า.

ในอดีตกรุงเทพมหานครไม่มีกฎหมายบังคับให้ต้องออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว แต่จากข้อมูลทางธรณีวิทยาในปัจจุบันพบว่ามีความเป็นไปได้ที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงในบริเวณจังหวัดใกล้เคียง จึงเริ่มมีกฎหมายด้านแผ่นดินไหวใช้บังคับตั้งแต่ปี 2550 ทำให้เกิดความวิตกกังวลเกี่ยวกับความปลอดภัยของอาคารเก่า งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหว และความเสียหายในช่วงไร้เชิงเส้นของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรง โดยอาคารไม่ได้ถูกออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพื่อให้สอดคล้องกับสภาพอาคารจริงที่ก่อสร้างก่อนกฎหมายแผ่นดินไหวเริ่มบังคับ การศึกษาพิจารณาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างสูง 4 ชั้นและ 10 ชั้น รวมทั้งพิจารณาผลของความไม่สม่ำเสมอของความสูงชั้น ใช้การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวแบบอินอีลาสติกเชิงเวลา (inelastic dynamic analysis) โดยการจำลองพฤติกรรมส่วนโครงสร้างหลังการครากในแบบจำลองคอมพิวเตอร์ ด้วยโปรแกรม Perform 3D ระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างจะประเมินตามมาตรฐาน ASCE 41-13 การศึกษานี้จะสังเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 26 คลื่นเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่อาจเกิดในกรุงเทพมหานคร จากรอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ในจังหวัดกาญจนบุรี การวิเคราะห์ไม่คำนึงถึงผลของผนังก่ออิฐ การเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังของส่วนโครงสร้างเมื่อเกิดความเสียหาย ผลการวิเคราะห์ที่ได้นำไปสู่การอภิปรายพฤติกรรมความเสียหายของอาคาร และแนวโน้มความรุนแรงของระดับความเสียหายของอาคารที่อาจเกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว

5470217121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING
KEYWORDS: INELASTIC BEHAVIORS / RC BUILDING / EARTHQUAKE GROUND MOTIONS / INELASTIC DYNAMIC ANALYSIS / PERFORM 3D

TANAPOL TAMKAEW: PERFORMANCE OF NON-DUCTILE RC FRAMES UNDER STRONG EARTHQUAKES. ADVISOR: ASSOC. PROF. TOSPOL PINKAEW, Ph.D., 175 pp.

In the past, there was no legal enforcement on seismic design of buildings in Bangkok area. However, recent seismic data indicates the possibility of having strong earthquakes in surrounding area and the seismic design regulation has been introduced since 2007. That induces the concern about safety of existing buildings under earthquakes. This research studies the vibration and damage characteristics of the buildings under strong earthquakes. This research studies the vibration and damage characteristics of the buildings under strong earthquakes. The buildings are designed without earthquake loadings to represent the actual conditions of existing buildings. The examples of reinforced concrete buildings having 4- and 10-story are considered including consider the effect of elevation irregularity. The inelastic dynamic analysis is employed using Perform 3D analysis program. The seismic-induced damages are quantified according to ASCE 41-13 standards. About 26 earthquake ground motions are generated assuming their epicenters are along the Three Pagodas fault in Kanchanaburi. The effects of brick walls, stiffness degradation and strength deterioration of the building are not included. The obtained results indicate the seismic damage characteristics of the example buildings. Then the damage scenario of existing buildings in the city under strong earthquakes is discussed.

สารบัญ

หน้า

หน้า

หน้า

หน้า

สารบัญรูป

สารบัญตาราง

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความเป็นมาของงานวิจัย

การออกแบบก่อสร้างอาคารของประเทศไทยในอดีตที่ผ่านมานั้นมิได้มีข้อกำหนดเกี่ยวกับการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากประเทศไทยอยู่ในเขตที่มีแผ่นดินไหวไม่ค่อยรุนแรงและมีบันทึกการเกิดในอัตราต่ำ แต่ในช่วงหลายปีที่ผ่านกลับพบว่าประเทศไทยเริ่มได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวมากขึ้นโดยเฉพาะบริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศซึ่งมีรายงานถึงความเสียหายต่อสิ่งปลูกสร้าง ทั้งยังพบว่าอาคารสูงในกรุงเทพมหานครสามารถรู้สึกถึงแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในประเทศเพื่อนบ้านที่อยู่ไกลออกไปได้ เนื่องจากกรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนพื้นที่ดินอ่อน ซึ่งเมื่อถูกกระตุ้นจะสามารถขยายขนาดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่มีศูนย์กลางอยู่ในระยะไกลได้ โดยเฉพาะความถี่ต่ำๆ จากแผ่นดินไหวจะถูกขยายความรุนแรงโดยอาคารสูงที่มีการโยกอย่างช้าๆ หรือมีความถี่ธรรมชาติที่ตรงกับคลื่นแผ่นดินไหว จะเกิดการสั่นพ้องขึ้น และจากการศึกษารอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทยพบว่า รอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ในจังหวัดกาญจนบุรีเป็นรอยเลื่อนที่มีผลกระทบต่อพื้นที่กรุงเทพมหานครมากที่สุด เนื่องจากเป็นรอยเลื่อนที่อยู่ใกล้ และต่อกับรอยเลื่อนสะแกงในพม่า ซึ่งเป็นรอยเลื่อนที่มีพลังและเกิดแผ่นดินไหวอยู่บ่อยครั้งในพม่า จึงควรมีการตรวจสอบถึงความสามารถและสมรรถภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร พร้อมทั้งหาแนวทางในการปรับปรุงระบบโครงสร้างอาคาร เพื่อให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมและสมรรถภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเป็นตัวแทนอาคารหอพัก อพาร์ทเมนท์ หรือโรงแรมขนาดกลางในเขตกรุงเทพฯที่ไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยจะทำการจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวตามสเปคตรัมตอบสนองที่ใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบอาคารในกรุงเทพมหานคร และที่เสนอโดยนักวิจัยของไทย

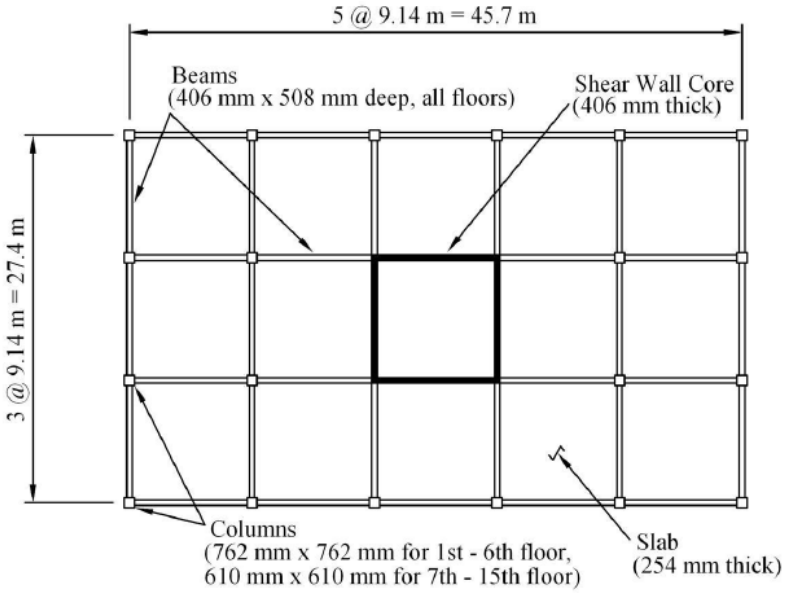
1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

1.2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์ประเมินอาคารต้านแผ่นดินไหว

ในอดีตอาคารส่วนใหญ่ไม่ได้มีการออกแบบโดยพิจารณาแรงแผ่นดินไหวอย่างเหมาะสมเพียงพอ จึงมีแนวคิดที่จะวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารที่มีอยู่เดิมต้านแรงแผ่นดินไหว ซึ่งได้มีการจัดทำข้อแนะนำเพื่อใช้เป็นหลักในการวิเคราะห์ขึ้นมาได้แก่ FEMA 273 และ FEMA 356 ซึ่งถูก

นำมาใช้อย่างแพร่หลาย ต่อมาได้ถูกพัฒนาปรับปรุงเป็นมาตรฐาน ASCE 41 ขึ้นในปี ค.ศ. 2006 ซึ่งมีรายละเอียดคล้ายกับ FEMA 356 และถูกนำไปใช้วิเคราะห์ประเมินและเสริมกำลังอาคารเดิมอย่างแพร่หลาย

Leon (2010) ได้ทำการวิเคราะห์ความเปราะบางภายใต้แผ่นดินไหว (seismic fragility analysis) ของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในเขตแผ่นดินไหว New Madrid ในภาคกลางของสหรัฐอเมริกา อาคารเป็นโครงสร้างโครงข้อแข็งต้านการดัดและกำแพงรับแรงเฉือน 15 ชั้น แต่ละชั้นสูง 3.66 เมตร โดยมีรายละเอียดดังรูปที่ 1-1



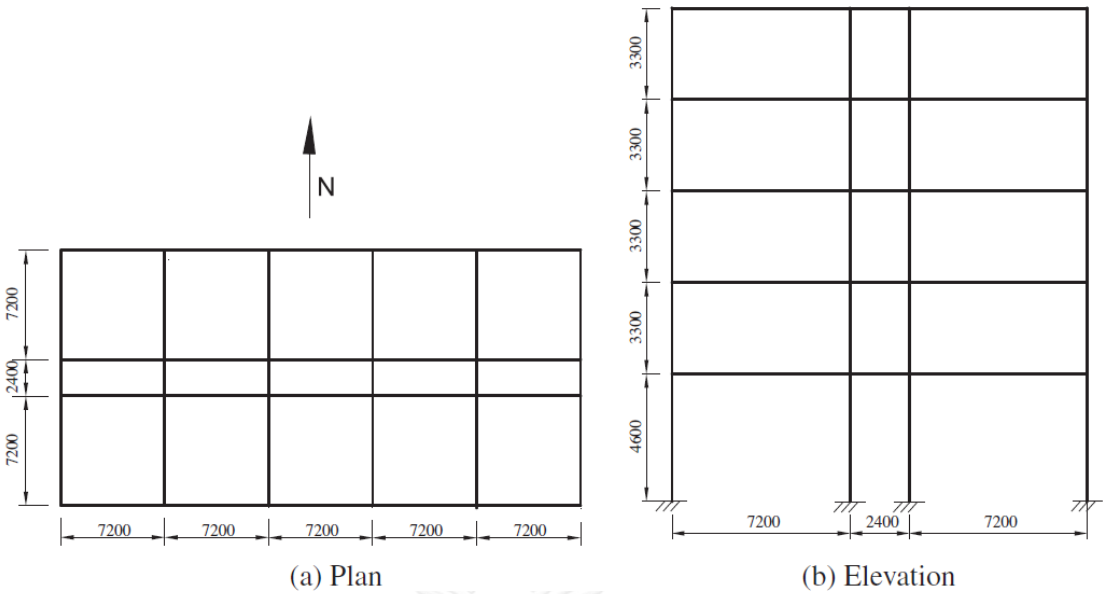
รูปที่ 1-1 ภาพตัดขวางอาคารที่ใช้ในการศึกษา (Leon, 2010)

อาคารตัวอย่างจะออกแบบจาก 3 มาตรฐานคือ มาตรฐาน International Building Code (IBC 2003), Standard Building Code (SBC 1999), และ IBC ที่ปรับลดเงื่อนไขสำหรับท้องถิ่น Shelby County และ Memphis โดยถ้าออกแบบตามมาตรฐาน IBC 2003 และ SBC 1999 โครงข้อแข็งของอาคารจะเป็นโครงข้อแข็งต้านการดัดพิเศษ (special moment frame) และถ้าออกแบบตามมาตรฐาน IBC ท้องถิ่น จะเป็นโครงข้อแข็งทั่วไป (ordinary moment frame) ในการวิเคราะห์โครงสร้างจะใช้กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear static procedure) และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure) โดยใช้โปรแกรม ZEUS-NL ผลที่ได้จากกระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้นจะใช้หาค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift ratio) มากที่สุดที่โครงสร้างรับได้ ส่วนผลจากกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นใช้หาค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากการใส่คลื่นแผ่นดินไหวเข้าไปกระทำกับอาคาร และนำผลที่ได้จาก 2 กระบวนการไปสร้างกราฟเส้นโค้งความเปราะบางเพื่อประเมินความ

เปราะบางของโครงสร้างอาคาร ในการสร้างแบบจำลอง สำหรับวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมในแบบจำลอง คุณสมบัติในช่วง strain hardening จะใช้ตัวแปรตามมาตรฐาน ASCE 41-06 หลักเกณฑ์ในการตรวจสอบพฤติกรรมโครงสร้างจะใช้ตามมาตรฐาน ASCE 41 โดยใช้ค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในแต่ละระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารเป็นตัววัด เส้นโค้งความเปราะบางที่ได้ 2 เส้น จะเทียบเท่าระดับสมรรถนะ 2 ระดับจากความเสียหายเบาไปหนัก คือ เข้าใช้สอยได้ทันที (Immediate Occupancy : IO) และปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS) คลื่นแผ่นดินไหวจะใช้แผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงและโอกาสในการเกิดต่างกัน 2 ระดับ คือ แผ่นดินไหวขนาดใช้ออกแบบ (Design Basis Earthquake : DBE) โอกาสเกิด 10%/50 ปี และแผ่นดินไหวรุนแรงที่เกิดไม่บ่อย โอกาสเกิด 2%/50 ปี (Maximum Considered Earthquake : MCE)

ผลการศึกษาพบว่า จากกราฟเส้นโค้งความเปราะบางภายใต้แผ่นดินไหว อาคารที่ออกแบบตามมาตรฐาน IBC ท้องถิ่นมีระดับความน่าจะเป็นของพฤติกรรมในระดับสมรรถนะ PL2 ซึ่งเทียบได้กับระดับสมรรถนะ LS สูงกว่าอาคารที่ออกแบบจาก 2 มาตรฐานที่เหลือ รวมทั้งผลจากการวิเคราะห์ความเปราะบางพบว่า ที่ระดับแผ่นดินไหว MCE อาคารมาตรฐาน IBC 2003 และ SBC 1999 มีค่าความน่าจะเป็นของพฤติกรรมในระดับสมรรถนะ PL2 ใกล้เคียงกันคือ 0.007 และ 0.006 ตามลำดับ แต่อาคารมาตรฐาน IBC ท้องถิ่นมีค่าความน่าจะเป็นระดับสมรรถนะ PL2 สูงกว่าคือ 0.023 แสดงให้เห็นว่าอาคารที่ออกแบบตามมาตรฐาน IBC ท้องถิ่น มีความเปราะบางกว่าอาคารจาก 2 มาตรฐานแรก

Duan และHueste (2010) ได้ศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบตามข้อกำหนดปัจจุบันของการออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหวของประเทศ จีน (GB50011-2010) อาคารตัวอย่างเป็นอาคารสำนักงาน 5 ชั้น ออกแบบด้วยความเร่งดินสูงสุด (Peak Ground Acceleration : PGA) 0.2g ลักษณะดินที่ออกแบบของพื้นที่เป็นหินหรือดินแข็ง โดยมีรายละเอียดอาคารดังรูปที่ 1-2

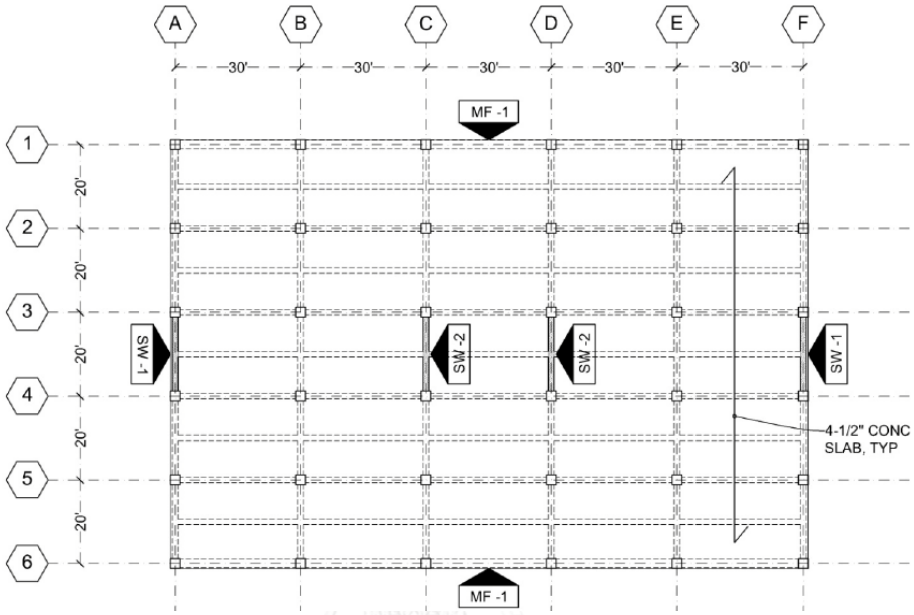


รูปที่ 1-2 รายละเอียดอาคารตัวอย่าง (a) ภาพตัดขวาง (b) ความสูงแต่ละชั้น
(Haijuan Duan. and Mary Beth, 2010)

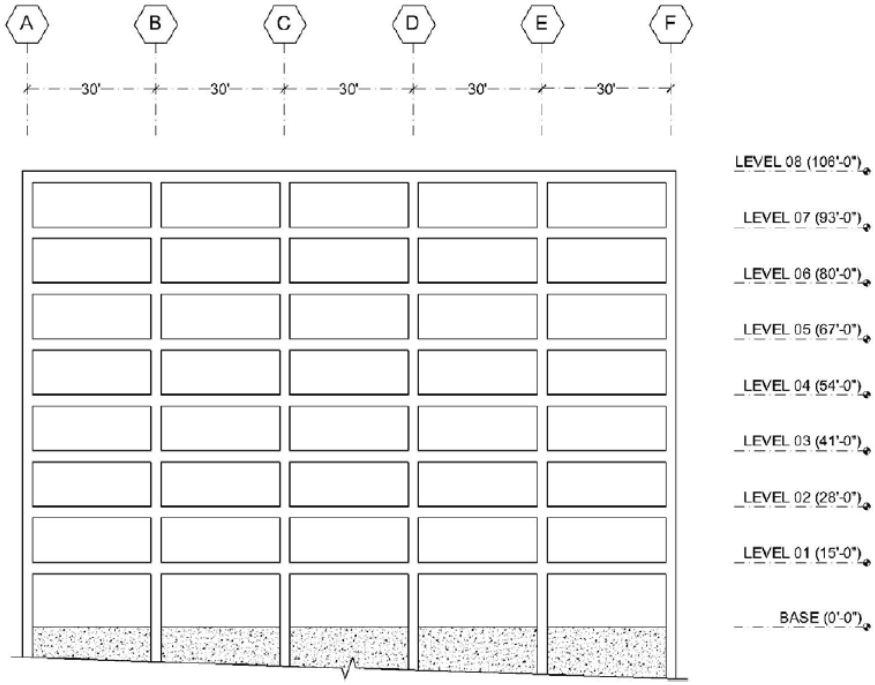
คลื่นความเร่งแผ่นดินไหวธรรมชาติ 7 คลื่นถูกเลือกและปรับขนาดให้สอดคล้องกับสเปกตรัมการตอบสนองออกแบบของพื้นที่ เพื่อนำมากระทำกับอาคารตัวอย่าง การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารใช้วิธี การวิเคราะห์สถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear static analysis) และการวิเคราะห์พลศาสตร์ไร้เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear dynamic time-history analysis) โดยใช้โปรแกรม ZEUS-NL หลักเกณฑ์ในการวัดพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารจะใช้ตามมาตรฐาน ASCE 41 โดยใช้ ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง 3 ระดับ คือ เข้าใช้สอยได้ทันที (Immediate Occupancy : IO), ปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS), และป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) ในการกำหนดค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Inter-story drift ratio) ของอาคารและใช้กำหนดขีดจำกัดของการหมุนแบบพลาสติก (Plastic rotation) ที่เกิดขึ้นในองค์อาคารขณะรับแรงแผ่นดินไหว

ผลการศึกษาด้วยการวิเคราะห์พลศาสตร์ไร้เชิงเส้นแบบประวัติเวลาพบว่า อาคารมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเป็นไปตามวัตถุประสงค์ความปลอดภัยพื้นฐาน (Basic Safety Objective : BSO) ในระดับสมรรถนะ LS คือมีค่าไม่เกิน 2% สำหรับกรณีแผ่นดินไหวขนาด DBE และอยู่ในระดับสมรรถนะ CP คือมีค่าไม่เกิน 4% สำหรับกรณีแผ่นดินไหวขนาด MCE ส่วนการหมุนแบบพลาสติกสูงสุดของเสาและคานในกรณีแผ่นดินไหวขนาด MCE มีพฤติกรรมไม่เกินขีดจำกัดระดับสมรรถนะแบบ LS คือมีค่าไม่เกิน 0.015 และไม่เกิน 0.02 radian ในเสาและคานตามลำดับ ดังนั้นอาคารตัวอย่างนี้เป็นไปตามวัตถุประสงค์ความปลอดภัยพื้นฐาน

Welt (2010) ได้ทำการตรวจสอบพฤติกรรมภายใต้แผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ระบบคือ ระบบโครงข้อแข็งต้านการดัดพิเศษ (special moment resisting frames) และระบบกำแพงรับแรงเฉือนพิเศษ (Special Shear Walls) ที่ออกแบบด้วยมาตรฐาน ASCE 7-10 โดยมีรายละเอียดอาคารดังรูปที่ 1-3a และ 1-3b



รูปที่ 1-3a รายละเอียดภาพตัดขวางอาคารตัวอย่าง (Welt, 2010)



รูปที่ 1-3b รายละเอียดความสูงชั้นอาคารตัวอย่าง (Welt, 2010)

การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารจะยึดตามมาตรฐาน ASCE 41-06 โดยใช้วิธี กระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้น (Linear Static Procedure : LSP), กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic Procedure : LDP), กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure : NSP), และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure : NDP) การสร้างแบบจำลองพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นใช้คุณสมบัติของวัสดุและค่าสติฟเนสของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41-06 โดยใช้โปรแกรม SAP2000 ในการสร้างแบบจำลองและวิเคราะห์ และใช้หลักเกณฑ์ในการประเมินพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ASCE 41 โดยประกอบไปด้วยระดับสมรรถนะวัตถุประสงค์ 3 ระดับ แต่ละระดับจะใช้กราฟสเปกตรัมและคลื่นแผ่นดินไหวความรุนแรงต่างกันในการวิเคราะห์โครงสร้าง คือ ระดับสมรรถนะ IO ใช้คลื่นแผ่นดินไหวโอกาสเกิด 50% ใน 50 ปี, LS ใช้คลื่นแผ่นดินไหวโอกาสเกิด 10% ใน 50 ปี, และ CP ใช้คลื่นแผ่นดินไหวโอกาสเกิด 2% ใน 50 ปี

ผลการศึกษาพบว่า ผลที่ได้จากวิธี LSP องค์ประกอบโครงสร้างจะเกิดการวิบัติที่แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงต่ำ และจะเกิดการวิบัติเพิ่มขึ้นเมื่อระดับความรุนแรงสูงขึ้น ยกตัวอย่างค่าอัตราส่วนแรงกระทำต่อกำลังของคาน (Demand to Capacity Ratios : DCR) มีค่า 1.25 ที่ระดับ IO ถึง 2.0 ที่ระดับ CP แสดงให้เห็นว่าแรงกระทำด้านข้างที่คำนวณจากวิธีนี้มีค่าสูงมาก ผลที่ได้จากวิธี LDP ประกอบด้วยผลจากการวิเคราะห์รูปแบบการตอบสนองเชิงสเปกตรัม (modal response spectrum analysis) และการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา (time history analysis) พฤติกรรมของโครงข้อแข็งต้านการดัดจากการวิเคราะห์แบบ modal response spectrum ไม่เกินระดับสมรรถนะ IO ยกเว้นเสาริมชั้นแรก ส่วนในระดับสมรรถนะ LS และ CP คานและเสาทั้งหมดจะเกิดการวิบัติเนื่องจากการดัด แต่มีความเสียหายระดับต่ำกว่าผลจากวิธี LSP และจะไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่ข้อต่อในทุกระดับสมรรถนะ สำหรับผลจากการวิเคราะห์แบบ time history จะได้ผลเหมือนกัน แต่พบปริมาณเสาและคานที่ได้รับความเสียหายมากกว่า ส่วนพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนด้านในจะวิบัติจากแรงตามแนวแกนและการดัดใน 3 ชั้นแรกทุกระดับสมรรถนะ แต่ในกำแพงรับแรงเฉือนด้านนอกจะไม่เกิดการวิบัติ รวมทั้งผลจากการวิเคราะห์แบบ time history ไม่พบกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดการวิบัติในทุกระดับสมรรถนะ ผลที่ได้จากวิธี NSP พฤติกรรมของคานในชั้นแรกและชั้น 2 เกิดการหมุนที่ข้อต่อ (hinge rotation) เกินค่าสูงสุดที่กำหนดตามมาตรฐาน ASCE 41-06 ทุกระดับสมรรถนะ นอกจากนี้การหมุนที่ข้อต่อของคานในชั้น 3 ยังเกินค่าสูงสุดที่กำหนดสำหรับระดับสมรรถนะ IO อีกด้วย แต่คานในชั้น 6 และชั้นที่สูงกว่ายังคงคุณสมบัติอีลาสติกอยู่ ส่วนการหมุนที่ข้อต่อในเสาจะเกินค่าสูงสุดที่กำหนดในเสาชั้นล่างตั้งแต่โคนเสาชั้น 1 ถึงปลายเสาชั้น 3 ทุกระดับสมรรถนะ แต่เสาในอาคารที่เหลือยังคงคุณสมบัติอีลาสติกอยู่ในทุกระดับสมรรถนะ ส่วนการ

หมุนที่ข้อต่อในกำแพงรับแรงเฉือนทุกชั้นมีพฤติกรรมไม่เกินระดับสมรรถนะโครงสร้างที่กำหนดทุกระดับ และสุดท้ายผลที่ได้จากวิธี NDP ส่วนประกอบโครงสร้างทุกส่วนจะมีพฤติกรรมไม่เกินระดับสมรรถนะวัตถุประสงค์ทั้ง 3 ระดับ แต่จะมีคลื่นแผ่นดินไหวจำนวนหนึ่งที่เมื่อนำมาวิเคราะห์โครงสร้างจะทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างบางส่วนในระดับสมรรถนะ LS และ CP โดยคิดเป็น 16% ของคลื่นแผ่นดินไหวโอกาสเกิด 10% ใน 50 ปีทั้งหมดที่นำมาพิจารณาในระดับ LS และ 50% ของคลื่นแผ่นดินไหวโอกาสเกิด 2% ใน 50 ปีในระดับ CP

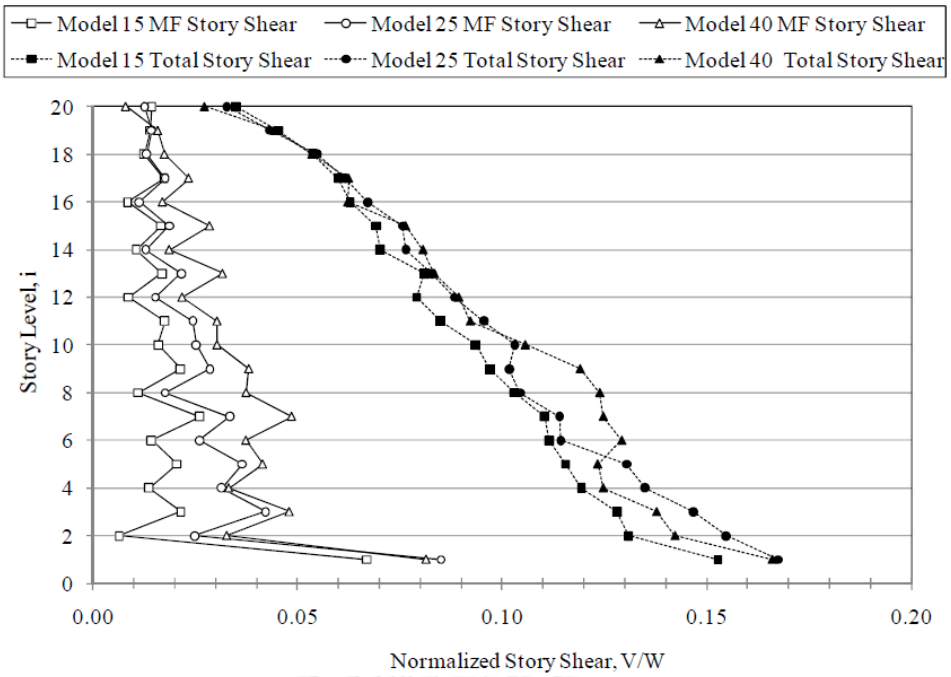
Jeong, Mwafy, และElnashai (2011) ได้ทำการวิเคราะห์ความเปราะบาง (fragility analysis) ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหลายชั้นที่ออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบต้านแผ่นดินไหว Eurocode 8 โดยการใส่คลื่นแผ่นดินไหวความรุนแรงขนาดต่างๆ 60 คลื่นจากสภาพดินที่แตกต่างกันแต่ละพื้นที่ เพื่อทำการตรวจสอบความปลอดภัยและพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูงปานกลางที่ทำการออกแบบรับแผ่นดินไหวมาอย่างดี โครงสร้างอาคารที่ใช้วิเคราะห์รวมทั้งสิ้น 12 โครงสร้างจะ แตกต่างกันไปตามระบบโครงสร้าง, ความสูง, และความเหนียวของโครงสร้างโดยแบ่งเป็นความเหนียวสูง, ปานกลาง, และต่ำ มีความสูงระหว่าง 24-36 เมตร สามารถแยกได้เป็น 3 รูปแบบโครงสร้างหลัก คือ อาคาร 2 ระบบโครงข้อแข็งและกำแพงรับแรงเฉือน 8 ชั้น, อาคารโครงข้อแข็งต้านการดัดที่มีความสูงของชั้นที่ปกติ 12 ชั้น, และอาคารโครงข้อแข็งต้านการดัดที่มีความสูงของชั้นไม่ปกติ 8 ชั้น โดยให้ชั้น 1 สูง 4.5 เมตร ส่วนชั้นบนสูงชั้นละ 3 เมตรเท่ากับอาคารอื่น อาคารทุกหลังออกแบบให้อยู่บนพื้นที่ดินแข็ง และแบ่งตามค่าความเร่งดินสูงสุด (Peak Ground Acceleration :PGA) ที่ใช้ออกแบบคือ 0.3g และ 0.15g การสร้างแบบจำลองพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นใช้โปรแกรม ZEUS โดยใช้กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear static procedure) และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure) ในการวิเคราะห์ ผลที่ได้จากกระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้นจะใช้หาค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift ratio) มากที่สุดที่โครงสร้างรับได้ ส่วนผลจากกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นใช้หาค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากการใส่คลื่นแผ่นดินไหวเข้าไปกระทำกับอาคาร และนำผลที่ได้จาก 2 กระบวนการไปสร้างกราฟเส้นโค้งความเปราะบางเพื่อประเมินความเปราะบางของโครงสร้างอาคารในแต่ละระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41

ผลการศึกษาพบว่า จากการประเมินความเปราะบางของโครงสร้าง โครงสร้างส่วนใหญ่มีพฤติกรรมอยู่ในระดับสมรรถนะ LS ยกเว้นอาคารโครงข้อแข็งและกำแพงรับแรงเฉือนที่ออกแบบด้วยความเหนียวสูงและค่า PGA 0.3g มีค่าความน่าจะเป็นในระดับสมรรถนะ CP สูงกว่าโครงสร้างอื่นๆ คือ 0.13 ในขณะที่โครงสร้างอื่นมีค่าประมาณใกล้ 0.00 และพบว่าพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ของอาคารโครงข้อแข็งต้านการดัดที่มีความสูงของชั้นที่ปกติ และไม่ปกติ ไม่ได้มีสมรรถนะแตกต่างกันแต่อย่างใด

Aukeman (2011)ได้ทำการศึกษาหลักเกณฑ์ออกแบบตาม ASCE 7-05 สำหรับกำลังสัมพัทธ์ในอาคารสูง 2 ระบบคือ โครงค้ำยันไร้การโก่งเดาะ (buckling restrained braced frame) และโครงข้อแข็งต้านการดัด (moment resisting frame) มีรายละเอียดคือ ใน ASCE 7-05 ได้ระบุชนิดระบบโครงสร้างไว้หลายชนิดที่สามารถนำมารวมกันเป็นโครงสร้าง 2 ระบบ โดยกำหนดให้ โครงข้อแข็งต้านทานการดัดต้องรับแรงแผ่นดินไหว 25% ของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างทั้งหมด จึงได้ทำการตรวจสอบข้อกำหนดนี้ โดยวิเคราะห์พฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารโครงสร้างดังกล่าว สูง 20ชั้น จำนวน 3 อาคาร โดยโครงข้อแข็งพิเศษรับการดัดของ 3 อาคารนี้ออกแบบด้วยแรงแผ่นดินไหวต่างกันคือ 15%, 25%, และ 40% ของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างทั้งหมด และระบบโครงค้ำยันไร้การโก่งเดาะจะทำการออกแบบโดยปรับตามค่าสติฟเนสที่สัมพันธ์กับระบบโครงข้อแข็งต้านทานการดัดข้างต้น ในส่วนวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างใช้การวิเคราะห์แบบสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear static) และแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic) หลักเกณฑ์ในการตรวจสอบพฤติกรรมโครงสร้างจะใช้ตามมาตรฐาน ASCE 41 รวมถึงการจำลองพฤติกรรมของจุดข้อหมุน (hinge)ในเสาและคาน, การจัดประเภทว่าส่วนประกอบโครงสร้างไหนที่ทำหน้าที่ต้านแรงแผ่นดินไหว (primary component) เพื่อสร้างแบบจำลองเฉพาะส่วนประกอบโครงสร้างนั้น, ค่าตัวแปลสำหรับการคำนวณการเคลื่อนที่ของชั้นบนสุดเป้าหมาย (target roof displacement)ในการวิเคราะห์แบบสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น, และการจัดระดับสมรรถนะจากค่าอัตราส่วนการยืดหด (ductility ratios) ส่วนคุณสมบัติต่างๆของโครงค้ำยันไร้การโก่งเดาะต้องอาศัยผลการทดสอบจริง แต่จะแบ่งระดับสมรรถนะตาม ASCE 41โดยการจำลองและวิเคราะห์โครงสร้าง จะใช้โปรแกรม Perform 3D

จากการศึกษาพบว่า ค่าแรงเฉือนแต่ละชั้น (story shear) ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวทั้ง 3 อาคารมีค่าใกล้เคียงกัน โดยค่าแรงเฉือนแต่ละชั้นที่เกิดขึ้นในโครงข้อแข็งต้านการดัดจะเพิ่มขึ้นตามกำลังของโครงข้อแข็งที่ออกแบบ ดังแสดงในรูปที่ 1-4



รูปที่ 1-4 กราฟค่าแรงเฉือนแต่ละชั้นของอาคาร 3 อาคารที่ออกแบบด้วยแรงแผ่นดินไหวต่างกัน

ส่วนค่า ductility ratios คำนวณจากอัตราส่วนแรงในส่วนประกอบโครงสร้างต่อกำลังที่จุดคราก สำหรับโครงข้อแข็งต้านการดัดคิดที่สภาวะขนาดหน้าตัดคานลดลงเหลือ 84% ซึ่งได้ค่า ductility ratios ของทั้ง 3 อาคารมีค่าระหว่าง 1.25 ถึง 1.75 จัดอยู่ในระดับสมรรถนะ IO ตามมาตรฐาน ASCE 41-06 โดยอาคารที่ออกแบบโครงข้อแข็งด้วยแรงแผ่นดินไหว 40% ของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างทั้งหมด มีค่า ductility ratios ต่ำที่สุด ส่วนค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (drift) และการเปลี่ยนตำแหน่ง (displacement) ของทั้ง 3 โครงสร้าง

มีค่าใกล้เคียงกัน โดยค่า drift เฉลี่ยของอาคารที่ออกแบบโครงข้อแข็งด้วยแรงแผ่นดินไหว 15%, 25%, และ40% ของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างทั้งหมดมีค่า 0.0075, 0.00826, และ 0.00787 radians ตามลำดับ ซึ่งมีค่าไม่เกิน 0.020hsx ตามมาตรฐาน ASCE 7-05 แสดงให้เห็นว่า การออกแบบโครงข้อแข็งพิเศษต้านทานการดัดที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวน้อยกว่า 25% ของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างทั้งหมดเพียงพอในการใช้ในระบบโครงสร้าง 2 ระบบ

มีงานวิจัย 3 เรื่องที่มีความคล้ายกันคือ Williams (2009) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กโครงข้อแข็งต้านการดัดพิเศษ (steel special moment frame building), Adams (2010) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กโครงค้ำยันพิเศษที่มีจุดศูนย์กลาง (steel special concentric braced frame building), และBurkholder (2012) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กโครงค้ำยันไร้การโก่งเดาะ

(buckling restrained braced frame building) งานวิจัยทั้ง 3 เรื่องจะมีการออกแบบโครงสร้างพื้นฐานของอาคารและกระบวนการวิเคราะห์ที่เหมือนกัน แตกต่างกันที่ชนิดระบบโครงสร้าง

ในการออกแบบต้านแผ่นดินไหวจะยึดตามมาตรฐาน ASCE 7-05 สำหรับอาคารสำนักงานทั่วไปในเมืองซานฟรานซิสโก รัฐแคลิฟอร์เนีย ประเทศสหรัฐอเมริกา อาคารมีจำนวน 6 ชั้น ความสูง 25.3 เมตร 5ช่วงคานในทิศเหนือใต้ 6ช่วงคานในทิศตะวันออกตะวันตก ออกแบบบนพื้นที่ประเภทดินแข็ง ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองแบบไร้เชิงเส้น และหลักเกณฑ์ในการตรวจสอบพฤติกรรมโครงสร้างจะใช้ตามมาตรฐาน ASCE 41 สำหรับโครงสร้างเหล็ก โดยค้ำยันไร้การโก่งเดาะไม่ได้มีรายละเอียดในมาตรฐานนี้ จึงยึดระดับสมรรถนะตามผลการทดสอบของบริษัท Nippon Steel Engineering (2006) การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารจะใช้วิธี กระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้น (Linear Static Procedure : LSP), กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic Procedure : LDP), กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure : NSP), และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure : NDP) โดยใช้โปรแกรม ETABS สำหรับกระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้น, กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น, และกระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น แต่จะใช้โปรแกรม PERFORM 3D สำหรับกระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้นเพื่อเปรียบเทียบผลกับโปรแกรม ETABS, และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE 41 วัตถุประสงค์ความปลอดภัยพื้นฐาน (Basic Safety Objective : BSO) ถูกนำมาใช้ในกระบวนการวิเคราะห์เพื่อประเมินระดับความเสียหายจากแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงและโอกาสในการเกิดต่างกัน 2 ระดับ พฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างจะเปรียบเทียบกับระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS) สำหรับกรณีแผ่นดินไหวขนาดใช้ออกแบบ (BSE 1) โอกาสเกิด 10% ใน 50 ปี และเปรียบเทียบกับระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) สำหรับกรณีแผ่นดินไหวรุนแรงที่เกิดไม่บ่อย (BSE 2) โอกาสเกิด 2% ใน 50 ปี

ผลการศึกษาของอาคารเหล็กโครงข้อแข็งต้านการดัดพิเศษ พบว่าระดับสมรรถนะที่แย่ที่สุดเกิดจากการวิเคราะห์แบบ LSP ซึ่งในระดับแผ่นดินไหว BSE 1 ได้ค่าโมเมนต์การดัดสูงสุดในคานประมาณ 40% และโมเมนต์การดัดสูงสุดในเสาเป็น 100% ของกำลังต้านทานในระดับสมรรถนะ LS และในระดับแผ่นดินไหว BSE 2 โมเมนต์การดัดสูงสุดในคานประมาณ 60% ของกำลังต้านทานในระดับสมรรถนะ LS แต่โมเมนต์การดัดสูงสุดในเสามีค่าเกินกำลังต้านทานในระดับสมรรถนะ CP ประมาณ 10% สำหรับการวิเคราะห์แบบ LDP ได้ผลการวิเคราะห์คล้ายกับ LSP ต่างกันที่ในระดับแผ่นดินไหว BSE 2 ค่าโมเมนต์การดัดสูงสุดในเสามีค่าไม่เกินกำลังต้านทานในระดับสมรรถนะ CP สำหรับกระบวนการไร้เชิงเส้นทั้ง 2 กระบวนการให้ผลที่คล้ายกันและมีแนวโน้มของผลการตอบสนองที่ปลอดภัยกว่ากระบวนการเชิงเส้น โดยภายใต้แผ่นดินไหว BSE 1 ค่าการหมุนของจุดข้อหมุนที่ปลาย

คานมีค่าเกินระดับสมรรถนะ IO เล็กน้อย แต่ยังจัดว่าอยู่ในระดับสมรรถนะนี้ เสาโดยส่วนใหญ่อยู่ในระดับสมรรถนะ IO แต่มีเสา 4 ต้นที่มีค่าการหมุนเกินสมรรถนะนี้ไปเล็กน้อย และภายใต้แผ่นดินไหว BSE 2 ค่าการหมุนของจุดข้อหมุนที่ปลายคานและเสามีค่าอยู่ในระดับสมรรถนะ LS มีเพียงเสา 2 ต้นที่เกินระดับสมรรถนะนี้ แต่ไม่ถึงระดับสมรรถนะ CP

ผลการศึกษาของอาคารเหล็ก special concentric braced frame พบว่าพฤติกรรมโครงสร้างอาคารโดยรวมภายใต้แผ่นดินไหว BSE 1 อยู่ในระดับสมรรถนะ LS สำหรับกระบวนการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น ส่วนกระบวนการ NDP โครงสร้างจะเกินระดับ LS อยู่ในระดับสมรรถนะช่วงจำกัดความปลอดภัย (limited safety range) และกระบวนการ NSP โครงสร้างจะอยู่ในระดับสมรรถนะ CP และโครงสร้างอาคารโดยรวมภายใต้แผ่นดินไหว BSE 2 สำหรับกระบวนการเชิงเส้นจะอยู่ในระดับสมรรถนะช่วง Limited Safety ในขณะที่กระบวนการไร้เชิงเส้นโครงสร้างจะอยู่ในระดับสมรรถนะ CP

ผลจากการศึกษาของอาคารเหล็ก buckling restrained braced frame พบว่าการวิเคราะห์ด้วยกระบวนการ LSP มีความอนุรักษ์มากที่สุด โดยได้พฤติกรรมของค้ำยันเป็น 65% ของพฤติกรรมที่สามารถรับได้ในระดับสมรรถนะ LS สำหรับแผ่นดินไหวขนาด BSE 1 และ 100% ในระดับสมรรถนะ CP สำหรับแผ่นดินไหว BSE 2 สรุปแล้วอาคารทั้งหมดอยู่ในระดับสมรรถนะ LS สำหรับแผ่นดินไหวขนาด BSE 1 และระดับสมรรถนะ CP สำหรับแผ่นดินไหว BSE 2 สำหรับกระบวนการ LDP พฤติกรรมของค้ำยันลดลงโดยเฉลี่ย 8% ทั้ง 2 ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวเมื่อเทียบกับกระบวนการ LSP อาคารทั้งหมดมีระดับสมรรถนะเหมือนผลที่ได้ในกระบวนการ LSP สำหรับกระบวนการ NSP พฤติกรรมของค้ำยันใน 4 ชั้นล่างอยู่ในระดับสมรรถนะ LS และ 2 ชั้นบนอยู่ในระดับ IO สำหรับแผ่นดินไหวขนาด BSE 1 และสำหรับแผ่นดินไหว BSE 2 ค้ำยันทั้งหมดอยู่ในระดับ LS อาคารทั้งหมดมีระดับสมรรถนะ LS ทั้ง 2 ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว ผลจากทั้ง 2 โปรแกรมมีความสอดคล้องกัน และสุดท้ายกระบวนการ NDP พฤติกรรมการเสียรูปของค้ำยันจะลดลงทั้ง 2 ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว ทำให้อาคารทั้งหมดมีระดับสมรรถนะ IO สำหรับแผ่นดินไหวขนาด BSE 1 และระดับสมรรถนะ LS สำหรับแผ่นดินไหว BSE 2

Hagen (2012) ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กพิเศษที่ออกแบบตามมาตรฐาน ASCE 7-05 ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีกระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้น (linear static procedure), กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น (linear dynamic procedure), กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear static procedure), และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure) ตามมาตรฐาน ASCE 41-06)โดยใช้โปรแกรม ETABS สำหรับกระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้น,

กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น, และกระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น และใช้โปรแกรม PERFORM 3D สำหรับกระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้นเพื่อเปรียบเทียบผลกับโปรแกรมแรก, และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น

อาคารตัวอย่างเป็นอาคารสำนักงานในเมืองซานฟรานซิสโก รัฐแคลิฟอร์เนีย ประเทศสหรัฐอเมริกา ระบบโครงสร้างประกอบด้วย พื้นไร้คานที่พิจารณาการดัดใน 2 แกน (two-way flat plate), เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก, และกำแพงรับแรงเฉือนชะลูด มีความสูง 6 ชั้น ชั้นล่างสุดสูง 6.25 เมตร ชั้นบนแต่ละชั้นสูง 3.81 เมตร มี 5 ช่วงคานในทิศเหนือใต้ 6 ช่วงคานในทิศตะวันออกตะวันตก แต่ละช่วงคานยาว 9.144 เมตรออกแบบบนพื้นที่ประเภทดินแข็ง มาตรฐาน ASCE 41 ถูกใช้เป็นแนวทางในการสร้างแบบจำลองไร้เชิงเส้นของโครงสร้าง, เป็นหลักเกณฑ์ในการตรวจสอบพฤติกรรมโครงสร้างแต่ละระดับสมรรถนะ, และใช้วัตถุประสงค์ความปลอดภัยพื้นฐาน (Basic Safety Objective : BSO) เพื่อประเมินระดับความเสียหายจากแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงและโอกาสในการเกิดต่างกัน 2 ระดับคือ พฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างจะเปรียบเทียบกับระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS) สำหรับกรณีแผ่นดินไหวขนาดใช้ออกแบบ (BSE 1) โอกาสเกิด 10%/50 ปี และเปรียบเทียบกับระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) สำหรับกรณีแผ่นดินไหวรุนแรงที่เกิดไม่บ่อย (BSE 2) โอกาสเกิด 2%/50 ปี

ผลการศึกษาพบว่า พฤติกรรมของโครงสร้างจากกระบวนการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นสอดคล้องกับวัตถุประสงค์ความปลอดภัยพื้นฐานทั้งระดับสมรรถนะ LS สำหรับกรณีแผ่นดินไหว BSE 1 และระดับสมรรถนะ CP สำหรับกรณีแผ่นดินไหว BSE 2 แต่จากกระบวนการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นจะได้พฤติกรรมโครงสร้างที่สมรรถนะดีกว่า โดยกระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้นมีความอนุรักษ์มากที่สุด และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นได้พฤติกรรมโครงสร้างระดับสมรรถนะดีที่สุด

จากงานวิจัยที่ผ่านมาจะเห็นได้ว่ามีการนำมาตรฐาน ASCE 41-06 ไปใช้ในการตรวจสอบพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างอย่างแพร่หลาย โดยสามารถตรวจสอบโครงสร้างอาคารได้หลากหลายระบบทั้งอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอาคารโครงสร้างเหล็ก และพบว่านักวิจัยส่วนใหญ่เลือกใช้การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยกระบวนการ nonlinear dynamic เนื่องจากให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องใกล้เคียงพฤติกรรมของโครงสร้างจริงมากที่สุด สำหรับการศึกษาในครั้งนี้ ซึ่งจะพิจารณาอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานครก็จะนำมาตรฐาน ASCE 41-13 มาประยุกต์ใช้ โดยใช้การวิเคราะห์ประเมินโครงสร้างวิธีพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure) ด้วยการสร้างแบบจำลองโครงสร้างในโปรแกรม Perform 3D

1.2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

การจำลองคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างนั้นอาจแบ่งประเภทคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาใช้ได้ 3 ประเภท ดังนี้

1) การใช้คลื่นแผ่นดินไหวจริงที่มีการบันทึกข้อมูลไว้ (Real Records)

จะแยกเป็น คลื่นแผ่นดินไหวที่ไม่ได้ปรับขนาด (unscaled real records) และปรับขนาด (scaled real records) ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจะได้จากฐานข้อมูลต่างๆ โดยระบุคุณสมบัติคลื่นตามขนาดความรุนแรง, ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวและพื้นที่ๆพิจารณา, และลักษณะของรอยเลื่อน เป็นต้น โดยอาจเลือกข้อมูลคลื่นที่ทำการปรับขนาดสเปกตรัมให้เข้ากับสเปกตรัมเป้าหมายแล้วตามหลักเกณฑ์ที่ฐานข้อมูลใช้ ซึ่งผลจากการปรับขนาดจะปรับเฉพาะแอมพลิจูดของคลื่นเท่านั้น หรือเลือกข้อมูลที่ยังไม่มีการปรับขนาดเพื่อนำมาปรับเองตามมาตรฐานที่เลือกใช้ก็ได้

2) การใช้คลื่นที่ปรับจากคลื่นแผ่นดินไหวจริง (Adjusted Real Records)

เป็นคลื่นที่ได้จากการปรับลดความไม่สอดคล้องกันของการปรับขนาดสเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวกับสเปกตรัมเป้าหมาย ยกตัวอย่างโปรแกรมที่ใช้ในการปรับเช่น RSP Match 2005 (Abrahamson, 1992; Hancock และคณะ, 2006) โดยโปรแกรมจะใช้กระบวนการนี้ในช่วงคาบการสั่นที่สนใจ สำหรับสเปกตรัมที่มีเปอร์เซ็นต์ความหน่วง 5% เพื่อให้ได้ข้อมูลคลื่นที่ใกล้เคียงกับสเปกตรัมเป้าหมายมากขึ้น

3) การใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ประดิษฐ์ขึ้น (Artificial Records)

การประดิษฐ์คลื่นความเร่งแผ่นดินไหวจะนำคลื่นจากแหล่งกำเนิดต่างๆ เช่น คลื่นโทรทัศน์ คลื่นวิทยุ เป็นต้น มาปรับโดยอาศัยทฤษฎีการสั่นแบบสุ่ม และการปรับความสอดคล้องของสเปกตรัมจะใช้วิธีการปรับแบบซ้ำๆของสเปกตรัมแบบ Fourier (Pinto และคณะ, 2004)

สำหรับประเทศไทยในหลายปีที่ผ่านมาเริ่มมีการตระหนักถึงอันตรายจากแผ่นดินไหวมากขึ้น Pailoplee (2009) ได้ทำการศึกษาการประเมินอันตรายแผ่นดินไหวในประเทศไทยโดยวิธีความน่าจะเป็นและวิธีกำหนดค่า ได้ทำการรวบรวมข้อมูลสำคัญของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในประเทศ ซึ่งมีทั้งหมด 55 กลุ่มรอยเลื่อนมีพลัง เมื่อทำการวิเคราะห์ความอันตรายจากแผ่นดินไหวด้วยวิธีกำหนดค่า (Deterministic Seismic Hazard Analysis : DSHA) ของพื้นที่กรุงเทพมหานครโดยพิจารณาจาก 55 กลุ่มรอยเลื่อนมีพลัง พบว่า แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นและมีจุดศูนย์กลางบริเวณรอยเลื่อนองครักษ์และรอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ ส่งผลกระทบต่อกรุงเทพมหานครมากที่สุด โดยมีค่าความเร่งสูงสุดในดิน

(Peak Ground Acceleration : PGA) คือ 0.087g และ 0.12g ตามลำดับ โดย รอยเลื่อนองครักษ์ มีลักษณะรอยเลื่อนแบบ Strike-Slip และแบบ Normal มีความยาวของรอยเลื่อนบนผิวดิน 47 กิโลเมตร มีขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดเท่ากับ 7.0 และมีระยะทางที่ใกล้กรุงเทพมหานครที่สุด 58 กิโลเมตร ส่วนรอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ มีลักษณะรอยเลื่อนแบบ Strike-Slip มีความยาวของรอยเลื่อนบนผิวดิน 141 กิโลเมตร มีขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดเท่ากับ 7.6 และมีระยะทางที่ใกล้กรุงเทพมหานครที่สุด 81 กิโลเมตร ดังนั้นระดับความอันตรายของแผ่นดินไหวจากวิธีกำหนดค่าของกรุงเทพมหานครมีค่า 0.12g ทั้งนี้การมีอยู่จริงของรอยเลื่อนองค์รักษ์เป็นข้อมูลในเชิงวิชาการซึ่งยังไม่ได้รับการยอมรับในวงกว้าง

Palasri และ Ruangrassamee (2010) ได้เสนอแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีการบันทึกในพื้นที่พิกัด 0 ถึง 30 องศาเหนือ และ 88 ถึง 110 องศาตะวันออก ในช่วงปี ค.ศ. 1912 ถึง 2006 โดยกรมอุตุนิยมวิทยา และข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวในช่วงปี ค.ศ. 1954 ถึง 2006 จาก US Geological Survey (USGS) มาใช้ในการวิเคราะห์ ได้เลือกใช้สมการการลดทอนสำหรับเปลือกโลกที่ยังมีการเคลื่อนที่ของ Sadigh และคณะ และสมการของ Idriss และคณะ ซึ่งมีความสอดคล้องกับค่าความเร่งที่วัดค่าจริงมากที่สุดมาใช้ในการคาดการณ์ค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดของประเทศไทย ในท้ายที่สุดจึงได้พัฒนาแผนที่ความเร่งในแนวราบสูงสุดที่พิจารณาบนชั้นหินที่มีความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 10% และ 2% ในช่วงเวลา 50 ปีขึ้นมา โดยสำหรับค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดที่ความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 10% ในช่วงเวลา 50 ปี มีค่าเท่ากับ 0.25g ในแถบภาคเหนือของประเทศไทย และ 0.02g ในพื้นที่กรุงเทพฯ และสำหรับค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดที่ความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี มีค่าเท่ากับ 0.4g ในแถบภาคเหนือของประเทศไทย และ 0.04g ในพื้นที่กรุงเทพฯ สรุปได้ว่าค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดที่ความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี มีค่าเป็น 1.6 ถึง 2.0 เท่า ของค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดที่ความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 10% ในช่วงเวลา 50 ปี

Ornthammarath, Warnitchai และคณะ (2010) ได้เสนอแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทยโดยใช้กระบวนการวิเคราะห์เดียวกับที่ใช้พัฒนาแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวล่าสุดของสหรัฐอเมริกา คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้วิเคราะห์เป็นคลื่นแผ่นดินไหวจากการศึกษาในพื้นที่พิกัด 0 ถึง 30 องศาเหนือ และ 88 ถึง 110 องศาตะวันออก โดยเป็นข้อมูลที่มีการบันทึกอยู่ในช่วงปี ค.ศ. 1912 ถึง 2007 จากกรมอุตุนิยมวิทยา และจาก US Geological Survey (USGS) สำหรับแผ่นดินไหวในพื้นที่รอยเลื่อนของแผ่นเปลือกโลก (crustal fault) จะใช้สมการการลดทอน 3 สมการ ของ Next Generation Attenuation (NGA) และสำหรับแผ่นดินไหวบริเวณแหล่งกำเนิดที่เกิดจากการมุดตัว

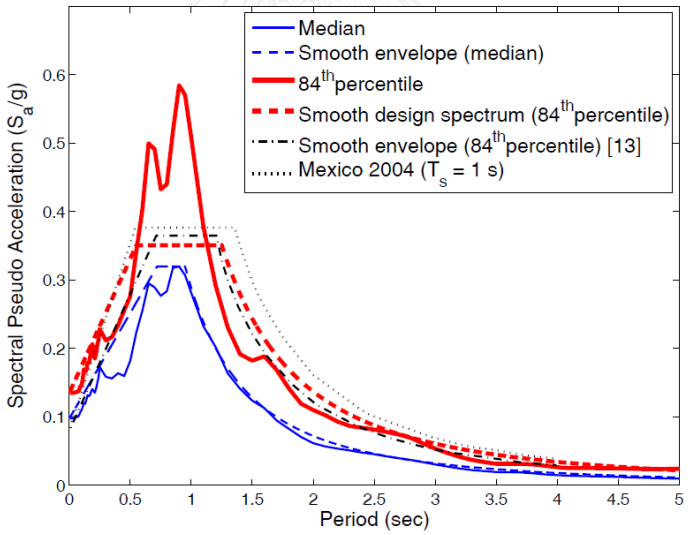
ของแผ่นเปลือกโลก (subduction zones) จะใช้สมการการลดทอนจากผลงานวิจัยของ Youngs และคณะ, Atkinson และ Boore, และสมการของ Zhao และคณะ ในการคาดการณ์ค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดของประเทศไทย ในการวิเคราะห์ความน่าจะเป็นของความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหว จะใช้ซอฟแวร์ของ USGS แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทยที่ได้จากการวิเคราะห์ จะแสดงค่าความเร่งสูงสุดของคลื่นในแนวราบที่ทำการหาค่าเฉลี่ยทางเรขาคณิต (geometric mean) ของส่วนประกอบในแนวราบแล้ว และแสดงค่าความเร่งสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2, 1.0, และ 2.0 วินาที ที่ค่าอัตราส่วนการหน่วงวิกฤต (critical damping ratio) 5% โดยทั้งค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดของคลื่น และค่าความเร่งสเปกตรัมที่คาบการสั่นต่างๆ จะคิดที่ค่าความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่าค่าความเร่งนั้นๆ เท่ากับ 10% และ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี พิจารณาเฉพาะบนชั้นหินและชั้นดินแข็ง ผลที่ได้คือ คลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทยมีค่าความเร่งสูงสุดของคลื่นในแนวราบจากทุกพื้นที่อยู่ในช่วง0.8%g - 28%g ที่ค่าความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 10% ในช่วงเวลา 50 ปี และมีค่าอยู่ในช่วง 1.3%g - 65%g ที่ค่าความน่าจะเป็นของการเกิด 2% ใน 50 ปี โดยสำหรับพื้นที่กรุงเทพฯ คลื่นแผ่นดินไหวที่มีความน่าจะเป็นของการเกิด 2% ใน 50 ปี มีค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบ และค่าความเร่งสเปกตรัมที่คาบต่างๆ ประมาณ 2 เท่า ของค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบ และค่าความเร่งสเปกตรัมที่ความน่าจะเป็นในการเกิด 10% ใน 50 ปี แต่สำหรับพื้นที่ภาคเหนือ และภาคตะวันตก จะมีค่าประมาณ 2.0 ถึง 3.5 เท่า

Lukkunaprasit และคณะ (2011) ได้นำเสนอแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเชิงความน่าจะเป็นล่าสุดที่ใช้ข้อมูลใหม่ทางธรณีวิทยา ซึ่งพบว่าค่าความเร่งที่ชั้นหิน (หรือชั้นคล้ายหิน) ที่มีความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 10% ในช่วงเวลา 50 ปี สำหรับกรุงเทพมหานครมีค่าระหว่าง 0.015g ถึง 0.033g เมื่อผนวกกับการประยุกต์ใช้การวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดินอ่อนโดยโปรแกรม ProShake และใช้คลื่นแผ่นดินไหว 3 คลื่น ที่บันทึกได้ที่สถานีวัดที่จังหวัดเชียงใหม่ร่วมกับ 3 คลื่นจากแคลิฟอร์เนีย จำลองการขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวที่กรุงเทพมหานคร ทำให้ได้ค่าความเร่งในแนวราบของคลื่นที่ผิวดินอ่อนมีค่าประมาณ 0.097g คลื่นที่ผิวดินเหล่านี้ถูกนำไปคำนวณเป็นสเปกตรัมผลตอบสนองของ ระบบยืดหยุ่นเชิงเส้นที่มีระดับขั้นความเสรีเดียว กราฟมีค่าสูงสุดที่คาบธรรมชาติประมาณ 0.5 ถึง 1 วินาที คล้ายกันทั้ง 6 คลื่น แสดงว่าชั้นดินของกรุงเทพฯ มีลักษณะเฉพาะที่ขยายคลื่นในช่วงคาบธรรมชาตินี้ สเปกตรัมจากคลื่นทั้ง 6 คลื่น ถูกนำไปคำนวณค่ามัธยฐาน (median) ซึ่งเป็นค่ากลางตัวแทนของข้อมูลทั้งหมด และค่าที่ 84 เปอร์เซ็นต์ไทล์ คำนวณได้จากเอ็กโพเนนเชี่ยลของค่าเฉลี่ยบวกค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่าลอการิทึมของข้อมูล เนื่องจากค่าที่ยอดแหลมของเส้น 84 เปอร์เซ็นต์ไทล์มีค่าสูงมากเกินไป ไม่เหมาะสมที่จะนำไปใช้ในการออกแบบจึงไม่คำนึงถึงยอดแหลมที่เกิดขึ้นในช่วงคาบธรรมชาติที่แคบนั้น แล้วลดค่าความเร่งในช่วง

คาบที่มีความเร่งคงที่ลง ซึ่งจากมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหวของที่กรุงเม็กซิโกซึ่งมีลักษณะดินคล้ายกับกรุงเทพฯ ก็มีการใช้สเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่ต่ำกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริงโดยสเปกตรัมสำหรับการออกแบบต่ำกว่ายอดแหลมประมาณ 40% ดังนั้น การศึกษานี้จึงเสนอให้ใช้ค่าในช่วงคาบที่มีความเร่งคงที่เท่ากับ 60% ของยอดแหลม (0.584g) เท่ากับ 0.35g ในท้ายสุด ได้เสนอสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบโครงสร้างในกรุงเทพมหานคร โดยใช้สมการของสเปกตรัมสำหรับออกแบบโครงสร้าง คือ

$$S_a = \begin{cases} 0.13g + 0.22g\dfrac{T}{T_b} & ;\ T < T_b = 0.55\ s \\ 0.35g & ;\ T_b \le T \le T_d \\ 0.35g\left(T_d / T\right)^2 & ;\ T > T_d = 1.25\ s \end{cases} \qquad (1.2.1)$$

รูปที่ 1-5 แสดงกราฟสเปกตรัมผลตอบสนองทั้งหมดที่กล่าวมาข้างต้น รวมถึงสเปกตรัมสำหรับออกแบบโครงสร้างในกรุงเทพมหานครที่งานวิจัยนี้ได้นำเสนอโดยสร้างจากสมการที่ 1.2.1



รูปที่ 1-5 กราฟสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับออกแบบโครงสร้างในกรุงเทพมหานคร

จากงานวิจัยที่ผ่านมา และมาตรฐานการออกแบบ มยผ. 1302 เราสามารถทราบค่าความเร่งสูงสุดของผิวดินของแผ่นดินไหวที่มีผลต่อกรุงเทพมหานคร อีกทั้งยังสามารถสร้างกราฟความเร่งสเปกตรัมสำหรับการออกแบบโครงสร้างในกรุงเทพมหานครได้ แต่ยังไม่ทราบข้อมูลที่เป็นคลื่นความเร่งต่อเวลา ประกอบกับในปัจจุบัน กรุงเทพมหานครยังไม่มีข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจริงที่ดี จึงไม่สามารถนำข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวไปใช้วิเคราะห์โครงสร้างได้

การจำลองคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นประวัติเวลา (nonlinear dynamic time-history analysis) ตามมาตรฐาน ASCE 41-06 และ ASCE 7-05

ได้มีการกำหนดหลักเกณฑ์ไว้ตรงกันว่า ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ คลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์แต่ละชุดจะต้องประกอบด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินในแนวราบ 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน ซึ่งบันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเดียวกันที่สถานีเดียวกัน โดยจะต้องเลือกคลื่นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีกลไกของแหล่งกำเนิด, ระยะห่างจากจุดกำเนิด, และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว สอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ สำหรับแต่ละชุดข้อมูลคลื่นซึ่งประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินในแนวราบ 2 ทิศทาง ให้คำนวณสเปกตรัม SRSS ซึ่งเป็นค่ารากที่สองของผลรวมของค่ายกกำลังสอง (square root of sum of squares) ของสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับ 2 ทิศทางนั้น สำหรับอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5% ความเร่งของพื้นดินทั้ง 2 ทิศทางในแต่ละชุดต้องถูกคูณปรับค่าด้วยค่าคงที่เดียวกัน โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS มีค่าไม่น้อยกว่า 1.3 เท่าของสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T โดยที่ T คือ คาบพื้นฐาน หรือ คาบในโหมดที่ 1 ของอาคาร สำหรับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ คลื่นจะมีความเร่งของพื้นดินในแนวราบทิศทางเดียว ระบุในมาตรฐาน ASCE 7-05 ซึ่งมีหลักเกณฑ์ทุกอย่างเหมือนการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ แตกต่างที่ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมกำหนดให้มีค่าไม่น้อยกว่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T เท่านั้น ในการวิเคราะห์โครงสร้างวิธีพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวน้อยกว่า 7 คลื่น ค่าการตอบสนองสูงสุดของตัวแปรที่พิจารณาของการวิเคราะห์จากทุกคลื่นจะถูกนำมาใช้ในการออกแบบ แต่ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวมากกว่าหรือเท่ากับ 7 คลื่น ค่าการตอบสนองเฉลี่ยของตัวแปรที่พิจารณาของการวิเคราะห์จากทุกคลื่นจะถูกนำมาใช้ในการออกแบบ

จะเห็นได้ว่าจากมาตรฐานทั้งสองในกรณีที่ไม่มีบันทึกเหตุการณ์คลื่นแผ่นดินไหวจริงจำเป็นต้องสังเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ประเมินโครงสร้างจากเหตุการณ์จริงในบริเวณอื่นที่มีลักษณะและคุณสมบัติที่ใกล้เคียงกับบริเวณที่พิจารณานั้นคือต้องใช้คลื่นแผ่นดินไหวจริงที่มีการบันทึกข้อมูลไว้ และการใช้คลื่นที่ปรับจากคลื่นแผ่นดินไหวจริง

จากการศึกษาค้นคว้างานวิจัยที่ผ่านมาพบว่ามีการใช้มาตรฐาน ASCE 41-06 และ ASCE 7-05 เป็นหลักเกณฑ์สำหรับการเลือกและปรับขนาดความเร่งประวัติเวลาในการวิเคราะห์โครงสร้างต้านแผ่นดินไหวอย่างแพร่หลายโดยมีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องเช่น

Sumer (2009) ได้ทำการเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งของพื้นดินในแนวราบทิศทางเดียว ตามมาตรฐาน ASCE 7-05 เพื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นประวัติเวลา เพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารเหล็กโครงข้อแข็งต้านการดัด 24 ชั้น ที่ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีเดียวกันจากคลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับขนาดคลื่นด้วยวิธี modal-pushover-base สเปกตรัมเป้าหมายในพื้นที่ๆพิจารณาคำนวณตามมาตรฐาน ASCE 7-05 บนพื้นดินประเภท D

แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบสเปกตรัมเป้าหมายมีโอกาสเกิด 2%ใน 50ปี เปอร์เซ็นต์การหน่วง 5% ทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่น มาทำการปรับขนาดให้เข้ากับสเปกตรัมเป้าหมาย โดยค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมของคลื่นทั้ง 7 คลื่นต้องมีค่าไม่น้อยกว่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T ซึ่ง T คือ คาบในโหมดที่ 1 ของอาคารเท่ากับ 4.63 วินาที

บริษัท Buehler & Buehler Structural Engineers (2009) ได้ทำการประเมินพฤติกรรมต้านแผ่นดินไหวของอาคาร Board of Equalization ที่แคลิฟอร์เนีย เป็นอาคาร 24 ชั้น โดยในกระบวนการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure) ตามมาตรฐาน ASCE 41-06 ได้ทำการเลือกและปรับขนาดคลื่นความเร่งแผ่นดินไหวจริง 7 ชุดคลื่น โดยแต่ละข้อมูลคลื่นประกอบด้วยคลื่นความเร่งส่วนประกอบในแนวราบที่ตั้งฉากกัน 2 คลื่น ให้สอดคล้องกับสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวขนาด BSE-R โอกาสเกิด 20% ใน 50 ปี และแผ่นดินไหวรุนแรง BSE-C โอกาสเกิด 5% ใน 50 ปี โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าของสเปกตรัมเฉลี่ยของสเปกตรัมจาก 7 คลื่น มีค่าไม่น้อยกว่า 1.3 เท่าของสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว BSE-R และ BSE-C ที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T โดยที่ T คือ คาบพื้นฐาน หรือ คาบในโหมดที่ 1 ของอาคาร

มีงานวิจัย 4 เรื่องที่มีความคล้ายกันคือ Williams (2009) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กโครงข้อแข็งต้านการดัดพิเศษ (steel special moment frame building), Adams (2010) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กโครงค้ำยันพิเศษที่มีจุดศูนย์กลาง (steel special concentric braced frame building), Burkholder (2012) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กโครงค้ำยันไร้การโก่งเดาะ (buckling restrained braced frame building), และHagen (2012) ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กพิเศษ (special reinforced concrete shear wall building) งานวิจัยทั้ง 4 เรื่องจะมีการออกแบบโครงสร้างพื้นฐานของอาคารและกระบวนการวิเคราะห์ 4 กระบวนการที่เหมือนกัน แตกต่างกันที่ชนิดระบบโครงสร้าง ในกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure) ได้ทำการเลือกคลื่นความเร่งแผ่นดินไหวมา 7 คลื่น ที่เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่คาดการณ์ว่ามักจะเกิดในเขตย่านการเงินของเมืองซานฟรานซิสโก และทำการปรับขนาดให้เข้ากับสเปกตรัมการออกแบบที่คำนวณตามมาตรฐาน ASCE 41-06 ของพื้นที่ๆพิจารณา เนื่องจากเป็นสเปกตรัมจากคลื่นที่คาดการณ์ว่ามักเกิดในพื้นที่นี้ สเปกตรัมของทั้ง 7 คลื่น จึงมีความใกล้เคียงกัน ดังนั้นจึงทำการปรับค่าความเร่งสเปกตรัมให้เท่ากันที่คาบ 1.9 วินาทีเท่านั้นทั้งแผ่นดินไหวขนาดใช้ออกแบบ (BSE 1) และแผ่นดินไหวรุนแรงที่เกิดไม่บ่อย (BSE 2) ตามมาตรฐาน ASCE 41-06

Welt (2010) ได้ทำการตรวจสอบพฤติกรรมอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ระบบคือ ระบบโครงข้อแข็งต้านการดัดพิเศษ (special moment resisting frames) และระบบกำแพงรับแรงเฉือนพิเศษ (special shear walls) ที่ออกแบบด้วยมาตรฐาน ASCE 7-05 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยในกระบวนการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure) ตามมาตรฐาน ASCE 41-06 ได้ทำการเลือกและปรับขนาดคลื่นความเร่งแผ่นดินไหวจริง 44 คลื่น กับสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายแต่ละระดับสมรรถนะของโครงสร้าง คือ เข้าพักอาศัยได้ทันที (Immediate Occupancy : IO), ปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS), และป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) ค่าตัวคูณปรับขนาดคำนวณได้จากการปรับสเปกตรัมเฉลี่ยค่ารากที่สองของผลรวมค่ายกกำลังสอง (square root of sum of squares) ของข้อมูลคลื่นทั้งหมดให้เท่ากับสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายที่ความเร่งที่คาบการสั่น 1 วินาที

Aukeman (2011) ได้ทำการตรวจสอบข้อกำหนดในการออกแบบโครงสร้าง 2 ระบบตามมาตรฐาน ASCE 7-05 ในเรื่องกำลังสัมพัทธ์ในอาคารสูงโครงยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ 2 ระบบ โดยตามมาตรฐานกำหนดให้โครงข้อแข็งต้านทานการดัดต้องรับแรงแผ่นดินไหว 25% ของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างทั้งหมด การศึกษานี้จึงได้วิเคราะห์พฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารโครงยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ 2 ระบบ 20ชั้น จำนวน 3 อาคาร โดยโครงข้อแข็งพิเศษรับการดัดของ 3 อาคารนี้ ออกแบบด้วยแรงแผ่นดินไหวต่างกันคือ 15%, 25%, และ 40% ของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างทั้งหมด ในกระบวนการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นได้ทำการเลือกคลื่นความเร่งแผ่นดินไหวจริงที่มีความเร่งของพื้นดินในแนวราบ 2 ทิศทาง 7 คู่ มาปรับขนาดกับสเปกตรัมเป้าหมายตาม United States Geological Survey (USGS) บนพื้นที่ดินแข็ง(site class c)ในเขตย่านการเงินของเมืองลอสแองเจลิส โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าของสเปกตรัมเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS จาก 7 คลื่น มีค่าไม่น้อยกว่า 1.3 เท่าของสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T โดยที่ T คือ คาบพื้นฐาน หรือ คาบในโหมดที่ 1 ของอาคาร

Johnson (2012) ทำการศึกษาวิเคราะห์พฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสสีฟที่ตำแหน่งบนสุดของอาคาร โดยในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นได้ยึดตามมาตรฐาน ASCE 41-06 ใช้วัตถุประสงค์ความปลอดภัยพื้นฐาน (Basic Safety Objective : BSO) เพื่อประเมินระดับความเสียหายจากแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงและโอกาสในการเกิดต่างกัน 2 ระดับคือ พฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างจะเปรียบเทียบกับระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS) สำหรับกรณีแผ่นดินไหวขนาดใช้ออกแบบ (BSE 1) โอกาสเกิด 10%/50 ปี และเปรียบเทียบกับระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) สำหรับกรณีแผ่นดินไหวรุนแรงที่เกิดไม่บ่อย

(BSE 2) โอกาสเกิด 2%/50 ปี คลื่นแผ่นดินไหวจะแยกของแต่ละพื้นที่ตามลักษณะของดิน 3 แบบ คือ พื้นที่ดินแข็ง, ดินแข็งปานกลาง, และดินอ่อน โดยแต่ละพื้นที่จะเลือกคลื่นความเร่งประวัติเวลา 7 คลื่นจากฐานข้อมูลของ SAC เพื่อมาปรับขนาดสเปกตรัมเทียบกับสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใช้ออกแบบ (BSE 1) และแผ่นดินไหวรุนแรง (BSE 2) โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าของสเปกตรัมเฉลี่ยของสเปกตรัมจาก 7 คลื่น มีค่าไม่น้อยกว่า 1.3 เท่าของสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว BSE 1 และ BSE 2ที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T โดยที่ T คือ คาบพื้นฐาน หรือ คาบในโหมดที่ 1 ของอาคาร

สำหรับฐานข้อมูลที่ใช้ในการเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวจะเลือกใช้ 2 ฐานข้อมูล คือ PEER Ground Motion Database Web Application และ REXEL ตัวอย่างงานวิจัยที่ใช้ฐานข้อมูล PEER-NGA หาข้อมูลและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวความเร่งประวัติเวลา เพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างเช่น

Sumer (2009) ได้ทำการเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นประวัติเวลา โดยทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหว 12 คลื่นจากฐานข้อมูลแผ่นดินไหวรุนแรงของ PEER โดยเลือกประเภทรอยเลื่อนแบบ Strike-Slip, ขนาดแผ่นดินไหว M>6.0, และระยะห่างจากรอยเลื่อนที่น้อยกว่า 50 กิโลเมตร

Liao (2010) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโครงข้อแข็งต้านการดัดพิเศษที่ทำการออกแบบใหม่ด้วยวิธี performance-based plastic design โดยได้เลือกอาคาร 4, 8, 12, และ20 ชั้น มาทำการออกแบบและวิเคราะห์ ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น ได้ทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวโดยใช้ฐานข้อมูล PEER-NGA เลือกคลื่นแผ่นดินไหว 22 ชุด แต่ละชุดประกอบด้วยคลื่นแผ่นดินไหวองค์ประกอบในแนวราบ 2 แกน และทำการปรับขนาดให้สอดคล้องกับสเปกตรัมเป้าหมายของแผ่นดินไหวที่ความรุนแรงระดับใช้ในการออกแบบ (DE หรือ 2/3MCE) โอกาสเกิด 10%/50 ปี และแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (MCE) โอกาสเกิด 2%/50 ปี ตามมาตรฐาน ASCE 7-05

ศูนย์วิจัย Pacific Earthquake Engineering Research Center : PEER (2011) ได้ทำรายงานวิจัยกรณีศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารสูงที่ตั้งอยู่ในรัฐแคลิฟอร์เนีย 3 อาคารคือ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบกำแพงรับแรงเฉือน, อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ระบบ คือ ระบบโครงข้อแข็งพิเศษต้านการดัด และกำแพงรับแรงเฉือน, และอาคารเหล็กโครงยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ โดยในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น ได้ทำการเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับสเปกตรัมเป้าหมายของแผ่นดินไหวระดับความรุนแรง

