

ความบอบบางของอาคารตัวอย่างในประเทศไทยเนื่องจากแผ่นดินไหว



นาย ไตรรัตน์ ชมภูธวัช

ศูนย์วิทยุทรัพยากร
วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2552

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC FRAGILITY OF A CASE STUDY BUILDING IN THAILAND



Mr. Trirat Chompothawach

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 2009

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

ความบอบบางของอาคารตัวอย่างในประเทศไทยเนื่อง
จากแผ่นดินไหว

โดย

นายไตรรัตน์ ชมภู่อวัช

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

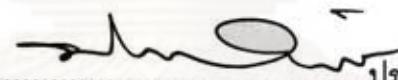
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. จัตรพันธ์ จินตนาภักดี


คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

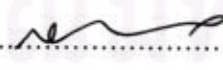

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศธีรวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์


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


.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. จัตรพันธ์ จินตนาภักดี)


.....กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์)


.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุทัศน์ สีลาทวิวัฒน์)

ไตรรัตน์ ชมภู่อวัช : ความบอบบางของอาคารตัวอย่างในประเทศไทยเนื่องจาก
แผ่นดินไหว. (SEISMIC FRAGILITY OF A CASE STUDY BUILDING IN THAILAND)
อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. ชัตรีพันธ์ จินตนาภักดี, 102 หน้า.

งานวิจัยนี้นำเสนอความบอบบางเนื่องจากแผ่นดินไหว (seismic fragility) ของอาคาร
ตัวอย่างในประเทศไทย ซึ่งเป็นอาคารเรียนสูง 8 ชั้น ความสูง 28 เมตร โครงสร้างเป็นโครงข้อแข็ง
คอนกรีตเสริมเหล็ก (RC frame) มีลักษณะสมมาตรในแนวตั้งและค่อนข้าง สมมาตรในระนาบ
ราบ โดยสร้างแบบจำลองของโครงสร้างที่จำลองพฤติกรรมการเสื่อมถอยของกำลังและสติเฟนส
ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร และวิเคราะห์ค่าผลตอบสนอง
ของโครงสร้างด้วยโปรแกรม OpenSees โดยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิง
เส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (nonlinear response history analysis, NL-RHA)
จากนั้นทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (incremental dynamic analysis,
IDA) ภายใต้หลักการวิศวกรรมแผ่นดินไหวเชิงสมรรถนะของโครงสร้าง (performance-based
earthquake engineering, PBEE) และนำผลการวิเคราะห์ที่ได้ไปสร้างเส้นโค้งความบอบบาง
(fragility curve) โดยการประมาณค่าพารามิเตอร์ด้วยวิธีความควรจะเป็นสูงสุด (maximum
likelihood) เมื่อเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดอยู่ระหว่าง
6.6–6.9 และมีระยะทางจากแหล่งกำเนิดถึงสถานีตรวจวัดมากกว่า 30 กิโลเมตร แต่ไม่เกิน 60
กิโลเมตร (Large-Magnitude-Large-distance, LMLR) กับชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดในช่วง
เดียวกัน แต่มีระยะทางจากแหล่งกำเนิดถึงสถานีตรวจวัด 15 ถึง 30 กิโลเมตร (Large-
Magnitude-Small-distance, LMSR) พบว่าชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ทำให้โครงสร้างมีค่าการ
ตอบสนอง, การกระจายตัวของผลตอบสนอง และความน่าจะเป็นที่จะทำให้โครงสร้างเกิดความ
เสียหายหนักเกือบทั้งหมด (collapse prevention) ที่ระดับความรุนแรงต่าง ๆ มากกว่าชุดคลื่น
แผ่นดินไหว LMLR เมื่อสมมุติให้อาคารตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ โอกาสที่จะให้อาคาร
ตัวอย่างเริ่มเกิดการครากในคานเท่ากับ 9.82% ในช่วงเวลา 50 ปี ซึ่งเป็นอายุการใช้งานของ
อาคารโดยปกติ, โอกาสที่จะให้อาคารตัวอย่างเริ่มเกิดการครากในเสาเท่ากับ 0.31% ในช่วง
เวลา 50 ปี และโอกาสที่จะให้อาคารตัวอย่างเกิดการพังทลายมีค่าเท่ากับ 0.027% ในช่วง
เวลา 50 ปี

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2552

ลายมือชื่อนิสิต

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

4970328321 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : SEISMIC FRAGILITY / PERFORMANCE-BASED EARTHQUAKE ENGINEERING / INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS

TRIRAT CHOMPOOTHAWACH : SEISMIC FRAGILITY OF A CASE STUDY - BUILDING IN THAILAND. THESIS ADVISOR : ASST. PROF. CHATPAN CHINTANAPAKDEE, Ph.D., 102 pp.

This research presents the seismic fragility of a case study of a reinforced concrete building in Thailand from incremental dynamic analysis (IDA) results within the Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) framework. A vertically regular and symmetrical-in-plan reinforced concrete building with 8 stories and height of 28 meters is considered in this study. The building model also considers cyclic deterioration behavior. The response of structure is obtained by using OpenSees program with nonlinear response history analysis (NL-RHA) method. The seismic fragility curve is created from the IDA results by using the maximum likelihood method for estimation of parameters. The results for two sets of ground motions: (1) Large-Magnitude-Large-distance (LMLR) and (2) Large-Magnitude-Small-distance (LMSR) are compared. Both sets have earthquake magnitudes ranging from 6.6 to 6.9. LMSR has distances ranging from 15-30 km whereas LMLR has distances ranging from 30-60 km. It is found that the response, the dispersion of responses, and the probability of exceeding collapse prevention limit state at various intensity levels of LMSR results are larger than those of LMLR. If this building is located Chiangmai City, the probability of first yield in beam is 9.82%, first yield in column is 0.31%, and collapse is 0.027% during the 50 years lifetime period.



Department : Civil Engineering..... Student's Signature *Basim Sangsri*
Field of Study : Civil Engineering..... Advisor's Signature *Chatpan Chintanapakdee*
Academic Year : 2009.....

กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดิ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เป็นอย่างสูง ที่ได้ให้คำแนะนำและความรู้ต่าง ๆ ที่เป็นประโยชน์ในการทำวิจัย รวมทั้งกรุณาตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์, ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์ ที่กรุณาเสียสละเวลาในการตรวจทานและให้คำแนะนำในการแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ได้อบรมสั่งสอนให้ความรู้แก่ข้าพเจ้า

นอกจากนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ หน่วยงานและบุคคลต่าง ๆ ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในด้านต่าง ๆ ในการทำวิจัยให้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี ดังรายนามต่อไปนี้

คุณอมรชัย ใจยงค์ สำหรับความช่วยเหลือในการสอนใช้โปรแกรม OpenSees รวมทั้งให้ข้อมูลและคำปรึกษาที่เป็นประโยชน์ในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

คุณวรารกร สิงหสุด สำหรับข้อมูลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

คุณจิตติ ปาลศรี สำหรับข้อมูลเส้นโค้งเสี้ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย

คุณปิยะวัฒน์ ฝอยทอง รวมถึงรุ่นพี่ รุ่นน้อง เพื่อน ๆ และเจ้าหน้าที่ในศูนย์วิจัยแผ่นดินไหว และการสันสะเทือนแห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือ ตลอดจนให้คำแนะนำต่าง ๆ ที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัย

ที่สำคัญที่สุดข้าพเจ้าขอขอบพระคุณคือ บิดา มารดา ที่ช่วยอบรมสั่งสอนและให้กำลังใจ ทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ลุล่วงไปได้ด้วยดี

ศูนย์วิทยุทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
กิตติกรรมประกาศ	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง	ญ
สารบัญรูป	ฎ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมา	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	3
บทที่ 2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 หลักการทางวิศวกรรมแผ่นดินไหวที่อ้างอิงสมรรถนะของโครงสร้างเป็นหลัก (Performance Based Earthquake Engineering, PBEE)	5
2.1.1 การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว	6
2.1.2 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้าง	8
2.1.3 การวิเคราะห์ความเสียหายของอาคาร	9
2.1.4 การวิเคราะห์มูลค่าของความเสียหาย	10
2.2 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง (performance level from FEMA-356)	11
2.2.1 ระดับใช้อาคารได้ตามปกติ (operational)	11
2.2.2 ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (immediate occupancy)	11
2.2.3 ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (life safety)	11
2.2.4 ระดับเกิดความเสียหายหนักเกือบพังทลาย (collapse prevention)	12
2.3 วิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (Incremental dynamic analysis, IDA)	12
2.3.1 การจัดการข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับวิธี IDA	13
2.3.2 ลักษณะทั่วไปของกราฟ IDA	14
2.3.3 การฟื้นคืนตัวของโครงสร้าง (structural resurrection)	15

2.3.4 การระบุจุดพังทลายบนกราฟ IDA.....	16
2.4 เส้นโค้งขอบนอก (backbone curve).....	17
2.5 การเสื่อมถอยเนื่องจากแรงกระทำแบบวัฏจักร (cyclic deterioration)	19
2.5.1 ดัชนีความเสียหาย (damage indices)	19
2.5.2 การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (unloading stiffness deterioration)	20
2.5.3 การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (reloading stiffness deterioration)	21
2.5.4 การเสื่อมถอยของกำลัง (strength deterioration)	23
2.6 แบบจำลองโครงสร้างคาน-เสา (beam-column element model).....	24
บทที่ 3 การสร้างเส้นโค้งความบอบบางของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหว.....	31
3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM)	31
3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP).....	33
3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM).....	35
3.4 การประมาณค่าพารามิเตอร์.....	36
3.4.1 วิธีกำลังสองน้อยที่สุด (least square method)	37
3.4.2 วิธีความควรจะเป็นสูงสุด (maximum likelihood method)	38
3.4.3 การเปรียบเทียบวิธีกำลังสองน้อยที่สุด (LS) กับวิธีความควรจะเป็นสูงสุด (MLE).....	42
บทที่ 4 อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย.....	44
4.1 อาคารตัวอย่าง	44
4.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง	47
4.3 การสอบเทียบค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยแบบวัฏจักรของแบบจำลองอาคารตัวอย่าง	48
4.4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย.....	51
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์.....	58
5.1 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธี NL-RHA.....	58
5.2 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (IDA)	61

5.3 ความบอบบางของอาคารตัวอย่าง (fragility)	64
5.3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับ ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM).....	64
5.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนอง ทางวิศวกรรม (EDP)	66
5.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรง ของแผ่นดินไหว (IM)	67
5.3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรง ของแผ่นดินไหว (IM) ตามเกณฑ์การแบ่งระดับสมรรถนะของ FEMA-356.....	69
5.4 ความเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหาย.....	71
บทที่ 6 สรุป.....	73
รายการอ้างอิง	75
ภาคผนวก	78
ภาคผนวก ก การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ	79
ภาคผนวก ข กราฟ IDA ของอาคารตัวอย่าง.....	89
ภาคผนวก ค การแจกแจงแบบล็อกปกติ.....	100
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	102

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (FEMA-356)..... 12

ตารางที่ 4.1 มวลที่แต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง 47

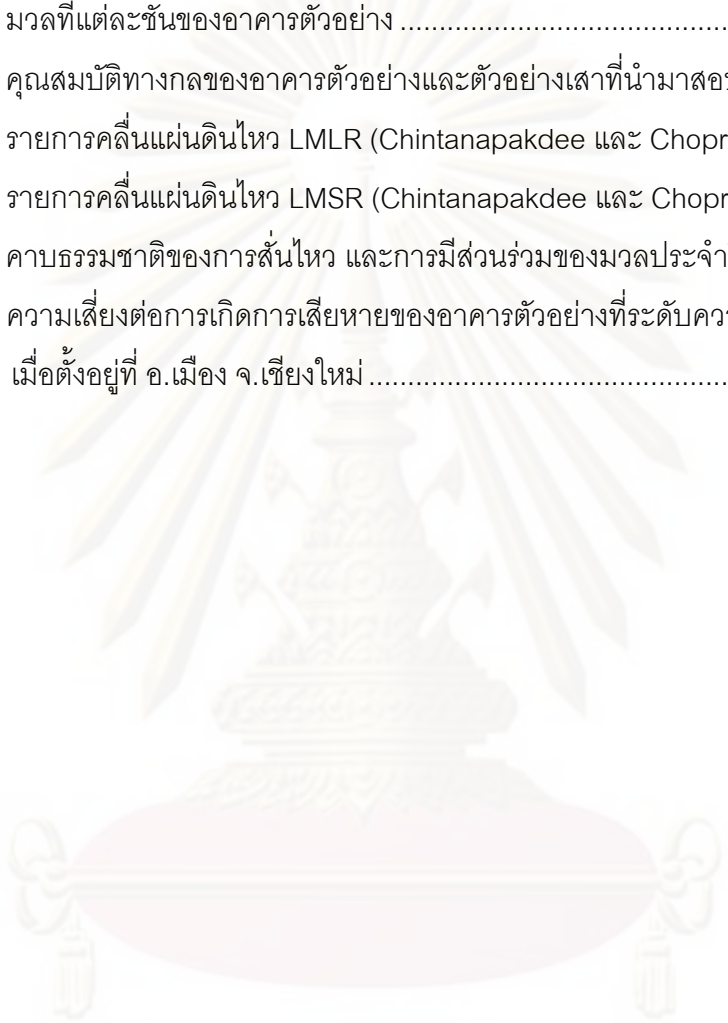
ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติทางกลของอาคารตัวอย่างและตัวอย่างเสาที่นำมาสอบเทียบ..... 49

ตารางที่ 4.3 รายการคลื่นแผ่นดินไหว LMLR (Chintanapakdee และ Chopra, 2003)..... 53

ตารางที่ 4.4 รายการคลื่นแผ่นดินไหว LMSR (Chintanapakdee และ Chopra, 2003) 54

ตารางที่ 5.1 คาบธรรมชาติของการสั่นไหว และการมีส่วนร่วมของมวลประจำโหมด 58

ตารางที่ 5.2 ความเสี่ยงต่อการเกิดการเสียหายของอาคารตัวอย่างที่ระดับความเสียหายต่างๆ
เมื่อตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ 72



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 2.1	กระบวนการการประเมิน PBEE และการวัดระดับสมรรถนะ ของโครงสร้าง (Deierlein, 2004).....	5
รูปที่ 2.2	ขั้นตอนการประเมินสมรรถนะของอาคารต้านทานแผ่นดินไหว (Moehle, 2003).....	6
รูปที่ 2.3	ตัวอย่างกราฟความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ตำแหน่ง ละติจูด 15.5 องศาเหนือ และ ลองจิจูด 99 องศาตะวันออก (Palasri และ Ruangrassamee, 2007)	7
รูปที่ 2.4	แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวแสดงเป็นความเร่งในแนวราบสูงสุด (Palasri และ Ruangrassamee, 2007).....	7
รูปที่ 2.5	เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ระดับค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมต่าง ๆ (Kinali และ Ellingwood, 2006).....	8
รูปที่ 2.6	เส้นโค้งความบอบบางของผนังเบาเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ระดับความเสียหายต่างๆ (Krawinkler และ Miranda, 2004).....	9
รูปที่ 2.7	ตัวอย่างกราฟ IDA ของอาคารโรงแรมแวนนวย ที่แคลิฟอร์เนีย (Krawinkler, 2005).....	13
รูปที่ 2.8	กราฟ IDA ของโครงแกงแนงเหล็ก (steel braces frame) $T_1 = 1.8$ วินาที เนื่องจากแผ่นดิน 4 แบบ (Vamvatsikos และ Cornell, 2002).....	14
รูปที่ 2.9	การฟื้นคืนตัวของโครงสร้างบนกราฟ IDA ของโครงสร้างเหล็กต้านแรงดัด 3 ชั้น ที่มี คาบธรรมชาติ $T_1 = 1.3$ วินาที (Vamvatsikos และ Cornell, 2002).....	15
รูปที่ 2.10	กราฟ IDA โดยใช้กฎผลตอบสนองคงที่ระบุจุดพังทลายที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ระหว่างชั้นเท่ากับ 0.08 (Vamvatsikos and Cornell, 2002).....	16
รูปที่ 2.11	แสดงกราฟ IDA โดยใช้กฎระดับความรุนแรงคงที่ระบุจุดพังทลายที่ความชัน 20% ของช่วงยืดหยุ่น (Vamvatsikos and Cornell, 2002)	17
รูปที่ 2.12	เส้นโค้งขอบนอกสำหรับแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนที่ ทางด้านข้าง (Ibarra และ Krawinkler, 2005)	17
รูปที่ 2.13	การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (Ibarra และ Krawinkler, 2005).....	20
รูปที่ 2.14	การเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำเปรียบเทียบกับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (OpenSees, 2007)	21
รูปที่ 2.15	การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (Ibarra และ Krawinkler, 2005)	21

รูปที่ 2.16 การเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำเปรียบเทียบกับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (OpenSees, 2007) 22

รูปที่ 2.17 การเสื่อมถอยของกำลัง (Ibarra and Krawinkler, 2005)..... 23

รูปที่ 2.18 การเกิดการเสื่อมถอยของกำลังเปรียบเทียบกับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของกำลัง (OpenSees, 2007) 24

รูปที่ 2.19 แบบจำลองโครงสร้าง คาน-เสา แบบรวมพฤติกรรมพลาสติก 24

รูปที่ 2.20 ฮิสโทแกรมของพารามิเตอร์เสา จำนวน 255 ผลการทดสอบ (Haselton, 2008) 25

รูปที่ 2.21 การนิยามสติฟเนสประสิทธิผลจากเส้นโค้งขอบนอกของการทดสอบด้วยแรงด้านข้างทิศทางเดียว (Haselton, 2008)..... 26

รูปที่ 2.22 เส้นโค้งขอบนอก (backbone curve) พัฒนาโดย Ibarra, Medina และ Krawinkler (อ้างอิงใน Haselton, 2008)..... 27

รูปที่ 3.1 การสร้างเส้นโค้งความบอบบางที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนอง IDR_{max} กับระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว S_a 32

รูปที่ 3.2 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างโดยใช้ข้อมูลจากกราฟ IDA ในรูปที่ 3.1a ที่ระดับสมรรถนะของโครงสร้างต่าง ๆ โดยใช้เกณฑ์ของ IDR_{max} ตาม FEMA-356 33

รูปที่ 3.3 การสร้างเส้นโค้งความบอบบางที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายกับค่าการตอบสนอง IDR_{max} 34

รูปที่ 3.4 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างที่แสดงความน่าจะเป็นของการพังทลายที่ขึ้นกับค่าการตอบสนอง IDR_{max} ของอาคารตัวอย่าง 35

รูปที่ 3.5 การสร้างเส้นโค้งความบอบบางที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายของอาคารกับระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว S_a 36

รูปที่ 3.6 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความน่าจะเป็นของการพังทลายที่ขึ้นกับระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 36

รูปที่ 3.7 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกต 4 ครั้ง จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง 42

รูปที่ 3.8 ค่าเฉลี่ย ความแปรปรวนและการกระจายของ μ และ σ จาก 2 วิธี 43

รูปที่ 4.1 ภาพถ่ายด้านหน้าอาคารตัวอย่าง 44

รูปที่ 4.2 แบบแปลนของอาคารตัวอย่าง 45

รูปที่ 4.3 รูปด้านอาคารตัวอย่าง..... 45

รูปที่ 4.4 รูปหน้าตัดเสาและคานของอาคารตัวอย่าง 46

รูปที่ 4.5 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง 48

รูปที่ 4.6	แสดงกำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดครากของจุดต่อของอาคารตัวอย่าง	48
รูปที่ 4.7	ผลการวิเคราะห์แบบจำลองตัวอย่างเสาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบเสาจริง (อมรชัย ใจยงศ์, ร่างวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาเอก).....	50
รูปที่ 4.8	ผลการวิเคราะห์ด้วยแรงหลักทางด้านข้างทิศทางเดียวของตัวอย่างเสา Sezen, Mo และ Wang, และ วรากร สิงหสุต และอาณัติ เรืองรัศมี (อมรชัย ใจยงศ์, ร่างวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาเอก)	51
รูปที่ 4.9	ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ชุดข้อมูล LMLR (Chintanapakdee และ Chopra, 2003)	55
รูปที่ 4.10	ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ชุดข้อมูล LMSR (Chintanapakdee และ Chopra, 2003)	56
รูปที่ 4.11	สเปกตรัมความเร่งเทียบของคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR (ความหน่วง=5%)	57
รูปที่ 4.12	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเพื่อการออกแบบ ที่ตั้งบนดินแน่น อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวปี พ.ศ. 2552	57
รูปที่ 5.1	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR เปรียบเทียบอัตราส่วนของค่าการกระจัดกับความสูงของอาคารในแต่ละชั้น.....	59
รูปที่ 5.2	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารในแต่ละชั้น.....	60
รูปที่ 5.3	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR จากแผ่นดินไหว Northridge ปี 1994 บันทึกได้ที่สถานี LA – Fletcher Dr	62
รูปที่ 5.4	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR.....	63
รูปที่ 5.5	เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยรวมผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR.....	64
รูปที่ 5.6	เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยแยกผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในแต่ละระดับสมรรถนะของโครงสร้าง	65

รูปที่ 5.7	เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) โดยรวมผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR	66
รูปที่ 5.8	เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) โดยแยกผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในแต่ละระดับความเสียหาย	67
รูปที่ 5.9	เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยรวมผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR	68
รูปที่ 5.10	เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยแยกผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในแต่ละระดับความเสียหาย	69
รูปที่ 5.11	เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่แบ่งระดับสมรรถนะตามเกณฑ์ของ FEMA-356 ระหว่างเกณฑ์ EDP คงที่ กับเกณฑ์ DM คงที่	70
รูปที่ 5.12	กราฟความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของจังหวัดเชียงใหม่ ที่ตำแหน่ง ละติจูด 18.79 องศาเหนือ และลองจิจูด 98.95 องศาตะวันออก (Palasri และ Ruangrassamee, 2007)	71
รูปที่ ก.1	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 1-12 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	80
รูปที่ ก.2	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 13-24 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	81
รูปที่ ก.3	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 25-36 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	82
รูปที่ ก.4	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 37-48 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	83
รูปที่ ก.5	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 49-60 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	84
รูปที่ ก.6	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 61-72 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	85

รูปที่ ก.7	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 73-84 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	86
รูปที่ ก.8	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 85-96 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	87
รูปที่ ก.9	การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 97-100 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง	88
รูปที่ ข.1	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMLR บันทึกที่ 1 ถึง 8	90
รูปที่ ข.2	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMLR บันทึกที่ 9 ถึง 16	91
รูปที่ ข.3	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMLR บันทึกที่ 17 ถึง 20 และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 1 ถึง 4	92
รูปที่ ข.4	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMSR บันทึกที่ 5 ถึง 12	93
รูปที่ ข.5	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMSR บันทึกที่ 13 ถึง 20	94
รูปที่ ข.6	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR บันทึกที่ 1 ถึง 8	95
รูปที่ ข.7	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR บันทึกที่ 9 ถึง 16.....	96
รูปที่ ข.8	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR บันทึกที่ 17 ถึง 20 และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 1 ถึง 4	97
รูปที่ ข.9	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 5 ถึง 12	98
รูปที่ ข.10	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 13 ถึง 20	99