5 ระดับที่ใช้เป็นเกณฑ์ในการประเมินโดยใช้ฐานข้อมูล Next Generation Attenuation (NGA) ซึ่งเป็นพื้นฐานของฐานข้อมูล PEER-NGA แต่ละระดับความรุนแรงจะเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 15 ชุด แต่ละชุดประกอบด้วยคลื่นแผ่นดินไหวองค์ประกอบในแนวราบ 2 แกน ในการปรับขนาดจะปรับเฉพาะความเร่งของคลื่น ค่าตัวคูณปรับขนาด (scale factor) หาได้จากการเปรียบเทียบค่าความเร่งสเปกตรัมที่แตกต่างกันของสเปกตรัมเป้าหมายและสเปกตรัมเฉลี่ยทางเรขาคณิต (geometric mean spectrum) ของคลื่นในแนวราบ 2 แกนในแต่ละชุดข้อมูล กำหนดให้ค่าตัวคูณปรับขนาดสูงสุดเท่ากับ 5 และปรับขนาดสเปกตรัมในช่วงคาบ 0.5-10.0 วินาที คลื่น 15 ชุดที่เลือกมาใช้คือ คลื่นที่มีค่าความแตกต่างของสเปกตรัมคลื่นกับสเปกตรัมเป้าหมายน้อยที่สุด

Johnson (2012) ทำการศึกษาวิเคราะห์พฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสสีฟที่ตำแหน่งบนสุดของอาคาร โดยในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นได้ใช้ฐานข้อมูล PEER-NGA เลือกคลื่นความเร่งประวัติเวลา 7 คลื่น เฉพาะจากพื้นที่ลักษณะดินแข็งปานกลาง มาปรับขนาดสเปกตรัมเทียบกับสเปกตรัมเป้าหมายของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใช้ออกแบบ (BSE 1) โอกาสเกิด 10%/50 ปี และอีก 7 คลื่นสำหรับสเปกตรัมเป้าหมายคลื่นแผ่นดินไหวรุนแรง (BSE 2)โอกาสเกิด 2%/50 ปี ตามมาตรฐาน ASCE 41-06 เพื่อนำไปวิเคราะห์โครงสร้างเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่วิเคราะห์ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจากฐานข้อมูลของ SAC

Sustersic, Fragiacomo, และ Dujic (2012) ได้ทำการตรวจสอบผลกระทบจากชนิดข้อต่อที่ต่างกันที่ส่งผลต่อพฤติกรรมภายใต้แผ่นดินไหวของอาคารโครงสร้างไม้แบบ Cross Laminated ในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (nonlinear dynamic time-history analysis) ได้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากฐานข้อมูลในซอฟท์แวร์ REXEL โดยเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ South Iceland ขนาด 6.5 มีค่าความเร่งสูงสุดในดิน(Peak Ground Acceleration : PGA) คือ 0.129g และอยู่ห่างจากพื้นที่เหนือศูนย์กลางแผ่นดินไหว 13 กิโลเมตร มาปรับขนาดสเปกตรัมการตอบสนองให้เข้ากับกับสเปกตรัมออกแบบตามมาตรฐาน Eurocode 8 ซึ่งใช้ตัวคูณปรับขนาดคลื่นทิศทางในแนวราบมีค่า 1.9

จากงานวิจัยที่ผ่านมาจะเห็นได้ว่ามีการนำมาตรฐาน ASCE 41-06 และ ASCE 7-05 ไปใช้ในการเลือกและปรับขนาดคลื่นความเร่งประวัติเวลาในการวิเคราะห์โครงสร้างต้านแผ่นดินไหวอย่างแพร่หลาย โดยในมาตรฐานไม่ได้มีการกำหนดประเภทคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาใช้ ผู้ใช้สามารถเลือกใช้ได้ตามความต้องการ ซึ่งส่วนมากนักวิจัยจะเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวจริงที่มีการบันทึกข้อมูลไว้ หรืออาจมีการใช้คลื่นที่ปรับจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงเพื่อให้ได้ความถูกต้องของการวิเคราะห์มากขึ้น โดยฐานข้อมูลที่มักเป็นที่นิยมในการเลือกข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวคือ ฐานข้อมูล PEER-NGA สำหรับ

งานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจริงที่มีการบันทึกข้อมูลไว้ร่วมกับคลื่นที่ทำการปรับจากคลื่นแผ่นดินไหวจริง โดยใช้ฐานข้อมูล PEER Ground Motion Database Web Application และฐานข้อมูลจากโปรแกรม REXEL

1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. สังเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับกรุงเทพมหานครเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบ และประเมินพฤติกรรมและสมรรถนะโครงสร้าง

2. ศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำการสังเคราะห์

3. วิเคราะห์และประเมินสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวและรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างด้วยวิธีแบบไร้เชิงเส้น (nonlinear)

4. เปรียบเทียบพฤติกรรมความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวแบบต่างๆ และศึกษาแนวโน้มความรุนแรงของระดับความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวของอาคารที่ไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว

1.4 ขอบเขตการวิจัย

1. การสังเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวและวิเคราะห์ประเมินพฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวยึดตามมาตรฐาน ASCE 41

2 ใช้สเปกตรัมการออกแบบอาคารในกรุงเทพมหานครต้านแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน มยผ. 1302 ในการปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้าง

3. พิจารณาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ประเภท คือ อาคารระบบโครงต้านแรงดัดไร้ความเหนียว ความสูง 4 ชั้น และ10 ชั้น ที่มีความสูงชั้นปกติ รวมทั้งพิจารณาผลของความไม่ปกติของความสูงชั้น (elevation irregularity) เฉพาะอาคารความสูง 10 ชั้น เพิ่มเข้าไปด้วย รวมจำนวนอาคารที่ต้องทำการวิเคราะห์ทั้งสิ้น 3 อาคาร ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-95 โดยไม่พิจารณาแรงแผ่นดินไหว

4. ไม่พิจารณาส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (non-structural element) ในการช่วยรับแรงด้านข้างของอาคาร และความเสียหายที่เกิดขึ้นซึ่งรวมถึงกำแพงก่ออิฐ

5. ในการวิเคราะห์วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้าง (hysteresis loop) จะไม่พิจารณาการเสื่อมถอยของสติฟเนส (stiffness degradation) และการลดทอนของกำลัง (strength deterioration)

6. ในการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวจะไม่พิจารณาผลของการบิดของอาคารที่ไม่ได้คาดการณ์ไว้ (accidental torsion)

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. สามารถสังเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับกรุงเทพมหานครที่เหมาะสมซึ่งสามารถนำไปใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบและประเมินโครงสร้างทั่วไปได้

2. สามารถคาดการณ์ระดับและรูปแบบความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทอาคารระบบโครงต้านแรงดัดไร้ความเหนียว ในกรุงเทพมหานครจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้

1.6 วิธีดำเนินการวิจัย

1. ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตเกี่ยวกับการจำลองคลื่นแผ่นดินไหวให้เข้ากับกราฟการตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป้าหมาย และงานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์ประเมินพฤติกรรมภายใต้แผ่นดินไหวของอาคารทั้งแบบเชิงเส้นและแบบไร้เชิงเส้น

2. หาข้อมูลเกี่ยวกับรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทยที่มีผลกระทบต่อพื้นที่กรุงเทพมหานครมากที่สุด และศึกษาข้อกำหนดในการจำลองคลื่นแผ่นดินไหวให้เข้ากับกราฟการตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป้าหมายตามมาตรฐาน ASCE 41

3. ศึกษาวิธีการจำลองคลื่นแผ่นดินไหวให้เข้ากับกราฟการตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป้าหมายโดยใช้ฐานข้อมูลจาก PEER Ground Motion Database (PGMD) และฐานข้อมูล European Strong Ground Motion Database จากโปรแกรม REXEL

4. ศึกษาหลักเกณฑ์ในการประเมินพฤติกรรมโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41 และวิธีการใช้โปรแกรม PERFORM3D ในการสร้างแบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้างรับแผ่นดินไหว

5. หาแบบอาคารและทำการออกแบบโครงสร้างที่ไม่คิดผลจากแผ่นดินไหว

6. ทำการเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวที่จำลองจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นจากรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ให้เข้ากับสเปกตรัมการตอบสนองในพื้นที่กรุงเทพมหานคร

7. ทำการวิเคราะห์ประเมินพฤติกรรมและความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบเชิงเส้นและไร้เชิงเส้น

8. เปรียบเทียบผลการตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งหมด

9. สรุปผลงานวิจัย

บทที่ 2
ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 เกณฑ์ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่มีอยู่เดิมต้านแผ่นดินไหวมาตรฐาน ASCE/SEI 41-13

2.1.1 ระดับและขอบเขตของสมรรถนะของโครงสร้าง (structural performance level and ranges)

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง (structural performance level) จะทำการตรวจวัดหลังเกิดแผ่นดินไหว อาคารจะถูกเลือกระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่แตกต่างกัน 3 ระดับ คือ เข้าใช้สอยได้ทันที (Immediate Occupancy : IO), ปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS), และป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) โดยแต่ละระดับสมรรถนะมีรายละเอียดดังนี้

1) ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (Immediate Occupancy : IO)

เป็นระดับที่โครงสร้างยังมีความปลอดภัยในการเข้าใช้งานอาคารในทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว โครงสร้างเกิดความเสียหายเพียงเล็กน้อย กำลังและสติฟเนสของโครงสร้างมีระดับใกล้เคียงกับสมรรถนะก่อนเกิดแผ่นดินไหว อัตราเสี่ยงต่อความปลอดภัยของชีวิตจากความเสียหายของโครงสร้างค่อนข้างต่ำ

2) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS)

เป็นระดับที่โครงสร้างได้รับความเสียหายอย่างเห็นได้ชัดแต่ยังคงสภาพไว้ไม่ให้เกิดการวิบัติ องค์อาคารบางส่วนได้รับความเสียหายรุนแรง แต่ไม่เกิดการหลุดร่อนของเศษคอนกรีตขนาดใหญ่ที่เป็นอันตรายทั้งภายในและนอกอาคาร การบาดเจ็บอาจเกิดขึ้นระหว่างเกิดแผ่นดินไหว แต่อัตราเสี่ยงต่อความปลอดภัยของชีวิตจากความเสียหายของโครงสร้างยังอยู่ในระดับต่ำ

3) ระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP)

เป็นระดับที่โครงสร้างได้รับความเสียหายและยังรับน้ำหนักตามแรงโน้มถ่วงอยู่ แต่ไม่เหลือขอบเขตในการป้องกันการวิบัติแล้ว โครงสร้างเกิดความเสียหายมากมายและใกล้เกิดการวิบัติในบางส่วนหรือทั้งโครงสร้าง รวมทั้งการลดลงของกำลังและสติฟเนสในการต้านแรงกระทำด้านข้าง, องค์อาคารเกิดการเปลี่ยนรูปถาวรขนาดใหญ่จากแรงกระทำด้านข้าง, และเกิดการเสื่อมสภาพในการรับน้ำหนักในแนวดิ่งมากขึ้นด้วย อาจเกิดอันตรายต่อชีวิตจากการหลุดร่อนของเศษคอนกรีตขนาด

ใหญ่ โครงสร้างไม่ปลอดภัยเพียงพอที่จะเข้าใช้ อาจเกิดการวิบัติได้จากการสั่นสะเทือนภายหลังแผ่นดินไหว

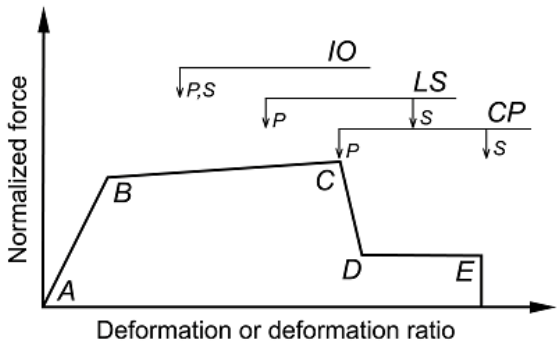
2.1.2 กระบวนการวิเคราะห์ (analysis procedures)

การวิเคราะห์อาคารจะต้องกระทำเพื่อวิเคราะห์หาแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (deformation) ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน (component) ต่างๆในอาคารอันเนื่องมาจากการสั่นไหวซึ่งสอดคล้องกับระดับความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว (earthquake hazard level) ที่กำหนดไว้ โดยกระบวนการวิเคราะห์จะต้องเลือกใช้จากกระบวนการหนึ่งกระบวนการใดดังต่อไปนี้

1. กระบวนการเชิงเส้น (linear analysis) ซึ่งได้แก่ กระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้น (linear static procedure: LSP) หรือกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น (linear dynamic procedure: LDP)

2. กระบวนการไร้เชิงเส้น (nonlinear analysis) ซึ่งได้แก่ กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear static procedure: NSP), กระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic procedure: NDP)

นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ยังจะต้องมีความสอดคล้องกับหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ที่มีความเหมาะสม (applicable acceptance criteria) โดยรูปที่ 2-1 แสดงถึงเส้นโค้งโดยทั่วไประหว่างแรงและการเสียรูป (generalized force versus deformation curve) ที่ใช้ในมาตรฐานนี้ โดยใช้ในการกำหนดหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ของชิ้นส่วน (component acceptance criteria) สำหรับ deformation-controlled action



รูปที่ 2-1 ความสัมพันธ์โดยทั่วไประหว่างแรง-การเสียรูปของชิ้นส่วนสำหรับหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (generalized component force-deformation relation for acceptance criteria, ASCE/SEI 41-06, 2006)

โดยที่ P คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ทำหน้าที่ต้านแรงแผ่นดินไหว (Primary Component) และ S คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ไม่ได้ทำหน้าที่ต้านแรงแผ่นดินไหว (Secondary Component)

ในหัวข้อนี้จะระบุถึงข้อกำหนดสำหรับการวิเคราะห์โดยทั่วไป (general analysis requirements) ของแบบจำลองคณิตศาสตร์ของอาคาร รวมทั้งสมมติฐานเบื้องต้น, การพิจารณาถึงผลของการบิด (consideration of torsion), ความอ่อนของไดอะแฟรม (diaphragm flexibility), ผลของ , ปฏิสัมพัทธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (soil-structure Interaction : SSI), ผลการกระตุ้นในหลายทิศทาง (multidirectional excitation effect) และการพลิกคว่ำ (overturning)

โมเดลพารามิเตอร์และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (modeling parameters and acceptance criteria) ขององค์อาคาร (elements), ชิ้นส่วน (components), ระบบและวัสดุต่างๆ ของโครงสร้าง ซึ่งไม่ได้มีการกำหนดให้ไว้ในมาตรฐานนี้ ผู้ประเมินสามารถหาค่าดังกล่าว ได้จากการทดลองเพื่อให้ได้มาซึ่งคุณลักษณะการตอบสนองแบบ วัฏจักร (cyclic response characteristics) ของชิ้นส่วนต่างๆ โดยใช้หลักเกณฑ์ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อนี้

ในการศึกษานี้จะใช้กระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (NDP) ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารต้านแผ่นดินไหว

2.1.3 หลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (acceptance criteria)

สำหรับชิ้นส่วนที่ถูกวิเคราะห์โดยใช้กระบวนการเชิงเส้น (linear procedures) และกระบวนการไร้เชิงเส้น (nonlinear procedures) จะต้องสอดคล้องกับข้อกำหนดที่ระบุอยู่ในหัวข้อนี้ ซึ่งก่อนที่จะทำการเลือกหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ของชิ้นส่วน (component acceptance criteria) ชิ้นส่วนดังกล่าวควรจะต้องถูกจำแนกเป็นชิ้นส่วนหลักหรือรอง (primary or secondary component) และ action ควรจะถูกจำแนกเป็น deformation-controlled หรือ force-controlled ก่อนดังแสดงในตารางที่ 2-1

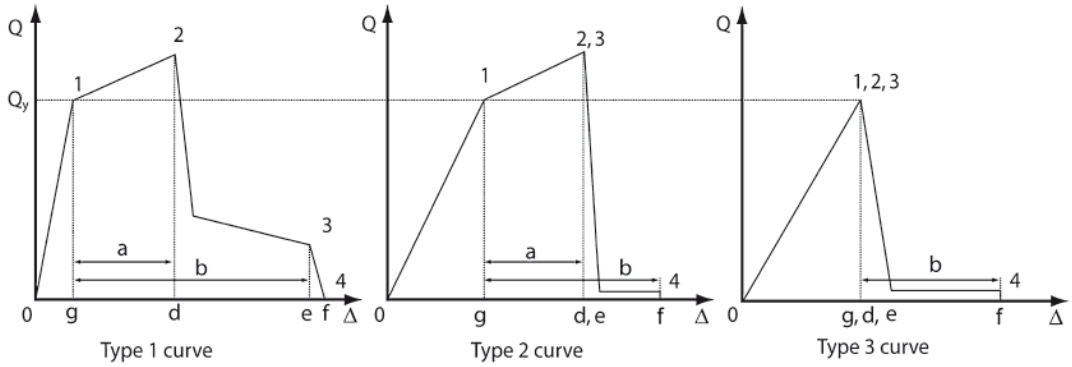
ตารางที่ 2-1 ตัวอย่างของ deformation-controlled และ force-controlled action ที่เป็นไปได้ (ASCE/SEI 41-06, 2006)

Table C2-1 ***Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions***

Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment Frames • Beams • Columns • Joints	 Moment (M) M --	 Shear (V) Axial load (P), V V[1]
Shear Walls	M, V	P
Braced Frames • Braces • Beams • Columns • Shear Link	 P -- -- V	 -- P P P, M
Connections	P, V, M[3]	P, V, M
Diaphragms	M, V[2]	P, V, M

1. Shear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.
2. If the diaphragm carries lateral loads from vertical seismic resisting elements above the diaphragm level, then M and V shall be considered force-controlled actions.
3. Axial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

การจำแนกประเภทของชิ้นส่วนโครงสร้างว่าเป็นแบบ deformation-controlled หรือ force-controlled action สามารถพิจารณาได้จากความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำนั้นๆ ซึ่งจะพิจารณาว่าชิ้นส่วนโครงสร้างไหนมีความเหนียวได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของโครงสร้างดังรูปที่ 2-2



รูปที่ 2-2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรง-การเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง
(component force versus deformation curves, ASCE/SEI 41-06, 2006)

กราฟเส้นโค้งที่ 1 ถ้าชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง-การเสียรูปนี้มีระยะ d ≥ 2g จะถือว่าชิ้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบ deformation-controlled action นอกนั้นจะถือว่ามีพฤติกรรมแบบ force-controlled action

กราฟเส้นโค้งที่ 2 ถ้าชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง-การเสียรูปนี้มีระยะ e ≥ 2g จะถือว่าชิ้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบ deformation-controlled action นอกนั้นจะถือว่ามีพฤติกรรมแบบ force-controlled action

กราฟเส้นโค้งที่ 3 ถ้าชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง-การเสียรูปนี้จะถือว่าชิ้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบ force-controlled action

2.1.4 สมมติฐานและข้อกำหนดโดยทั่วไป (general assumptions and requirements)

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงข้อกำหนดสำหรับการวิเคราะห์และการออกแบบโดยทั่วไปของชิ้นส่วนคอนกรีต (concrete component) การยึดรั้งของชิ้นส่วน (component) จะต้องถูกคำนวณโดยพิจารณาถึงพฤติกรรมของแรงเฉือน,แรงดัดและแรงในแนวแกน รวมทั้งการเสียรูปเนื่องจากการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม (reinforcement slip deformations) โดยจะต้องพิจารณาที่สภาวะของหน่วยแรง (state of stress) ของชิ้นส่วนซึ่งเกิดจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (volumetric change) อันเนื่องมาจากอุณหภูมิและการหดตัว (shrinkage) และที่ระดับการเสียรูป (deformation level) ซึ่งชิ้นส่วน (component) ถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและน้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหว (gravity and earthquake loading)

1. กระบวนการเชิงเส้น (linear procedures) ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของชิ้นส่วน (component effective stiffness) คือ ค่าสติฟเนสที่คิดเมื่อชิ้นส่วนมีการรับแรงแล้วระยะหนึ่ง ซึ่งจะต้องเป็นความสัมพันธ์จากค่า secant ไปยังจุดคราก (yield point) ของชิ้นส่วน อย่างไรก็ดีในมาตรฐานนี้ยังอนุญาตให้ใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิผล (effective stiffness values) จากตารางที่ 2-2 ได้อีกทางหนึ่งด้วย

ตารางที่ 2-2 ค่าสติฟเนสประสิทธิผล (effective stiffness values, ASCE/SEI 41-13, 2013)

Table 10-5. Effective Stiffness Values

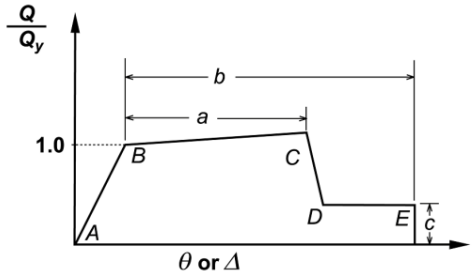
Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed[a]	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed[a]	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f_c'$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f_c'$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_sA_s (tension)
Beam–column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls-cracked[b]	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_sA_s (tension)

[a]For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.
[b]See Section 10.7.2.2.

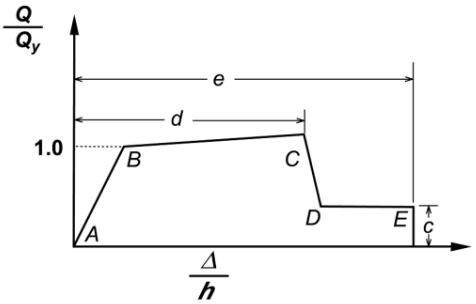
2. กระบวนการไร้เชิงเส้น (nonlinear procedures) การตอบสนองของน้ำหนักบรรทุก-การเสียรูปในชิ้นส่วน (component load-deformation response) จะถูกแสดงโดยใช้ความสัมพันธ์ไร้เชิงเส้นระหว่างน้ำหนักบรรทุก-การเสียรูป (nonlinear load-deformation relation) โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวนี้ จะต้องได้มาจากการทดลองที่พิสูจน์ได้หรืออาจจะใช้ค่าที่ได้กำหนดไว้ในมาตรฐานนี้

2.1 กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (NSP) ให้ใช้ความสัมพันธ์โดยทั่วไประหว่างน้ำหนักบรรทุก-การเสียรูป (generalized load-deformation relation) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2-3 หรือเส้นโค้งอื่นๆซึ่งแสดงถึงพฤติกรรมภายใต้การเปลี่ยนรูปร่างที่เพิ่มขึ้นในทิศทางเดียว (monotonically increasing deformation)

2.2 กระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (NDP) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก-การเสียรูป (load-deformation relation) จะแสดงถึงพฤติกรรมภายใต้การเปลี่ยนรูปร่างทางด้านข้างที่เพิ่มขึ้นในทิศทางเดียว (monotonically increasing lateral deformation) และภายใต้การเปลี่ยนรูปร่างแบบ วัฏจักร (multiple reversed deformation cycles)



(a) Deformation



(b) Deformation ratio

รูปที่ 2-3 ความสัมพันธ์โดยทั่วไประหว่างแรง-การเสียรูป (generalized force-deformation relations) สำหรับชิ้นส่วน (component) หรือองค์อาคาร (element) คอนกรีต (ASCE/SEI 41-06, 2006)

ในรูปที่ 2-3 การตอบสนองเชิงเส้น (linear response) จะถูกแสดงอยู่ระหว่างจุด A (unloaded component) และจุดครากประสิทธิผล (effective yield point) B และการตอบสนองไร้เชิงเส้น (nonlinear response) ที่มีการลดลงของความชันจะเริ่มจากจุด B ไปยังจุด C โดยปกติแล้วจะมีค่าไม่มากนัก ประมาณ 0%-10% ของความชันยืดหยุ่น (elastic slope) ซึ่งใช้แสดงถึงปรากฏการณ์ strain hardening ของชิ้นส่วน หลังจากนั้นจะเป็นการลดลงอย่างทันทีทันใดของความต้านทานน้ำหนักบรรทุกทางด้านข้างจนกระทั่งถึงจุด D และการตอบสนองซึ่งถูกลดความต้านทานจะดำเนินต่อไปกระทั่งไปถึงจุด E

2.1.5 โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา (reinforced concrete beam-column moment frames)

โครงต้านแรงดัดคอนกรีต (concrete moment frames) นั้นหมายถึงองค์อาคาร (element) ซึ่งประกอบไปด้วยชิ้นส่วนหลักในแนวราบ (คาน และ/หรือ พื้น), ชิ้นส่วนหลักในแนวดิ่ง (เสา) และจุดเชื่อมต่อ (connection) ซึ่งเชื่อมต่อชิ้นส่วนหลักในแนวราบและชิ้นส่วนหลักในแนวดิ่งเข้าไว้ด้วยกัน โดยองค์อาคาร (element) เหล่านี้จะต้องต้านทานต่อน้ำหนักบรรทุกทางด้านข้าง (lateral loads) ซึ่งกระทำโดยลำพังหรือร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือน,โครงค้ำยัน (braced frame)

หรือร่วมกับองค์อาคาร (element) อื่นๆ โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา จะต้องสอดคล้องกับเงื่อนไขดังต่อไปนี้

1. ชิ้นส่วนต่างๆที่เชื่อมต่อกัน (framing components) ควรจะเป็นคาน (มีหรือไม่มีพื้น), เสาและจุดเชื่อมต่อ (connection)

2. คานและเสาต่างๆจะต้องเป็นการก่อสร้างที่ต่อเนื่องเป็นชิ้นเดียวกัน (monolithic construction) พอที่จะใช้สำหรับการถ่ายเทโมเมนต์ระหว่างคานและเสา

3. เหล็กเสริมหลักของชิ้นส่วน (component) ที่ใช้ในการต้านทานต่อน้ำหนักบรรทุกทางด้านข้าง (lateral loads) จะต้องไม่มีการอัดแรง (non-prestressed)

Action แบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic action) จะถูกจำกัดให้ใช้กับชิ้นส่วน (component) และ action ต่างๆซึ่งระบุอยู่ในตารางที่ 2-3 ถึง 2-5 เท่านั้น เว้นเสียแต่ว่าจะมีหลักฐานจากการทดลองและการวิเคราะห์ซึ่งระบุได้ว่า action แบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic action) นั้นๆสามารถยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะ (performance level) ที่กำหนดไว้

สำหรับกระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (NSP) และกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (NDP) คานจะต้องถูกจำลองโดยพิจารณาถึงค่าสติฟเนสอันเนื่องมาจากแรงดัดและแรงเฉือน ส่วนเสาจะต้องถูกจำลองโดยพิจารณาถึงค่าการยืดรั้งในแนวแกน, การดัดและแรงเฉือน นอกจากนี้จุดเชื่อมต่อจะต้องจำลองในลักษณะของชิ้นส่วนแบบแข็งเกร็ง (rigid components) หรือแบบแข็ง (stiff components) โดยค่าการยืดรั้งประสิทธิผล (effective stiffness) ที่จะใช้จะต้องสอดคล้องกับข้อกำหนดในตารางที่ 2-2

สำหรับกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (NDP) พฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบ วัฏจักร (hysteretic behavior) ในแต่ละชิ้นส่วน (component) จะต้องถูกจำลองโดยใช้คุณลักษณะต่างๆ (properties) ซึ่งได้รับการพิสูจน์จากการทดลอง นอกจากนี้ความสัมพันธ์โดยทั่วไประหว่างน้ำหนักบรรทุก-การเสียรูป (generalized load-deformation relation) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2-2 สามารถนำมาใช้ในวิเคราะห์ได้ คุณสมบัติในช่วงเพิ่มและลดแรงกระทำ (unloading and reloading properties) จะต้องแสดงถึงลักษณะการเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังอย่างมีนัยสำคัญ (significant stiffness and strength degradation characteristics)

ตารางที่ 2-3 โมเดลพารามิเตอร์และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับกระบวนการไร้เชิงเส้นของคานคอนกรีตคอนกรีตเสริมเหล็ก (modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – reinforced concrete beams, Elwood, K.J. et al., 2012)

Conditions			Modeling parameters*			Acceptance criteria*†				
			Plastic rotations angle, radians		Residual strength ratio	Plastic rotations angle, radians				
						Performance level				
							Component type			
							Primary		Secondary	
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure‡										
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement§	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$ ‖								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)‖	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)‖	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)‖	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)‖	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)‖	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)‖	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)‖	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)‖	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear‡										
Stirrup spacing ≤ $d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > $d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span‡										
Stirrup spacing ≤ $d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > $d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint‡										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

*Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

†Primary and secondary component demands should be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled, including strength degradation and residual strength, in accordance with Section 7.5.3.2.

‡Where more than one of the Conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

§"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ $d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

‖V is the design shear force from NSP or NDP.

Note: f_c' in psi (MPa) units.

ตารางที่ 2-4 โมเดลพารามิเตอร์และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับกระบวนการไร้เชิงเส้นของเสาคอนกรีตคอนกรีตเสริมเหล็ก (modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – reinforced concrete columns, Elwood, K.J. et al., 2012)

Conditions			Modeling parameters*			Acceptance criteria*†				
			Plastic rotations angle, radians		Residual strength ratio	Plastic rotations angle, radians				
						Performance level				
							Component type			
							Primary		Secondary	
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
Condition i.‡										
$\frac{P}{A_g f'_c}$ §	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≤ 0.1	= 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
≥ 0.6	= 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
Condition ii.‡										
$\frac{P}{A_g f'_c}$ §	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ‖								
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)‖	0.032	0.060	0.2	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)‖	0.025	0.060	0.2	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)‖	0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)‖	0.008	0.008	0.0	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)‖	0.012	0.012	0.2	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)‖	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)‖	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)‖	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.‡										
$\frac{P}{A_g f'_c}$ §	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height‡										
$\frac{P}{A_g f'_c}$ §	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

*Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

†Primary and secondary component demands should be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled, including strength degradation and residual strength, in accordance with Section 7.5.3.2.

‡Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of Conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). 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.

§Where $P > 0.7A_g f_c'$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads due to gravity and earthquake loads.

‖V is the design shear force from NSP or NDP.

Note: f_c' is in psi (MPa) units.

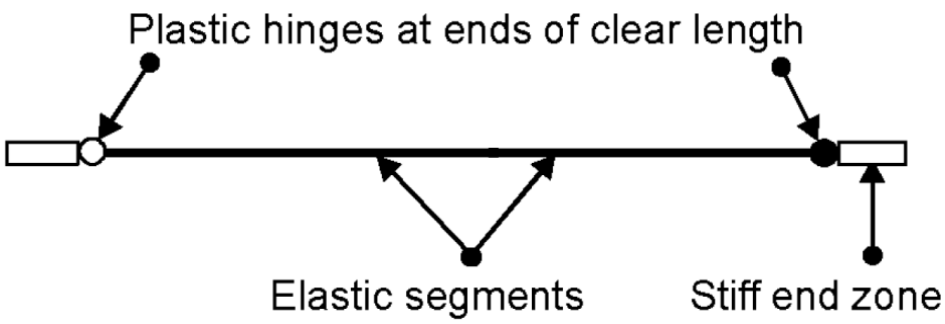
ตารางที่ 2-5 ข้อกำหนดของเหล็กเสริมตามขวางเพื่อใช้ในการจัดกลุ่มชิ้นส่วนโครงสร้างเสา (Elwood, K.J. et al., 2012)

	ACI 318/318M conforming seismic details with 135-degree hooks	*Closed hoops with 90-degree hooks*	*Other (including lap-spliced transverse reinforcement)*
$V_p/V_o \leq 0.6$	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 $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to Condition ii.

2.1.5.1 แบบจำลองคาน

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลองคานพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นโดยมีแนวคิดให้เกิดจุดหมุนแบบพลาสติกที่จุดต่อระหว่างคานกับเสาที่ปลายคานในขณะรับแรงด้านข้างก่อน โดยที่ตำแหน่งอื่นๆของคาน ยังมีคุณสมบัติแบบอิลาสติกอยู่ รวมทั้งทำการจำลองบางส่วนของเสา ซึ่งวัดจากกึ่งกลางความกว้างเสามายังปลายคาน มีคุณสมบัติเป็นอิลาสติก และมีสติฟเนสสูง แบบจำลองคานประกอบด้วยส่วนประกอบคานอิลาสติก, จุดต่อของการหมุนแบบพลาสติก (plastic rotation hinges) และปลายแข็งเกร็ง (stiff end zones) ที่ปลายคานทั้ง 2 ข้าง ดังแสดงในรูปที่ 2-4

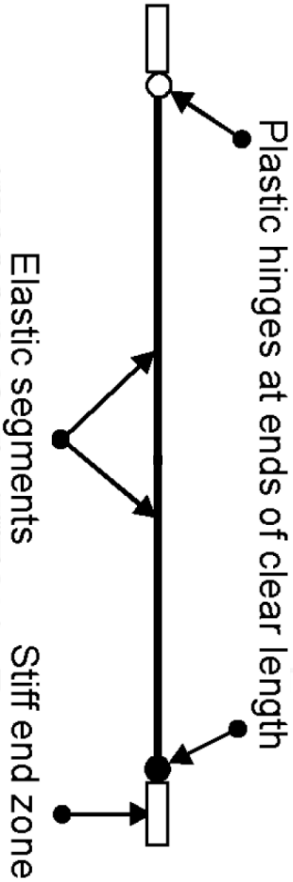


รูปที่ 2-4 แบบจำลองคานพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น

จุดต่อของการหมุนแบบพลาสติกจะมีลักษณะแข็งเกร็งในช่วงแรก และจะเริ่มเกิดการหมุนเมื่อโมเมนต์การดัดมีค่ามากพอที่ทำให้เกิดการคราก

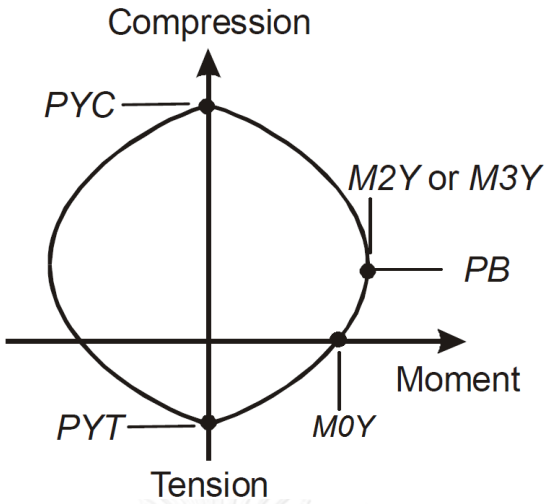
2.1.5.2 แบบจำลองเสา

ในการสร้างแบบจำลองเสาจะคล้ายกับคาน โดยมีแนวคิดให้เกิดจุดหมุนแบบพลาสติกที่จุดต่อระหว่างคานกับเสาที่ปลายเสาในขณะรับแรงด้านข้างก่อน โดยที่ตำแหน่งอื่นๆของเสา ยังมีคุณสมบัติแบบ อิลาสติกอยู่ รวมทั้งทำการจำลองบางส่วนของคาน ซึ่งวัดจากกึ่งกลางความลึกของคานมายังปลายเสา มีคุณสมบัติเป็นอิลาสติก และมีสติฟเนสสูง แบบจำลองเสาประกอบด้วยส่วนประกอบโครงสร้างเสาอิลาสติก, จุดต่อของการหมุนแบบพลาสติก (plastic rotation hinges) และปลายแข็งเกร็ง (stiff end zones) ที่ปลายเสาทั้งบนและล่าง ดังรูปที่ 2-5



รูปที่ 2-5 แบบจำลองเสาพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น

จุดต่อของการหมุนแบบพลาสติกของเสาจะแตกต่างจากของคานคือ จะคิดผลของแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัดในแกนอ่อนจาก 2 ทิศทาง (P-M-M hinge) เมื่อจุดต่อการหมุนครากจะเกิดการเปลี่ยนรูปทั้งการยืดหดในแนวแกนและการหมุน กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัดแสดงดังรูปที่ 2-6



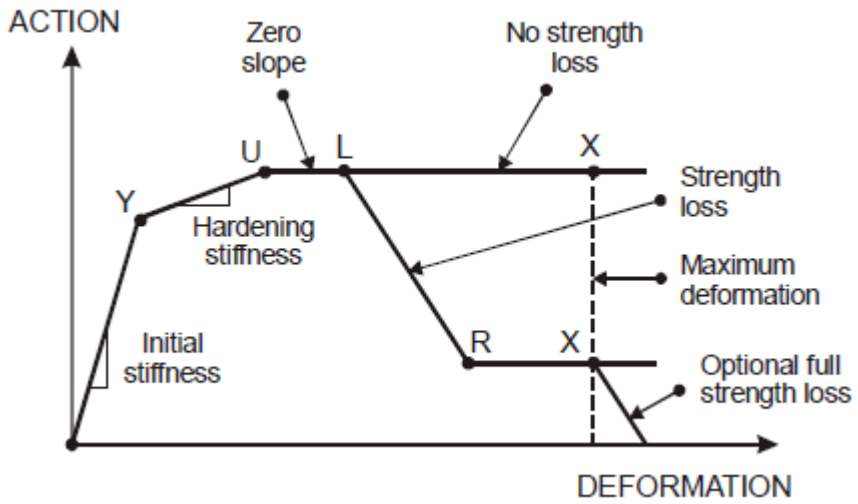
รูปที่ 2-6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัด

จากกราฟ PYT คือ แรงดึงตามแนวแกนที่จุดคราก, PYC คือ แรงอัดตามแนวแกนที่จุดคราก, M0Y คือ โมเมนต์การดัดที่จุดคราก ณ ขณะที่ไม่มีแรงตามแนวแกน, PB คือ แรงตามแนวแกนที่ทำให้เกิดการครากที่จุดสมดุล, และ MB คือ โมเมนต์การดัดที่จุดคราก ณ จุดสมดุล โดยเป็นค่าโมเมนต์การดัดตามแนวแกน 2 (M2Y) หรือโมเมนต์การดัดตามแนวแกน 3 (M3Y)

2.1.6 การลดความแข็งแกร่งของสติฟเนสหลังจากชิ้นส่วนเกิดการครากแล้ว (Post-Yield Hardening Stiffness)

ในงานวิจัยนี้จะใช้การสร้างแบบจำลองชิ้นส่วนของโครงสร้างเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (F-D Relationship) แบบ Trilinear โดยคิดผลของการสูญเสียกำลัง (Strength Loss) ดังแสดงในรูปที่ 2-7 ซึ่งยังคงมีค่าตัวแปรบางส่วนที่ไม่ได้ระบุไว้ในมาตรฐาน ASCE/SEI 41-13 คือ ค่าการลดความแข็งแกร่งของสติฟเนส (Hardening Stiffness)

การลดความแข็งแกร่งของสติฟเนส (hardening stiffness) ซึ่งจะเกิดขึ้นหลังจากชิ้นส่วนเกิดการครากไปแล้วนั่นจะถูกระบุโดยค่าอัตราส่วนระหว่างกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum moment capacity : M_c) กับกำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (Yield moment capacity : M_y) ซึ่ง Park และคณะ (1972) ได้พบว่าค่าอัตราส่วนดังกล่าวขึ้นอยู่กับอัตราส่วนแรงในแนวแกน (Axial load : P) ต่อขนาดหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้าง A_g และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต f_c' จึงได้สร้างความสัมพันธ์ของค่าดังกล่าวขึ้นมาดังแสดงในสมการที่ 2.1



รูปที่ 2-7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปแบบ Trilinear (CSI ,2011)

โดยที่;

Y คือ ตำแหน่งที่ชิ้นส่วนเกิดการครากหรือเป็นตำแหน่งที่เริ่มเกิดพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น

U คือ ตำแหน่งที่ระบุถึงค่ากำลังสูงสุดของชิ้นส่วน

L คือ ตำแหน่งที่ระบุถึงขีดจำกัดความเหนียวของชิ้นส่วน (ductile limit) หรือเป็นตำแหน่งที่ชิ้นส่วนเกิดการสูญเสียกำลัง (strength loss)

R คือ ตำแหน่งที่ชิ้นส่วนเหลือกำลังคงค้างหลังจากเกิดการสูญเสียกำลัง

X คือ ตำแหน่งที่จะทำการหยุดวิเคราะห์เมื่อค่าการเสียรูปของชิ้นส่วนถึงค่านี้

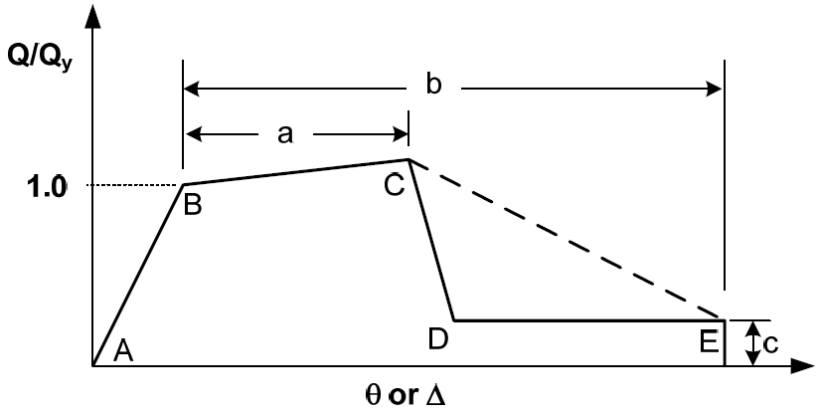
$$M_c / M_y = (1.25)(0.89)^{P/A_g f_c'}(0.91)^{0.01 f_c'} \quad (2.1)$$

โดยที่; f_c' อยู่ในหน่วย MPa

2.1.7 การปรับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Modified force-deformation response curve)

รูปที่ 2-8 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปจากมาตรฐาน ASCE/SEI 41-06 ที่ประกอบด้วยตัวแปรสำคัญคือ กำลังที่จุดคราก, ค่าตัวแปรสำหรับการเสียรูป a และ b, และค่าตัวแปรสำหรับกำลังคงค้าง c ซึ่งจากผลงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่า กำลังที่ลดลงอย่างฉับพลันจากจุด c ถึง d ทำให้การจำลองพฤติกรรมไม่สมจริง และกราฟที่ชันเกินไปทำให้มีปัญหาในการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น ดังนั้นจากการสืบค้นข้อมูลของ PEER/ATC พบว่า ASCE (2007b) และงานวิจัยอื่นๆ ได้แนะนำให้ปรับความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปในช่วง

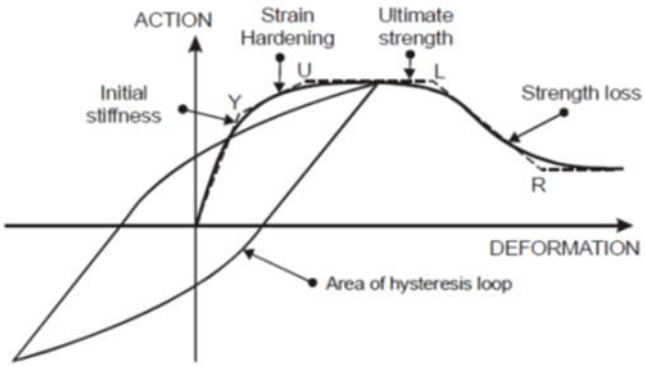
พฤติกรรมหลังจุดกำลังสูงสุด c ถึงจุดที่กำลังลดลงเหลือกำลังคงค้าง d โดยปรับเป็นใช้กราฟตามเส้นประ ดังรูปที่ 2-8



รูปที่ 2-8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปที่ปรับความชันแล้วจากมาตรฐาน ASCE/SEI 41-06 (PEER/ATC, 2010)

2.1.8 วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Hysteresis Loop)

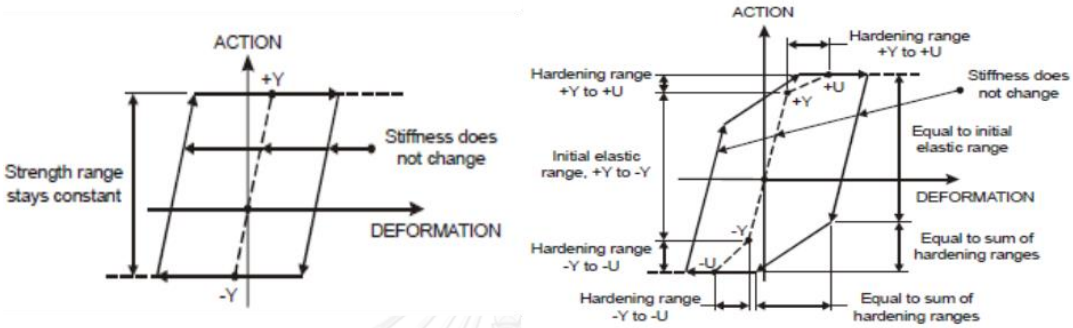
วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดจากแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้าง ทำให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีการเพิ่มขึ้นและลดลงของกำลังและการเสียรูปกลับไปกลับมาเป็นวัฏจักร โดยแสดงความสัมพันธ์ของแรงและการเปลี่ยนรูปรวมถึงวัฏจักรของกำลังและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังรูปที่ 2-9



รูปที่ 2-9 ความสัมพันธ์ของแรงและการเปลี่ยนรูปและวัฏจักรของกำลังและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

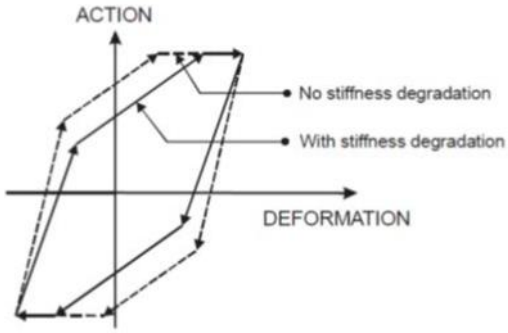
สำหรับพื้นที่ใต้กราฟ hysteresis loop ที่เกิดจากแรงกระทำแบบวัฏจักร แสดงถึงพลังงานที่ถูกสลายไปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างจะแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ 1. วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมที่ปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสหรือพลังงาน และ 2. วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมที่มีการเสื่อมถอยของสติฟเนสหรือพลังงาน ดังแสดงในรูปที่ 2-10 และ 2-11 ตามลำดับ



a b

รูปที่ 2-10a วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ elastic perfectly plastic โดยปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนส b วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ trilinear โดยปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนส



รูปที่ 2-11 วัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ trilinear ที่พิจารณาการเสื่อมถอยของสติฟเนส

จากรูปที่ 2-11 แสดงวัฏจักรฮิสเทอเรสิส จำนวน 2 วัฏจักร ที่คิดผลและไม่คิดผลของการเสื่อมถอยของสติฟเนสซึ่งการเสื่อมถอยของสติฟเนสจะมีผลทำให้ความสามารถในการรับกำลังของชิ้นส่วนน้อยลง อันเป็นผลจากคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนที่เปลี่ยนแปลงไป พฤติกรรมดังกล่าวอาจ

เกิดจากผลของการแตกร้าวในคอนกรีต หรือเกิดการโก่งเดาะในเหล็กเสริม เป็นต้น เมื่อเปรียบเทียบพื้นที่ใต้กราฟซึ่งแสดงการสลายพลังงานของชิ้นส่วนโครงสร้างพบว่าการคิดผลของการเสื่อมถอยของสติฟเนสจะมีการสลายพลังงานที่น้อยกว่า

จากการศึกษาของ Ibarra และ Krawinkler (2005) ได้ทำการศึกษาวัฏจักรการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างที่พิจารณาการเสื่อมถอยของกำลังและสติฟเนสในชิ้นส่วนโครงสร้าง (cyclic degradation) โดยอ้างอิงโมเดลที่เป็นวัฏจักรของกำลังและการเสียรูปในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ trilinear ที่พิจารณาการเสื่อมถอยของสติฟเนสจากโมเดลของ Takeda (1970) ที่คำนึงถึงตัวแปรสำคัญ 3 ตัวแปร คือ การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (unloading stiffness deterioration), การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (reloading stiffness deterioration), และการเสื่อมถอยของกำลัง (strength deterioration) ซึ่งจะต้องใช้การสอบเทียบหาค่าตัวแปรพลังงาน (energy factor) เพื่อใช้ในการคูณลดค่าสติฟเนสและกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างในแต่ละตำแหน่ง คือ

ตำแหน่ง Y, first yield point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเริ่มเกิดการครากทำให้ชิ้นส่วนเริ่มมีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น

ตำแหน่ง U, ultimate strength point คือ จุดที่ชิ้นส่วนสามารถรับกำลังได้สูงสุด

ตำแหน่ง L, ductile limit point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเริ่มมีการสูญเสียของกำลัง เมื่อมีการรับแรงมากขึ้น

ตำแหน่ง R, residual strength point คือ จุดที่แสดงกำลังคงค้างของชิ้นส่วน เมื่อรับกำลังได้ลดลง

ในงานวิจัยนี้จะพิจารณาให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจัดของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวเป็นวัฏจักรของกำลังและการเสียรูป แบบ trilinear โดยปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนส ทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการคำนวณเป็นหลัก

2.2 การเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหว

2.2.1 ข้อกำหนดในการเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการประเมินอาคารที่มีอยู่เดิมตามมาตรฐาน ASCE 41-13

มาตรฐานได้กำหนดไว้ว่า อันตรายจากแผ่นดินไหวให้แสดงอยู่ในรูป ความเร่งการตอบสนองเชิงสเปกตรัม หรือ คลื่นความเร่งประวัติเวลา โดยจะต้องสร้างจากวิธี probabilistic หรือ วิธี

deterministic โดย วิธี probabilistic คือ หาพฤติกรรมจากความน่าจะเป็นของเหตุการณ์แผ่นดินไหวอันตรายที่มีแนวโน้มจะเกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาที่กำหนด ซึ่งที่ใช้ๆบ่อยๆคือ ในระยะเวลา 50 ปี ส่วน วิธี deterministic คือ หาพฤติกรรมจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดเฉพาะเจาะจงโดยเกิดจากรอยเลื่อนมีพลังที่สำคัญๆ

เกณฑ์สำหรับการเลือกและการปรับขนาดความเร่งประวัติเวลาในการวิเคราะห์จะต้องดำเนินการโดยมีข้อมูลคลื่นประวัติเวลาไม่น้อยกว่า 3 ชุดข้อมูลในการเลือกและการปรับขนาด แต่ละชุดประกอบไปด้วยสององค์ประกอบในแนวนอนหรืออาจมีองค์ประกอบแนวตั้งในการพิจารณาด้วย คลื่นที่เลือกจะต้องมีขนาดความรุนแรง, ระยะห่างจากแหล่งกำเนิด, และกลไกของรอยเลื่อนแหล่งกำเนิด ที่มีความสอดคล้องกับคุณสมบัติของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ ถ้าไม่สามารถหาคลื่นที่มีคุณสมบัติตามคลื่นประวัติเวลาที่ใช้ออกแบบได้ จะต้องใช้ชุดคลื่นจำลองที่มีระยะเวลาและสเปกตรัมเทียบเท่ากับข้อมูลที่ใช้ออกแบบ สำหรับแต่ละชุดข้อมูลจะต้องมีการคำนวณค่ารากที่สองของผลรวมค่ายกกำลังสอง (SRSS) ของค่าสเปกตรัมจากคลื่นส่วนประกอบในแนวนอนที่เฉพาะเจาะจงและมีค่าการหน่วง 5% ความเร่งของพื้นดินทั้ง 2 ทิศทางในแต่ละชุดต้องถูกคูณปรับค่าด้วยค่าคงที่เดียวกัน โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS ของคลื่นทั้งหมดในช่วงคาบ 0.2T1 ถึง 1.5T1 มีค่าไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมที่ใช้ออกแบบที่มีค่าการหน่วง 5% โดย T1 คือ คาบพื้นฐาน หรือ คาบในโหมดที่ 1 ของอาคาร

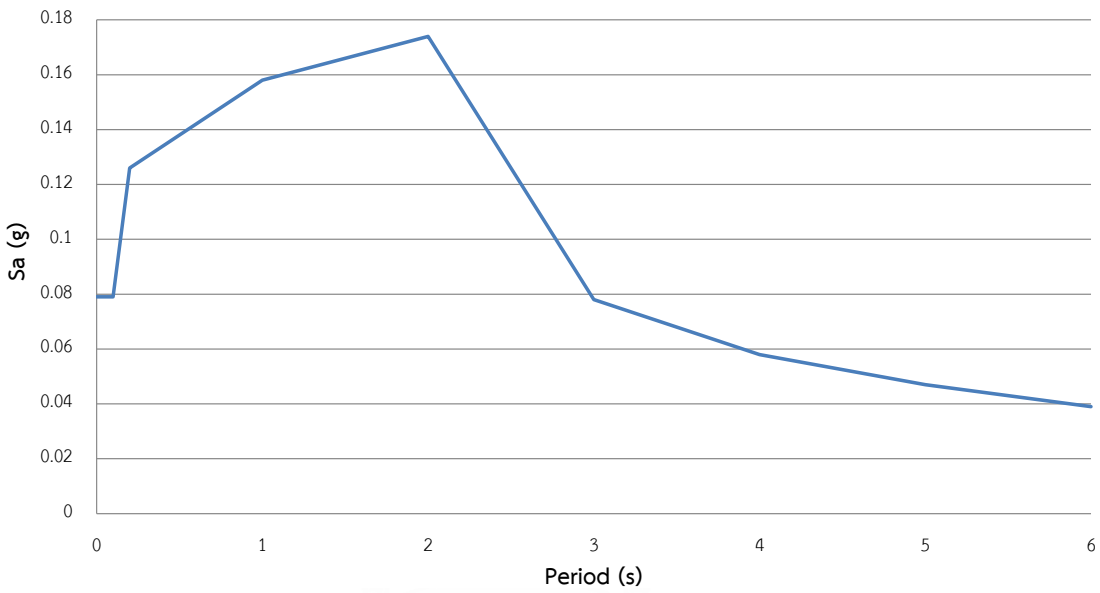
ในการวิเคราะห์โครงสร้างวิธีพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวน้อยกว่า 7 คลื่น ค่าการตอบสนองสูงสุดของตัวแปรที่พิจารณาของการวิเคราะห์จากทุกคลื่นจะถูกนำมาใช้ในการพิจารณาออกแบบ แต่ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวมากกว่าหรือเท่ากับ 7 คลื่น ค่าการตอบสนองเฉลี่ยของตัวแปรที่พิจารณาของการวิเคราะห์จากทุกคลื่นจะถูกนำมาใช้ในการพิจารณาออกแบบ

2.2.2 ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการประเมินอาคารตามมาตรฐาน ASCE 41-13

เนื่องจากอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์ประเมินในงานวิจัยนี้ เป็นอาคารที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งจัดอยู่ในประเภท Existing Building ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 ระดับสมรรถนะพื้นฐานของโครงสร้างอาคารที่มีอยู่เดิม (Basic Performance Objective for Existing Buildings : BPOE) ได้กำหนดให้โครงสร้างอาคารมีระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS) ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

2.2.3 สเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายที่ใช้ในการวิเคราะห์

สเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายที่ใช้ในการวิเคราะห์คือ สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์สำหรับพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ ตาม มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1302 พื้นที่ในแอ่งกรุงเทพครอบคลุมกรุงเทพมหานครและจังหวัดปริมลฑลหลายจังหวัด โดยแสดงกราฟสเปกตรัมการตอบสนองดังรูปที่ 2-12

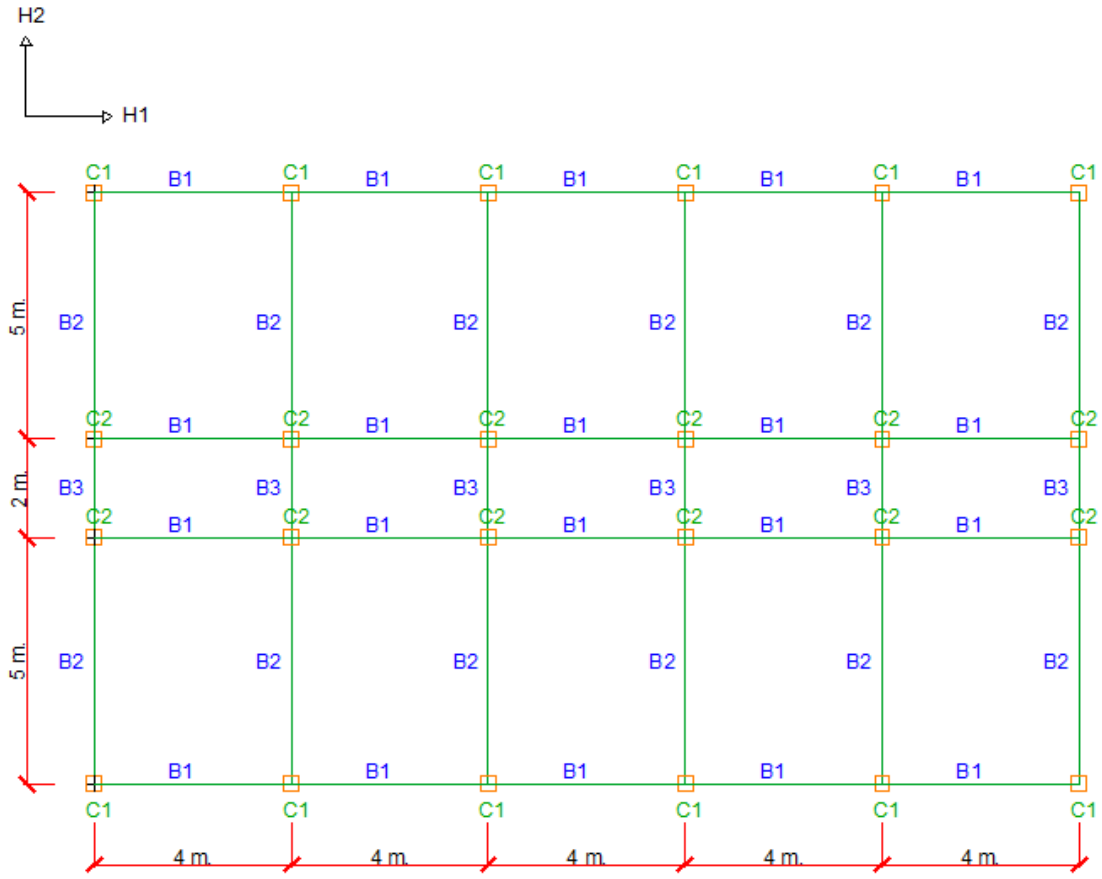


รูปที่ 2-12 สเปกตรัมสำหรับการออกแบบของพื้นที่กรุงเทพฯตามมาตรฐาน มยผ. 1302

บทที่ 3
กระบวนการในการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

3.1 การออกแบบอาคารตัวอย่าง

ในงานวิจัยนี้ต้องการศึกษาพฤติกรรมและความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว อาคารตัวอย่างเป็นโครงสร้างโครงข้อแข็งรับแรงดัด (Moment Resisting Frames) มีทั้งหมด 3 อาคาร คือ อาคารสูง 4 ชั้น, อาคารสูง 10 ชั้น, และอาคารสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น (Elevation Irregularity) อาคารมีความกว้าง 12 เมตร ยาว 20 เมตร ด้านยาวมีคานจำนวน 5 ช่วง ส่วนด้านกว้างมีคาน 3 ช่วง ทุกอาคารมีรายละเอียดโครงสร้างในแต่ละชั้นเหมือนกันดังแสดงในรูปที่ 3-1 มีความสูงชั้นละ 3 เมตร ทุกอาคารยกเว้นชั้นที่ 1 ของอาคารที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นซึ่งมีความสูง 5 เมตร ดังแสดงรายละเอียดความสูงชั้นของแต่ละอาคารดังรูปที่ 3-2 ถึง 3-4 สมมติให้เป็นอาคารพักอาศัยที่ตั้งอยู่ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร

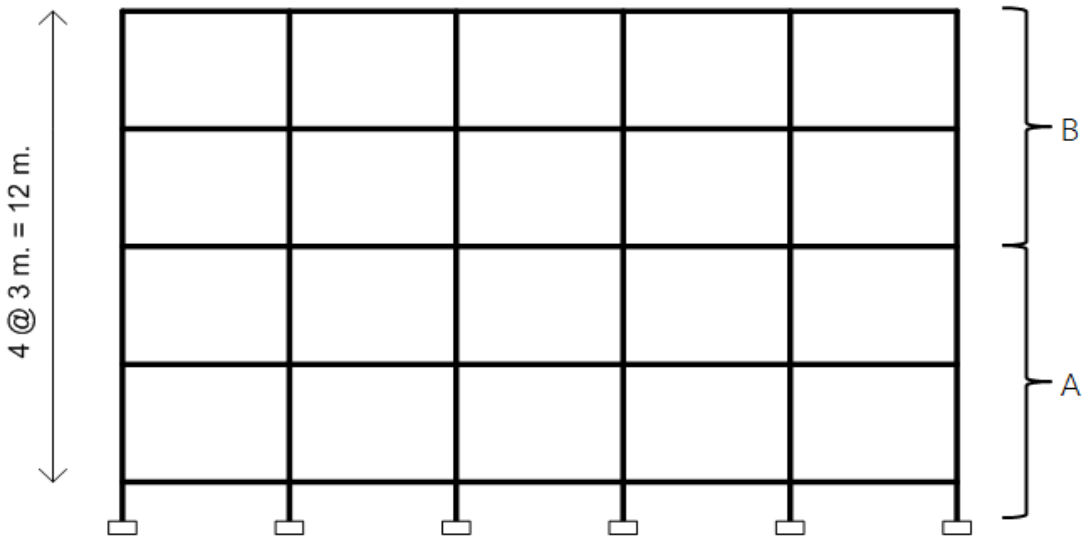


รูปที่ 3-1 แปลนของอาคารตัวอย่าง

ทำการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารโดยใช้น้ำหนักบรรทุกประลัยตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 พ.ศ.2527 ได้แก่ 1.7D+2.0L, 0.75(1.7D+2.0L+2.0W), และ 0.9D+1.3W โดยที่ D คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่, L คือ น้ำบรรทุกจร, และ W คือ แรงลม แล้วทำการออกแบบโครงสร้างตามมาตรฐาน ACI-318 ทั้งนี้ใช้น้ำหนักบรรทุกจร 200 กก./ม.^{2} ใช้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม 120 กก./ม.^{2} และใช้หน่วยแรงลมของอาคาร 4 ชั้น และ 10 ชั้น เท่ากับ 80 และ 120 กก./ม.^{2} ตามลำดับ โดยพิจารณาให้แรงลมเข้า 2 ทิศทาง คือในทิศทางขนานกับด้านกว้างและด้านยาวของอาคาร สมมติมีผนังก่ออิฐมอญแผ่นเดี่ยวกั้นทุกห้อง ยกเว้นโถงทางเดินกลางคิดน้ำหนักเป็น 180 กก./ม.2 ใช้พื้นหนา 10 เซนติเมตร ซึ่งเป็นแผ่นพื้นสำเร็จรูปทุกชั้น ยกเว้น ชั้นดาดฟ้า จะใช้แผ่นพื้นหล่อในที่ทั้ง 3 อาคาร พื้นจะทำการถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงคานและเสา โดยไม่ได้พิจารณาสติฟเนสของพื้นในการวิเคราะห์โครงสร้าง คิดค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล (I_{eff}) ของคานและเสาเป็น 0.35 และ 0.7 ของโมเมนต์ความเฉื่อยทั้งหน้าตัดตามลำดับ คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดประลัย ($f_c^{'}$) 240 กก./ซม.^{2} เหล็กเสริมข้ออ้อยมีกำลังที่จุดครากเท่ากับ (f_y) 4,000 กก./ซม.^{2} (SD40) และเหล็กปลอกกลมมีกำลังที่จุดครากเท่ากับ (f_{yt}) 2,400 กก./ซม.^{2} (SD24)

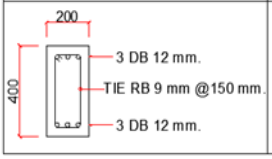
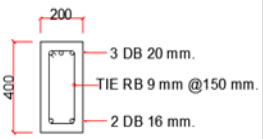
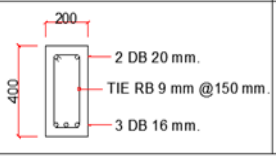
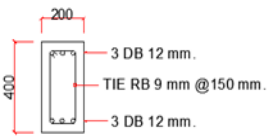
การออกแบบเสาจะแบ่งขนาดหน้าตัดเสาเป็นช่วงชั้น A ถึง B ของอาคารสูง 4 ชั้น และ A ถึง D ของอาคารสูง 10 ชั้นทั้ง 2 หลัง ดังแสดงในรูปที่ 3-2 ถึง 3-4 แต่ละช่วงชั้นจะแบ่งตำแหน่งการออกแบบเป็นเสาด้านในและด้านนอกอย่างละ 2 แถวขนานตามความยาวของอาคาร โดยแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสา (P-M2-M3 interaction diagram) แต่ละต้นของอาคารตัวอย่างทั้ง 3 อาคารในภาคผนวก ก

การออกแบบคานจะเหมือนกันทุกชั้นโดยจะแบ่งคานที่ทำการออกแบบเป็น 3 ประเภท คือ คานยาว 4 เมตร, คานยาว 5 เมตร, และคานยาว 2 เมตร โดยกำหนดให้คานทั้งหมดมีขนาดหน้าตัด 20x40 ซม.2 ตารางที่ 3-1 ถึง 3-3 จะแสดงรายละเอียดขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมในเสาและคานของทั้ง 3 อาคาร และแสดงอัตราส่วนแรงอัดและโมเมนต์ดัดออกแบบต่อกำลังรับแรงอัดและกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสาในตารางที่ 3-1c ถึง 3-3c

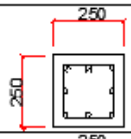
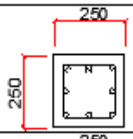
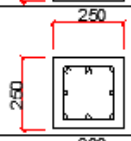
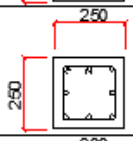
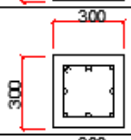
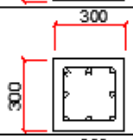
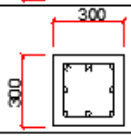
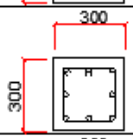
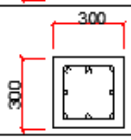
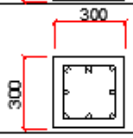


รูปที่ 3-2 รูปด้านยาวของอาคารสูง 4 ชั้น

ตารางที่ 3-1a ขนาดหน้าตัดคานและรายละเอียดเหล็กเสริมของอาคารที่พักอาศัยสูง 4 ชั้น

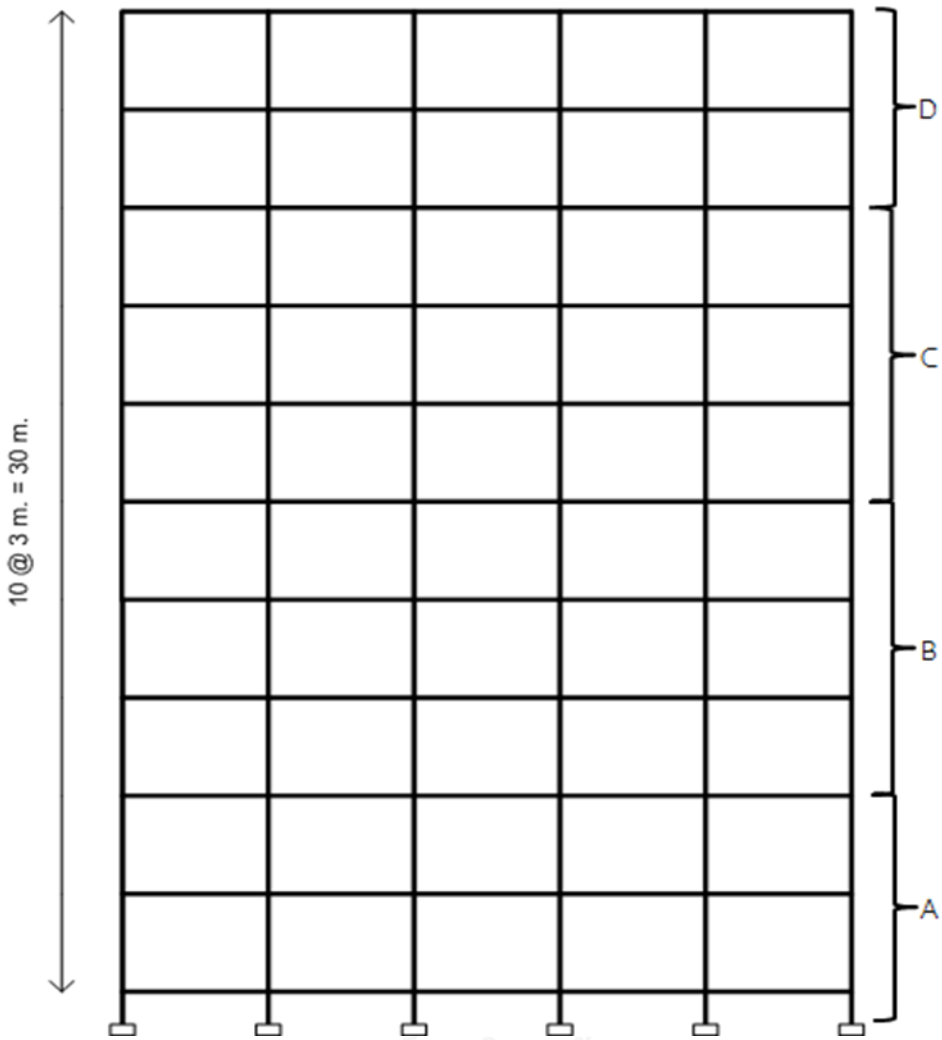
B1	B2 : End Section	B2 : Mid Section	B3
			

ตารางที่ 3-1b ขนาดหน้าตัดเสาและรายละเอียดเหล็กเสริมของอาคารที่พักอาศัยสูง 4 ชั้น

Floor	C1	C2
4th (B)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
3rd (B)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
2nd (A)	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
1st (A)	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
Pier (A)	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.

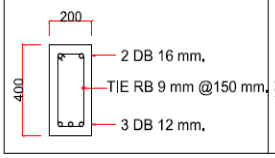
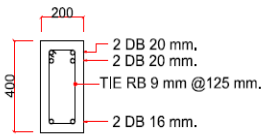
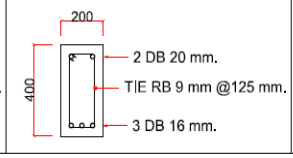
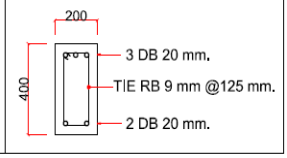
ตารางที่ 3-1c อัตราส่วนแรงอัดและโมเมนต์ดัดออกแบบต่อกำลังรับแรงอัดและกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสาอาคารที่พักอาศัยสูง 4 ชั้น

Floor	P-M-M Interaction Ratios	
	C1	C2
4th (B)	0.954	0.791
3rd (B)	0.846	0.78
2nd (A)	0.964	0.821
1st (A)	0.841	0.845
Pier (A)	0.828	0.962

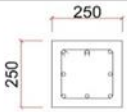
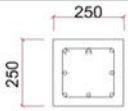
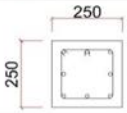
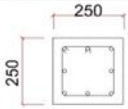
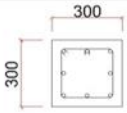
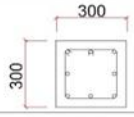
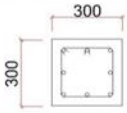
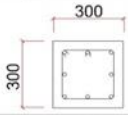
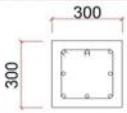
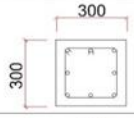
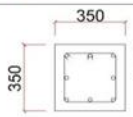
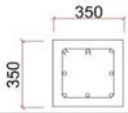
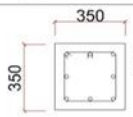
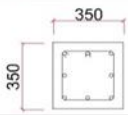
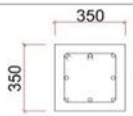
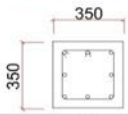
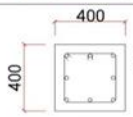
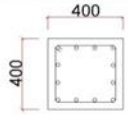
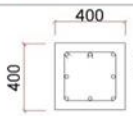
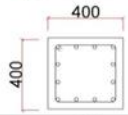
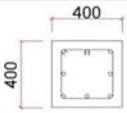
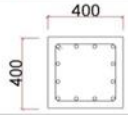


รูปที่ 3-3 รูปด้านยาวของอาคารสูง 10 ชั้น

ตารางที่ 3-2a ขนาดหน้าตัดคานและรายละเอียดเหล็กเสริมของอาคารที่พักอาศัยสูง 10 ชั้น

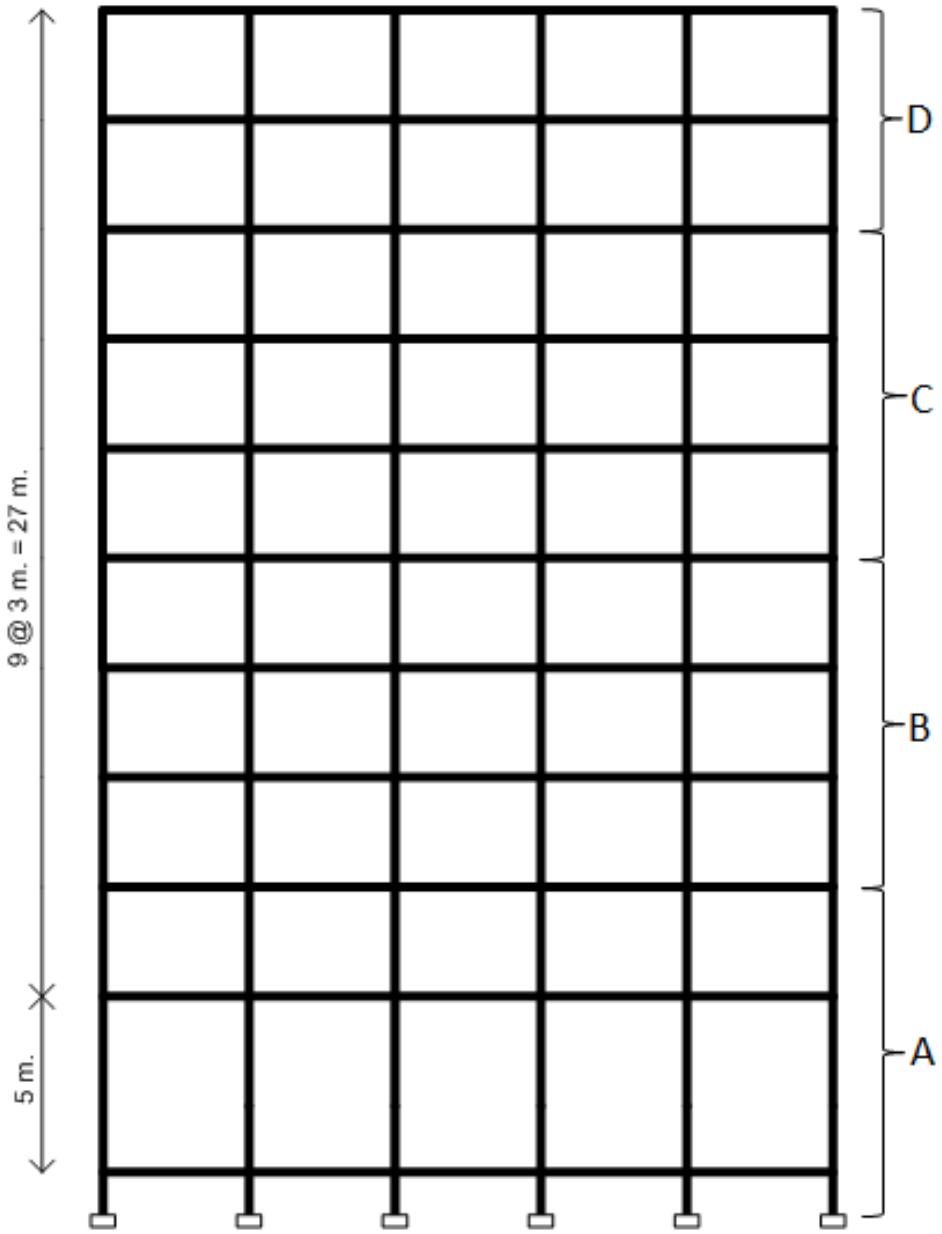
B1	B2 : End Section	B2 : Mid Section	B3
			

ตารางที่ 3-2b ขนาดหน้าตัดเสาและรายละเอียดเหล็กเสริมของอาคารที่พักอาศัยสูง 10 ชั้น

Floor	C1	C2
10th (D)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
9th (D)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
8th (C)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.
7th (C)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.
6th (C)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.
5th (B)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.
4th (B)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.
3rd (B)	 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.
2nd (A)	 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.	 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.
1st (A)	 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.	 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.
Pier (A)	 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.	 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.

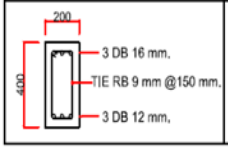
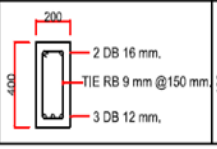
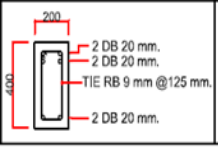
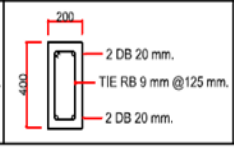
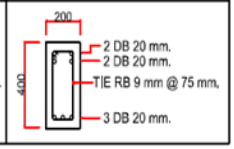
ตารางที่ 3-2c อัตราส่วนแรงอัดและโมเมนต์ดัดออกแบบต่อกำลังรับแรงอัดและกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสาอาคารที่พักอาศัยสูง 10 ชั้น

Floor	P-M-M Interaction Ratios	
	C1	C2
10th (D)	0.983	0.767
9th (D)	0.873	0.82
8th ©	0.784	0.721
7th ©	0.842	0.878
6th ©	0.857	0.97
5th (B)	0.77	0.753
4th (B)	0.85	0.848
3rd (B)	0.918	0.923
2nd (A)	0.755	0.759
1st (A)	0.917	0.841
Pier (A)	0.93	0.915



รูปที่ 3-4 รูปด้านยาวของอาคารสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

ตารางที่ 3-3a ขนาดหน้าตัดคานและรายละเอียดเหล็กเสริมของอาคารที่พักอาศัยสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

B1 : End Section	B1 : Mid Section	B2 : End Section	B2 : Mid Section	B3
				

ตารางที่ 3-3b ขนาดหน้าตัดเสาและรายละเอียดเหล็กเสริมของอาคารที่พักอาศัยสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

Floor	C1	C2
10th (D)	250 × 250 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	250 × 250 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
9th (D)	250 × 250 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.	250 × 250 8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.
8th (C)	300 × 300 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	300 × 300 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.
7th (C)	300 × 300 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	300 × 300 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.
6th (C)	300 × 300 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	300 × 300 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.
5th (B)	350 × 350 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	350 × 350 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.
4th (B)	350 × 350 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	350 × 350 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.
3rd (B)	350 × 350 8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.	350 × 350 8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.
2nd (A)	400 × 400 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.	400 × 400 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.
1st (A)	400 × 400 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.	400 × 400 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.
Pier (A)	400 × 400 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.	400 × 400 12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.

ตารางที่ 3-3c อัตราส่วนแรงอัดและโมเมนต์ดัดออกแบบต่อกำลังรับแรงอัดและกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสาอาคารที่พักอาศัยสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

Floor	P-M-M Interaction Ratios	
	C1	C2
10th (D)	0.986	0.764
9th (D)	0.876	0.817
8th ©	0.786	0.719
7th ©	0.844	0.875
6th ©	0.859	0.968
5th (B)	0.771	0.752
4th (B)	0.853	0.848
3rd (B)	0.914	0.919
2nd (A)	0.672	0.762
1st (A)	0.941	1
Pier (A)	0.925	0.982

สำหรับอาคารสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น จะทำการตรวจสอบสติฟเนสในการรับแรงด้านข้างของชั้นที่สูง 5 เมตร เทียบกับชั้นบนที่ติดกัน และเทียบกับค่าสติฟเนสเฉลี่ยของชั้นที่เหนือขึ้นไปที่ติดกัน 3 ชั้น เพื่อตรวจสอบว่า อาคารมีคุณสมบัติอยู่ในประเภท อาคารที่มีความอ่อนของสติฟเนส (soft story) หรือไม่ โดยตามมาตรฐาน ASCE 41-13 ระบุว่า อาคารที่มีความอ่อนของสติฟเนส (soft story) ในชั้นใดๆ จะต้องมีค่าสติฟเนสในชั้นนั้นน้อยกว่า 70% ของชั้นบนที่ติดกัน หรือน้อยกว่า 80% ของค่าสติฟเนสเฉลี่ยของชั้นที่เหนือขึ้นไปที่ติดกัน 3 ชั้น ซึ่งผลที่ได้คือ ค่าสติฟเนสของชั้นที่สูง 5 เมตร มีค่าเป็น 35% ของชั้นบนที่ติดกัน และมีค่าเป็น 40% ของค่าสติฟเนสเฉลี่ยของชั้นที่เหนือขึ้นไปที่ติดกัน 3 ชั้น ดังนั้นจึงสรุปว่า อาคารมีคุณสมบัติอยู่ในประเภท อาคารที่มีความอ่อนของสติฟเนส (soft story)

3.2 การเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหว

3.2.1 การปรับขนาดสเปกตรัมเป้าหมายตามระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการประเมินอาคาร

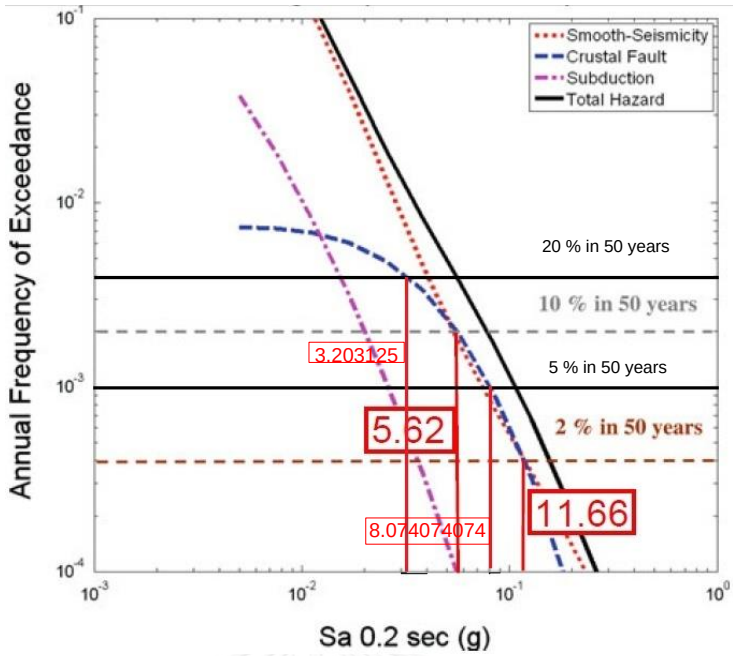
ในงานวิจัยนี้จะใช้ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวในการประเมินอาคาร 2 ระดับ คือ แผ่นดินไหวขนาดความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี และ 5% ใน 50 ปี แต่เนื่องจากสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายที่ใช้ในการวิเคราะห์ มีขนาดความน่าจะเป็นในการเกิด 10% ใน 50 ปี จึงต้องมีการปรับขนาดสเปกตรัมเป้าหมายก่อนที่จะนำไปเลือกและปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหว

จากงานวิจัยของ Ornthammarath และคณะ (2010) ได้สร้างกราฟเส้นโค้งความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวขึ้นที่คาบการสั่นธรรมชาติ 0.2 และ 2 วินาที จึงได้นำกราฟดังกล่าวมาใช้ในการปรับขนาดสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมาย โดยการหาระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวที่คิดเป็นความน่าจะเป็นในการเกิดต่อปีที่เทียบเท่ากับระดับความน่าจะเป็นในการเกิด 20% และ 5% ใน 50 ปี เพื่อหาค่าความเร่งสเปกตรัมของระดับความน่าจะเป็นทั้ง 2 ในคาบการสั่นธรรมชาติ 0.2 และ 2 วินาที เทียบกับขนาดความน่าจะเป็นในการเกิด 10% ใน 50 ปี เพื่อนำไปปรับขนาดสเปกตรัมเป้าหมายดังรูปที่ 3-5a และ 3-5b โดยจะใช้กราฟเส้นโค้งความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่เกิดจากรอยเลื่อนบนแผ่นเปลือกโลก (crustal fault) เป็นหลัก เนื่องจากรอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นรอยเลื่อนบนแผ่นเปลือกโลก

อัตราส่วนความเร่งสเปกตรัมที่คาบการสั่นธรรมชาติ 0.2 วินาที

$$\text{อัตราส่วนระหว่าง} \quad \frac{10\%/50\text{year}}{20\%/50\text{year}} = \frac{5.62}{3.203125} = 1.75454$$

$$\text{อัตราส่วนระหว่าง} \quad \frac{5\%/50\text{year}}{10\%/50\text{year}} = \frac{8.074074074}{5.62} = 1.437$$

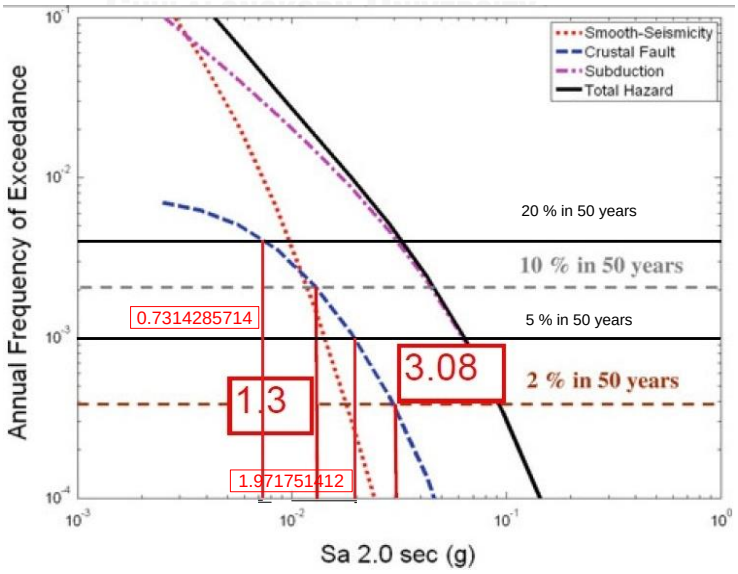


รูปที่ 3-5a กราฟเส้นโค้งความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่คาบการสั่นธรรมชาติ 0.2 วินาที

อัตราส่วนความเร่งสเปกตรัมที่คาบการสั่นธรรมชาติ 2 วินาที

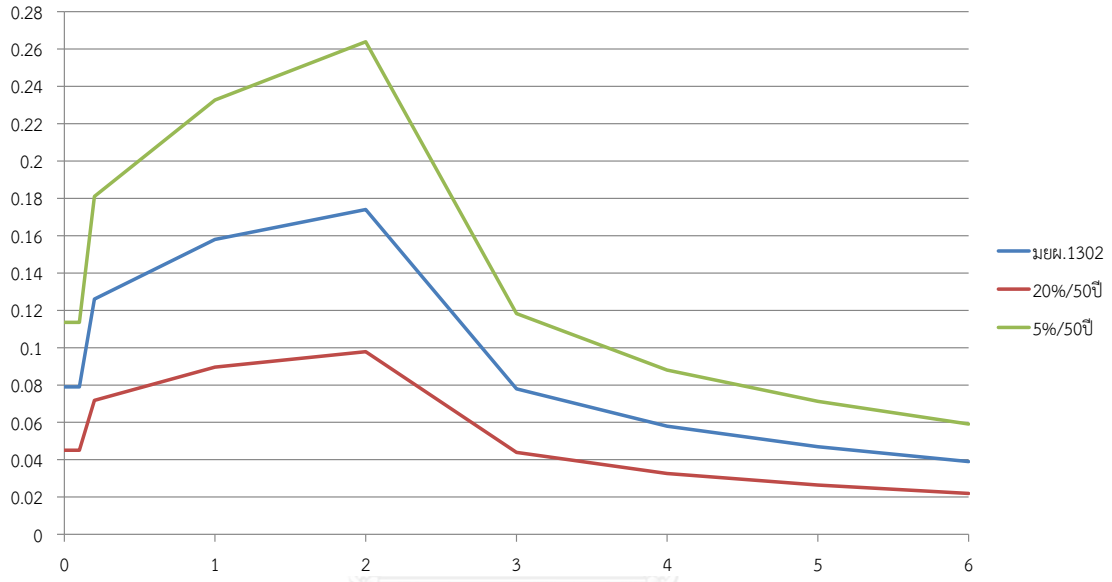
$$\text{อัตราส่วนระหว่าง } \frac{10\%/50\text{year}}{20\%/50\text{year}} = \frac{1.3}{0.7314285714} = 1.7773$$

$$\text{อัตราส่วนระหว่าง } \frac{5\%/50\text{year}}{10\%/50\text{year}} = \frac{1.971751412}{1.3} = 1.5167$$



รูปที่ 3-5b กราฟเส้นโค้งความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่คาบการสั่นธรรมชาติ 2 วินาที

จากนั้นจึงนำค่าอัตราส่วนไปปรับขนาดสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมาย โดยตั้งแต่คาบการสั่นธรรมชาติ 0-0.2 วินาที จะใช้อัตราส่วนเท่ากับที่หาได้ที่ 0.2 วินาที คาบการสั่นธรรมชาติ 2 วินาทีเป็นต้นไปจะใช้อัตราส่วนเท่ากับที่หาได้ที่ 2 วินาที ส่วนคาบกันสั่นธรรมชาติที่อยู่ระหว่าง 0.2 และ 2 วินาที จะใช้การเทียบหาค่าอัตราส่วนแบบเชิงเส้น ซึ่งจะได้สเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิด 20% และ 5% ใน 50 ปี ดังรูปที่ 3-6



รูปที่ 3-6 สเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายความรุนแรงแผ่นดินไหวระดับต่างๆ

3.2.2 การเลือกคลื่นแผ่นดินไหว

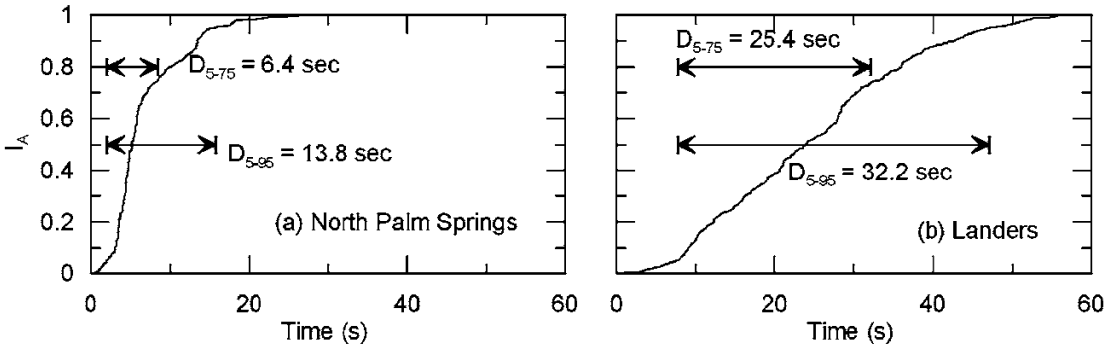
จากการศึกษางานวิจัยเรื่องรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทยของ Pailoplee (2009) พบว่ารอยเลื่อนที่ส่งผลกระทบต่อพื้นที่กรุงเทพมหานครมากที่สุด คือ รอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ ที่บริเวณจังหวัดกาญจนบุรี โดยมีลักษณะรอยเลื่อนแบบ Strike-Slip มีขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดมาตราขนาดโมเมนต์เท่ากับ 7.6 และมีระยะทางที่ใกล้และไกลกรุงเทพมหานครที่สุดคือ 81 และ 292 กิโลเมตรตามลำดับ

ข้อมูลจากงานวิจัยข้างต้นจะนำมาใช้ในการหาคลื่นแผ่นดินไหวจากฐานข้อมูล PEER Ground Motion Database (PGMD) ของ PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) และฐานข้อมูลจากโปรแกรม REXEL โดยเป็นฐานข้อมูลแผ่นดินไหวที่ยึดตามฐานข้อมูลแผ่นดินไหวรุนแรงของยุโรป (European Strong-motion Database) ข้อมูลคลื่นที่ได้แต่ละคลื่นจะประกอบไปด้วยองค์ประกอบในแนวราบ 2 ทิศทาง ซึ่งคลื่นจากฐานข้อมูล PEER จะได้เป็นข้อมูลคลื่น

แนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน (fault-normal direction, FN) และแนวขนานกับรอยเลื่อน (fault-parallel direction, FP) ส่วนจากโปรแกรม REXEL จะได้เป็นข้อมูลคลื่น แนวแกน x และ y ที่ตั้งฉากกัน

คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัยนี้จะแบ่งประเภทเป็น คลื่นยาวและคลื่นสั้น ตามช่วงระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญ (significant duration) ซึ่งจากรายงานหลักการและเทคนิคการใช้ฐานข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวของ PEER (2010) ระบุว่า ช่วงระยะเวลาที่มีนัยสำคัญจะนับจากช่วงเวลาที่คลื่นมีความหนาแน่นของพลังงาน 5% ถึง ช่วงเวลาที่มีความหนาแน่นของพลังงาน 95% ของพลังงานทั้งหมดที่คลื่นแผ่นดินไหวปล่อยออกมา โดยความหนาแน่นของพลังงานจะคิดจาก สมการความหนาแน่นของพลังงานของ Arias (Arias Intensity) ดังสมการที่ 3.1 และแสดงตัวอย่างการนับช่วงเวลาที่มีนัยสำคัญดังรูปที่ 3-7

$$I_A = \frac{\pi}{2g}\int_0^T a^2(t)dt \tag{3.1}$$



รูปที่ 3-7 การวัดค่าช่วงระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญ (significant duration)
(Kempton and Stewart, 2006)

จากการหาคลื่นแผ่นดินไหวจากฐานข้อมูล PEER และ REXEL จึงแบ่งประเภทให้คลื่นช่วงระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวมีช่วงระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญ (D5-95) 52-114 วินาที ส่วนคลื่นช่วงระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นจะมีช่วงระยะเวลา (D5-95) 19-32 วินาที โดยจะเลือกคลื่นแผ่นดินไหวตามข้อมูลเบื้องต้นและมีรูปร่างสเปกตรัมการตอบสนองใกล้เคียงกับสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมาย เพื่อเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่รอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ โดยตารางที่ 3-4 จะแสดงข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวยาวที่ได้จากจากฐานข้อมูล PEER ส่วนตารางที่ 3-5a และ 3-5b จะแสดงข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวสั้นที่ได้จากจากฐานข้อมูล PEER และ REXEL ตามลำดับ โดยคลื่นสั้นที่ได้จากฐานข้อมูลโปรแกรม REXEL จะใช้คลื่นที่มีลักษณะรอยเลื่อนแบบ oblique ซึ่งมีลักษณะใกล้เคียงกับรอยเลื่อนแบบ strike-slip แทน เนื่องจากความจำกัดของจำนวนข้อมูล

ตารางที่ 3-4 รายละเอียดของคลื่นแผ่นดินไหวยาวที่ใช้ในการวิเคราะห์จากฐานข้อมูลของ PEER

NGA#	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	R (km)	D5-95(s)	Vs30(m/s)
2067	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage - K2-07	6.7	Strike-Slip	275.3	100.1 113.8	270
2064	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage - K2-04	6.7	Strike-Slip	273.7	90.9 94.3	279.4
2079	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage - K2-19	6.7	Strike-Slip	271.9	78.7 90.4	191.3
2088	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage International Airport	6.7	Strike-Slip	272.9	92.4 90.3	274.5
2070	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage - K2-10	6.7	Strike-Slip	277.4	105.1 97.4	269
2081	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage - K2-21	6.7	Strike-Slip	275.2	75.0 91.2	279.4
2729	Chi-Chi- Taiwan-04	1999	CHY066	6.2	Strike-Slip	94.3	58.3 59.3	212
2065	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage - K2-05	6.7	Strike-Slip	269.6	82.5 99.8	284
1167	Kocaeli- Turkey	1999	Kutahya	7.51	Strike-Slip	145.1	53.1 57.1	274.5
1156	Kocaeli- Turkey	1999	Canakkale	7.51	Strike-Slip	266.2	52.4 57.7	274.5
2060	Nenana Mountain- Alaska	2002	Anchorage - DOI Off. of Aircraft	6.7	Strike-Slip	272.9	59.8 58.5	279.4
1765	Hector Mine, California	1999	Arleta - Nordhoff Fire Sta	7.13	Strike-Slip	193.8	59.7 55.9	297.7

ตารางที่ 3-5a รายละเอียดของคลื่นแผ่นดินไหวสั้นที่ใช้ในการวิเคราะห์จากฐานข้อมูลของ PEER

NGA#	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	R (km)	D5-95(s)	Vs30(m/s)
833	Landers, California	1992	Anaheim - W Ball Rd	7.28	Strike-Slip	144.9	25.7 27.5	234.9
849	Landers, California	1992	Covina - W Badillo	7.28	Strike-Slip	128.1	27.0 27.6	271.4
896	Landers, California	1992	Tustin - E Sycamore	7.28	Strike-Slip	136.7	27.3 29.4	234.9
878	Landers, California	1992	Lakewood - Del Amo Blvd	7.28	Strike-Slip	157.4	27.4 27.9	234.9
844	Landers, California	1992	Burbank - N Buena Vista	7.28	Strike-Slip	157.9	31.8 27.7	271.4
856	Landers, California	1992	Fountain Valley - Euclid	7.28	Strike-Slip	146.9	26.5 27.5	270.2
873	Landers, California	1992	LA - W 70th St	7.28	Strike-Slip	164	25.3 23.7	294.2
861	Landers, California	1992	Huntington Bch - Waikiki	7.28	Strike-Slip	156	22.0 24.3	234.9
1781	Hector Mine, California	1999	Fillmore Pac Bell	7.13	Strike-Slip	232.7	26.6 28.4	271.4

ตารางที่ 3-5b รายละเอียดของคลื่นแผ่นดินไหวสั้นที่ใช้ในการวิเคราะห์จากฐานข้อมูลของโปรแกรม REXEL

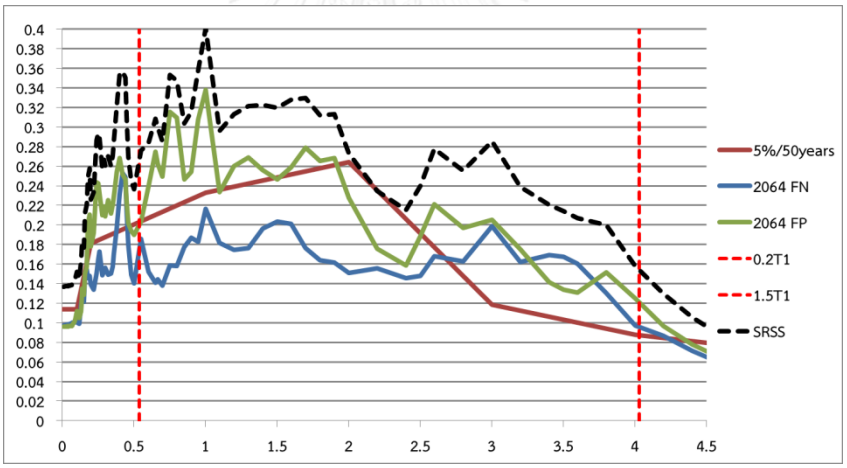
Waveform ID	Earthquake Name	Date	Station ID	Mag	Mechanism	R (km)	D5-95(s)	Site class
184	Tabas, Iran	16/9/1978	ST56	7.3	oblique	241	28.45 26.81	B
5816	Strofades, Greece	18/11/1997	ST163	6.6	oblique	134	23.41 19.11	B
3718	Duzce 1 Turkey	12/11/1999	ST766	7.2	oblique	268	26.46 24.03	B
3722	Duzce 1 Turkey	12/11/1999	ST779	7.2	oblique	198	27.26 28.42	B
3716	Duzce 1 Turkey	12/11/1999	ST774	7.2	oblique	151	30.08 26.63	B

3.2.3 การปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหว

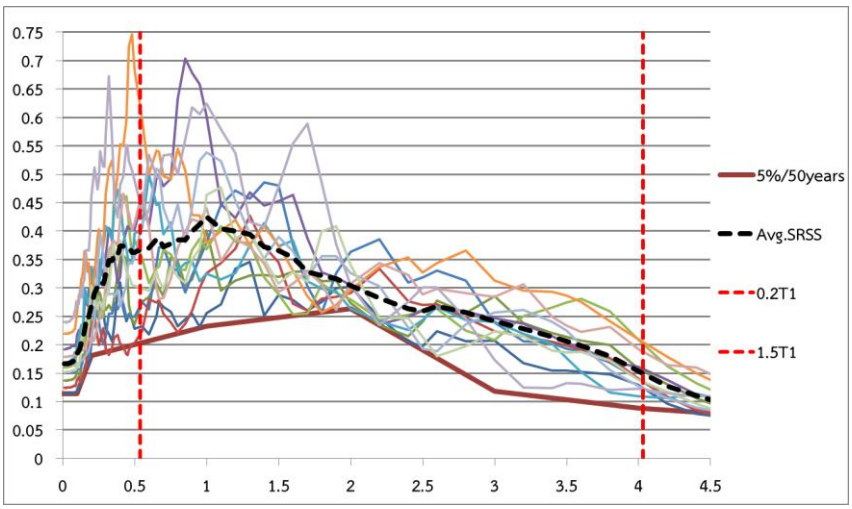
เกณฑ์สำหรับการปรับขนาดความเร่งประวัติเวลาตามมาตรฐาน ASCE 41-13 จะต้องมีการคำนวณค่ารากที่สองของผลรวมค่ายกกำลังสอง (SRSS) ของสเปกตรัมจากคลื่นส่วนประกอบในแนวนอนของแต่ละคลื่น โดยสเปกตรัมมีค่าการหน่วง 5% คลื่นความเร่งส่วนประกอบในแนวนอนทั้ง

2 ทิศทางในแต่ละชุดข้อมูลคลื่นต้องถูกคูณปรับค่าด้วยค่าคงที่เดียวกัน โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS จากคลื่นทั้งหมด ในช่วงคาบ 0.2T1 ถึง 1.5T1 มีค่าไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายที่ใช้ออกแบบที่มีค่าการหน่วง 5% โดย T1 คือ คาบพื้นฐาน หรือคาบในโหมดที่ 1 ของอาคาร ซึ่งอาคารตัวอย่างทั้ง 3 อาคารจะมีคาบในโหมดที่ 1 แตกต่างกันไปคือ อาคาร 4 ชั้นมีคาบพื้นฐาน 1.33 วินาที, อาคาร 10 ชั้นมีคาบพื้นฐาน 2.69 วินาที, และอาคาร 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นมีคาบพื้นฐาน 3.03 วินาที จึงต้องทำการปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ทุกๆอาคาร ในงานวิจัยนี้มีขั้นตอนการปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวดังต่อไปนี้

1. คูณค่าคงที่ให้กับคลื่นความเร่งในแนวนอน 2 ทิศทางของแต่ละชุดคลื่น เพื่อให้สเปกตรัม SRSS ของคลื่นนั้นๆมีค่าไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายในช่วงคาบ $0.2T_1$ ถึง $1.5T_1$ ในทุกๆคลื่น ในขั้นตอนนี้ สเปกตรัม SRSS เฉลี่ยจากคลื่นทั้งหมดจะมีค่าสเปกตรัมสูงกว่าสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายอยู่มากในช่วงคาบ $0.2T_1$ ถึง $1.5T_1$ ดังแสดงตัวอย่างการปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคาร 10 ชั้นในรูปที่ 3.8a และ 3.8b

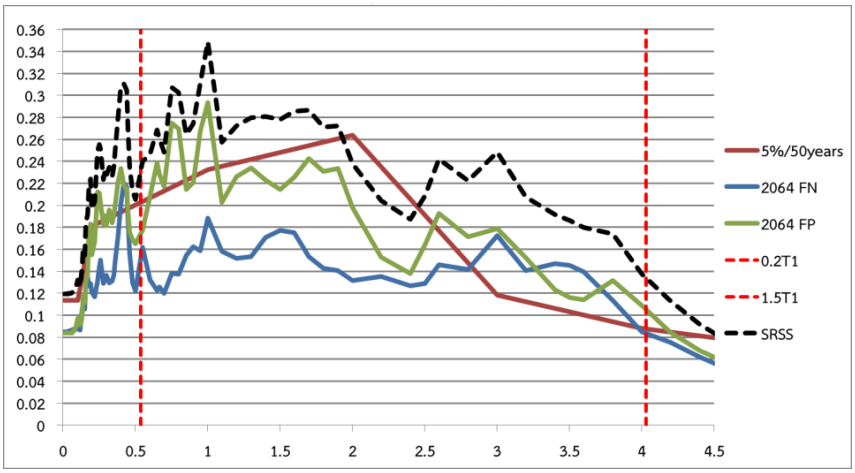


รูปที่ 3-8a ตัวอย่างชุดข้อมูลคลื่น NGA# 2064 ที่ปรับขนาดให้สเปกตรัม SRSS ของคลื่นนั้นๆมีค่าไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายในช่วงคาบ 0.2T1 ถึง 1.5T1

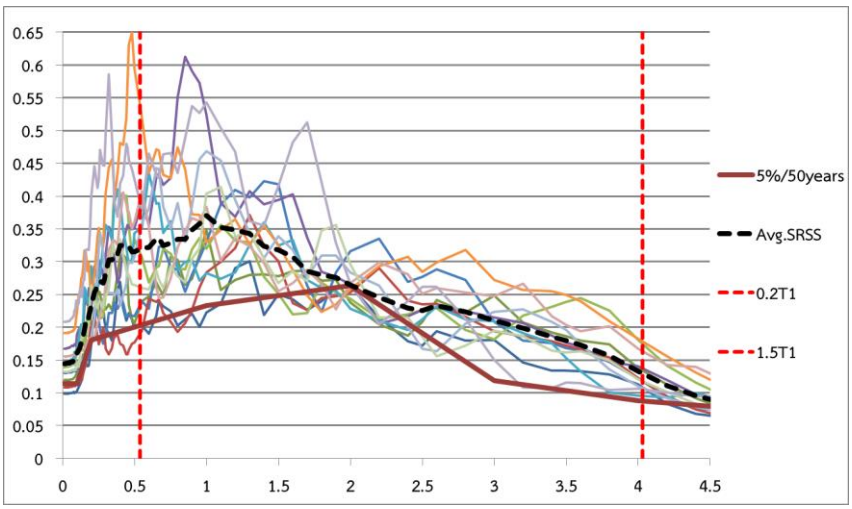


รูปที่ 3-8b สเปกตรัม SRSS เฉลี่ยจากคลื่นทั้งหมดที่มีค่าสเปกตรัมสูงกว่าสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมายอยู่มากในช่วงคาบ 0.2T1 ถึง 1.5T1

2. คูณค่าคงที่ให้กับคลื่นความเร่งในแนวนอน 2 ทิศทางของแต่ละชุดคลื่นอีกค่าโดยเป็นค่าตัวคูณลดค่าที่เท่ากันทุกๆคลื่น เพื่อเป็นการลดค่าสเปกตรัม SRSS เฉลี่ยจากคลื่นทั้งหมดให้มีค่าต่ำสุดในช่วงคาบ 0.2T1 ถึง 1.5T1 ไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมาย โดยไม่ต้องสูงกว่าสเปกตรัมเป้าหมายมากเหมือนขั้นตอนที่แล้ว ดังแสดงตัวอย่างการปรับขนาดในรูปที่ 3-9a และ 3-9b สุดท้ายจะได้ค่าตัวคูณปรับค่าสุดท้ายของแต่ละคลื่น คือ ค่าตัวคูณจากขั้นตอนที่ 1) คูณกับ ค่าตัวคูณลดค่าจากขั้นตอนที่ 2.



รูปที่ 3-9a ตัวอย่างสเปกตรัมชุดข้อมูลคลื่น NGA# 2064 ที่คูณค่าคงที่ลดค่าที่เท่ากันทุกๆคลื่นแล้ว



รูปที่ 3-9b สเปกตรัม SRSS เฉลี่ยจากคลื่นทั้งหมดมีค่าต่ำสุดในช่วงคาบ 0.2T1 ถึง 1.5T1 ไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมการตอบสนองเป้าหมาย โดยไม่ต้องสูงกว่าสเปกตรัมเป้าหมายมาก

เมื่อทำการปรับขนาดคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างทุกอาคารแล้ว จะได้คลื่นที่มีค่าคงที่ในการปรับขนาดทั้งหมดดังตารางที่ 3-6a และ 3-6b ซึ่งสามารถดูรายละเอียดสเปกตรัมการตอบสนองและความเร่งประวัติเวลาของแต่ละคลื่นได้ในภาคผนวก ข

ตารางที่ 3-6a คลื่นแผ่นดินไหวยาวที่ใช้ในการวิเคราะห์พร้อมค่าคงที่ในการปรับขนาดความรุนแรง

Waveform ID	Event	Scale Factor					
		4th Floor Building		10th Floor Building		10th Floor Soft Story Building	
		5%/50years	20%/50years	5%/50years	20%/50years	5%/50years	20%/50years
2067	Nenana Mountain- Alaska	7.59	2.9	7.59	2.9	7.59	2.9
2064	Nenana Mountain- Alaska	9.19	3.37	9.19	3.37	9.19	3.37
2079	Nenana Mountain- Alaska	8.18	3.03	8.18	3.03	8.18	3.03
2088	Nenana Mountain- Alaska	8.01	3.1	8.01	3.1	8.01	3.1
2070	Nenana Mountain- Alaska	12.69	4.7	12.69	4.7	12.69	4.7
2081	Nenana Mountain- Alaska	11.03	4.04	11.03	4.04	11.03	4.04
2729	Chi-Chi- Taiwan-04	5.69	2.09	5.69	2.09	5.69	2.09
2065	Nenana Mountain- Alaska	15.4	5.71	15.4	5.71	15.4	5.71
1167	Kocaeli- Turkey	1.53	0.56	1.53	0.56	1.53	0.56
1156	Kocaeli- Turkey	4.07	1.5	4.07	1.5	4.07	1.5
2060	Nenana Mountain- Alaska	8.75	3.2	8.75	3.2	8.75	3.2
1765	Hector Mine, California	5.95	2.16	5.95	2.16	5.95	2.16

ตารางที่ 3-6b คลื่นแผ่นดินไหวสั้นที่ใช้ในการวิเคราะห์พร้อมค่าคงที่ในการปรับขนาดความรุนแรง

Waveform ID	Event	Scale Factor					
		4th Floor Building		10th Floor Building		10th Floor Soft Story Building	
		5%/50years	20%/50years	5%/50years	20%/50years	5%/50years	20%/50years
833	Landers, California	1.88	0.71	1.82	0.69	1.82	0.69
849	Landers, California	1.79	0.68	2.02	0.76	2.02	0.76
896	Landers, California	2.32	0.86	2.26	0.84	2.26	0.84
878	Landers, California	1.63	0.61	1.57	0.59	1.57	0.59
844	Landers, California	1.79	0.66	3.32	1.27	4.52	1.76
856	Landers, California	1.77	0.65	1.82	0.67	1.82	0.67
873	Landers, California	2.01	0.75	1.94	0.73	1.94	0.73
861	Landers, California	2.16	0.8	2.32	0.86	2.32	0.86
1781	Hector Mine, California	4.73	1.76	4.64	1.72	4.64	1.72
184	Tabas, Iran	0.28	0.1	0.44	0.17	0.52	0.19
5816	Strofades, Greece	0.38	0.14	0.56	0.21	0.92	0.36
3718	Duzce 1 Turkey	2.26	0.83	3.2	1.2	4	1.46
3722	Duzce 1 Turkey	0.45	0.18	0.54	0.2	0.84	0.32
3716	Duzce 1 Turkey	1.93	0.71	2.28	0.86	3.2	1.16

3.3 การสร้างแบบจำลองอาคารตัวอย่าง

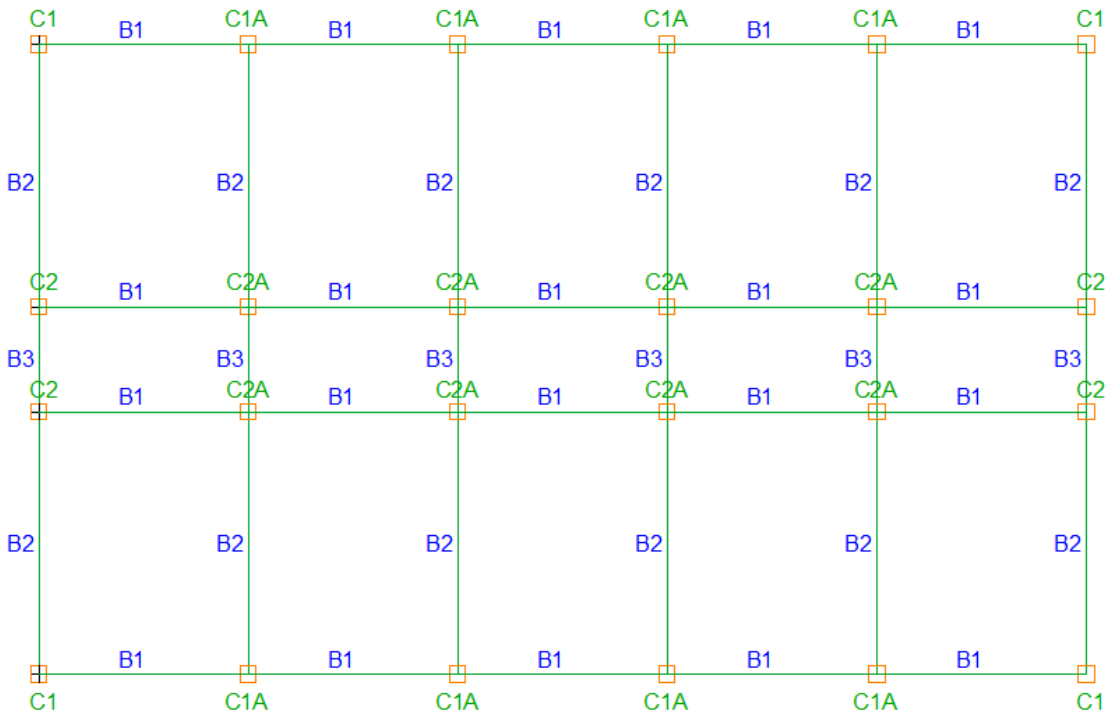
ในงานวิจัยนี้จะใช้กระบวนการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure) ซึ่งจากงานวิจัยที่ผ่านมาให้ข้อสรุปว่าเป็นวิธีที่ให้พฤติกรรมโครงสร้างถูกต้องใกล้เคียงความจริงที่สุด โดยมีขั้นตอนในการสร้างแบบจำลองดังต่อไปนี้

3.3.1 การหาค่าสติฟเนสประสิทธิผลของชิ้นส่วนโครงสร้าง (effective stiffness values)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้น ชิ้นส่วนของโครงสร้างในตำแหน่งที่ไม่ได้มีการใส่จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) จะต้องคิดค่าสติฟเนสประสิทธิผลของชิ้นส่วนโครงสร้าง เพื่อจำลองลักษณะการแตกร้าวเนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกขณะใช้งาน ซึ่งจะใช้ค่าตามมาตรฐาน ASCE 41-13 ในตารางที่ 2-2 โดยคานของอาคารตัวอย่างทั้ง 3 อาคาร จะใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของแรงดัดเป็น 0.3EcIg โดย Ec คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และ Ig คือ โมเมนต์ความเฉื่อยทั้งหน้าตัด ส่วนเสาจะคิดจากแรงในแนวแกนจากน้ำหนักบรรทุกออกแบบทิศทางตามแรงโน้มถ่วง (design gravity loads) กับกำลังต้านแรงในแนวแกนของเสา โดยในตารางที่ 2-2 ระบุไว้ว่าถ้าเสามีค่าแรงอัดในแนวแกน ≤ 0.1Agf'c หรือเป็นแรงดึง โดย Ag คือ พื้นที่หน้าตัดเสา และ f'c คือกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต จะใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของแรงดัดเป็น 0.3EcIg แต่ถ้าเสามีค่าแรงอัดในแนวแกน ≥ 0.5Agf'c จะใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของแรงดัดเป็น 0.7EcIg โดยน้ำหนัก

บรรทุกออกแบบทิศทางตามแรงโน้มถ่วง (design gravity loads) จะใช้ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 ด้วยวิธีวิเคราะห์พฤติกรรมแบบเชิงเส้น (linear procedures) คือ 1.1(1.0D + 0.25L) โดยที่ D คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ และ L คือ น้ำบรรทุกจร ส่วนเสาที่ได้ค่าแรงอัดในแนวแกนอยู่ระหว่าง 0.1Agf'c และ 0.5Agf'c จะทำการเทียบอัตราส่วนเชิงเส้นเพื่อหาค่าสติฟเนสประสิทธิผลของแรงดัดของเสานั้น

จากการวิเคราะห์การรับแรงอัดในแนวแกนของเสาจึงได้ทำการแบ่งกลุ่มของเสาแต่ละชั้นในทุกๆอาคารตามการรับแรงในแนวแกนได้ดังรูปที่ 3-10



รูปที่ 3-10 การแบ่งกลุ่มของเสาและคานในแต่ละชั้น

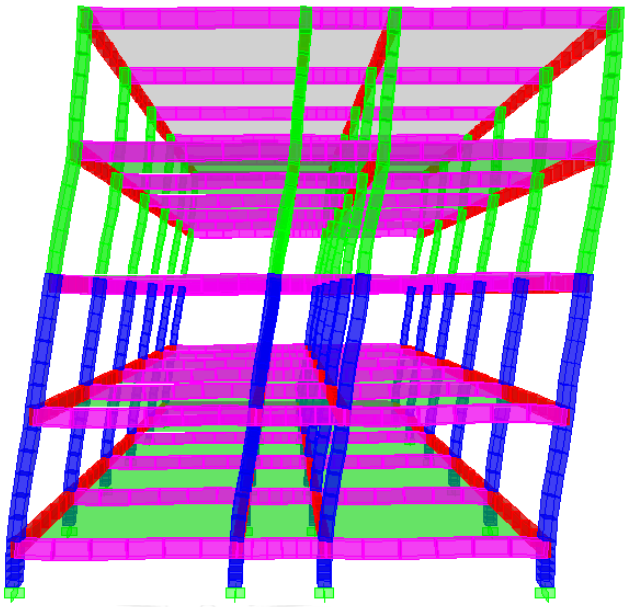
จากการหาค่าสติฟเนสประสิทธิผลของเสาอาคารตัวอย่างทั้ง 3 หลัง ได้ผลดังนี้คือ อาคารตัวอย่าง 4 ชั้น จะใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของแรงดัดของเสาเป็น 0.3Eclg ทุกต้น ส่วนอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น และ 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น จะใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของแรงดัดของเสาตามตารางที่ 3-7

ตารางที่ 3-7 ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของแรงดัดของเสา อาคารตัวอย่าง 10 ชั้น และ 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

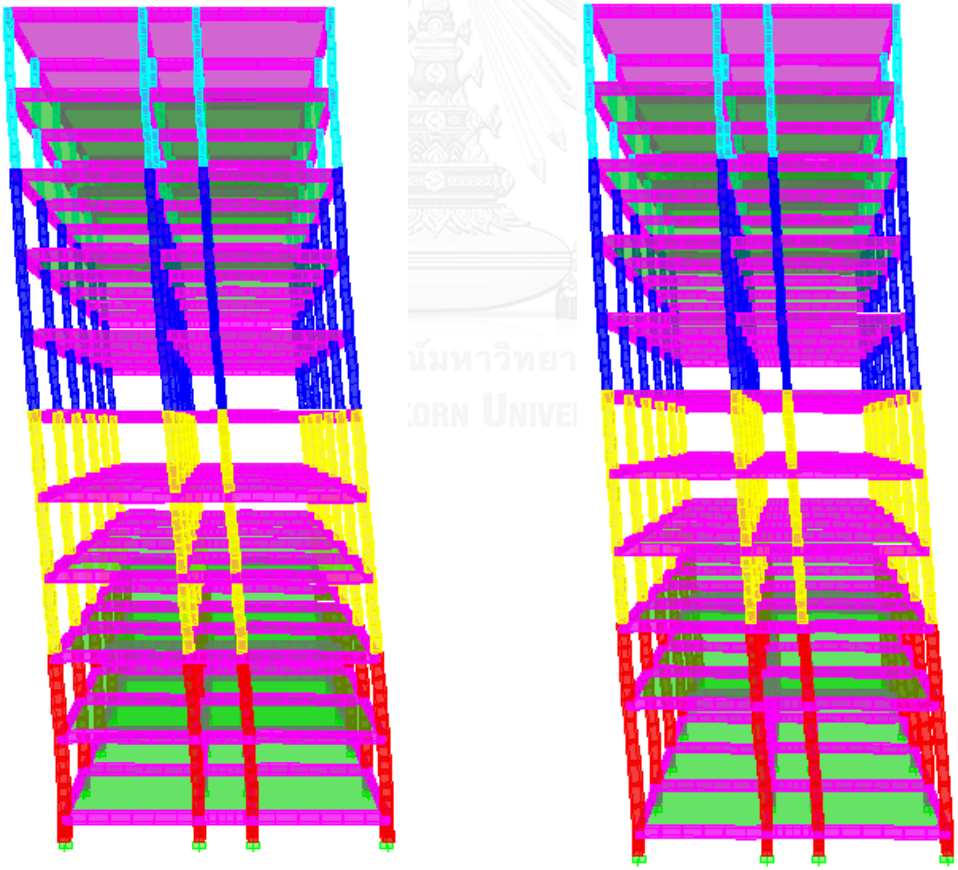
Floor	10th Floor and 10th Floor Soft Story			
	C1	C1A	C2	C2A
Pier	0.3EI	**0.5EI**	0.3EI	**0.5EI**
1st	0.3EI	0.3EI	0.3EI	**0.5EI**
2nd	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI
3rd	0.3EI	0.3EI	0.3EI	**0.5EI**
4th	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI
5th	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI
6th	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI
7th	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI
8th	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI
9th	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI
10th	0.3EI	0.3EI	0.3EI	0.3EI

3.3.2 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบเชิงเส้น (linear dynamic analysis)

เนื่องจากในการสร้างแบบจำลองคานและเสาในการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้น (nonlinear dynamic) จะต้องมีการสร้างจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ตามตารางที่ 2-3 และ 2-4 จากมาตรฐาน ASCE 41-13 ซึ่งต้องมีการวิเคราะห์ค่าแรงเฉือนและแรงในแนวแกนของคานและเสาเพื่อใช้เทียบค่าในตารางสร้างกราฟพฤติกรรมของจุดหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนขึ้นมา จึงได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบเชิงเส้น (linear dynamic) ก่อน เพื่อคาดการณ์แรงเฉือนและแรงในแนวแกนที่จะเกิดขึ้นในชิ้นส่วนเสาและคานโดยประมาณในการใช้สร้างกราฟพฤติกรรมของจุดหมุนพลาสติก โดยจะใช้น้ำหนักบรรทุกออกแบบด้วยวิธีวิเคราะห์พฤติกรรมแบบเชิงเส้น (linear procedures) คือ 1.1(1.0D + 0.25L) + E โดยที่ D คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่, L คือ น้ำบรรทุกจร และ E คือ แรงแผ่นดินไหว ซึ่งจะใช้กราฟสเปกตรัม มยผ.1302 ที่ทำการปรับขนาดความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิดเป็น 20% และ 5% ใน 50 ปี แล้ว มาใช้ในการวิเคราะห์โดยจะแยกการวิเคราะห์เป็น 2 ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว แบบจำลองเชิงเส้นของอาคารตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 3-11a และ 3-11b



รูปที่ 3-11a แบบจำลองเชิงเส้นของอาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้นในโปรแกรม ETABS



รูปที่ 3-11b แบบจำลองเชิงเส้นของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น และ 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ในโปรแกรม ETABS

3.3.3 การหาค่ากำลังของเสาและคาน

การคิดกำลังของเสาและคานในการวิเคราะห์ประเมินโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะใช้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต และกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมที่สภาวะใช้งานจริง ซึ่งสถาบันวิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (2552) ได้ให้ข้อมูลกำลังวัสดุที่สภาวะใช้งานจริงดังนี้

ตารางที่ 3-8 ข้อมูลอัตราส่วนกำลังที่สภาวะใช้งานจริงต่อกำลังที่ระบุตามมาตรฐาน

กำลังของวัสดุ	อัตราส่วนกำลังที่สภาวะใช้งานจริงต่อกำลังที่ระบุตามมาตรฐาน
คอนกรีตกำลังอัดประลัยที่อายุ 28 วัน ($f_c^{'}$) 240 กก./ซม.^{2}	1.41
เหล็กเสริมข้ออ้อยกำลังที่จุดคราก (f_y) 4,000 กก./ซม.^{2} (SD40)	1.25
เหล็กปลอกกลมกำลังที่จุดคราก (f_{yt}) 2,400 กก./ซม.^{2} (SD24)	1.40

ในการคิดกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานจะคิดกำลังที่ตำแหน่งปลายคาน เนื่องจากจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) จะเกิดขึ้นที่ปลายคานเมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวแล้วคานมีมุมหมุนเกินจุดคราก โดยจะหากำลังรับโมเมนต์ดัดของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเหล็กรับแรงอัดด้วย เนื่องจากในการก่อสร้างจริงจะมีการวางเหล็กบนและเหล็กล่างตลอดความยาวคาน ซึ่งเหล็กเสริมทั้ง 2 ด้านมีส่วนช่วยรับโมเมนต์ดัดร่วมกัน จากการคำนวณค่าอัตราส่วน p-p’ ตามสมการที่ 3.2 ในการรับโมเมนต์บวกและลบของชิ้นส่วนคานทุกคานของอาคารทุกหลังแล้ว ได้ค่าน้อยกว่า (p-p’)min ตามสมการที่ 3.3 แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังไม่ถึงจุดคราก ดังนั้นกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานจึงคำนวณได้ดังสมการที่ 3.5 และสำหรับกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสาและคานสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.11-3.13 โดยระยะห่างของเหล็กปลอกจะเท่ากันตลอดความยาวเสาและคาน

$$\rho - \rho' = \frac{A_s - A_s^{'}}{bd} \tag{3.2}$$

$$\left(\rho - \rho^{'}\right)_{\min} = 0.85\beta_1 \frac{f_c^{'}}{f_y}\frac{d^{'}}{d}\frac{6120}{6120 - f_y} \tag{3.3}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c^{'} - 280}{70}\right) \tag{3.4}$$

$$M_n = 0.85 f_c^{'} ba\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s^{'} f_s^{'}\left(d - d^{'}\right) \tag{3.5}$$

$$f_s^{'} = \frac{c - d^{'}}{c}\left(6120\right) \tag{3.6}$$

$$c = -R \pm \sqrt{R^2 + Q} \tag{3.7}$$

$$R = \frac{6120 A_s^{'} - A_s f_y}{1.7 f_c^{'} b \beta_1} \tag{3.8}$$

$$Q = \frac{6120 d^{'} A_s^{'}}{0.85 f_c^{'} b \beta_1} \tag{3.9}$$

$$a = \frac{\left(A_s - A_s^{'}\right) f_y}{0.85 f_c^{'} b} \tag{3.10}$$

$$V_n = V_c + V_s \tag{3.11}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c^{'}} bd \tag{3.12}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S} \tag{3.13}$$

โดยที่ ;

M_n คือ ค่ากำลังการรับโมเมนต์ดัดของคาน

V_n คือ คำกำลังการรับแรงเฉือนของหน้าตัด

V_c คือ ค่ากำลังการรับแรงเฉือนของคอนกรีต

V_s คือ ค่ากำลังการรับแรงเฉือนของเหล็กปลอก

A_s คือ พื้นหน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง

$A_s^{'}$ คือ พื้นหน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด

A_v คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก

f_y คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัด

f_{yt} คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

f'_c คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

f'_s คือ หน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด

d คือ ความลึกประสิทธิผลของเหล็กเสริมรับแรงดึง

d' คือ ความลึกประสิทธิผลของเหล็กเสริมรับแรงอัด

b คือ ความกว้างของหน้าตัด

S คือ ระยะเรียงเหล็กปลอก

c คือ ระยะของแนวแกนสะเทิน

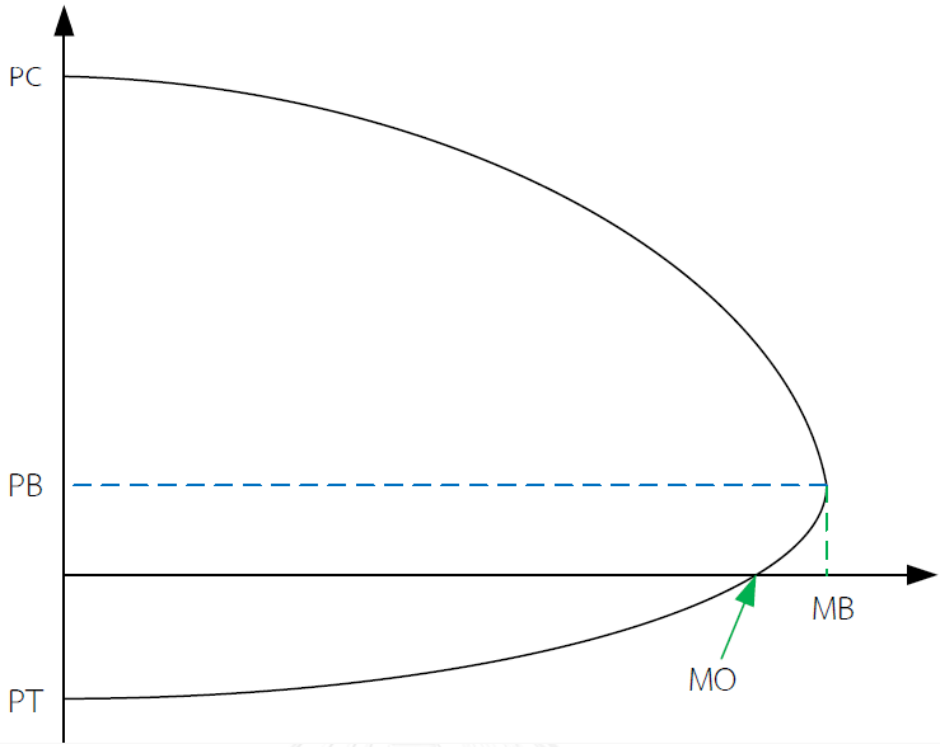
ρ คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง

ρ' คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงอัด

β_1 คือ ตัวคูณประกอบสำหรับความลึกของบล็อกหน่วยแรงอัดเทียบเท่า

a คือ ความลึกของบล็อกหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่าในคอนกรีต

ในส่วนกำลังของเสาจะแสดงในรูปของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสา (P-M2-M3 interaction diagram) ดังแสดงในรูปที่ 3-12 โดยกลุ่มของเสาที่มีกำลังเหมือนกันในแต่ละชั้นจะแบ่งตามการรับแรงอัดในแนวแกนของเสาคือ C1, C1A, C2, และ C2A และสำหรับกำลังของเสาและคานที่จุดครากจะคิดจากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด (maximum moment capacity :) กับกำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (yield moment capacity :) ตามสมการที่ 2.1



รูปที่ 3-12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสา (P-M2-M3 interaction diagram)

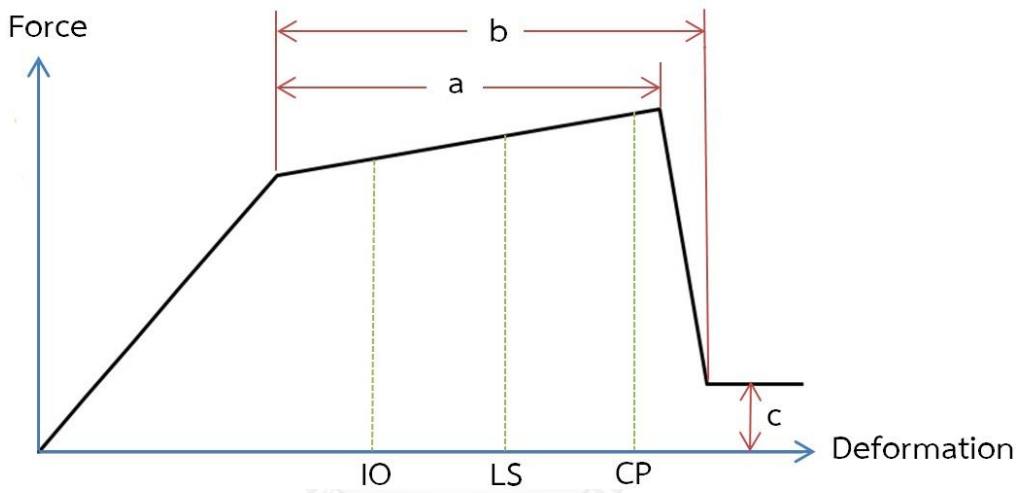
จากกราฟ PT คือ กำลังรับแรงดึงสูงสุดของเสา, PC คือ กำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา, M0 คือ กำลังรับโมเมนต์ดัด ณ ขณะที่กำลังรับแรงตามแนวแกนเป็นศูนย์, PB คือ กำลังรับแรงตามแนวแกนที่จุดสมดุล, และ MB คือ กำลังรับโมเมนต์ดัด ณ จุดสมดุล โดยเป็นค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดตามแนวแกน 2 หรือโมเมนต์การดัดตามแนวแกน 3 รายละเอียดค่ากำลังของเสาและคานต่างๆ จะแสดงในภาคผนวก

3.3.4 การสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41-13

เมื่อวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบเชิงเส้น (linear dynamic) เพื่อคาดการณ์แรงเฉือนและแรงในแนวแกนที่จะเกิดขึ้นในชิ้นส่วนคานและเสาแล้ว จึงนำค่าที่ได้มาเทียบค่าในตารางที่ 2-3 และ 2-4 คุณสมบัติคานที่ใช้ในการเทียบค่าในตารางจะเป็นคานที่มีการดัดเป็นตัวควบคุม โดยคานทำการแบ่งประเภทเป็นแบบ conforming และ nonconforming transverse reinforcement ด้วยระยะรียงของเหล็กปลอก โดยคานจะเป็นประเภท conforming เมื่อในตำแหน่งช่วงที่จะเกิดจุดหมุนพลาสติก เหล็กปลอกมีระยะเรียงตัว ≤ d /3 โดย d คือ ความลึกประสิทธิผลของเหล็กเสริมรับแรงดึง, และสำหรับคานที่มีความเหนียวปานกลางถึงมีความเหนียวสูง กำลังรับแรงเฉือนจากเหล็ก

ปลอก (Vs) จะต้องมีค่าอย่างน้อยเป็น 3/4 ของแรงเฉือนออกแบบ นอกนั้น จะถือว่าคานเป็นประเภท Nonconforming transverse reinforcement ทั้งหมด สำหรับเสาจะจัดให้เสามีคุณสมบัติเป็นประเภทที่ 2 ตามตารางที่ 2-5

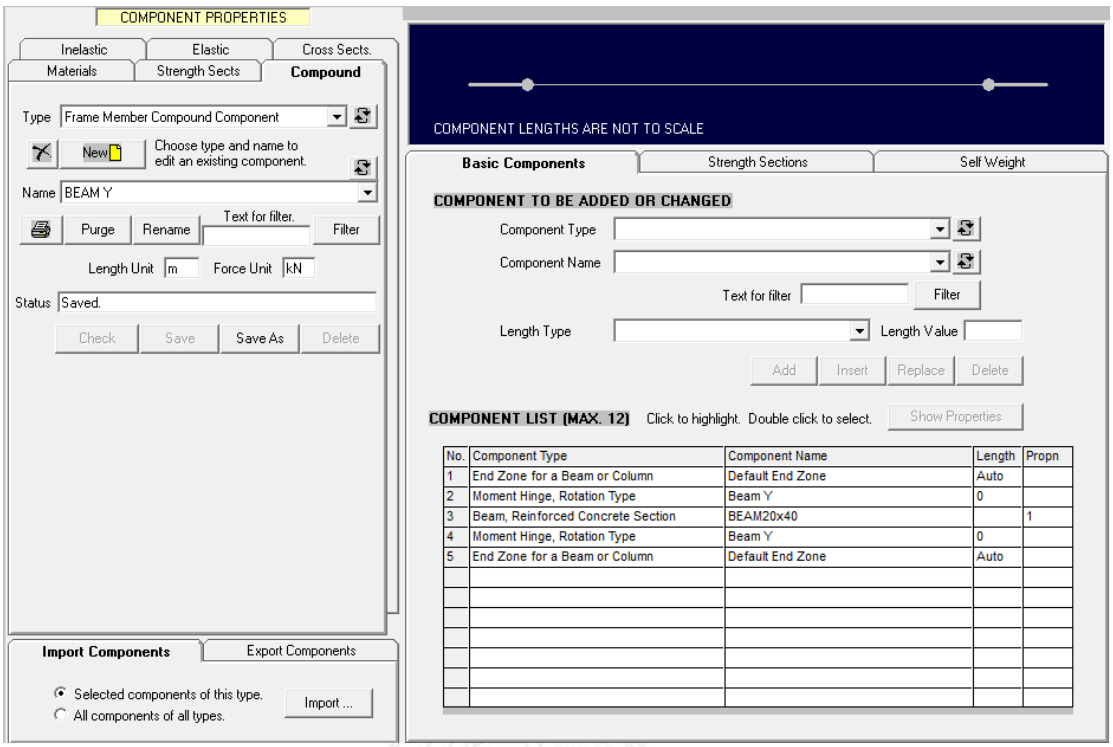
ค่าที่ได้จากการเทียบสัดส่วนคุณสมบัติต่างๆของคานและเสาตามตารางที่ 2-3 และ 2-4 ได้แก่ ค่า a และ b คือ ค่ามุมหมุนพลาสติก (plastic rotations angle) ที่จุดหมุนพลาสติกของเสาและคาน ค่า c คือ ค่าอัตราส่วนกำลังคงค้าง (residual strength ratio) และค่าระดับสมรรถนะของโครงสร้าง (performance level) IO, LS ,และ CP โดยสามารถนำค่าที่ได้ทั้งหมดมาสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างดังรูปที่ 3-13



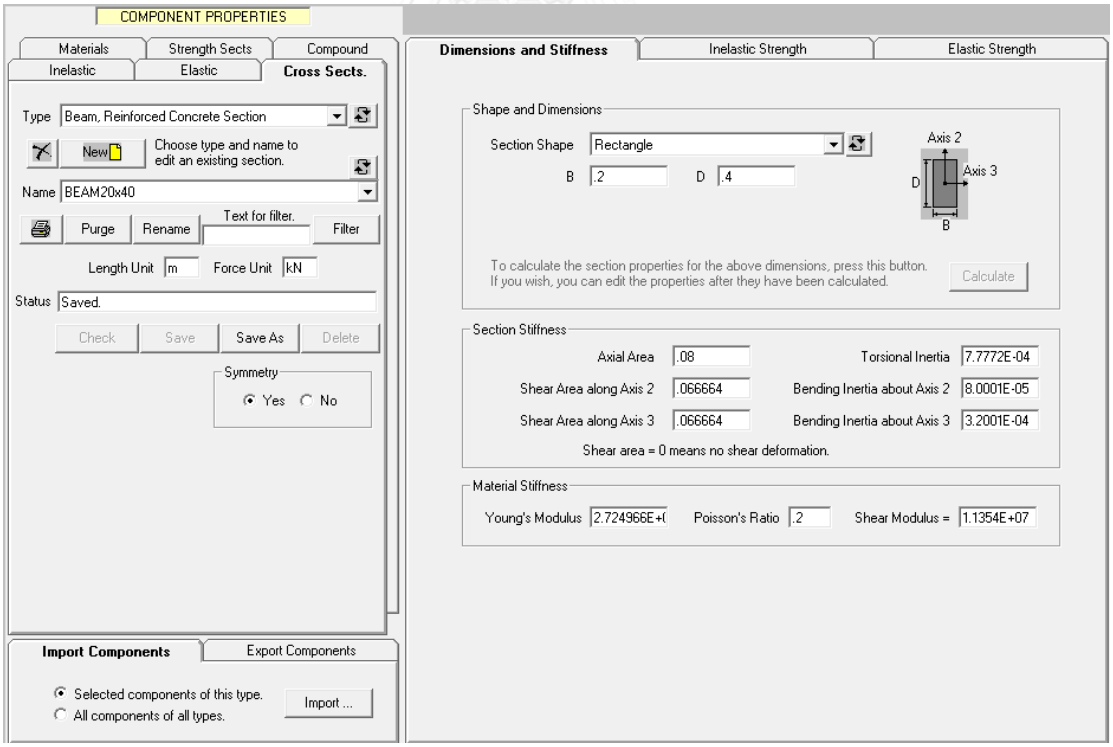
รูปที่ 3-13 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

3.3.5 การใส่ค่าคุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม Perform3D

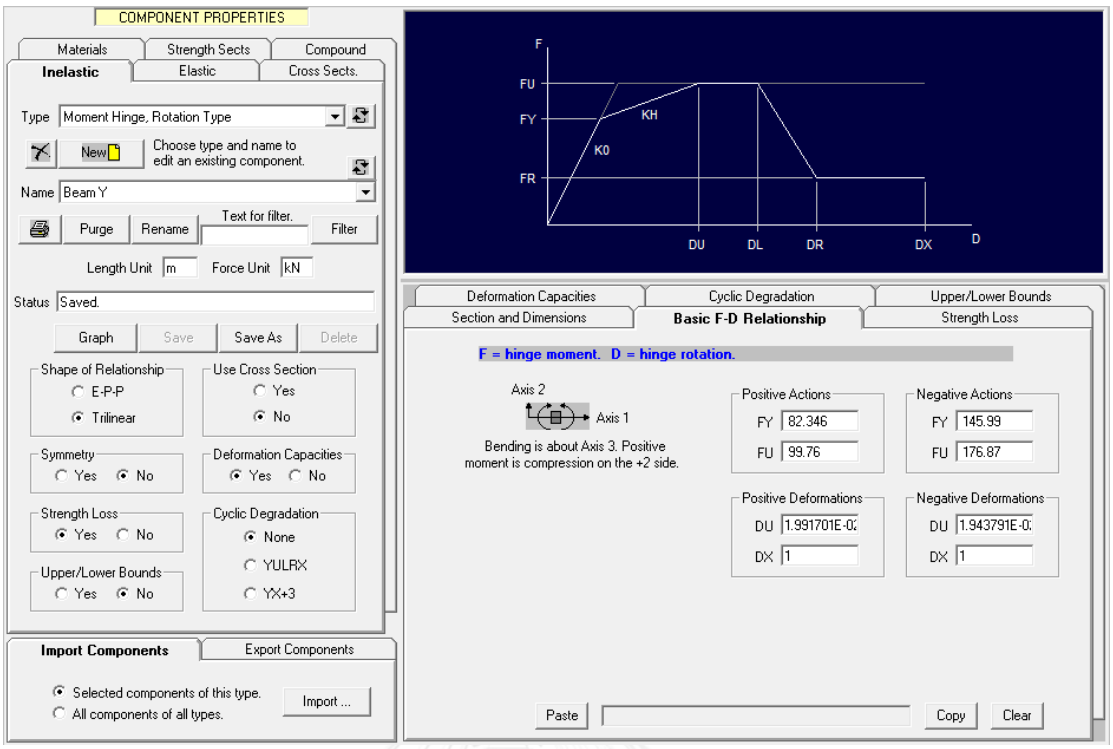
เมื่อได้ค่ากำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างและค่าในการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE 41-13 แล้ว จึงทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้างในโปรแกรม Perform3D แล้วทำการใส่คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างในการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น โดยแบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างจะประกอบไปด้วยส่วนประกอบเสาหรือคานอิลาสติก, จุดหมุนพลาสติก (plastic hinges) และปลายแข็งเกร็ง (rigid end zones) ที่ปลายเสาหรือคานทั้ง 2 ข้าง คานจะแบ่งเป็น 3 กลุ่ม คือ คาน B1, B2, และ B3 ดังรูปที่ 3-10 และแสดงตัวอย่างการใส่ค่าคุณสมบัติของคานในโปรแกรม Perform3D ดังรูปที่ 3-14 ถึง 3-19 ส่วนเสาจะแยกกลุ่มเป็นชั้นโดยแต่ละชั้นจะแบ่งกลุ่มเป็น 4 กลุ่มย่อยคือ เสา C1, C1A, C2, และ C2A ดังรูปที่ 3-10 และแสดงตัวอย่างการใส่ค่าคุณสมบัติของเสาในโปรแกรม Perform3D ดังรูปที่ 3-20 ถึง 3-26 โดยรายละเอียดค่าต่างๆที่ใช้ในการใส่คุณสมบัติชิ้นส่วนโครงสร้างของเสาและคานต่างๆจะแสดงรายละเอียดในภาคผนวก



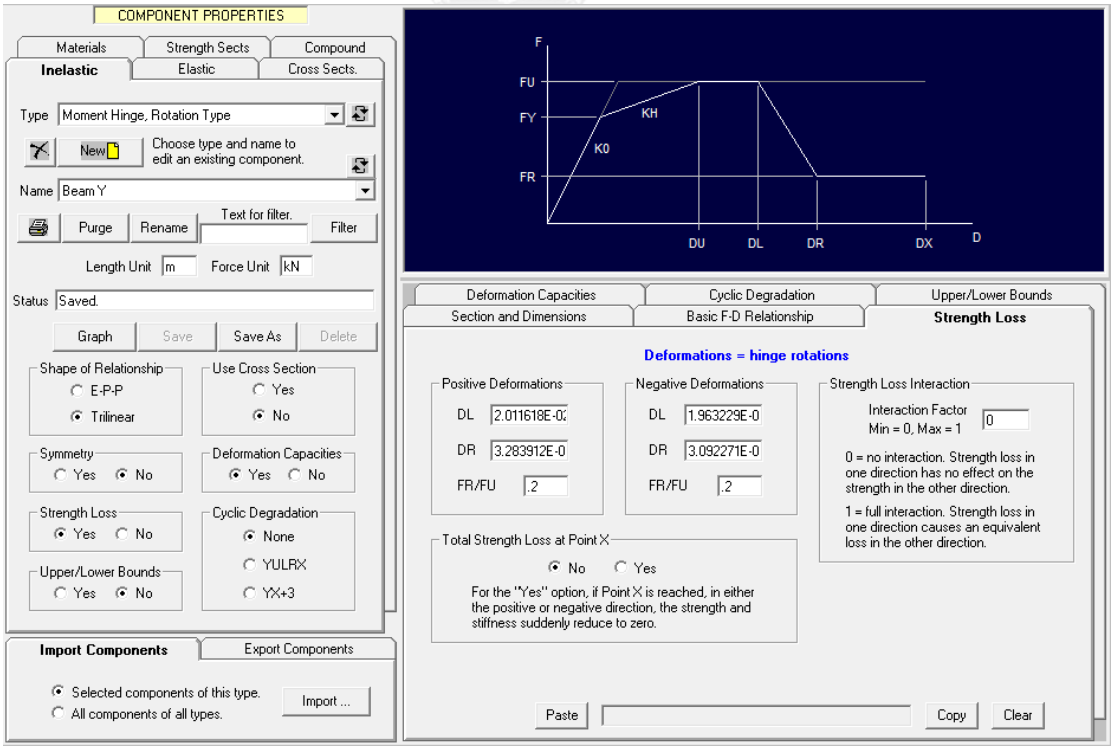
รูปที่ 3-14 การรวมองค์ประกอบชิ้นส่วน (compound section) ของคานในโปรแกรม Perform3D



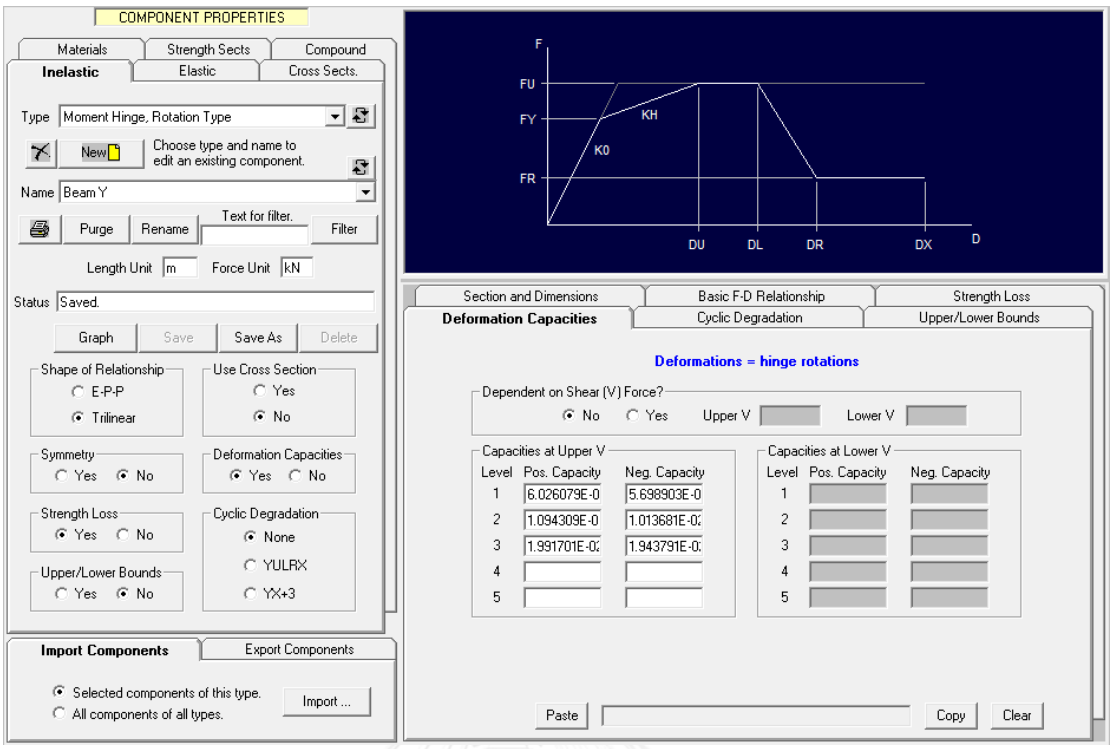
รูปที่ 3-15 คุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนแบบอีลาสติกของคานในโปรแกรม Perform3D



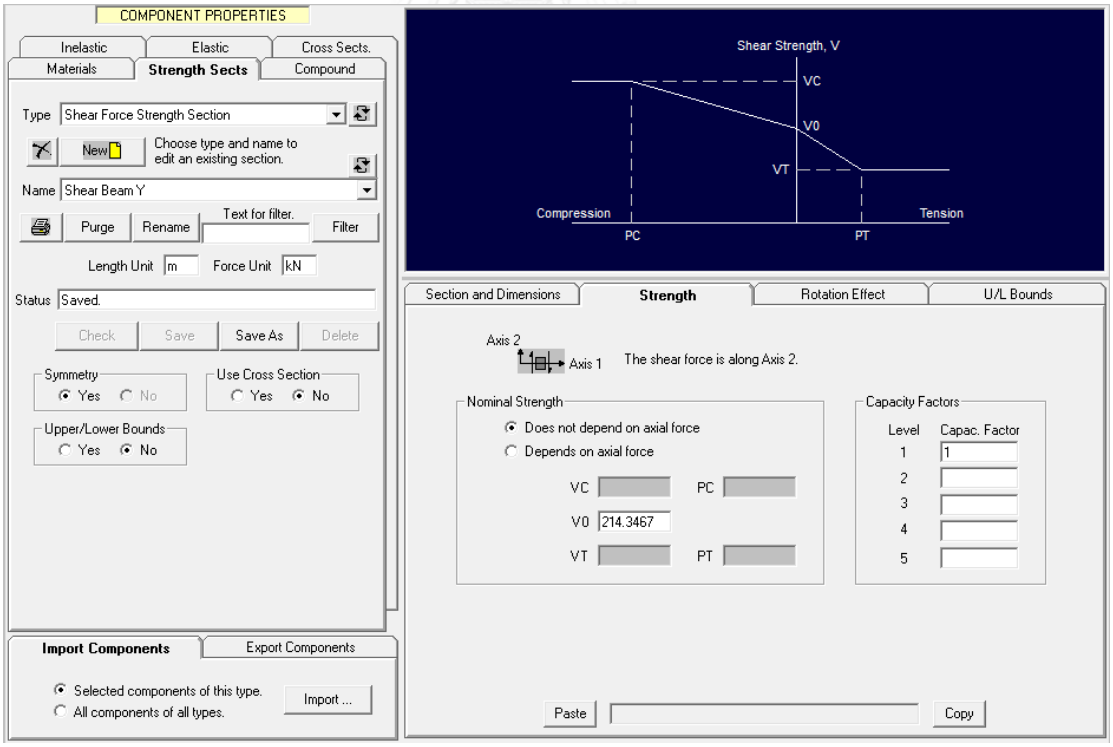
รูปที่ 3-16 คุณสมบัติความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของจุดหมุนพลาสติกสำหรับชิ้นส่วนคานในโปรแกรม Perform3D



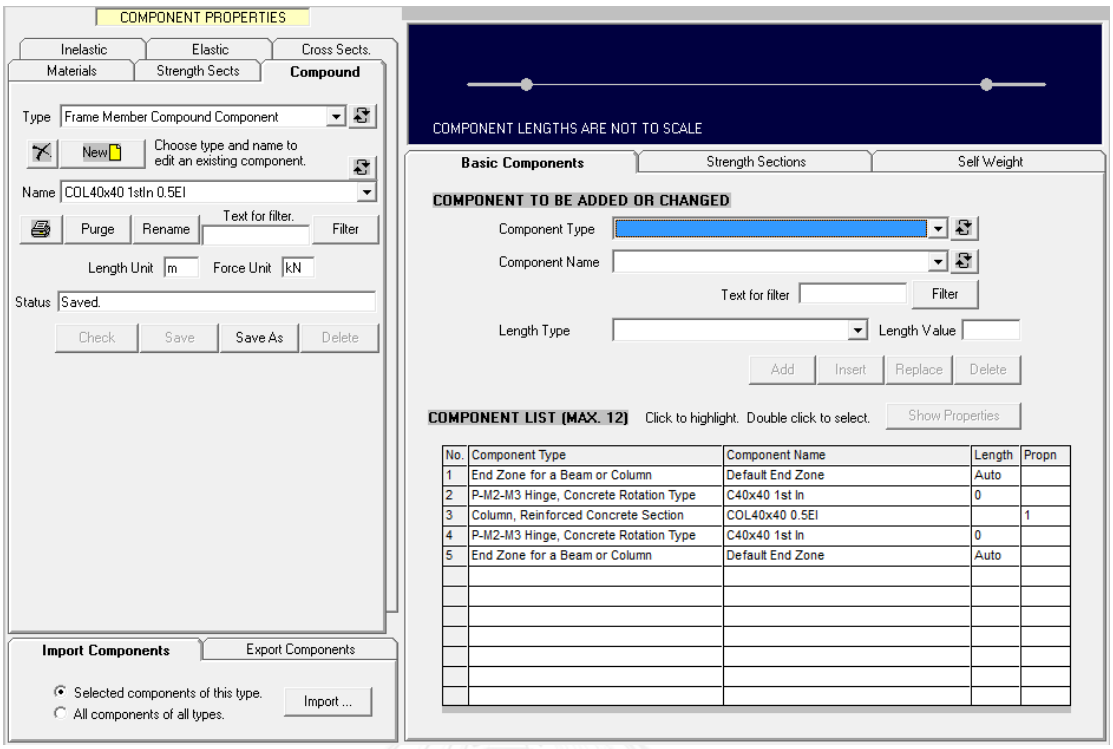
รูปที่ 3-17 คุณสมบัติการสูญเสียกำลังของจุดหมุนพลาสติกสำหรับชิ้นส่วนคานในโปรแกรม Perform3D