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมา

ประเทศไทยเป็นประเทศหนึ่งที่ได้รับผลกระทบจากภัยแผ่นดินไหว เช่นเหตุการณ์เกิดแผ่นดินไหวที่อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย มีขนาด 5.1 ริกเตอร์ เมื่อวันที่ 11 กันยายน 2537 ทำให้อาคารโรงพยาบาลพานได้รับความเสียหายถึงขั้นระงับการใช้งานอาคารโรงพยาบาล (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และเป็นหนึ่ง วานิชชัย, 2538) และเหตุการณ์แผ่นดินไหวในวันที่ 16 พฤษภาคม 2550 เวลา 15.56 น. มีขนาด 6.3 ริกเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ที่ตอนเหนือของประเทศลาว ระยะห่าง 115 กิโลเมตร จากจังหวัดเชียงราย ทำให้ประเทศไทยได้รับผลกระทบระดับเบาถึงปานกลาง

ในปัจจุบันประเทศไทยได้มีการประกาศใช้กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนักความต้านทานความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ.2550 บังคับใช้เมื่อวันที่ 1 ธันวาคม 2550 กฎกระทรวงฉบับนี้ได้ประกาศให้ พื้นที่เฝ้าระวัง คือ 7 จังหวัดในภาคใต้เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกระบี่ จังหวัดชุมพร จังหวัดพังงา จังหวัดภูเก็ต จังหวัดระนอง จังหวัดสงขลา และจังหวัดสุราษฎร์ธานี

บริเวณที่ 1 ได้แก่ 5 จังหวัดในบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพมหานครซึ่งตั้งอยู่บนพื้นที่ที่เป็นดินอ่อนมากซึ่งอาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล ได้แก่ กรุงเทพมหานคร จังหวัดนนทบุรี จังหวัดปทุมธานี จังหวัดสมุทรปราการ และจังหวัดสมุทรสาคร หากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขึ้นจะมีความเสี่ยงอย่างมากที่จะได้รับผลกระทบ เนื่องจากชั้นดินอ่อนจะทำให้เกิดการขยายแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว เพราะฉะนั้นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตนี้จึงมีความเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหว

บริเวณที่ 2 ได้แก่ 10 จังหวัดในภาคเหนือและภาคตะวันตกเป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกาญจนบุรี จังหวัดเชียงราย จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดตาก จังหวัดน่าน จังหวัดพะเยา จังหวัดแพร่ จังหวัดแม่ฮ่องสอน จังหวัดลำปาง และจังหวัดลำพูน โดยบังคับใช้กับอาคาร 9 ประเภท ได้แก่ อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน อาคารเก็บวัตถุอันตราย อาคารสาธารณสถาน สถานศึกษา สถานรับเลี้ยงเด็กอ่อน อาคารที่มีผู้ใช้อาคารได้ตั้งแต่ 5,000 คนขึ้นไป อาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 15 เมตรขึ้นไป สะพานหรือทาง

ยกระดับที่มีช่วงระหว่างศูนย์กลางตอม่อยาวตั้งแต่ 10 เมตรขึ้นไป และเชื่อมเก็บกักน้ำ เชื่อมท่อน้ำ หรือฝายท่อน้ำ ที่ตัวเขื่อนหรือตัวฝายมีความสูงตั้งแต่ 10 เมตรขึ้นไป

ในงานวิจัยนี้จึงมุ่งศึกษาถึงความบอบบางของอาคารตัวอย่างในประเทศไทยซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้หลักการทางวิศวกรรมแผ่นดินไหวที่อ้างอิงสมรรถนะของโครงสร้างเป็นหลัก (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE) เพื่อเป็นเครื่องมือช่วยตัดสินใจในการออกแบบหรือประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหวต่อไป โดยจำลองโครงสร้างจากแบบแปลนจริงของอาคารตัวอย่างในประเทศไทย และนำคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงที่ได้มีการรวบรวมไว้นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (incremental dynamic analysis, IDA) ด้วยโปรแกรม OpenSees นำมาประเมินสมรรถนะเพื่อจะได้ทราบถึงระดับสมรรถนะของโครงสร้าง (performance level) และความเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยต่อไป โดยใช้เกณฑ์ในการแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามคู่มือของหน่วยงานบริหารจัดการเหตุฉุกเฉินแห่งชาติ ประเทศสหรัฐอเมริกา (Federal Emergency Management Agency, FEMA-356 ปี 2000)

1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการวิจัยดังต่อไปนี้

1. เพื่อศึกษาความบอบบางของตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยเนื่องจากแผ่นดินไหว
2. เพื่อศึกษาความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายต่อตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย
3. เพื่อศึกษาผลของชนิดของชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีต่อการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบพลศาสตร์ประวัติเวลา (nonlinear response history analysis), ความบอบบาง, และความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายต่อตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย

1.3 ขอบเขตการวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตในการวิจัยดังต่อไปนี้

1. ใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงที่ได้มีการรวบรวมไว้นำมาใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง

2. ทำการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีการวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา ด้วยโปรแกรม OpenSees ใน 2 มิติเท่านั้น

3. ใช้เกณฑ์ในการแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่กำหนดค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมคงที่ ตามคู่มือของหน่วยงานบริหารจัดการเหตุฉุกเฉินแห่งชาติ ประเทศสหรัฐอเมริกา (Federal Emergency Management Agency, FEMA-356)

4. ทำการศึกษาความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายของโครงสร้าง เฉพาะการเกิดการครากจุดแรกในคาน, การเกิดการครากจุดแรกในเสา และการพังทลายของโครงสร้างที่ได้จากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่มเท่านั้น

5. ใช้ค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) เฉพาะค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดเท่านั้น (maximum interstory drift ratios)

6. คำนึงถึงเฉพาะความไม่แน่นอนของคลื่นแผ่นดินไหว โดยที่ไม่คำนึงถึงความไม่แน่นอนของคุณสมบัติของตัวโครงสร้าง

1.4 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

งานวิจัยนี้มีขั้นตอนในการดำเนินการวิจัยดังต่อไปนี้

1. ศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง และงานวิจัยที่ผ่านมา
2. ศึกษากระบวนการการประเมินสมรรถนะของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแผ่นดินไหว
3. รวบรวมข้อมูลทางโครงสร้างของตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย
4. รวบรวมข้อมูลแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในจริง
5. สร้างแบบจำลองในคอมพิวเตอร์ และวิเคราะห์หาค่าผลตอบสนองของโครงสร้างด้วยโปรแกรม OpenSees โดยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (nonlinear response history analysis, NL-RHA) และใช้โปรแกรม MATLAB ในการจัดการข้อมูล
6. เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (engineering demand parameter, EDP) กับค่าบ่งชี้ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (earthquake intensity measure, IM) ตามวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (incremental dynamic

analysis, IDA) แสดงผลในรูปกราฟจากผลวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (IDA curve) เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการประเมินหาความบอบบางของโครงสร้าง

7. กำหนดระดับสมรรถนะ (performance level) ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแผ่นดินไหว

8. ศึกษาเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้าง โดยแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่าบ่งชี้ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) กับความน่าจะเป็นแบบเงื่อนไขที่จะเกิดค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) เกินกว่าระดับค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมที่พิจารณาภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับค่าบ่งชี้ความรุนแรงแผ่นดินไหวที่กำหนด

9. ศึกษาเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้าง โดยแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) กับความน่าจะเป็นแบบเงื่อนไขที่จะเกิดความเสียหายของโครงสร้าง (DM) เกินระดับความเสียหายของโครงสร้างที่พิจารณาภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมที่กำหนด

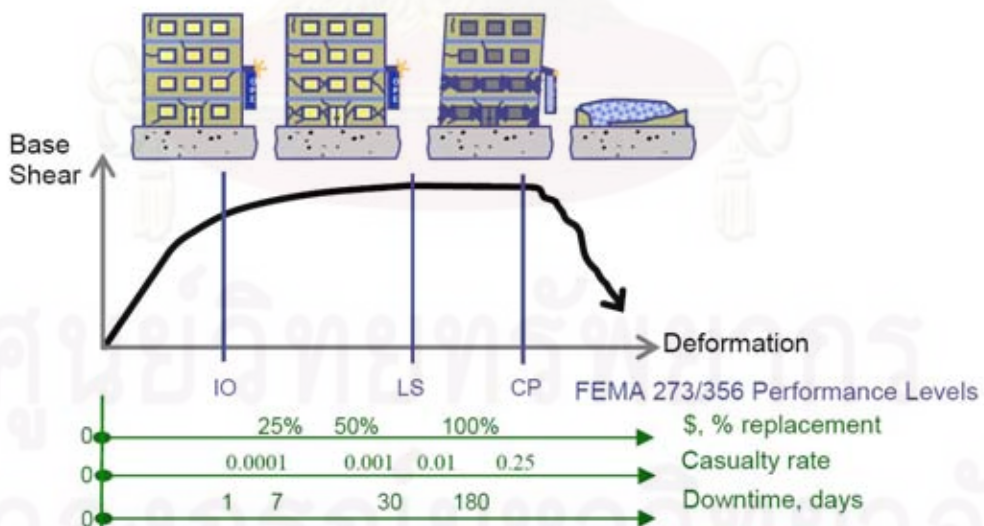
10. ศึกษาเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้าง โดยแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่าบ่งชี้ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) กับความน่าจะเป็นแบบเงื่อนไขที่จะเกิดความเสียหายของโครงสร้าง (DM) เกินระดับความเสียหายของโครงสร้างที่พิจารณาภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับค่าบ่งชี้ความรุนแรงแผ่นดินไหวที่กำหนด

บทที่ 2

หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

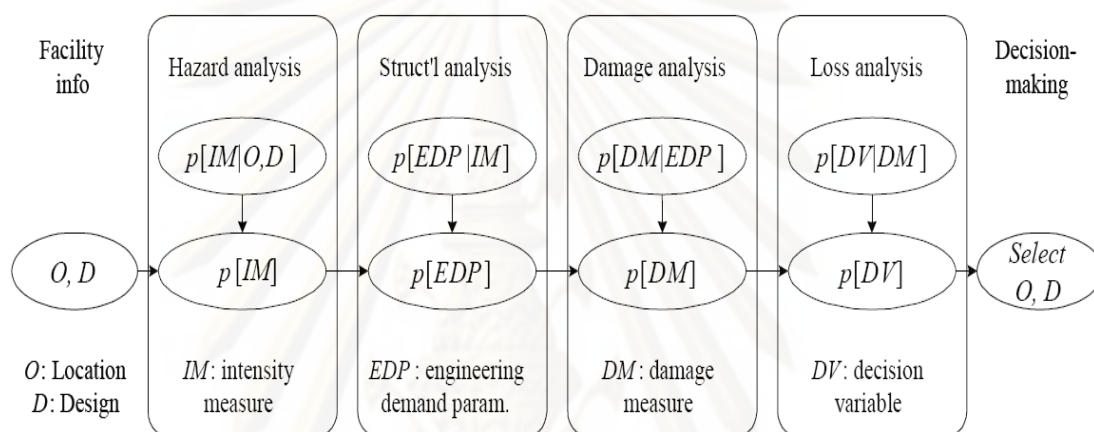
2.1 หลักการทางวิศวกรรมแผ่นดินไหวที่อ้างอิงสมรรถนะของโครงสร้างเป็นหลัก (Performance Based Earthquake Engineering, PBEE)

Deierlein (2004) ได้สรุปกรอบแนวคิดเกี่ยวกับการประเมินสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว (earthquake performance assessment) หลักการนี้ถูกพัฒนาขึ้นเป็นครั้งแรกที่ประเทศสหรัฐอเมริกาโดยหน่วยงานชื่อ ศูนย์วิจัยวิศวกรรมแผ่นดินไหวแห่งแปซิฟิก (The Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) เพื่อใช้ในกระบวนการการตัดสินใจเกี่ยวกับความเสี่ยงของอาคารอันเนื่องมาจากภัยแผ่นดินไหวด้วยวิธีการการออกแบบและการประเมินอาคาร แนวความคิดพื้นฐานของกระบวนการนี้แสดงในรูปที่ 2.1 เมื่ออาคารถูกกระทำด้วยแผ่นดินไหว ไปจนกระทั่งมีพฤติกรรมไปจนถึงในช่วงไม่เป็นเชิงเส้น และพังทลายในที่สุด ความสัมพันธ์ที่ได้คือ ค่าการตอบสนองของอาคาร และค่าระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่กำหนดขึ้นมา (performance-oriented) เช่น ระดับเข้าใช้งานอาคารได้ทันที (immediate occupancy), ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (life safety) และ ระดับเกิดความเสียหายหนักเกือบพังทลาย (collapse prevention)



รูปที่ 2.1 กระบวนการการประเมิน PBEE และการวัดระดับสมรรถนะของโครงสร้าง (Deierlein, 2004)

วิธีการประเมินสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหวสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 กระบวนการคือ การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว (seismic hazard analysis), การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้าง (structural analysis), การวิเคราะห์ความเสียหายของอาคาร (damage analysis), และสุดท้ายการวิเคราะห์ความเสี่ยงและมูลค่าของความเสียหาย (loss & risk analysis) ซึ่งจะมีตัวแปรที่จะเชื่อมต่อกันโดยกระบวนการเข้าด้วยกันโดยการส่งผ่านข้อมูลจากกระบวนการหนึ่งไปยังอีกกระบวนการหนึ่ง ซึ่งอธิบายด้วยหลักการของความน่าจะเป็น ดังแสดงในรูปที่ 2.2

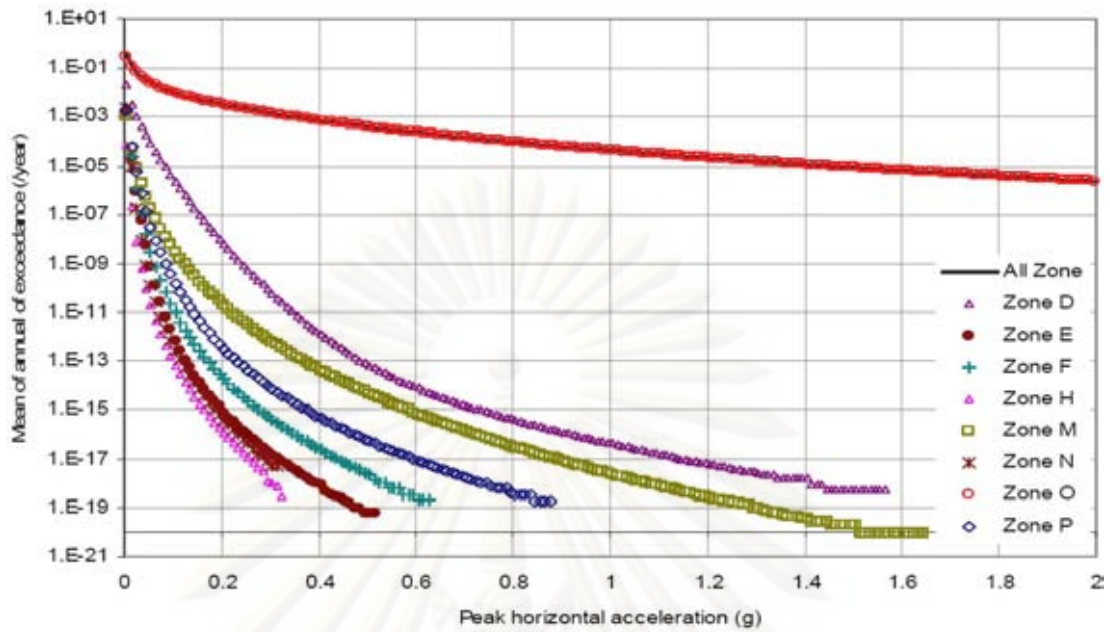


รูปที่ 2.2 ขั้นตอนการประเมินสมรรถนะของอาคารต้านทานแผ่นดินไหว (Moehle, 2003)

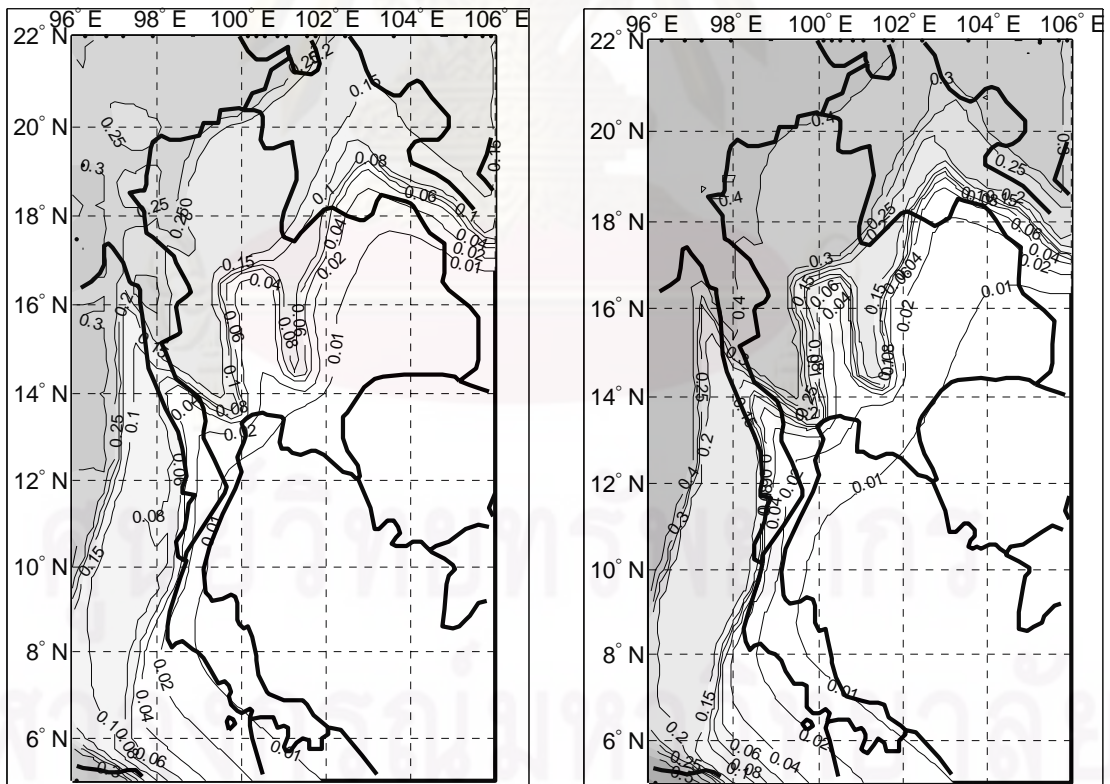
2.1.1 การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว

ในกระบวนการนี้เป็นการวิเคราะห์หาความน่าจะเป็นที่จะเกิดความรุนแรงแผ่นดินไหวเฉลี่ยในรอบ 1 ปี มีขนาดเกินกว่าที่กำหนดในแต่ละพื้นที่ (mean annual frequency of exceedance) ดังที่แสดงในรูปที่ 2.3 โดยการรวบรวมข้อมูลของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในอดีต โดยระบุคุณสมบัติต่าง ๆ ทั้งขนาด, เวลาและพิกัด นำมาหาความสัมพันธ์การเกิดซ้ำของแผ่นดินไหว และวิเคราะห์ด้วยหลักการของความน่าจะเป็นหาค่าความเร่งในแนวราบสูงสุดจากแบบจำลองการลดทอนของแผ่นดินไหว สามารถนำข้อมูลจากการวิเคราะห์ที่ได้นี้ไปสร้างแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวดังแสดงในรูปที่ 2.4

ค่าบ่งชี้ความรุนแรงจากแผ่นดินไหว (intensity measure, IM) คือค่าที่วัดออกมาเป็นตัวเลขเพื่อบ่งบอกถึงระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวในแต่ละเหตุการณ์ ได้แก่ ความเร่งสูงสุดที่ผิวดิน (PGA), ความเร็วสูงสุดที่ผิวดิน (PGV), มาตรฐานโมเมนต์ (moment magnitude), ความเร่งเชิงสเปกตรัม (spectral acceleration, S_u) เป็นต้น ซึ่งจะมีค่าเป็นบวกเสมอ ($IM \geq 0$)



รูปที่ 2.3 ตัวอย่างกราฟความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ตำแหน่ง ละติจูด 15.5 องศาเหนือ และ
ลองจิจูด 99 องศาตะวันออก (Palasri และ Ruangrassamee, 2007)



(a) มีโอกาสเกิน 10% ในรอบ 50 ปี

(b) มีโอกาสเกิน 2% ในรอบ 50 ปี

รูปที่ 2.4 แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวแสดงเป็นความเร่งในแนวราบสูงสุด

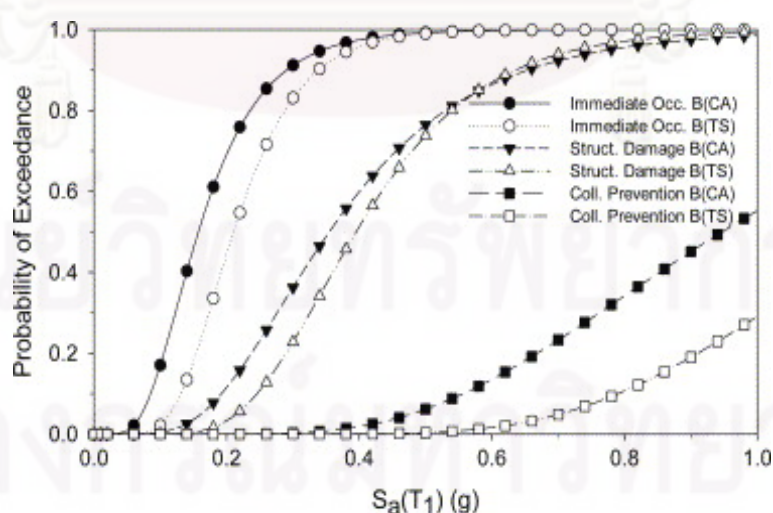
(Palasri และ Ruangrassamee, 2007)

2.1.2 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้าง

เป็นกระบวนการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าบังคับซึ่งความรุนแรงจากแผ่นดินไหว (IM) กับตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (engineering demand parameters, EDP) โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง การวิเคราะห์สามารถทำได้หลายวิธี โดยแบ่งวิธีการวิเคราะห์ออกเป็น 2 กลุ่มหลักคือ (1) วิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (linear procedures) (2) วิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (nonlinear procedures) ในแต่ละกลุ่มสามารถแบ่งออกเป็นกลุ่มย่อยได้คือ (1) วิธีแบบสถิต (static) (2) วิธีแบบพลศาสตร์ (dynamic)

ตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) คือค่าที่บ่งบอกถึงผลการตอบสนองของโครงสร้าง (response) เนื่องจากแผ่นดินไหว โดยสามารถวัดออกมาเป็นตัวเลขได้ (scalar) ตัวอย่างเช่น ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (interstory drift ratios, IDR), ค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานหรือเสา (plastic hinge rotation) เป็นต้น ค่าดังกล่าวเป็นค่าที่เกิดขึ้นในระหว่างที่เกิดการสั่นสะเทือนซึ่งจะเปลี่ยนแปลงตามเวลาจนกระทั่งหยุดการสั่นไหว โดยมากเราจะสนใจค่าผลการตอบสนองสูงสุด (peak response) ที่เกิดขึ้น

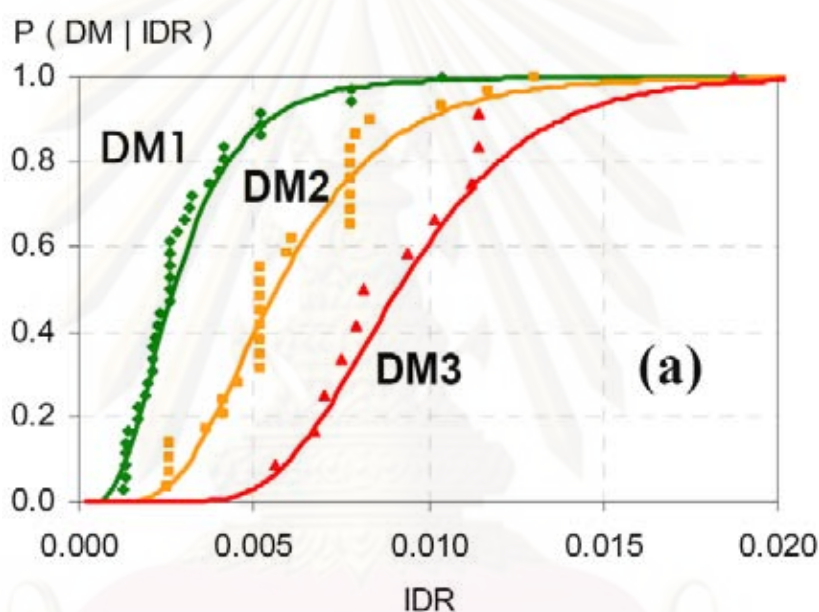
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ได้สามารถนำไปใช้หาค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมเกินกว่าค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมที่พิจารณาภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับตัวบังคับซึ่งความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่กำหนด หรือเรียกว่าเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหว (seismic fragility curve) ที่ระดับค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ระดับค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมต่าง ๆ (Kinali และ Ellingwood, 2006)

2.1.3 การวิเคราะห์ความเสียหายของอาคาร

ผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ในขั้นตอนนี้ คือ ความน่าจะเป็นแบบเงื่อนไขของความเสียหายของอาคารที่เกินกว่าระดับสถานะความเสียหายที่พิจารณาภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมของอาคารต่าง ๆ ที่กำหนด (conditional probabilities of the damage exceeding each damage state) หรือเรียกว่าเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้าง เนื่องจากแผ่นดินไหวที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ตัวอย่างเช่น ความน่าจะเป็นที่จะเกิดการพังทลายของอาคารเท่ากับ 0.60 เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (IDR) เท่ากับ 0.010 เป็นต้น



รูปที่ 2.6 เส้นโค้งความบอบบางของผนังเบาเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ (Krawinkler และ Miranda, 2004)

ตัวแปรความเสียหายของอาคาร (damage measures, DM) เป็นค่าที่แสดงให้เห็นถึงสภาพของอาคารที่เสียหายอย่างเป็นรูปธรรม เช่น อาคารเริ่มเกิดรอยร้าว, อาคารเกิดการพังทลาย, การเกิดการครากของเหล็กเสริมในคานคอนกรีต, รอยร้าวกว้างที่สุดใหญ่กว่า 5 มิลลิเมตร เป็นต้น อาคารแต่ละหลังสามารถมีค่าสถานะความเสียหายที่เท่ากันได้ โดยที่อาจมีค่าผลการตอบสนองของอาคารที่แตกต่างกัน เช่น อาคารเกิดการพังทลายที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่ากับ 0.010 และเกิดการพังทลายที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่ากับ 0.020 จากคลื่นแผ่นดินไหวที่แตกต่างกัน แต่มีขนาดความรุนแรงที่เท่ากัน ทั้งนี้เนื่องมาจากจังหวะเวลาและรูปแบบของคลื่นแผ่นดินไหวที่มากกระทำต่ออาคารทำให้อาคารตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวแตกต่างกัน แต่มีความเสียหายที่เท่ากัน

2.1.4 การวิเคราะห์มูลค่าของความเสียหาย

ค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการตัดสินใจ (decision variables, DV) ในกระบวนการการตัดสินใจทางด้านวิศวกรรมโครงสร้างสำหรับอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เป็นค่าที่บ่งบอกว่าจะเกิดความเสียหายเพียงใด มีมูลค่าความเสียหายเท่าไรเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว เพื่อใช้สำหรับการตัดสินใจในการออกแบบหรือการประเมินสมรรถนะของอาคารว่าควรจะสร้างหรือเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคารหรือไม่ ตัวอย่างเช่น มูลค่าความเสียหายของอาคาร, อัตราการเสียชีวิตในอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว, ระยะเวลาปิดการใช้อาคาร เป็นต้น จากการวิเคราะห์ทางหลักสถิติและความน่าจะเป็น จะได้ค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการตัดสินใจเกินกว่าค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการตัดสินใจที่พิจารณาภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับความเสียหายที่กำหนด ตัวอย่างเช่น ความน่าจะเป็นที่จะเกิดมูลค่าความเสียหายมากกว่า 10 ล้านบาทเมื่ออาคารเกิดการพังทลาย เป็นต้น ค่าดังกล่าวสามารถนำไปคำนวณหาความน่าจะเป็นที่จะเกิดค่า DV เฉลี่ยในรอบ 1 ปี เกินกว่าระดับที่สนใจ ตามสมการต่อไปนี้

$$\lambda(DV) = \iiint G\langle DV | DM \rangle dG\langle DM | EDP \rangle dG\langle EDP | IM \rangle d\lambda(IM) \quad (2.1)$$

โดยที่

- $\lambda(DV)$ = ความถี่ที่จะเกิดค่าตัวแปรเพื่อการตัดสินใจ (DV) เฉลี่ยในรอบ 1 ปี เกินกว่าระดับที่สนใจ
- $G\langle DV | DM \rangle$ = ความน่าจะเป็นที่จะเกิดค่าตัวแปรเพื่อการตัดสินใจเกินกว่าค่าตัวแปรเพื่อการตัดสินใจที่สนใจ (DV) ที่ภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับความเสียหายที่กำหนด (DM)
- $dG\langle DM | EDP \rangle$ = อนุพันธ์ของความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายเกินกว่าค่าความเสียหายที่สนใจ (DM) ภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับค่าตัวแปรทางวิศวกรรมที่กำหนด (EDP)
- $dG\langle EDP | IM \rangle$ = อนุพันธ์ของความน่าจะเป็นที่จะเกิดค่าตัวแปรทางวิศวกรรมเกินกว่าระดับค่าตัวแปรทางวิศวกรรมที่สนใจ (EDP) ภายใต้เงื่อนไขเฉพาะระดับค่าบ่งชี้ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่กำหนด (IM)
- $d\lambda(IM)$ = อนุพันธ์ของความถี่ที่จะเกิดความรุนแรงของแผ่นดินไหวเท่ากับขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่กำหนดเฉลี่ยในรอบ 1 ปี

2.2 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง (performance level from FEMA-356)

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง คือ ค่าที่กำหนดขึ้นมาจากผลตอบสนองของโครงสร้าง หรือ ค่าความเสียหายที่เกิดจากแผ่นดินไหว เป็นค่าที่แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในขณะเกิดแผ่นดินไหว และความเสียหายของโครงสร้างภายหลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว

ตามคู่มือของหน่วยงานบริหารจัดการเหตุฉุกเฉินแห่งชาติ ประเทศสหรัฐอเมริกา (Federal Emergency Management Agency, FEMA-356 ปี 2000) ได้แบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างออกเป็น 4 ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 2.1 มีเนื้อหาโดยสรุปดังต่อไปนี้

2.2.1 ระดับใช้อาคารได้ตามปกติ (operational)

เกิดความเสียหายโดยรวมน้อยมาก (very light) ไม่เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ค้ำของอาคาร ไม่สูญเสียกำลัง (strength) และสติฟเนส (stiffness) ของอาคารหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว เกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง, ในฝ้าเพดาน หรือในผนังชั่วคราว ระบบของอาคารที่สำคัญทั้งหมดยังสามารถทำงานต่อไปได้ เช่น ระบบลิฟต์, ระบบไฟฟ้า ระบบป้องกันไฟไหม้ เป็นต้น

2.2.2 ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (immediate occupancy)

เกิดความเสียหายโดยรวมน้อย (light) ไม่เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ค้ำของอาคาร ไม่สูญเสียกำลังและสติฟเนสของอาคาร เกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง, ในฝ้าเพดาน หรือในผนังชั่วคราว ระบบของอาคารที่สำคัญอาจหยุดแต่สามารถเริ่มการทำงานต่อไปได้หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว เช่น ระบบลิฟต์, ระบบไฟฟ้า, ระบบป้องกันไฟไหม้ เป็นต้น

ในชั้นส่วนโครงสร้างคอนกรีต เช่น เสา FEMA-356 กำหนดให้เกิดค่าความเครียดน้อยกว่า 0.003 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารไม่เกิน 1 เปอร์เซ็นต์ และไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำของอาคาร

2.2.3 ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (life safety)

เกิดความเสียหายโดยรวมระดับปานกลาง (moderate) เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ค้ำของอาคารเล็กน้อย สูญเสียกำลังและสติฟเนสของอาคารแต่ยังสามารถรับน้ำหนักทั้งหมดได้ (gravity load bearing) ต้องซ่อมแซมอาคารก่อนเข้าใช้งานอาคาร

ในชั้นส่วนโครงสร้างคอนกรีต เช่น เสา FEMA-356 กำหนดให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารไม่เกิน 2 เปอร์เซ็นต์ และเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำของอาคารไม่เกิน 1 เปอร์เซ็นต์

2.2.4 ระดับเกิดความเสียหายหนักเกือบพังทลาย (collapse prevention)

เกิดความเสียหายโดยรวมระดับรุนแรง (severe) แต่ยังไม่พังทลาย คงเหลือกำลังและสติเฟื่องของอาคารเพียงเล็กน้อย เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำของอาคารมาก อาจเกิดการร่วงหล่นของกระจกหรือผนังชั่วคราวภายนอกอาคาร

ในชั้นส่วนโครงสร้างคอนกรีต เช่น เสา FEMA-356 กำหนดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำของอาคารไม่เกิน 4 เปอร์เซ็นต์

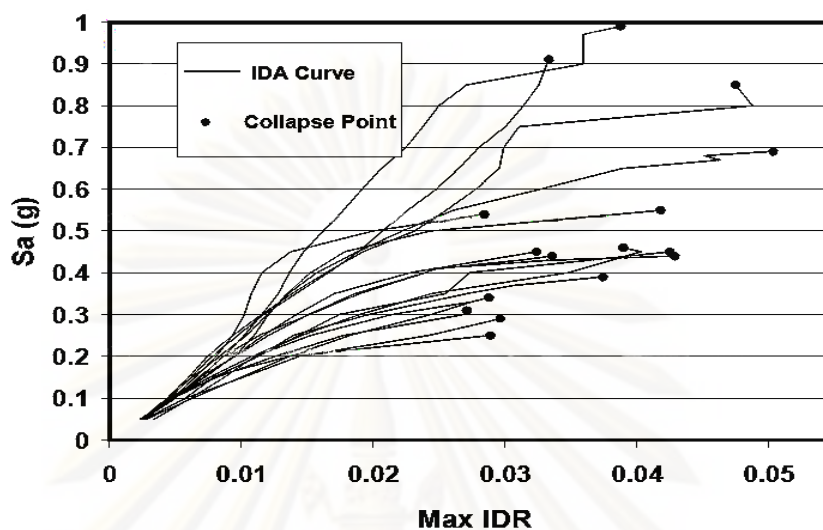
ตารางที่ 2.1 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (FEMA-356)

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคาร (ในขณะสั่นไหว)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคาร (คงค้ำ)
1. ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (immediate occupancy level)	ไม่เกิน 1 %	ไม่ยอมให้เกิดค่าค้ำค้ำ
2. ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (life safety level)	ไม่เกิน 2 %	ไม่เกิน 1 %
3. ระดับเกิดความเสียหายหนักเกือบพังทลาย (collapse prevention level)	ไม่เกิน 4 %	ไม่เกิน 4 %

2.3 วิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (Incremental dynamic analysis, IDA)

Vanvatsikos และ Cornell (2002) ได้ศึกษาเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (IDA) ซึ่งเป็นวิธีที่มีความแตกต่างจากการวิเคราะห์การประมาณค่าอื่นๆ และมีรายละเอียดที่มากกว่าเกี่ยวกับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว (seismic loads) โดยการนำคลื่นแผ่นดินไหวหนึ่งคลื่นมาสเกลเพิ่มหรือลดขนาดความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวด้วยตัวคูณปรับค่า (scaling factor) นำคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้มากระทำกับแบบจำลองโครงสร้างโดยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (nonlinear response history analysis, NL-RHA) แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างซ้ำต่อไปโดยสเกลความรุนแรง และวิเคราะห์โครงสร้างซ้ำหลายครั้ง จนกระทั่งโครงสร้างพังทลาย ซึ่งจะได้กราฟ ความสัมพันธ์ระหว่างการตอบสนอง เช่น IDR ในแกนนอนและความรุนแรงของแผ่นดินไหว เช่น S_u ในแกนตั้ง เมื่อเปลี่ยนคลื่นแผ่นดินไหวแล้ววิเคราะห์ในลักษณะเดียวกันจะได้กราฟอีกเส้น

รูปที่ 2.7 แสดงตัวอย่างกราฟ IDA ของอาคารแห่งหนึ่งในแคลิฟอร์เนียที่ตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหว 17 คลื่น (Krawinkler, 2005)



รูปที่ 2.7 ตัวอย่างกราฟ IDA ของอาคารโรงแรมเวนนาย ที่แคลิฟอร์เนีย (Krawinkler, 2005)

2.3.1 การจัดการข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับวิธี IDA

ขั้นแรกสมมุติว่าได้รับข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 1 คลื่น (single acceleration time-history) จากฐานข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวในอดีตนำมาใช้สำหรับอ้างอิง เรียกว่า คลื่นที่ยังไม่ถูกเปลี่ยนขนาด (unscaled accelerogram) ซึ่งจะเป็นเวกเตอร์ ในการขยายขนาดคลื่นแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นหรือลดลงนั้น จะคูณด้วยค่าคงที่ค่าหนึ่งซึ่งเรียกว่า “ตัวคูณปรับค่า” (scaling factor) กับแอม-พลิจูด (amplitudes) ตลอดทั้งความถี่ของคลื่น ในขณะที่ยังคงความถี่ของคลื่นไว้ไม่เปลี่ยนแปลง ดังสมการที่ 2.2 ซึ่งจะต้องเปลี่ยนขนาดคลื่นแผ่นดินไหวให้ผลการตอบสนองครอบคลุมพฤติกรรมตั้งแต่ช่วงยืดหยุ่น (elastic) ไปถึงจุดพังทลาย (finally collapse) ของโครงสร้าง

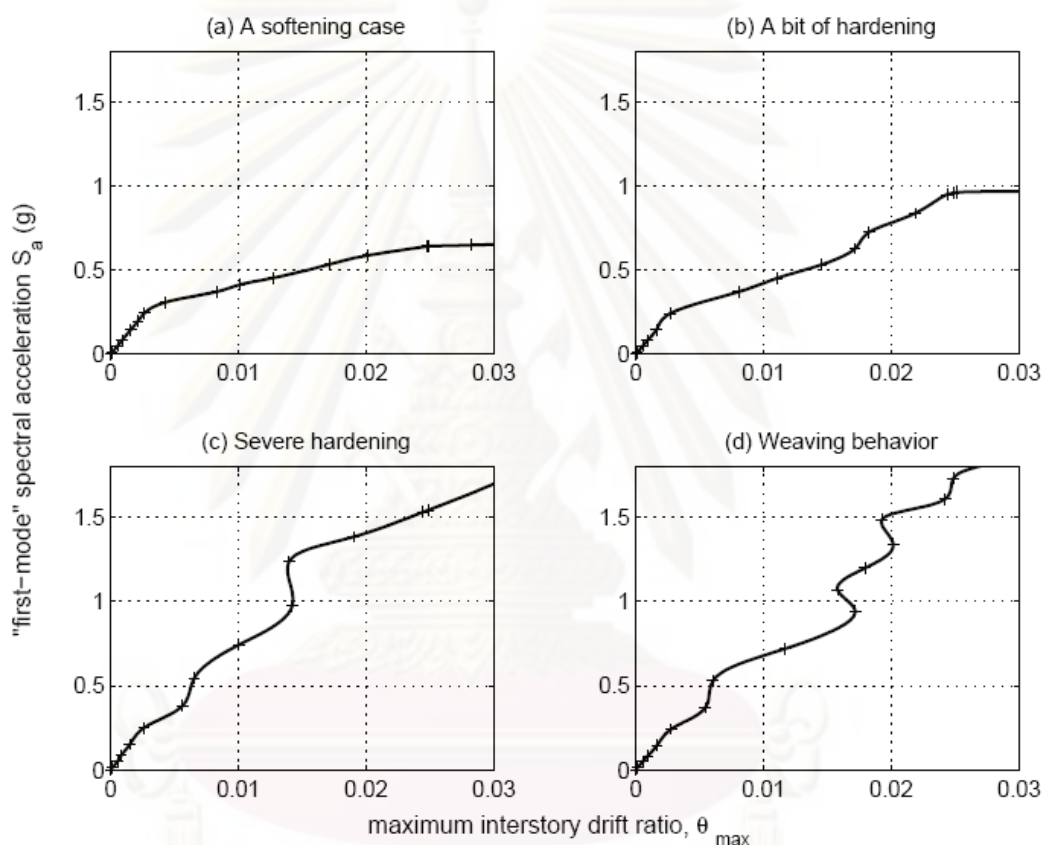
$$a_\lambda = \lambda \cdot a_1 \quad (2.2)$$

โดยที่ a_λ = คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเปลี่ยนขนาดแล้ว เป็นเวกเตอร์
 a_1 = คลื่นแผ่นดินไหวที่ยังไม่ถูกเปลี่ยนขนาด เป็นเวกเตอร์
 λ = ตัวคูณปรับค่า (scaling factor) จะมีค่าเป็นบวกเสมอ $\lambda \in (0, +\infty]$

เมื่อ $\lambda = 1$ จะได้ค่าความรุนแรงตามธรรมชาติ (natural accelerogram)
 $\lambda < 1$ จะได้ค่าความรุนแรงที่ถูกลดขนาด (scaled-down accelerogram)
 $\lambda > 1$ จะได้ค่าความรุนแรงที่ถูกเพิ่มขนาด (scaled-up accelerogram)

2.3.2 ลักษณะทั่วไปของกราฟ IDA

นอกจากนี้วิธี IDA ยังแสดงให้เห็นว่าผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหวมีความเหมือนและความแตกต่างกันเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่มากกระทำต่อโครงสร้างเปลี่ยนไป จากรูปที่ 2.8 สิ่งที่เหมาะสมคือโครงสร้างตอบสนองแบบยืดหยุ่นที่ $S_a^{yield}(T_1) \approx 0.2g$ และ $\theta_{max}^{yield} \approx 0.2\%$ ค่าความชัน (slope) ระหว่างระดับความรุนแรงต่อผลการตอบสนองในช่วงแรกที่เป็นเส้นตรง เรียกว่า “สติฟเนสยืดหยุ่น” (elastic stiffness)



รูปที่ 2.8 กราฟ IDA ของโครงแกนเหล็ก (steel braces frame) $T_1 = 1.8$ วินาที

เนื่องจากแผ่นดิน 4 แบบ (Vamvatsikos และ Cornell, 2002)

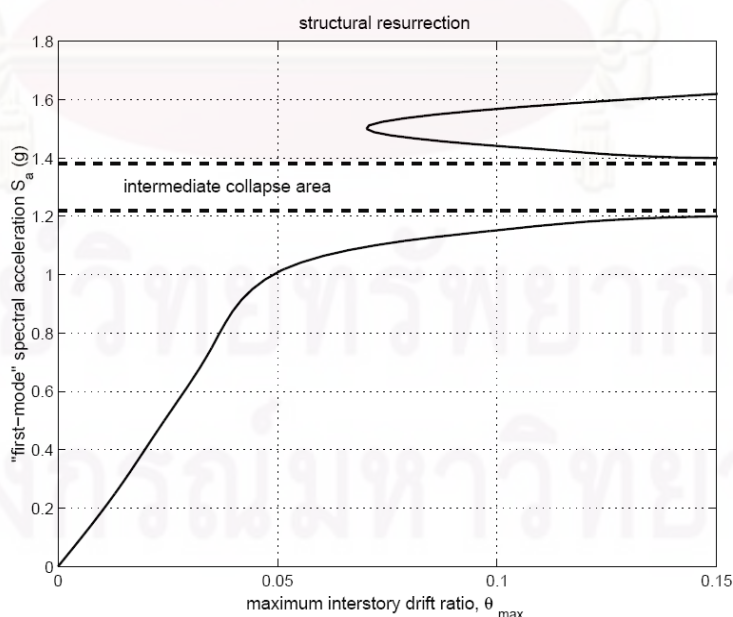
พิจารณาแต่ละกราฟในรูปที่ 2.8 จะเห็นได้ว่ามีความแตกต่างในแต่ละระดับของความรุนแรง ในกราฟ a เส้นโค้งจะมีความชันน้อย (softens) หลังจากค้ำยันทแยงเกิดการโก่งเดาะจนกระทั่งโครงสร้างพังทลาย ในขณะที่เดียวกันกราฟ c และกราฟ d มีลักษณะเป็นคลื่นที่มีทั้งลักษณะความอ่อน (softening) และความแกร่ง (hardening) ในความหมายทางวิศวกรรม โครงสร้างจะถูกความเร่งของแผ่นดินไหวทำให้เกิดอัตราการสะสมของผลการตอบสนองของโครงสร้าง และในบางช่วงเวลาจะเกิดความหน่วงของแผ่นดินไหวซึ่งมีพลังมากเพียงพอที่จะทำให้หยุดการสะสมผลการตอบสนองของโครงสร้างชั่วขณะหนึ่ง ทำยที่สุดโครงสร้างจะเกิดการพังทลาย

การเกิดความอ่อน (softening) ในกราฟ IDA ผลการตอบสนองของโครงสร้างจะเกิดการสะสมด้วยอัตราที่สูงจนกระทั่งเกิดการสูญเสียเสถียรภาพทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง (dynamic instability) โดยกำหนดให้คล้ายกับการสูญเสียเสถียรภาพสถิตของโครงสร้าง (static instability) เช่น เกิดการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้างอย่างมากเมื่อระดับความรุนแรงเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย หรือ ผลการตอบสนองมีค่าเป็นอนันต์

ส่วนการเกิดความแกร่ง (harding) ในกราฟ IDA ระบบจะเสียหายได้ยากเมื่อเราเพิ่มระดับความรุนแรง หรือแสดงให้เห็นว่าระบบจะตอบสนองได้น้อยลง เมื่อได้รับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่มากขึ้น เนื่องมาจากรูปแบบและจังหวะ (pattern and timing) ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดสภาวะนั้นที่สำคัญมากกว่าระดับความรุนแรง(intensity)

2.3.3 การฟื้นคืนตัวของโครงสร้าง (structural resurrection)

จากปรากฏการณ์การเกิดความแกร่งของโครงสร้าง สามารถอธิบายการฟื้นคืนตัวของโครงสร้าง (structural resurrection) จากกราฟ IDA จะสังเกตได้ว่าในกรณีความแกร่งแบบสุดขีด (extreme case of hardening) เมื่อโครงสร้างถูกกระทำด้วยความรุนแรงที่ระดับหนึ่งโครงสร้างจะเกิดการพังทลาย แต่เมื่อเพิ่มระดับความรุนแรงขึ้นไปอีก โครงสร้างสามารถกลับมายืนได้อีกครั้ง ภายใต้ ความรุนแรงที่ระดับสูงกว่ามาก ๆ ดังแสดงรูปที่ 2.9 ซึ่งมีความหมายว่าโครงสร้างอาจจะพังทลายที่ระดับความรุนแรงค่าหนึ่ง แต่ที่ระดับความรุนแรงที่สูงกว่าโครงสร้างสามารถตั้งอยู่ได้โดยไม่เกิดการพังทลาย