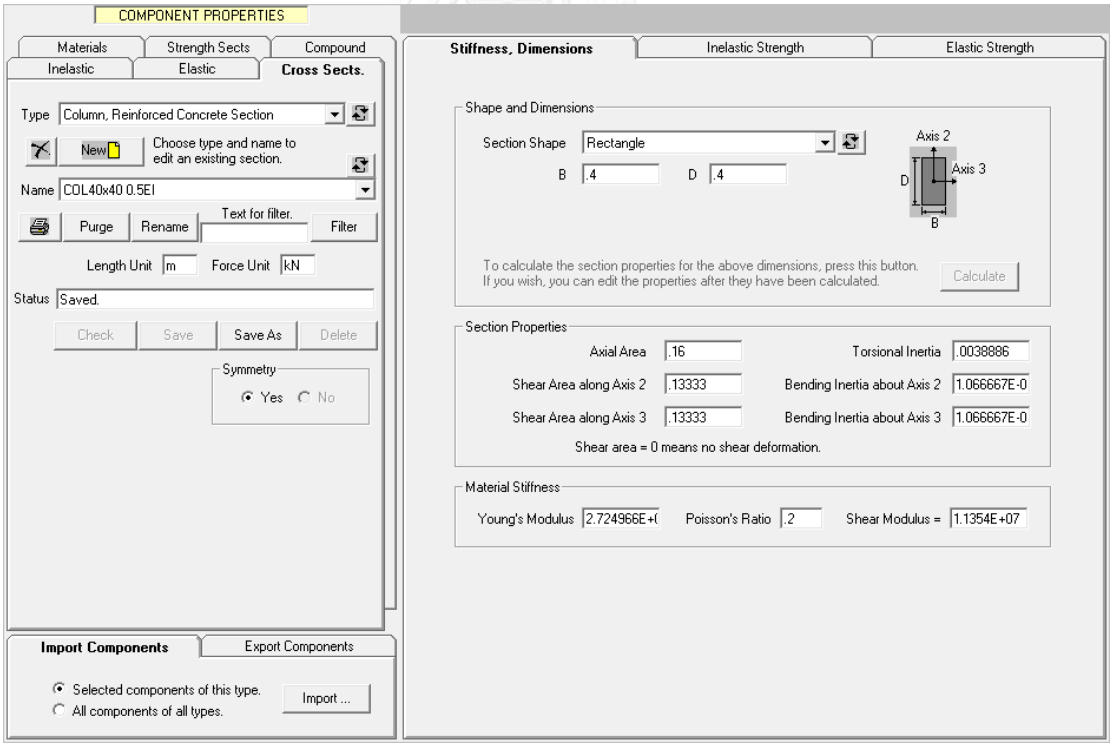
รูปที่ 3-18 ระดับสมรรถนะของจุดหมุนพลาสติกสำหรับชิ้นส่วนคานในโปรแกรม Perform3D



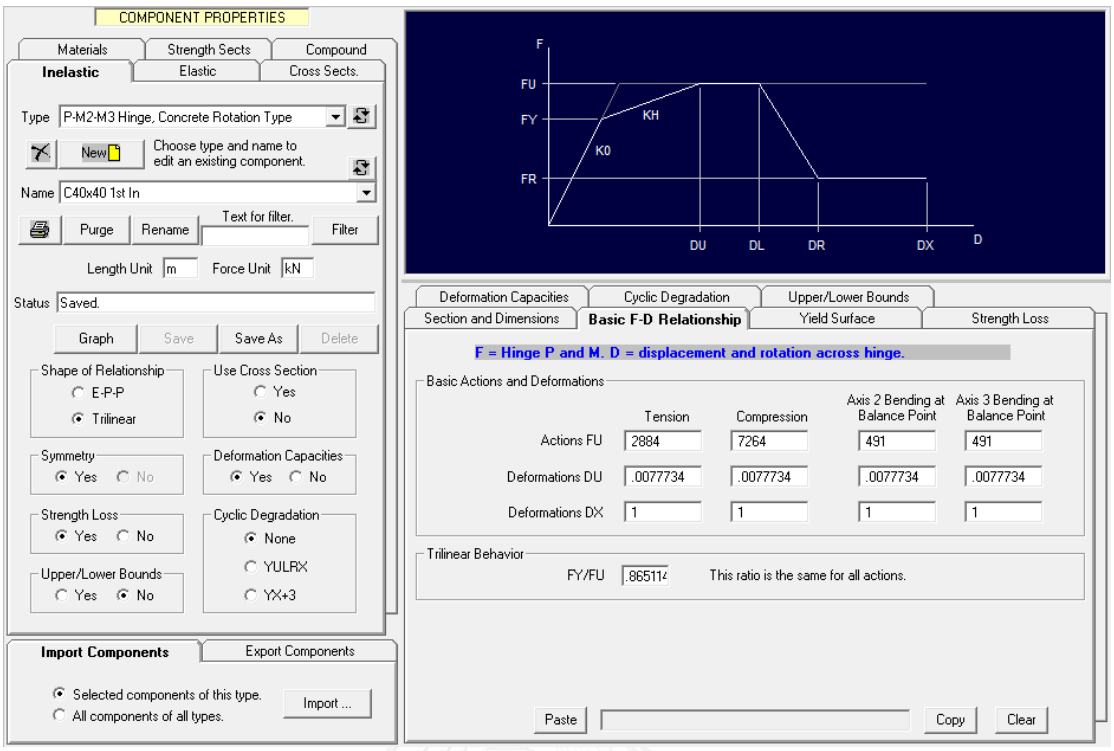
รูปที่ 3-19 คุณสมบัติค่ากำลังต้านแรงเฉือนสำหรับชิ้นส่วนคานในโปรแกรม Perform3D



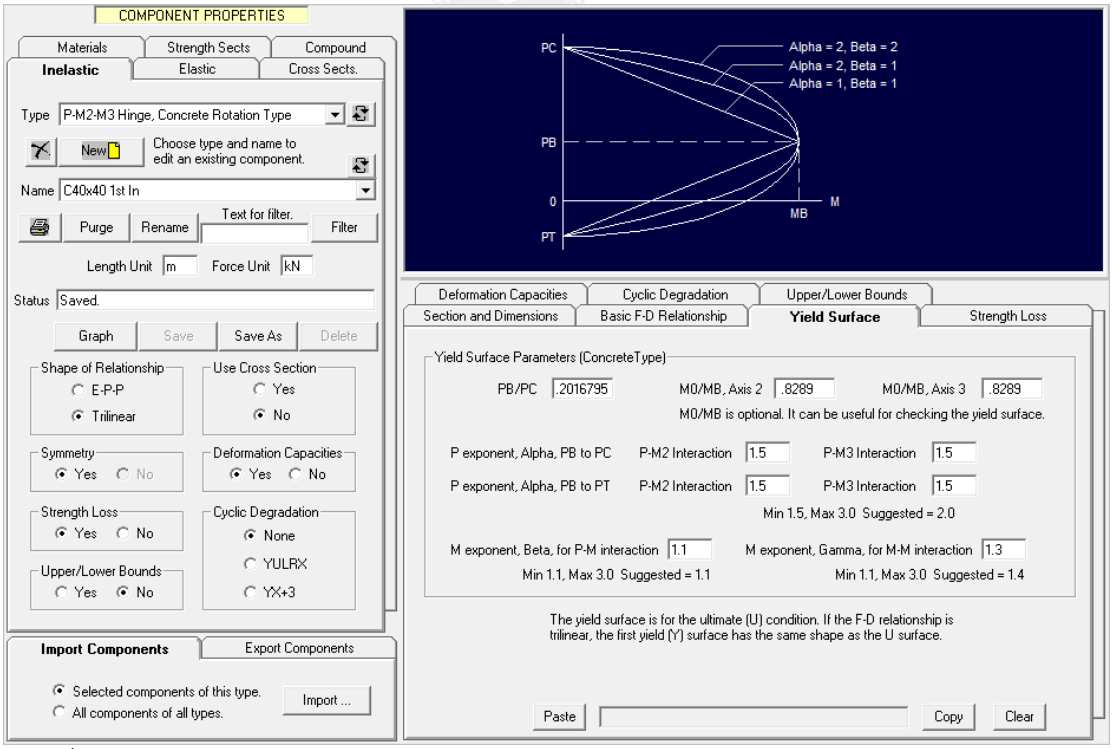
รูปที่ 3-20 การรวมองค์ประกอบชิ้นส่วน (compound section) ของเสาในโปรแกรม Perform3D



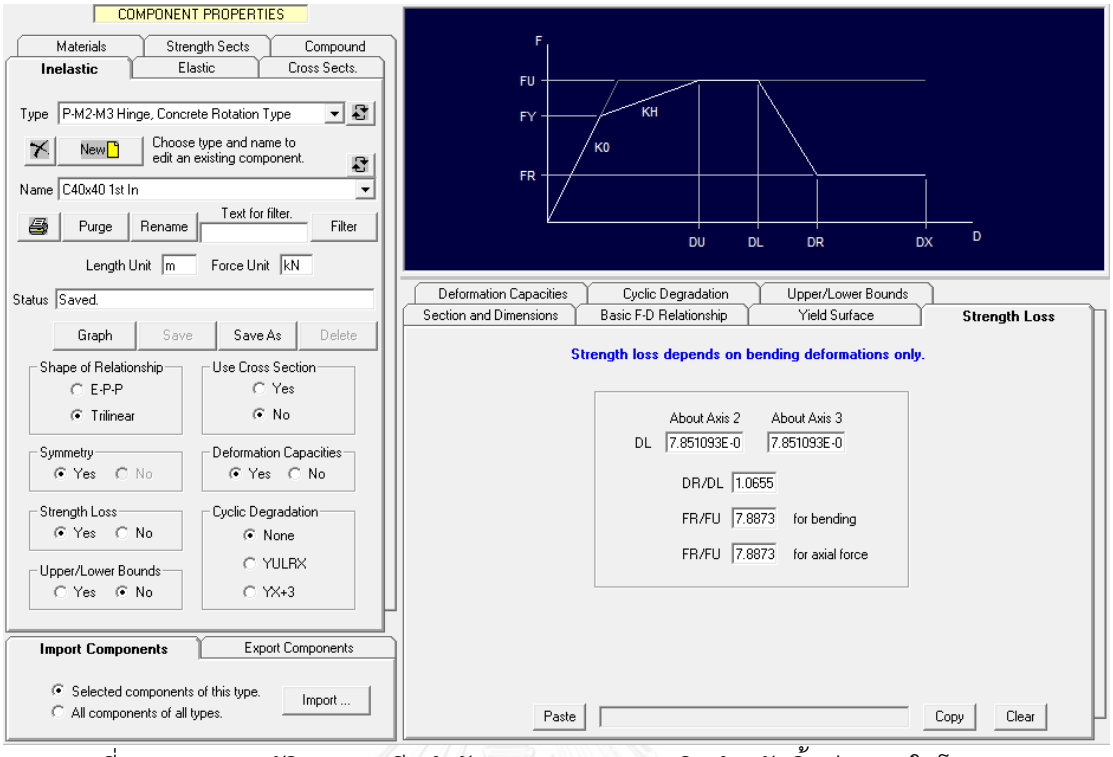
รูปที่ 3-21 คุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนแบบอีลาสติกของเสาในโปรแกรม Perform3D



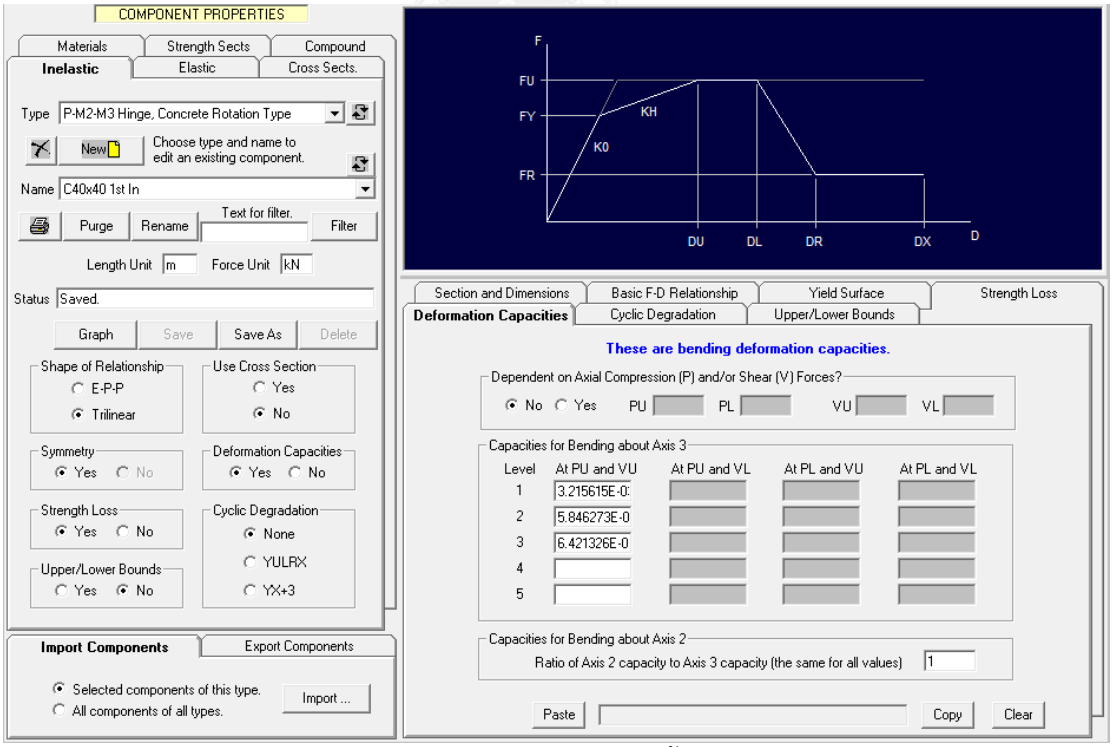
รูปที่ 3-22 คุณสมบัติความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของจุดหมุนพลาสติกสำหรับชิ้นส่วนเสาในโปรแกรม Perform3D



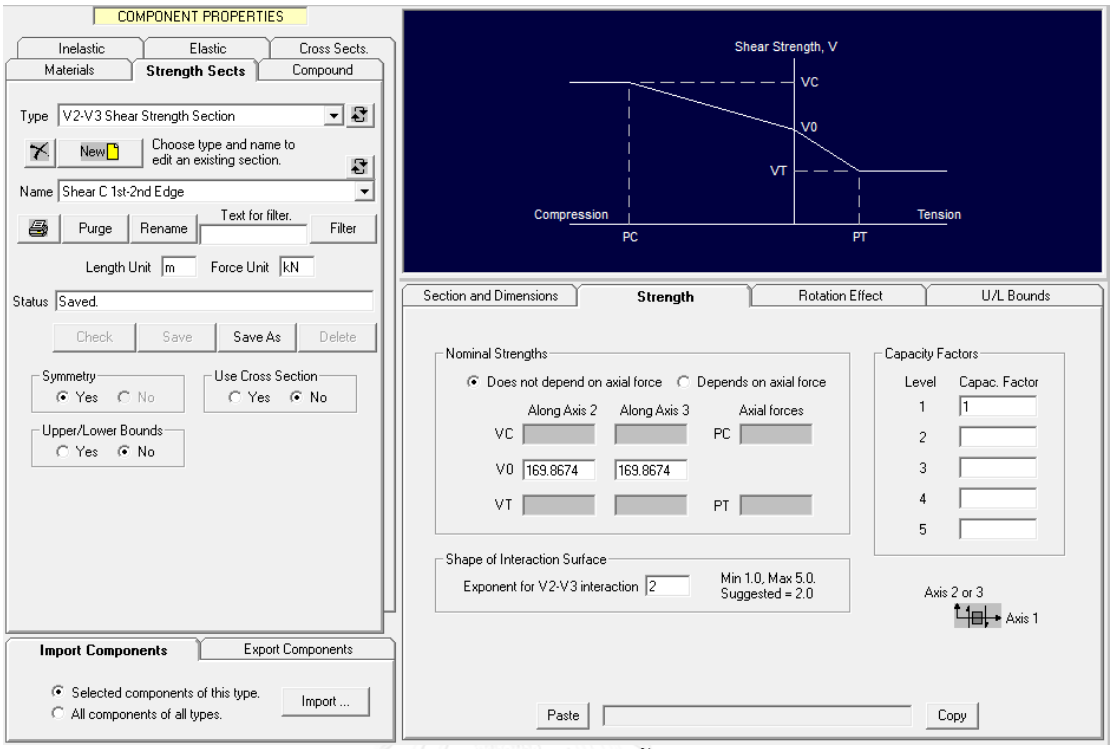
รูปที่ 3-23 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของจุดหมุนพลาสติกสำหรับชิ้นส่วนเสาในโปรแกรม Perform3D



รูปที่ 3-24 คุณสมบัติการสูญเสียกำลังของจุดหมุนพลาสติกสำหรับชิ้นส่วนเสาในโปรแกรม Perform3D



รูปที่ 3-25 ระดับสมรรถนะของจุดหมุนพลาสติกสำหรับชิ้นส่วนเสาในโปรแกรม Perform3D



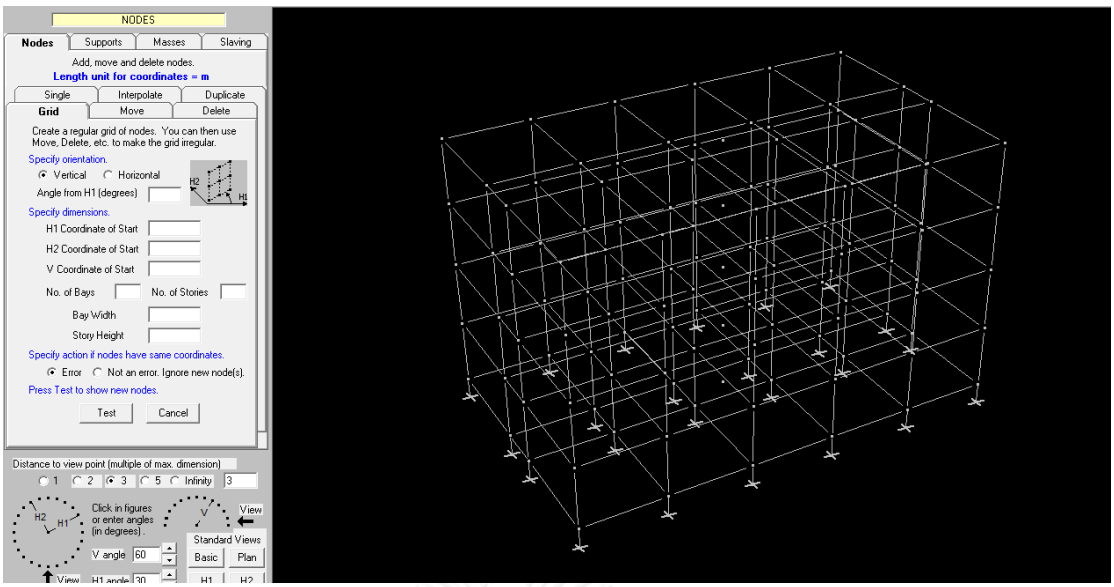
รูปที่ 3-26 คุณสมบัติค่ากำลังต้านแรงเฉือนสำหรับชิ้นส่วนเสาในโปรแกรม Perform3D

3.3.6 แบบจำลองของอาคารตัวอย่าง

เมื่อทำการใส่ค่าคุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างแล้ว จะได้แบบจำลองอาคารตัวอย่างที่สมบูรณ์ ดังรูปที่ 3-27 ถึง 3-29 โดยอาคารแต่ละอาคารจะมีคาบการสั่นต่างๆดังแสดงในตารางที่ 3-9 ถึง 3.11 ซึ่งมวลที่ใช้ในการคิดคาบการสั่นของอาคารจะคิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ และ25% ของน้ำหนักบรรทุกจรที่คาดว่าจะเกิดขึ้น

ตารางที่ 3-9 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้น

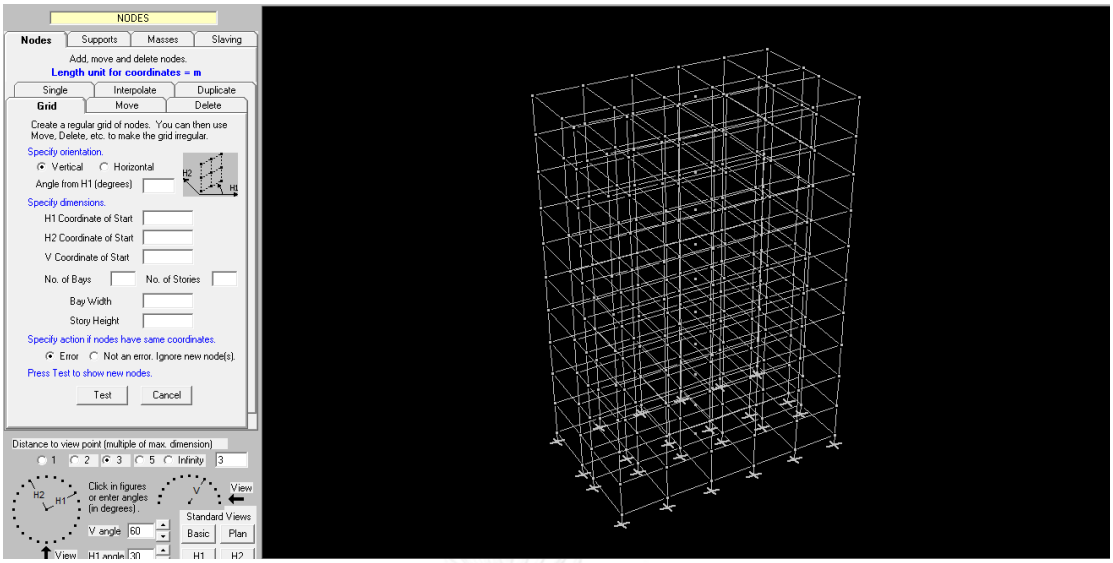
โหมดการสั่น	ทิศทาง	คาบการสั่น (วินาที)	Mass participation (%)	
			H1	H2
1	H2	1.33	0	68.21
2	H1	1.31	68.73	0
3	Twist	1.07	0	0
4	H2	0.48	0	10.47
5	H1	0.47	10.21	0



รูปที่ 3-27 แบบจำลองของอาคารพักอาศัยสูง 4 ชั้น ในโปรแกรม Perform3D

ตารางที่ 3-10 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น

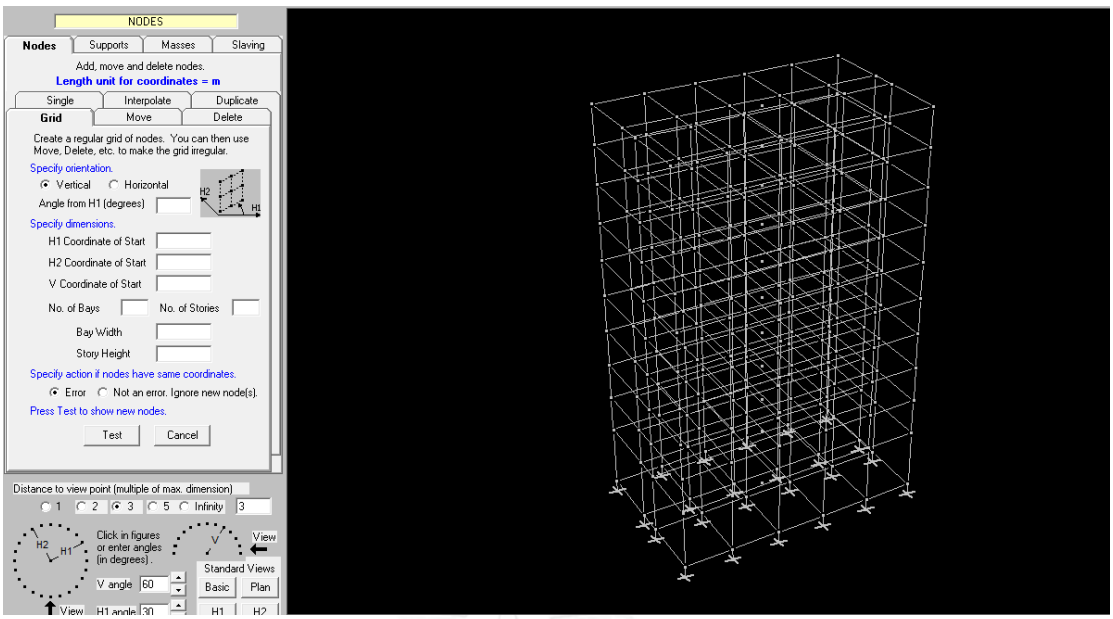
โหมดการสั่น	ทิศทาง	คาบการสั่น (วินาที)	Mass participation (%)	
			H1	H2
1	H2	2.69	0	69.5
2	H1	2.65	71.05	0
3	Twist	2.14	0	0
4	H2	0.97	0	11.59
5	H1	0.96	10.63	0



รูปที่ 3-28 แบบจำลองของอาคารพักอาศัยสูง 10 ชั้น ในโปรแกรม Perform3D

ตารางที่ 3-11 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

โหมดการสั่น	ทิศทาง	คาบการสั่น (วินาที)	Mass participation (%)	
			H1	H2
1	H2	3.03	0	77.06
2	H1	2.99	78.51	0
3	Twist	2.41	0	0
4	H2	1.093	0	9.96
5	H1	1.079	8.76	0



รูปที่ 3-29 แบบจำลองของอาคารพักอาศัยสูง 10 ชั้น ที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ในโปรแกรม Perform3D

3.4 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

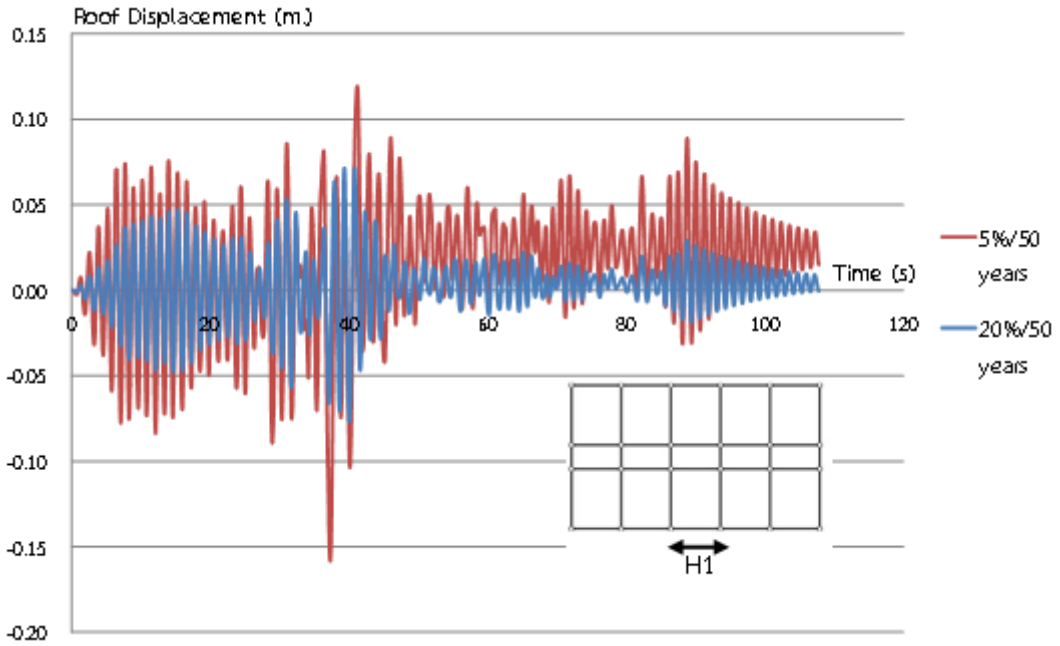
เมื่อทำการสร้างแบบจำลองเรียบร้อยแล้ว จึงทำการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารทั้ง 3 หลังด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้น โดยจะใช้ผลรวมแรงในการวิเคราะห์ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 คือ 1.0D + 0.25L + E โดยที่ D คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่, L คือ น้ำบรรทุกจร และ E คือ แรงแผ่นดินไหว โดยแรงแผ่นดินไหวจะใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการปรับขนาดความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิดเป็น 20% และ 5% ใน 50 ปี แล้ว มาใช้ในการวิเคราะห์โดยจะแยกการวิเคราะห์เป็น 2 ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว ในการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวในหนึ่งคลื่นจะใส่คลื่นแผ่นดินไหวเข้าไปกระทำกับโครงสร้างทั้ง 2 ทิศทาง คือ ทิศทางแกน H1 และ H2 โดยจะเลือกคลื่นส่วนประกอบในแนวนอนของแต่ละคลื่นที่มีค่าความเร่งผิวดินสูงสุด (Peak Ground Acceleration : PGA) ที่มากที่สุดเข้าทางแกนอ่อนของอาคารคือ แกน H2 และคลื่นส่วนประกอบที่ตั้งฉากกันอีกคลื่นจะเข้ากระทำในแกน H1 ในการวิเคราะห์จะใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคาร (damping ratio) เท่ากับ 1.5% ทุกอาคาร และได้เลือกใช้ความละเอียดในการวิเคราะห์ทุกๆ 0.000025 วินาที เพื่อให้ผลการวิเคราะห์มีความคลาดเคลื่อนต่ำ

บทที่ 4
ผลตอบสนองของอาคารและการวิเคราะห์ความเสียหาย

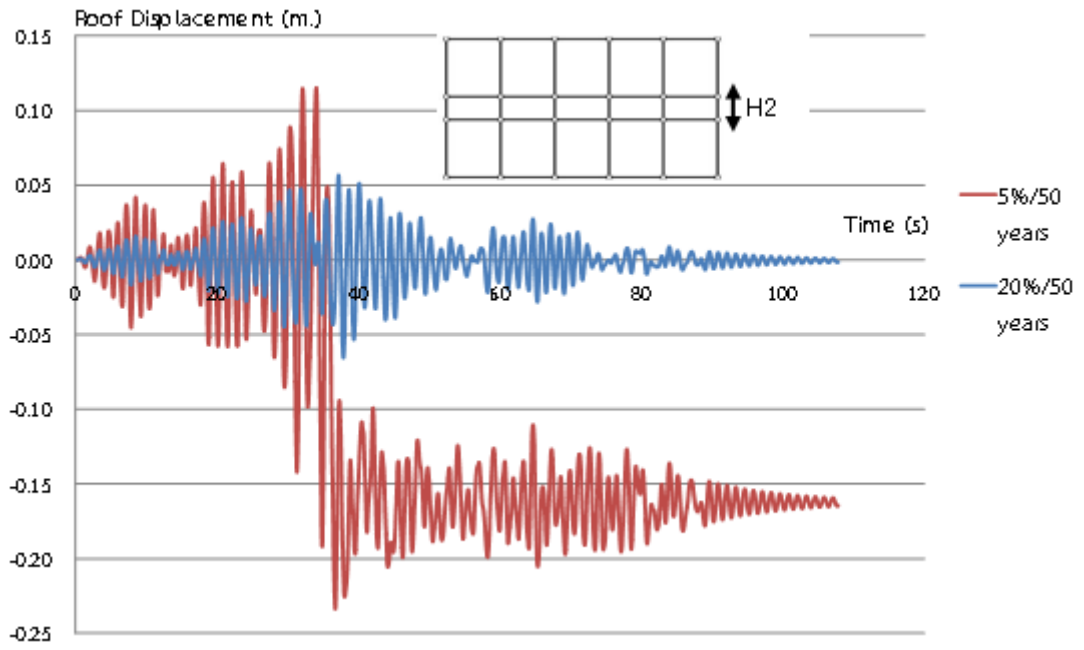
4.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

4.1.1 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้นที่ไม่ได้มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้นด้วยโปรแกรม Perform3D พบว่าภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดความเสียหายหนักใกล้จะเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว No. 1765 ในเสาชั้นที่ 2 ชั้นในแถวกลาง โดยเสาเกิดการวิบัติตลอดแนว รูปที่ 4-1 และ 4-2 แสดงการเปรียบเทียบตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารสูง 4 ชั้น ที่วิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว No. 1765 ที่ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิดเป็น 20% และ 5% ใน 50 ปี ในแกน H1 และ H2 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อแผ่นดินไหวรุนแรงขึ้น อาคารจะมีระยะการเคลื่อนที่ของชั้นหลังคาที่เพิ่มขึ้น และเกิดการสั่นไหวของอาคารที่อยู่นอกแกนศูนย์ ซึ่งเกิดจากการเสียรูปคงค้างตามส่วนต่างๆของโครงสร้าง

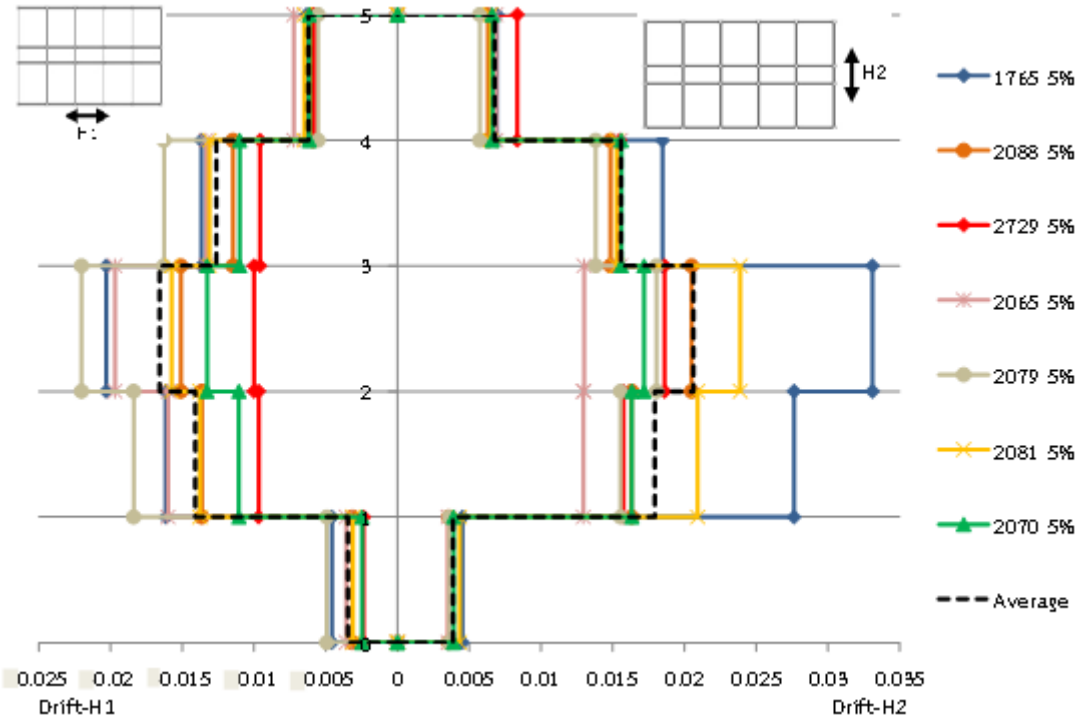


รูปที่ 4-1 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารสูง 4 ชั้น ในแกน H1 คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, California (#NGA 1765)

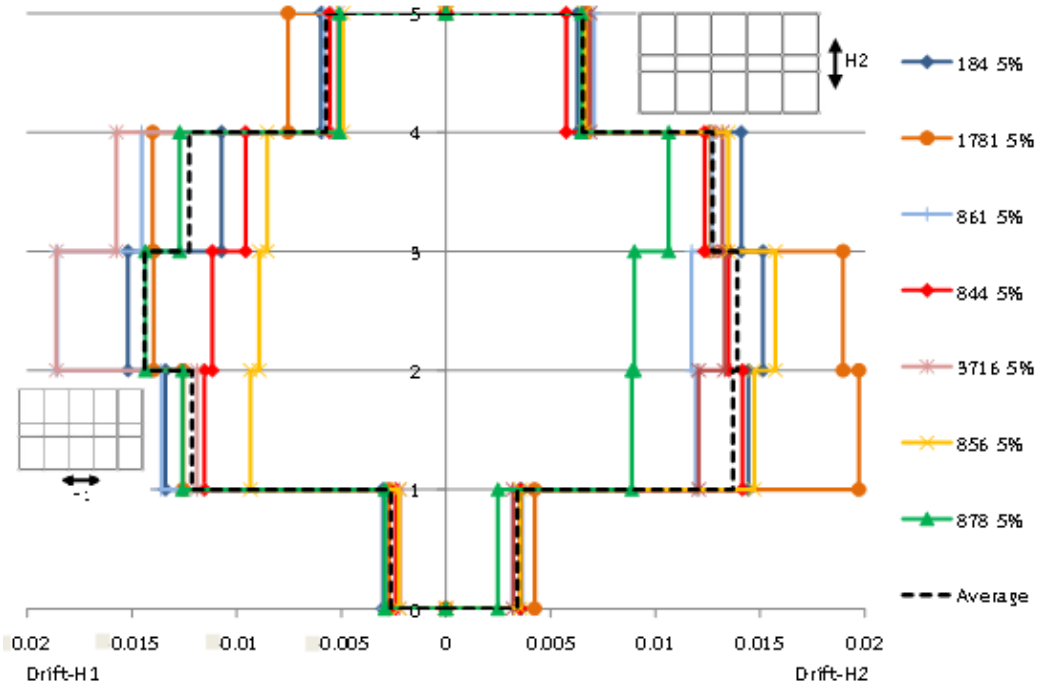


รูปที่ 4-2 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารสูง 4 ชั้น ในแกน H2 คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, California (#NGA 1765)

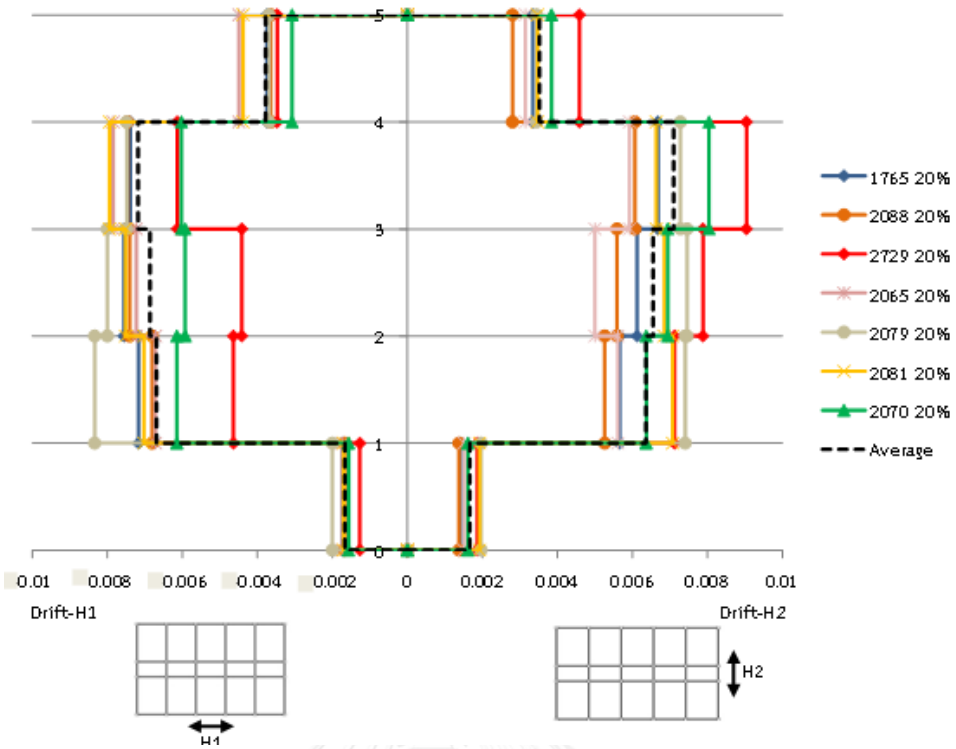
รูปที่ 4-3 ถึง 4-7 แสดงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้น (maximum story drift) ของอาคาร 4 ชั้น โดยจะเลือกเฉพาะคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดความเสียหายมากที่สุด 14 คลื่นแบ่งเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวและสั้นอย่างหละ 7 คลื่น พบว่าค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี มีค่าเฉลี่ยมากที่สุดที่ชั้น 3 ทั้งแกน H1 และ H2 ทั้งคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นและยาว ส่วนระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี คลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวจะมีค่าเฉลี่ยมากที่สุดที่ชั้น 4 ทั้ง 2 แกน ส่วนคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นในแกน H1 ค่าเฉลี่ยของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในชั้น 3 และ 4 จะมีค่าใกล้เคียงกันมาก ส่วนในแกน H2 มีค่าเฉลี่ยมากที่สุดที่ชั้น 4 โดยภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี คลื่น #NGA 2079 จะทำให้อาคารเกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H1 ที่ชั้น 3 คือ 2.203 % และ คลื่น #NGA 1765 จะทำให้เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H2 ที่ชั้น 3 คือ 3.311 % ส่วนระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี คลื่น #NGA 861 จะทำให้เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H1 ที่ชั้น 3 คือ 0.864 % และ คลื่น #NGA 856 จะทำให้เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H2 ที่ชั้น 4 คือ 0.973 % ถ้าเทียบค่าโดยเฉลี่ยพบว่า คลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่าคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น และคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิดเป็น 5% ใน 50 ปี มีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่าระดับ 20% ใน 50 ปี



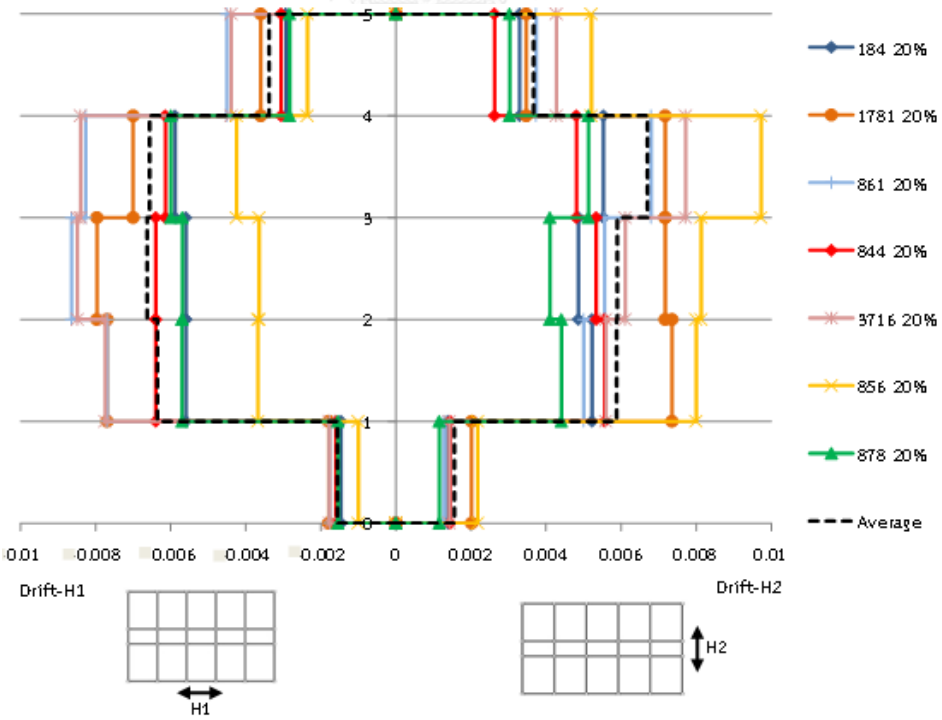
รูปที่ 4-3 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



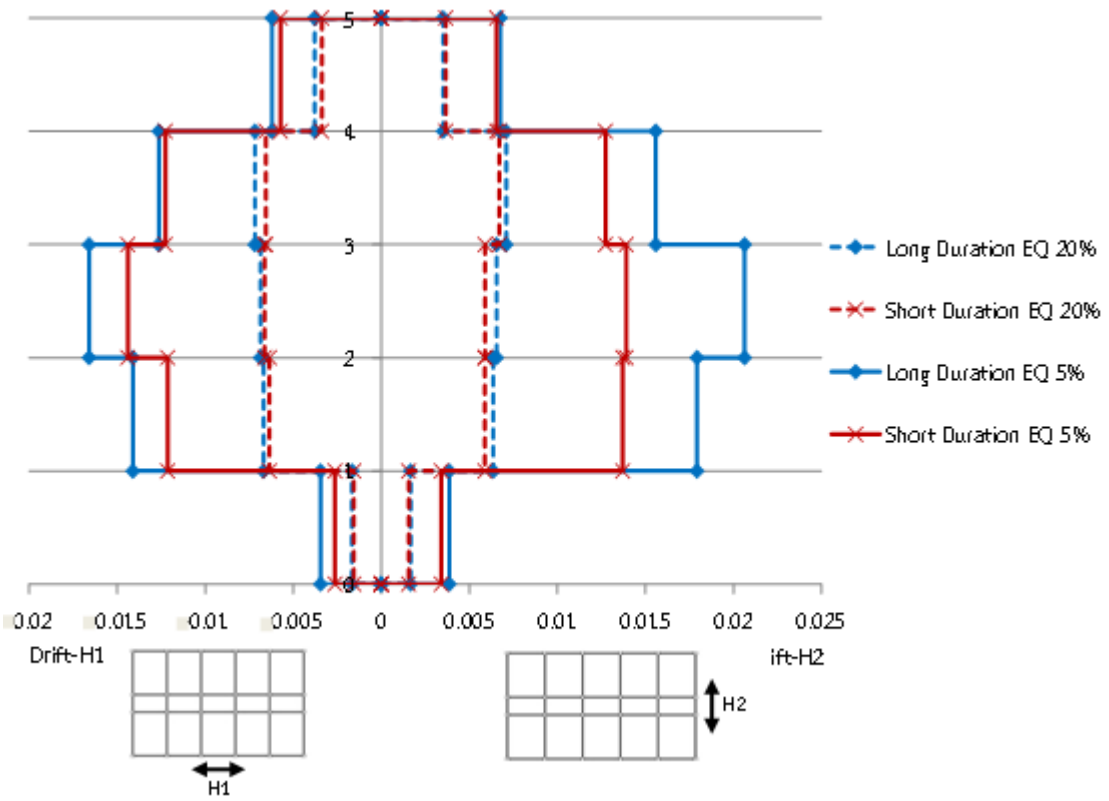
รูปที่ 4-4 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-5 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-6 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-7 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้น

จากการวิเคราะห์อาคาร จึงได้แสดงค่าพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้น ที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวดังตารางที่ 4-1 และ 4-2 ซึ่งเป็นพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี และ 5% ใน 50 ปี ตามลำดับ ตารางจะแสดงค่าพฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ รวม 26 คลื่น โดยจะแสดงค่าความเร่งผิวดินสูงสุด (Peak Ground Acceleration : PGA), แรงเฉือนที่ฐานอาคารสูงสุด (max base shear), ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคาร (max roof displacement), และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละชั้นที่มากที่สุด (max story drift) ค่าทั้งหมดจะแสดงค่าที่เกิดขึ้นทั้ง 2 แกนของอาคาร โดยได้แสดงค่าสูงสุดของค่าพฤติกรรมของอาคารแต่ละค่าในตารางด้วย ซึ่งโดยภาพรวมแล้วที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี คลื่น #NGA 856 ทำให้อาคารตัวอย่าง 4 ชั้นเกิดพฤติกรรมการตอบสนองสูงที่สุด และที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี คลื่น #NGA 1756 ทำให้อาคารตัวอย่าง 4 ชั้นเกิดพฤติกรรมการตอบสนองสูงที่สุด

ตารางที่ 4-1 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี

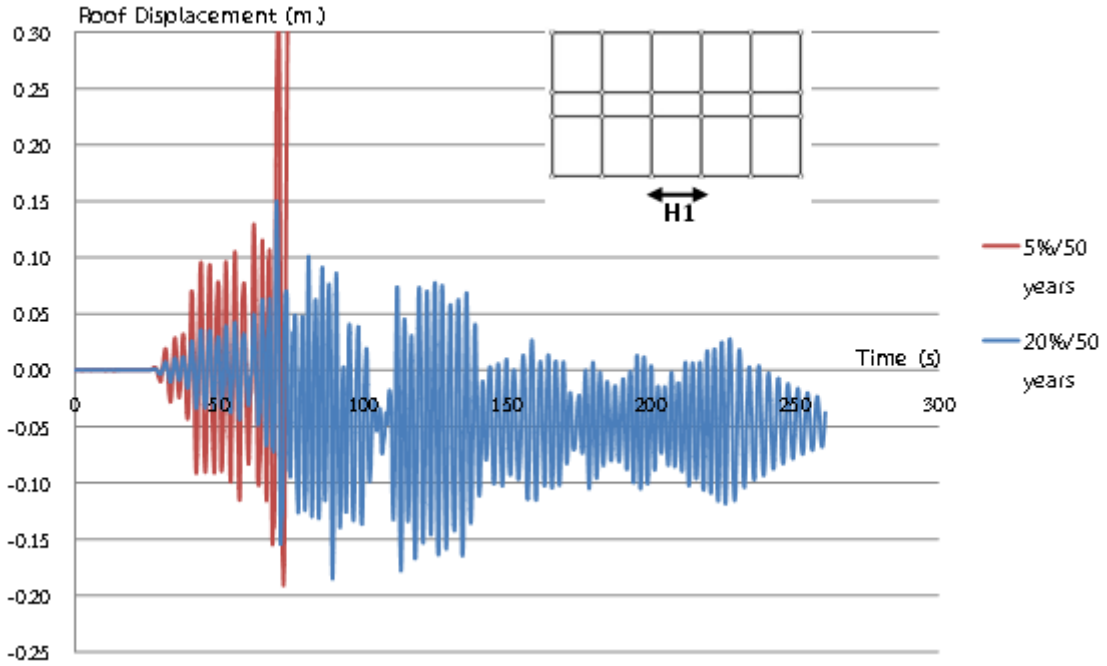
No.	Eerthquake No.	Peak Ground Acceleration (g)		Max Base Shear (tons)		Max Roof Displacement (m)		Max story Drift (%)	
		H1	H2	H1	H2	H1	H2	H1	H2
1	2060	0.032	0.034	77.3	58.7	0.07	0.05	0.64	0.57
2	2064	0.031	0.031	83.1	54.5	0.07	0.05	0.75	0.50
3	2065	0.048	0.052	88	69.6	0.08	0.05	0.78	0.59
4	2067	0.024	0.029	69.6	82.5	0.07	0.08	0.70	0.80
5	2070	0.033	0.040	74.5	72.3	0.06	0.08	0.61	0.80
6	2079	0.033	0.036	92.3	71.2	0.08	0.08	0.83	0.75
7	2081	0.042	0.045	78.8	85	0.08	0.07	0.79	0.71
8	2088	0.026	0.038	80	65.4	0.08	0.06	0.75	0.61
9	2729	0.031	0.044	61.2	80.7	0.05	0.09	0.61	0.90
10	1156	0.038	0.043	71.7	85.8	0.06	0.07	0.62	0.76
11	1167	0.027	0.034	78.8	65.6	0.07	0.07	0.70	0.67
12	1765	0.050	0.057	80	63.7	0.08	0.07	0.76	0.67
13	1781	0.050	0.052	82.6	87.9	0.08	0.07	0.80	0.74
14	833	0.025	0.034	69.4	67.3	0.06	0.06	0.59	0.59
15	844	0.031	0.039	77.6	70.8	0.07	0.05	0.64	0.56
16	849	0.033	0.038	71.2	54	0.07	0.04	0.68	0.43
17	856	0.033	0.048	48.8	90	0.04	0.09	0.42	0.97
18	861	0.046	0.047	83.8	60	0.08	0.06	0.86	0.68
19	873	0.033	0.038	74.21	47.2	0.06	0.04	0.57	0.49
20	878	0.031	0.033	75	56.1	0.06	0.05	0.60	0.51
21	896	0.034	0.036	70.7	77	0.06	0.07	0.60	0.67
22	184	0.037	0.037	71.2	64	0.06	0.05	0.59	0.55
23	5816	0.044	0.052	56.2	70.4	0.05	0.05	0.56	0.54
24	3716	0.049	0.052	78.5	66.4	0.09	0.07	0.85	0.77
25	3718	0.029	0.033	71	58.7	0.06	0.05	0.55	0.53
26	3722	0.031	0.032	80	84.4	0.07	0.07	0.70	0.72

ตารางที่ 4-2 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

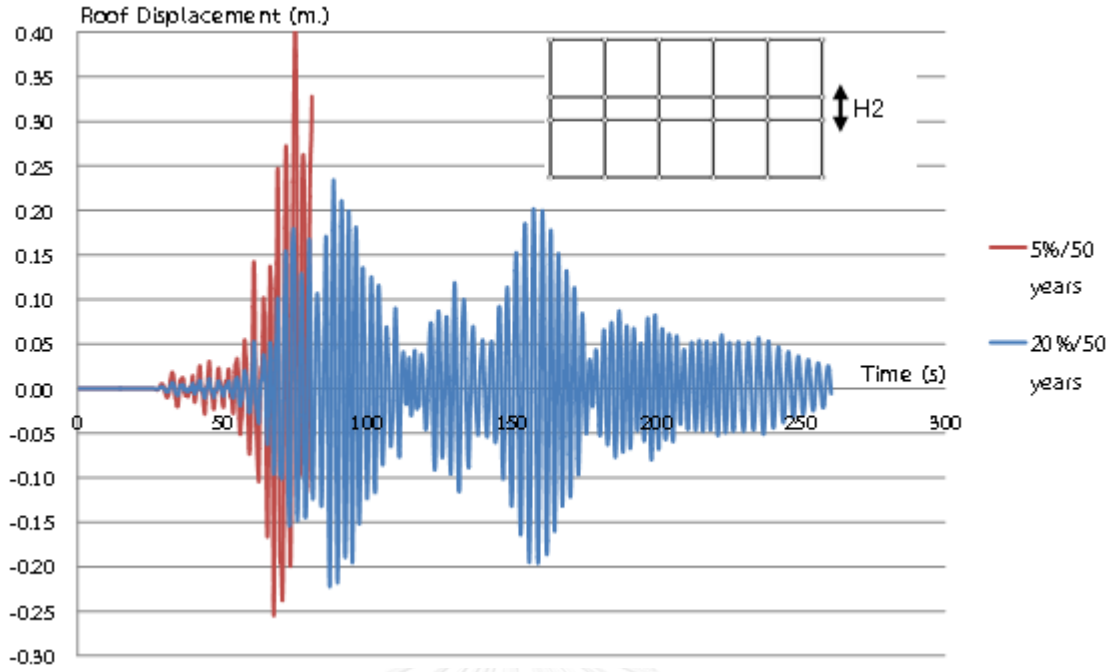
No.	Eerthquake No.	Peak Ground Acceleration (g)		Max Base Shear (tons)		Max Roof Displacement (m)		Max story Drift (%)	
		H1	H2	H1	H2	H1	H2	H1	H2
1	2060	0.087	0.092	116	116.4	0.11	0.11	1.31	1.21
2	2064	0.084	0.085	105.2	106.1	0.12	0.09	1.39	0.97
3	2065	0.130	0.141	116	135	0.16	0.14	1.97	1.56
4	2067	0.063	0.075	109.1	126.9	0.12	0.14	1.34	1.52
5	2070	0.090	0.107	109.6	132.6	0.12	0.16	1.37	1.73
6	2079	0.088	0.097	133.5	134.9	0.17	0.16	2.20	1.81
7	2081	0.114	0.123	106.1	150	0.13	0.18	1.57	2.25
8	2088	0.068	0.097	110.8	132.1	0.03	0.07	1.51	2.07
9	2729	0.085	0.119	108.3	122.4	0.09	0.16	1.00	1.87
10	1156	0.104	0.117	119	143.9	0.12	0.15	1.37	1.70
11	1167	0.075	0.092	103.4	127.4	0.10	0.14	1.13	1.53
12	1765	0.137	0.158	136.7	166.5	0.16	0.23	1.91	2.93
13	1781	0.135	0.139	104	148.7	0.12	0.16	1.41	1.92
14	833	0.066	0.090	97.3	117.7	0.10	0.10	0.96	1.10
15	844	0.085	0.105	100.8	139.1	0.10	0.13	1.15	1.42
16	849	0.088	0.099	110.4	128.7	0.11	0.11	1.24	1.21
17	856	0.089	0.130	100	128.8	0.08	0.14	0.93	1.60
18	861	0.124	0.127	110.8	121.5	0.15	0.12	1.84	1.27
19	873	0.087	0.102	107.8	115.1	0.11	0.10	1.18	1.03
20	878	0.082	0.088	105.2	105.5	0.12	0.10	1.44	1.06
21	896	0.092	0.097	113.8	131.6	0.13	0.13	1.51	1.26
22	184	0.104	0.105	110.8	128.8	0.13	0.14	1.52	1.52
23	5816	0.119	0.142	101.8	136.5	0.10	0.13	1.27	1.36
24	3716	0.133	0.143	112.1	133.9	0.15	0.13	1.86	1.34
25	3718	0.080	0.089	105.6	135.9	0.12	0.14	1.36	1.49
26	3722	0.076	0.078	100	143	0.11	0.14	1.26	1.66

4.1.2 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่ไม่ได้มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้นด้วยโปรแกรม Perform3D พบว่าภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 6 คลื่น โดยเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว 5 คลื่น และคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น 1 คลื่น โดยเกิดการวิบัติ 2 รูปแบบ คือ เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 6 ทุกต้น และเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 3 ทุกต้น รูปที่ 4-8 และ 4-9 ได้แสดงการเปรียบเทียบตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารสูง 10 ชั้น ที่วิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว No. 2065 ที่ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% และ 5% ใน 50 ปี ในแกน H1 และ H2 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่าที่ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี นอกจากจะมีระยะการเคลื่อนที่ของชั้นหลังคามากกว่าระดับ 20% ใน 50 ปีแล้ว ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารยังมีค่าสูงมากที่เวลาหนึ่งแล้วหยุด สาเหตุเนื่องจากโครงสร้างเกิดการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหว ส่วนภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี แม้อาคารไม่ได้เกิดการวิบัติ แต่จะเกิดการสั่นไหวของอาคารนอกแกนศูนย์ในทิศทางแกน H1 ซึ่งเกิดจากการเสียรูปคงค้างตามส่วนต่างๆ ของโครงสร้าง

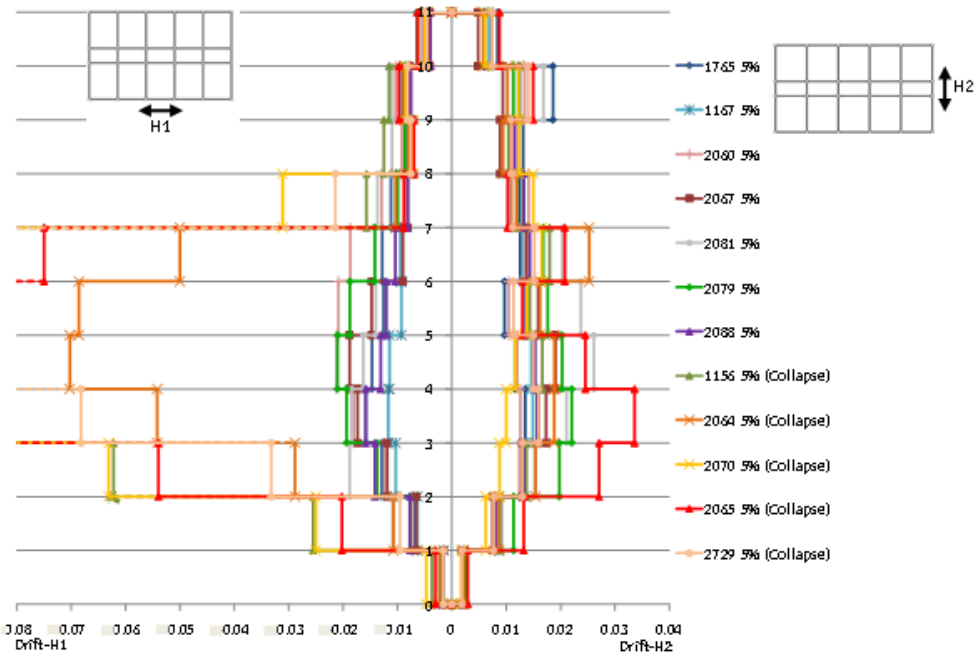


รูปที่ 4-8 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารสูง 10 ชั้น ในแกน H1 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain- Alaska (#NGA 2065)

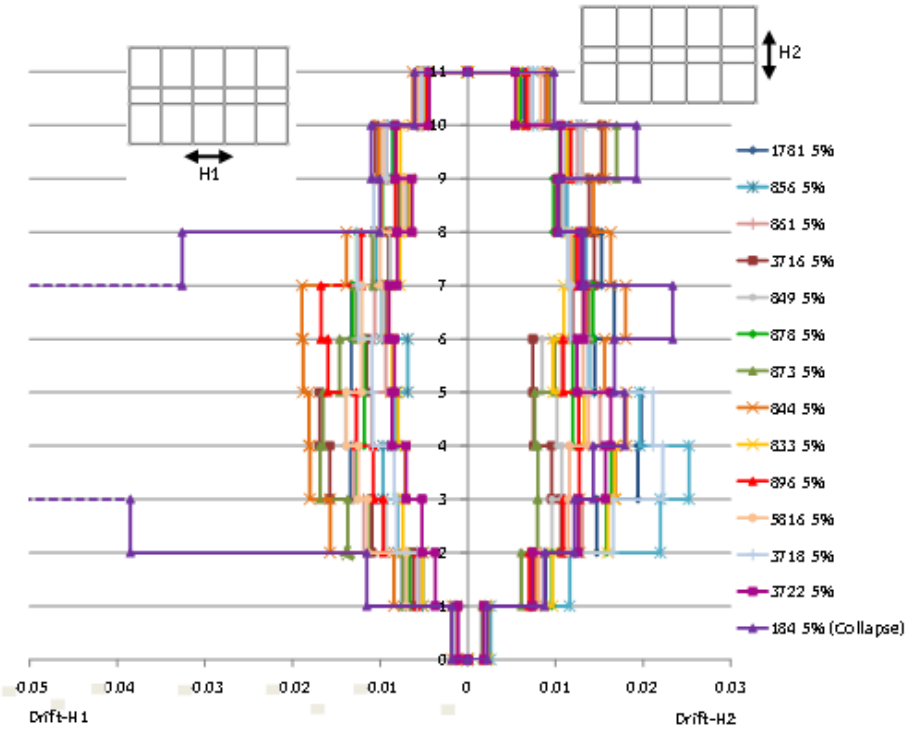


รูปที่ 4-9 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารสูง 10 ชั้น ในแกน H2 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain- Alaska (#NGA 2065)

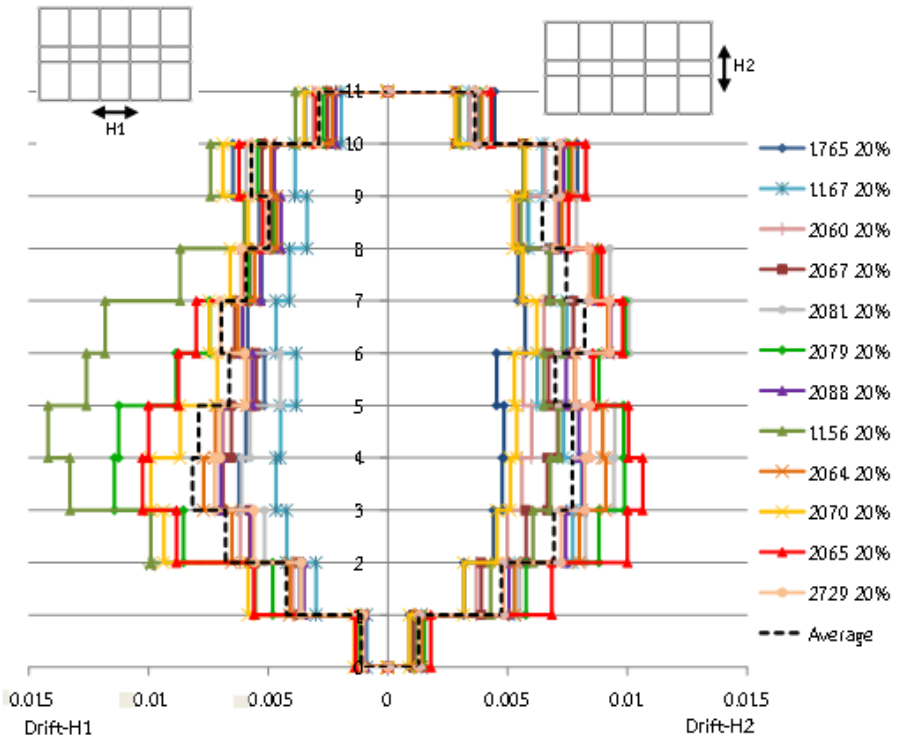
รูปที่ 4-10-4-14 แสดงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้น (Maximum Story Drift) ของอาคาร 10 ชั้น โดยภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติจะมีค่าสูงมากในช่วงชั้น 3 ถึง 7 ในทิศทางแกน H1 ดังรูปที่ 4-10 และ 4-11 ซึ่งแสดงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวและสั้นตามลำดับ คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการวิบัติของอาคารได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2070, 2065, 2729, และ 184 ส่วนระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี จะมีค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว ในทิศทางแกน H1 ที่ชั้น 4 และในทิศทาง H2 ที่ชั้น 7 ส่วนภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นจะมีค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 7 ทั้ง 2 ทิศทาง คลื่น #NGA 1156 จะมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H1 ที่ชั้น 5 คือ 1.419 % และ คลื่น #NGA 844 จะมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H2 ที่ชั้น 10 คือ 1.154 % ถ้าเทียบค่าโดยเฉลี่ยพบว่าคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่าคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น และคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิดเป็น 5% ใน 50 ปี มีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่าระดับ 20% ใน 50 ปี



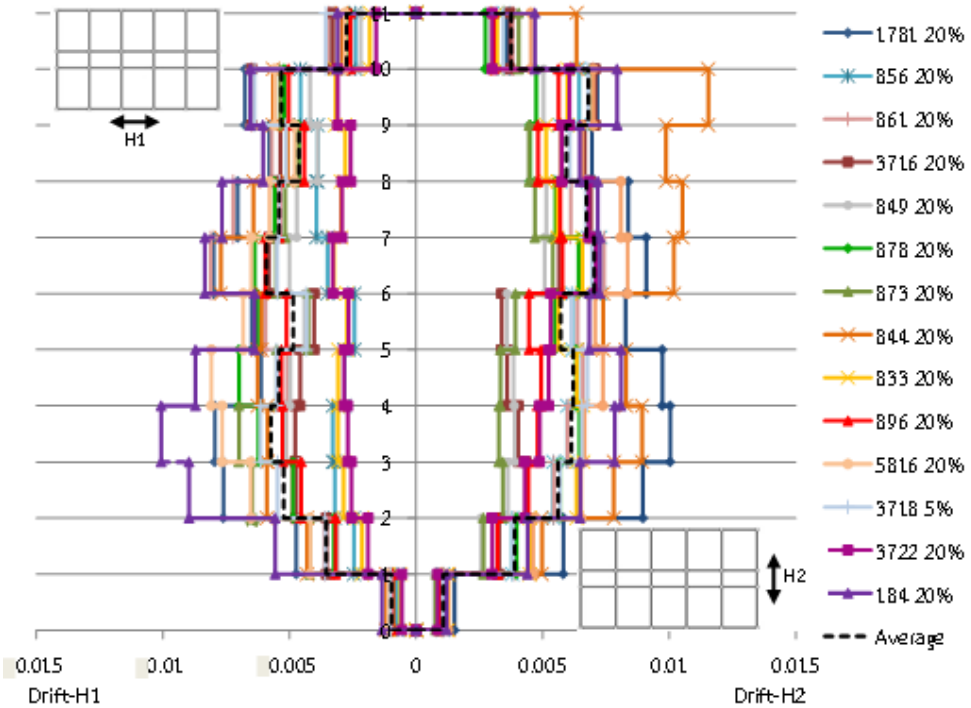
รูปที่ 4-10 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



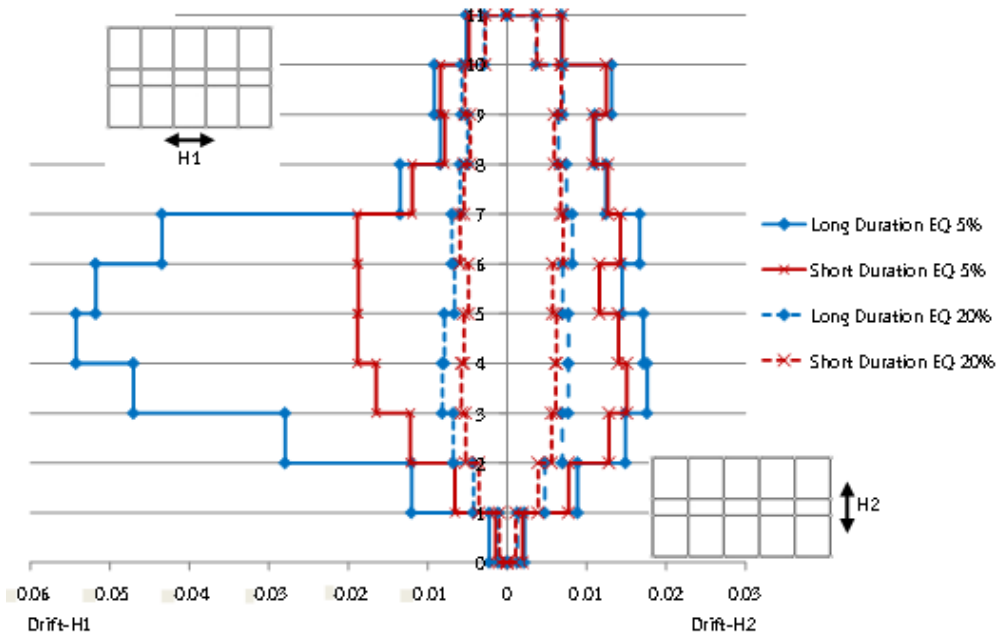
รูปที่ 4-11 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-12 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-13 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-14 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น

จากการวิเคราะห์อาคาร จึงได้แสดงค่าพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น ที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวดังตารางที่ 4-3 และ 4-4 ซึ่งเป็นพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี และ 5% ใน 50 ปี ตามลำดับ ซึ่งโดยภาพรวมแล้วที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี คลื่น #NGA 1156 ทำให้อาคารตัวอย่าง 10 ชั้นเกิดพฤติกรรมการตอบสนองสูงที่สุด และที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการวิบัติของอาคาร ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2070, 2065, 2729, และ 184 จะทำให้อาคารเกิดค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้น (Maximum Story Drift) สูงกว่าคลื่นอื่นมากในทิศทางแกน H1 ในขณะที่ในแกน H2 มีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นใกล้เคียงกับคลื่นแผ่นดินไหวที่ไม่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติ

ตารางที่ 4-3 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี

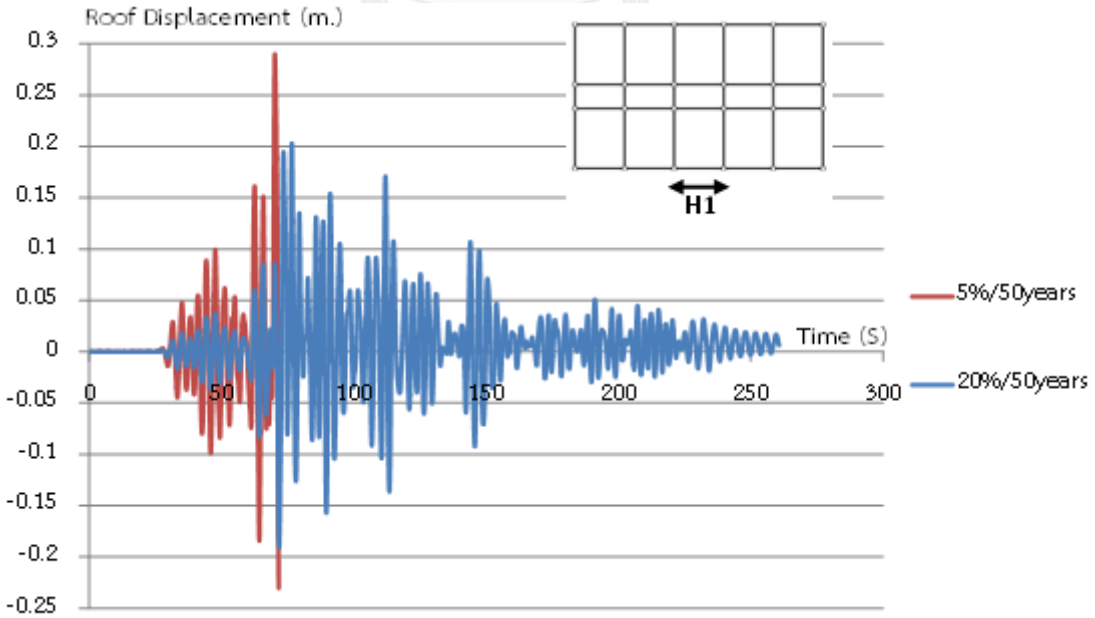
No.	Eerthquake No.	Peak Ground Acceleration (g)		Max Base Shear (tons)		Max Roof Displacement (m)		Max story Drift (%)	
		H1	H2	H1	H2	H1	H2	H1	H2
1	2060	0.032	0.034	83.8	98	0.15	0.15	0.72	0.66
2	2064	0.031	0.031	84.7	118.6	0.15	0.21	0.77	0.92
3	2065	0.048	0.052	96	147.8	0.19	0.20	1.03	1.06
4	2067	0.024	0.029	78.4	94.6	0.14	0.17	0.69	0.77
5	2070	0.033	0.040	86.6	80.4	0.17	0.13	0.99	0.62
6	2079	0.033	0.036	88.5	129.3	0.20	0.23	1.14	0.99
7	2081	0.042	0.045	86.2	125	0.12	0.22	0.61	1.01
8	2088	0.026	0.038	77.5	118.6	0.14	0.20	0.70	0.93
9	2729	0.031	0.044	85	111	0.15	0.21	0.72	0.93
10	1156	0.038	0.043	100	109.1	0.23	0.17	1.42	0.73
11	1167	0.027	0.034	74.5	118	0.10	0.17	0.47	0.81
12	1765	0.050	0.057	78.6	83.2	0.13	0.13	0.65	0.79
13	1781	0.049	0.051	91.1	125	0.17	0.23	0.80	1.00
14	833	0.025	0.033	49.4	111.3	0.07	0.14	0.33	0.66
15	844	0.060	0.074	96	107	0.14	0.21	0.77	1.15
16	849	0.037	0.042	77.3	64	0.11	0.10	0.52	0.51
17	856	0.034	0.049	63.4	96.2	0.08	0.16	0.46	0.73
18	861	0.049	0.050	86.3	100	0.14	0.15	0.81	0.74
19	873	0.032	0.037	88.3	72	0.11	0.10	0.70	0.68
20	878	0.030	0.033	78.5	99.6	0.15	0.14	0.70	0.65
21	896	0.033	0.035	77.8	83	0.13	0.11	0.60	0.58
22	184	0.063	0.064	97	107	0.15	0.15	1.01	0.81
23	5816	0.066	0.078	90	107.4	0.15	0.16	0.81	0.84
24	3716	0.059	0.064	81.3	82	0.11	0.09	0.65	0.71
25	3718	0.043	0.047	84.7	92.7	0.13	0.15	0.64	0.69
26	3722	0.034	0.035	48.1	78.1	0.07	0.14	0.33	0.71

ตารางที่ 4-4 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

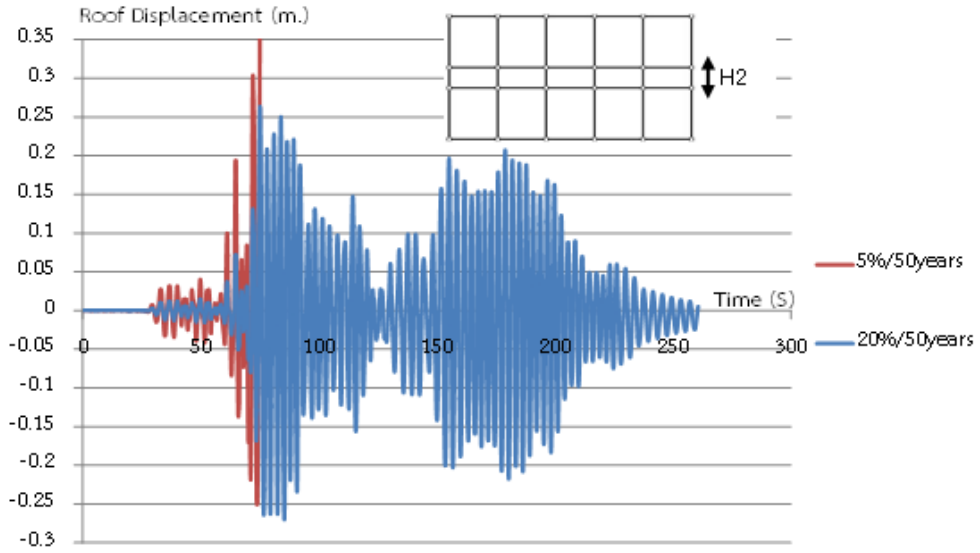
No.	Eerthquake No.	Peak Ground Acceleration (g)		Max Base Shear (tons)		Max Roof Displacement (m)		Max story Drift (%)	
		H1	H2	H1	H2	H1	H2	H1	H2
1	2060	0.087	0.092	115.5	168.9	0.35	0.26	2.12	1.41
2	2064	0.084	0.085	127.7	169.1	0.82	0.35	7.02	2.53
3	2065	0.130	0.141	147.9	193.7	1.29	0.41	10.62	3.36
4	2067	0.063	0.075	103.5	164.8	0.25	0.33	1.88	1.91
5	2070	0.090	0.107	132.5	161.3	1.96	0.30	14.97	1.65
6	2079	0.088	0.097	116.4	177.4	0.31	0.38	2.10	2.21
7	2081	0.114	0.123	139.5	180.7	0.30	0.42	1.88	2.61
8	2088	0.068	0.097	108.2	181.3	0.20	0.30	1.58	1.57
9	2729	0.085	0.119	108.7	155.3	1.24	0.28	10.00	1.59
10	1156	0.104	0.117	132.8	200	1.41	0.29	11.49	1.80
11	1167	0.075	0.092	100	189	0.19	0.27	1.17	1.49
12	1765	0.137	0.158	135.9	183.2	0.22	0.25	1.58	1.86
13	1781	0.132	0.136	128.2	178.1	0.27	0.32	1.39	1.98
14	833	0.064	0.087	104.1	172.1	0.17	0.27	0.90	1.67
15	844	0.157	0.194	141.1	169.5	0.34	0.32	1.89	1.81
16	849	0.099	0.111	106.5	130.1	0.23	0.23	1.40	1.17
17	856	0.092	0.133	111.7	185.7	0.20	0.37	1.05	2.53
18	861	0.133	0.136	115.1	160	0.17	0.30	1.30	1.65
19	873	0.084	0.099	120	151.4	0.27	0.22	1.69	1.70
20	878	0.079	0.085	104.1	165	0.22	0.26	1.31	1.64
21	896	0.090	0.095	94.7	170.1	0.25	0.26	1.67	1.35
22	184	0.164	0.165	135.6	185.7	1.39	0.31	10.80	2.34
23	5816	0.175	0.209	127	164.1	0.20	0.26	1.38	1.38
24	3716	0.157	0.168	118.6	163	0.23	0.21	1.69	1.53
25	3718	0.113	0.126	133.1	155.3	0.21	0.32	1.26	2.23
26	3722	0.093	0.095	94.5	142.2	0.17	0.29	0.90	1.63

4.1.3 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นที่ไม่ได้มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้นด้วยโปรแกรม Perform3D พบว่าภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 8 คลื่น โดยเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว 5 คลื่น และคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น 3 คลื่น โดยเกิดการวิบัติ 3 รูปแบบ คือ เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 1 ทุกต้น, เกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 6 ทุกต้น, และเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 9 เกือบทุกต้น รูปที่ 4-15 และ 4-16 ได้แสดงการเปรียบเทียบตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ที่วิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว No. 2065 ที่ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% และ 5% ใน 50 ปี ในแกน H1 และ H2 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่าที่ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี นอกจากจะมีระยะการเคลื่อนที่ของชั้นหลังคามากกว่าระดับ 20% ใน 50 ปีแล้ว ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารยังมีค่าสูงมากที่เวลาหนึ่งแล้วหยุด สาเหตุเนื่องจากโครงสร้างเกิดการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหว ส่วนภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี แม้อาคารไม่ได้เกิดการวิบัติ แต่จะเกิดการสั่นไหวของอาคารนอกแกนศูนย์ในทิศทางแกน H1 ซึ่งเกิดจากการเสียรูปคงค้างตามส่วนต่างๆ ของโครงสร้าง



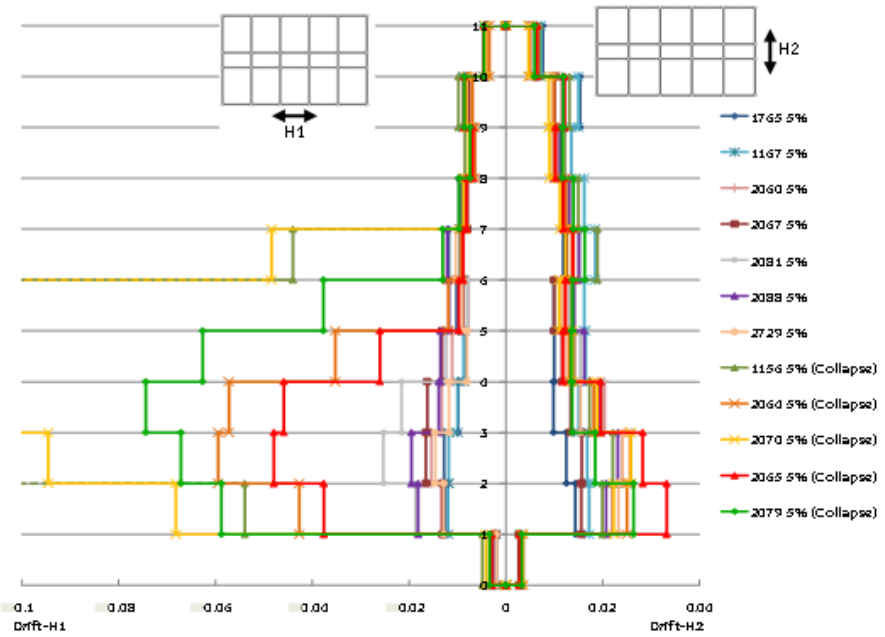
รูปที่ 4-15 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ในแกน H1 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain-Alaska (#NGA 2065)



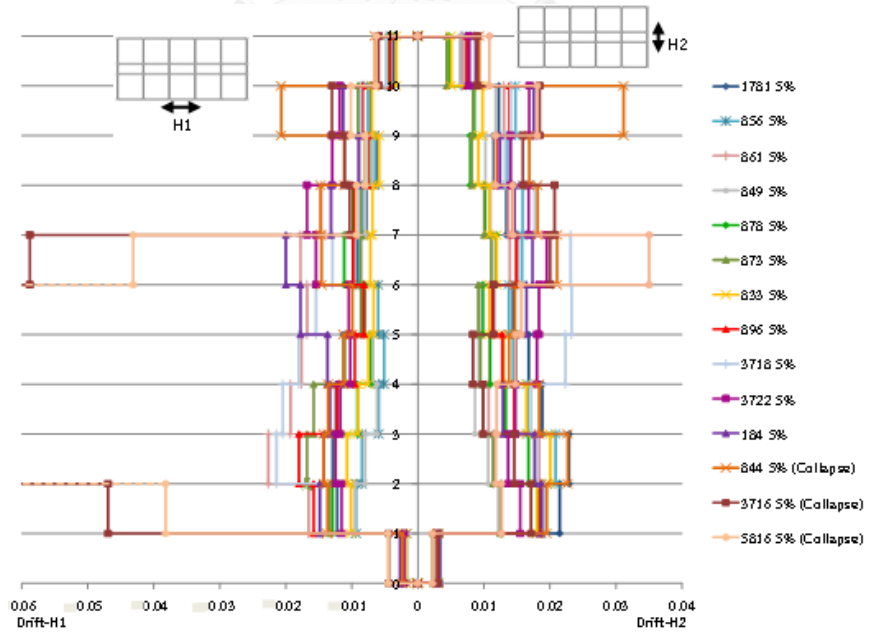
รูปที่ 4-16 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ในแกน H2 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain-Alaska (#NGA 2065)

รูปที่ 4-17 ถึง 4-21 แสดงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้น (Maximum Story Drift) ของอาคาร 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น โดยภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติจะมีค่าสูงมากในช่วงชั้น 2 ถึง 7 ในทิศทางแกน H1 แต่ในทิศทาง H2 พบว่าคลื่นหมายเลข 844 มีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงแตกต่างจากคลื่นอื่นในชั้น 10 และคลื่นหมายเลข 5816 มีค่าสูงแตกต่างจากคลื่นอื่นในชั้น 7 ดังรูปที่ 4-17 และ 4-18 ซึ่งแสดงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวและสั้นตามลำดับ คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการวิบัติของอาคารได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2070, 2065, 2079, 844, 5816 และ 3716 ส่วนระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี จะมีค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวยาวและสั้น ที่ชั้น 2 ทั้งในทิศทางแกน H1 และ H2 ดังรูปที่ 4-19 ถึง 4-20 คลื่น #NGA 2065 จะมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H1 ที่ชั้น 3 คือ 1.264 % และ คลื่น #NGA 2079 จะมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในแกน H2 ที่ชั้น 2 คือ 1.462 % ถ้าเทียบค่าโดยเฉลี่ยพบว่าที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิดเป็น 5% ใน 50 ปี ในทิศทางแกน H1 คลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่าคลื่นสั้นอย่างเห็นได้ชัดในช่วงชั้น 2 ถึง 6 แต่ตั้งแต่ชั้น 7 ถึงชั้นหลังคา จะมีค่าใกล้เคียงกัน โดยคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า ส่วนในทิศทางแกน H2 คลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่าคลื่นสั้นในช่วงชั้น 2 ถึง 4 แต่ตั้งแต่ชั้น 6 ถึงชั้นหลังคา คลื่นสั้นจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า และที่

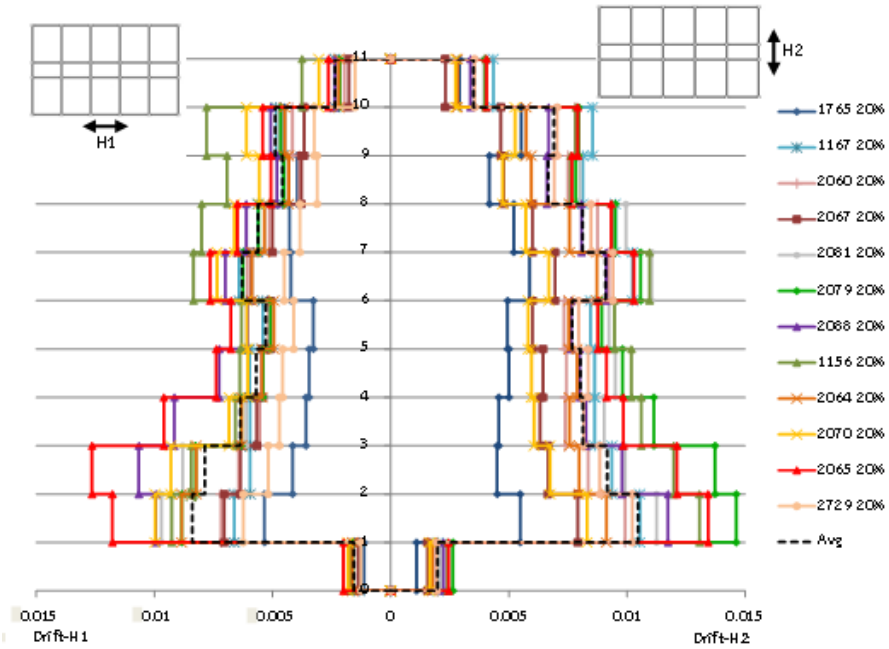
ระดับความน่าจะเป็นในการเกิดเป็น 20% ใน 50 ปี โดยภาพรวมคลื่นยาวจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่าคลื่นสั้นเล็กน้อย



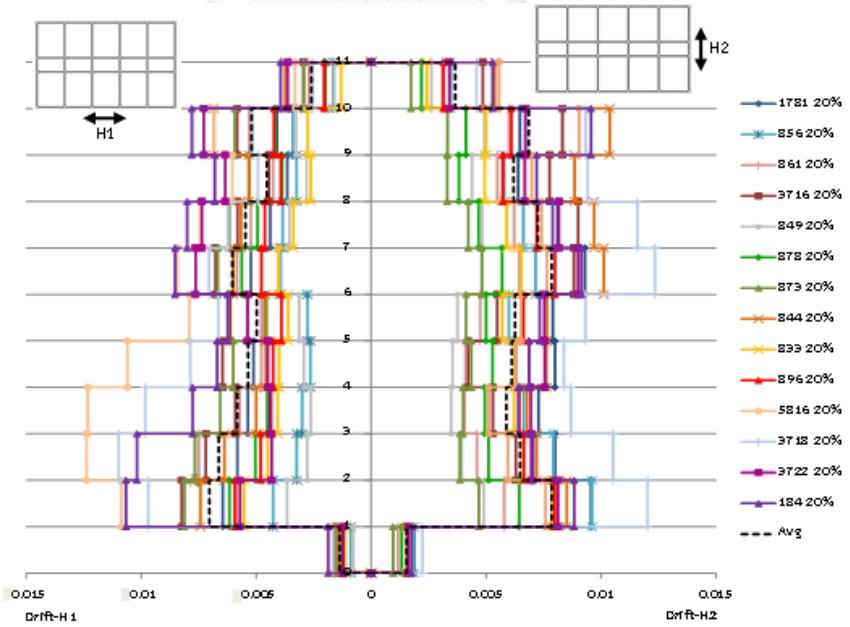
รูปที่ 4-17 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นใน



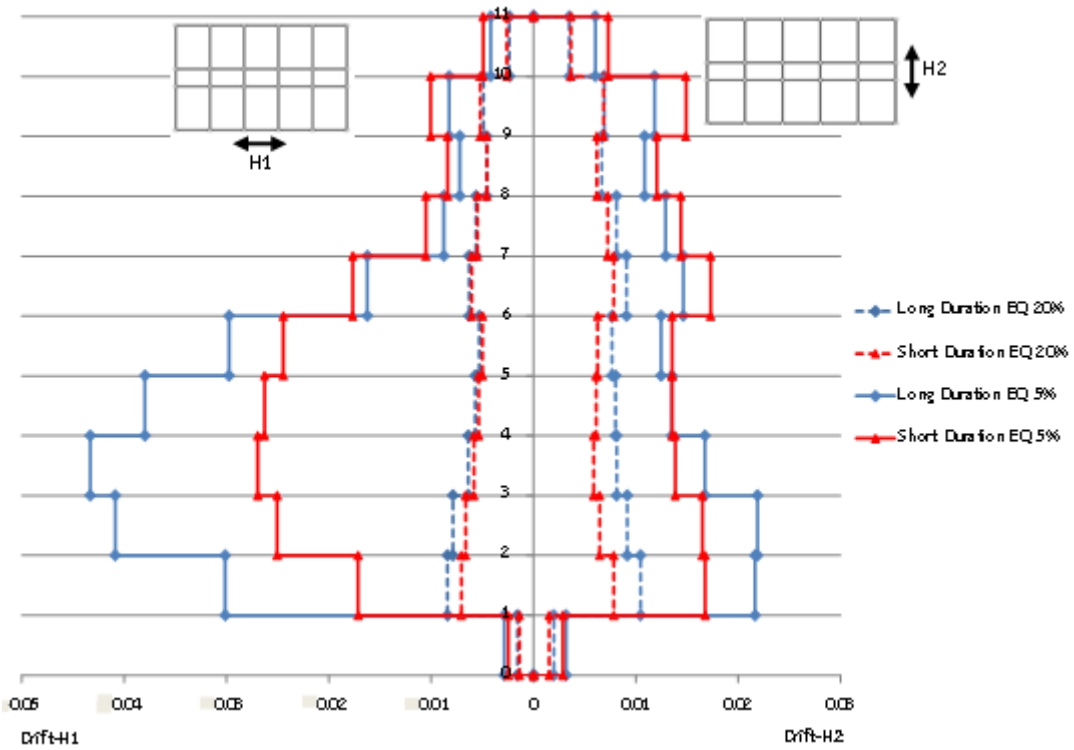
รูปที่ 4-18 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-19 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-20 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-21 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

จากการวิเคราะห์อาคาร จึงได้แสดงค่าพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวดังตารางที่ 4-5 และ 4-6 ซึ่งเป็นพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี และ 5% ใน 50 ปี ตามลำดับ ซึ่งโดยภาพรวมแล้วที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี คลื่น #NGA 2079 ทำให้อาคารตัวอย่างเกิดพฤติกรรมการตอบสนองสูงที่สุด และที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการวิบัติของอาคาร ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2070, 2065, 2079, 844, 5816 และ 3716 จะทำให้อาคารเกิดค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้น (Maximum Story Drift) สูงกว่าคลื่นอื่นมากในทิศทางแกน H1 ในขณะที่ในแกน H2 มีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นใกล้เคียงกับคลื่นแผ่นดินไหวที่ไม่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติ ยกเว้น คลื่นหมายเลข 844 จะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นในแกน H1 ใกล้เคียงกับคลื่นที่ไม่ทำให้เกิดการวิบัติ แต่มีค่าการคลื่นที่สัมพัทธ์ในแกน H2 มาก เนื่องจากเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 9 ในทิศทางแกน H2 และในคลื่น 2065 และ 5816 จะมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละในแกน H2 มากกว่าคลื่นอื่นด้วย

ตารางที่ 4-5 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี

No.	Eerthquake No.	Peak Ground Acceleration (g)		Max Base Shear (tons)		Max Roof Displacement (m)		Max story Drift (%)	
		H1	H2	H1	H2	H1	H2	H1	H2
1	2060	0.032	0.034	77.16	118.1	0.16	0.23	0.72	0.99
2	2064	0.031	0.031	85.12	108.2	0.17	0.23	0.88	0.91
3	2065	0.048	0.053	98.89	143.7	0.20	0.27	1.26	1.34
4	2067	0.024	0.029	75.11	99.16	0.16	0.19	0.70	0.79
5	2070	0.033	0.040	95.98	109.1	0.18	0.17	1.00	0.83
6	2079	0.033	0.036	82.89	150	0.16	0.30	0.88	1.46
7	2081	0.042	0.045	90.76	131.9	0.15	0.28	0.97	1.13
8	2088	0.026	0.038	90.1	141.3	0.21	0.23	1.07	1.17
9	2729	0.031	0.044	72.36	121.1	0.13	0.25	0.62	1.02
10	1156	0.038	0.043	91.28	141.6	0.21	0.30	0.93	1.31
11	1167	0.027	0.034	78.13	124	0.17	0.27	0.66	1.05
12	1765	0.050	0.058	69.43	69.06	0.10	0.15	0.53	0.59
13	1781	0.049	0.051	71.81	116.4	0.15	0.23	0.65	0.96
14	833	0.024	0.033	66.82	99.16	0.11	0.18	0.55	0.79
15	844	0.083	0.103	88.87	111.3	0.14	0.20	0.74	1.04
16	849	0.037	0.042	47.68	60.81	0.09	0.11	0.40	0.49
17	856	0.034	0.049	50.56	112.1	0.07	0.18	0.43	0.96
18	861	0.049	0.050	89.12	75	0.14	0.13	0.75	0.64
19	873	0.032	0.037	80.41	62.74	0.18	0.12	0.81	0.48
20	878	0.030	0.032	71.49	89.65	0.13	0.14	0.62	0.64
21	896	0.033	0.035	74.56	101.5	0.12	0.20	0.59	0.80
22	184	0.072	0.072	90.76	110.8	0.20	0.20	1.07	0.96
23	5816	0.112	0.135	98.89	99.16	0.25	0.17	1.24	0.90
24	3716	0.080	0.086	87.53	92.26	0.16	0.13	0.82	0.90
25	3718	0.052	0.057	90.1	133.1	0.22	0.26	1.10	1.23
26	3722	0.055	0.057	75.82	103.5	0.14	0.23	0.76	0.90

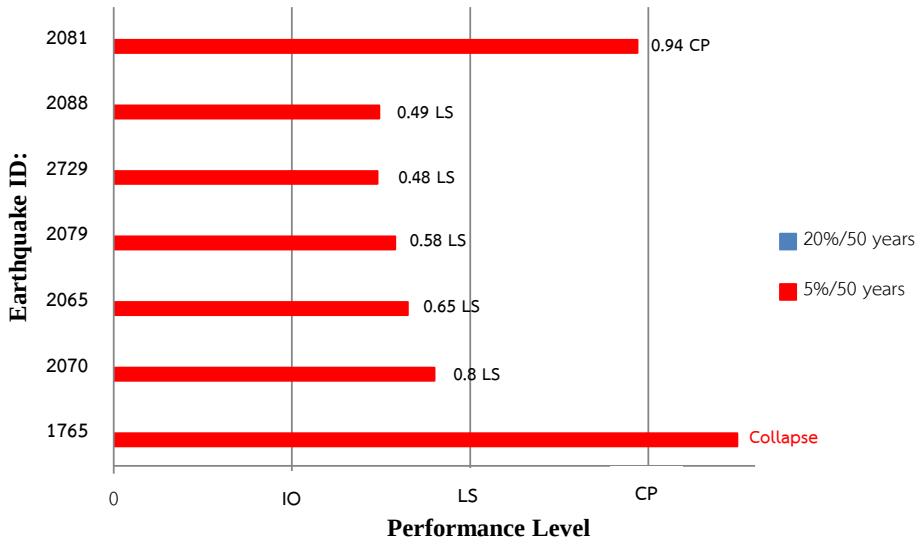
ตารางที่ 4-6 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

No.	Eerthquake No.	Peak Ground Acceleration (g)		Max Base Shear (tons)		Max Roof Displacement (m)		Max story Drift (%)	
		H1	H2	H1	H2	H1	H2	H1	H2
1	2060	0.087	0.092	105.7	180.6	0.26	0.43	1.54	2.59
2	2064	0.084	0.085	151.8	175	0.71	0.39	5.94	2.57
3	2065	0.130	0.141	297.2	247.8	0.55	0.47	4.79	3.32
4	2067	0.063	0.075	97.02	158	0.30	0.35	1.65	1.57
5	2070	0.090	0.107	263.7	158.9	1.79	0.40	12.21	2.59
6	2079	0.088	0.097	179.8	181.3	1.05	0.40	7.44	2.64
7	2081	0.114	0.123	115.1	199	0.33	0.44	2.53	2.41
8	2088	0.068	0.097	122.4	184.3	0.30	0.44	1.95	2.32
9	2729	0.085	0.119	93.59	174.2	0.22	0.38	1.46	2.41
10	1156	0.104	0.117	113.4	182	1.80	0.41	13.43	2.21
11	1167	0.075	0.092	111.3	169.1	0.25	0.45	1.19	1.85
12	1765	0.137	0.158	108.3	157.4	0.22	0.29	1.27	1.53
13	1781	0.132	0.136	107.6	155.3	0.27	0.46	1.29	2.29
14	833	0.064	0.087	86.91	164.3	0.22	0.40	1.07	2.01
15	844	0.214	0.264	135.7	176.8	0.24	0.36	2.07	3.12
16	849	0.099	0.112	101.9	136	0.20	0.28	0.97	1.22
17	856	0.092	0.134	90.49	173.6	0.15	0.40	0.94	2.09
18	861	0.133	0.136	111.7	138.8	0.39	0.35	2.27	1.39
19	873	0.084	0.099	103.3	140.1	0.27	0.28	1.68	1.25
20	878	0.079	0.085	104.5	167.3	0.21	0.32	1.29	1.81
21	896	0.090	0.095	107.4	163.5	0.25	0.33	1.80	1.85
22	184	0.194	0.195	149.1	170.1	0.32	0.41	2.00	1.87
23	5816	0.287	0.344	151.9	150	1.36	0.35	9.78	3.50
24	3716	0.220	0.237	143.2	172.2	1.90	0.28	14.07	2.07
25	3718	0.142	0.157	115.5	169.7	0.35	0.50	2.14	2.33
26	3722	0.144	0.149	116.9	162.5	0.27	0.45	1.68	1.95

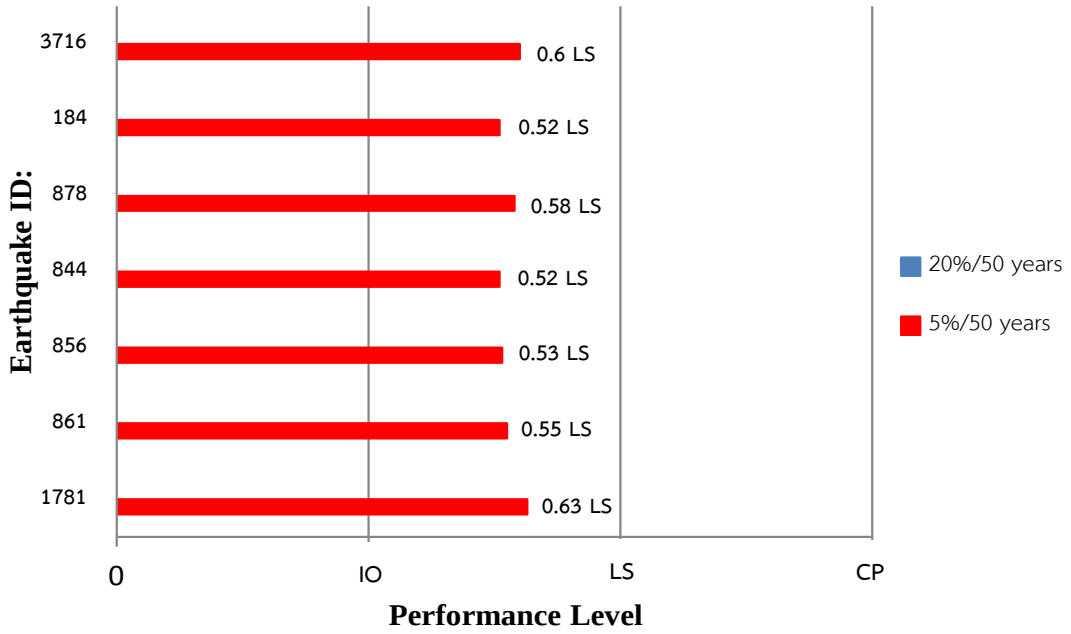
4.2 การวิเคราะห์ประเมินระดับสมรรถนะและรูปแบบความเสียหายของอาคาร

4.2.1 ระดับสมรรถนะและรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้นที่ไม่ได้มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

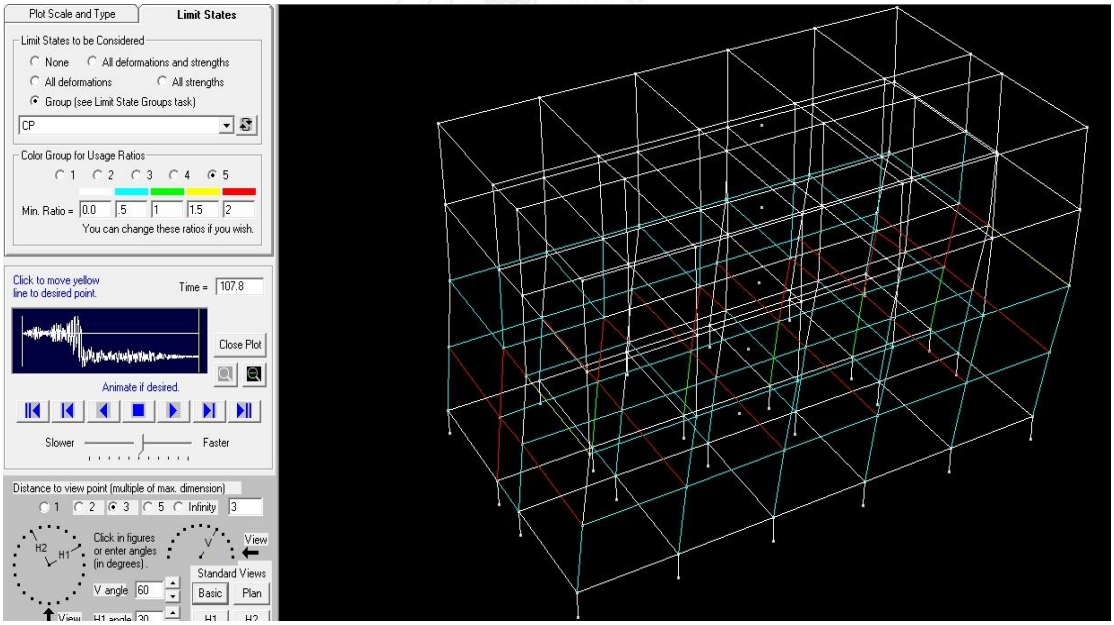
จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้นเพื่อหาระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว โดยวัดระดับสมรรถนะของอาคารจากค่ามุมหมุนพลาสติก (Plastic Rotation) ของเสา พบว่าอาคารจะเกิดความเสียหายหนักใกล้จะเกิดการวิบัติภายใต้แผ่นดินไหวหมายเลข 1765 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี รูปที่ 4-22 และ 4-23 แสดงแผนภูมิแท่งระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวทั้ง 2 ระดับความรุนแรงแบ่งเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวและสั้นตามลำดับ โดยแสดงเฉพาะคลื่นที่ทำให้อาคารเกิดความเสียหายรุนแรง 14 คลื่น พบว่าภายใต้ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดการวิบัติในเสาบางต้นภายใต้คลื่นหมายเลข 1765 ซึ่งเกิดขึ้นในเสาชั้นที่ 2 ชั้นในแถวกลาง โดยอาคารอาจจะเกิดการวิบัติตามมาในอีกไม่ช้า เนื่องจากเสาไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกต่อได้ จึงถ่ายน้ำหนักบรรทุกไปลงที่เสาอื่นจนอาจทำให้เสาต้นอื่นๆในชั้นนี้เกิดการวิบัติตามมา ดังแสดงลักษณะความเสียหายในรูปที่ 4-24 นอกนั้นคลื่นอื่นที่ไม่ทำให้อาคารวิบัติมักพบว่ามีเสาที่มีความเสียหายมากที่สุดที่ชั้น 2 โดยมีระดับสมรรถนะสูงสุดที่ระดับ 0.94 CP ภายใต้คลื่นหมายเลข 2081 ดังรูปที่ 4-25 ส่วนภายใต้ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดความเสียหายที่เฉพาะชิ้นส่วนคานเท่านั้น จึงไม่นำมาคิดเป็นระดับสมรรถนะของอาคาร ดังแสดงตัวอย่างลักษณะความเสียหายภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1765 ดังรูปที่ 4-26



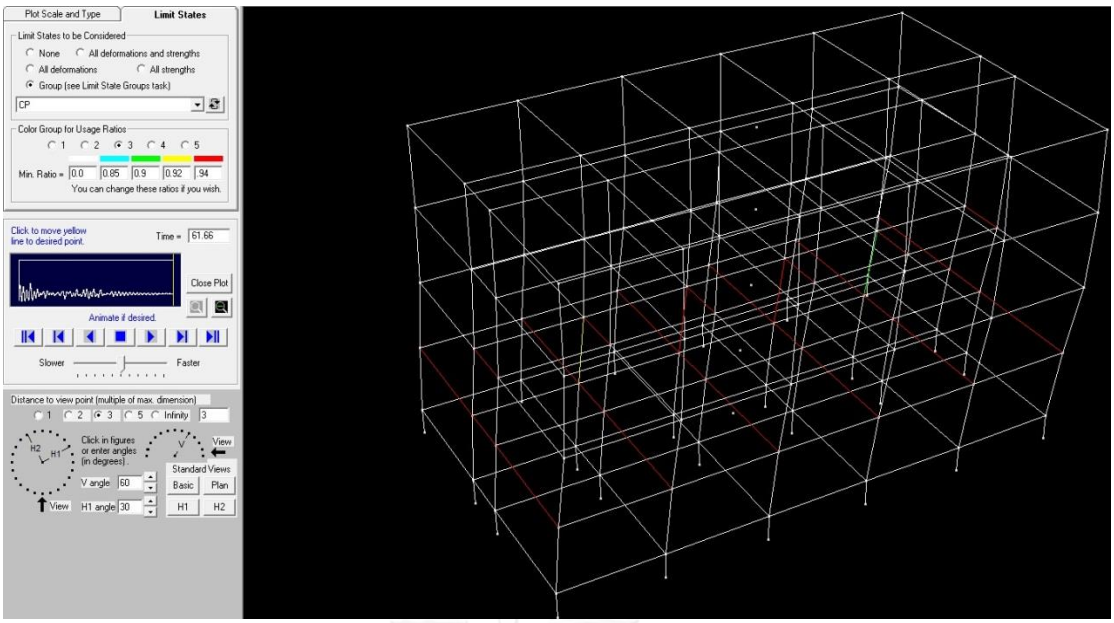
รูปที่ 22 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว



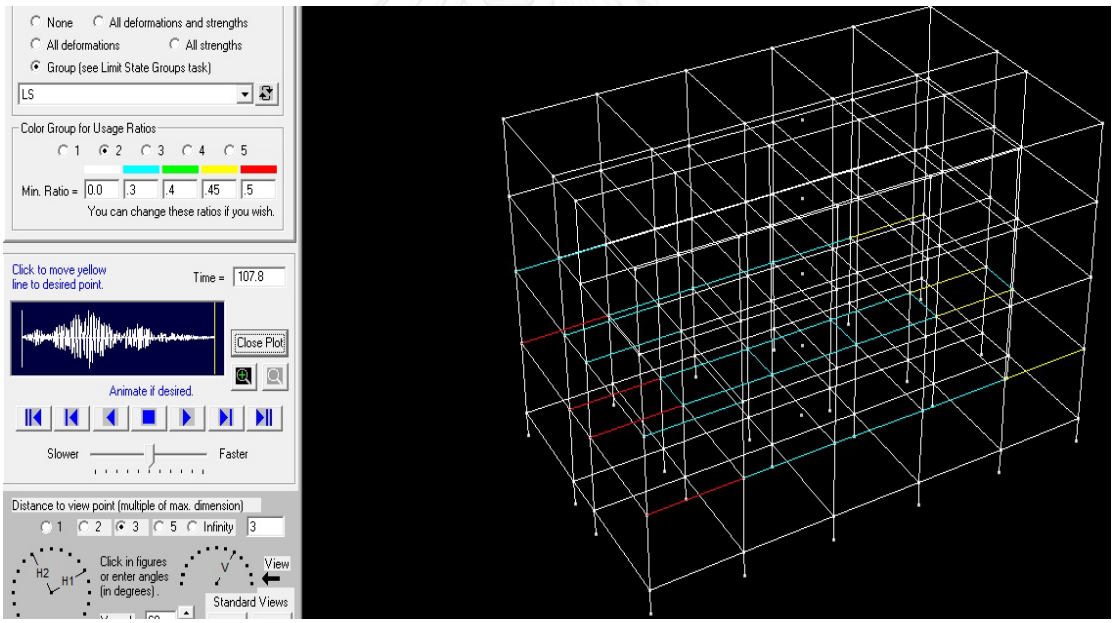
รูปที่ 4-23 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น



รูปที่ 4-24 ลักษณะความเสียหายของอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1765 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



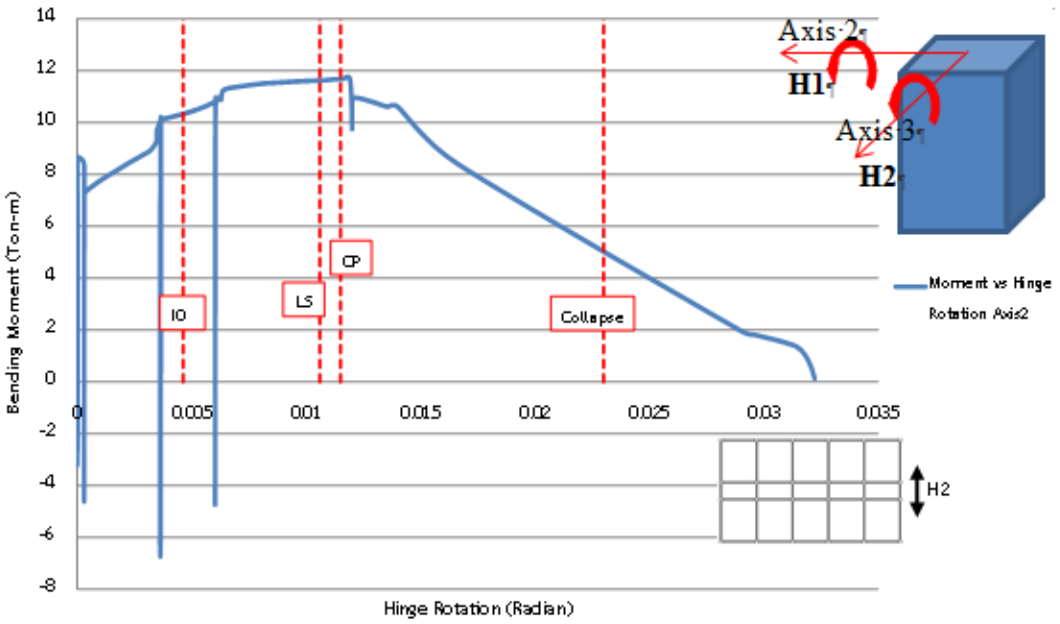
รูปที่ 4-25 ลักษณะความเสียหายของอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2081 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



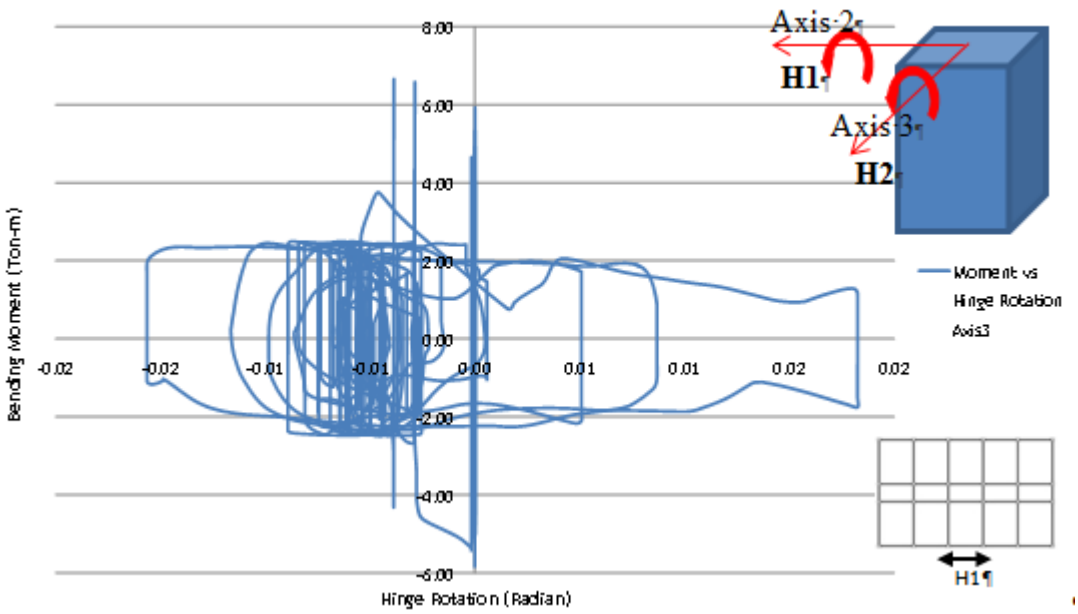
รูปที่ 4-26ลักษณะความเสียหายของอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1756 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี

ในการระบุว่าอาคารตัวอย่างเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆหรือไม่จะพิจารณาจากระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนโครงสร้างควบคู่ไปกับลักษณะกระบวนการทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง (Mechanism) โดยระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่พิจารณาว่าชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นเกิดการวิบัติคือระดับประมาณ 2 เท่าของระดับ Collapse Prevention (2.0 CP) ซึ่งเมื่อสร้างกราฟความสัมพันธ์

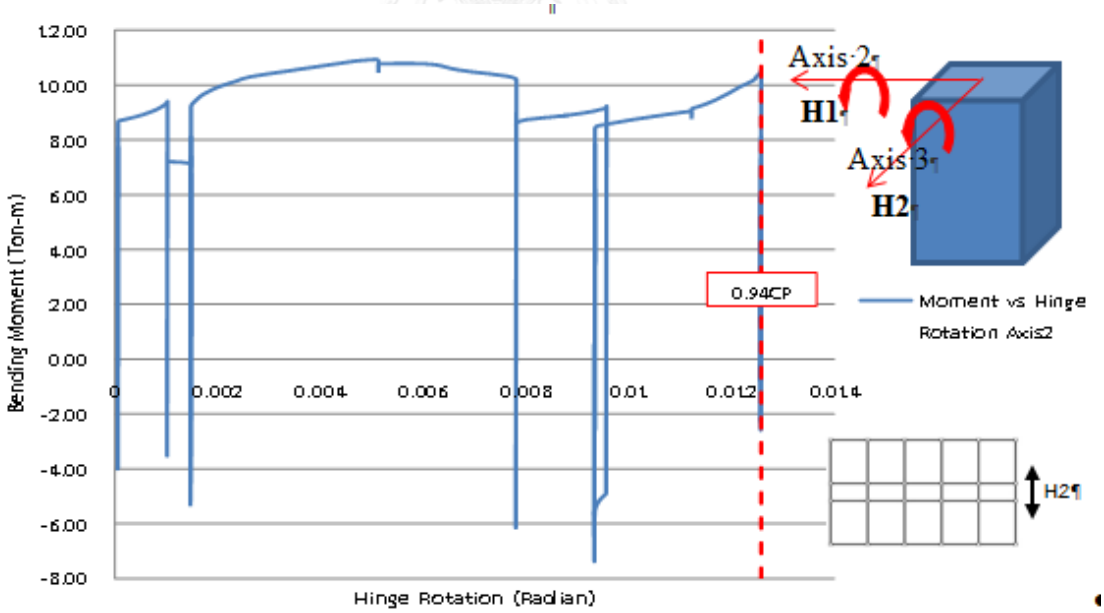
ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกของเสาต้นที่มีระดับสมรรถนะถึงระดับ 2.0 CP พบว่าจะเป็นจุดช่วงที่กำลังตก (Strength Loss) หลังจากจุดที่มีกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยของชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งถือว่าชิ้นส่วนโครงสร้างไม่สามารถรับแรงต่อได้แล้ว ดังแสดงในรูปที่ 4-27 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1765 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี โดยจะเห็นว่าเสาต้นนี้มีมุมหมุนพลาสติกถึงระดับ 2.0 CP และรูปที่ 4-28 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 ของเสาต้นเดียวกัน โดยพบว่ามุมหมุนรอบแกน 3 ยังมีค่าไม่ถึงระดับ 2.0 CP และกำลังยังไม่ตก นอกจากนี้ยังได้แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นที่วิกฤตที่สุดภายใต้คลื่นหมายเลข 2081 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ด้วย ซึ่งพบว่ามีระดับสมรรถนะที่ 0.94 CP ดังแสดงในรูปที่ 4-29



รูปที่ 4-27 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1765 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



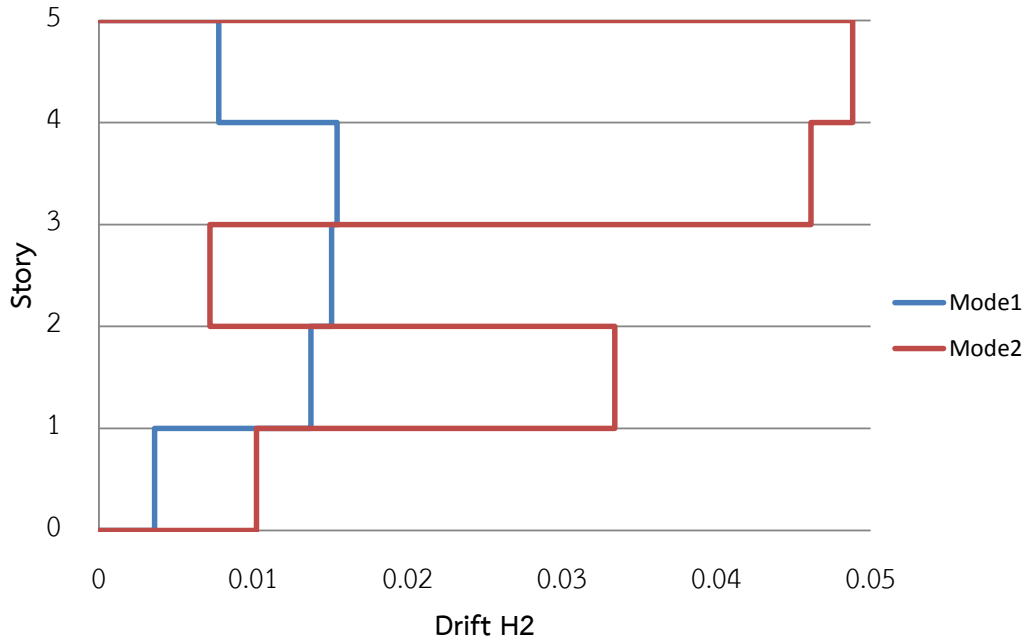
รูปที่ 4-28กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1765 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-29 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นที่วิกฤตที่สุดภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2081 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น คือ เกิดการวิบัติในเสาบางต้นในชั้นที่ 2 ชั้นในแถวกลาง ซึ่งลักษณะการวิบัติและความเสียหายนี้เกิดขึ้นจากรูปแบบการสั่นของอาคารตัวอย่าง

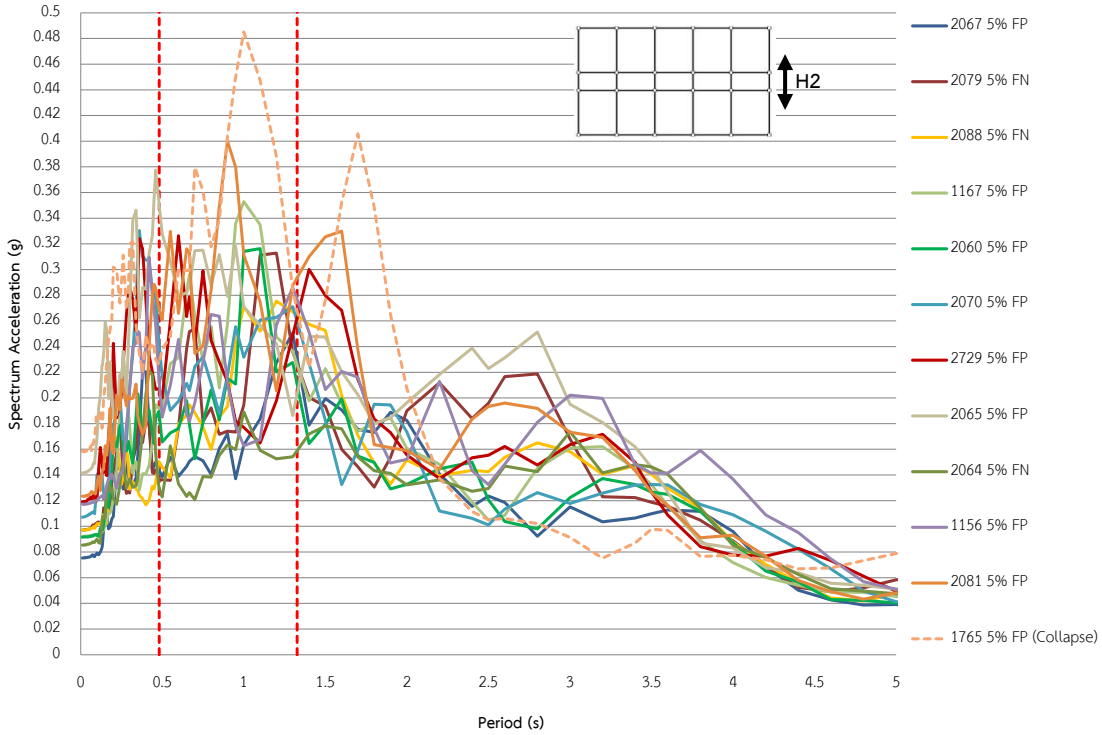
ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆ เมื่อนำค่าการเคลื่อนที่แต่ละชั้นในโหมดการสั่น โหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H2 และ โหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 มาหาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ดังรูปที่ 4-30 พบว่า ถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H2 อาคารจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 4 และชั้น 3 ใกล้เคียงกัน ซึ่งเป็นชั้นที่เสาชั้นที่ 3 และเสาชั้นที่ 2 รองรับอยู่ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่า ถ้าอาคารมีรูปแบบการสั่นเด่นชัดภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวในรูปแบบโหมดที่ 1 เสาชั้นที่ 2 มีโอกาสเกิดความเสียหายจนถึงขั้นเกิดการวิบัติได้



รูปที่ 4-30 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H2 และเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2

นอกจากนี้ ปัจจัยในเรื่องความเร่งสเปกตรัมของคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์ก็มีผลต่อการที่จะทำให้อาคารเกิดการวิบัติหรือเกิดความเสียหายในลักษณะต่างๆ โดยจากการดูกราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H2 ดังแสดงในรูปที่ 4-31 พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติจะมีความเร่งสเปกตรัมในช่วงคาบที่มากกว่าคาบโหมด 1 ประมาณ 0.5 วินาทีขึ้นไปสูงกว่าความเร่งสเปกตรัมของคลื่นอื่น ซึ่งพิจารณาว่าเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก คาบในการสั่นก็จะเปลี่ยนไป คือเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากโครงสร้างมีสติฟเนสลดลง เมื่อถึงจุดนั้นถ้าเจอแผ่นดินไหวความเร่งสูงๆ ก็จะทำให้เกิดแรงกระทำต่อโครงสร้างมาก มีผลทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้ แต่ทั้งนี้ทั้งนั้น อาคารจะต้องมีรูปแบบการสั่นในโหมดที่ 1 เป็นรูปแบบการสั่นเด่นชัดในทิศทางแกน H2 จึงจะทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้ ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1765 มีลักษณะกราฟความเร่งสเปกตรัมเป็นไปตามที่กล่าว

มาข้างต้น รวมไปถึงคลื่นหมายเลข 2081 ซึ่งเป็นคลื่นที่ทำให้อาคารเกิดความเสียหายในเสาชั้นที่ 2 มากที่สุดที่ไม่ทำให้เกิดการวิบัติ ก็มีความเร่งสเปกตรัมในคาบการสั่นโหมด 1 สูงกว่าคลื่นอื่นแต่ในช่วงคาบการสั่นที่สูงกว่าโหมด 1 มีค่าไม่สูงมากเท่าความเร่งสเปกตรัมของคลื่น 1765 จึงไม่ทำให้เสาอาคารเกิดการวิบัติ

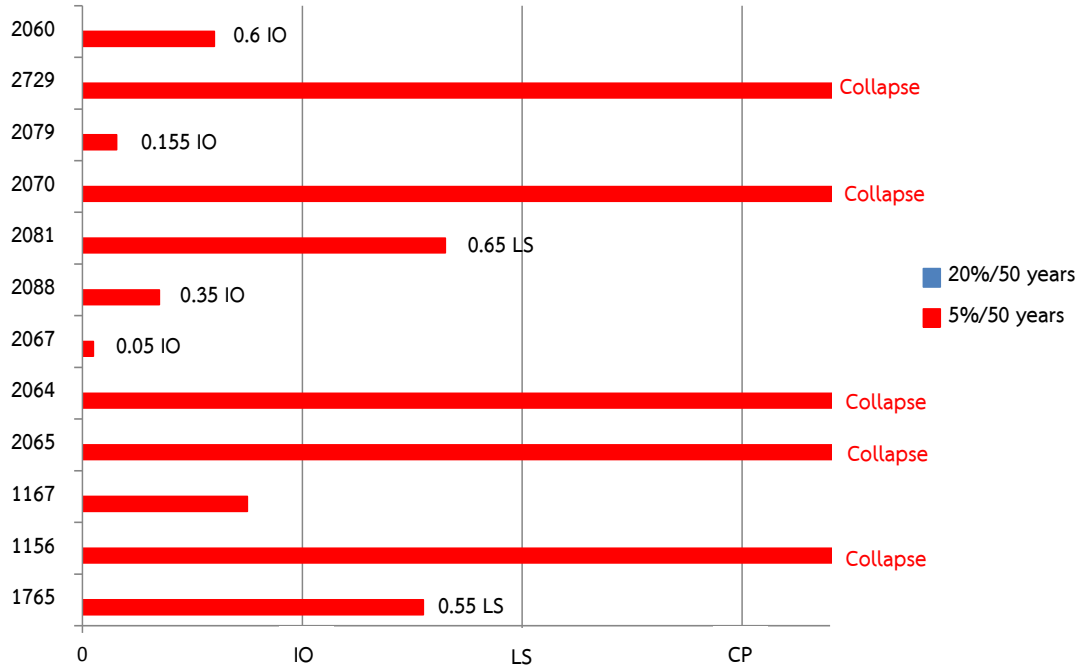


รูปที่ 4-31 กราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H2

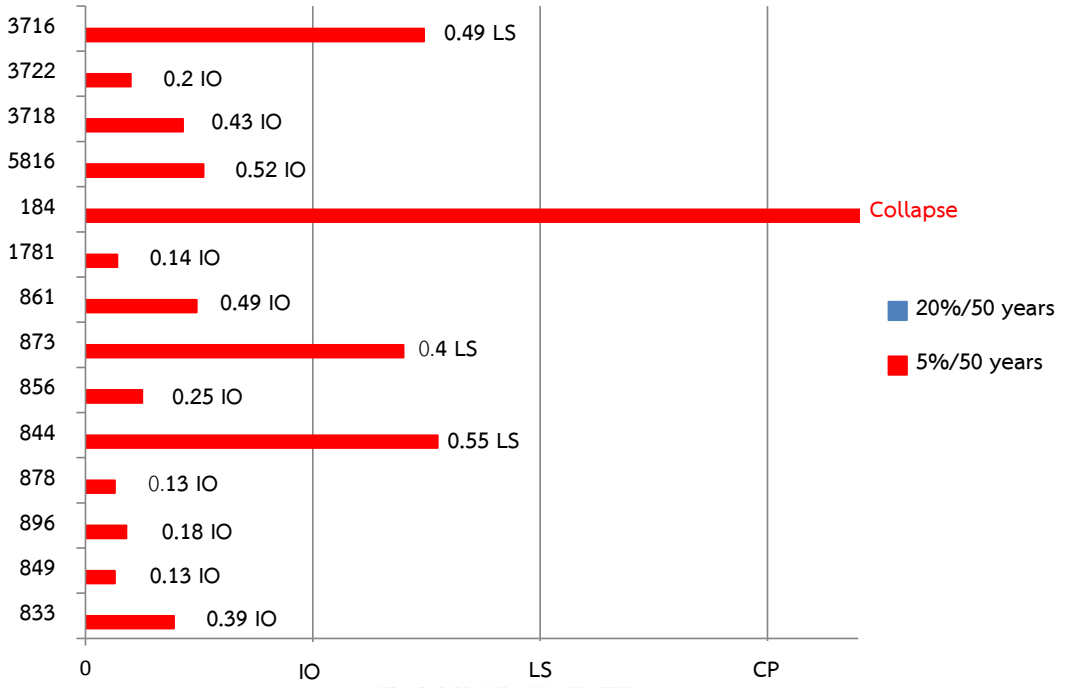
4.2.2 ระดับสมรรถนะและรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่ไม่ได้มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้นเพื่อหาระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นซึ่งไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว โดยวัดระดับสมรรถนะของอาคารจากค่ามุมหมุนพลาสติก (Plastic Rotation) ของเสา พบว่าภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 6 คลื่น โดยเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว 5 คลื่น และคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น 1 คลื่น รูปที่ 4-32 และ 4-33 แสดงแผนภูมิแท่งระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวทั้ง 2 ระดับความรุนแรงแบ่งเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวและสั้นตามลำดับ พบว่าภายใต้

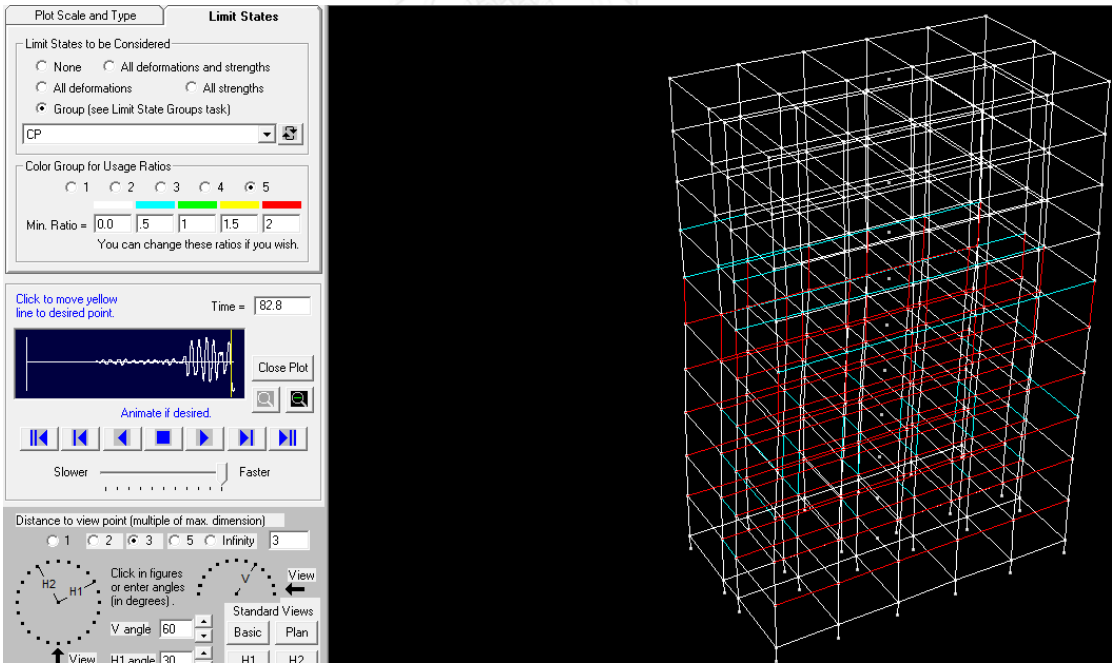
ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการวิบัติของอาคารได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2070, 2065, 2729, และ 184 โดยจากผลการวิเคราะห์พบว่าคลื่นที่ทำให้เกิดการวิบัติในรูปแบบเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 6 ทุกต้น ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2065, 2729, และ 184 ส่วนคลื่นที่ทำให้เกิดการวิบัติในรูปแบบเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 3 ทุกต้น และชั้นที่ 6 เกือบทุกต้น คือ คลื่นหมายเลข 2070 โดยได้แสดงลักษณะการวิบัติในเสาชั้นที่ 6 ทุกต้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ดังรูปที่ 4-34 และแสดงลักษณะการวิบัติในเสาชั้นที่ 3 ทุกต้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2070 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ดังรูปที่ 4-35 นอกนั้นคลื่นอื่นที่ไม่ทำให้อาคารวิบัติมักพบว่ามีเสาที่มีความเสียหายมากที่สุดที่ชั้น 9 ดังรูปที่ 4-36 ส่วนภายใต้ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดความเสียหายที่เฉพาะชิ้นส่วนคานเท่านั้น จึงไม่นำมาคิดเป็นระดับสมรรถนะของอาคาร



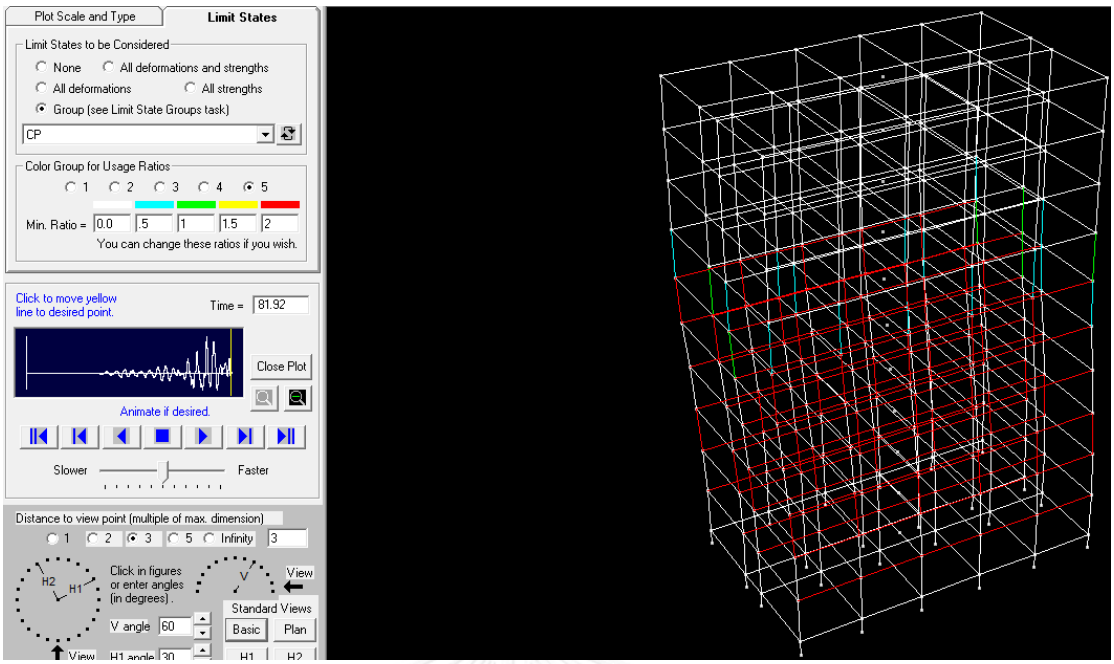
รูปที่ 4-32 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว



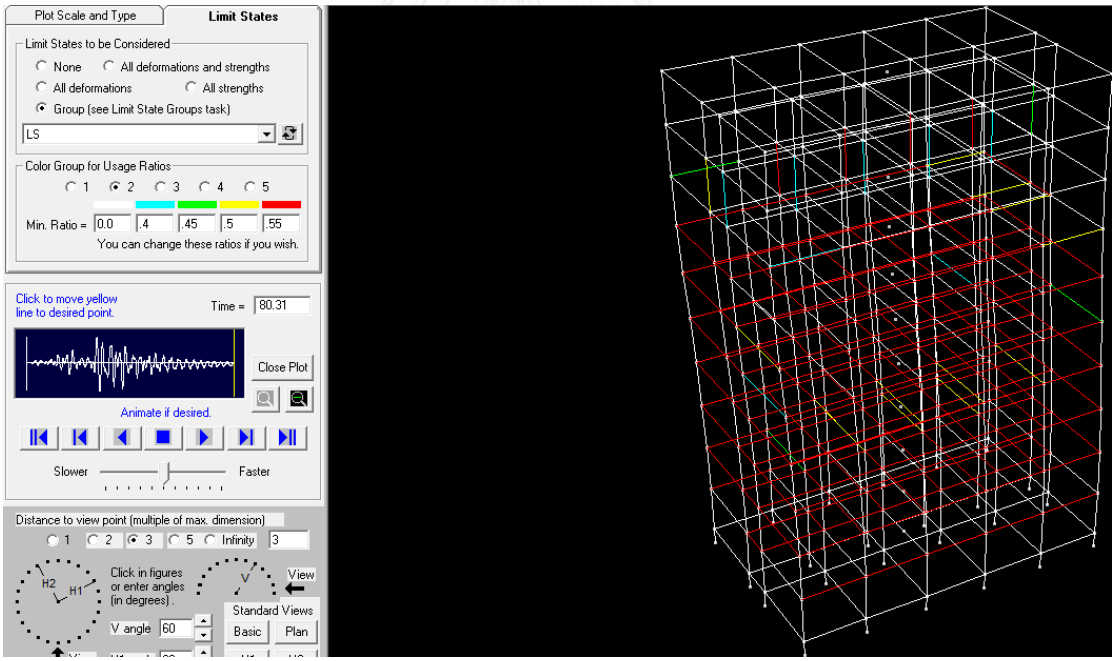
รูปที่ 4-33 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น



รูปที่ 4-34 ลักษณะการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



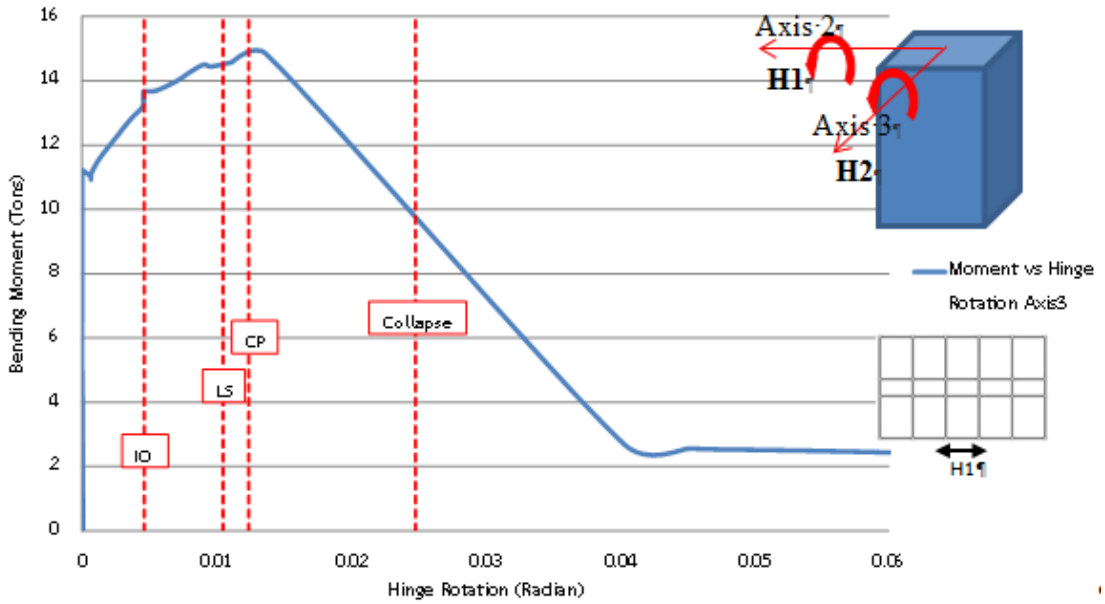
รูปที่ 4-35 ลักษณะการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2070 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



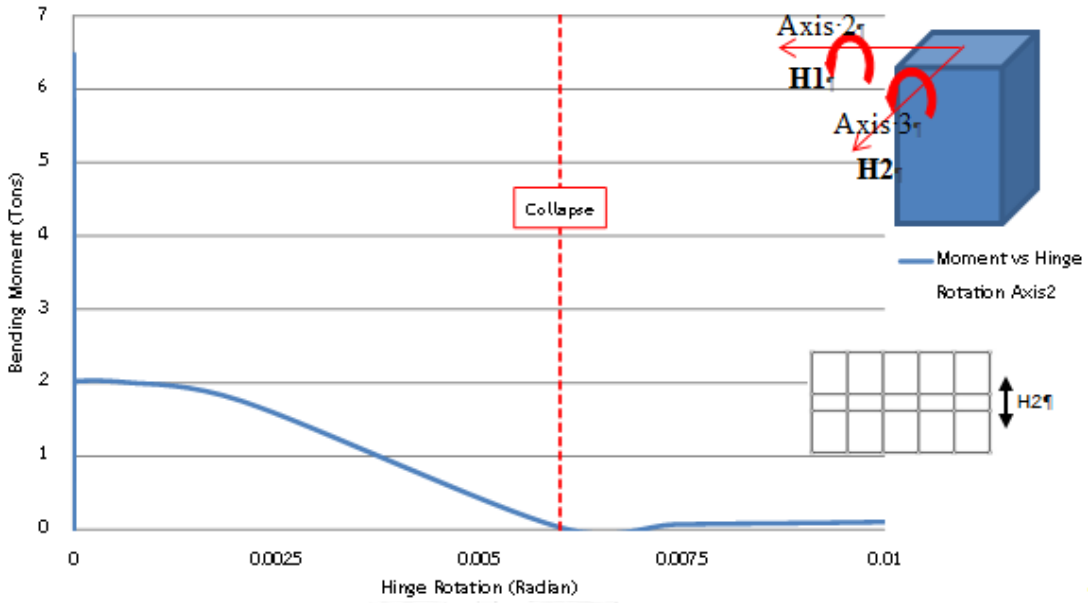
รูปที่ 4-36 ลักษณะความเสียหายของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 844 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

ในการระบุว่าอาคารตัวอย่างเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆหรือไม่จะพิจารณาจากระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนโครงสร้างควบคู่ไปกับลักษณะกระบวนการทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง

(Mechanism) โดยระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่พิจารณาว่าชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นเกิดการวิบัติคือระดับประมาณ 2 เท่าของระดับ Collapse Prevention (2.0 CP) ซึ่งเมื่อสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกของเสาต้นที่มีระดับสมรรถนะถึงระดับนี้ พบว่าจะเป็นจุดช่วงที่กำลังตก (Strength Loss) หลังจากจุดที่มีกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยของชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งถือว่าชิ้นส่วนโครงสร้างไม่สามารถรับแรงต่อได้แล้ว ดังแสดงในรูปที่ 4-37 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี โดยจะเห็นว่าเสาต้นนี้มีมุมหมุนพลาสติกถึงระดับ 2.0 CP และรูปที่ 4-38 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ด้วย โดยจะเห็นว่ามุมหมุนรอบแกนนี้ยังมีค่าไม่ถึงระดับ 2.0 CP แต่ก็เกิดการวิบัติด้วยเนื่องจากเป็นเสาต้นเดียวกันที่มีมุมหมุนพลาสติกถึงระดับ 2.0 CP ในแกน 3 ส่วนการพิจารณาการวิบัติจากลักษณะกระบวนการทางพลศาสตร์ของโครงสร้างคือ ถ้าหากเสาทุกต้นในชั้นนี้หรือโดยส่วนใหญ่ที่เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหลักในการรับน้ำหนักเกิดการวิบัติแล้ว ก็ถือว่าอาคารเกิดการวิบัติ



รูปที่ 4-37 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

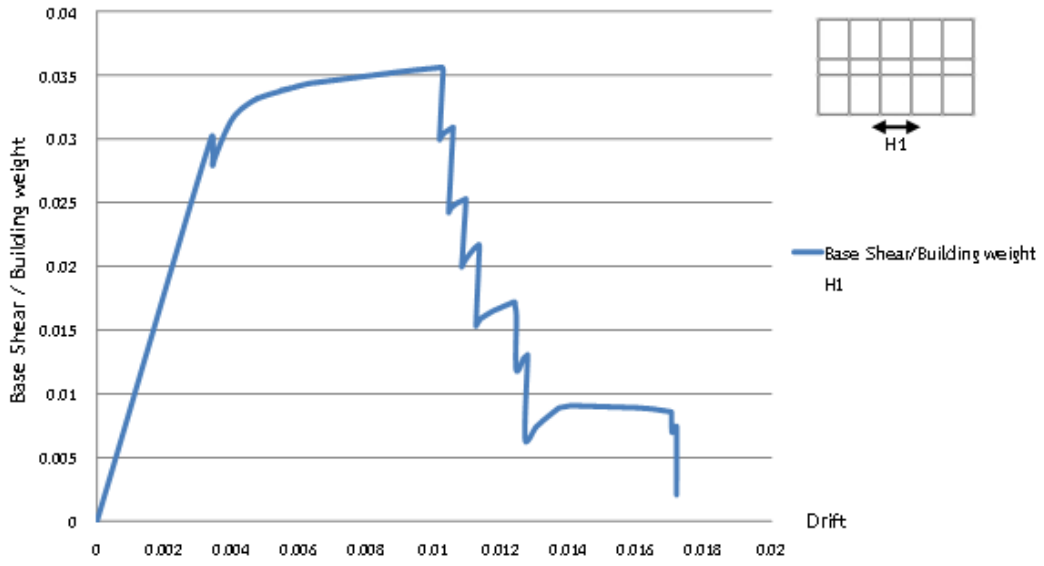


รูปที่ 4-38 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

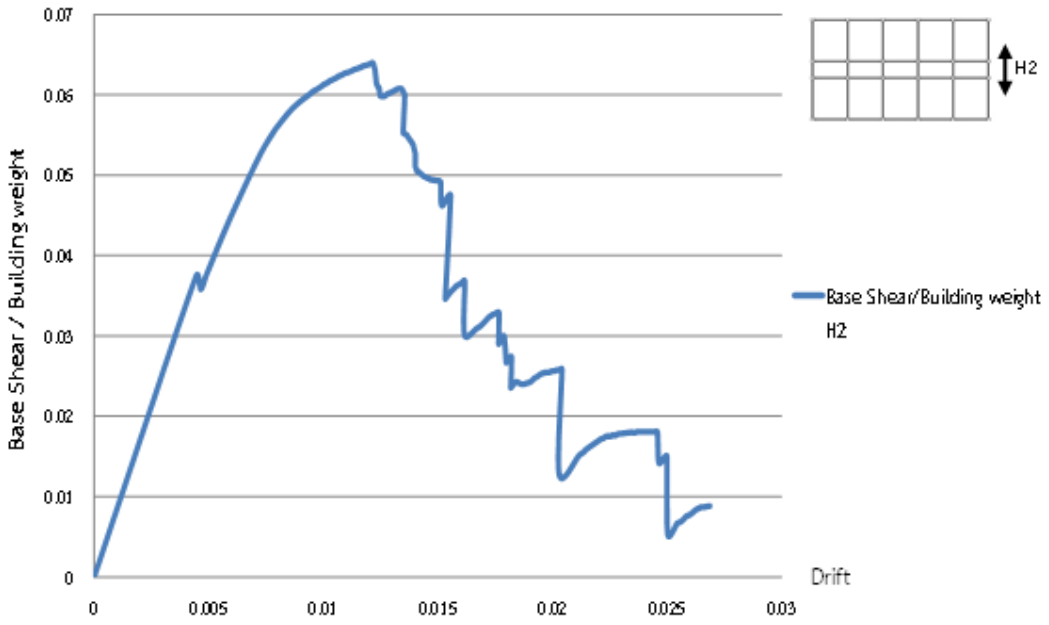
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นพบว่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติ อาคารจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้น (Maximum Story Drift) สูงมากในทิศทางแกน H1 ซึ่งเป็นทิศที่มีค่าสติฟเนสของโครงสร้างสูงกว่าทิศ H2 แต่ที่ทำให้เกิดการวิบัติแล้วเกิดค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นสูงมากกว่าแกน H2 อาจเนื่องมาจากกำลังในการต้านทานแรงด้านข้างของโครงข้อแข็งในทิศทางนี้ต่ำกว่าในทิศทาง H2 เนื่องจากในการออกแบบคานในทิศทางนี้ใช้เหล็กเสริมน้อยกว่าการออกแบบคานในด้าน H2 เนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกจากแผ่นพื้นทางเดียว (One way slab) ได้วางตัวกระจายน้ำหนักไปบนคานที่วางตัวในแนวแกน H2 เมื่อมีการรับแรงด้านข้างในทิศทางแกน H1 คานในแนวแกน H1 จะเกิดการวิบัติก่อนดังรูปที่ 4-34 และ 4-35 จะเห็นว่าคานในแนวแกน H1 จะวิบัติขณะที่ คานในแนวแกน H2 ยังไม่วิบัติ เสาจึงต้องรับโมเมนต์การดัดรอบแกน 3 ของหน้าตัดเสา หรือรอบแกน H2 ของระบบโครงสร้างมากขึ้นจนเกิดการวิบัติ ทำให้อาคารเกิดการวิบัติในแกน H1 สังเกตได้ว่าค่ามุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 มากกว่าค่ามุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ดังรูปที่ 4-37 และ 4-38

นอกจากนี้ ยังได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure) เพื่อหากำลังของโครงข้อแข็งอาคารในแต่ละทิศทาง ซึ่งผลก็พบว่า ในแกน H2 มีค่าแรง

เฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักตึกสูงกว่าแกน H1 โดยแสดงดังกราฟรูปที่ 4-39 และ 4-40 จึงสรุปว่ากำลังของโครงข้อแข็งอาคารในการต้านทางแรงด้านข้างในด้าน H2 สูงกว่าในด้าน H1



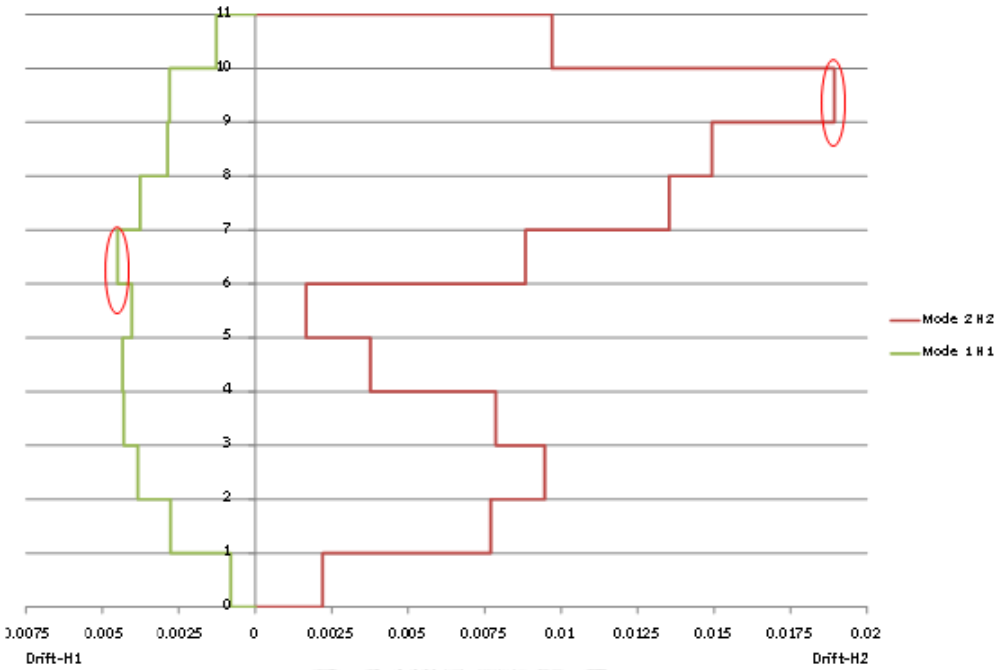
รูปที่ 4-39 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักตึกกับค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นหลังคาเทียบกับฐานตึกในทิศทางแกน H1