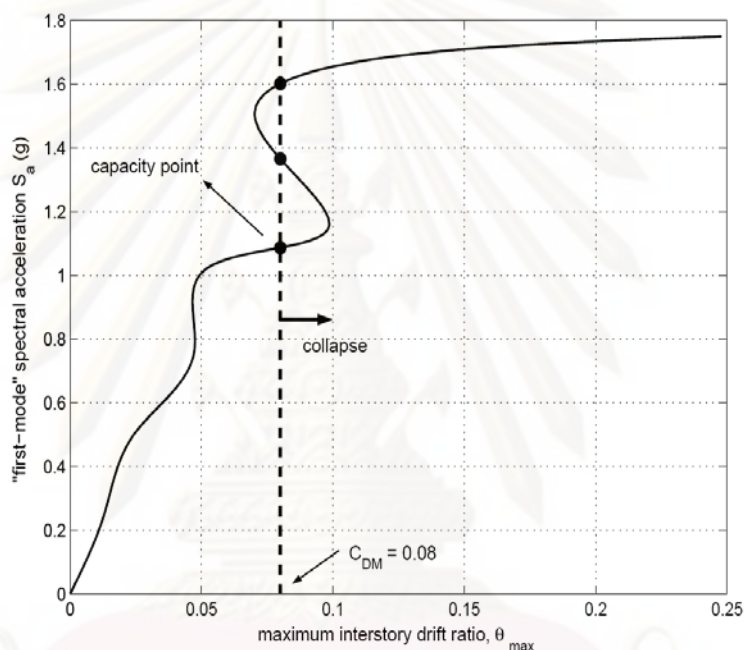
รูปที่ 2.9 การฟื้นคืนตัวของโครงสร้างบนกราฟ IDA ของโครงสร้างเหล็กต้านแรงดัด 3 ชั้น
ที่มีคาบธรรมชาติ $T_1 = 1.3$ วินาที (Vamvatsikos และ Cornell, 2002)

2.3.4 การระบุจุดพังทลายบนกราฟ IDA

ในการวิเคราะห์ที่โครงสร้างด้วยวิธี IDA สามารถระบุจุดพังทลายบนกราฟ IDA ที่ได้ 2 วิธีคือ

1) กฎผลตอบสนองของคองที (EDP-based rule)

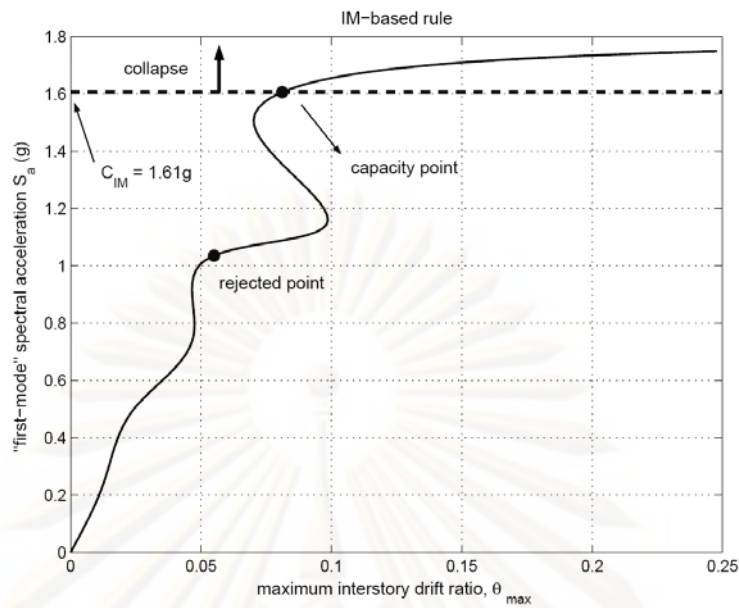
กฎผลตอบสนองของคองที คือ การกำหนดค่าคองทีของผลตอบสนองของโครงสร้างซึ่งได้มาจากการทดลอง, ทฤษฎี, หรือจากประสบการณ์ทางวิศวกรรม เพื่อระบุว่าโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อผลการตอบสนองเกินกว่าค่าที่กำหนด เช่น ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (interstory drift ratios) เท่ากับ 8 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 กราฟ IDA โดยใช้กฎผลตอบสนองของคองทีระบุจุดพังทลายที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่ากับ 0.08 (Vamvatsikos and Cornell, 2002)

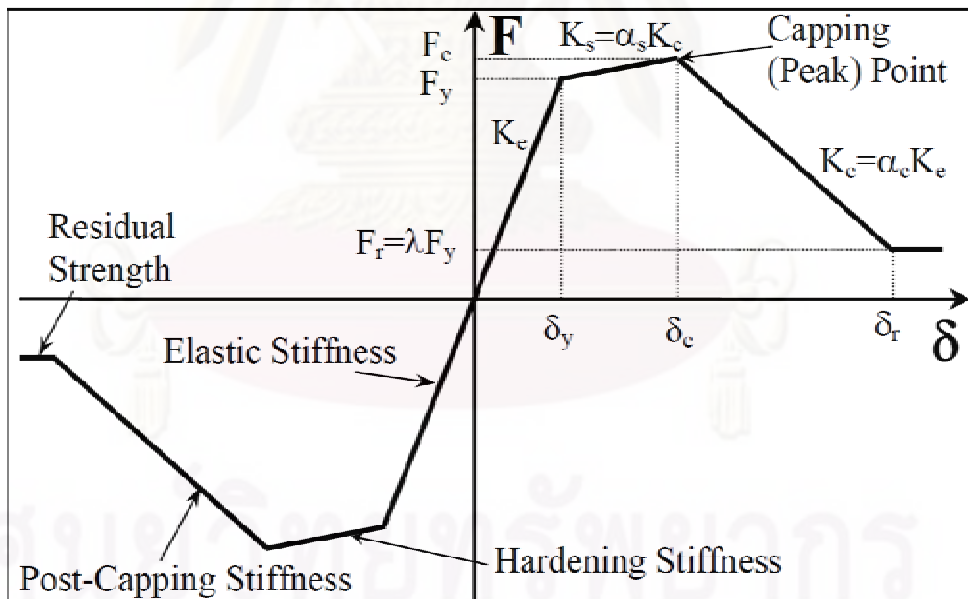
2) กฎระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวคองที (IM-based rule)

เมื่อกราฟ IDA มีลักษณะเป็นเส้นนอน ผลการตอบสนองจะเป็นค่าอนันต์ หมายความว่าระบบของโครงสร้างเกิดการไม่มีเสถียรภาพทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง (dynamic instability) จึงกำหนดให้ระดับความรุนแรงที่เส้นกราฟมีความชันเป็น 20 เปอร์เซ็นต์ของความชันช่วงยืดหยุ่น (20% of elastic slope) แต่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นต่าง ๆ ของอาคารสูงสุด (IDR_{max}) ต้องมีค่าไม่เกิน 10 เปอร์เซ็นต์ ถือว่าเป็นจุดพังทลายของโครงสร้าง กล่าวคือระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่เกินค่าดังกล่าวจะถือว่าโครงสร้างนั้นได้เกิดการพังทลาย ดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 แสดงกราฟ IDA โดยใช้กฎระดับความรุนแรงคงที่ระบุจุดพังทลายที่ความชัน 20% ของช่วงยืดหยุ่น (Vamvatsikos and Cornell, 2002)

2.4 เส้นโค้งขอบนอก (backbone curve)



รูปที่ 2.12 เส้นโค้งขอบนอกสำหรับแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Ibarra และ Krawinkler, 2005)

เส้นโค้งขอบนอก คือ เส้นกราฟที่จำลองพฤติกรรมและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างเนื่องจากแรงทางด้านข้างทิศทางเดียว (monotonic) ดังแสดงในรูปที่ 2.12 เส้นโค้งขอบนอกกำหนดโดยค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

สติฟเนสในช่วงยืดหยุ่น (initial stiffness, K_e) อยู่ในช่วงพิกัดระหว่างจุด (0, 0) กับจุดคราก (δ_y, F_y)

สติฟเนสในช่วงที่มีการเพิ่มขึ้นของกำลังหลังจากเกิดการคราก (hardening stiffness, K_s) คือสติฟเนสในช่วงหลังจากเกิดการครากถึงช่วงที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุด (capping) ซึ่งจะอยู่ในช่วงพิกัดระหว่างจุดคราก (δ_y, F_y) กับจุดที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุด (δ_c, F_c) โดยมีความสัมพันธ์กับสติฟเนสในช่วงยืดหยุ่นตามสมการต่อไปนี้

$$K_s = \alpha_s K_e \quad (2.3)$$

ค่าแรงทางด้านข้างที่จุดที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุด (peak strength, F_c) สามารถคำนวณได้ตามสมการต่อไปนี้

$$F_c = F_y + K_s (\delta_c - \delta_y) \quad (2.4)$$

สติฟเนสในช่วงหลังจากจุดที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุด (post-capping stiffness, K_c) คือสติฟเนสในช่วงหลังจากจุดที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุดถึงจุดที่โครงสร้างเริ่มเหลือกำลังคงค้าง (residual strength) ซึ่งจะอยู่ในช่วงพิกัดระหว่างจุดที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุด (δ_c, F_c) กับจุดที่โครงสร้างเริ่มเหลือกำลังคงค้าง (δ_r, F_r) โดยมีความสัมพันธ์กับสติฟเนสในช่วงยืดหยุ่นตามสมการต่อไปนี้

$$K_c = \alpha_c K_e \quad (2.5)$$

กำลังคงค้างของโครงสร้าง (residual strength, F_r) มีความสัมพันธ์กับกำลังที่จุดครากของโครงสร้างดังนี้

$$F_r = \lambda F_y \quad (2.6)$$

และระยะการเคลื่อนที่ ณ จุดที่โครงสร้างเริ่มเหลือกำลังคงค้าง (δ_r) คำนวณได้ดังนี้

$$\delta_r = \delta_c + \frac{(F_c - F_r)}{K_c} \quad (2.7)$$

โดยที่ F_c = แรงทางด้านข้างที่จุดคราก (yielding strength)

$\alpha_s, \alpha_c, \lambda$ = พารามิเตอร์ของเส้นโค้งขบนอก

δ_c = ค่าระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จุดที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุด

δ_y = ค่าระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จุดคราก

δ_c / δ_y = ความความเหนียวของโครงสร้าง (ductility capacity)

2.5 การเสื่อมถอยเนื่องจากแรงกระทำแบบวัฏจักร (cyclic deterioration)

ในงานวิจัยนี้เลือกใช้แบบจำลองการเสี้ยนรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, และ Fenves, 2007) ที่ชื่อว่า “Pinching4 Material” ซึ่งแบบจำลองดังกล่าวได้คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (unloading stiffness deterioration), การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (reloading stiffness deterioration), และการเสื่อมถอยของกำลัง (strength deterioration) การเสื่อมถอยที่เกิดขึ้นมีความสัมพันธ์กับดัชนีความเสียหาย โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.5.1 ดัชนีความเสียหาย (damage indices)

ดัชนีความเสียหายของแบบจำลองการเสี้ยนรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง Pinching4 Material (สมการที่ 2.8) โดยพัฒนามาจากดัชนีความเสียหายที่นำเสนอโดย Park และ Ang (1985)

$$\beta_i = \left(\alpha_1 \cdot (\tilde{d}_{\max})^{\alpha_3} + \alpha_2 \cdot \left(\frac{E_i}{E_{\text{monotonic}}} \right)^{\alpha_4} \right) \quad (2.8)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \tilde{d}_{\max} = \max \left[\frac{d_{\max,i}}{def_{\max}}, \frac{d_{\min,i}}{def_{\min}} \right] \quad (2.9)$$

$$E_i = \int_{\text{load history}} dE \quad (2.10)$$

$$E_{\text{monotonic}} = \alpha_E \cdot \left(\int_{\text{monotonic history}} dE \right) \quad (2.11)$$

โดยที่

β_i = ดัชนีความเสียหาย ณ เวลา t_i ใด ๆ

$d_{\max,i}, d_{\min,i}$ = ระยะการเสี้ยนรูปสูงสุดหรือต่ำสุด ณ เวลา t_i ใด ๆ

def_{\max}, def_{\min} = ระยะการเสี้ยนรูปสูงสุดหรือต่ำสุดที่จุดวิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้าง

$E_{\text{monotonic}}$ = พลังงานของการเสี้ยนรูปภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างทิศทางเดียว

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ = พารามิเตอร์ของดัชนีความเสียหาย

α_E = พารามิเตอร์ของพลังงานการเสี้ยนรูปภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างทิศทางเดียว

2.5.2 การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (unloading stiffness deterioration)

ค่าสติฟเนสที่เปลี่ยนแปลงไปภายหลังจากเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงที่ลดแรงกระทำ ($K_{u,i}$) ณ เวลา t_i ใด ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.13 สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2.12 และรูปที่ 2.14 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างการเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ กับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ

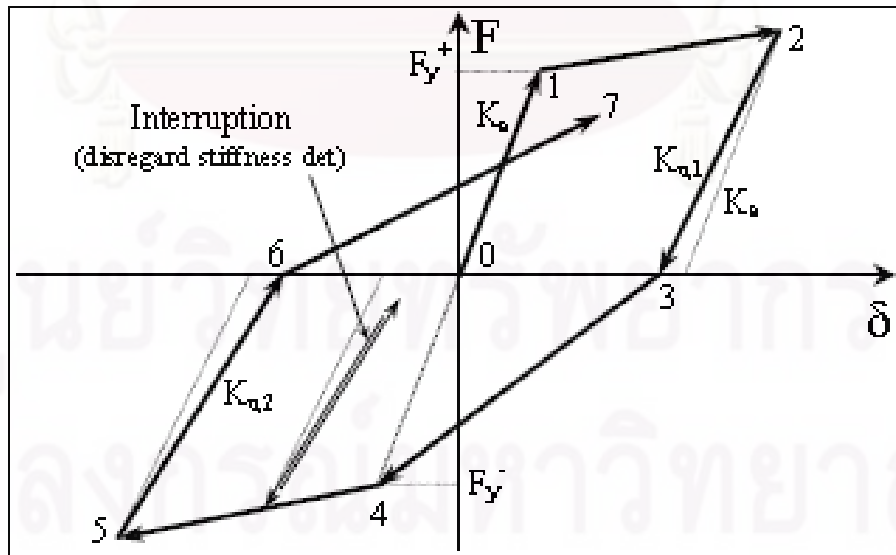
$$K_{u,i} = K_0 \cdot (1 - \beta_{K,i}) \tag{2.12}$$

เมื่อ

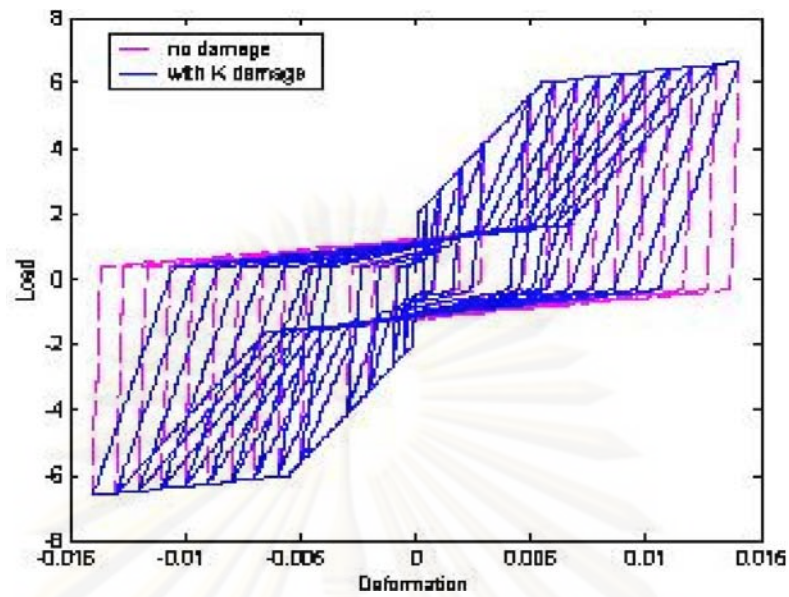
$$\beta_{K,i} = \left(\alpha_{1K} \cdot (\tilde{d}_{max})^{\alpha_{3K}} + \alpha_{2K} \cdot \left(\frac{E_i}{E_{monotonic}} \right)^{\alpha_{4K}} \right) \tag{2.13}$$

โดยที่

- K_0 = สติฟเนสในช่วงที่ลดแรงกระทำ ณ เวลา t_i ใด ๆ ในกรณีที่ไม่นับถึงความเสียหาย
- $\beta_{K,i}$ = ดัชนีความเสียหาย ณ เวลา t_i ใด ๆ สำหรับการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ
- $\alpha_{1K}, \alpha_{2K}, \alpha_{3K}, \alpha_{4K}$ = พารามิเตอร์ของดัชนีความเสียหายสำหรับการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ



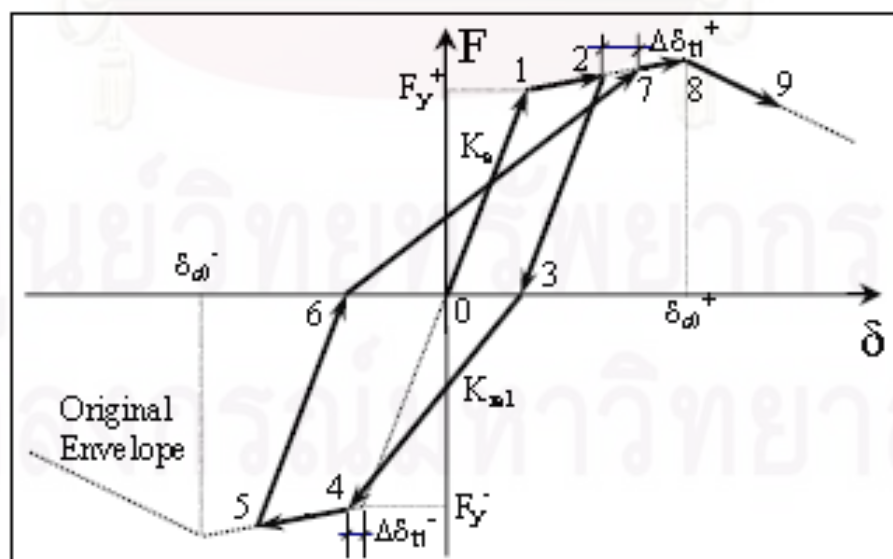
รูปที่ 2.13 การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (Ibarra และ Krawinkler, 2005)



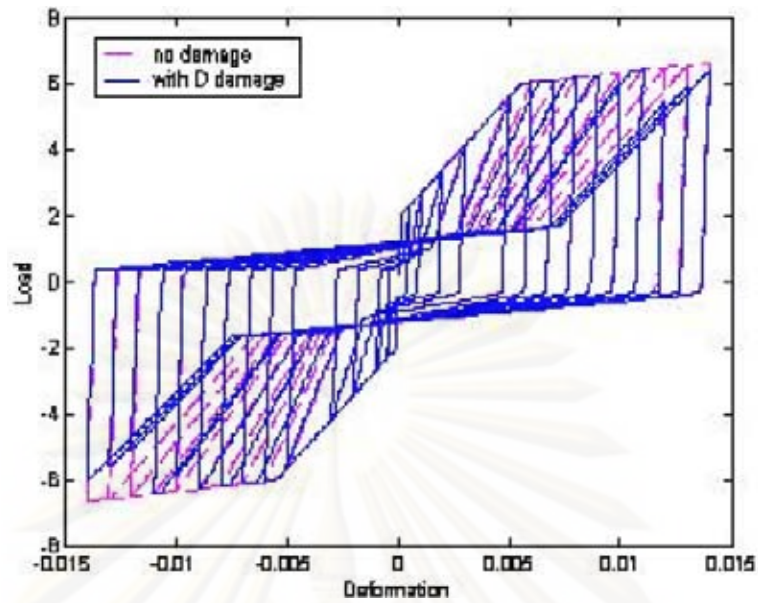
รูปที่ 2.14 การเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำเปรียบเทียบกับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงลดแรงกระทำ (OpenSees, 2007)

2.5.3 การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (reloading stiffness deterioration)

ระยะการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างที่เพิ่มขึ้นภายหลังจากเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงที่เพิ่มแรงกระทำ ($\delta_{t,i}^{+/-}$) ณ เวลา t_i (รูปที่ 2.15) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2.14 และรูปที่ 2.14 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างการเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำกับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ



รูปที่ 2.15 การเสื่อมถอยของสติฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (Ibarra และ Krawinkler, 2005)



รูปที่ 2.16 การเกิดการเสื่อมถอยของสตีฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำเปรียบเทียบกับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของสตีฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ (OpenSees, 2007)

$$\delta_{t,i}^{+/-} = \delta_{t,0}^{+/-} \cdot (1 - \beta_{D,i}) \quad (2.14)$$

เมื่อ

$$\beta_{D,i} = \left(\alpha_{1D} \cdot (\tilde{d}_{\max})^{\alpha_{3D}} + \alpha_{2D} \cdot \left(\frac{E_i}{E_{\text{monotonic}}} \right)^{\alpha_{4D}} \right) \quad (2.15)$$

โดยที่

$\delta_{t,0}^{+/-}$ = ระยะการเสียรูปในช่วงที่เพิ่มแรงกระทำ ณ เวลา t_i ใด ๆ ในกรณีที่ไม่นับถึงดัชนีความเสียหาย

$\beta_{D,i}$ = ดัชนีความเสียหาย ณ เวลา t_i ใด ๆ สำหรับการเสื่อมถอยของสตีฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ

$\alpha_{1D}, \alpha_{2D}, \alpha_{3D}, \alpha_{4D}$ = พารามิเตอร์ของดัชนีความเสียหายสำหรับการเสื่อมถอยของสตีฟเนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ

2.5.4 การเสื่อมถอยของกำลัง (strength deterioration)

กำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ลดลงภายหลังจากเกิดการเสื่อมถอยของกำลัง ($F_i^{+/-}$) ณ เวลา t_i ใด ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.17 สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2.16 และรูปที่ 2.18 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างการเกิดการเสื่อมถอยของกำลังกับกรณีที่ไม่เกิดการเสื่อมถอยของกำลัง

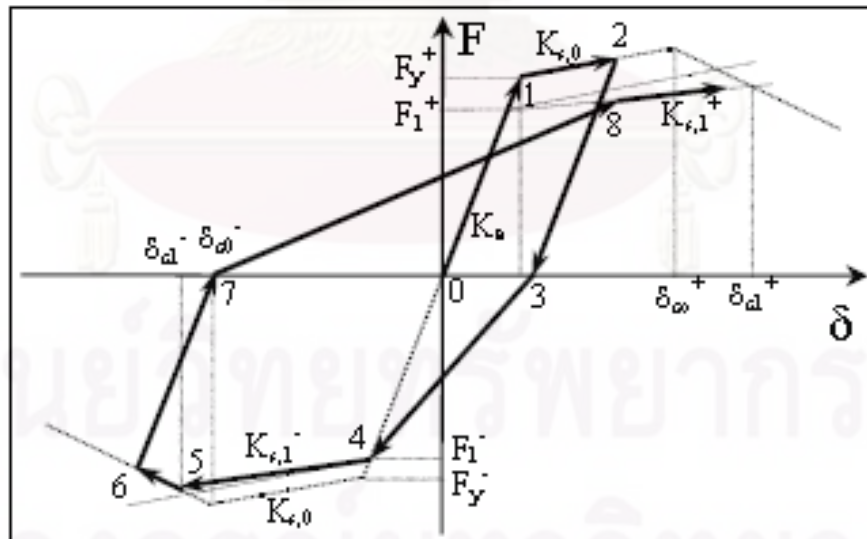
$$F_i^{+/-} = F_0^{+/-} \cdot (1 - \beta_{F,i}) \quad (2.16)$$

เมื่อ

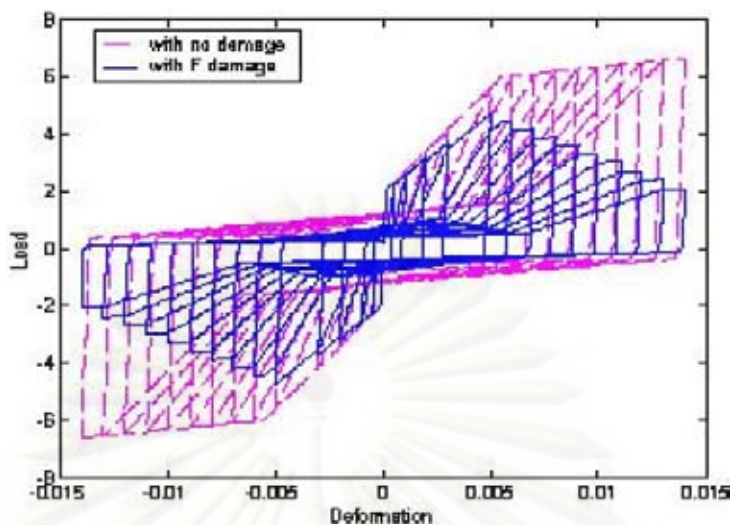
$$\beta_{F,i} = \left(\alpha_{1F} \cdot (\tilde{d}_{\max})^{\alpha_{3F}} + \alpha_{2F} \cdot \left(\frac{E_i}{E_{\text{monotonic}}} \right)^{\alpha_{4F}} \right) \quad (2.17)$$

โดยที่

- $F_0^{+/-}$ = กำลังของชิ้นส่วนโครงสร้าง ณ เวลา t_i ใด ๆ ในกรณีที่ไม่คำนึงถึงดัชนีความเสียหาย
- $\beta_{F,i}$ = ดัชนีความเสียหาย ณ เวลา t_i ใด ๆ สำหรับการเสื่อมถอยของกำลัง
- $\alpha_{1F}, \alpha_{2F}, \alpha_{3F}, \alpha_{4F}$ = พารามิเตอร์ของดัชนีความเสียหายสำหรับการเสื่อมถอยของกำลัง



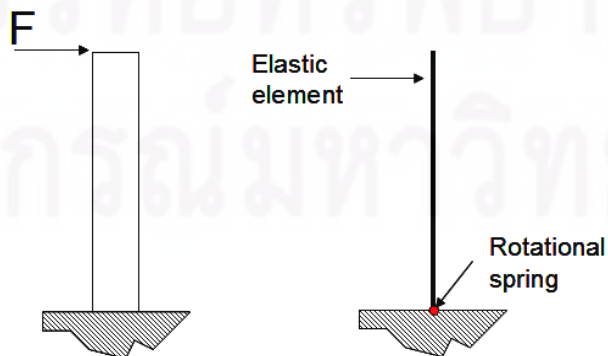
รูปที่ 2.17 การเสื่อมถอยของกำลัง (Ibarra and Krawinkler, 2005)



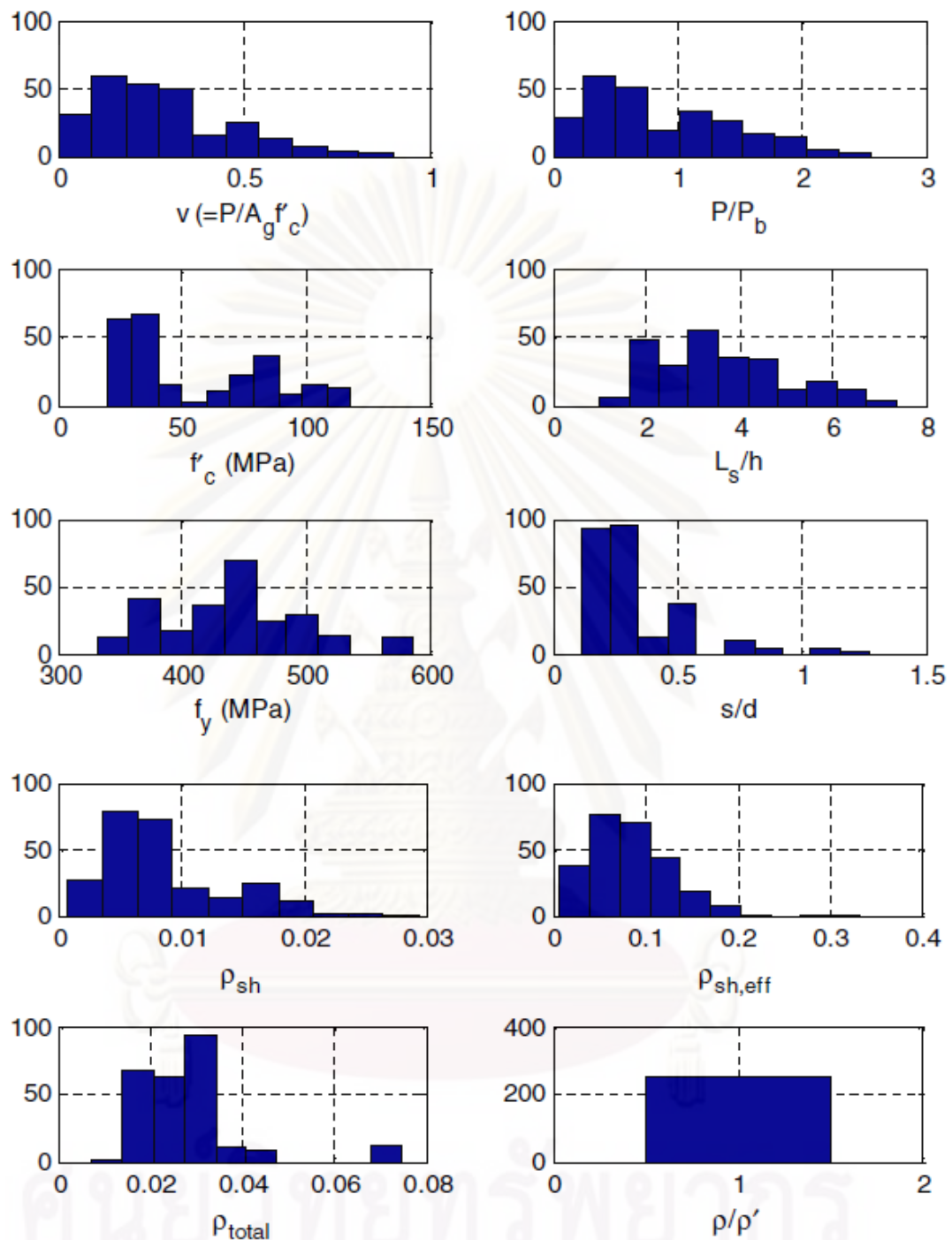
รูปที่ 2.18 การเกิดการเสื่อมถอยของกำลังเปรียบเทียบกับกรณีไม่เกิดการเสื่อมถอยของกำลัง
(OpenSees, 2007)

2.6 แบบจำลองโครงสร้างคาน-เสา (beam-column element model)

Haselton และคณะ (2008) ได้ทำการสร้างแบบจำลองคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ประกอบด้วยชิ้นส่วนแบบยึดหยุ่นอยู่ตรงกลางและมีสปริงรับการหมุนที่ปลาย ดังแสดงในรูปที่ 2.19 เรียกแบบจำลองดังกล่าวว่า แบบจำลองแบบรวมพฤติกรรมพลาสติก (lumped-plasticity element model) โดยให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมภายใต้แรงแบบวิวิจกรตามแบบจำลองการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างที่พัฒนาโดย Ibarra, Medina และ Krawinkler (2005) (รูปที่ 2.22) จากนั้นทำการสอบเทียบแบบจำลองดังกล่าวกับผลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้มีการทดสอบไว้ในอดีต จำนวน 255 ผลการทดสอบ เพื่อให้ผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจริงมากที่สุด และนำค่าที่ได้จากการสอบเทียบมาหาความสัมพันธ์และนำเสนอสมการ เพื่อนำไปใช้สำหรับสร้างแบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กต่อไป โดยมีข้อจำกัดคือค่าพารามิเตอร์ของโครงสร้างจะต้องมีค่าอยู่ในช่วงที่กำหนดดังแสดงในรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.19 แบบจำลองโครงสร้าง คาน-เสา แบบรวมพฤติกรรมพลาสติก



รูปที่ 2.20 ฮิสโทแกรมของพารามิเตอร์เสา จำนวน 255 ผลการทดสอบ (Haselton, 2008)

สมการที่ Haselton และคณะนำเสนอสามารถนำไปใช้คำนวณค่าพารามิเตอร์ สำหรับ โครงสร้างคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก แบบจำลองนี้ ได้คำนึงถึงพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กดังต่อไปนี้ การวิบัติเนื่องจากคอนกรีตถูกอัดแตก (crushing), การ วิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมหลักเกิดการโก่งเดาะ (rebar buckling), การวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต (bond failure) โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของชิ้นส่วนโครงสร้างคาน-เสา (EI_{sf40}) คำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างสติฟเนสที่ตัดผ่านจุดที่มีค่าโมเมนต์เท่ากับ 40% ของโมเมนต์ที่จุดคราก (รูปที่ 2.21) กับสติฟเนสของหน้าตัดทั้งหมดของชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$\frac{EI_{sf40}}{EI_g} = -0.02 + 0.98 \left[\frac{P}{A_g f'_c} \right] + 0.09 \left[\frac{L_s}{h} \right] \quad (2.18)$$

เมื่อ

$$0.35 \leq \frac{EI_{sf40}}{EI_g} \leq 0.8 \quad (2.19)$$

โดยที่

P = แรงกระทำในแนวแกน (kN)

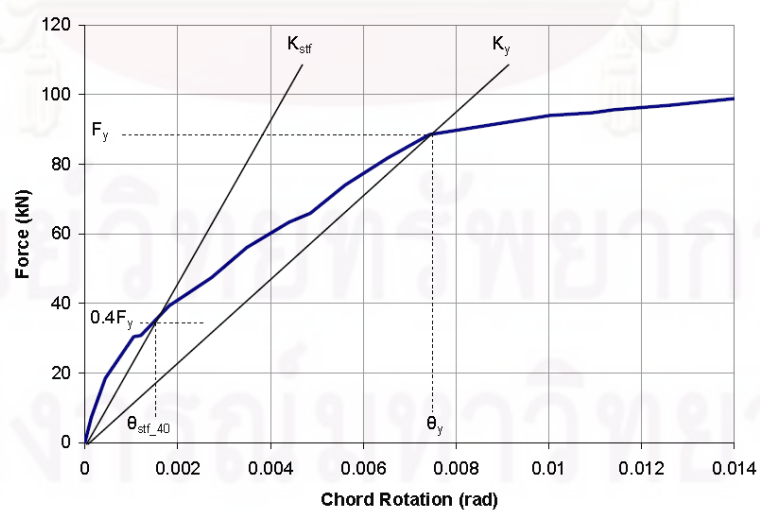
A_g = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของส่วนโครงสร้าง (mm^2)

f'_c = หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

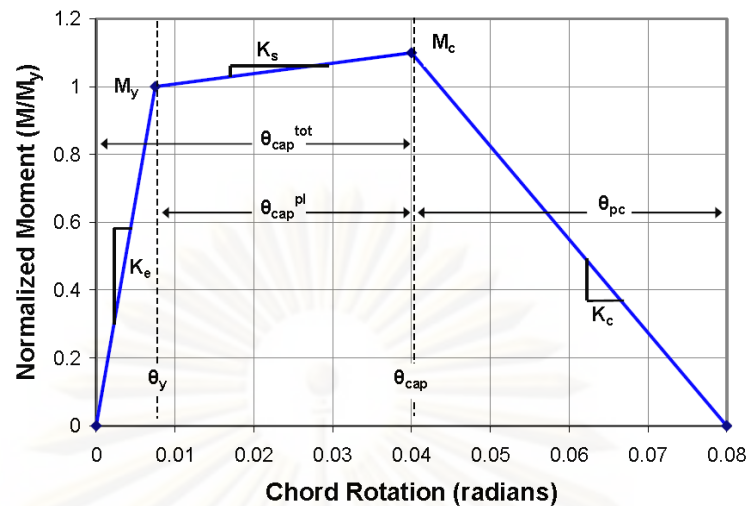
L_s = ช่วงความยาวของส่วนโครงสร้าง วัดจากจุดรองรับถึงจุดดัดกลับของส่วนโครงสร้าง (shear span, mm)

h = ความหนาของส่วนโครงสร้างคาน-เสา โดยวัดขนานกับแรงกระทำทางด้านข้าง (mm)

EI_g = โมเมนต์อินเนอร์เซียของรูปตัดทั้งหมด (gross cross-sectional moment of inertia, kN/mm/mm)



รูปที่ 2.21 การนิยามสติฟเนสประสิทธิผลจากเส้นโค้งขอบนอกของการทดสอบด้วยแรงด้านข้างทิศทางเดียว (Haselton, 2008)



รูปที่ 2.22 เส้นโค้งขอบนอก (backbone curve) พัฒนาโดย Ibarra, Medina และ Krawinkler (อ้างอิงใน Haselton, 2008)

รูปที่ 2.22 คือ แบบจำลองที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมหมุนที่ปลายของชิ้นส่วนคาน-เสา ซึ่งเป็นบริเวณที่เกิดการเสียรูปมากที่สุดเมื่อถูกแรงกระทำทางด้านข้าง โดยสามารถคำนวณหาค่ามุมหมุนพลาสติกไว้จากจุดครากถึงจุดที่มีกำลังสูงสุด (plastic-rotation capacity, $\theta_{cap,pl}$) (radian) ได้ตามสมการต่อไปนี้

$$\theta_{cap,pl} = 0.12 \frac{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f_c'} \right) \right)^{0.225}}{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'} \right) \right)} (1 + 0.55 a_{sl}) (0.16)^v \dots \quad (2.20)$$

$$(0.02 + 40 \rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01 c_{units} f_c'} (0.66)^{0.1 s_n} (2.27)^{10.0 \rho}$$

มุมหมุนที่รวมผลการหมุนของชิ้นส่วนโครงสร้างในช่วงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและแบบพลาสติก (total rotation capacity, $\theta_{cap,tot}$) จนกระทั่งถึงจุดที่ชิ้นส่วนโครงสร้างมีกำลังสูงสุด (capping) สามารถคำนวณได้ตามสมการต่อไปนี้

$$\theta_{cap,tot} = 0.14 \frac{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f_c'} \right) \right)^{0.175}}{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'} \right) \right)} (1 + 0.4 a_{sl}) \dots \quad (2.21)$$

$$(0.19)^v (0.02 + 40 \rho_{sh})^{0.54} (0.62)^{0.01 c_{units} f_c'}$$

มุมหมุนภายหลังจากจุดที่ชิ้นส่วนโครงสร้างมีกำลังสูงสุด (post-capping rotation capacity, θ_{pc}) สามารถคำนวณได้ตามสมการต่อไปนี้

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (2.22)$$

และสติเฟนสภายหลังเกิดการครากของวัสดุ (post-yield hardening stiffness) โดยคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์สูงสุดของชิ้นส่วนโครงสร้างกับโมเมนต์ที่จุดคราก ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{M_c}{M_y} = (1.25)(0.89)^v (0.91)^{0.01c_{units}f'_c} \quad (2.23)$$

โดยที่

- ρ = อัตราส่วนของเนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กยื่นในเสาคู่ต่อเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิภาพของรูปตัดเสาคู่
- ρ' = อัตราส่วนของเนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัดในเสาคู่ต่อเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิภาพของรูปตัดเสาคู่ (A'_s/bd)
- ρ_{sh} = อัตราส่วนของเนื้อที่ของเหล็กเสริมทางขวางในเสาคู่ต่อเนื้อที่ของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมทางขวางคูณกับความกว้างของเสาคู่ (A_{sh}/sb)
- v = อัตราส่วนของแรงในแนวแกน ($P/A_g f'_c$) (kN)
- c_{units} = ค่าคงที่สำหรับแปลงหน่วย มีค่าเท่ากับ 1 เมื่อ f'_c มีหน่วยเป็น MPa และมีค่าเท่ากับ 6.9 เมื่อมีหน่วยเป็น ksi
- f'_c = กำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตไร้การโอบรัดรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน (MPa)
- s_n = ค่าสัมประสิทธิ์การโก่งเดาะของเหล็กยื่นในเสาคู่ = $\left(\frac{s}{d_b}\right)\left(\frac{f_y}{100}\right)^{0.5}$
- a_{sl} = ดัชนีชี้วัดการเกิดการรูดของเหล็กยื่น (longitudinal rebar slip) โดยที่ $a_{sl} = 1$ เมื่อคำนึงถึงการรูดของเหล็กยื่น และ $a_{sl} = 0$ เมื่อไม่คำนึงถึงการรูดของเหล็กยื่น

นอกจากนี้ Haselton และคณะ ยังได้แนะนำให้ใช้วิธีการคำนวณโมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัด (yield moment of cross section, M_y) ตามงานวิจัยของ Panagiotakos และ Fardis (2001) ดังสมการที่ 2.24

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ \begin{array}{l} E_c \frac{k_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{k_y}{3} \right) + \dots \\ \frac{E_s}{2} \left[(1 - k_y) \rho_t + (k_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] (1 - \delta') \end{array} \right\} \quad (2.24)$$

เมื่อ

$$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{1/2} - nA \quad (2.25)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.26)$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} \quad (2.27)$$

กรณีที่ 1 การครากของหน้าตัดถูกควบคุมโดยเหล็กเสริมรับแรงดึง

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s (1 - k_y) d} \quad (2.28)$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad (2.29)$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (2.30)$$

กรณีที่ 2 การครากของหน้าตัดถูกควบคุมโดยหน้าตัดรับแรงอัด (compression zone)

$$\phi_y = \frac{\epsilon_c}{k_y d} \approx \frac{1.8 f'_c}{E_s k_y d} \quad (2.31)$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 n b d f'_c} \quad (2.32)$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') \quad (2.33)$$

โดยที่

b	=	ความกว้างของผิวด้านรับแรงอัด (width of compression zone)
d	=	ความลึกประสิทธิภาพ (effective depth of cross section)
d'	=	ระยะจากผิวนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงอัด
E_c	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
E_s	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม
k_y	=	อัตราส่วนระหว่างระยะที่วัดจากผิวบนของหน้าตัดถึงแนวแกนสะเทินและความลึกประสิทธิภาพ
M_y	=	โมเมนต์ดัดที่จุดครากของหน้าตัด
N	=	แรงอัดตามแนวแกนที่กระทำตั้งฉากกับหน้าตัด ให้คิดเป็นบวกสำหรับแรงอัด
n	=	อัตราส่วนโมดูลัส
ϵ_c	=	หน่วยการหดตัวของคอนกรีต
ϕ_y	=	ความโค้งของหน้าตัดที่จุดคราก
ρ	=	อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของรูปตัดเสก
ρ'	=	อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของรูปตัดเสก

บทที่ 3

การสร้างเส้นโค้งความบอบบางของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหว

เส้นโค้งความบอบบางคือ กราฟที่บ่งบอกถึงสมรรถนะของโครงสร้างที่ระดับต่าง ๆ หรือพฤติกรรมของโครงสร้างในขณะเกิดแผ่นดินไหว และยังบ่งบอกถึงความสามารถของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหวอีกด้วย แบ่งออกเป็น 3 ลักษณะ คือ

3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM)

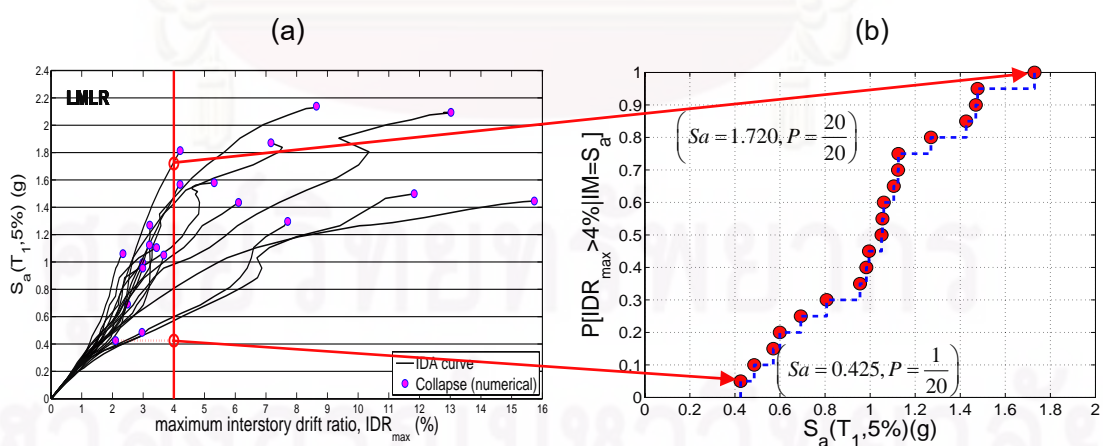
กราฟ IDA ในรูปที่ 2.7 แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่างระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว (IM) กับการตอบสนองของอาคาร (EDP) มีการกระจายตัวและมีความไม่แน่นอน ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่าง IM และ EDP ควรที่จะแสดงในเชิงความน่าจะเป็น ซึ่งในกรอบแนวคิดนี้จะบ่งชี้โดยความน่าจะเป็นที่ EDP จะมีค่าเกินค่าที่สนใจหนึ่งๆ (edp) ซึ่งอาจเป็นการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (IDR_{max}) ที่เป็นขีดจำกัดของระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ค่าความน่าจะเป็นนี้ขึ้นอยู่กับ IM ด้วย จึงเรียกว่า ความน่าจะเป็นแบบมีเงื่อนไข (conditional probability) ใช้สัญลักษณ์ว่า $P[EDP > edp | IM = im]$ ความน่าจะเป็นแบบมีเงื่อนไขนี้จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ IM มีค่าเพิ่มขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความน่าจะเป็นนี้กับ IM คือ ความบอบบาง (fragility) นั่นเอง โดยเป็นกราฟที่แกนตั้งเป็น $P[EDP > edp | IM = im]$ และแกนนอนเป็น IM เช่น S_a เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 2.5