รูปที่ 4-40 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักตึกกับค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นหลังคาเทียบกับฐานตึกในทิศทางแกน H2

รูปแบบการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น แบ่งออกเป็น 2 ลักษณะ คือ เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 6 ทุกต้น และเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 3 ทุกต้น แต่วิบัติที่เสาชั้นที่ 6 เกือบทุกต้น โดยมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในชั้นที่อยู่เหนือชั้นที่เกิดการวิบัตินั้นๆมีค่ามากในทิศทางแกน H1 ส่วนอาคารที่ไม่เกิดการวิบัติมักพบว่ามีเสาที่มีความเสียหายมากที่สุดที่ชั้น 9 โดยมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในชั้น 10 มีค่ามากในทิศทางแกน H2 ซึ่งเป็นชั้นที่เสาชั้นที่ 9 รองรับอยู่ ลักษณะการวิบัติและความเสียหายนี้เกิดขึ้นจากรูปแบบการสั่นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆ เมื่อนำค่าการเคลื่อนที่แต่ละชั้นในโหมดการสั่น โหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 และ โหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 มาหาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ดังรูปที่ 4-41 พบว่า ถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 อาคารจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 7 ซึ่งเป็นชั้นที่เสาชั้นที่ 6 รองรับอยู่ตรงกับชั้นที่เกิดการวิบัติ ซึ่งค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นเสาชั้นที่ 3 รองรับอยู่ก็มีค่าใกล้เคียงกัน และถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 อาคารจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 10 ซึ่งเป็นชั้นที่เสาชั้นที่ 9 รองรับอยู่ตรงกับชั้นที่เกิดการความเสียหายของเสามากที่สุด ดังนั้นจึงอาจพิจารณาได้ว่า คลื่นที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติจะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 และคลื่นที่ทำให้อาคารมีเสาที่มีความเสียหายมากที่สุดที่ชั้น 9 จะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2

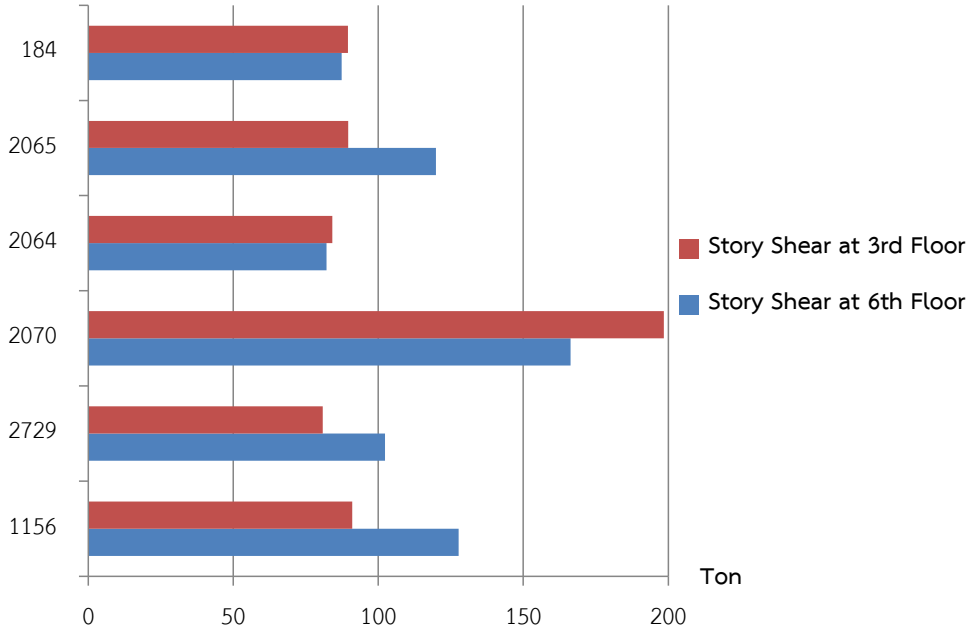
เพื่อพิสูจน์หาโหมดการสั่นของอาคารที่ทำให้เกิดการวิบัติและเกิดความเสียหายจึงได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure) โดยใส่แรงด้านข้างในรูปแบบการกระจายแรงตามรูปแบบการสั่นโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 และ โหมด 2 ในทิศทางแกน H2



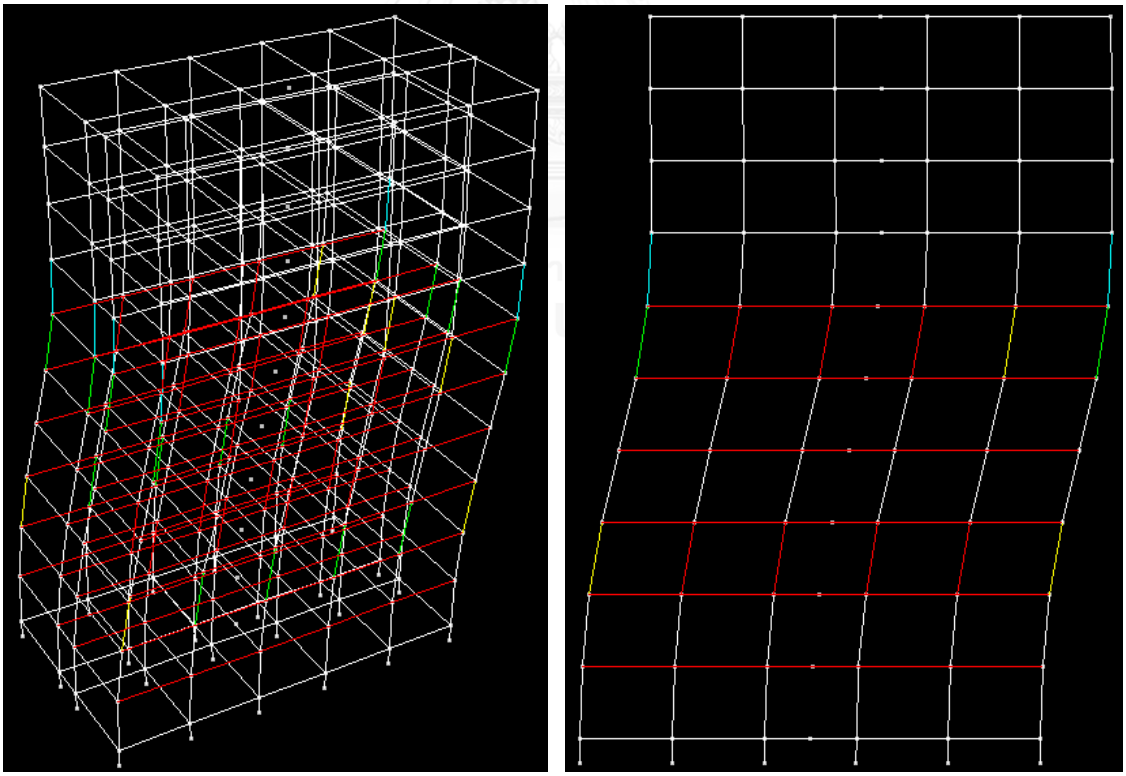
รูปที่ 4-41 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 และเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure) แล้วพบว่า ถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 อาคารจะเกิดความเสียหายที่เสาในชั้นที่ 6 และชั้นที่ 3 และถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 อาคารจะเกิดความเสียหายที่เสาในชั้นที่ 9 ดังนั้นพิจารณาได้ว่า คลื่นที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติจะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 และคลื่นที่ทำให้อาคารมีเสาที่มีความเสียหายมากที่สุดที่ชั้น 9 จะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 โดยแสดงรูปแบบความเสียหายดังรูปที่ 4-43 และ 4-44

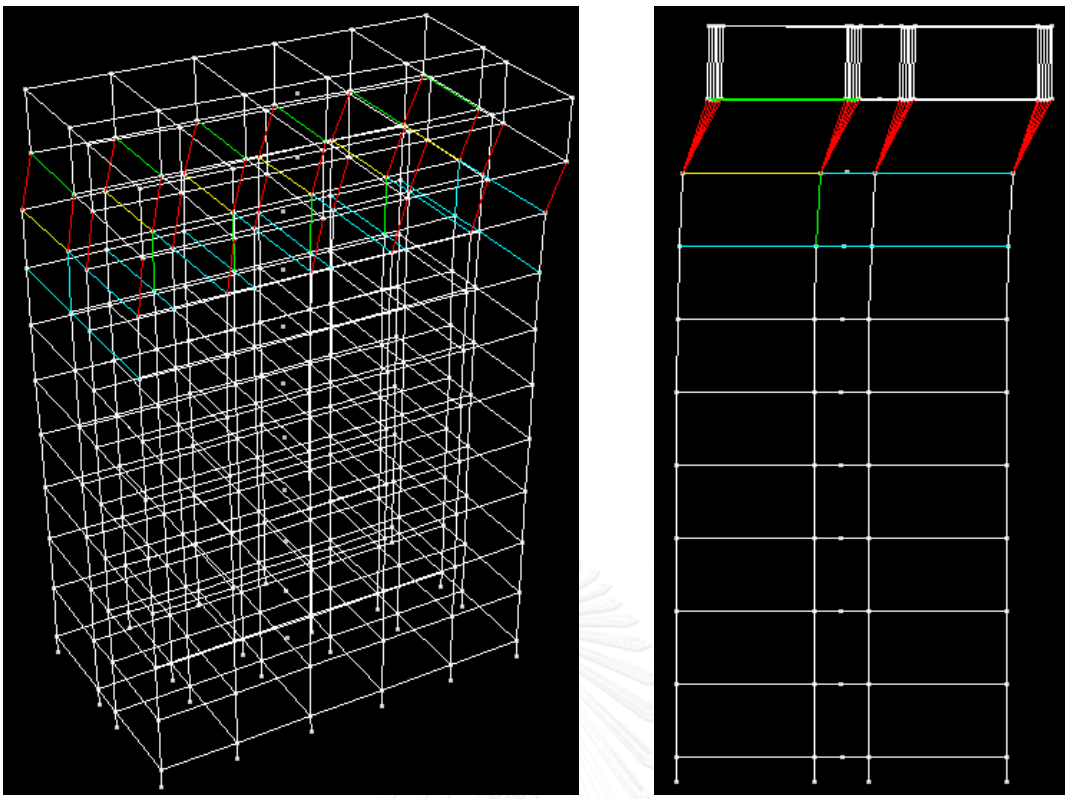
นอกจากนี้ปัจจัยในเรื่องกำลังในแต่ละชั้นของอาคารก็มีส่วนที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 6 หรือ 3 เพราะทั้ง 2 ชั้นนี้ มีการเปลี่ยนขนาดหน้าตัดเสา โดยที่เสาชั้น 3 จะเปลี่ยนขนาดหน้าตัดเสาจาก 400x400 mm.^{2} ในชั้น 2 เป็น 350x350 mm.^{2} และเสาชั้น 6 จะเปลี่ยนขนาดหน้าตัดเสาจาก 350x350 mm.^{2} ในชั้น 5 เป็น 300x300 mm.^{2} ส่วนจะเกิดการวิบัติที่ชั้นไหนก่อนขึ้นอยู่กับค่าแรงเฉือนมากที่สุดที่เข้าในชั้น 3 และ ชั้น 6 โดยจากกราฟแผนภูมิค่าแรงเฉือนในชั้น 3 และ 6 ของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่ทำให้อาคารวิบัติ 6 คลื่นดังรูปที่ 4-42 พบว่า คลื่นหมายเลข 2070 มีค่าแรงเฉือนในชั้น 3 สูงกว่าคลื่นอื่นมาก และมีค่าสูงกว่าแรงเฉือนในชั้น 6 จึงทำให้อาคารเกิดการวิบัติในชั้น 3 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนี้ก่อนชั้น 6



รูปที่ 4-42 ค่าแรงเฉือนในชั้น 3 และ ชั้น 6 ของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่ทำให้อาคารวิบัติ



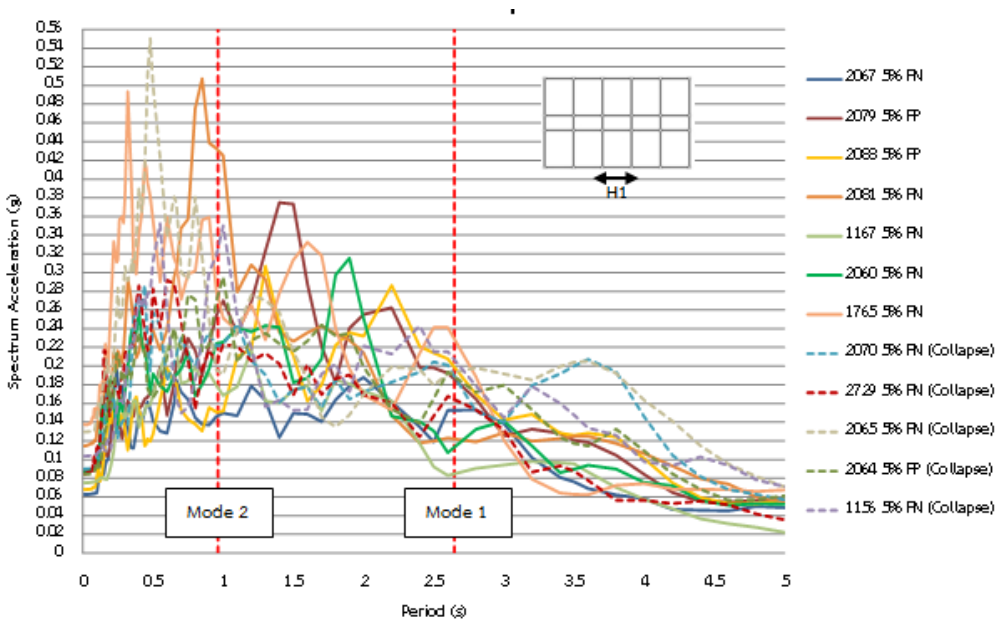
รูปที่ 4-43 รูปแบบความเสียหายเมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1



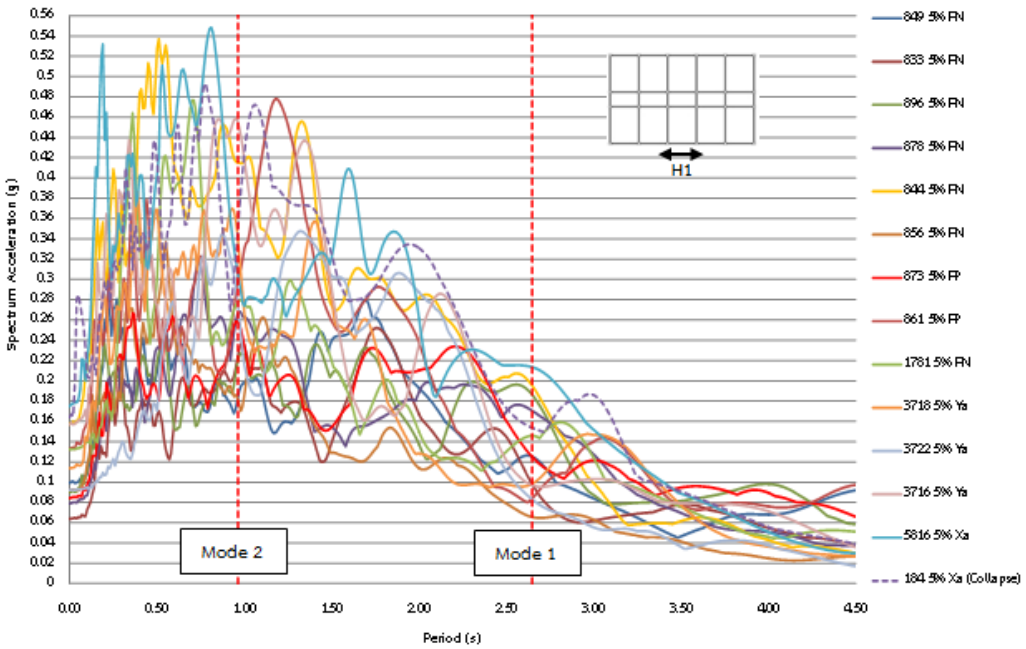
รูปที่ 4-44 รูปแบบความเสียหายเมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2

นอกจากนี้ ปัจจัยในเรื่องความเร่งสเปกตรัมของคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์ก็มีผลต่อการที่จะทำให้อาคารเกิดการวิบัติหรือเกิดความเสียหายในลักษณะต่างๆ โดยจากการดูกราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H1 ดังแสดงในรูปที่ 4-45 และ 4-46 พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติจะมีความเร่งสเปกตรัมในช่วงคาบที่มากกว่าคาบโหมด 1 ประมาณ 0.5 วินาทีขึ้นไปสูงกว่าความเร่งสเปกตรัมของคลื่นอื่น ซึ่งพิจารณาว่าเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก คาบในการสั่นก็จะเปลี่ยนไป คือเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากโครงสร้างมีสติฟเนสลดลง เมื่อถึงจุดนั้นถ้าเจอแผ่นดินไหวความเร่งสูงๆ ก็จะทำให้เกิดแรงกระทำต่อโครงสร้างมาก มีผลทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้ แต่ทั้งนี้ทั้งนั้นอาคารจะต้องมีรูปแบบการสั่นในโหมดที่ 1 เป็นรูปแบบการสั่นเด่นชัดในทิศทางแกน H1 จึงจะทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้ ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2065, 2070, และ 184 มีลักษณะกราฟความเร่งสเปกตรัมเป็นไปตามที่กล่าวมาข้างต้น เว้นแต่ คลื่นหมายเลข 2729 ที่มีค่าไม่สูงกว่ากราฟความเร่งสเปกตรัมคลื่นอื่น ซึ่งเมื่อนำข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว 2729 FN ไปหาค่าความถี่เด่นชัดด้วยวิธีการแปลงฟูเรียอย่างเร็ว (Fast Fourier Transform : FFT) พบว่ามีความถี่เด่นชัดที่เมื่อแปลงเป็นคาบการสั่นแล้วตรงกับคาบการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 ของอาคาร คือเท่ากับ 2.647 วินาที จึงพิจารณาว่า คลื่นหมายเลข 2729 ทำให้อาคารเกิดการวิบัติเนื่องจากการสั่นพ้อง

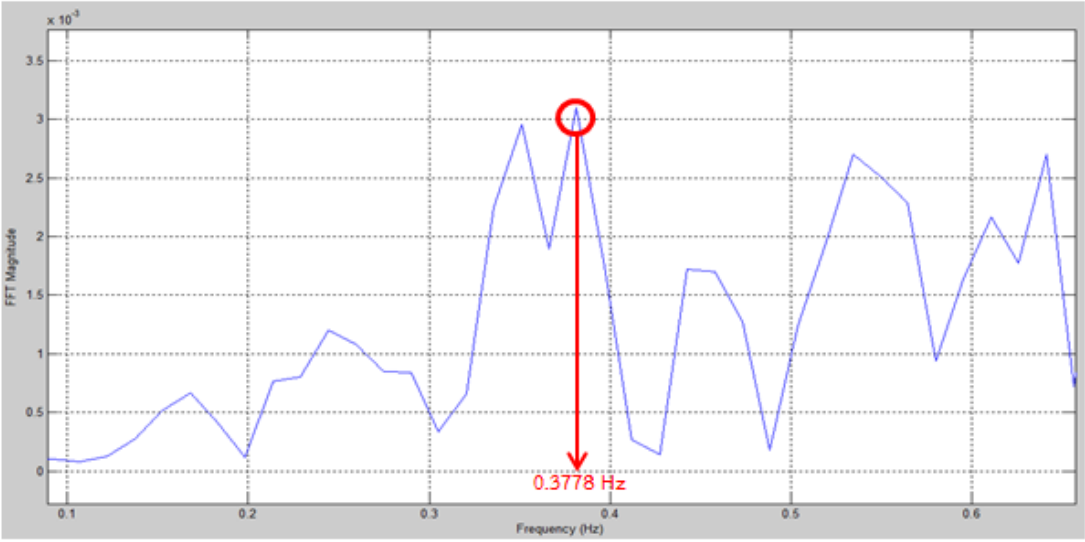
(Resonance) ซึ่งทำให้อาคารสั่นด้วยแอมปลิจูดของการสั่นที่มากขึ้นทำให้อาคารเกิดการวิบัติ ดังแสดงกราฟขนาดการแปลงฟูเรียอย่างเร็วกับความถี่การสั่นของคลื่น 2729 FN ดังรูปที่ 4.47



รูปที่ 4-45 กราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H1

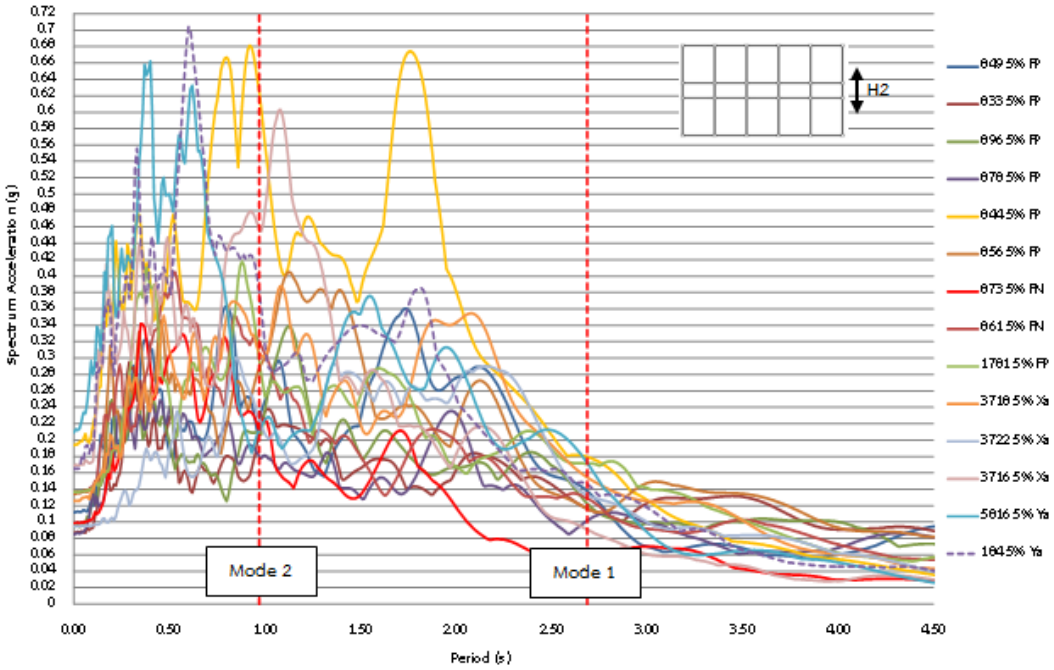


รูปที่ 4-46 กราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H1



รูปที่ 4-47 กราฟขนาดการแปลงฟูเรียอย่างเร็วกับความถี่การสั่นของคลื่น 2729 FN

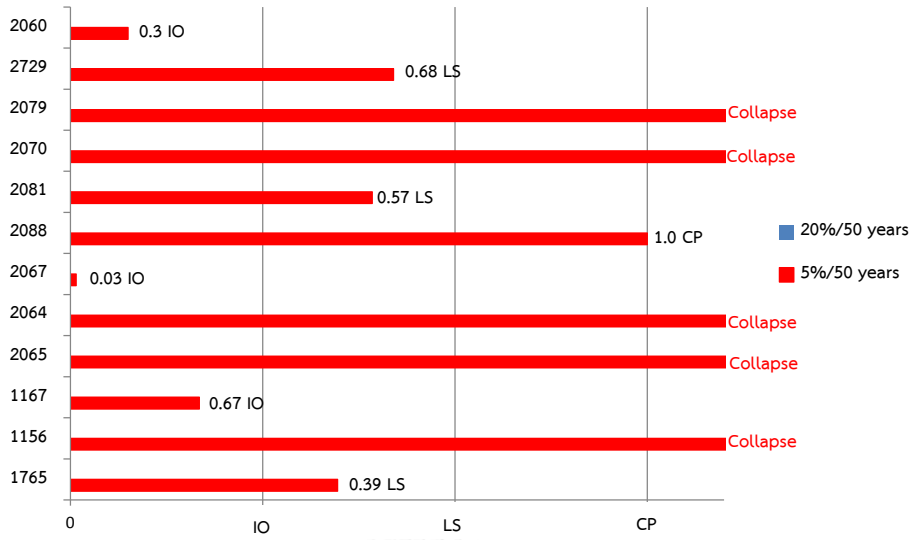
ส่วนคลื่นที่ทำให้อาคารเกิดความเสียหายของเสาในชั้นที่ 9 จากการดูกราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H2 ดังแสดงในรูปที่ 4-48 พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดความเสียหายที่เสาชั้นที่ 9 และมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน H2 สูงกว่า H1 ในชั้นนี้จะมีค่าความเร่งสเปกตรัมสูงที่คาบการสั่นโหมดที่ 2 ได้แก่ คลื่นหมายเลข 844 FP และ 3716 ya



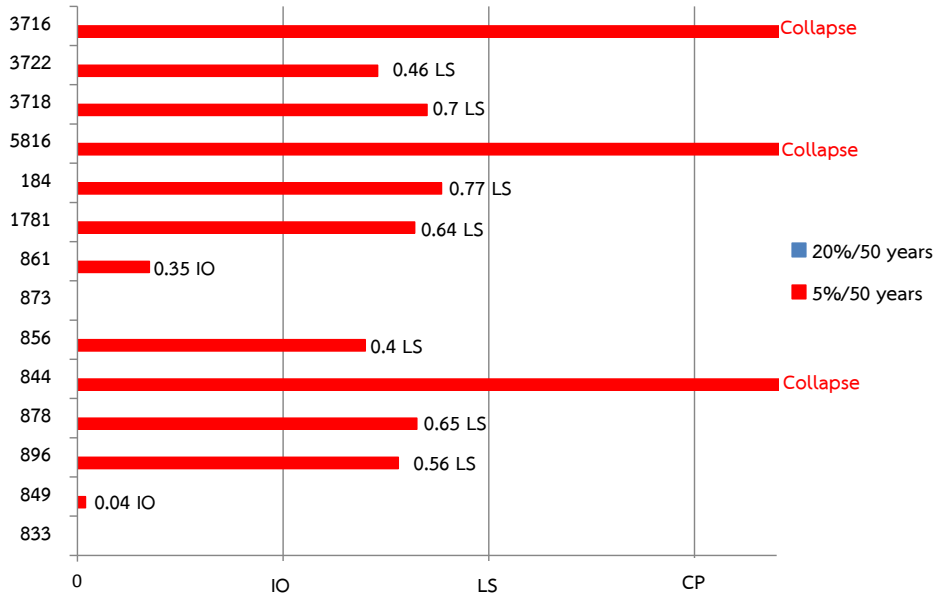
รูปที่ 4-48 กราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H2

4.2.3 ระดับสมรรถนะและรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นที่ไม่ได้มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

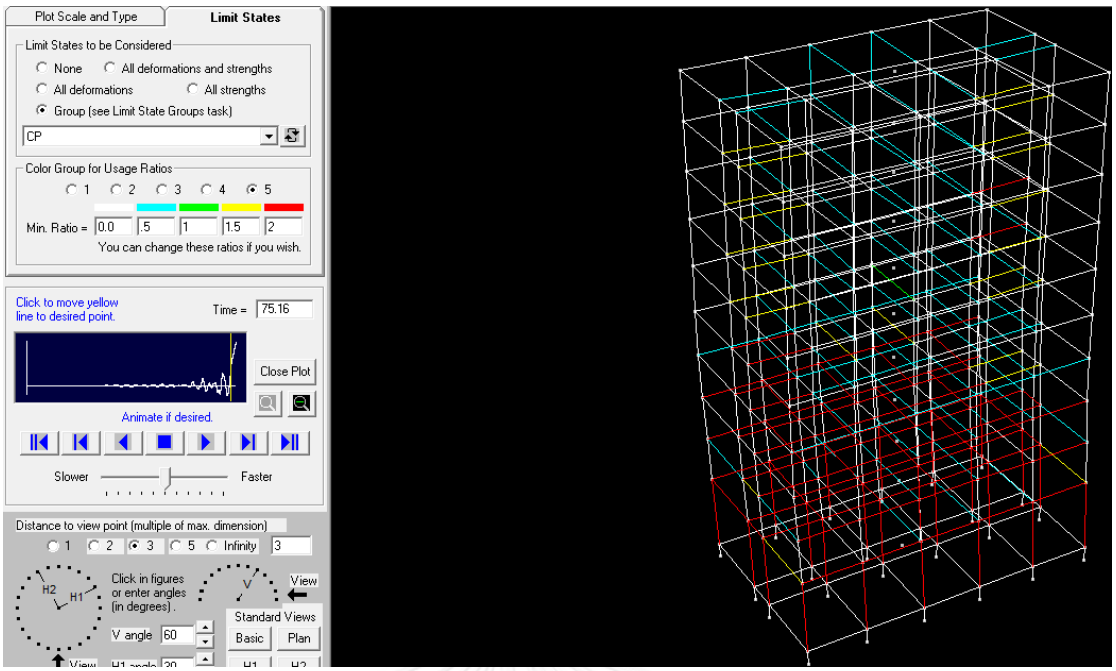
จากการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่าภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 8 คลื่น โดยเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว 5 คลื่น และคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น 3 คลื่น รูปที่ 4-49 และ 4-50 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวทั้ง 2 ระดับความรุนแรงแบ่งเป็นคลื่นระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวและสั้นตามลำดับ พบว่าภายใต้ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการวิบัติของอาคาร ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2070, 2065, 2079, 3716, 5816, และ 844 โดยจากผลการวิเคราะห์พบว่าคลื่นที่ทำให้เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 1 ทุกต้น ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2070, 2064, 2065, และ 2079 ส่วนคลื่นที่ทำให้เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 6 ทุกต้น คือ คลื่นหมายเลข 1156, 3716, และ 5816 และคลื่นที่ทำให้เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 9 เกือบทุกต้น คือ คลื่นหมายเลข 844 โดยได้แสดงลักษณะการวิบัติต่างๆของอาคาร ดังรูปที่ 4-51 ถึง 4-53 ตามลำดับ นอกนั้นคลื่นอื่นที่ไม่ทำให้อาคารวิบัติมักพบความเสียหายของเสาที่ชั้น 1, ชั้น 6, และ ชั้น 9 โดยชั้นที่พบว่าเกิดความเสียหายภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหลายคลื่นและมีความเสียหายมากที่สุดคือ เสาชั้นที่ 1 โดยมีระดับสมรรถนะสูงสุดที่ระดับ Collapse Prevention (1.0 CP) ภายใต้คลื่นหมายเลข 2088 ดังแสดงลักษณะความเสียหายในรูปที่ 4-54 และยังพบคลื่นที่ทำให้คานเกิดความเสียหายโดยไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อเสาเลย 2 คลื่น คือ คลื่นหมายเลข 833 และ 873 ดังแสดงลักษณะความเสียหายดังรูปที่ 4-55 ส่วนภายใต้ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี อาคารจะเกิดความเสียหายที่เฉพาะชิ้นส่วนคานเท่านั้น จึงไม่นำมาคิดเป็นระดับสมรรถนะของอาคาร



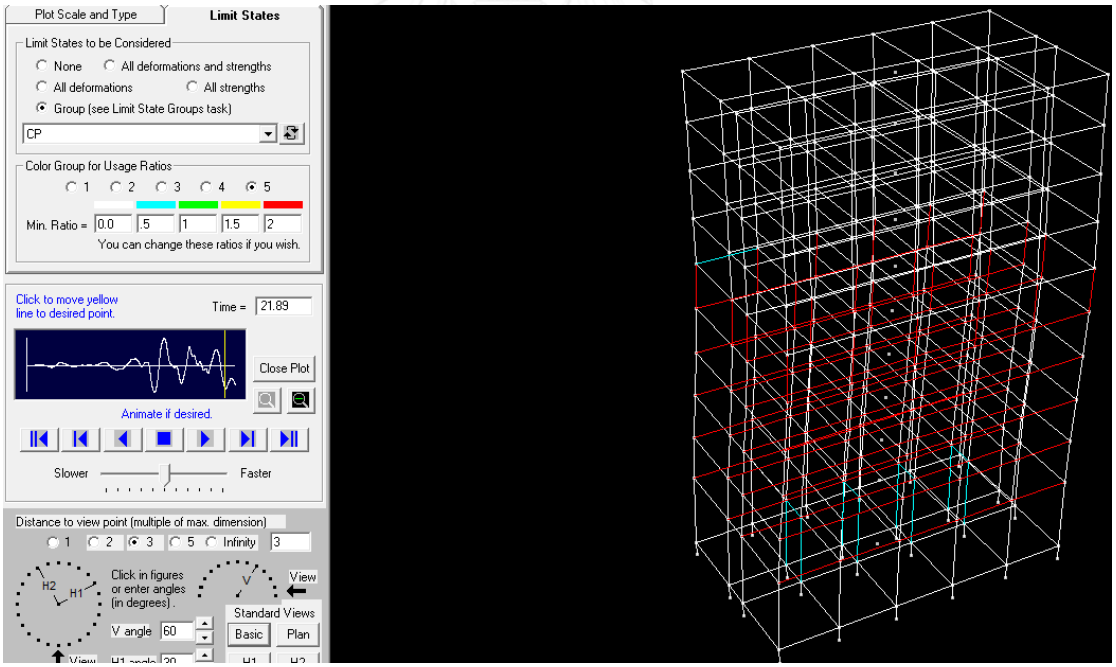
รูปที่ 4-49 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาว



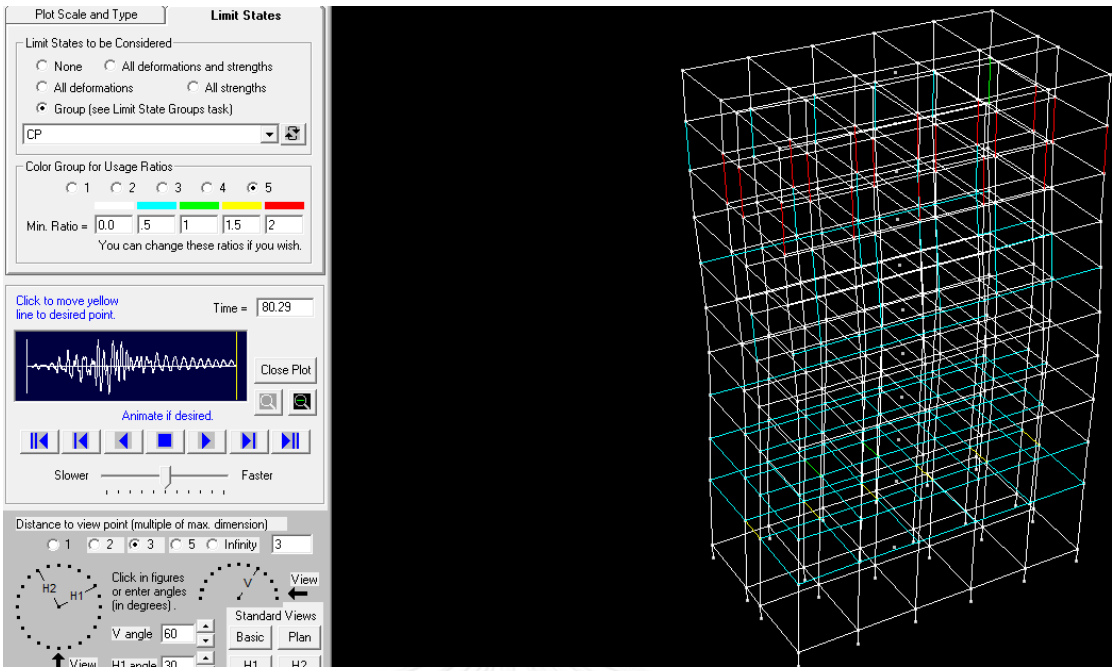
รูปที่ 4-50 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้น



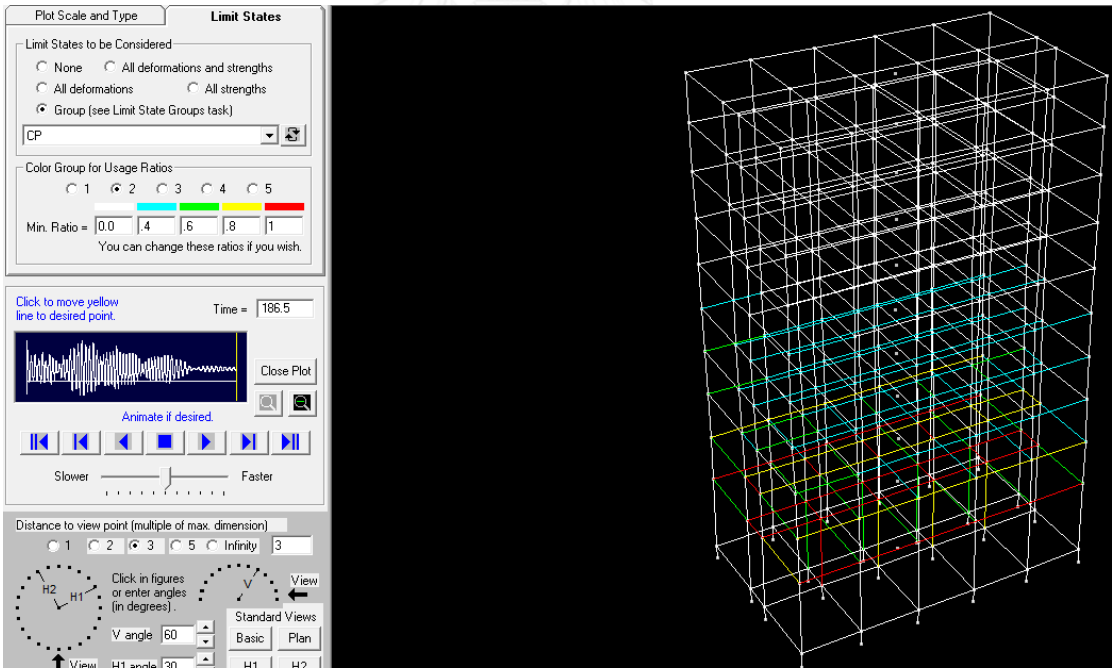
รูปที่ 4-51 ลักษณะการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2065 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



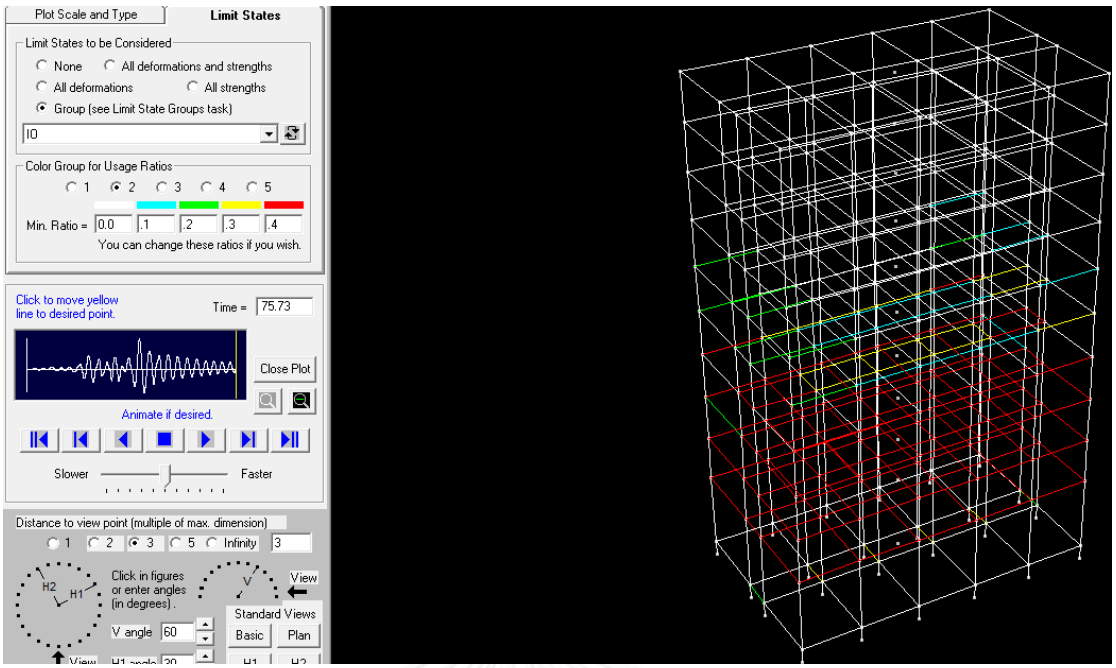
รูปที่ 4-52 ลักษณะการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 5816 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี



รูปที่ 4-53 ลักษณะการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 844 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

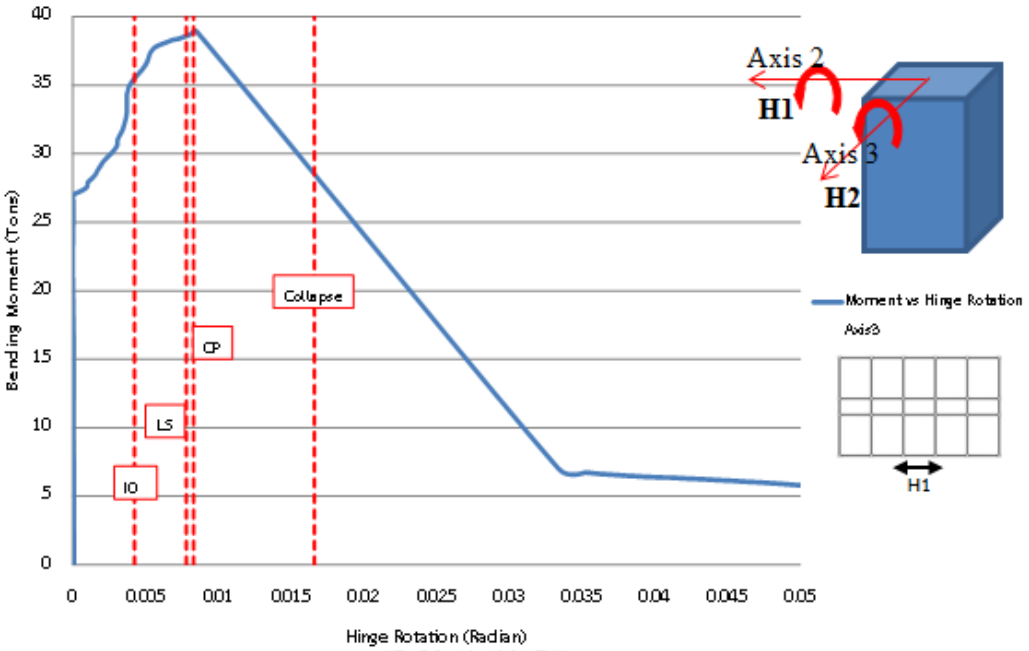


รูปที่ 4-54 ลักษณะการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2088 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

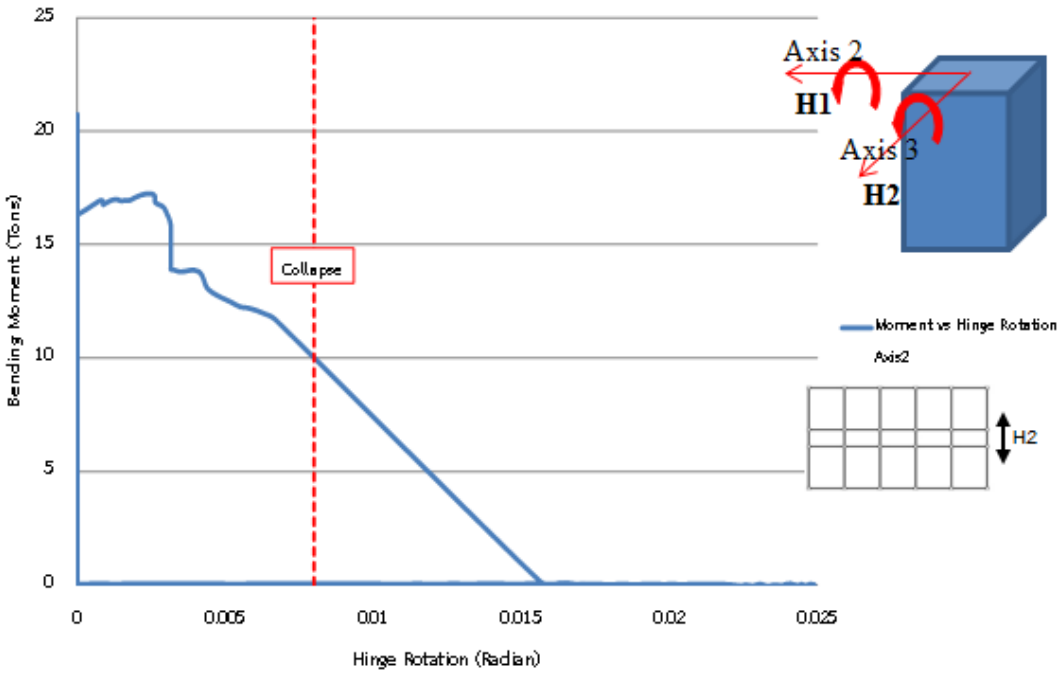


รูปที่ 4-55 ลักษณะการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 833 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

ในการระบุว่าอาคารตัวอย่างเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆหรือไม่จะพิจารณาเช่นเดียวกับอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น คือ พิจารณาที่ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ระดับสมรรถนะประมาณ 2 เท่าของระดับ Collapse Prevention (2.0 CP) โดยในรูปที่ 4-56 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2079 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี โดยจะเห็นว่าเสาต้นนี้มีมุมหมุนพลาสติกถึงระดับ 2.0 CP และรูปที่ 4-57 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2079 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ด้วย โดยจะเห็นว่ามุมหมุนรอบแกนนี้ยังมีค่าไม่ถึงระดับ 2.0 CP แต่ก็เกิดการวิบัติด้วยเนื่องจากเป็นเสาต้นเดียวกันที่มีมุมหมุนพลาสติกถึงระดับ 2.0 CP ในแกน 3 ส่วนการพิจารณาการวิบัติจากลักษณะกระบวนการทางพลศาสตร์ของโครงสร้างคือ ถ้าหากเสาทุกต้นในชั้นนี้หรือโดยส่วนใหญ่ที่เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหลักในการรับน้ำหนักเกิดการวิบัติแล้ว ก็ถือว่าอาคารเกิดการวิบัติ



รูปที่ 4-56 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2079 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

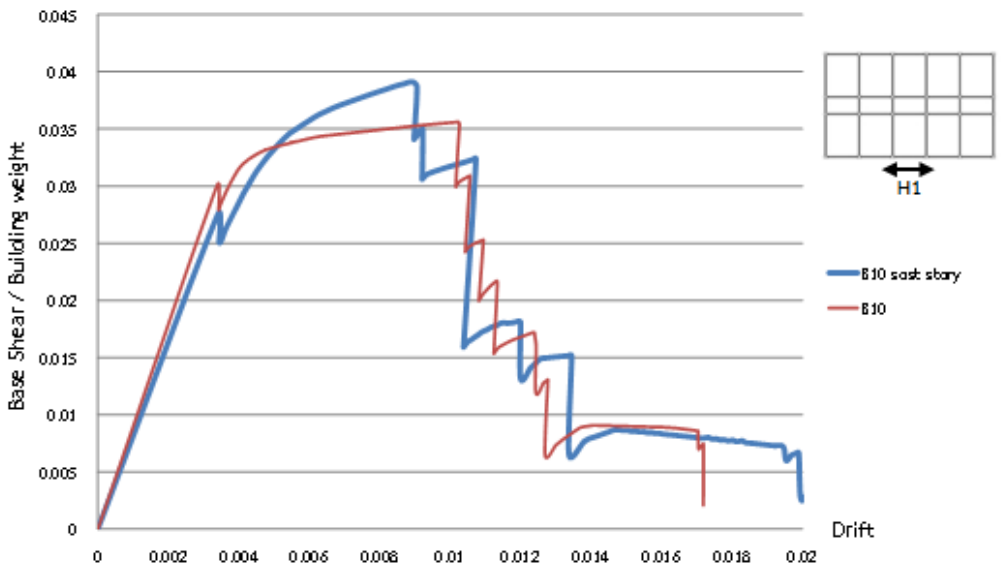


รูปที่ 4-57 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การดัดกับมุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ของเสาต้นสุดท้ายที่วิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 2079 ระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี

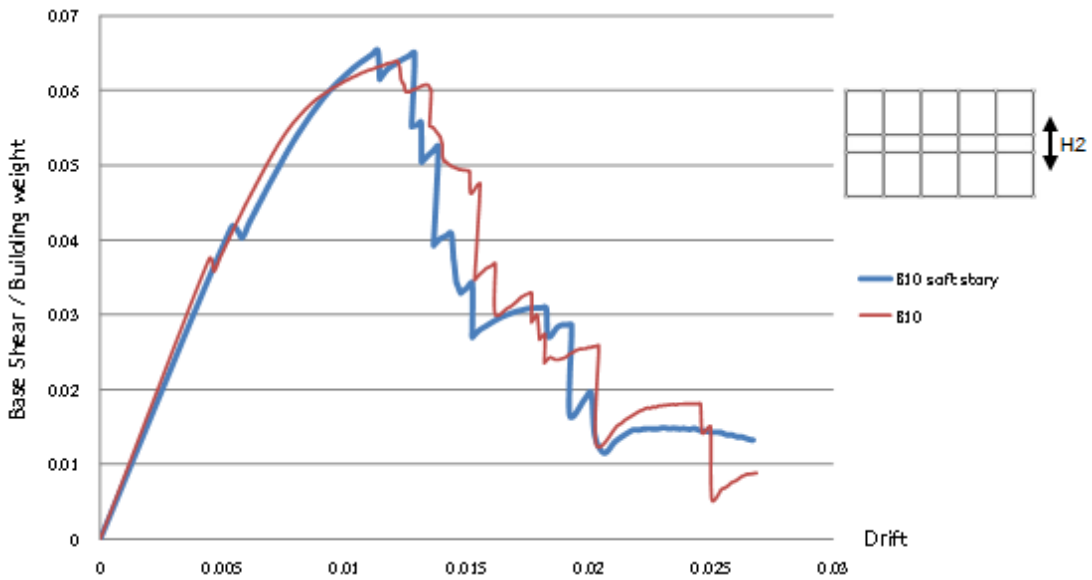
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นพบว่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 1 และ 6 อาคารจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้น (Maximum Story Drift) สูงมากในทิศทางแกน H1 เช่นเดียวกับผลการวิเคราะห์โครงสร้างของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น โดยอาจเนื่องมาจากเหตุผลเดียวกันคือ กำลังในการต้านทานแรงด้านข้างของโครงข้อแข็งในทิศทาง H1 ต่ำกว่าในทิศทาง H2 เนื่องจากในการออกแบบคานในทิศทาง H1 ใช้เหล็กเสริมน้อยกว่าการออกแบบคานในด้าน H2 เนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกจากแผ่นพื้นทางเดียว (One way slab) ได้วางตัวกระจายน้ำหนักไปบนคานที่วางตัวในแนวแกน H2 เมื่อมีการรับแรงด้านข้างในทิศทางแกน H1 คานในแนวแกน H1 จะเกิดการวิบัติก่อนดังรูปที่ 4-51 และ 4-52 จะเห็นว่าคานในแนวแกน H1 จะวิบัติขณะที่ คานในแนวแกน H2 ยังไม่วิบัติหรือมีจำนวนคานที่วิบัติน้อยกว่า เสาจึงต้องรับโมเมนต์การดัดรอบแกน 3 ของหน้าตัดเสา หรือรอบแกน H2 ของระบบโครงสร้างมากขึ้นจนเกิดการวิบัติ ทำให้อาคารเกิดการวิบัติในแกน H1 สังเกตได้ว่าค่ามุมหมุนพลาสติกรอบแกน 3 มากกว่าค่ามุมหมุนพลาสติกรอบแกน 2 ดังรูปที่ 4-56 และ 4-57

นอกจากนี้ ยังได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure) เพื่อหากำลังของโครงข้อแข็งอาคารในแต่ละทิศทาง ซึ่งผลก็พบว่า ในแกน H2 มีค่าแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักตึกสูงกว่าแกน H1 โดยแสดงดังกราฟรูปที่ 4-58 และ 4-59 จึงสรุปว่ากำลังของโครงข้อแข็งอาคารในการต้านทางแรงด้านข้างในด้าน H2 สูงกว่าในด้าน H1

เมื่อเปรียบเทียบกราฟ push over curve ของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น กับ อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น พบว่ากำลังของโครงข้อแข็งอาคารในการต้านทางแรงด้านข้างมีค่าไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทั้ง 2 ทิศทาง แต่อาคารตัวอย่าง 10 ชั้นมีพฤติกรรมที่มีความเหนียว (Ductile) ของโครงสร้างมากกว่า สังเกตได้จากช่วงกราฟจากจุดครากไปถึงจุดวิบัติของโครงสร้างมีความชันน้อยกว่า นั้นหมายถึง โครงสร้างจะเกิดการเสียรูปเพิ่มในขณะที่แรงค่อยๆเพิ่มอย่างช้าๆจนถึงจุดวิบัติ อาจเนื่องมาจากการเพิ่มความสูงของเสาในชั้นที่ 1 ของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ทำให้โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบเปราะ (Brittle) มากขึ้น



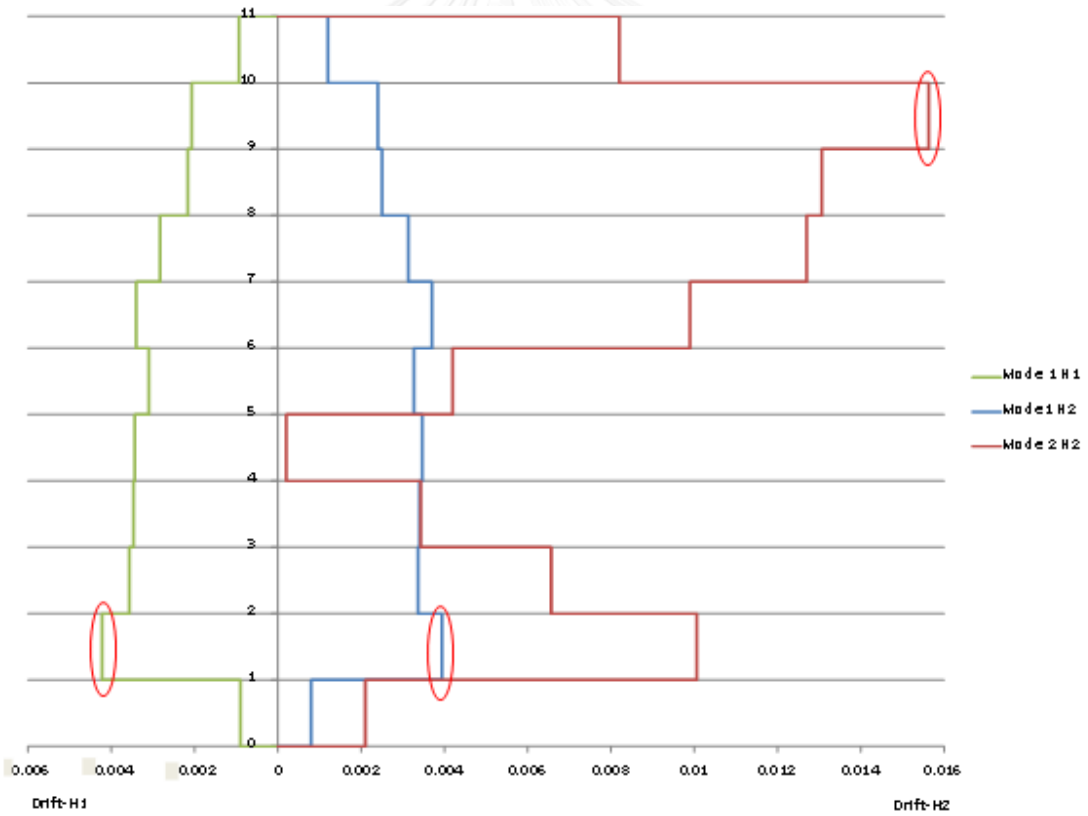
รูปที่ 4-58 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักตึกกับค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นหลังคาเทียบกับฐานตึกในทิศทางแกน H1



รูปที่ 4-59 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักตึกกับค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นหลังคาเทียบกับฐานตึกในทิศทางแกน H2

รูปแบบการวิบัติของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น แบ่งออกเป็น 3 ลักษณะ คือ เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 1 ทุกต้น, เกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 6 ทุกต้น, และเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 9 เกือบทุกต้น โดยภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 1 ทุกต้น และเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 6 ทุกต้น มีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดในชั้นที่อยู่เหนือเสาที่เกิดการวิบัติมากในทิศทางแกน H1 ส่วนอาคารที่เกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 9 เกือบทุกต้นมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มาก

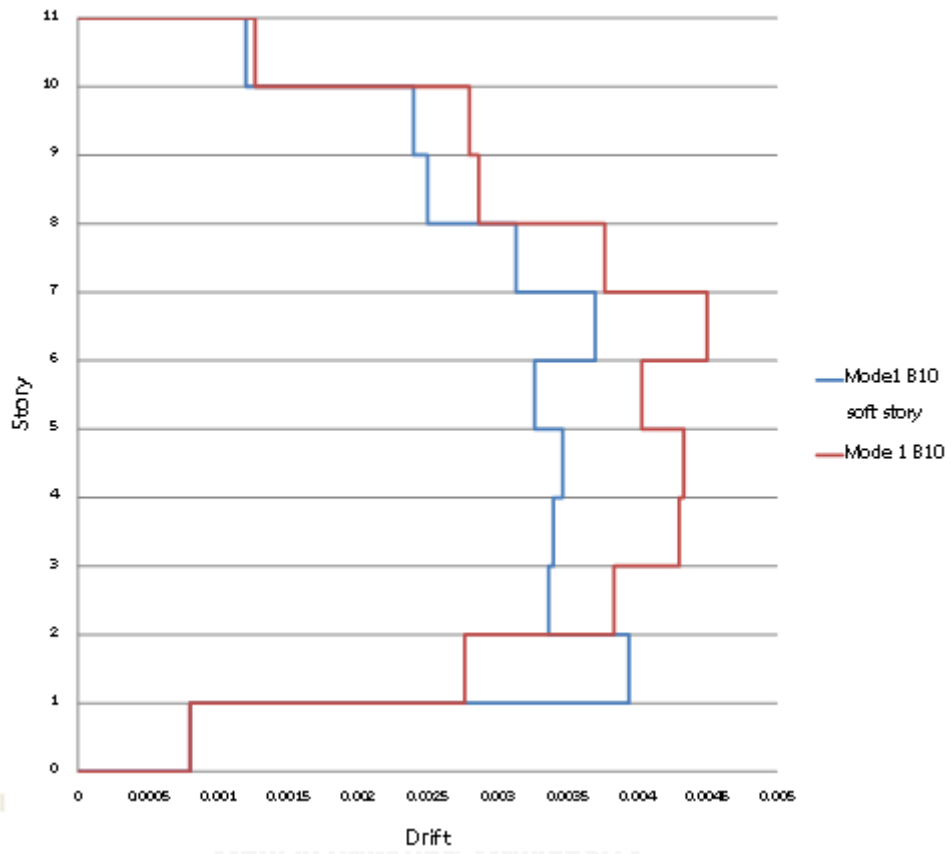
ที่สุดในชั้น 10 มีค่ามากในทิศทางแกน H2 ซึ่งลักษณะการวิบัติและความเสียหายนี้เกิดขึ้นจากรูปแบบการสั่นของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆ เมื่อนำค่าการเคลื่อนที่แต่ละชั้นในโหมดการสั่น โหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 และ H2 และ โหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 มาหาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ดังรูปที่ 4-60 พบว่า ถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 1 อาคารจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 2 ซึ่งเป็นชั้นที่เสาชั้นที่ 1 รองรับอยู่ตรงกับชั้นที่เกิดการวิบัติ ส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 7 ซึ่งเป็นชั้นที่เสาชั้นที่ 6 รองรับอยู่จะมีค่าใกล้เคียงกับชั้นที่ 3, 4, และ 5 แต่ที่พบว่าเกิดการวิบัติที่เสาชั้น 6 เนื่องจากมีการเปลี่ยนขนาดหน้าตัดเสาที่ชั้นนี้และมีขนาดหน้าตัดเสาที่เล็กกว่าเสาชั้นล่างๆ และถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 อาคารจะมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดที่ชั้น 10 ซึ่งเป็นชั้นที่เสาชั้นที่ 9 รองรับอยู่ตรงกับชั้นที่เกิดการวิบัติ ดังนั้นจึงอาจพิจารณาได้ว่า คลื่นที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 1 หรือ 6 จะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 หรือ H2 และคลื่นที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 9 จะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2



รูปที่ 4-60 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 หรือ H2 และเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2

เมื่อทำการเปรียบเทียบกราฟการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น และอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น ดังแสดงในรูปที่

4-61 พบว่า ลักษณะค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารทั้ง 2 มีลักษณะใกล้เคียงกัน แตกต่างกันที่ อาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น มีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารมากที่สุดที่ชั้นที่ 2 ซึ่งเป็นชั้นที่มีเสาชั้นที่ 1 ที่เพิ่มความสูงของเสารองรับ จึงเป็นสาเหตุให้อาคารตัวอย่างเกิดความเสียหายมากในเสาชั้นนี้ จนถึงขั้นก่อให้เกิดการวิบัติ

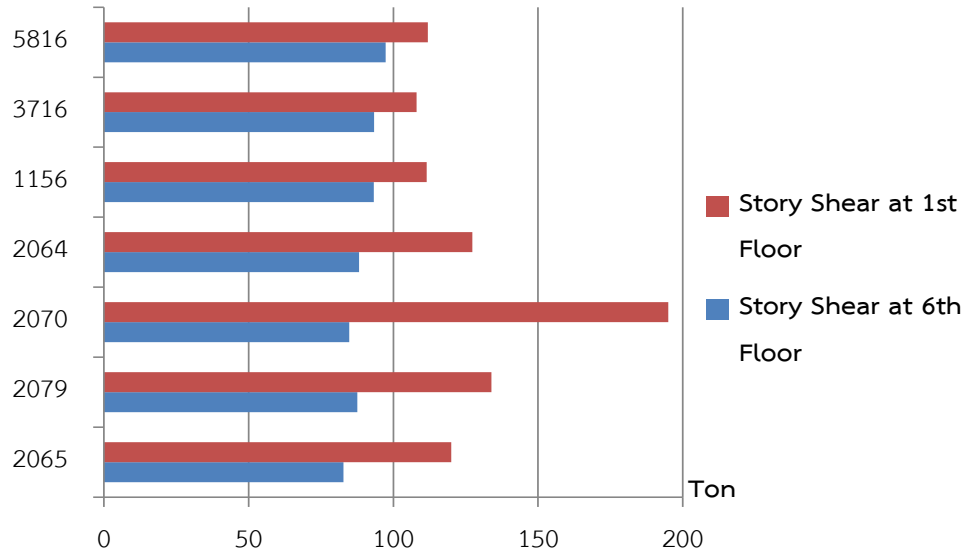


รูปที่ 4-61 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละชั้นเมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ของอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น และอาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น

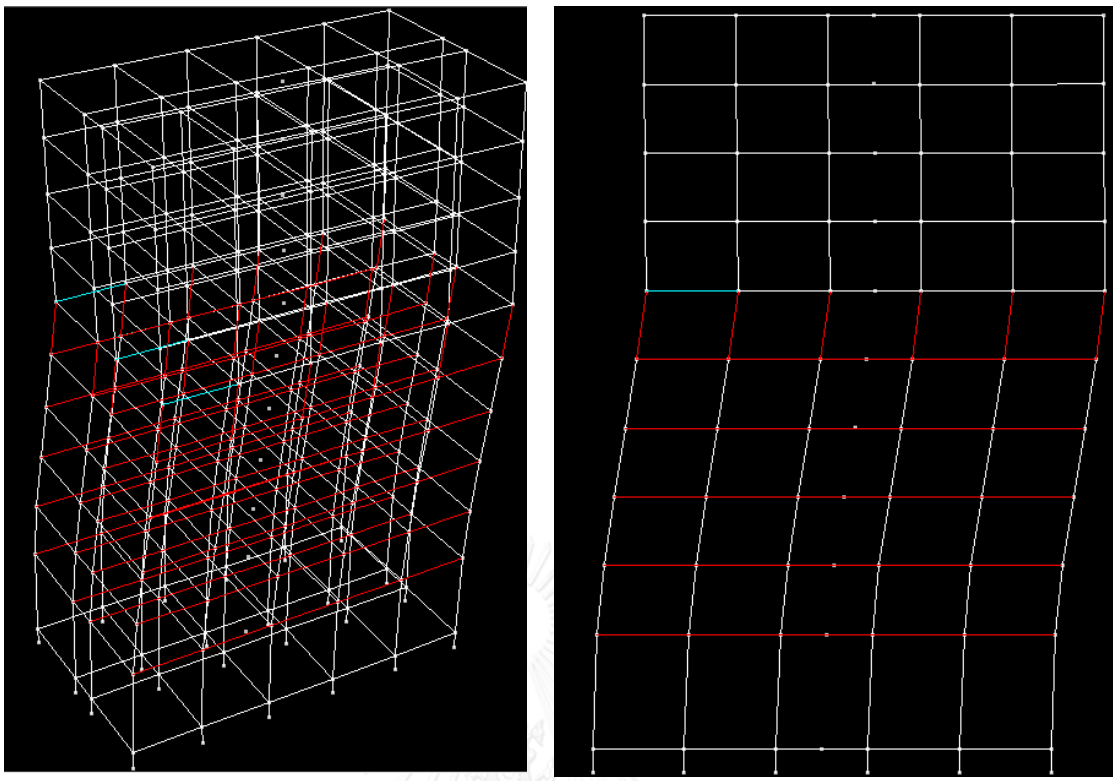
เพื่อพิสูจน์หาโหมดการสั่นของอาคารที่ทำให้เกิดการวิบัติและเกิดความเสียหายจึงได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure) โดยใส่แรงด้านข้างในรูปแบบการกระจายแรงตามรูปแบบการสั่นโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 และ H2 และ โหมด 2 ในทิศทางแกน H2 จากการวิเคราะห์พบว่า ถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 อาคารจะเกิดความเสียหายที่เสาในชั้นที่ 6 และถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H2 อาคารจะเกิดความเสียหายที่เสาในชั้นที่ 1 ส่วนถ้าอาคารมีการสั่นด้วยโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 อาคารจะเกิดความเสียหายที่เสาในชั้นที่ 9 ดังนั้นพิจารณาได้ว่า คลื่นที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 6

จะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1, คลื่นที่ทำให้อาคารเกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาชั้นที่ 1 แต่ไม่ทำให้อาคารวิบัติ และมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นในชั้นที่ 2 เทียบชั้นที่ 1 ในทิศทางแกน H2 สูงกว่า H1 เช่น คลื่นหมายเลข 2088 จะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H2 และคลื่นที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 9 จะทำให้อาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2 โดยแสดงรูปแบบความเสียหายดังรูปที่ 4-63 และ 4-65

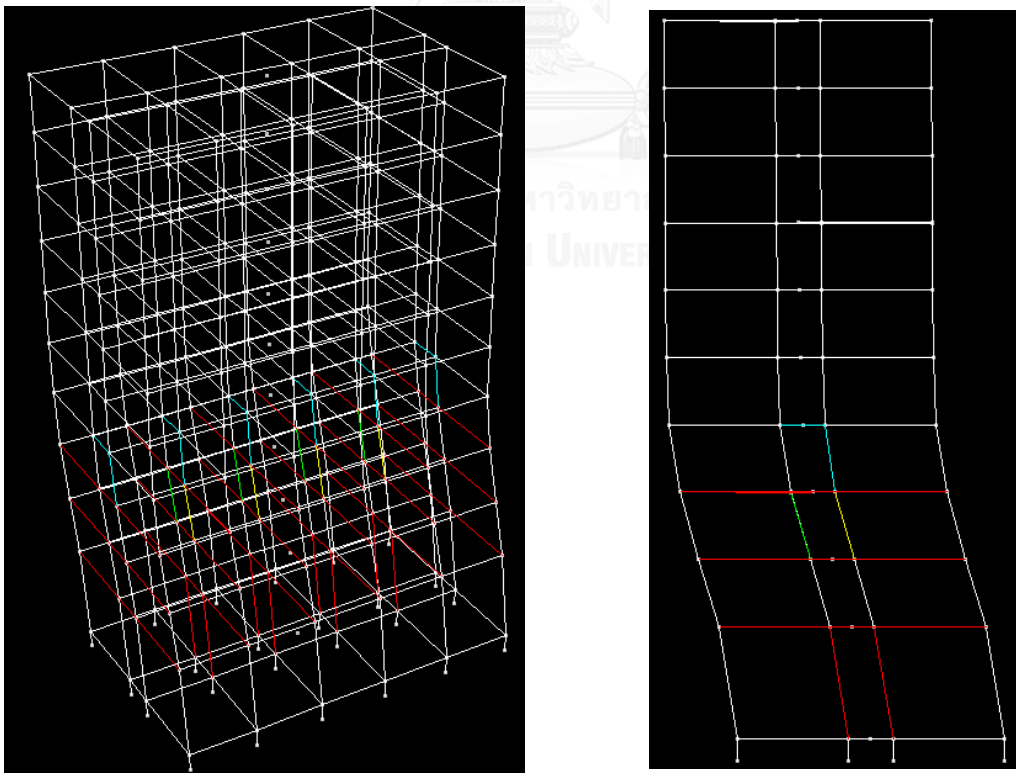
เนื่องจากในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้น พบว่าอาคารเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 1 ในทิศทางแกน H1 ซึ่งจากการตรวจสอบสติฟเนสในการรับแรงด้านข้างของชั้นที่สูง 5 เมตร เทียบกับชั้นบนที่ติดกัน และเทียบกับค่าสติฟเนสเฉลี่ยของชั้นที่เหนือขึ้นไปที่ติดกัน 3 ชั้น ในหัวข้อ 3.1 ระบุว่าชั้นที่ 1 ของอาคารมีความผิดปกติของสติฟเนส ดังนั้นจึงมีความเสี่ยงที่อาคารจะเกิดความเสียหายหรือเกิดการวิบัติในชั้นนี้ โดยจากกราฟแผนภูมิค่าแรงเฉือนในชั้น 1 และ 6 ของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่ทำให้อาคารวิบัติในชั้น 1 และ 6 ดังรูปที่ 4-62 พบว่า คลื่นที่ทำให้อาคารวิบัติในชั้นที่ 1 จะมีค่าแรงเฉือนในชั้น 1 สูงกว่าคลื่นที่ทำให้อาคารวิบัติในชั้นที 6 ขณะเดียวกัน คลื่นที่ทำให้อาคารวิบัติในชั้นที 6 จะมีค่าแรงเฉือนในชั้น 6 สูงกว่าคลื่นที่ทำให้อาคารวิบัติในชั้นที่ 1



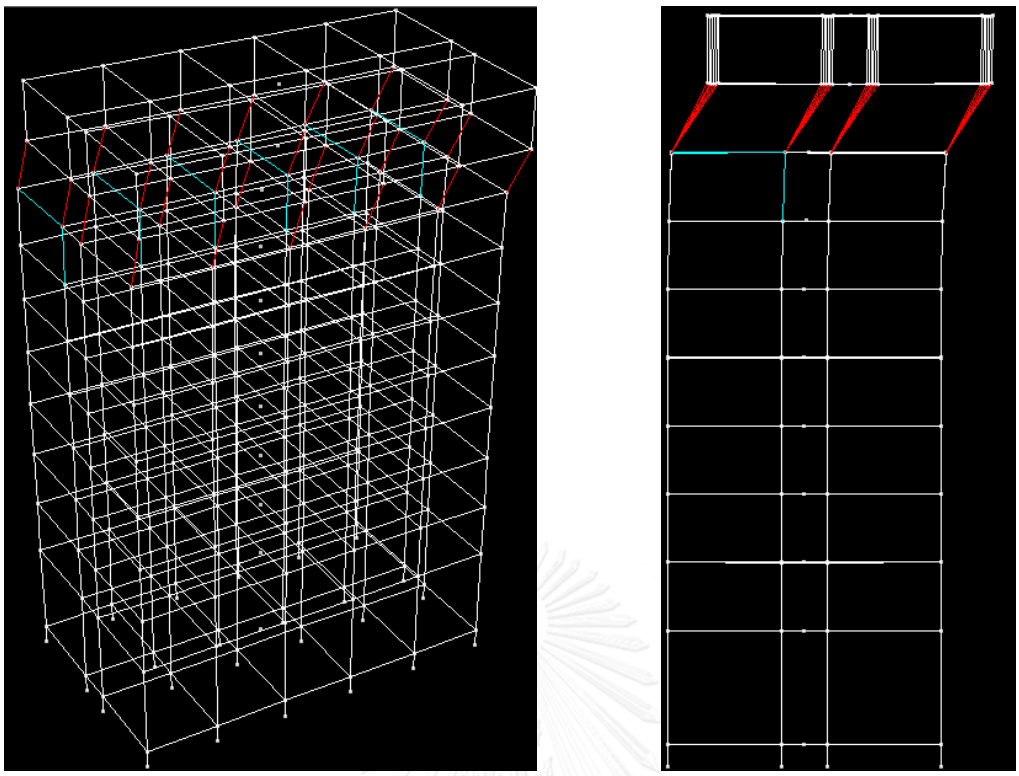
รูปที่ 4-62 ค่าแรงเฉือนในชั้น 1 และ ชั้น 6 ของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่ทำให้อาคารวิบัติ



รูปที่ 4-63 รูปแบบความเสียหายเมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1



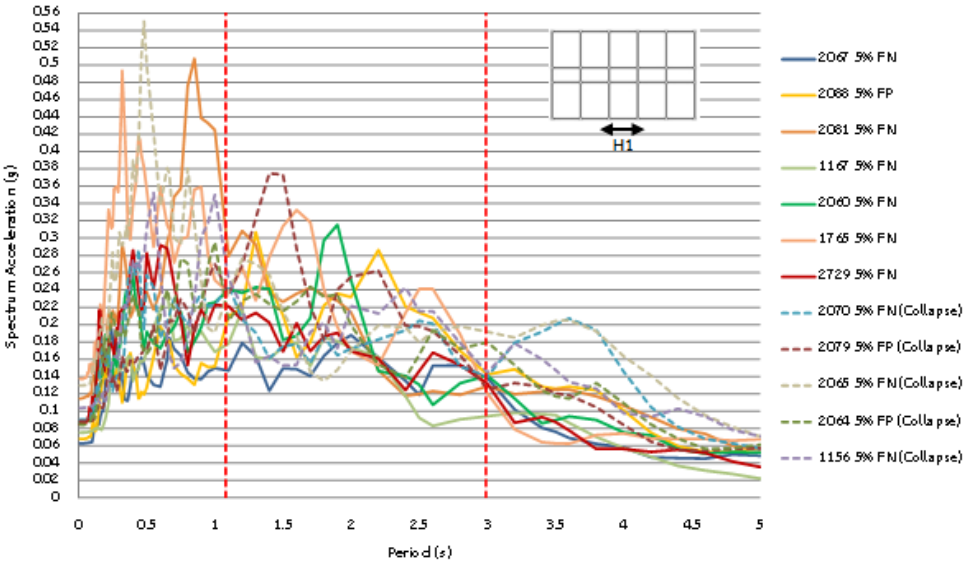
รูปที่ 4-64 รูปแบบความเสียหายเมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2



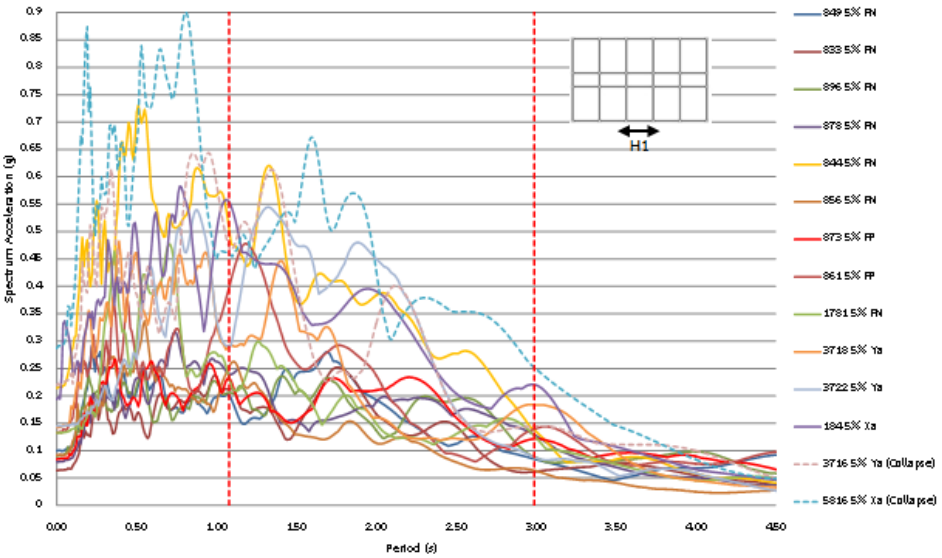
รูปที่ 4-65 รูปแบบความเสียหายเมื่ออาคารเกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ในทิศทางแกน H2