การหาค่าความน่าจะเป็นดังกล่าวข้างต้น ซึ่งคือความน่าจะเป็นที่ค่าการตอบสนองทางวิศวกรรมจะเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดที่ระดับค่าบ่งชี้ความรุนแรงของแผ่นดินไหวต่าง ๆ ด้วยกราฟที่สร้างจากวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (IDA curve) สามารถทำได้โดยวิธีการนับหรือเรียกว่าความน่าจะเป็นเชิงการจัด (combinatorial probability) กล่าวคือ เป็นการทดลองที่มีผลที่อาจจะเกิดขึ้นได้ทั้งหมด n ชนิด และแต่ละชนิดมีโอกาสที่จะเกิดขึ้นเท่า ๆ กัน (equally like outcome) หรือการทดลองที่ให้ผลของการทดลองแบบสุ่ม ระหว่างผลของการทดลองที่เป็นไปได้ n ชนิด โดยถือว่าจำนวนกราฟผลการวิเคราะห์ IDA เป็นจำนวนข้อมูลตัวอย่างทั้งหมด เมื่อต้องการประมาณค่าความน่าจะเป็นที่ EDP (เช่น IDR_{max}) จะมีค่ามากกว่า edp โดยมีเงื่อนไขว่า IM (เช่น S_a) มีค่าเท่ากับค่าคงที่ im ให้ทำโดยพิจารณาผลการวิเคราะห์ IDA ทุกเส้นกราฟขณะที่ IM มีค่าเท่ากับค่าคงที่ im แล้วนับจำนวนข้อมูลที่มีค่า EDP มากกว่าเกณฑ์ edp ที่กำหนด ซึ่งจำนวนนี้หารด้วยจำนวนตัวอย่างทั้งหมดจะเป็นค่า $P[EDP > edp | IM = im]$ ซึ่งเมื่อนำจุด

ข้อมูลคู่ลำดับระหว่างค่าคงที่ im และ $P[EDP > edp | IM = im]$ ไปเขียนกราฟก็จะได้กราฟความบอบบาง ที่อธิบายความสัมพันธ์ระหว่าง EDP และ IM (ดังรูปที่ 3.1b)

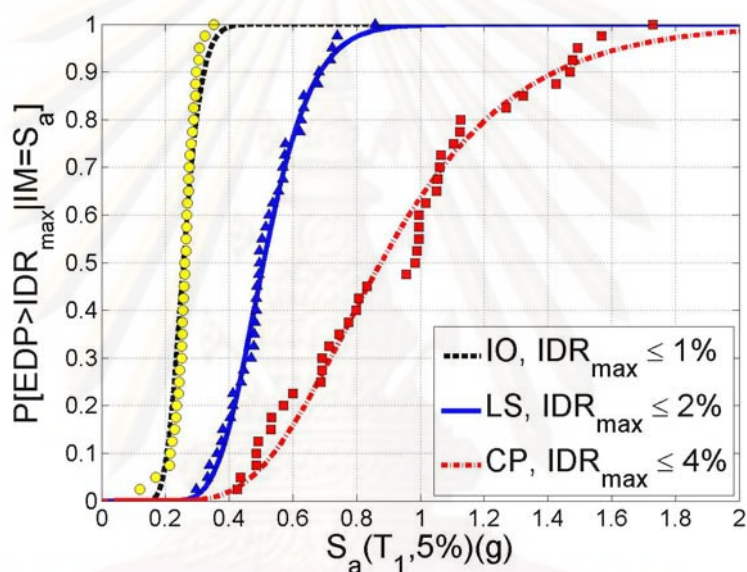
กราฟดังกล่าวจะมีค่า $P[EDP > edp | IM = im]$ คงที่ในขณะที่ im ค่อยๆ เพิ่มขึ้น จนกระทั่งมีกราฟ IDA ที่มีค่า EDP เปลี่ยนแปลงจากเดิมที่น้อยกว่า edp เป็นมากกว่า EDP ที่ระดับ im นั้นจะมีการเพิ่มขึ้นของค่า $P[EDP > edp | IM = im]$ อีก $1/n$ โดยที่ n คือจำนวนผลการวิเคราะห์ IDA ทั้งหมด ดังนั้นเราสามารถสร้างกราฟความบอบบางโดยพล็อตเฉพาะจุดที่มีการเพิ่มขึ้นของ $P[EDP > edp | IM = im]$ ดังตัวอย่างในรูปที่ 3.1 ซึ่งเป็นการหาความสัมพันธ์ระหว่าง $P[IDR_{max} > 4\% | IM = S_a]$ กับ S_a โดยที่ edp คือ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารสูงสุดมีค่าเท่ากับ 4% ซึ่ง FEMA-356 ถือว่าเป็นขีดจำกัดของสมรรถนะใกล้พังทลายของอาคาร (collapse prevention performance level)

การสร้างกราฟความบอบบางทำโดยพิจารณาจากเส้นดิ่งในกราฟ IDA ที่มีค่า $IDR_{max} = 4\%$ และพิจารณาเส้นดิ่งนี้จากล่างขึ้นบน ที่ระดับความรุนแรง S_a ที่มีกราฟ IDA ตัดขวางเส้นดิ่งนี้ $P[IDR_{max} > 4\% | IM = S_a]$ จะมีค่าเพิ่มขึ้น $1/20$ ซึ่งในตัวอย่างนี้ $n = 20$ ดังนั้น $P[IDR_{max} > 4\% | IM = S_a]$ เพิ่มจากศูนย์เป็น $1/20$ ที่ $S_a = 0.425$ g และเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ทุกระดับ S_a ที่กราฟ IDA ตัดขวางเส้นดิ่งนี้ จนกระทั่ง $P[IDR_{max} > 4\% | IM = S_a]$ มีค่าเท่ากับ 1.0 ที่ $S_a = 1.720$ g สังเกตว่ากราฟ IDA บางเส้นหยุดอยู่ที่ค่า IDR_{max} น้อยกว่า 4% เนื่องจากเกิดการพังทลายแล้ว จึงให้ถือว่าที่จุดพังทลายนั้น ค่า IDR_{max} มีค่าเพิ่มเป็นอนันต์ที่ค่า S_a คงที่ที่ระดับที่เกิดการพังทลายนั้น ดังเส้นประในรูปที่ 3.1a



รูปที่ 3.1 การสร้างเส้นโค้งความบอบบางที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนอง IDR_{max} กับระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว S_a

จากกระบวนการที่กล่าวมาจะได้กราฟความบอบบางซึ่งเป็นความน่าจะเป็นที่ IDR_{max} จะมากกว่า 4 % ซึ่งถือว่าโครงสร้างมีสมรรถนะ (performance level) ไม่ผ่านเกณฑ์ที่ป้องกันการพังทลาย collapse prevention หากนำวิธีการนี้ไปใช้สร้างกราฟความบอบบางสำหรับระดับสมรรถนะอื่น ๆ เช่น ระดับที่ใช้งานอาคารได้ทันที (immediate occupancy, IDR_{max} ต้องไม่เกิน 1%) และระดับที่ปลอดภัยต่อชีวิต (life safety, IDR_{max} ต้องไม่เกิน 2%) ตามนิยามของ FEMA-356 โดยใช้ข้อมูลจาก IDA เดียวกัน (รูปที่ 3.1a) จะได้กราฟความบอบบางดังรูปที่ 3.2 เราสามารถหาสมการเส้นโค้งที่เป็นตัวแทนจุดข้อมูลเหล่านี้ได้ โดยใช้แบบจำลองการกระจายของความน่าจะเป็น (statistical model of probability distribution) ซึ่งอธิบายในหัวข้อที่ 3.4

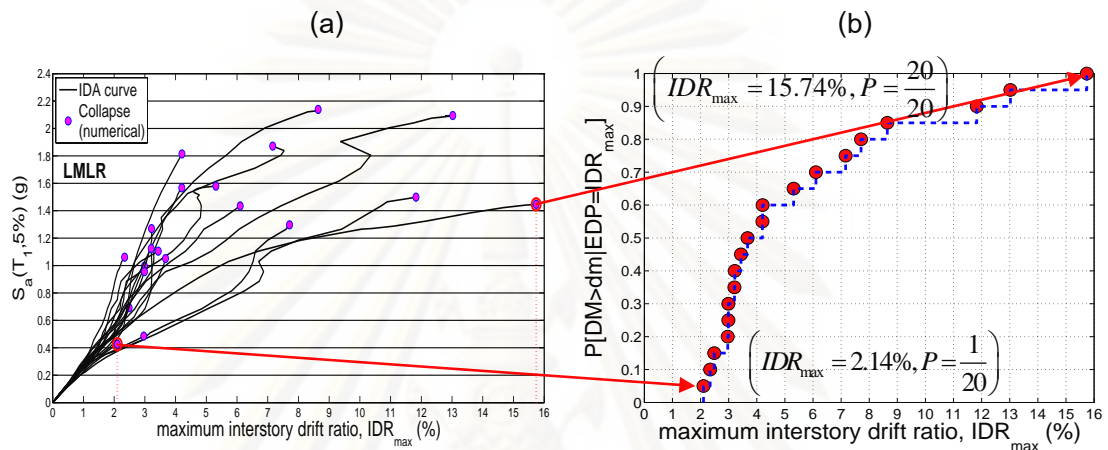


รูปที่ 3.2 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างโดยใช้ข้อมูลจากกราฟ IDA ในรูปที่ 3.1a ที่ระดับสมรรถนะของโครงสร้างต่าง ๆ โดยใช้เกณฑ์ของ IDR_{max} ตาม FEMA-356

3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP)

การเชื่อมโยงค่าการตอบสนอง เช่น IDR_{max} กับความเสียหายที่เกิดขึ้นอย่างเป็นรูปธรรม เช่น การแตกร้าวของผนัง หรือ การชำรุดขององค์อาคาร ยังคงเป็นเรื่องยาก โดยเฉพาะการนิยามและบ่งชี้ระดับความเสียหายซึ่งทำได้หลากหลายรูปแบบ จึงยังไม่มีเกณฑ์ที่ชัดเจน แต่การนิยามระดับความเสียหายที่เริ่มเกิดการครากของชิ้นส่วนโครงสร้างหลัก (first yielding) หรือการพังทลายจากการคำนวณ (numerical collapse) สามารถที่จะนิยามได้ชัดเจน ในที่นี้จึงขอเฉพาะแสดงตัวอย่างการหาความสัมพันธ์ระหว่างการพังทลายและค่าการตอบสนอง (IDR_{max})

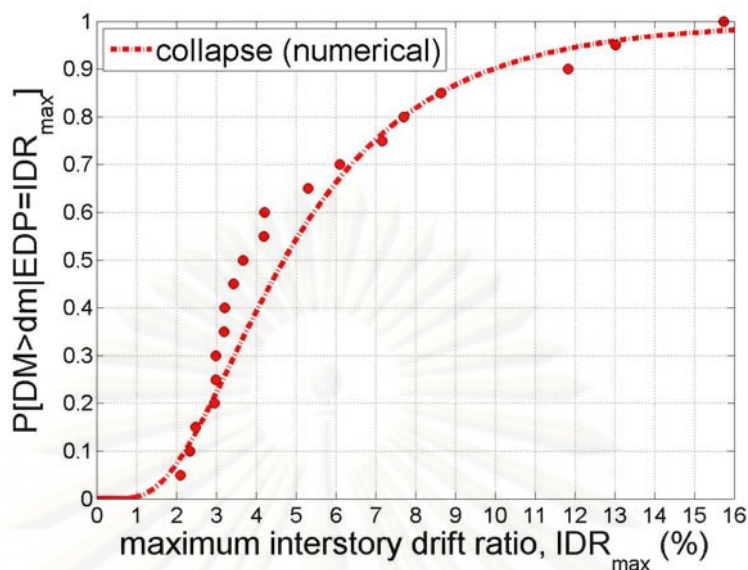
จากรูปที่ 3.3a เราสามารถตรวจสอบได้ว่า IDR เท่าใดที่โครงสร้างจะเกิดการพังทลาย (collapse) โดยสังเกตจุดสุดท้ายของกราฟ IDA หากใช้แนวทางของความน่าจะเป็นที่ได้กล่าวข้างต้น เราสามารถอธิบายความสัมพันธ์นี้ด้วยค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดที่ระดับการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นต่าง ๆ ของอาคาร (IDR_{max}) ใช้สัญลักษณ์ว่า $P[DM > dm | EDP = idr_{max}]$



รูปที่ 3.3 การสร้างเส้นโค้งความบอบบางที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายกับค่าการตอบสนอง IDR_{max}

ซึ่งหากเราพิจารณารูปที่ 3.3a ว่าถ้า IDR_{max} มีค่าเท่ากับค่าคงที่ใด ๆ กราฟ IDA มีการพังทลายเกิดขึ้นไปแล้วก็กรณี จำนวนกรณีที่พังทลายหารด้วยจำนวนกรณีทั้งหมดจะเป็น $P[DM > collapse | EDP = idr_{max}]$ ดังนั้นเมื่อ พิจารณาค่า IDR_{max} ที่ค่อย ๆ เพิ่มขึ้นไปจนพบการจุดข้อมูลที่พังทลาย (รูปที่ 3.3a) ความน่าจะเป็น $P[DM > collapse | EDP = idr_{max}]$ จะมีค่าเพิ่มขึ้น $1/n$ ดังรูปที่ 3.3b จนกระทั่งมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อ IDR_{max} มีค่าเท่ากับการพังทลายที่เกิดขึ้นที่ค่า IDR_{max} ที่มากที่สุด ($IDR_{max} = 15.74\%$)

กราฟที่ได้ในรูปที่ 3.3b เป็นกราฟความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง IDR_{max} กับการพังทลายในเชิงความน่าจะเป็น เราสามารถสร้างสมการเส้นโค้งที่สอดคล้องกับจุดข้อมูลโดยใช้แบบจำลองการกระจายความน่าจะเป็น ซึ่งหากใช้การแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal distribution) จะได้เส้นโค้งความบอบบาง (fragility curve) ดังรูปที่ 3.4



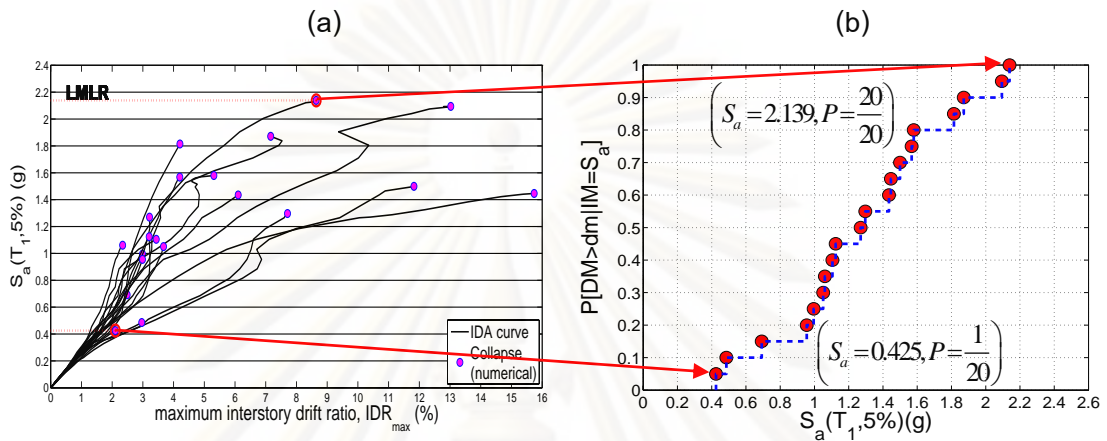
รูปที่ 3.4 เส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างที่แสดงความน่าจะเป็นของการพังทลายที่ขึ้นกับค่าการตอบสนอง IDR_{max} ของอาคารตัวอย่าง

3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM)

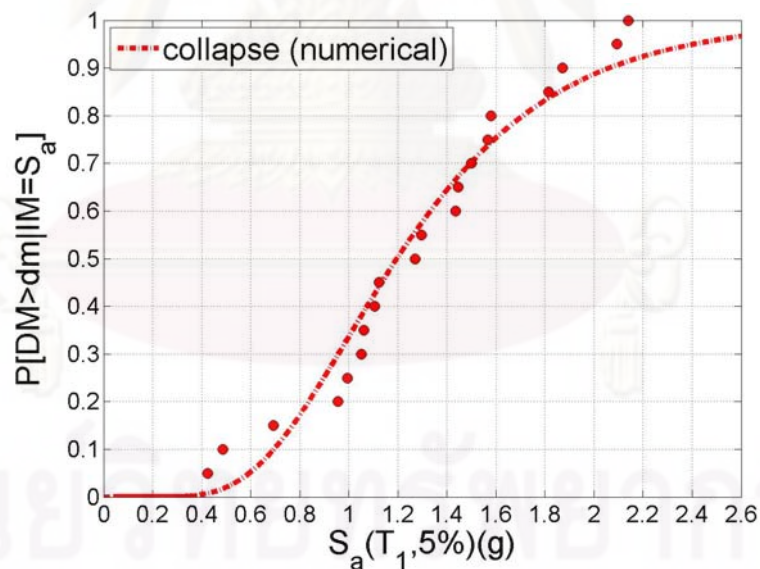
กราฟ IDA ในรูปที่ 3.5a แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่างระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว (IM) กับความเสียหายของอาคาร (DM) มีการกระจายตัวและมีความไม่แน่นอน เมื่อพิจารณาตามหลักการทางวิศวกรรมแผ่นดินไหวที่อ้างอิงสมรรถนะของโครงสร้างเป็นหลัก (PBEE) ของ FEMA-356 (รูปที่ 2.2) เห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวกับความเสียหายของอาคารเป็นการเชื่อมโยงกันระหว่างขั้นตอนการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างและขั้นตอนการวิเคราะห์ความเสียหายของอาคาร ดังนั้นเราสามารถอธิบายความสัมพันธ์นี้ด้วยค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดที่ระดับค่าบ่งชี้ความรุนแรงของแผ่นดินไหวต่าง ๆ ใช้สัญลักษณ์ว่า $P[DM > dm | IM = im]$

การหาความน่าจะเป็นดังกล่าวข้างต้นสามารถทำได้โดยใช้ข้อมูลจากกราฟ IDA โดยถือว่าจำนวนเส้นกราฟผลการวิเคราะห์ IDA เป็นจำนวนข้อมูลทั้งหมด (n) และตรวจสอบว่าที่ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวเท่ากับค่าคงที่ค่าใดค่าหนึ่งโครงสร้างจะเกิดการพังทลาย (collapse) ไปแล้วกี่กรณี โดยสังเกตจุดสุดท้ายของกราฟ IDA จำนวนกรณีที่พังทลายหารด้วยจำนวนกรณีทั้งหมดจะเป็น $P[DM > dm | IM = im]$ ดังนั้นเมื่อพิจารณาค่า S_a ที่ค่อย ๆ เพิ่มขึ้นไปจนพบกับจุดข้อมูลที่อาคารเกิดการพังทลาย (รูปที่ 3.5a) ความน่าจะเป็น $P[DM > dm | IM = im]$ จะมีค่าเพิ่มขึ้น $1/n$ ดังรูปที่ 3.5b จนกระทั่ง $S_a = 2.139$ g ความน่าจะเป็นที่อาคารจะเกิดการพังทลายมีค่าเท่ากับ 1.0

กราฟที่ได้ในรูปที่ 3.5b เป็นกราฟความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง IDR_{max} กับการพังทลายในเชิงความน่าจะเป็น เราสามารถสร้างสมการเส้นโค้งที่สอดคล้องกับจุดข้อมูลโดยใช้แบบจำลองการกระจายความน่าจะเป็น ซึ่งหากใช้การแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal distribution) จะได้เส้นโค้งความบอบบาง (fragility curve) ดังรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.5 การสร้างเส้นโค้งความบอบบางที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายของอาคารกับระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว S_a



รูปที่ 3.6 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความน่าจะเป็นของการพังทลายที่ขึ้นกับระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง

3.4 การประมาณค่าพารามิเตอร์

การสร้างสมการเส้นโค้งความบอบบางโดยใช้แบบจำลองทางสถิติสามารถทำได้โดย (1) เลือกชนิดของการกระจายความน่าจะเป็นซึ่งมีผลต่อรูปแบบของสมการ และ (2) ประมาณค่าของพารามิเตอร์ที่ใช้แทนค่าในสมการเหล่านั้น ซึ่งมีอยู่หลายวิธี ในที่นี้จะกล่าวถึง วิธีกำลังสองน้อย

ที่น้อยที่สุด (least square regression) และ วิธีความควรจะเป็นสูงสุด (maximum likelihood) ซึ่งสรุปได้ดังนี้

3.4.1 วิธีกำลังสองน้อยที่สุด (least square method)

วิธีการกำลังสองน้อยที่สุดเป็นวิธีที่ใช้ในการประมาณค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองที่ใช้ทำนายตัวแปร โดยใช้เกณฑ์การหาค่าพารามิเตอร์ที่ทำให้ผลรวมของค่าความคลาดเคลื่อนยกกำลังสอง ($\sum r^2$) มีค่าน้อยที่สุด ดังสมการที่ 3.1 โดยค่าความคลาดเคลื่อน (residual, r) คือความแตกต่างระหว่างค่าที่สังเกตได้และค่าจากแบบจำลอง (Alessandro Dazio, 2006)

$$\sum r^2 = \sum_{i=1}^n (p_i - p'_i)^2 \quad (3.1)$$

โดยที่

- r = ความแตกต่างระหว่างค่าที่สังเกตได้กับค่าจากแบบจำลอง (residual)
- p_i = ค่าที่สังเกตได้ (sampled data)
- p'_i = ค่าจากแบบจำลอง (predicted data)
- n = จำนวนหน่วยสังเกต (number of samples)

จากสมการที่ 3.1 จะได้

$$\begin{aligned} \sum r^2 &= \sum_{i=1}^n (p_i - p'_i)^2 \\ &= \sum_{i=1}^n \left(p_i - \Phi \left(\frac{\ln(x_i) - \left(\ln \lambda - \frac{1}{2} \ln \left(1 + \frac{\zeta^2}{\lambda^2} \right) \right)}{\sqrt{\ln \left(1 + \frac{\zeta^2}{\lambda^2} \right)}} \right) \right)^2 \end{aligned} \quad (3.2)$$

จากนั้นทำการหาค่า λ และ ζ ที่ทำให้ค่าความคลาดเคลื่อนยกกำลังสอง ($\sum r^2$) น้อยที่สุดซึ่งทำได้โดยใช้เทคนิคการหาค่าสูงสุด-ต่ำสุด (optimization) จากนั้นนำค่า λ และ ζ ที่ได้มาคำนวณค่าเฉลี่ย (μ_{LS}) และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (σ_{LS}) ของการแจกแจงแบบล็อกปกติตามสมการที่ ค.3 และ ค.4 จะได้

สมมติฐานที่สำคัญของวิธีนี้คือความแปรปรวนของความคลาดเคลื่อน r จะต้องคงที่ตลอดช่วงของค่าตัวแปรสุ่มที่พิจารณา

$$\mu_{LS} = \ln \lambda - \frac{1}{2} \sigma_{LS}^2 \quad (3.3)$$

$$\sigma_{LS} = \sqrt{\ln \left(1 + \frac{\zeta^2}{\lambda^2} \right)} \quad (3.4)$$

- โดยที่
- x = ตัวแปรสุ่มที่มีการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบล็อกปกติ
 - Φ = ฟังก์ชันการแจกแจงสะสมปกติมาตรฐาน (cumulative standard normal distribution function)
 - μ_{LS} = ค่าเฉลี่ยของการแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal mean) ที่ได้จากการประมาณด้วยวิธีกำลังสองน้อยที่สุด
 - σ_{LS} = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของการแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal standard deviation) ที่ได้จากการประมาณด้วยวิธีกำลังสองน้อยที่สุด
 - n = จำนวนของกลุ่มตัวอย่างทั้งหมด

3.4.2 วิธีความควรจะเป็นสูงสุด (maximum likelihood method)