นอกจากนี้ ปัจจัยในเรื่องความเร่งสเปกตรัมของคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์ก็มีผลต่อการที่จะทำให้อาคารเกิดการวิบัติหรือเกิดความเสียหายในลักษณะต่างๆ โดยจากการดูกราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H1 ดังแสดงในรูปที่ 4-66 และ 4-67 พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติจะมีความเร่งสเปกตรัมในช่วงคาบที่มากกว่าคาบโหมด 1 ขึ้นไปสูงกว่าความเร่งสเปกตรัมของคลื่นอื่น ซึ่งพิจารณาว่าเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก คาบในการสั่นก็จะเปลี่ยนไป คือเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากโครงสร้างมีสติฟเนสลดลง เมื่อถึงจุดนั้นถ้าเจอแผ่นดินไหวความเร่งสูงๆ ก็จะทำให้เกิดแรงกระทำต่อโครงสร้างมาก มีผลทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้ แต่ทั้งนี้ทั้งนั้น อาคารจะต้องมีรูปแบบการสั่นในโหมดที่ 1 เป็นรูปแบบการสั่นเด่นชัดในทิศทางแกน H1 จึงจะทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้ ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 1156, 2064, 2065, 2070, 3816, และ 5816 มีลักษณะกราฟความเร่งสเปกตรัมเป็นไปตามที่กล่าวมาข้างต้น เว้นแต่ คลื่นหมายเลข 2079 ที่มีค่าไม่สูงกว่ากราฟความเร่งสเปกตรัมคลื่นอื่น ซึ่งเมื่อนำข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว 2079 FP ไปหาค่าความถี่เด่นชัดด้วยวิธีการแปลงฟูเรียอย่างเร็ว (Fast Fourier Transform : FFT) พบว่ามีความถี่เด่นชัดที่เมื่อแปลงเป็นคาบการสั่นแล้วตรงกับคาบการสั่นในโหมดที่ 1 ในทิศทางแกน H1 ของอาคาร คือเท่ากับ 2.989 วินาที และมี

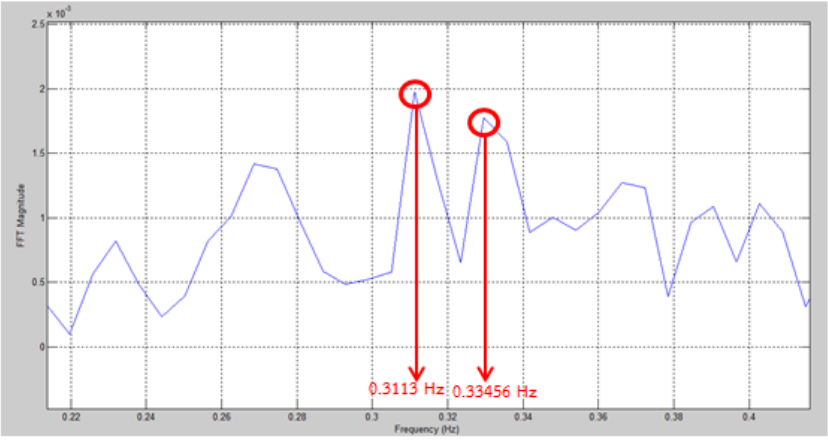
ความถี่เด่นชัดที่ตรงกับคาบในช่วงที่โครงสร้างเกิดการครากแล้ว คือเท่ากับ 3.2123 วินาที จึงพิจารณาว่า คลื่นหมายเลข 2079 ทำให้อาคารเกิดการวิบัติเนื่องจากการสั่นพ้อง (Resonance) ซึ่งทำให้อาคารสั่นด้วยแอมปลิจูดของการสั่นที่มากขึ้นทำให้อาคารเกิดการวิบัติ ดังแสดงกราฟขนาดการแปลงฟูเรียอย่างเร็วกับความถี่การสั่นของคลื่น 2079 FP ดังรูปที่ 4-68



รูปที่ 4-66 กราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H1

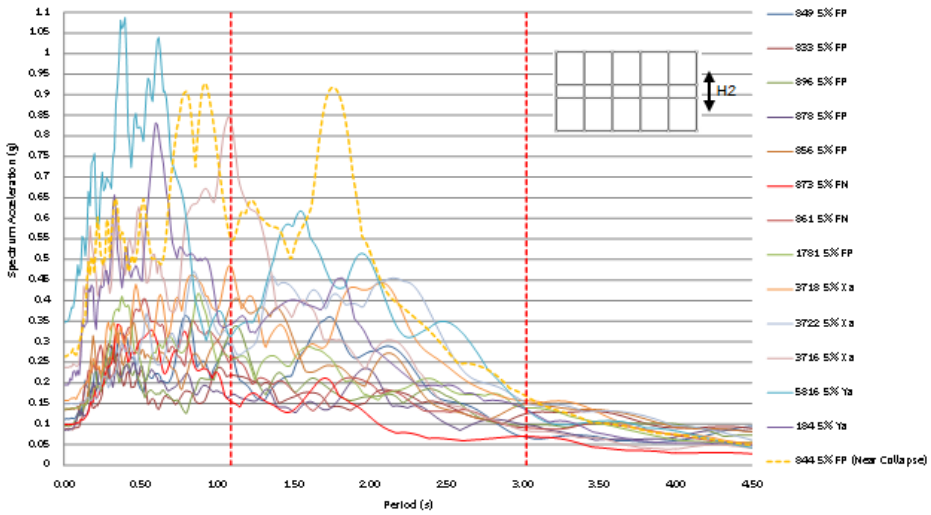


รูปที่ 4-67 กราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H1



รูปที่ 4-68 กราฟขนาดการแปลงฟูเรียอย่างเร็วกับความถี่การสั่นของคลื่น 2079 FP

ส่วนคลื่นที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 9 จากการดูกราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H2 ดังแสดงในรูปที่ 4-69 พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 9 และมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน H2 สูงกว่า H1 ในชั้นนี้ จะมีค่าความเร่งสเปกตรัมสูงที่คาบการสั่นโหมดที่ 2 ได้แก่ คลื่นหมายเลข 844 FP และเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก คาบทั้งโหมดที่ 1 และ 2 ของอาคารจะเพิ่มมากขึ้น เนื่องจากสติฟเนสของโครงสร้างลดลง เมื่อสังเกตกราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่น 844 FP ในช่วงที่คาบสูงกว่าคาบในโหมด 2 เล็กน้อยพบว่า สเปกตรัมมีค่าสูงกว่าสเปกตรัมคลื่นอื่น จึงพิจารณาว่าเมื่ออาคารเกิดการคราก คลื่น 844 FP ที่ทำให้อาคารเกิดการสั่นด้วยโหมดที่ 2 ทำให้อาคารเกิดการวิบัติในเสาชั้นที่ 9



รูปที่ 4-69 กราฟความเร่งสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญสั้นระดับความรุนแรงความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี ที่เข้ากระทำกับโครงสร้างในทิศทางแกน H2

บทที่ 5
สรุปผลการวิจัย

จากผลการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในเขตกรุงเทพมหานครที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวภายใต้แผ่นดินไหวขนาดความรุนแรงต่างๆ ด้วยวิธีพลศาสตร์แบบไร้เชิงเส้นตามมาตรฐานการประเมินโครงสร้างของสหรัฐอเมริกา ASCE 41-13 โดยไม่คำนึงถึงผลของผนังก่ออิฐ, การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหาย, และผลการบิดของอาคารเนื่องจากเหตุการณ์ที่ไม่ได้คาดการณ์ไว้ ได้ข้อสรุปดังนี้

1. ความแตกต่างของความสูงอาคารมีผลต่อความเสี่ยงในการเกิดการวิบัติของโครงสร้างอาคารจากแผ่นดินไหว โดยพบว่าแนวโน้มอาคารที่มีความสูงมากกว่า จะเกิดความเสียหายหรือวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้ง่ายกว่า ซึ่งจากผลการประเมินพบว่า อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น มีอัตราส่วนคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติ 23.08 % จากคลื่นทั้งหมดที่ทำการวิเคราะห์ และ อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นมีอัตราส่วนคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติ 30.77 % จากคลื่นทั้งหมดที่ทำการวิเคราะห์ ในขณะที่อาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้น เกิดการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวระดับความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี 1 คลื่น

2. การเพิ่มความสูงชั้นและการลดขนาดหน้าตัดของเสาอาคารมีผลต่อความเสี่ยงในการเกิดการวิบัติในชั้นนั้นๆของโครงสร้างอาคารจากแผ่นดินไหว เนื่องจากเป็นการลดสติฟเนสของชั้นและเพิ่มความชะลูดของเสา ทำให้เกิดความเสียหายในเสาชั้นที่เพิ่มความสูงและเสาชั้นที่มีการลดขนาดหน้าตัดนั้นจนถึงขั้นอาจทำให้เกิดการวิบัติจากความอ่อนของสติฟเนส (soft story) ได้ดังพบในอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่ชั้นล่างยกสูง

3. อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น และ อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้นมีความเสี่ยงในการเกิดการวิบัติของโครงสร้างอาคารจากแผ่นดินไหวไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ แต่อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูง จะมีความเสี่ยงในเรื่องความเสียหายของเสาในชั้นที่มีการเพิ่มความสูงชั้นเพิ่มเข้ามาด้วย โดยจากผลการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติและเกิดความเสียหายมากที่สุดที่เสาชั้นที่ 1 คิดเป็นอัตราส่วน 53.85 % จากคลื่นทั้งหมดที่ทำการวิเคราะห์

4. ความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งของอาคารในแต่ละทิศทางมีผลต่อความเสียหายและลักษณะการวิบัติของอาคาร โดยชิ้นส่วนเสาและคานจะเกิดความเสียหายในทิศทางที่โครงข้อแข็งมีความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างน้อยก่อน จนกระ

ทั้งทำให้เกิดการวิบัติในทิศทางนั้นได้ โดยจากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (nonlinear static procedure) พบว่าความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งของอาคารในทิศทาง H1 มีค่าน้อยกว่าในทิศทาง H2 ได้ค่าอัตราส่วนแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักตึกในทิศทาง H1 เทียบกับทิศทาง H2 ของอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น เป็น 55.68 % และอาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น เป็น 59.85 %

5. อาคารตัวอย่างทั้ง 3 อาคารผ่านระดับสมรรถนะระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety : LS) ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงที่ความน่าจะเป็นในการเกิด 20% ใน 50 ปี แต่ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงที่ความน่าจะเป็นในการเกิด 5% ใน 50 ปี อาคารตัวอย่างทั้ง 3 อาคาร ไม่ผ่านระดับสมรรถนะระดับป้องกันการวิบัติ (Collapse Prevention : CP)

6. ช่วงระยะเวลากระทำของคลื่นแผ่นดินไหวมีผลต่อความเสียหายของโครงสร้างอาคาร โดยคลื่นที่มีช่วงระยะเวลากระทำที่ยาวทำให้อาคารได้รับแรงกระทำด้านข้างนาน ทำให้ความเสียหายเพิ่มขึ้นหรือเกิดการเสื่อมถอยของกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างได้มาก จึงมีความเสี่ยงที่ทำให้อาคารเกิดความเสียหายในระดับที่มากกว่าจนถึงขั้นอาจทำให้เกิดการวิบัติ โดยจากผลการวิเคราะห์พบว่าคลื่นที่มีระยะเวลาการสั่นที่มีนัยสำคัญยาวทำให้อาคารตัวอย่าง 10 ชั้น และ 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น เกิดการวิบัติคิดเป็น 19.23 % จากคลื่นทั้งหมด ส่วนคลื่นที่มีระยะเวลากระทำที่สั้นทำให้อาคารตัวอย่าง 10 ชั้น และ 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น เกิดการวิบัติคิดเป็น 3.85 % และ 11.54 % ตามลำดับ

7. ความเร่งในแต่ละคาบการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ มีผลต่อความเสียหายของโครงสร้างอาคาร และมีผลต่อปัจจัยที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติได้ โดยหากอาคารมีคาบการสั่นที่สอดคล้องกับคลื่นแผ่นดินไหว (resonance) จะทำให้มีแรงกระทำต่อโครงสร้างมาก ทำให้อาคารเกิดความเสียหายได้มาก และเมื่อชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารเกิดการคราก คาบการสั่นมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากสติฟเนสลดลง หากคลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆ มีความเร่งสเปกตรัมสูงในช่วงคาบการสั่นเมื่ออาคารเกิดการครากด้วยแล้ว ก็ทำให้ชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้นอีกจนอาจทำให้เกิดการวิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นได้ในที่สุด

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

กรมโยธาธิการและผังเมือง. 2552. มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302-52) กรุงเทพมหานคร, กระทรวงมหาดไทย.

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์. 2554. ความเสียหายของอาคารจากแผ่นดินไหวและข้อพิจารณาสำหรับการออกแบบอาคารในกรุงเทพมหานคร, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 16

ภาษาอังกฤษ

Abrahamson, N.A. 1992. Non-stationary spectral matching. Seismological Research Letters. 63(1), 30.

Ali Sumer, Ryan A. Kersting, and David A. Hutchinson. 2009. Nonlinear Analysis of Pre-Northridge Steel High-Rise Building using Modal Pushover-Based Ground Motion Scaling Procedure. Buehler & Buehler Structural Engineers, Inc.

American Society of Civil Engineers (ASCE) and Structural Engineering Institute (SEI). 2006. ASCE 7-05: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute.

American Society of Civil Engineers (ASCE) and Structural Engineering Institute (SEI). 2010. ASCE 7-10: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute.

American Society of Civil Engineers (ASCE) and Structural Engineering Institute (SEI). 2007. ASCE/SEI 41-06: *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute.

Buehler & Buehler Structural Engineers, Inc. 2009. *Tower Structure*. BOE Infrastructure Study.

Chitti Palasri. and Anat Ruangrassamee. 2010. Probabilistic seismic hazard maps of Thailand. Journal of Earthquake and Tsunami. Vol. 4, No. 4 : 369–386

Computers and Structures, Inc. (CSI). 2006. Perform Components and Elements For Perform-3D and Perform-Collapse., Version 4. Berkeley, CA.

Computers and Structures, Inc. (CSI). 2011. User Guide Perform-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures., Version 5. Berkeley, CA.

European Committee for Standardization. 2003. Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*.

Federal Emergency Management Agency. (FEMA). 1997. FEMA 273: *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.

Federal Emergency Management Agency. (FEMA). 2000. FEMA 356: *Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.

Garrett Richard Hagen. 2012. Performance Based Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall Building. Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo, California.

Haijuan Duan. and Mary Beth, D. H. (2010). Seismic performance of a reinforced concrete frame building in China. *Journal of Engineering Structures., 41*(2012), 77-89.

Hancock J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., and Mendis, E. 2006. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. Journal of Earthquake Engineering. 10(S1) : 67-89.

IBC. 2003. International Building Code. International Code Council. Falls Church, VA.

Ibarra, F. L., and Krawinkler, H. 2005. Global Collapse of Frame Structure under Seismic Excitations, Report No. 2005/152, John A Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

Iunio Iervolino., Flavia De Luca., Edoardo Cosenza., and Gaetano Manfredi. 2009. Real, scaled, adjusted and artificial records: a displacement and cyclic response assessment. ACES Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering. Corfù, Greece.

Iunio Iervolino., Carmine Galasso., and Edoardo Cosenza. 2009. REXEL: *Computer Aided Record Selection for Code-Based Seismic Structural Analysis*. Original Research Paper of Bull Earthquake Eng. 8 (2010) : 339–362.

Iztok Sustersic., Massimo Fragiacomo., and Bruno Dujic. 2012. Influence of The Connection Behaviour on the Seismic Resistance of Multi-Storey Crosslam Buildings. Journal of World Conference on Timber Engineering. (2012).

Jack Moehle., Yousef Bozorgnia., Nirmal Jayaram., Pierson Jones., Mohsen Rahnama., Nilesh Shome., Zeynep Tuna., John Wallace., Tony Yang., and Farzin Zareian. 2011. 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. (PEER). College of Engineering, University of California, Berkeley.

Jerod Greg Johnson. 2012. A Nonlinear Inelastic Rooftop Tuned Mass Damper Frame. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Utah.

Lisa Jaylene Aukeman. 2011. ASCE 7-05 Design Rule for Relative Strength in a Tall Buckling-Restrained Braced Frame Dual System. Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo, California.

Mander JB., Priestley, MJN., and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. ASCE Journal of Structural Engineering. 114(8) : 1804-1826.

Margaux Burkholder. 2012. Performance Based Analysis of a Steel Braced Frame Building with Buckling Restrained Braces. Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo, California.

Matthew Joseph Williams. 2009. Performance Based Analysis of Steel Buildings. Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo, California.

Naish, D., Wallace, JW., Fry, JA., and Klemencic, R. 2009. Reinforced concrete link beams: *alternative details for improved construction*. SGEL Report. 06 (2009). University of California, Los Angeles, CA.

National Standard of the People's Republic of China. 2010. Code for seismic design of building. (GB50011-2010). China Architecture and Building Press.

Orakcal, K. and Wallace, JW. 2006. Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification. ACI Structural Journal. 103(2).

Leon, D. and Osman A. (2010). *SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF A HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDING IN THE MID-AMERICA REGION,* (master

degree), Faculty of the Bobby B. Lyle School of Engineering, Southern Methodist University.

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (PEER). 2010. Technical Report for PEER Ground Motion Database Web Application. Beta Version.

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (PEER). 2011. Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application. Beta Version.

Pinto, P.E., Giannini, R. and Franchin, P. 2004. Seismic reliability analysis of structures. IUSS Press. Pavia, Italy.

Popov, EP., Bertero, VV. and Krawinkler, H. 1972. Cyclic behavior of three R.C. flexural members with high shear. Report No. EERC 72-5 Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.

Santi Pailoplee. 2009. Seismic Hazard Assessment in Thailand Using Probabilistic and Deterministic Methods. Department of Geology, Faculty of Science, Chulalongkorn University.

Scott Michael Adams. 2010. Performance-Based Analysis of Steel Buildings: Special Concentric Braced Frame. Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo, California.

Seong-Hoon Jeong., Aman, M. Mwafy. and Amr, S. Elnashai. 2011. Probabilistic seismic performance assessment of code-compliant multi-story RC buildings. Journal of Engineering Structures. 34 (2012) : 527–537.

SBCCI. 1999. Standard Building Code. Southern Building Codes Congress International, Birmingham, AL.

Takeda, T., Sozen, M., Nielsen, N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. Journal of Structural Division. 96 (1970) : 2557–2573.

Teraphan Ornthammarath., Pennung Warnitchai., Kawin Worakanchana., Saeed Zaman., Ragnar Sigbjörnsson. and Carlo Giovanni Lai. 2010. Probabilistic seismic hazard assessment for Thailand. Original Research Paper from Springer Science+Business Media. B.V.

Travis Welt. 2010. Evaluation of Contemporary Design of Reinforced Concrete Lateral Resisting Systems using Current Performance Objective Assessment Criteria.

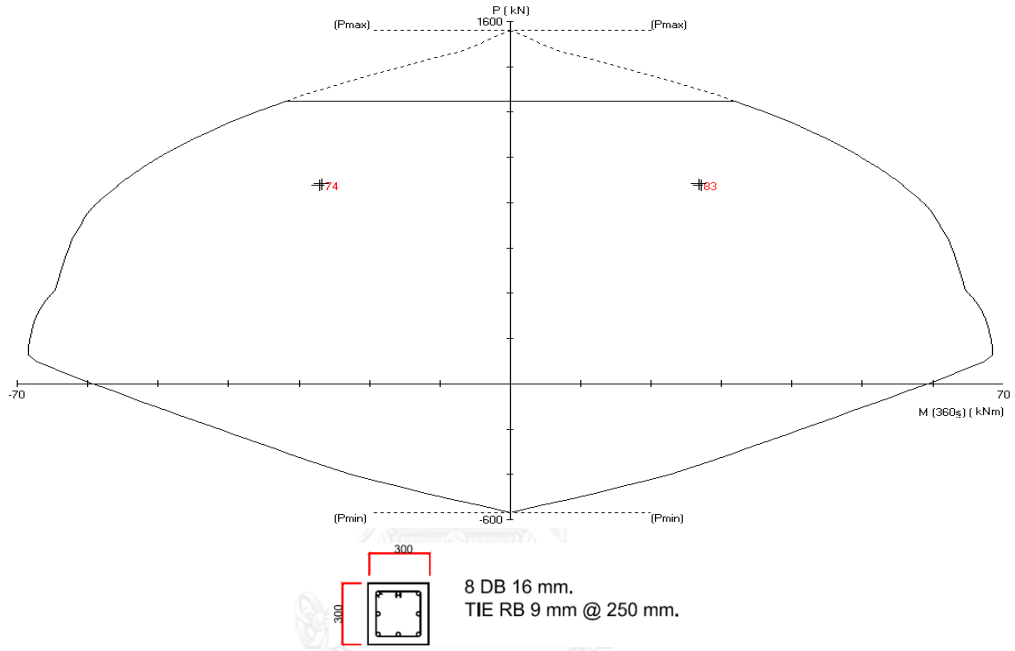
National Institute of Standards and Technology. Department of Commerce, U.S.

Wen-Cheng Liao. 2010. Performance-Based Plastic Design of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Moment Frames. Faculty of Civil Engineering, University of Michigan.

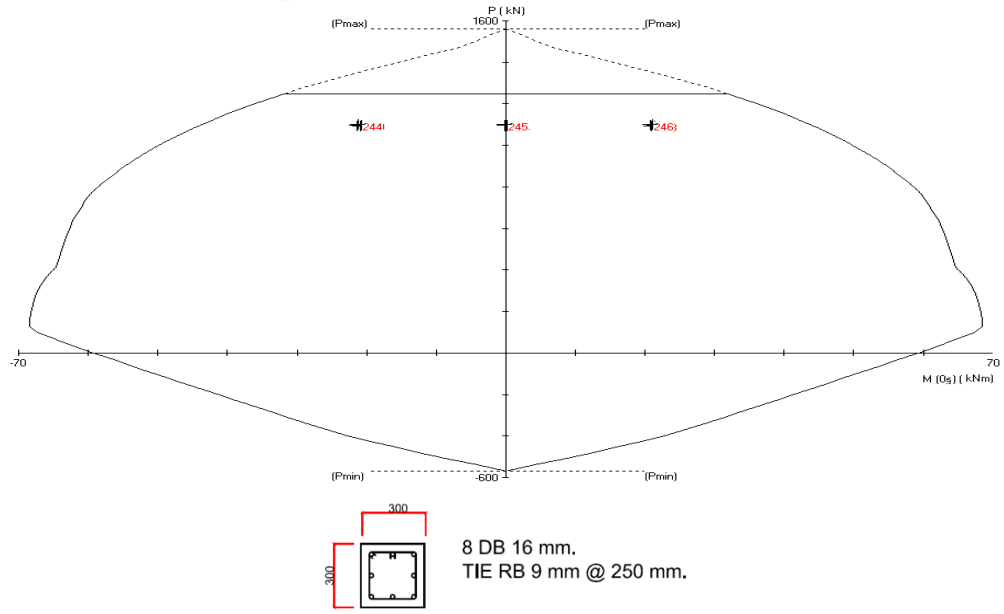
ภาคผนวก

ภาคผนวก ก
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนของเสาอาคารตัวอย่างทั้ง 3 อาคาร (P-M2-M3 interaction diagram)

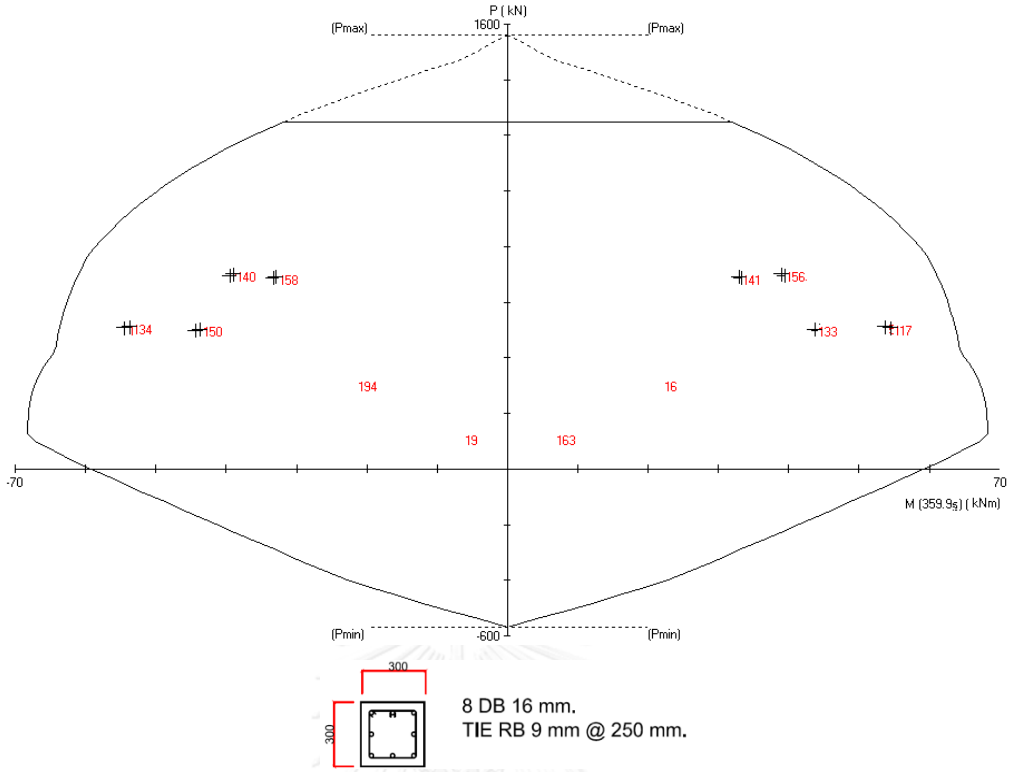
1 อาคารตัวอย่างสูง 4 ชั้น



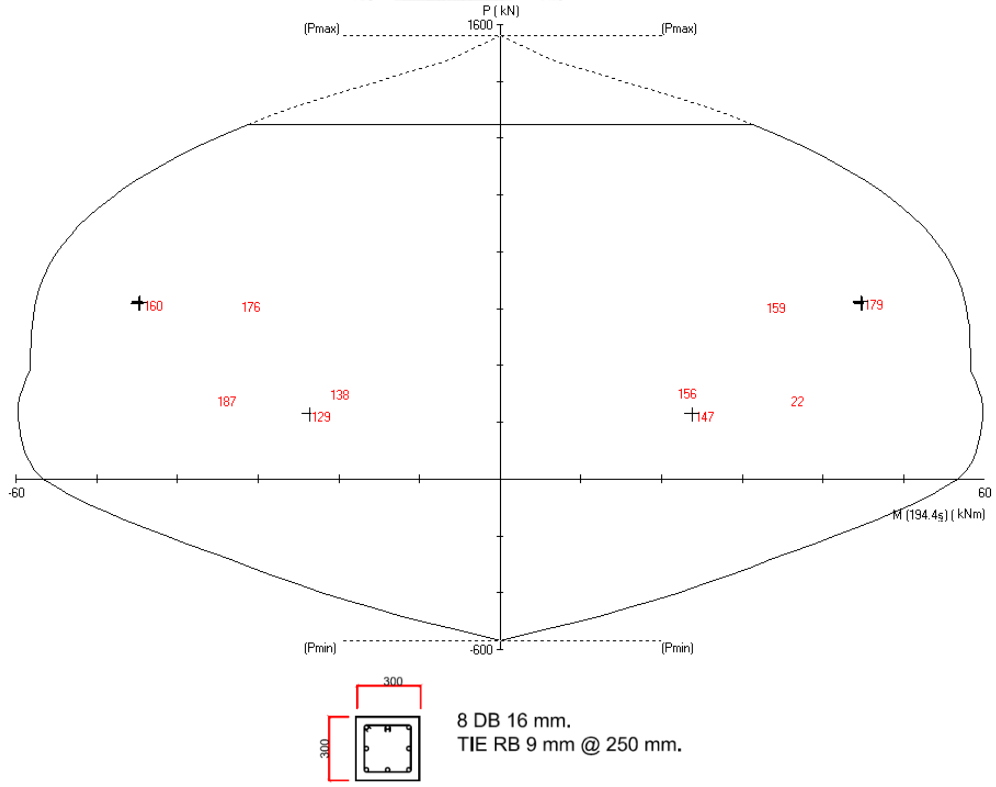
รูปที่ ก-1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาตอม่อ C1



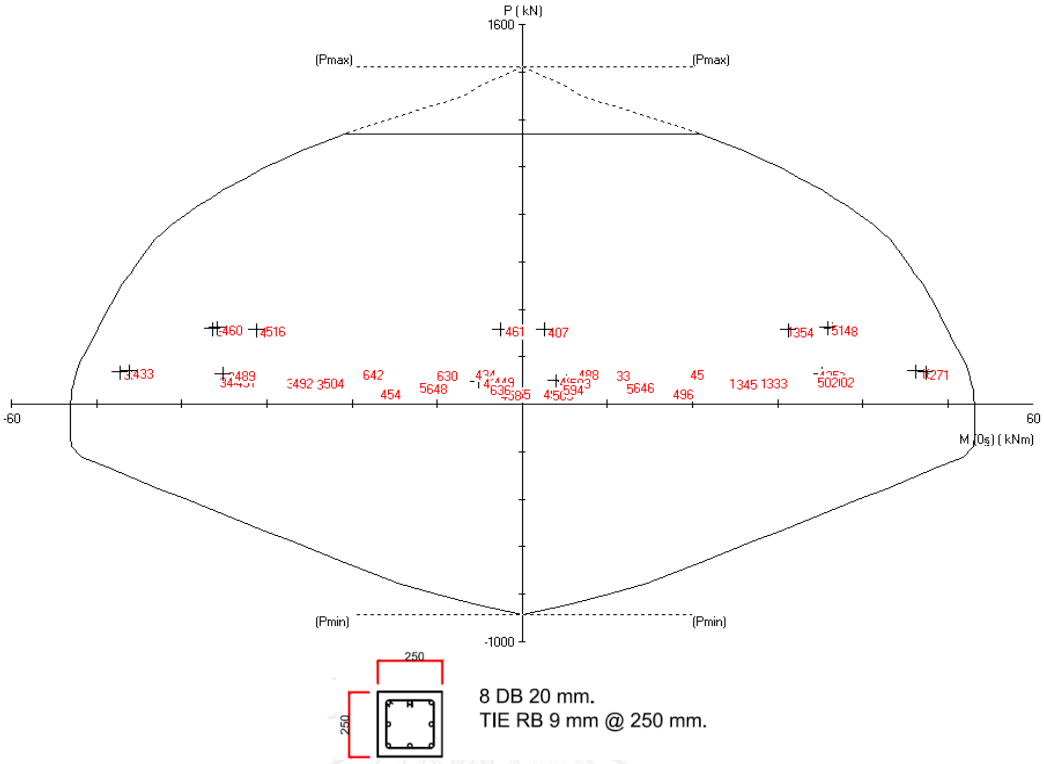
รูปที่ ก-2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาตอม่อ C2



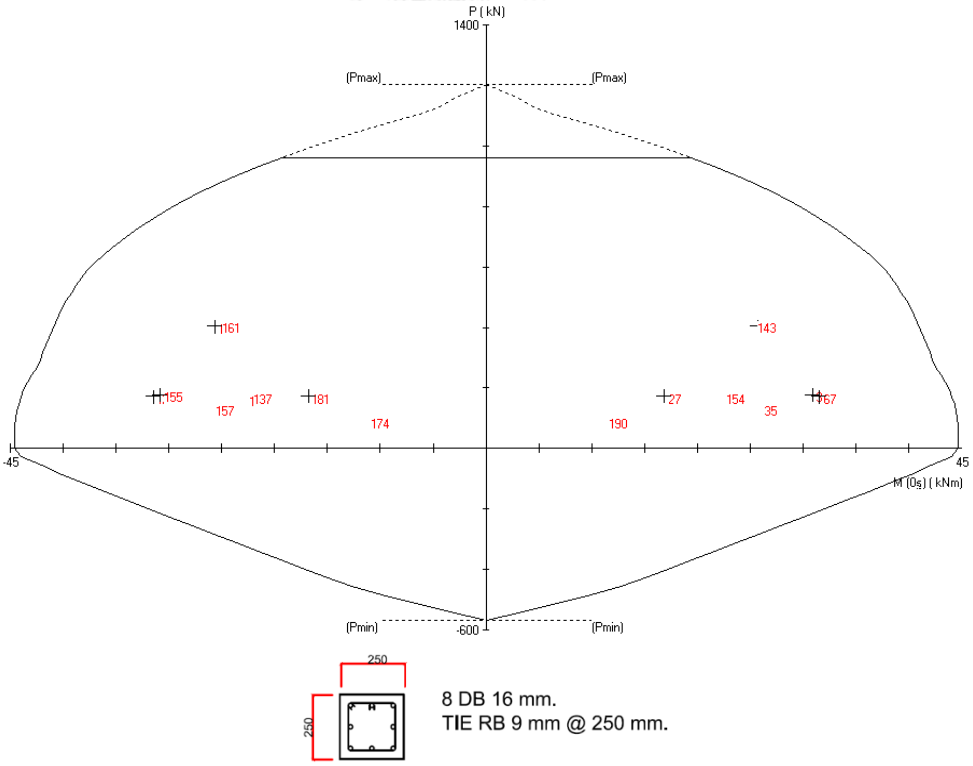
รูปที่ ก-3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น1-2 C1



รูปที่ ก-4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น1-2 C2

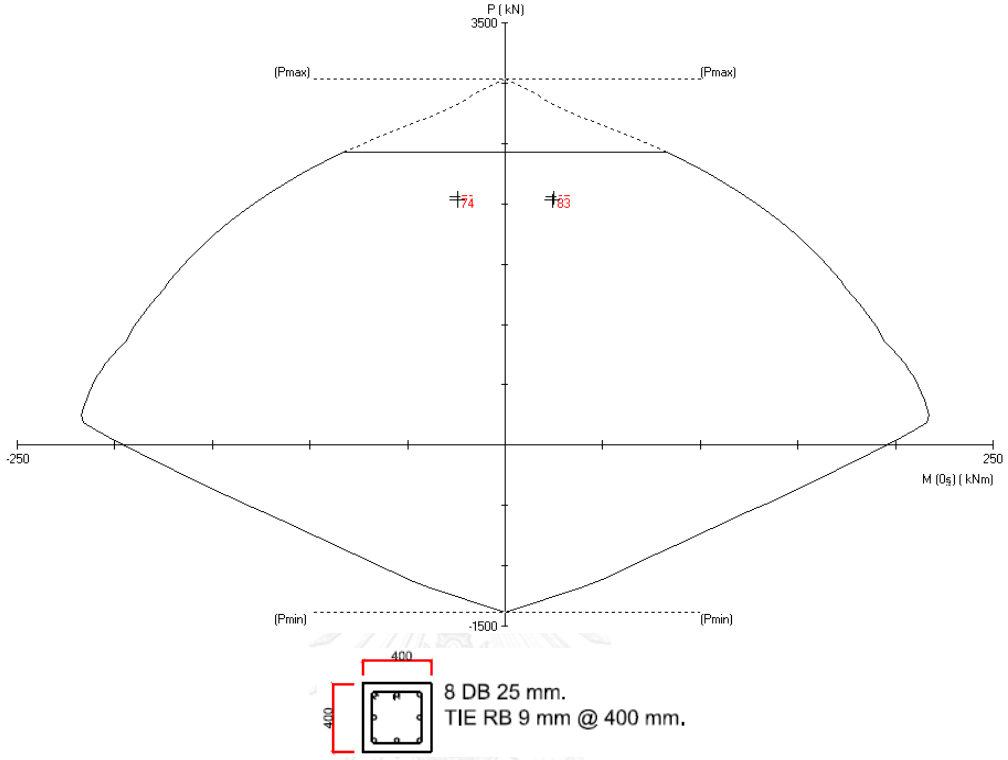


รูปที่ ก-5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น3-4 C1

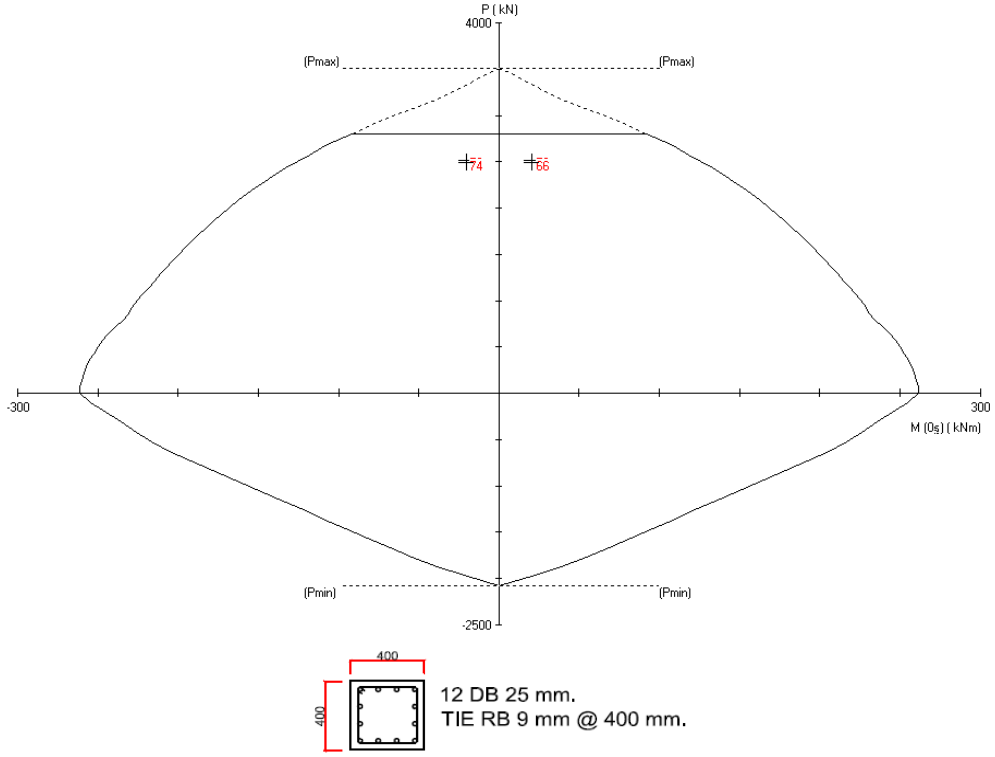


รูปที่ ก-6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น3-4 C2

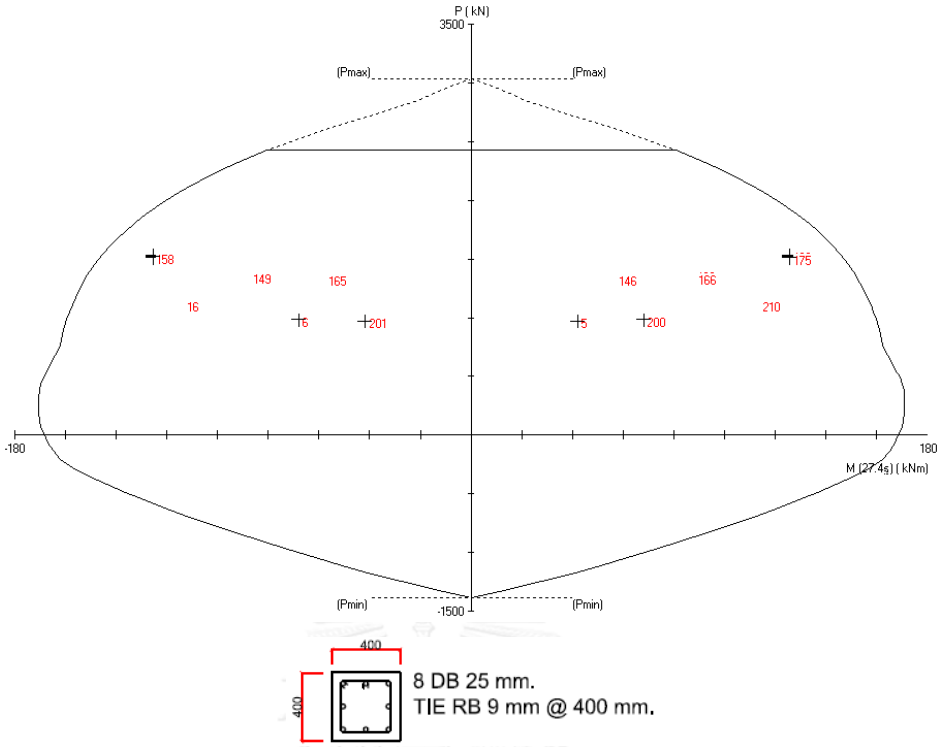
2 อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้น



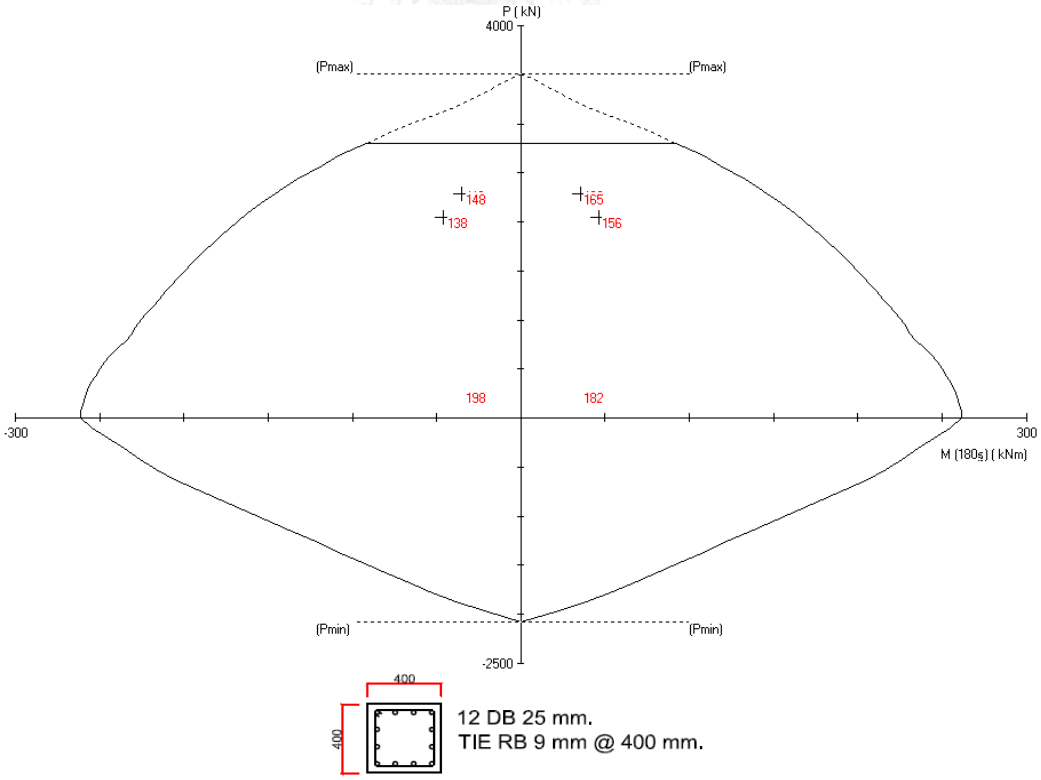
รูปที่ ก-7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาตอม่อ C1



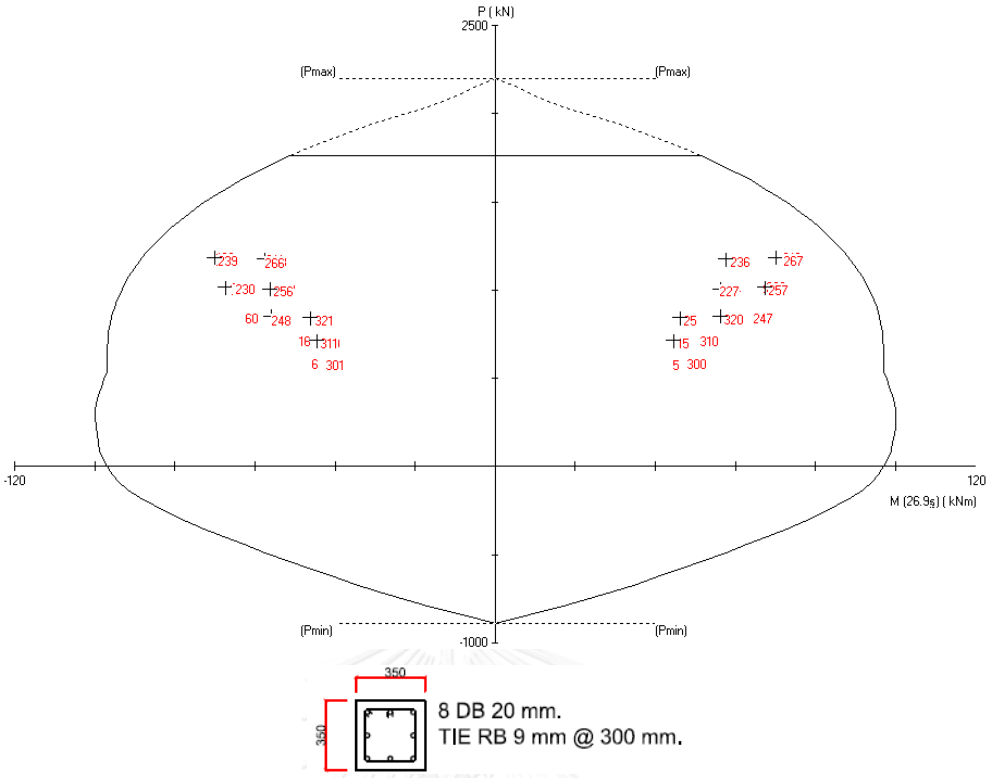
รูปที่ ก-8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาตอม่อ C2



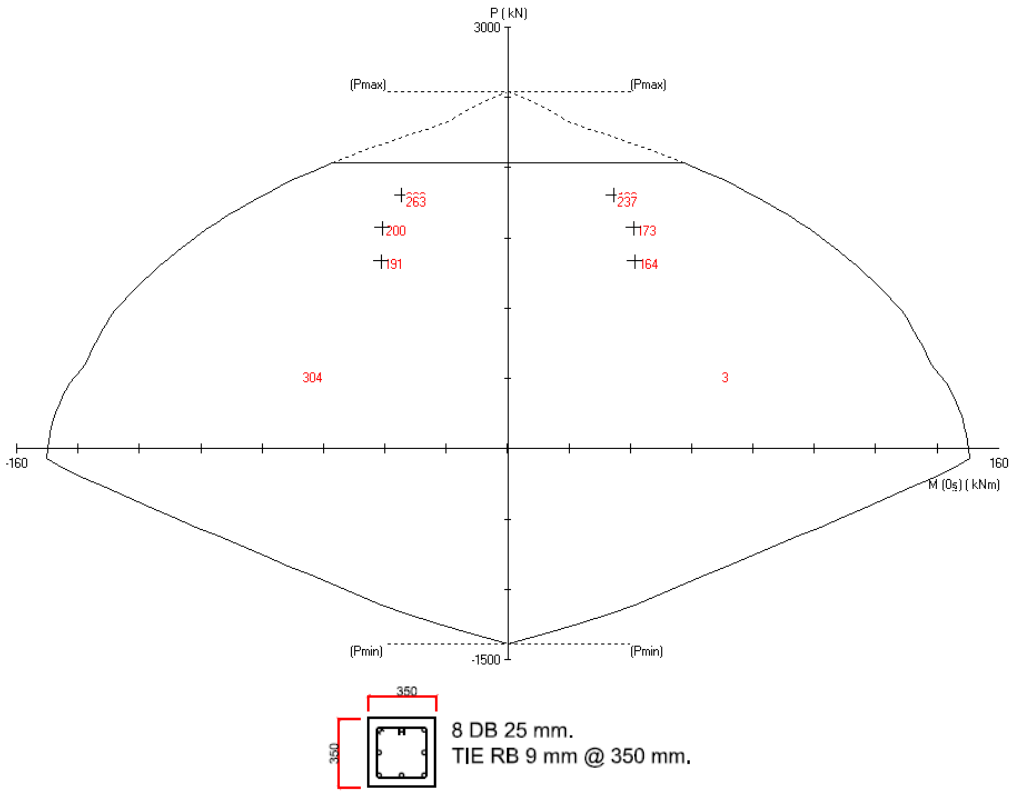
รูปที่ ก-9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น1-2 C1



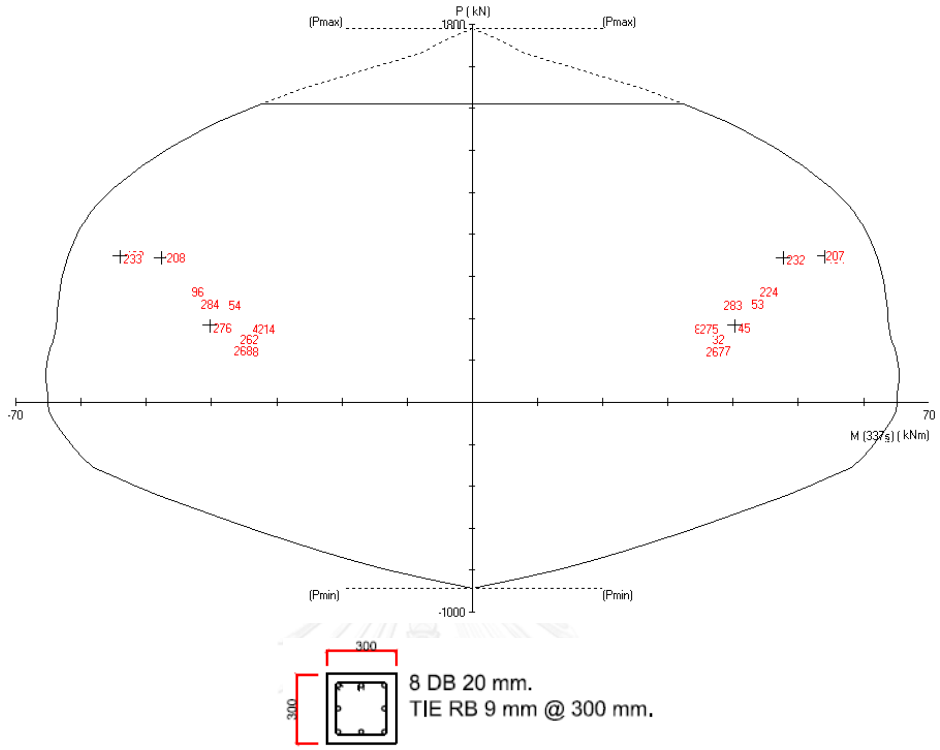
รูปที่ ก-10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น1-2 C2



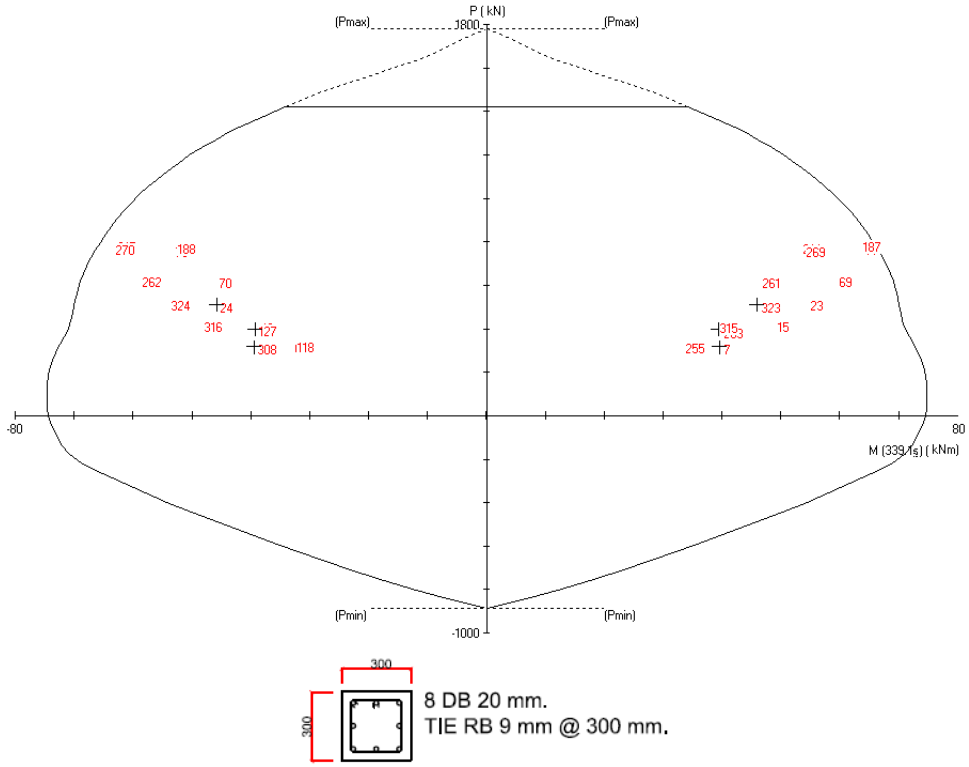
รูปที่ ก-11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น3-5 C1



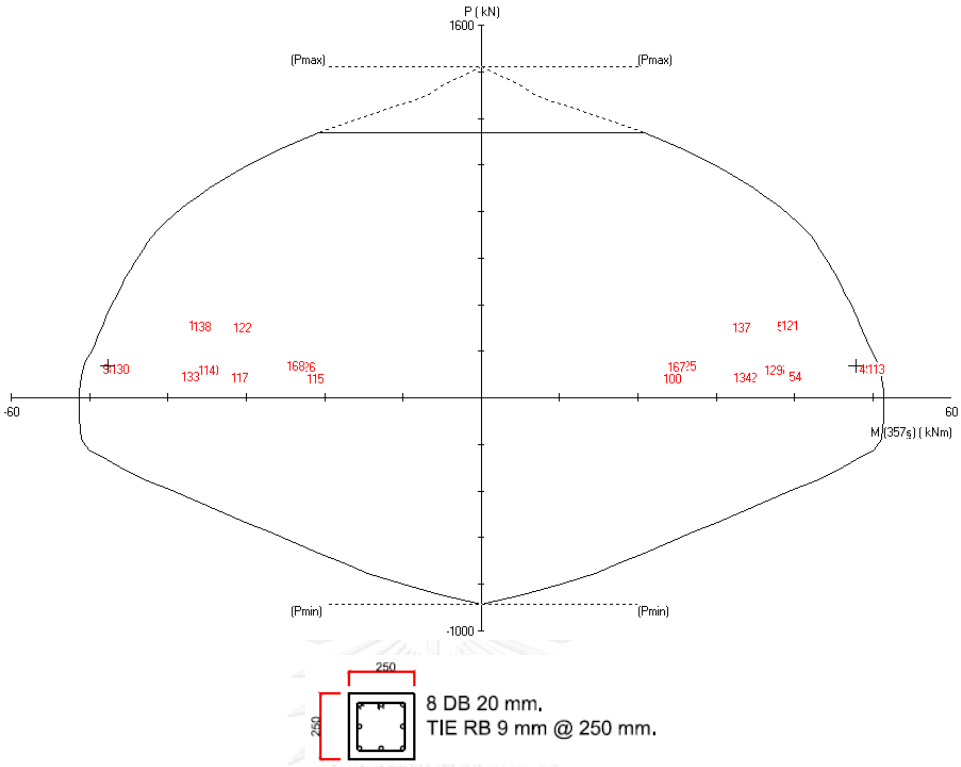
รูปที่ ก-12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น3-5 C2



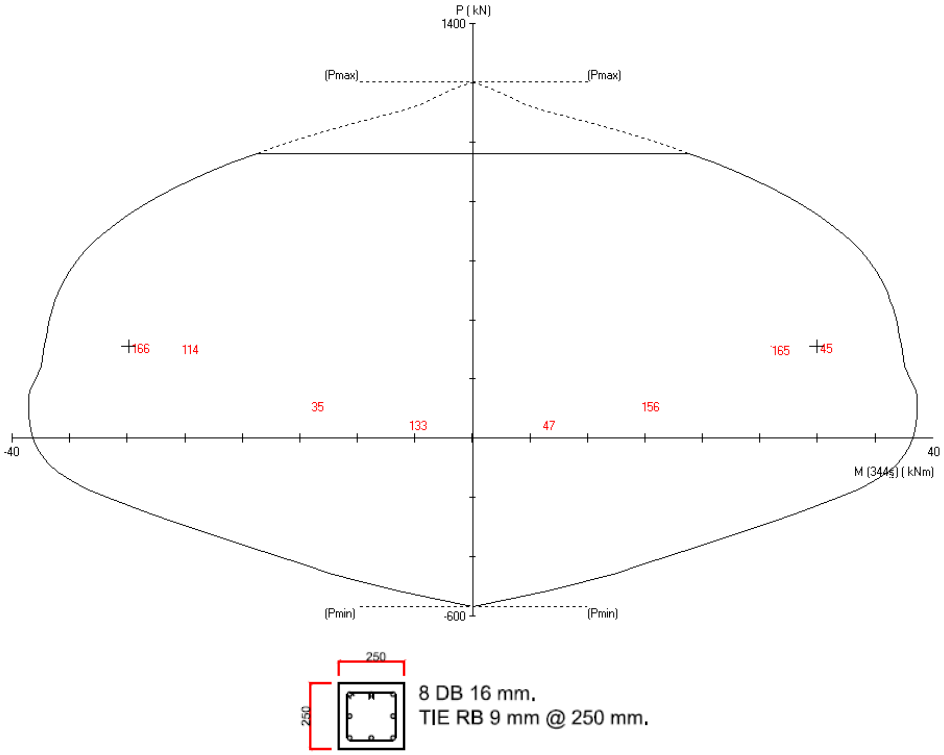
รูปที่ ก-13 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น6-8 C1



รูปที่ ก-14 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น6-8 C2

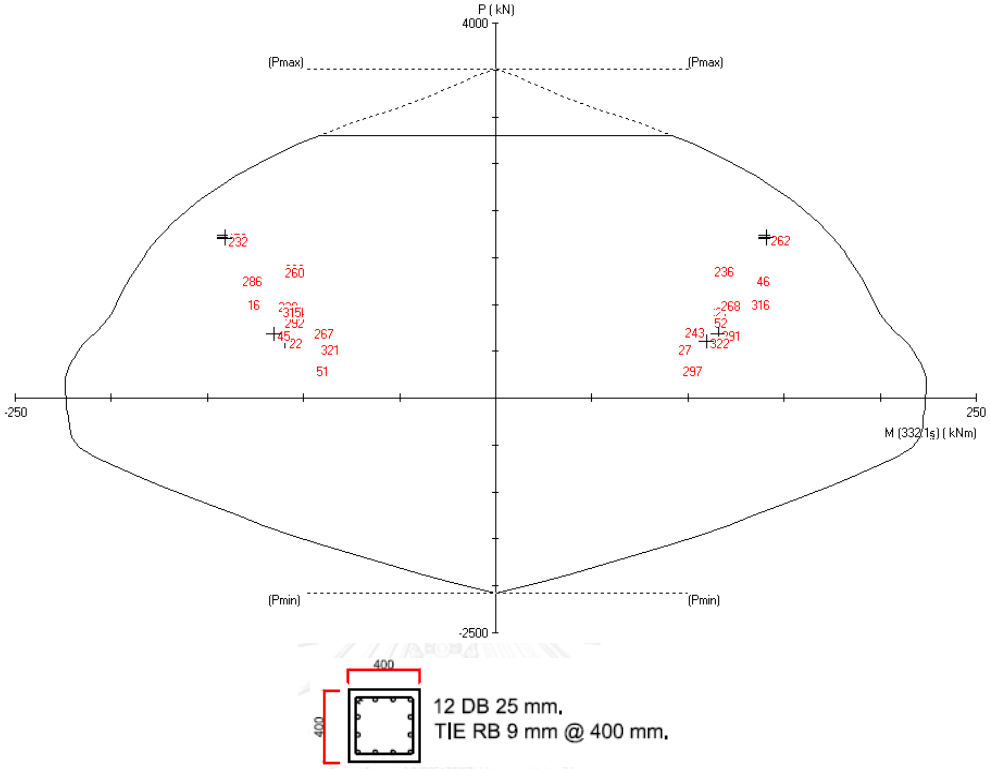


รูปที่ ก-15 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น9-10 C1

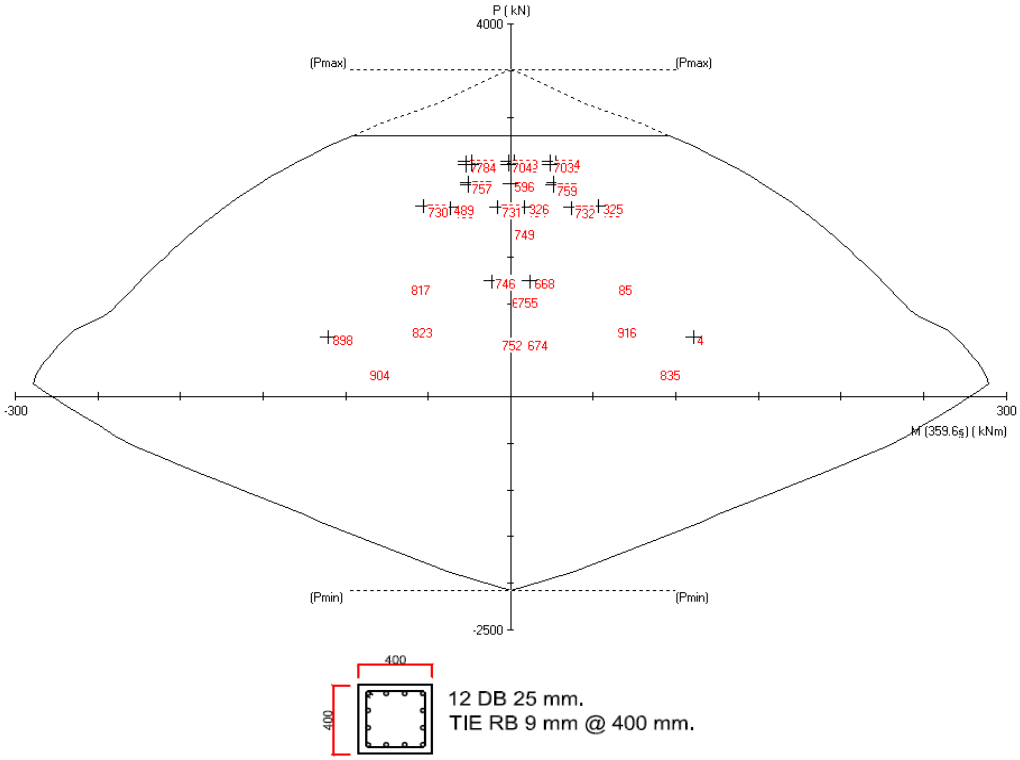


รูปที่ ก-16 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น9-10 C2

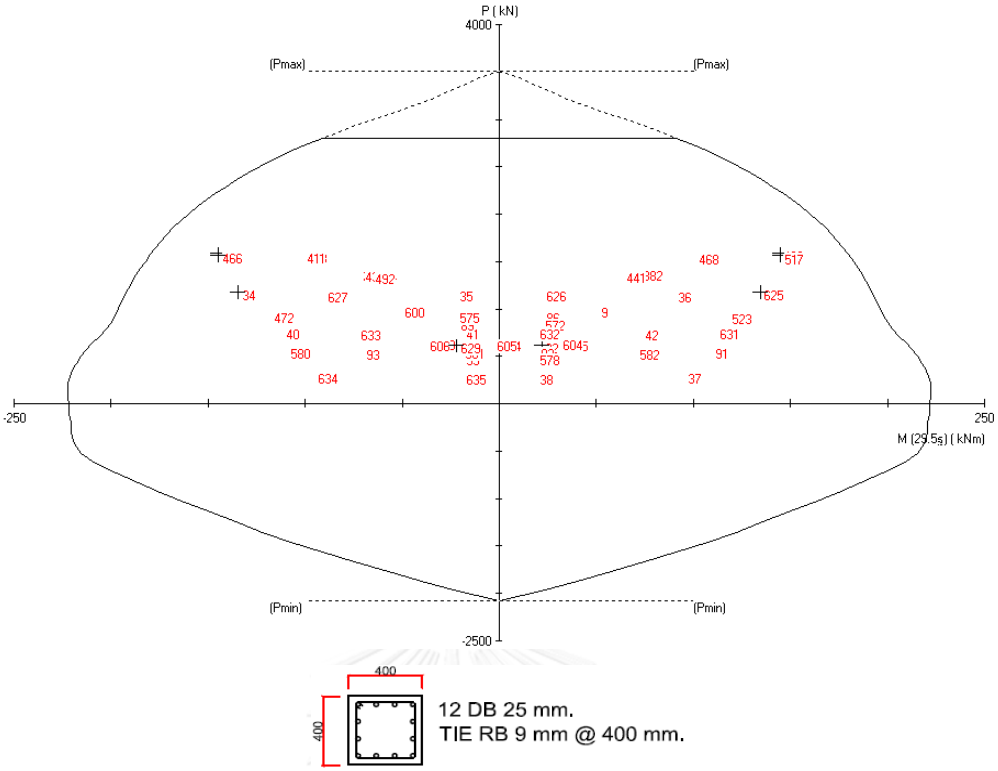
3 อาคารตัวอย่างสูง 10 ชั้นที่มีความผิดปกติของความสูงชั้น



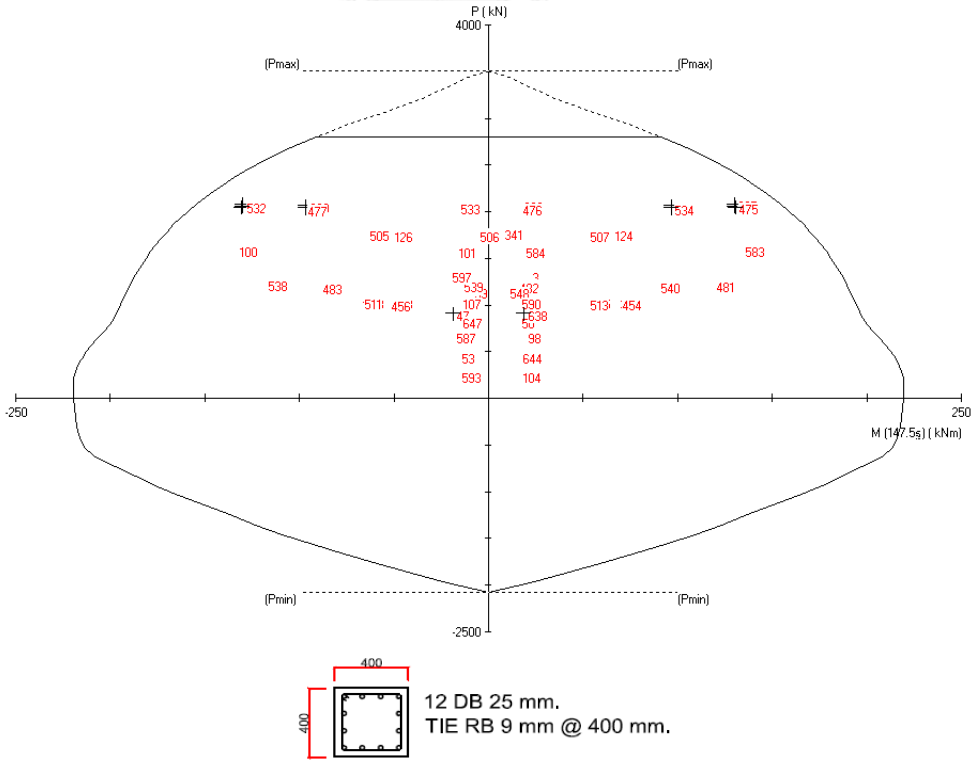
รูปที่ ก-17 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาตอม่อ C1



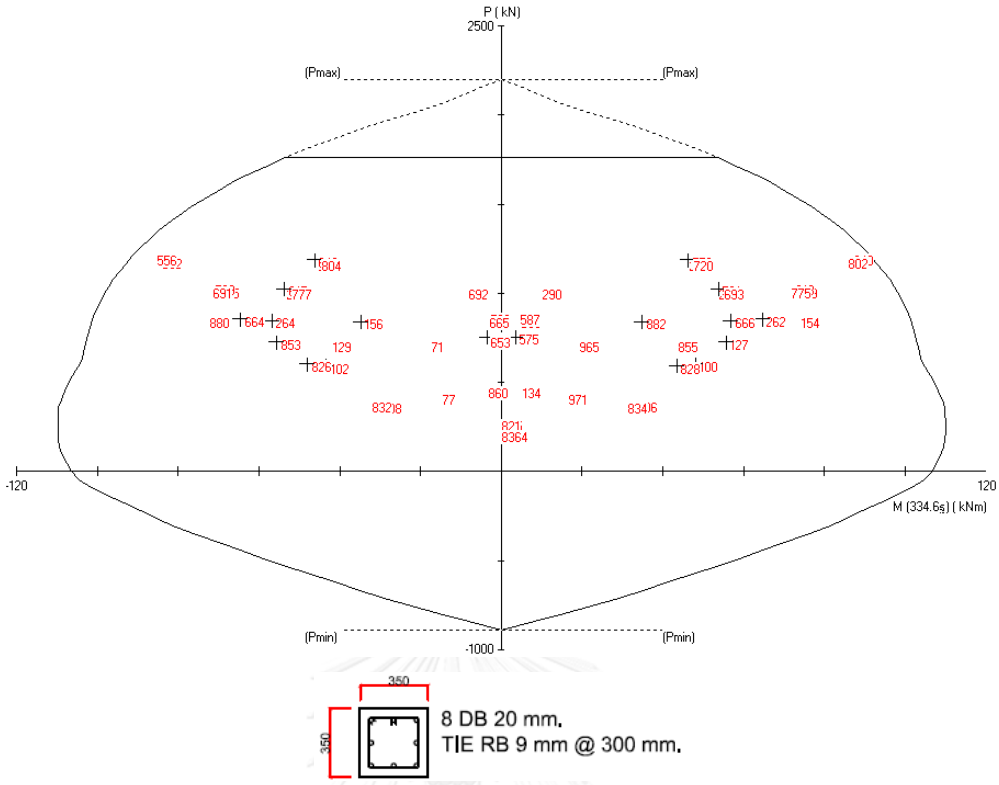
รูปที่ ก-18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาตอม่อ C2



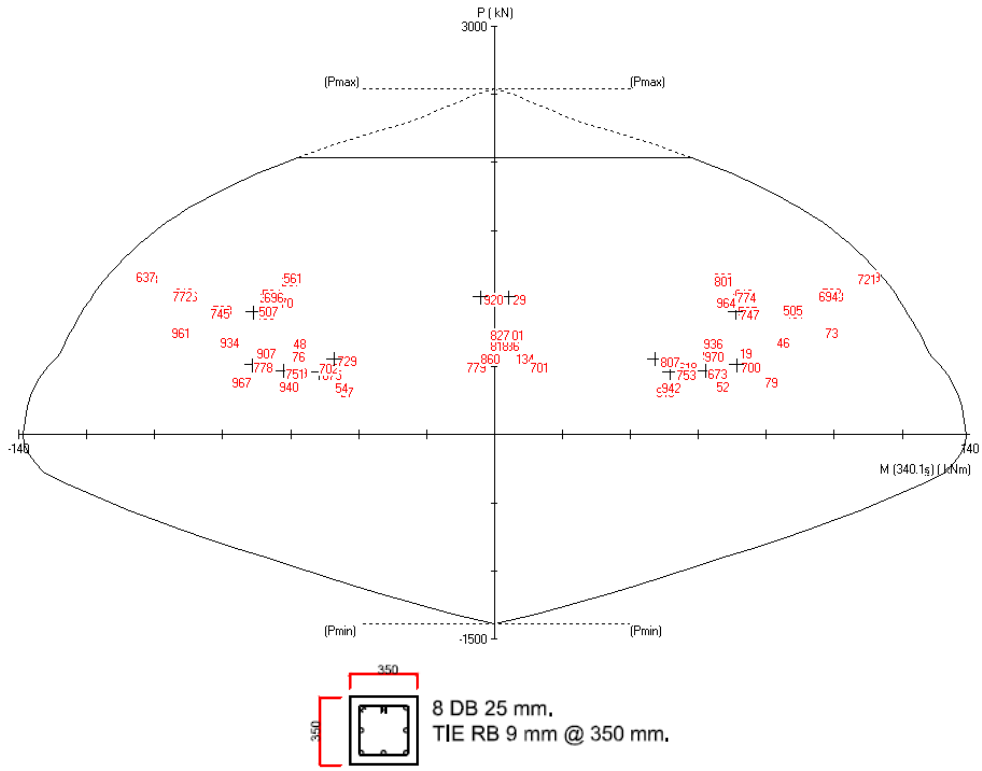
รูปที่ ก-19 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น1-2 C1



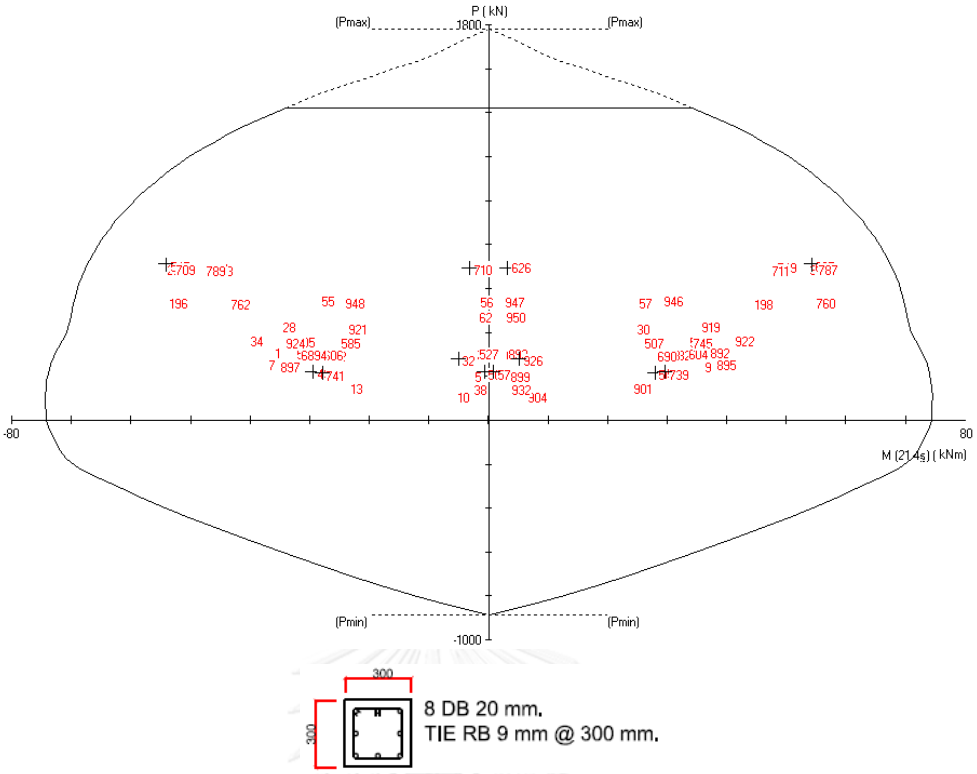
รูปที่ ก-20 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น1-2 C2



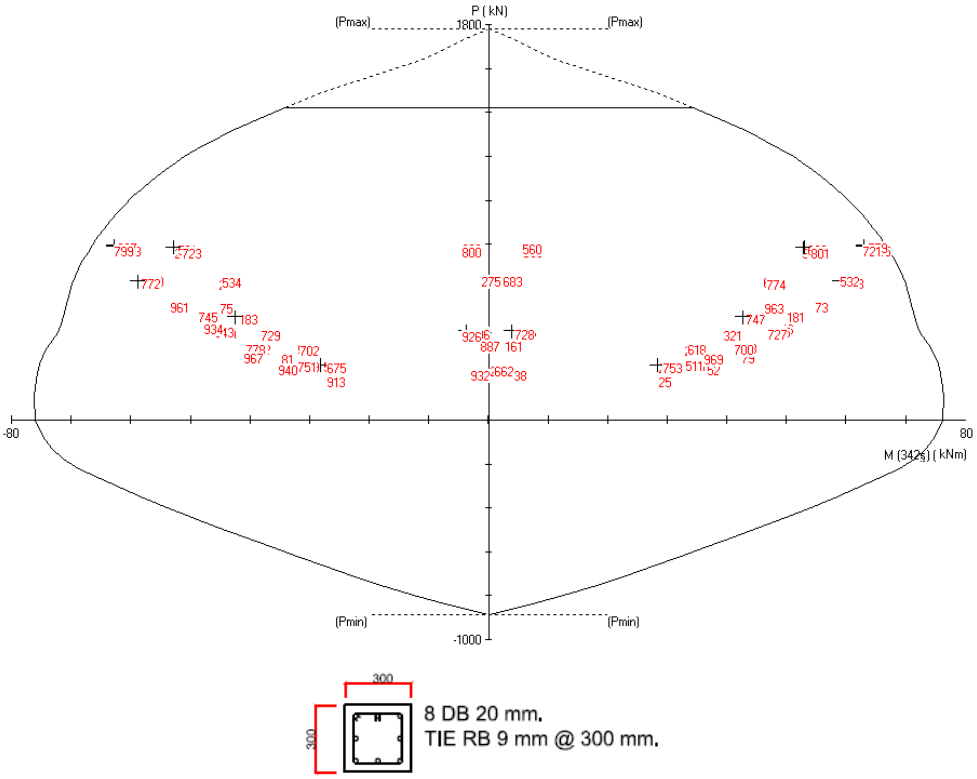
รูปที่ ก-21 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น3-5 C1