วิธีความควรจะเป็นสูงสุดเป็นวิธีการทางสถิติที่ใช้ประมาณค่าพารามิเตอร์ของประชากรโดยอาศัยทฤษฎีความน่าจะเป็นและการแจกแจงตัวอย่าง แล้วเลือกค่าพารามิเตอร์ที่ทำให้ฟังก์ชันความควรจะเป็น (likelihood function, $L(x_1, \dots, x_n; \mu, \sigma)$) ที่สอดคล้องกับข้อมูลที่วัดได้จริงจากกลุ่มตัวอย่างสูงสุด หรือนำฟังก์ชันความควรจะเป็นมาหาอนุพันธ์เทียบกับพารามิเตอร์ โดยที่ค่าประมาณของพารามิเตอร์ คือค่าที่ทำให้สมการอนุพันธ์มีค่าเท่ากับศูนย์ (Hines และ คณะ, 2003)

ในการใช้วิธีความควรจะเป็นสูงสุดจะต้องทราบลักษณะการแจกแจงของตัวแปรสุ่มและข้อมูลสังเกต (observation) ต้องเป็นอิสระต่อกันและมีลักษณะการแจกแจงอย่างเดียวกัน

การแจกแจงแบบล็อกปกติมีพารามิเตอร์สองตัวที่ต้องการประมาณค่าคือ ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของการแจกแจงแบบล็อกปกติ ในการประมาณค่าพารามิเตอร์โดยใช้วิธีความควรจะเป็นสูงสุดประมาณค่าพารามิเตอร์ของกลุ่มตัวอย่างที่มีการแจกแจงแบบล็อกปกติ สามารถทำได้ดังนี้ (Porter, Kennedy และ Bachman, 2006)

$$\begin{aligned}
L(x_1, \dots, x_n; \mu, \sigma) &= \prod_{i=1}^n f(x_i; \mu, \sigma) \\
&= f(x_1; \mu, \sigma) \cdot f(x_2; \mu, \sigma) \cdot \dots \cdot f(x_n; \mu, \sigma) \\
&= \prod_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{x_i \sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x_i - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] \right\} \\
&= \left(\frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \right)^n \left(\prod_{i=1}^n x_i^{-1} \right) \exp \left[-\frac{1}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu)^2 \right] \tag{3.4}
\end{aligned}$$

หาค่าลอการิทึมของ $L(x_1, \dots, x_n; \mu, \sigma)$ ในสมการที่ 3.4 จะได้

$$\ln L(x_1, \dots, x_n; \mu, \sigma) = -n \ln \sqrt{2\pi} - n \ln \sigma - \sum_{i=1}^n \ln x_i - \frac{1}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu)^2 \tag{3.5}$$

จากสมการที่ 3.5 นำมาคำนวณหาค่า μ และ σ ที่เหมาะสมที่สุดที่ทำให้ค่า $L(x_1, \dots, x_n; \mu, \sigma)$ มีค่ามากที่สุด (maximun) จะได้

$$\frac{\partial \ln L}{\partial \mu} = \frac{1}{\sigma_{MLE}^2} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_{MLE}) = 0 \tag{3.6}$$

$$\frac{\partial \ln L}{\partial \sigma} = -\frac{n}{\sigma_{MLE}} + \frac{1}{\sigma_{MLE}^3} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_{MLE})^2 = 0 \tag{3.7}$$

จากสมการที่ 3.6 และ 3.7 จะได้

$$\mu_{MLE} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \tag{3.8}$$

$$\sigma_{MLE}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_{MLE})^2 \tag{3.9}$$

จากนั้นทำการตรวจสอบว่าค่าที่ได้จากการประมาณด้วยวิธีความควรจะเป็นสูงสุดเป็นตัวประมาณค่าที่เอนเอียงหรือไม่ (biased) โดยการคำนวณค่าคาดหวัง (expected value) ของค่าที่ได้จากการประมาณว่ามีค่าเท่ากับค่าพารามิเตอร์จริงหรือไม่

จากสมการที่ 3.8

$$\begin{aligned}
 E[\mu_{MLE}] &= E\left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i\right] \\
 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n E[\ln x_i] \\
 &= \frac{1}{n} \cdot n\mu \\
 &= \mu
 \end{aligned} \tag{3.10}$$

เพราะฉะนั้นค่า μ_{MLE} เป็นตัวประมาณค่าที่ไม่เอนเอียง (unbiased)

จากสมการที่ 3.9

$$\begin{aligned}
 E[\sigma_{MLE}^2] &= E\left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_{MLE})^2\right] \\
 &= \frac{1}{n} E\left[\sum_{i=1}^n \{(\ln x_i - \mu) - (\mu_{MLE} - \mu)\}^2\right] \\
 &= \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n E(\ln x_i - \mu)^2 - nE(\mu_{MLE} - \mu)^2 \right] \\
 &= \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n \sigma^2 - n \frac{\sigma^2}{n} \right] \\
 &= \left(\frac{n-1}{n}\right) \sigma^2 \neq \sigma^2
 \end{aligned} \tag{3.11}$$

เมื่อ $E(\ln x_i - \mu)^2 = \sigma^2$ (3.12)

และ $E(\mu_{MLE} - \mu)^2 = \frac{\sigma^2}{n}$ (3.13)

เพราะฉะนั้นค่า σ_{MLE}^2 เป็นตัวประมาณค่าที่เอนเอียง (biased)

ดังนั้นกำหนดให้: $\sigma_{unbiased}^2 = \left(\frac{n}{n-1}\right) \sigma_{MLE}^2$ (3.14)

จะได้;
$$E[\sigma_{\text{unbiased}}^2] = \sigma^2 \quad (3.15)$$

เพราะฉะนั้น;
$$\sigma_{\text{unbiased}}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_{\text{MLE}})^2 \quad (3.16)$$

โดยที่

L	=	ค่าควรจะเป็น (likelihood value)
x	=	ตัวแปรสุ่มที่มีการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบล็อกปกติ
μ	=	ค่าเฉลี่ยของการแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal mean) ที่ต้องการประมาณค่า (estimator)
σ	=	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของการแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal standard deviation) ที่ต้องการประมาณค่า (estimator)
μ_{MLE}	=	ค่าเฉลี่ยของการแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal mean) ที่ได้จากการประมาณด้วยวิธีความควรจะเป็น (maximum likelihood estimation)
σ_{MLE}	=	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของการแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal standard deviation) ที่ได้จากการประมาณด้วยวิธีความควรจะเป็น (maximum likelihood estimation)
σ_{unbiased}	=	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของการแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal standard deviation) ที่ไม่เอนเอียง (unbiased)

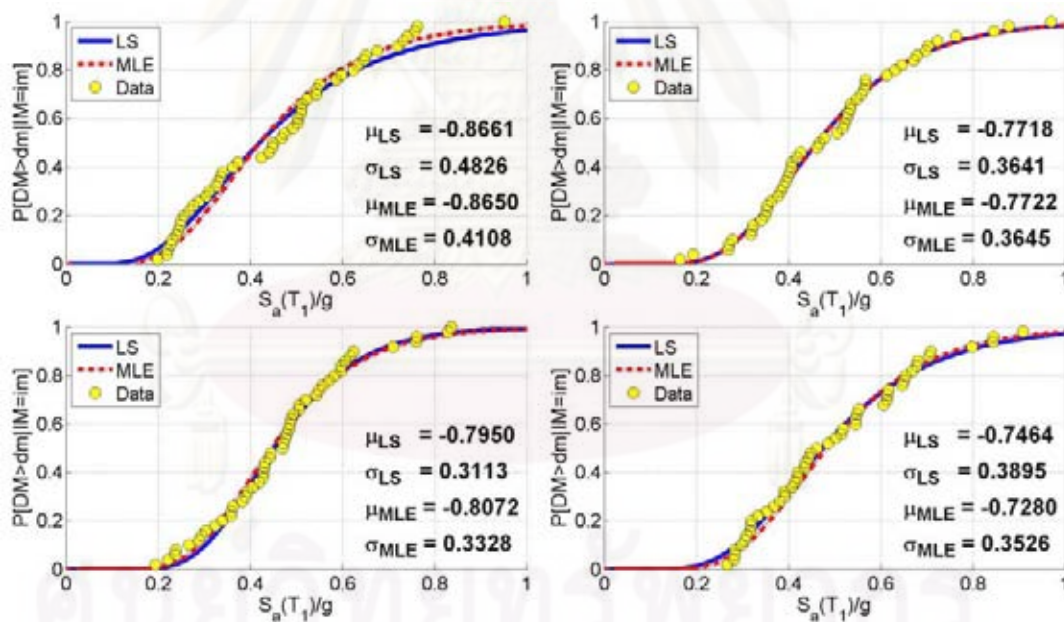
จากสมการที่ 3.16 จะเห็นได้ว่าเมื่อจำนวนหน่วยสังเกต n มีค่ามากขึ้นจะทำให้ตัวประมาณค่าเข้าใกล้ค่าจริงมากยิ่งขึ้น คุณสมบัตินี้เรียกว่า ความแนบแน่น (consistency) ซึ่งเป็นข้อดีของวิธีความควรจะเป็นสูงสุด

อีกลักษณะพิเศษของวิธีความควรจะเป็นสูงสุดเมื่อใช้ประมาณค่าพารามิเตอร์ของการแจกแจงแบบล็อกปกติ คือ การแจกแจงความน่าจะเป็นสะสม (cumulative density function) จะมีค่าเท่ากับ 0.5 เมื่อค่าตัวแปรสุ่มเท่ากับเอ็กโพเนนเชียลของ μ_{MLE} หรือเรียกว่า ค่าเฉลี่ยแบบเรขาคณิต (geometric mean) นั้นหมายความว่า เราสามารถประมาณค่ามัธยฐาน (median) ของข้อมูลโดยใช้ค่าเฉลี่ยแบบเรขาคณิตได้

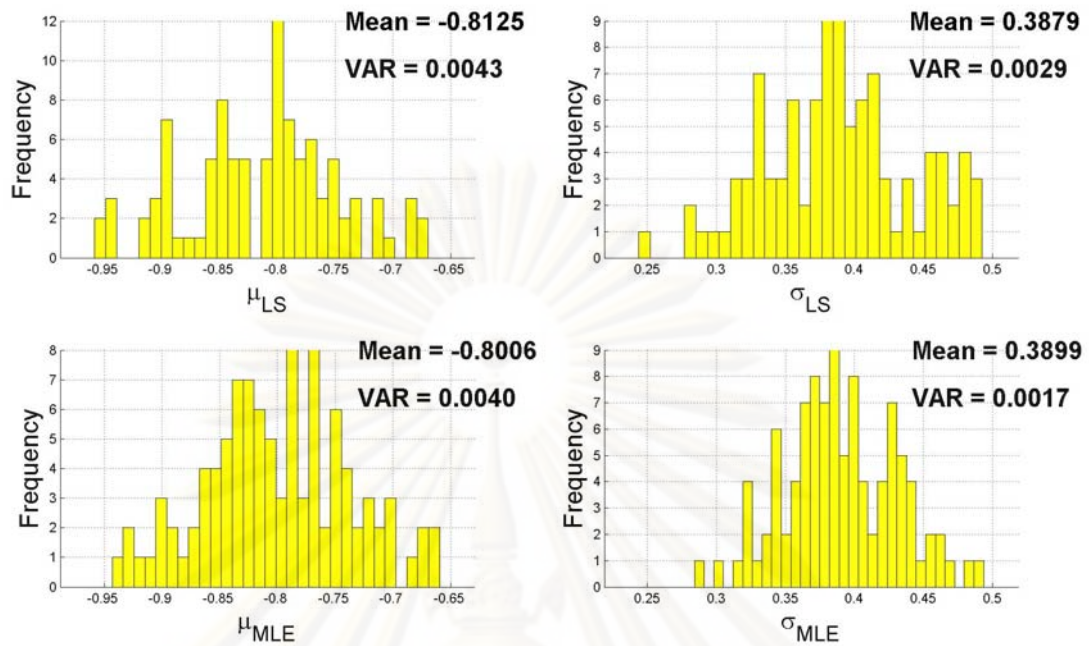
3.4.3 การเปรียบเทียบวิธีกำลังสองน้อยที่สุด (LS) กับวิธีความควรจะเป็นสูงสุด (MLE)

เพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพ (efficiency) ของวิธีการประมาณค่าพารามิเตอร์ทั้งสอง จึงทำการทดลองแบบมอนติคาร์โล (Monte Carlo) โดยสร้างข้อมูลตัวอย่าง 50 หน่วยสังเกต (Samples) ทั้งหมด 100 ครั้ง โดยแต่ละหน่วยสังเกตที่สร้างขึ้นให้มีการกระจายตัวแบบบล็อกปกติ ที่มีค่า $\mu = -0.80$ และมีค่า $\sigma = 0.40$ จากนั้นใช้วิธีการประมาณค่าทั้งสองวิธีประมาณค่าพารามิเตอร์ของข้อมูล 100 ครั้ง รูปที่ 3.7 แสดงตัวอย่างผลการประมาณค่าพารามิเตอร์ของข้อมูล 50 หน่วยสังเกต 4 ครั้ง โดยวิธี LS และ MLE ซึ่งให้ค่า μ และ σ ที่ต่างกันเล็กน้อย

จากนั้นเปรียบเทียบค่าเฉลี่ย ความแปรปรวน และการกระจายของพารามิเตอร์ μ และ σ ที่ได้จากวิธี LS และ MLE ดังรูปที่ 3.8 จะเห็นได้ว่า ทั้งสองวิธีให้ค่า μ_{MLE} และ μ_{LS} ที่ไม่เอนเอียง โดยวิธี MLE ให้ค่า μ และ σ ที่มีความแปรปรวนต่ำกว่าวิธี LS ซึ่งหมายความว่า MLE เป็นวิธีประมาณค่าพารามิเตอร์ที่มีประสิทธิภาพสูงกว่าวิธี LS



รูปที่ 3.7 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกต 4 ครั้ง จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



รูปที่ 3.8 ค่าเฉลี่ย ความแปรปรวนและการกระจายของ μ และ σ จาก 2 วิธี

บทที่ 4

อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย

4.1 อาคารตัวอย่าง

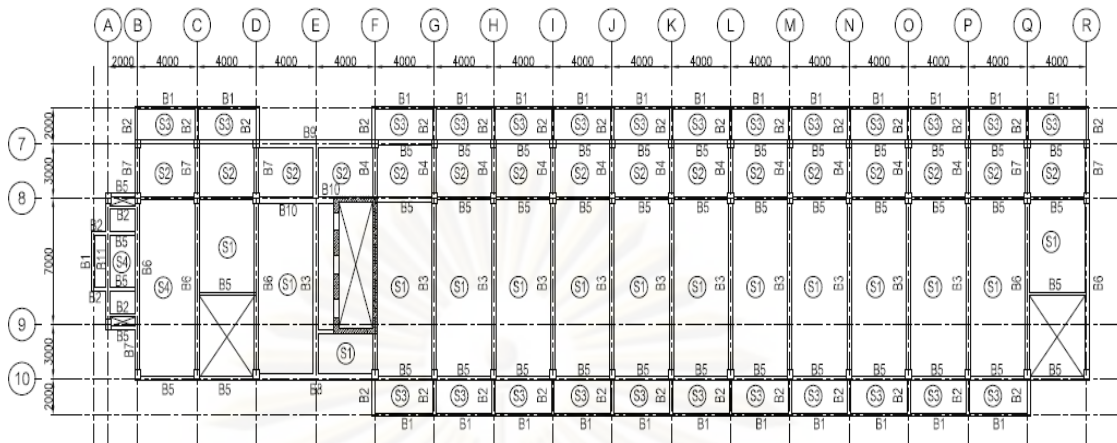
อาคารตัวอย่างในงานวิจัยนี้ คือ อาคารอนุสรณ์ 50 ปี คณะพาณิชยศาสตร์และการบัญชี จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (รูปที่ 4.1) ซึ่งเป็นอาคารเรียนสูง 8 ชั้น มีความสูง 28.4 เมตร ยาว 66 เมตร และกว้าง 17 เมตร ดังแบบแปลนในรูปที่ 4.2 โครงสร้างมีลักษณะสมำเสมอในแนวตั้งและค่อนข้างสมมาตรในระนาบราบ เมื่อพิจารณาโครงข้อแข็ง (typical frame) ในแนวระนาบ J สามารถวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองแบบ 2 มิติได้ดังรูปที่ 4.3

เสาแนวที่ 7 มีขนาดหน้าตัด 0.40×0.40 เมตร ตลอดความสูงเสา เสาแนวที่ 8 และ 10 มีขนาดหน้าตัด 0.40×0.60 เมตร ตลอดความสูงเสา พื้น S1 หนา 12 ซม. พื้น S2 และ พื้น S3 หนา 10 ซม. รายละเอียดขนาดหน้าตัดของคานและการเสริมเหล็กแสดงดังรูปที่ 4.4 เนื่องจากภายในอาคารเป็นห้องเรียนขนาดใหญ่ ระนาบโครงอาคารที่พิจารณาจึงไม่มีผนังก่ออิฐอยู่

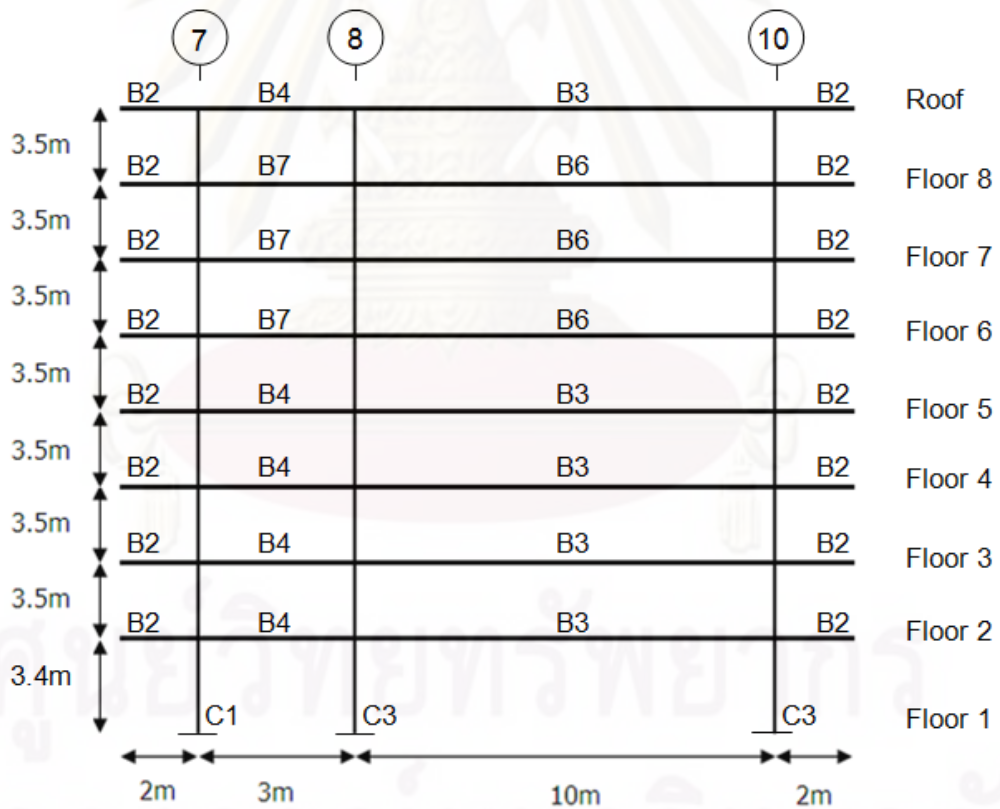
มวลของแต่ละชั้นแสดงดังในตารางที่ 4.1 ในแบบจำลองสมมติให้อาคารมีอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5% (damping ratio)



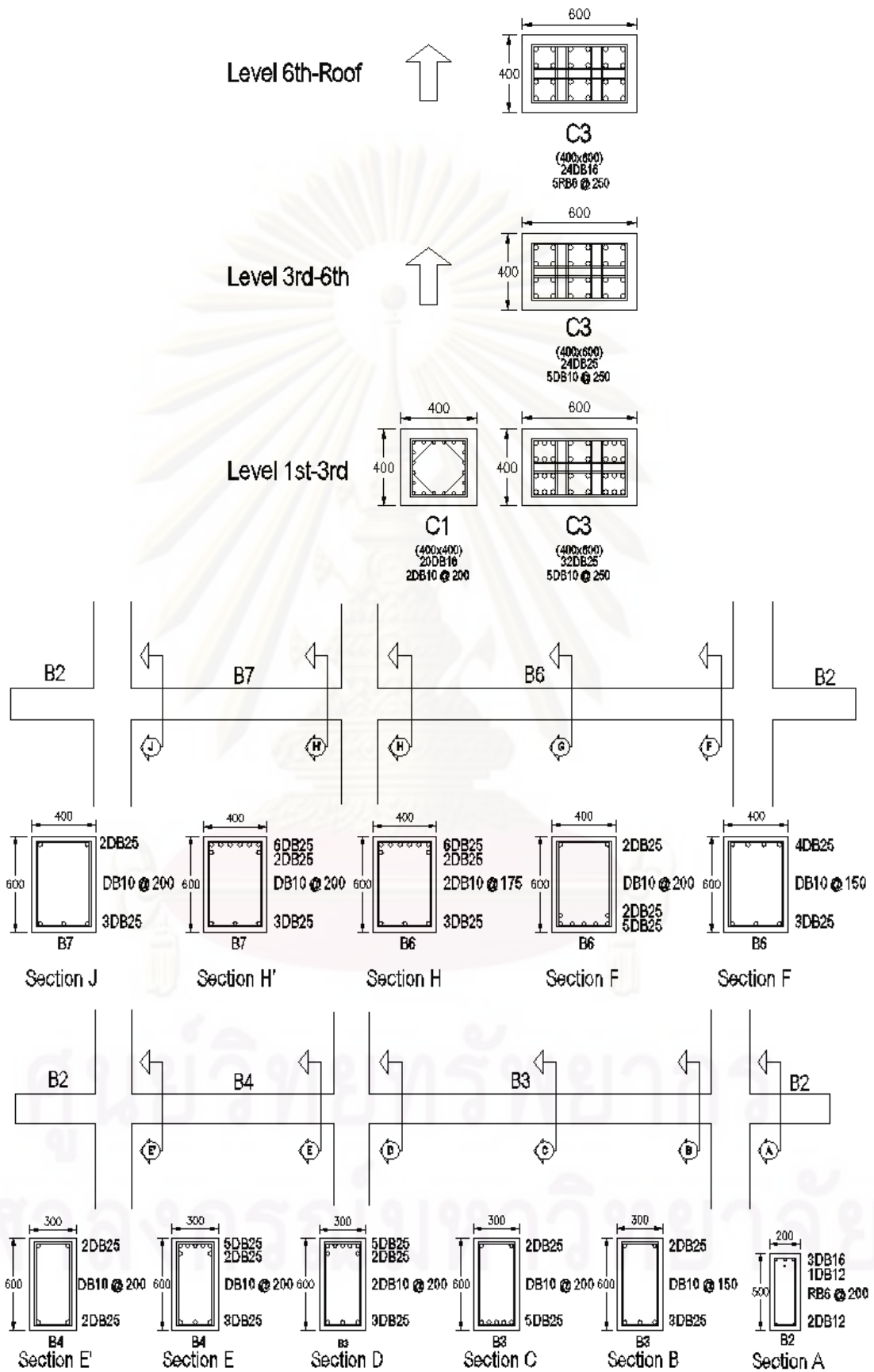
รูปที่ 4.1 ภาพถ่ายด้านหน้าอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 4.2 แบบแปลนของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 4.3 รูปด้านอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 4.4 รูปหน้าตัดเสาและคานของอาคารตัวอย่าง