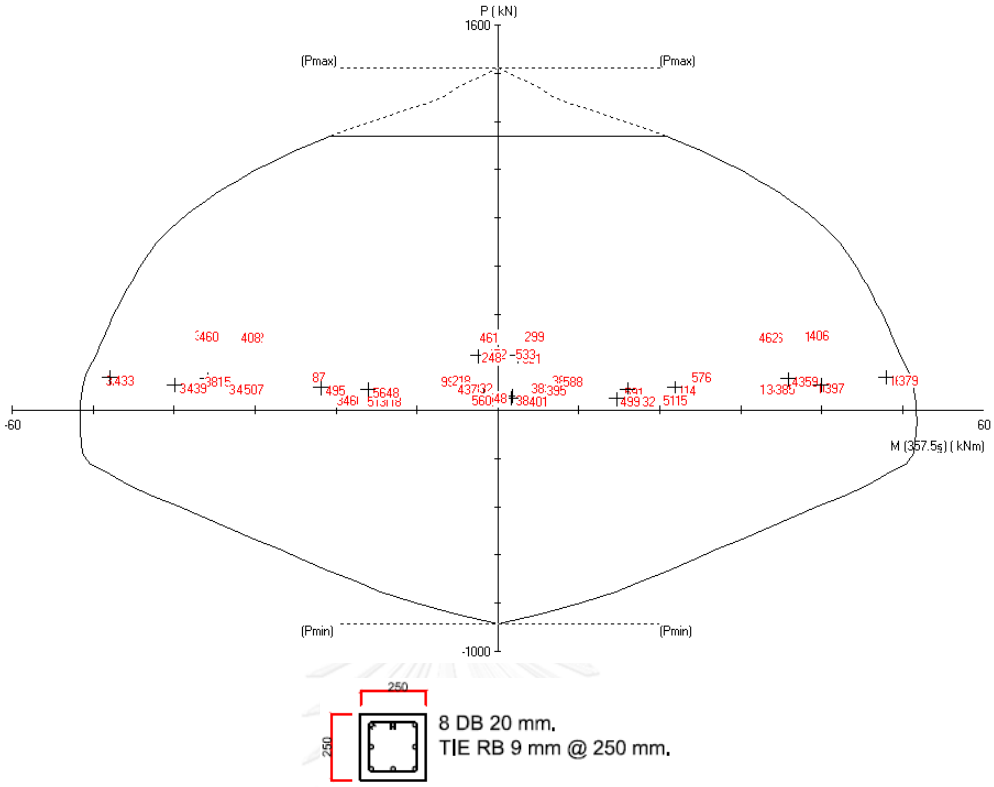
รูปที่ ก-22 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น3-5 C2



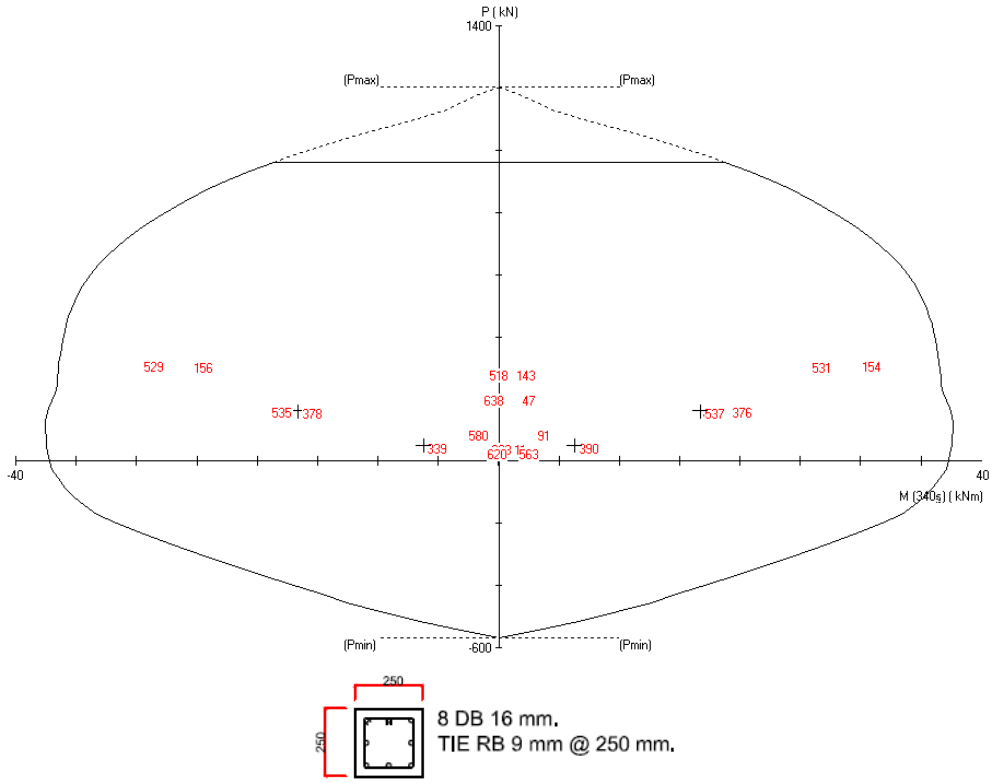
รูปที่ ก-23 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น6-8 C1



รูปที่ ก-24 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น6-8 C2



รูปที่ ก-25 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น9-10 C1

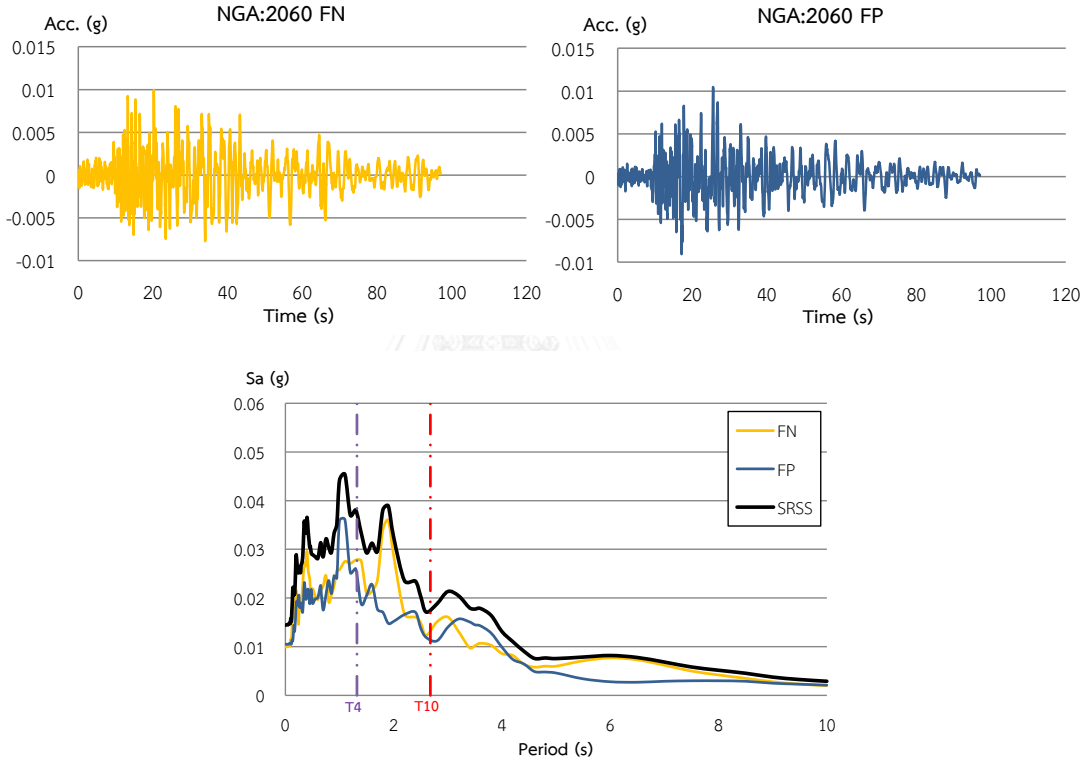


รูปที่ ก-26 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาชั้น9-10 C2

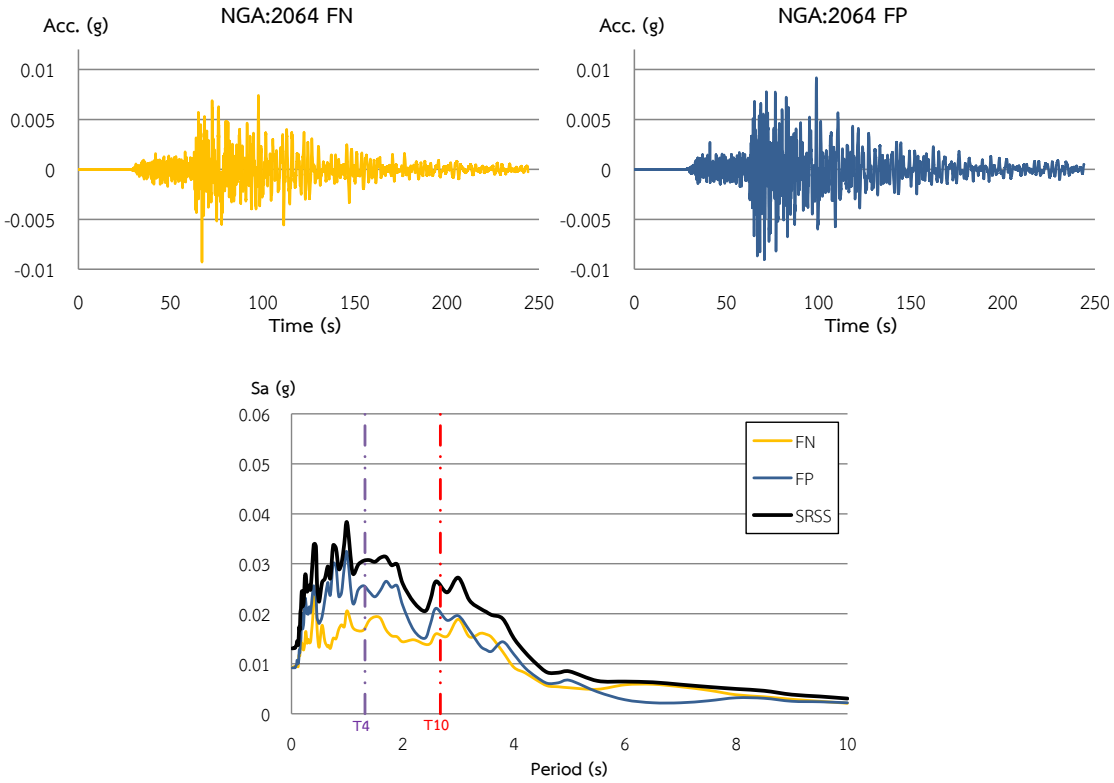
ภาคผนวก ข
คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างในงานวิจัย

1 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Nenana mountain – Alaska

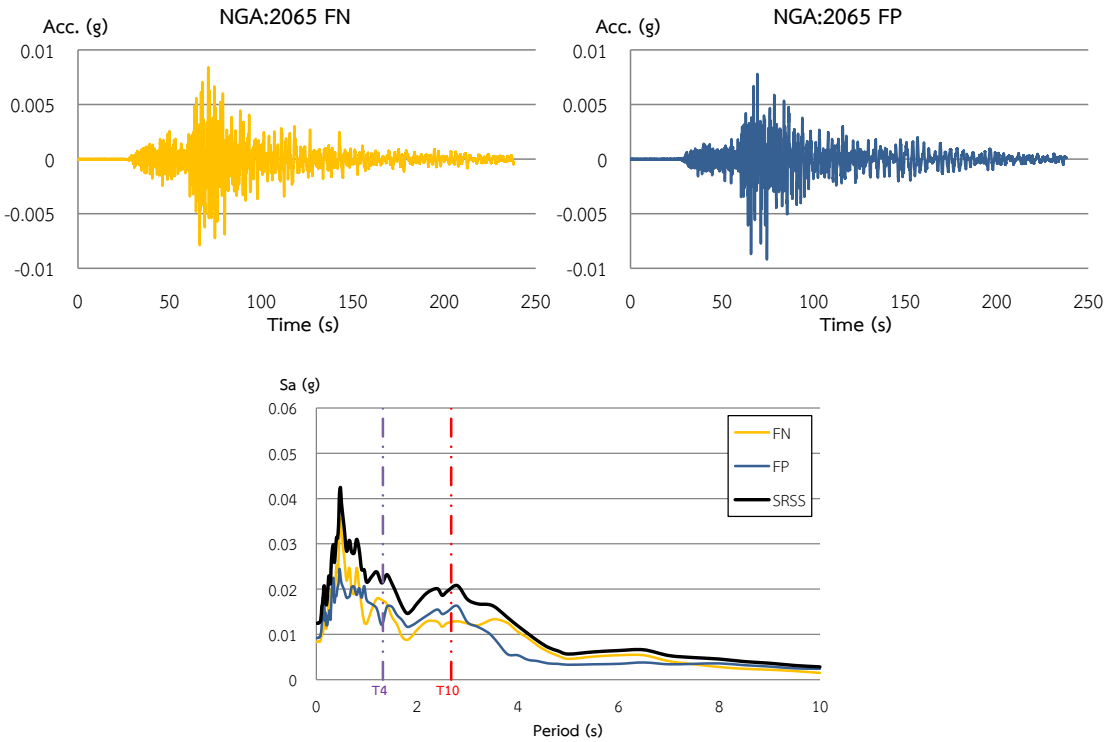
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดจากรอยเลื่อน Denali เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 2002 มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 6.7 ริกเตอร์ ซึ่งในการวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์ดังกล่าว 8 คู่คลื่นจาก 8 สถานี ดังแสดงในรูปที่ ข-1 ถึง ข-8



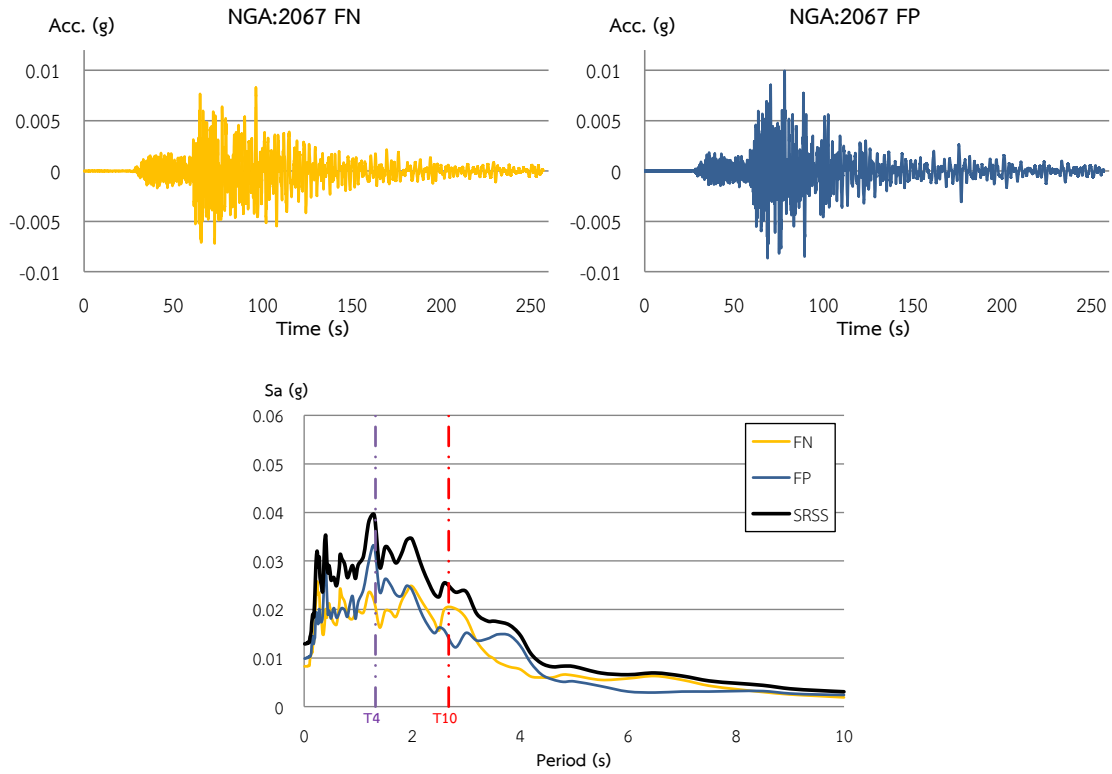
รูปที่ ข-1 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2060



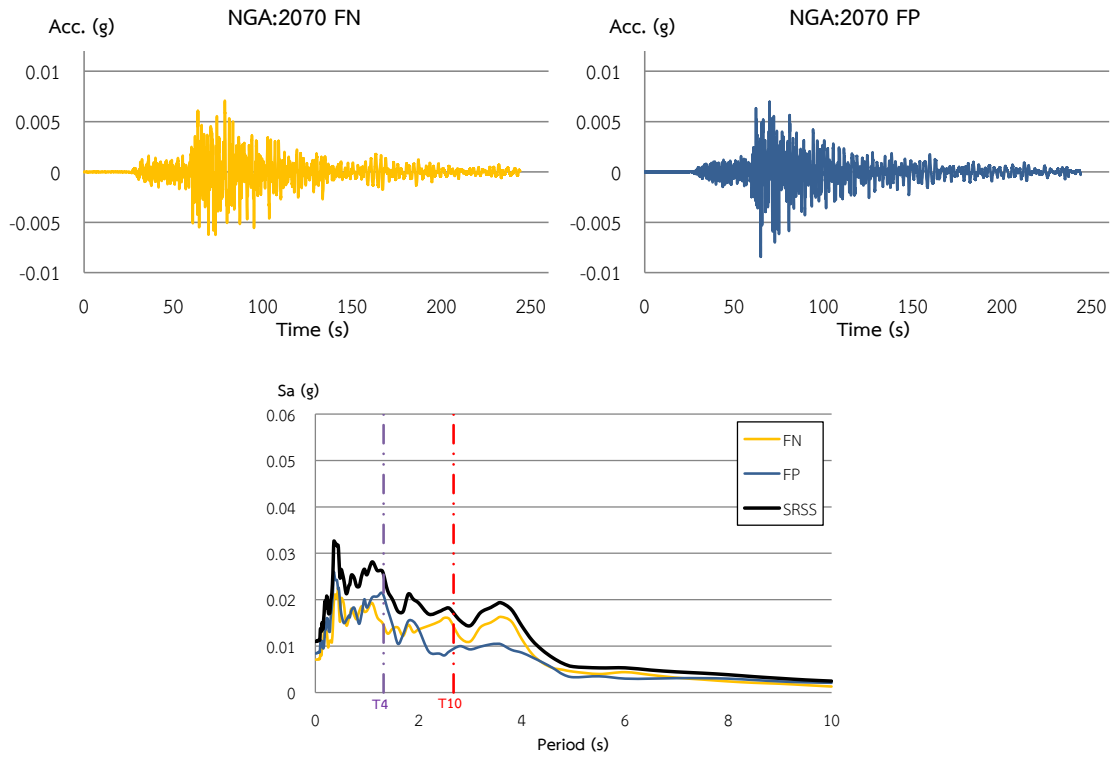
รูปที่ ข-2 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2064



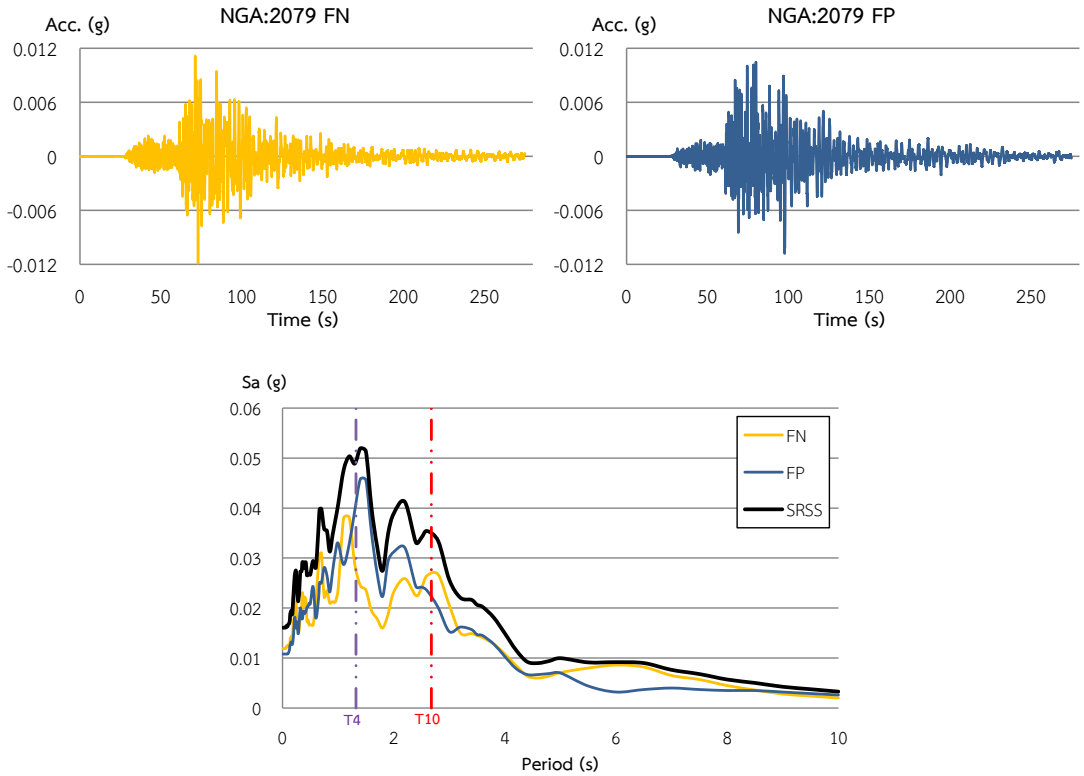
รูปที่ ข-3 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2065



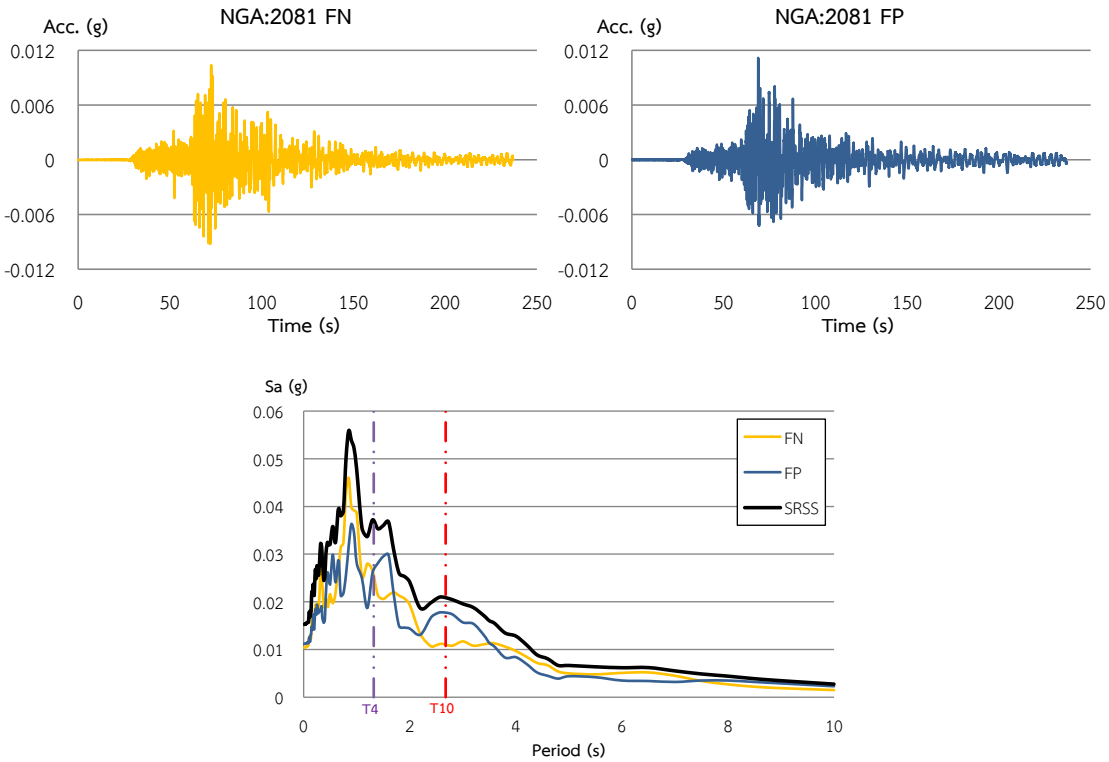
รูปที่ ข-4 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2067



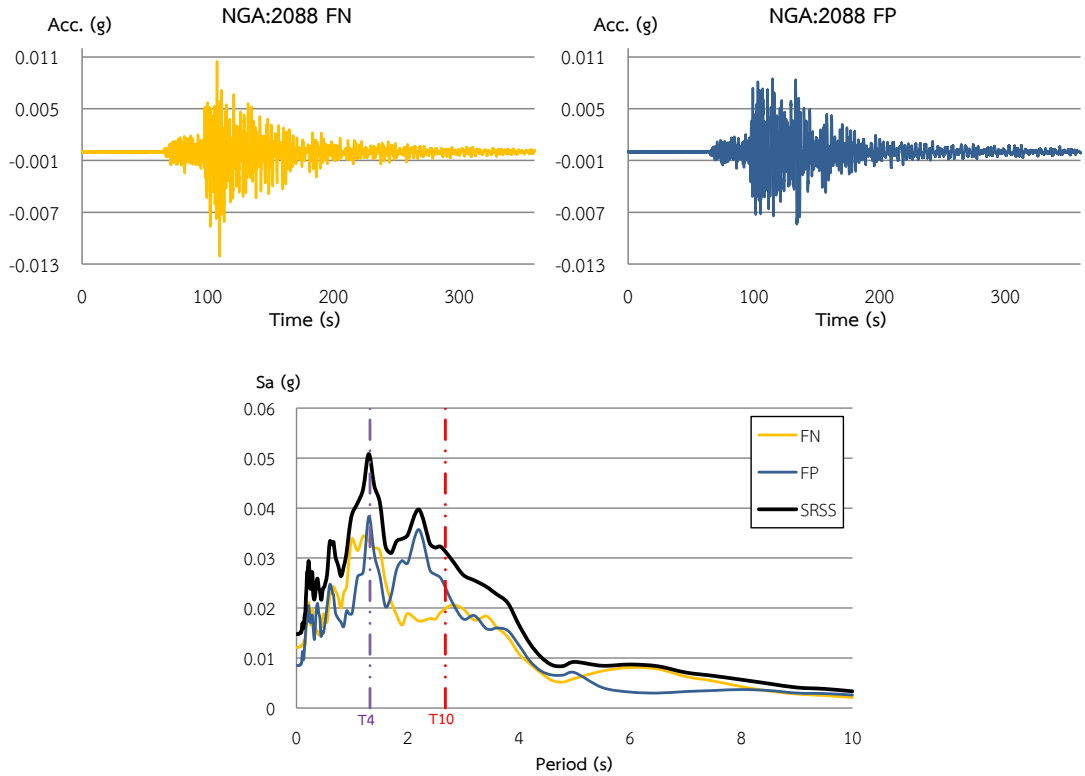
รูปที่ ข-5 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2070



รูปที่ ข-6 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2079



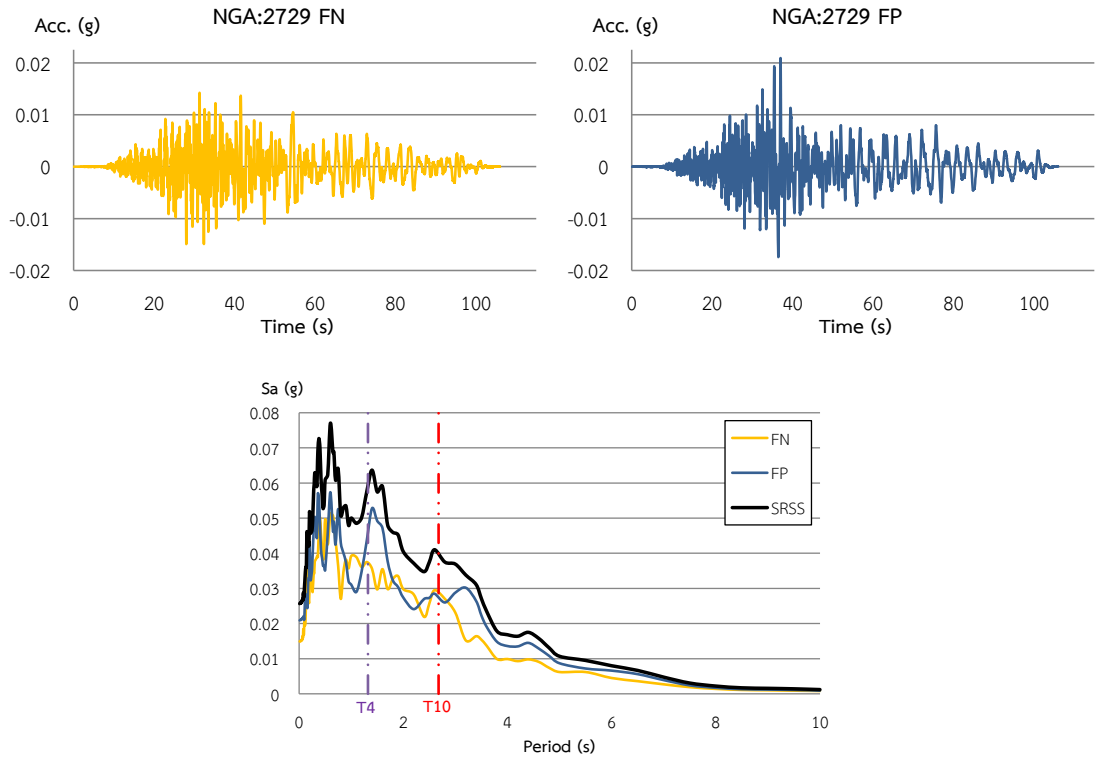
รูปที่ ข-7 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2081



รูปที่ ข-8 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2088

2 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi-Taiwan04

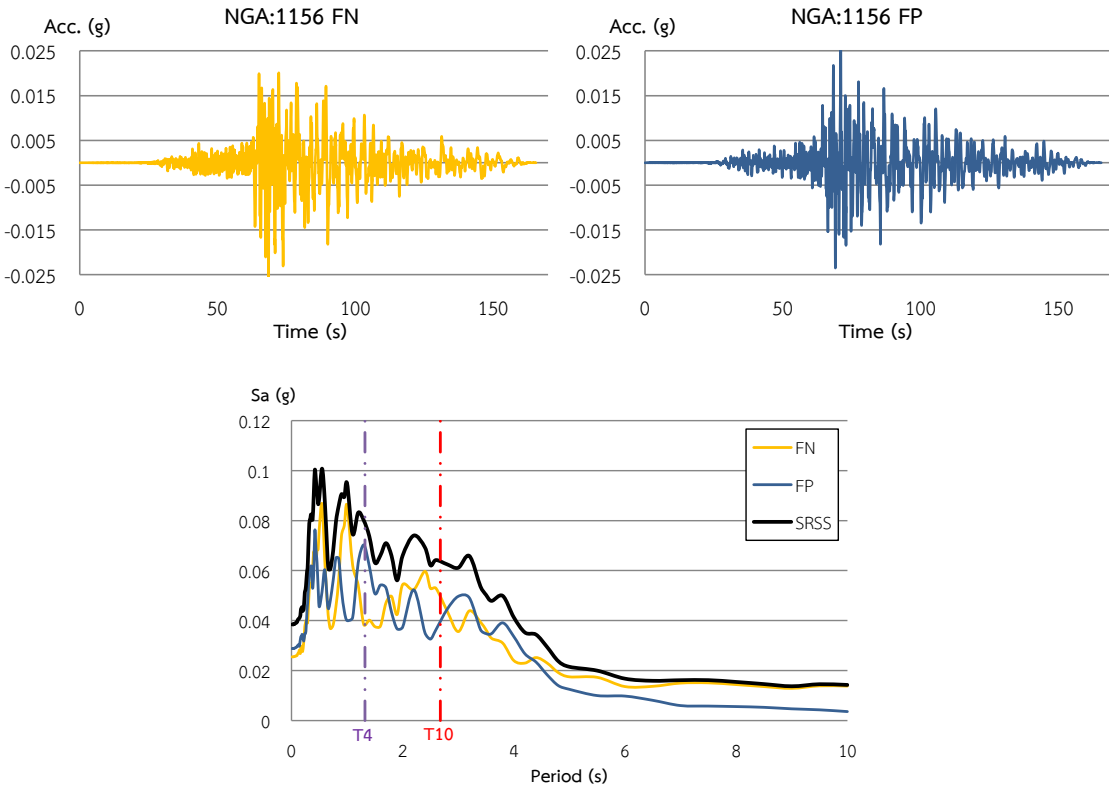
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดจากรอยเลื่อน Chelongpu เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1999 ที่ประเทศไต้หวัน มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 6.2 ริกเตอร์ ในงานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากสถานี CHY066 ดังแสดงในรูปที่ ข-9



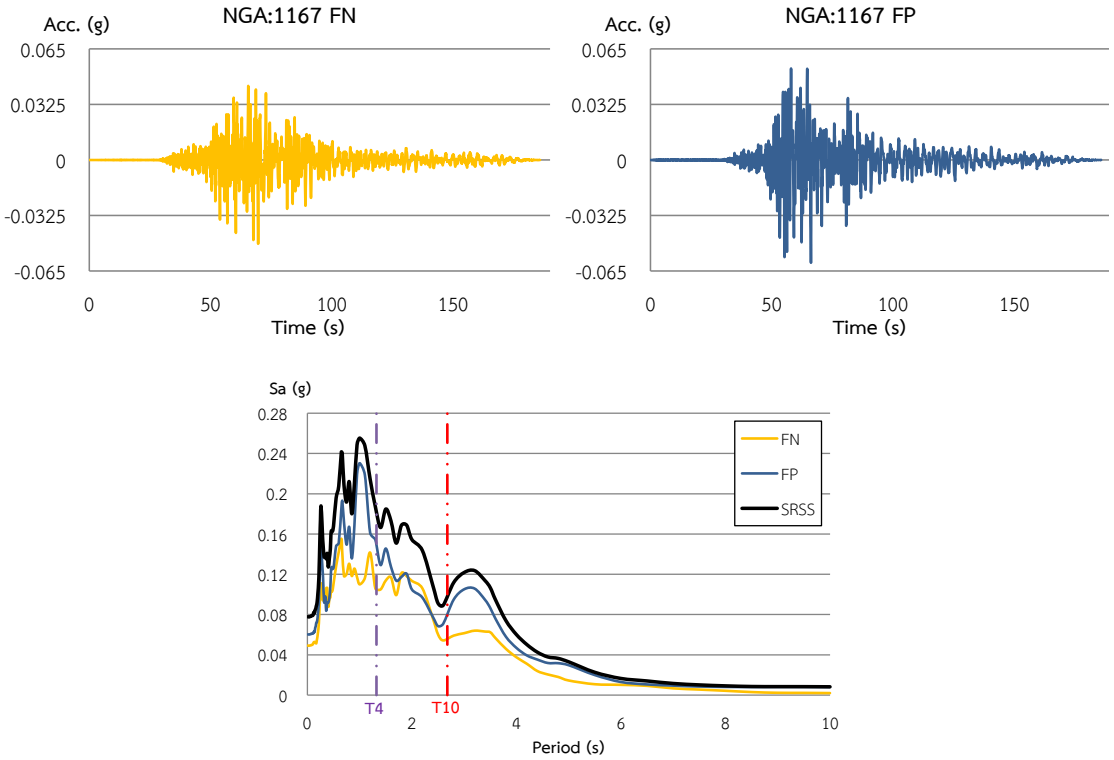
รูปที่ ข-9 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 2729

3 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Kocaeli- Turkey

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1999 มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 7.13 ริกเตอร์ ในงานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์นี้ 2 คู่คลื่นจาก 2 สถานี ดังแสดงในรูปที่ ข-10 และ ข-11



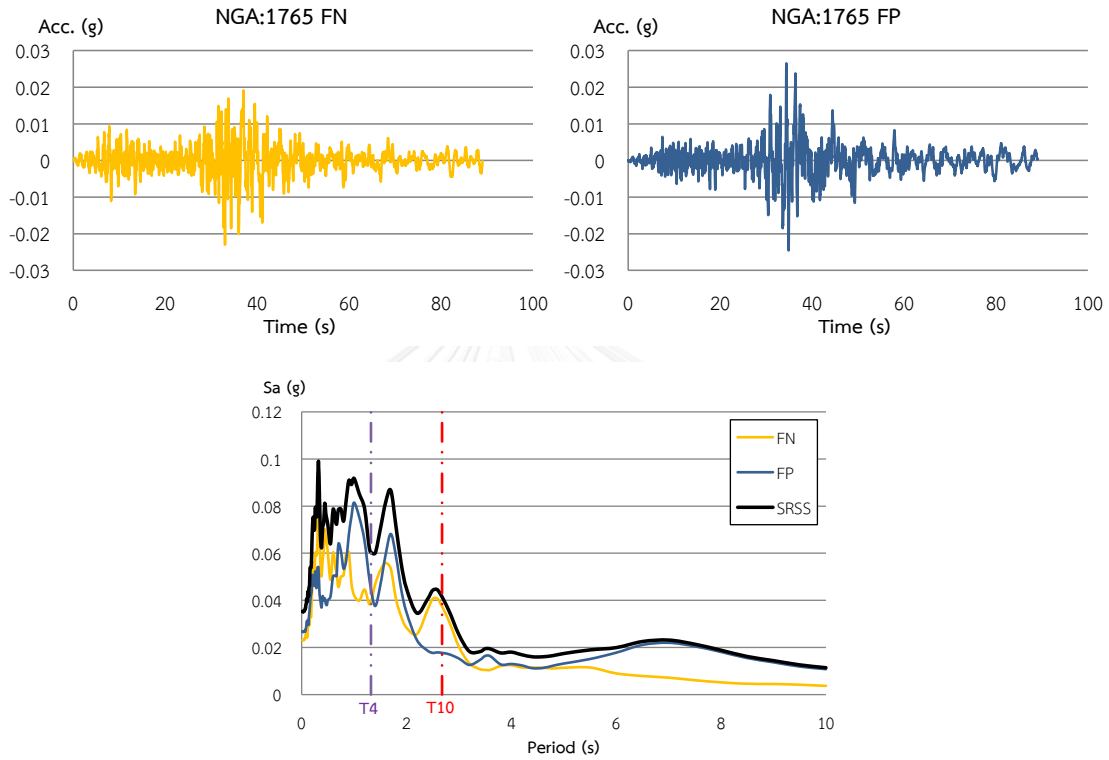
รูปที่ ข-10 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 1156



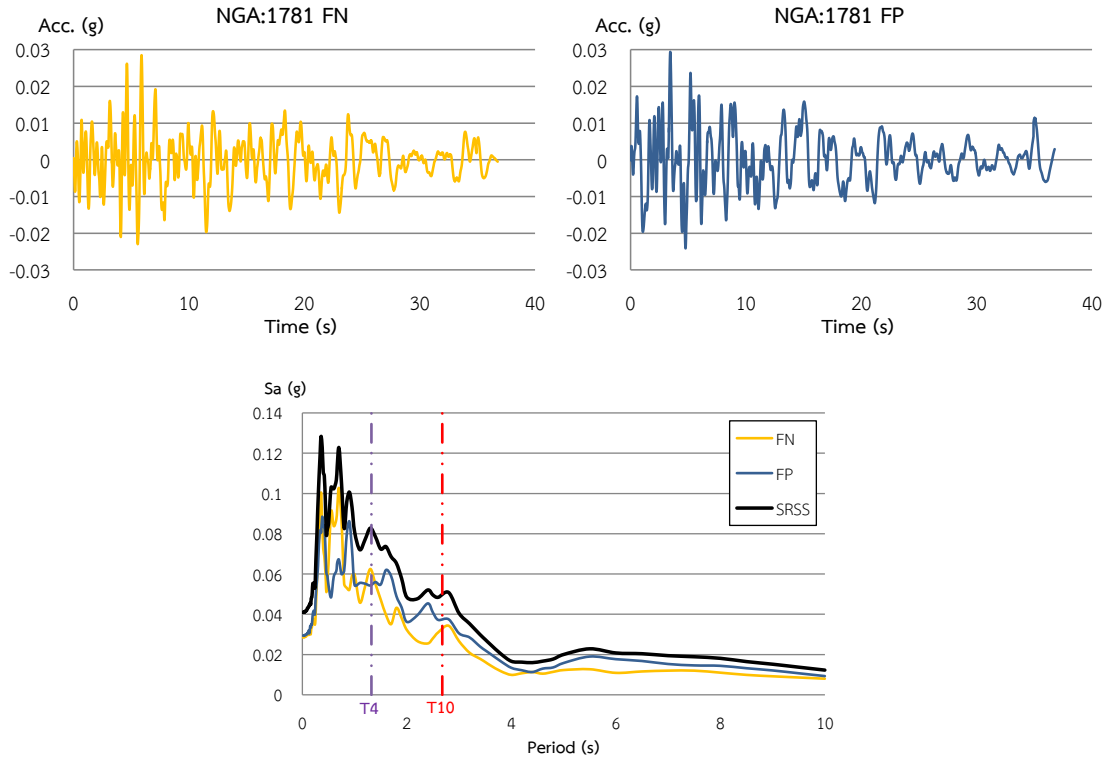
รูปที่ ข-11 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 1167

4 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Hector Mine

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1999 มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 7.51 ริกเตอร์ ในงานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์นี้ 2 คู่คลื่นจาก 2 สถานี ดังแสดงในรูปที่ ข-12 และ ข-13



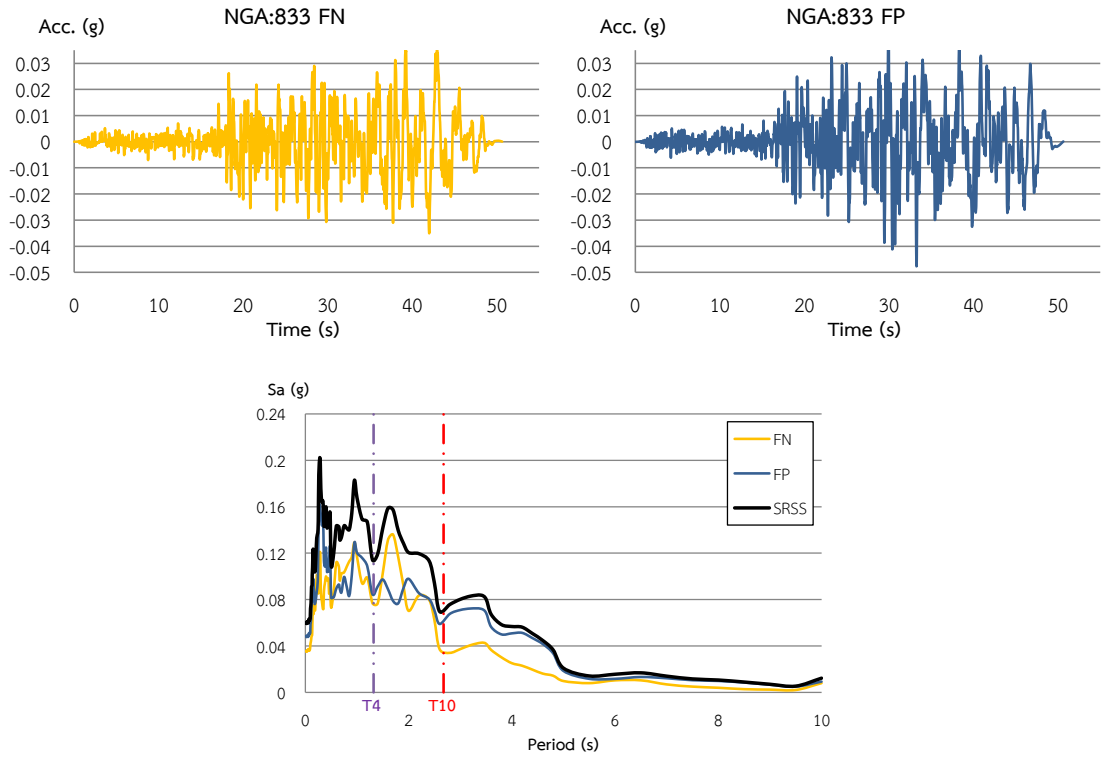
รูปที่ ข-12 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 1765



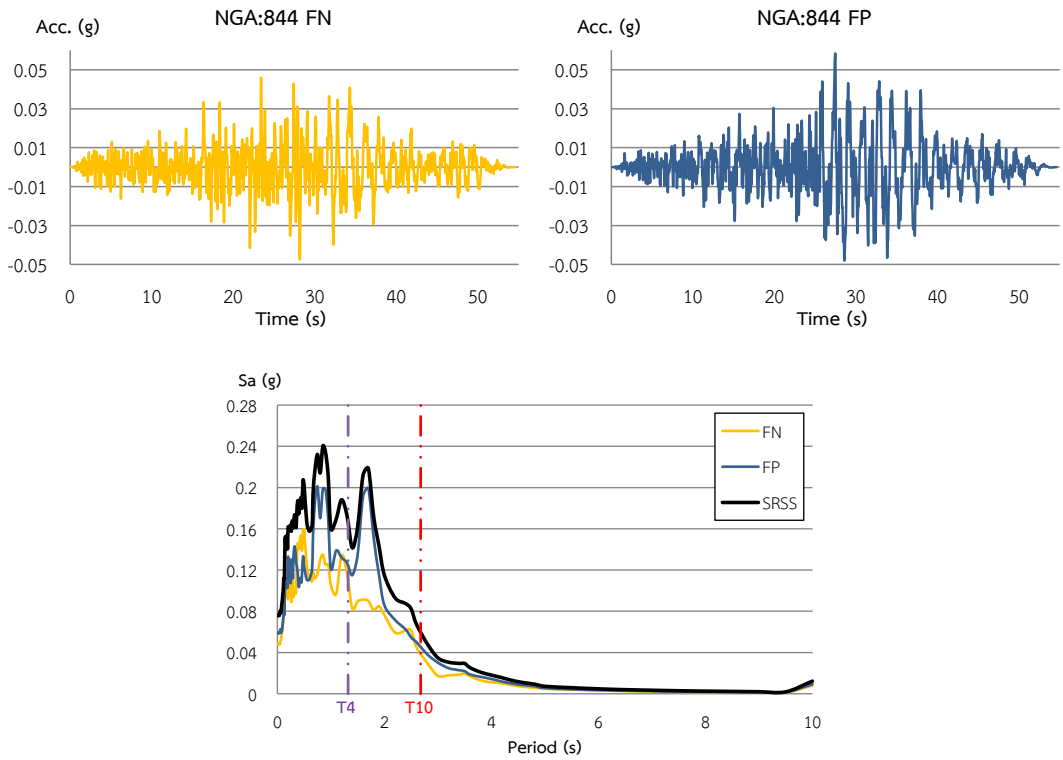
รูปที่ ข-13 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 1781

5 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Landers, California

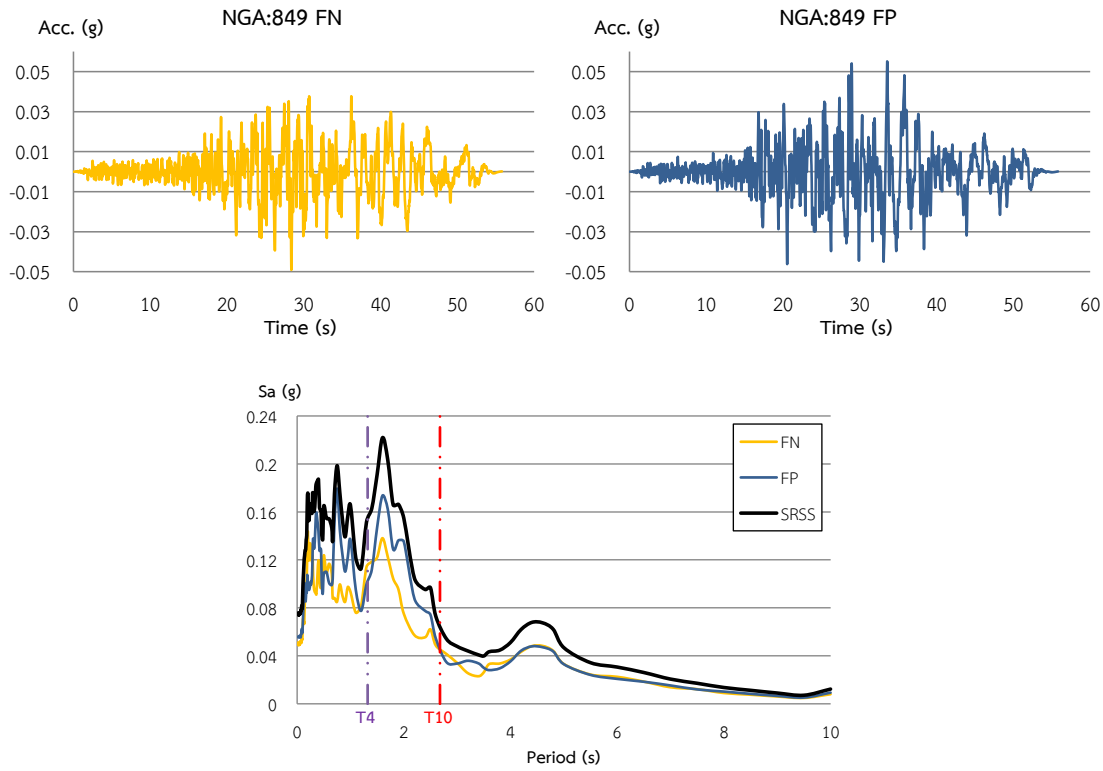
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1992 มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 7.28 ริกเตอร์ ในงานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์นี้ 8 คู่คลื่นจาก 8 สถานี ดังแสดงในรูปที่ ข-14 ถึง ข-21



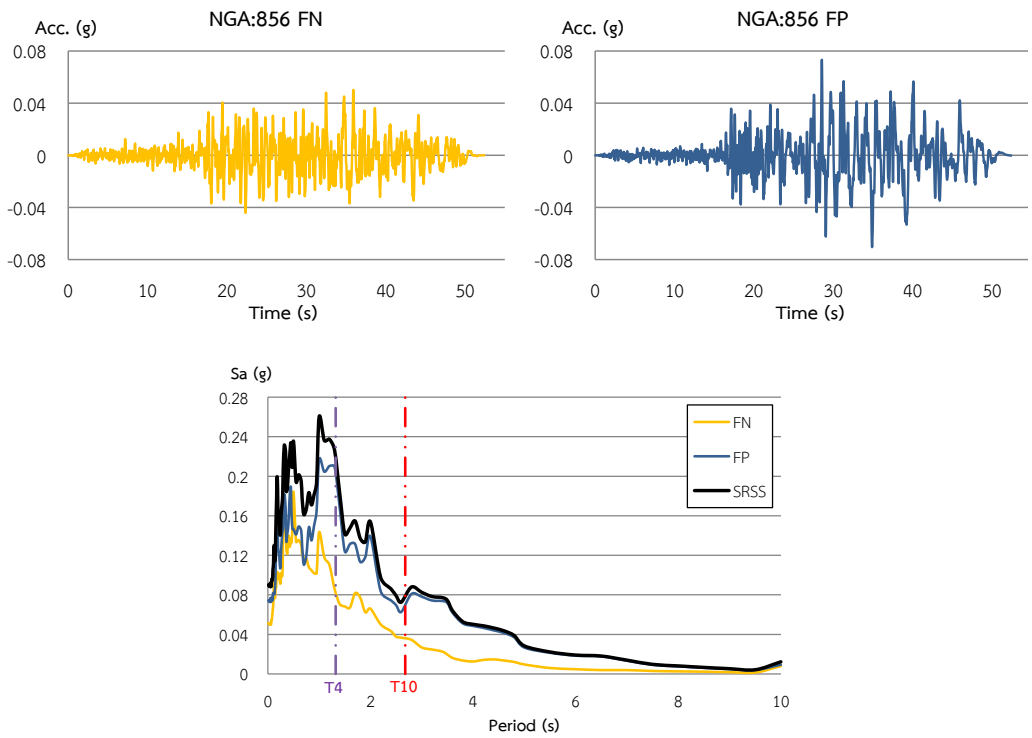
รูปที่ ข-14 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 833



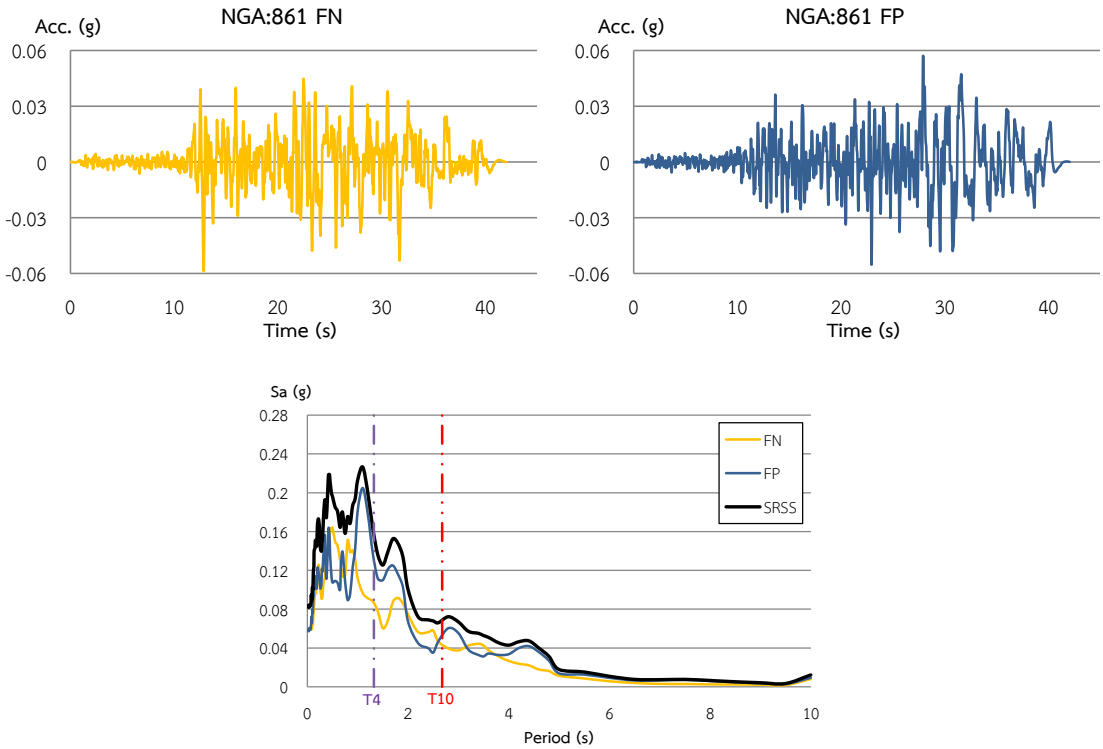
รูปที่ ข-15 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 844



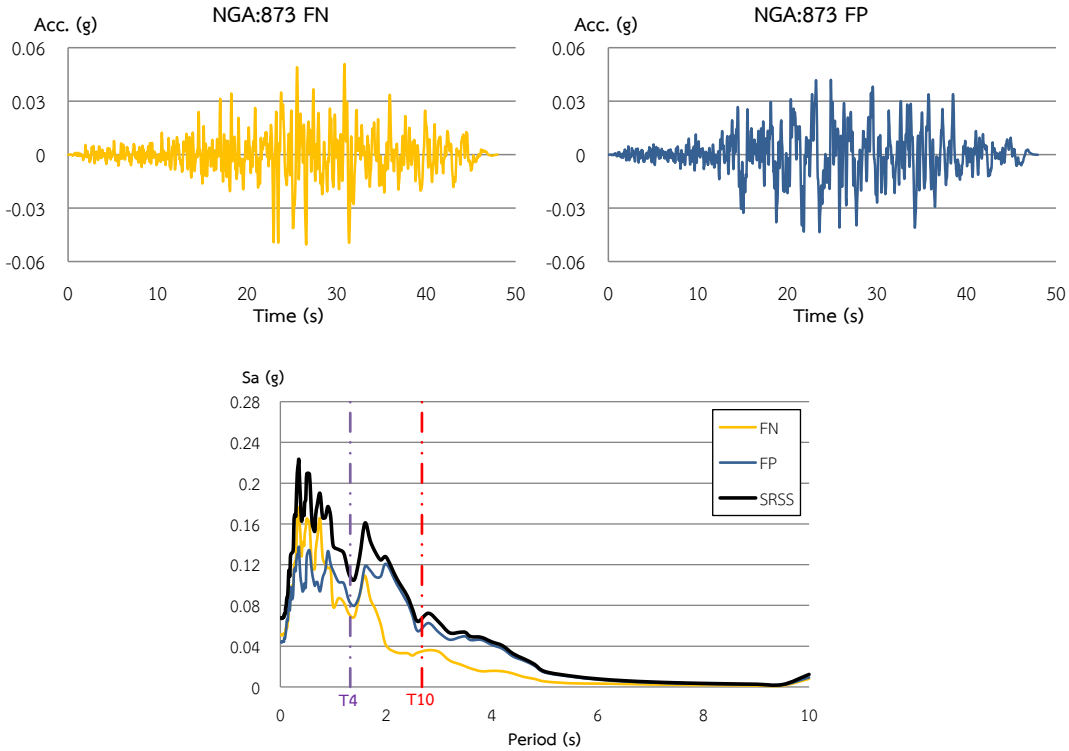
รูปที่ ข-16 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 849



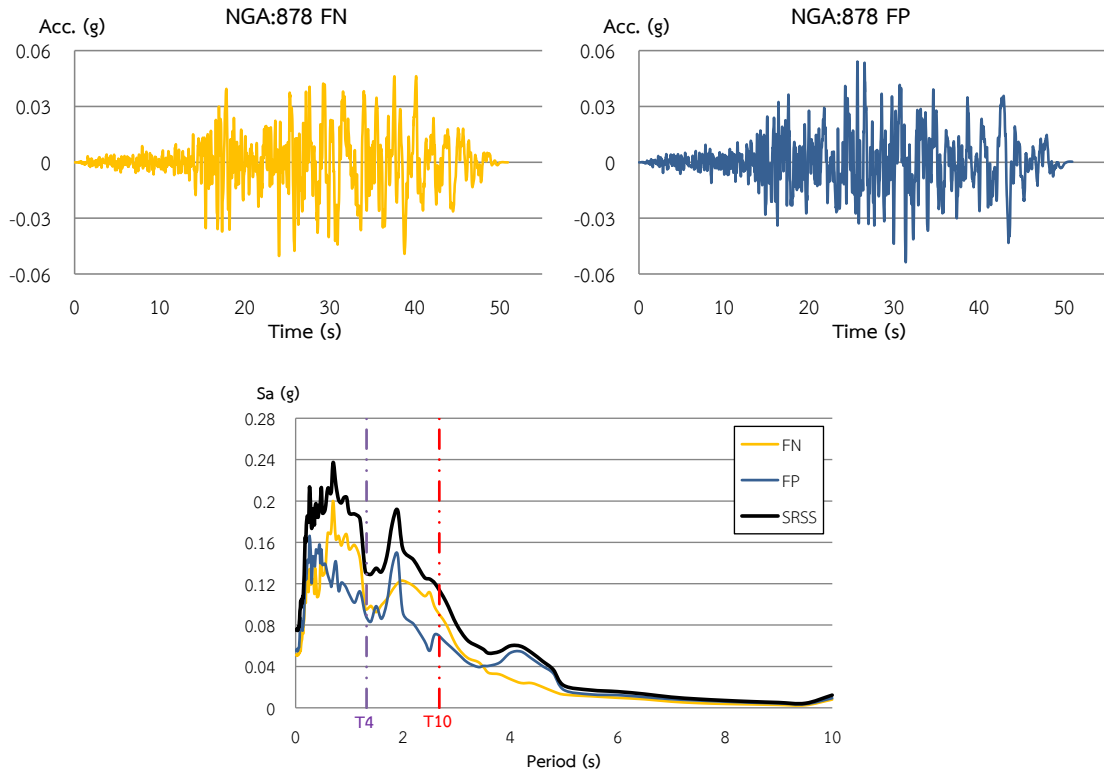
รูปที่ ข-17 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 856



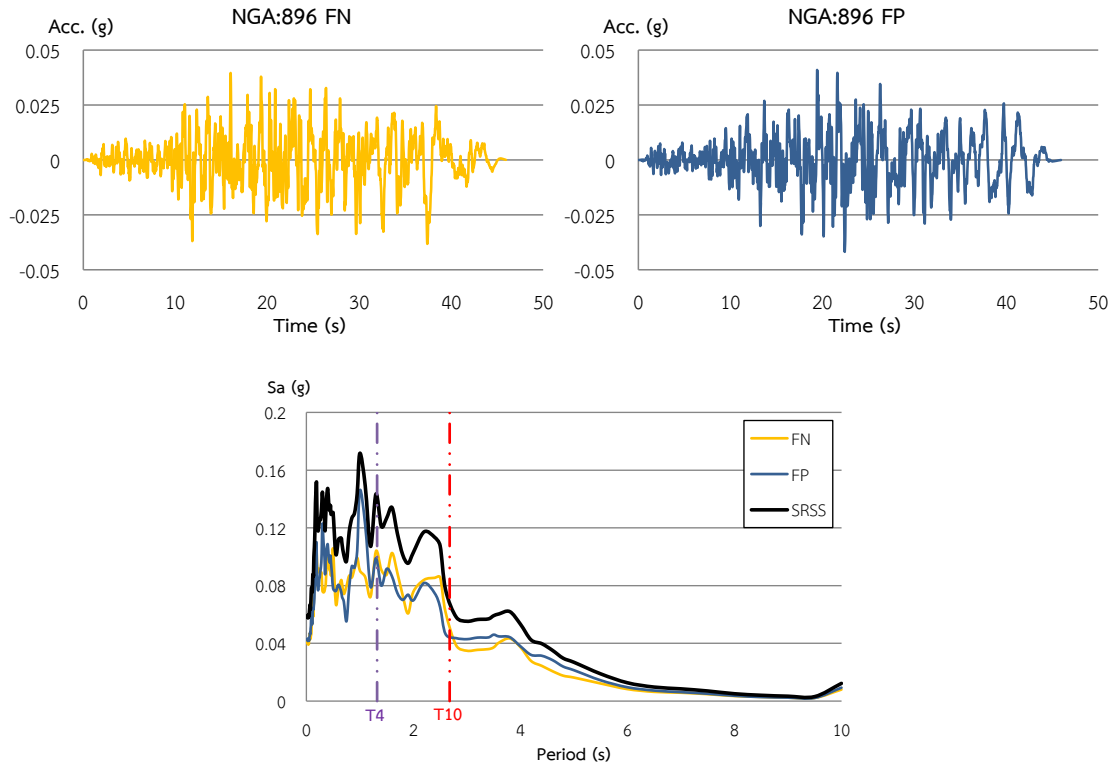
รูปที่ ข-18 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 861



รูปที่ ข-19 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 873



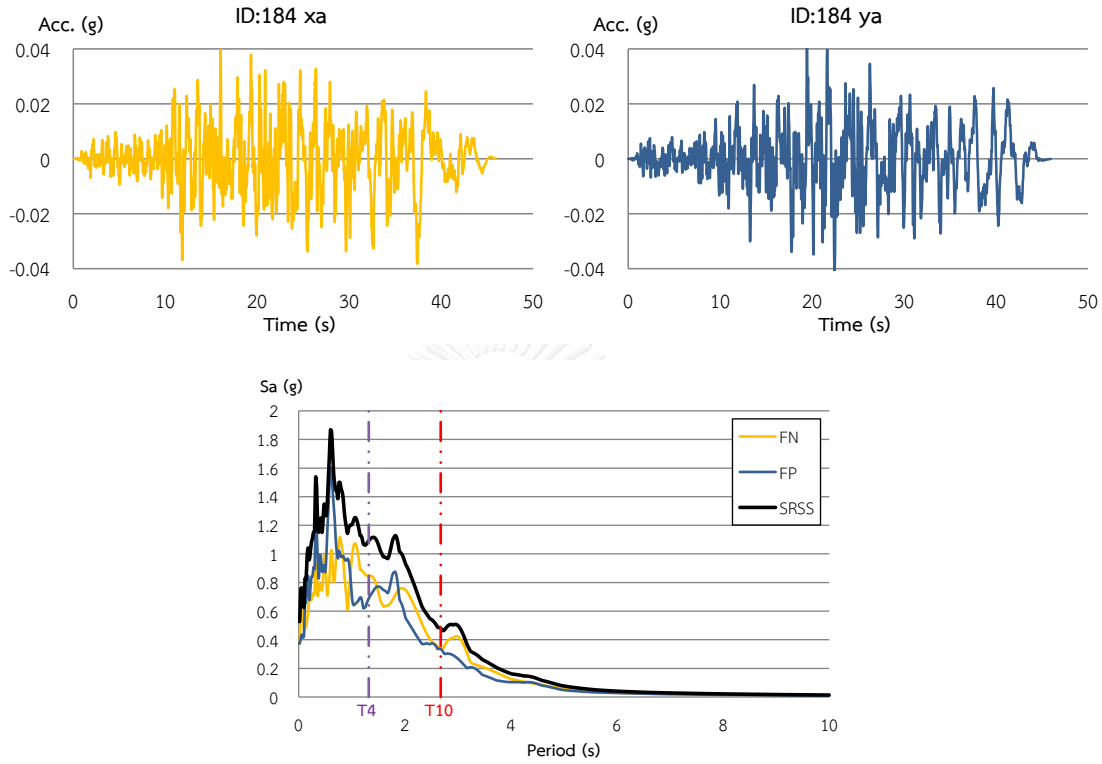
รูปที่ ข-20 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 878



รูปที่ ข-21 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #NGA 896

6 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Tabas, Iran

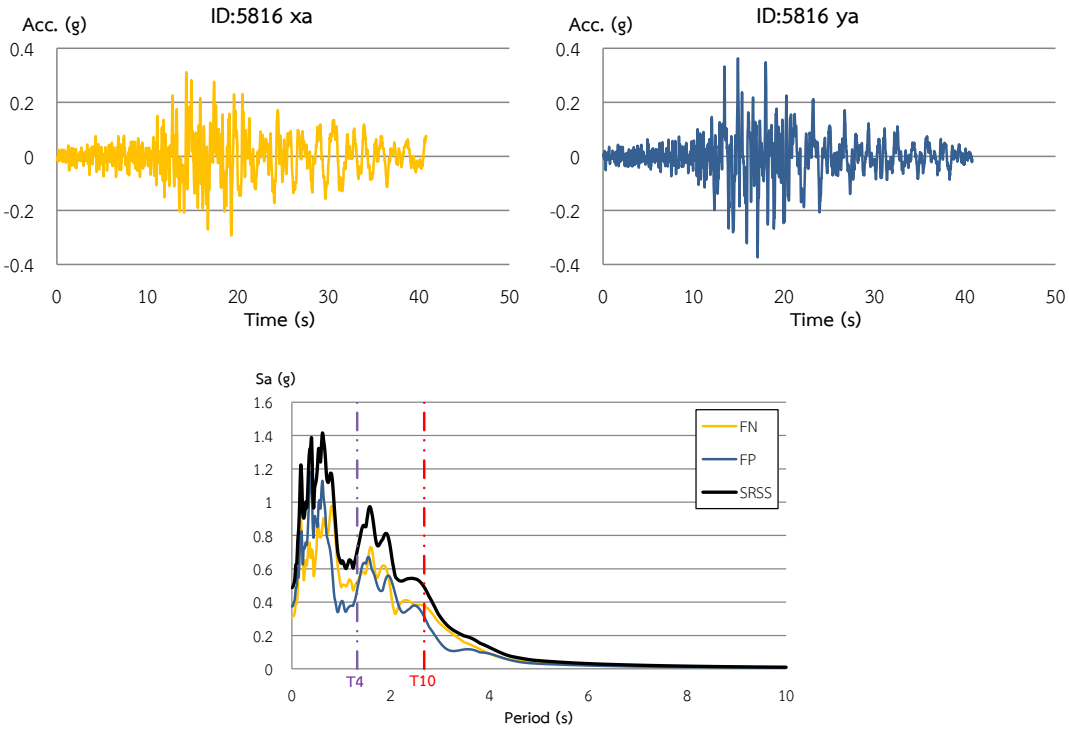
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1978 มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 7.3 ริกเตอร์ ในงานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากสถานี ST56 ดังแสดงในรูปที่ ข-22



รูปที่ ข-22 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #ID 184

7 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Strofades, Greece

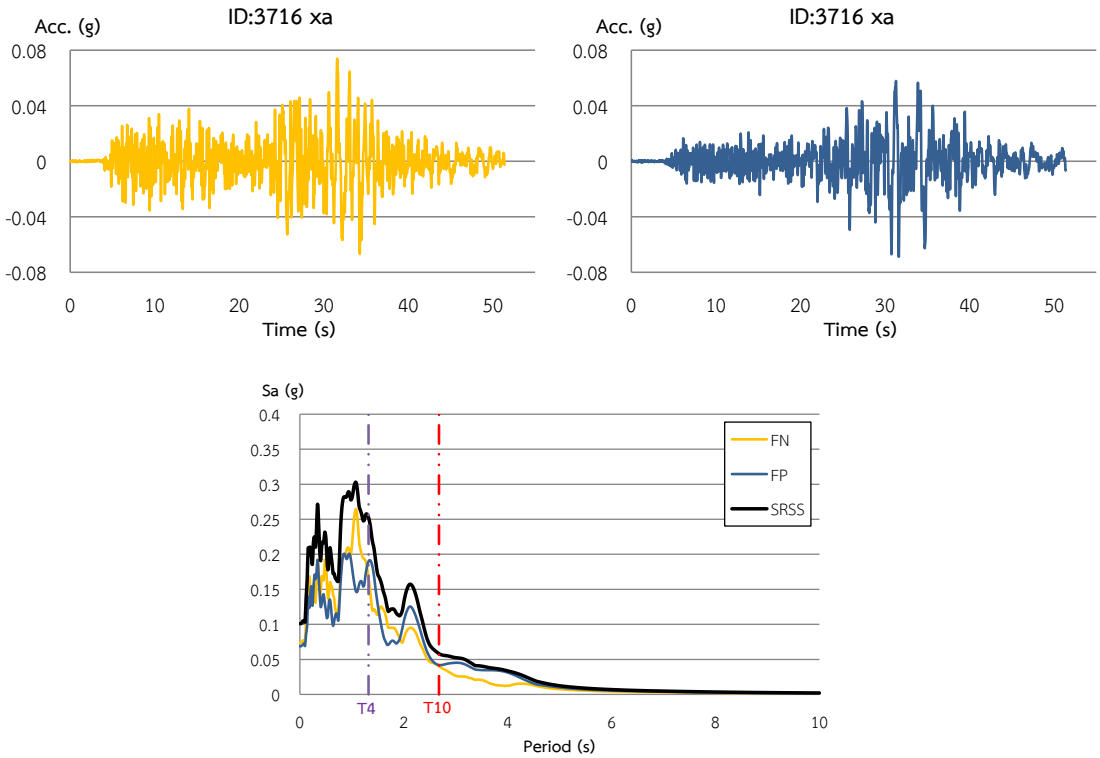
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1997 มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 6.6 ริกเตอร์ ในงานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากสถานี ST163 ดังแสดงในรูปที่ ข-23 และใช้ตัวคูณปรับค่าดังแสดงใน



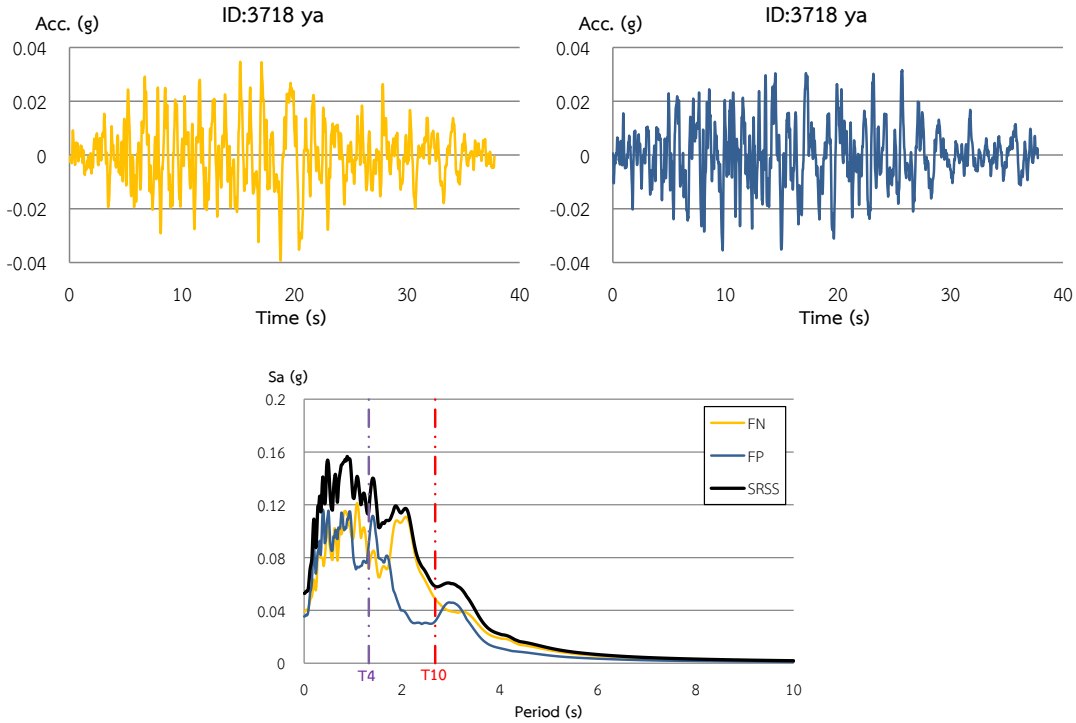
รูปที่ ข-23 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #ID 5816

8 เหตุการณ์แผ่นดินไหว Duzce 1, Turkey

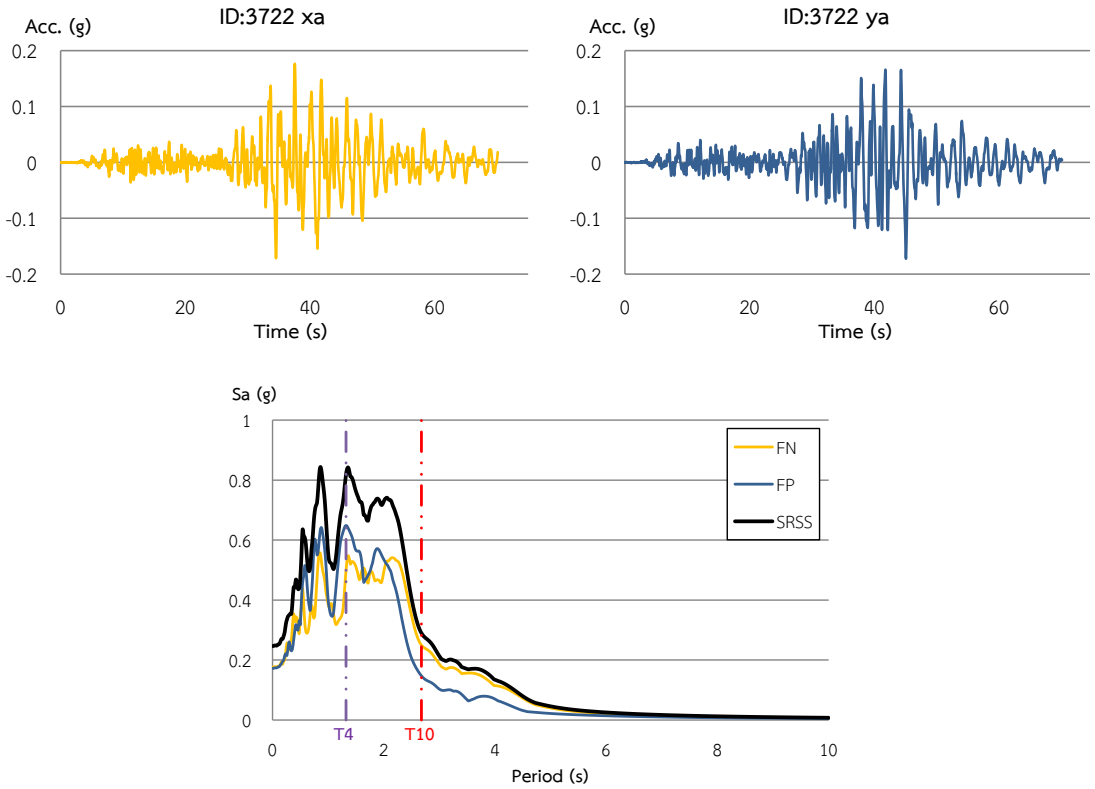
เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1999 มีความรุนแรงของแผ่นดินไหว 7.2 ริกเตอร์ ในงานวิจัยนี้จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์นี้ 3 คู่คลื่นจาก 3 สถานี ดังแสดงในรูปที่ ข-24 ถึง ข-26



รูปที่ ข-24 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #ID 3716



รูปที่ ข-25 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #ID 3718



รูปที่ ข-26 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว #ID 3722