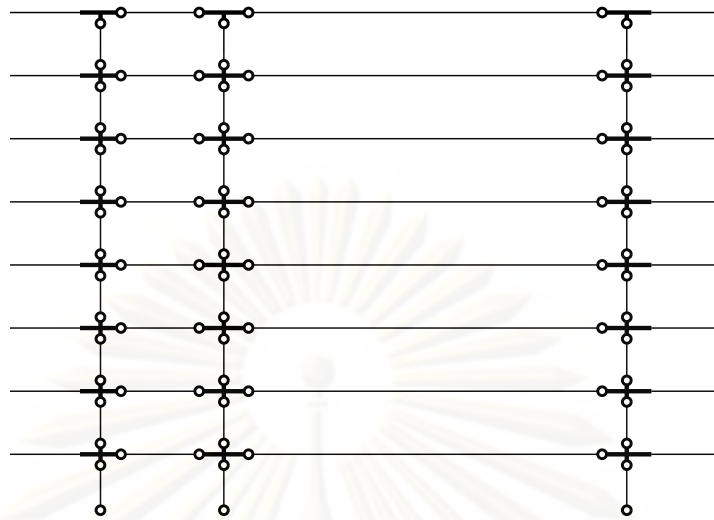
ตารางที่ 4.1 มวลที่แต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง

Floor	มวลรวมที่แต่ละชั้น (kg)
Roof	35,930
8	40,896
7	40,896
6	40,896
5	36,236
4	36,236
3	36,236
2	36,298
Total	303,624

4.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

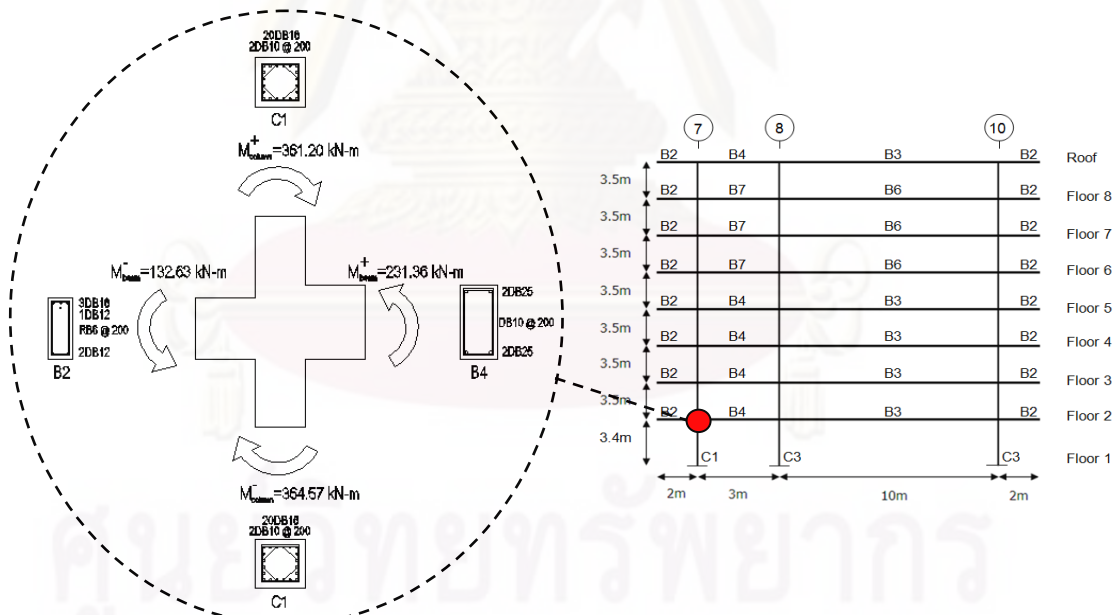
ในงานวิจัยนี้ใช้โปรแกรม OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, และ Fenves, 2007) ในการวิเคราะห์โครงสร้าง ด้วยวิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (nonlinear response history analysis, NL-RHA) โดยสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของชิ้นส่วนคาน-เสาด้วยโครงข้อแข็ง (frame) ที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (รูปที่ 4.5) ใช้สปริงแบบหมุน (rotational spring) ที่ปลายทั้งสองข้างของชิ้นส่วนโครงข้อแข็งจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนคาน-เสาในช่วงไม่ยืดหยุ่นเชิงเส้น (วงกลมสีขาวในรูปที่ 4.5) สปริงจะเริ่มเกิดการหมุนก็ต่อเมื่อชิ้นส่วนคาน-เสาดันนั้นเกิดการครากไปแล้ว สมมติให้บริเวณจุดต่อคาน-เสาของโครงสร้างเป็นแบบแข็งเกร็ง (rigid joint) และฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (fix support)

งานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (hysteretic model) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่พัฒนาโดย Ibarra และคณะ (2005) ดังแสดงในหัวข้อที่ 2.4 และ 2.5 และใช้สมการที่คำนวณหาค่าคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรที่พัฒนาโดย Haselton และคณะ (2008) ดังแสดงในหัวข้อที่ 2.6 ซึ่งเป็นสมการที่พัฒนามาจากการทดลอง (empirical formula) จำนวนทั้งหมด 255 ตัวอย่าง และค่าที่คำนวณได้ทั้งหมดนำไปใช้กับแบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้าง (element model) ในโปรแกรม OpenSees ที่มีชื่อว่า Pinching4 Material



รูปที่ 4.5 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

เมื่อพิจารณากำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y) ที่จุดต่อของอาคารตัวอย่าง พบว่าทุกจุดต่อของอาคารโมเมนต์ดัดที่จุดครากในเสามีค่าสูงกว่าโมเมนต์ดัดที่จุดครากในคาน ซึ่งเป็นลักษณะเสาแข็ง-คานอ่อน ดังแสดงตัวอย่างจุดต่อของอาคารตัวอย่างในรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.6 แสดงกำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดครากของจุดต่อของอาคารตัวอย่าง

4.3 การสอบเทียบค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยแบบวิฎจักรของแบบจำลองอาคารตัวอย่าง

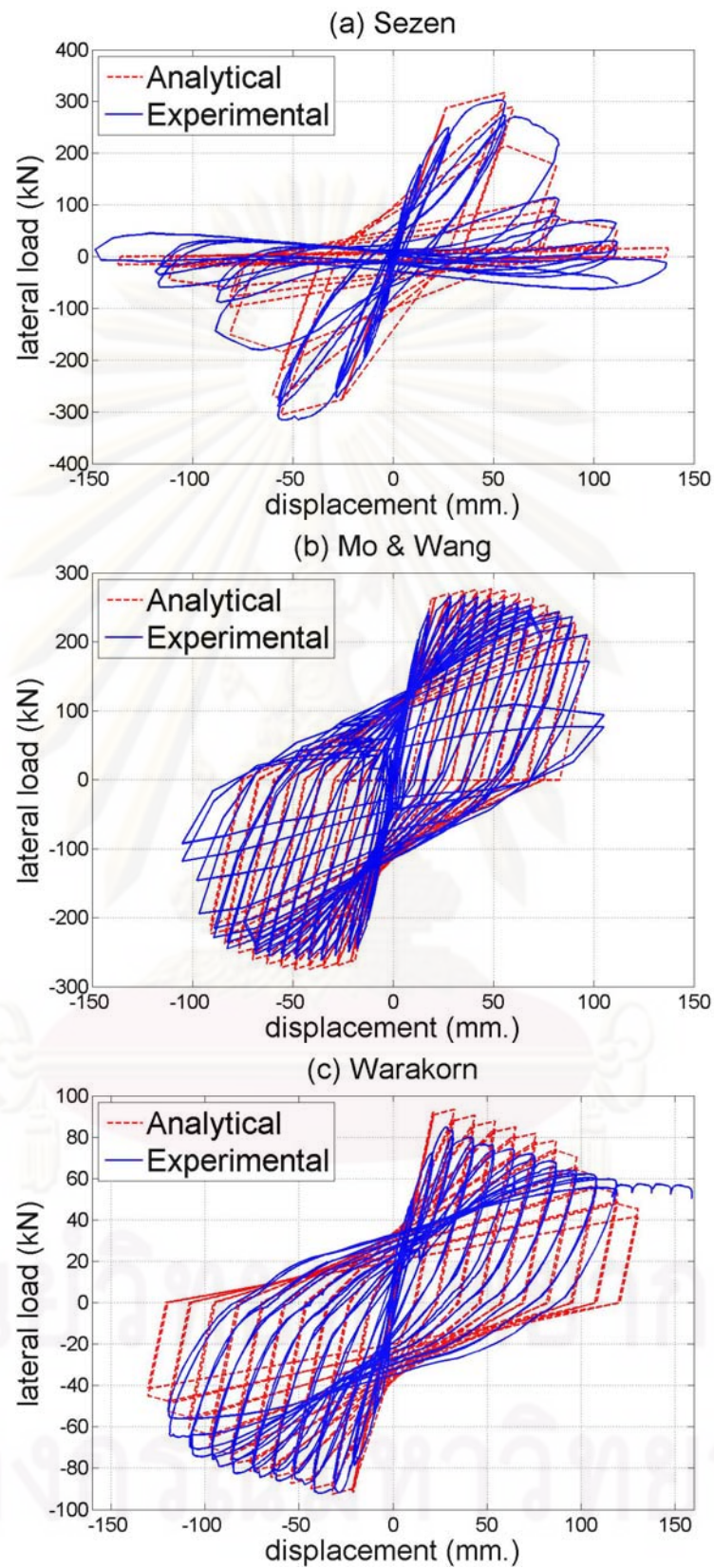
เนื่องจากมีพารามิเตอร์บางตัวของการเสื่อมถอยแบบวิฎจักรไม่สามารถคำนวณได้โดยตรง อมรัชย์ ใจยงค์ (ร่างวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาเอก) ได้ทำการสอบเทียบค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยแบบวิฎจักรจากผลการทดสอบของ Sezen (2000), Mo และ Wang (2000), และ วรากร

สิ่งสูงสุด และอาณัติ เรืองรัศมี (2552) ซึ่งขึ้นตัวอย่างเสาที่นำมาสอบเทียบเป็นตัวอย่างทดสอบที่มีคุณสมบัติทางกลใกล้เคียงกับอาคารตัวอย่าง เช่น กำลังอัดของคอนกรีต, ขนาดหน้าตัดเสา, ปริมาณเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัด เป็นต้น ดังแสดงในตารางที่ 4.2

ทำการสอบเทียบโดยการวิเคราะห์แบบจำลองตัวอย่างเสาด้วยแรงกระทำแบบวิถัจกรที่คำนวณหาค่าคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนภายใต้แรงกระทำแบบวิถัจกรที่พัฒนาโดย Haselton และคณะ (2008) และทำการสุ่มค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยแบบวิถัจกรที่ไม่สามารถคำนวณได้โดยตรงดังต่อไปนี้ (1) ค่าพารามิเตอร์ของดัชนีความเสียหายสำหรับการเสื่อมถอยของสติเฟนสในช่วงลดแรงกระทำ ($\alpha_{1_K}, \alpha_{2_K}, \alpha_{3_K}, \alpha_{4_K}$), (2) ค่าพารามิเตอร์ของดัชนีความเสียหายสำหรับการเสื่อมถอยของสติเฟนสในช่วงเพิ่มแรงกระทำ ($\alpha_{1_D}, \alpha_{2_D}, \alpha_{3_D}, \alpha_{4_D}$), (3) ค่าพารามิเตอร์ของดัชนีความเสียหายสำหรับการเสื่อมถอยของกำลัง ($\alpha_{1_F}, \alpha_{2_F}, \alpha_{3_F}, \alpha_{4_F}$), และ (4) ค่าพารามิเตอร์ของพลังงานการเสียรูปภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างทิศทางเดียว (α_E) โดยให้ค่าผลรวมของผลต่างระหว่างผลการวิเคราะห์แบบจำลองกับผลการทดสอบเสาดจริงยกกำลังสองมีค่าน้อยที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 4.7

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติทางกลของอาคารตัวอย่างและตัวอย่างเสาที่นำมาสอบเทียบ

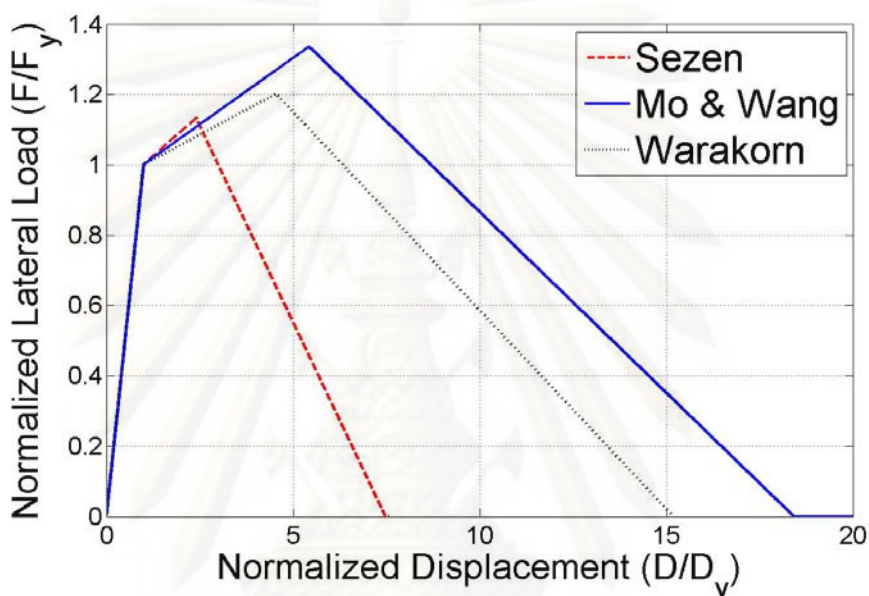
พารามิเตอร์	อาคารตัวอย่าง	Sezen (2000)	Mo & Wang (2000)	วรากร สิ่งสูงสุด และ อาณัติ เรืองรัศมี (2552)
ν	0 - 0.243	0.151	0.158	0.057
f'_c (MPa)	23.5	21.1	26.7	34.3
f_y (MPa)	470.9	434.0	497.0	492.5
ρ_{sh}	0.0011 - 0.0052	0.0017	0.0016	0.0016
ρ_{total}	0.0045 - 0.0372	0.0112	0.0119	0.0075
L_s/h	2.08 - 7.67	3.22	3.50	5.43
s/d	0.27 - 0.60	0.81	0.14	0.61
ρ/ρ'	4.2 - 1.0	1.0	1.0	1.0



รูปที่ 4.7 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองตัวอย่างเสาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบเสาจริง

(อมรชัย ไชยงค์, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา)

นำแบบจำลองตัวอย่างเสาที่ได้ทำการสอบเทียบค่าพารามิเตอร์แล้วมาทำการวิเคราะห์ด้วยแรงผลัทางด้านข้างทิศทางเดียว และเปรียบเทียบแรงกระทำทางด้านข้างและระยะการกระจัดระหว่างตัวอย่างเสาทั้งสาม ดังแสดงในรูปที่ 4.8 เห็นได้ว่าตัวอย่างเสาของ Sezen เป็นเสาที่มีความเหนียวน้อยที่สุดจากตัวอย่างเสาทั้งสาม ดังนั้นจึงเลือกค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยแบบวิฤกษ์ของตัวอย่างเสาของ Sezen ที่ได้จากการสอบเทียบนำมาใช้กับอาคารตัวอย่างในงานวิจัยนี้



รูปที่ 4.8 ผลการวิเคราะห์ด้วยแรงผลัทางด้านข้างทิศทางเดียวของตัวอย่างเสา Sezen, Mo และ Wang, และ วรากร สิงหสุต และอาณัติ เรืองรัศมี (อมรชัย ไชยงค์, ร่างวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาเอก)

4.4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย

การสั่นไหวของพื้นดินที่ใช้กระทำต่ออาคารในการศึกษานี้ เป็นข้อมูลที่บ้านทีกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงโดยเลือกใช้ข้อมูลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดแผ่นดินไหว และกลไกของแหล่งกำเนิดที่สอดคล้องกับกรณีที่จะเกิดขึ้นในบริเวณภาคเหนือของประเทศไทย เนื่องจากปัจจุบันยังไม่มีข้อมูลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดค่อนข้างใหญ่ ระยะใกล้ที่บ้านทีกได้ในประเทศไทย จึงได้เลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีการบันทึกได้ในต่างประเทศ (Chintanapakdee และ Chopra, 2003) โดยเลือกใช้ชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดอยู่ระหว่าง 6.6–6.9 และมีระยะทางจากแหล่งกำเนิดถึงสถานีตรวจวัดระหว่าง 30 ถึง 60 กิโลเมตร (Large Magnitude Large Distance, LMLR) และ 15 ถึง 30 กิโลเมตร (Large Magnitude Small Distance, LMSR) แต่ละชุดมีข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินจำนวน 20 บันทึก ซึ่งรายการคลื่นแผ่นดินไหวแสดงอยู่ในตารางที่ 4.3 และตารางที่ 4.4 ตามลำดับ ในตารางดังกล่าว แสดงชื่อ

เหตุการณ์แผ่นดินไหว ขนาดของแผ่นดินไหว สถานที่บันทึกข้อมูลได้ และระยะห่างจากจุดกำเนิด รวมถึงความเร่ง ความเร็ว และการกระจัดสูงสุดของพื้นดิน

รูปที่ 4.9 และรูปที่ 4.10 แสดงความเร่งของพื้นดินจากแต่ละบันทึก และรูปที่ 4.11 แสดงสเปกตรัมของความเร่งเทียบของคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด ซึ่งมีอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5 % โดยที่ค่ามัธยฐานของค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นในโหมดพื้นฐาน ($T_1=1.51$ วินาที) ของชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR มีค่าเท่ากับ 0.087 g และค่ามัธยฐานของค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นในโหมดพื้นฐานของชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR มีค่าเท่ากับ 0.194 g

ในการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี NL-RHA ต้องนำคลื่นแผ่นดินไหวที่จะกระทำต่อโครงสร้างคุณปรับค่า (scale) แต่ละบันทึกให้มีความรุนแรงที่เทียบเท่ากัน เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ว่ามีความแตกต่างกันอย่างไรในกรณีที่วิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่รุนแรงเท่าเทียมกัน โดยคุณปรับค่าจนทำให้ค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นเท่ากับคาบการสั่นของโหมดพื้นฐานมีค่าเท่ากับ สเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบที่คาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ปี 2552 (มยผ. 1302) โดยสมมติให้อาคารตัวอย่างตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 4.12 จะได้สเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบที่คาบการสั่นในโหมดพื้นฐานมีค่าเท่ากับ 0.208 g

สาเหตุที่สมมติให้อาคารตัวอย่างตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ เนื่องจากชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกใช้ในการวิเคราะห์เป็นชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้จากการตรวจวัดบนชั้นดินแข็ง ซึ่งมีสภาพใกล้เคียงกับที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่

ตารางที่ 4.3 รายการคลื่นแผ่นดินไหว LMLR (Chintanapakdee และ Chopra, 2003)

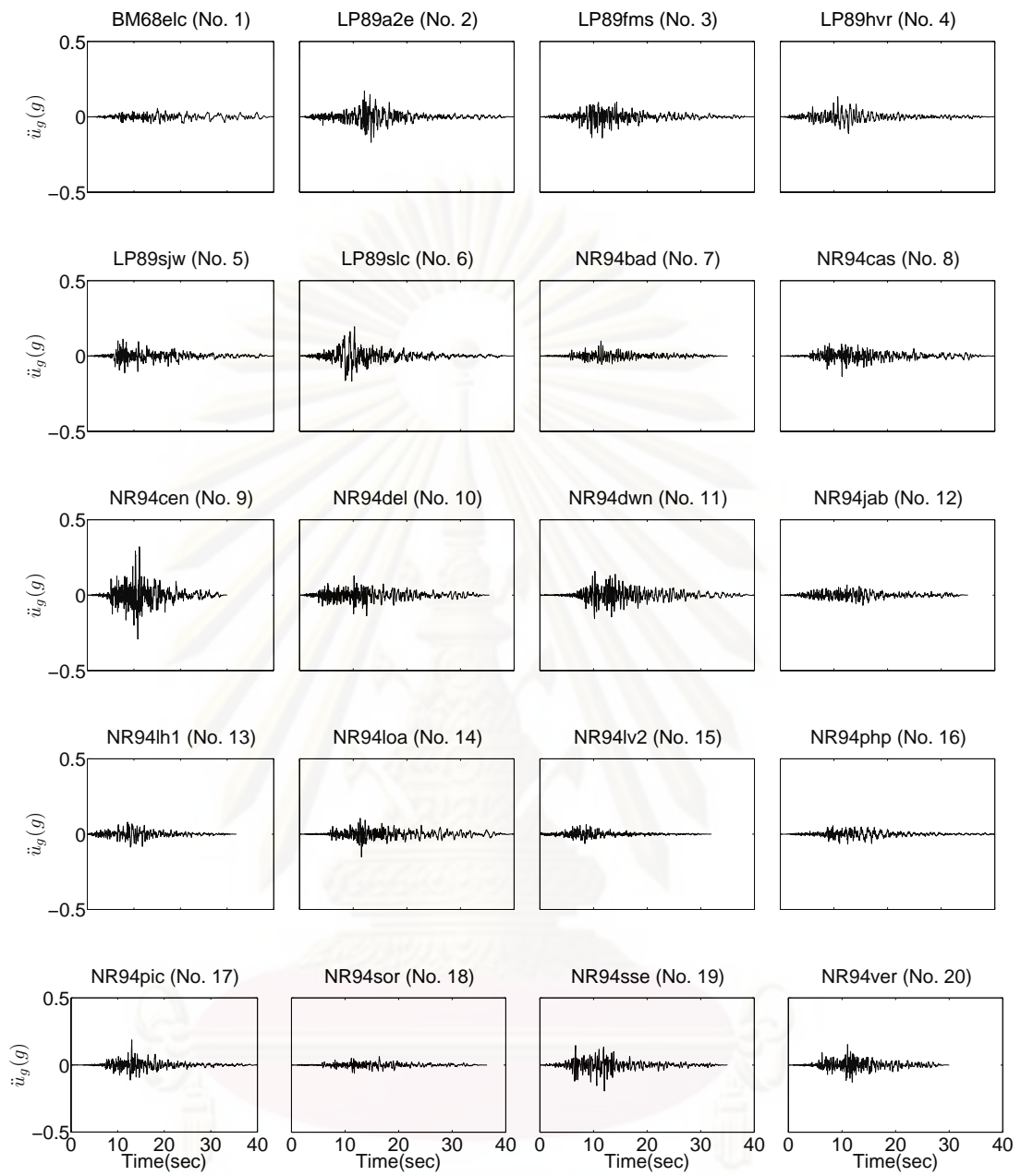
No.	Earthquake Name	M	Location	Record	R* (km)	\ddot{u}_{go} (cm/s/s)	\dot{u}_{go} (cm/s)	u_{go} (cm)
1	1968 Borrego Mountain	6.8	El Centro Array #9	BM68elc	46.0	56	13.2	10.1
2	1989 Loma Prieta	6.9	APEEL 2E Hayward Muir School	LP89a2e	57.4	167	13.7	3.9
3	1989 Loma Prieta	6.9	Fremont - Emerson Court	LP89fms	43.4	138	12.9	8.3
4	1989 Loma Prieta	6.9	Halls Valley	LP89hvr	31.6	132	15.4	3.3
5	1989 Loma Prieta	6.9	Salinas - John & Work	LP89sjw	32.6	110	15.7	8.0
6	1989 Loma Prieta	6.9	Palo Alto - SLAC Lab	LP89slc	36.3	191	37.4	10.0
7	1994 Northridge	6.7	Covina - W. Badillo	NR94bad	56.1	98	5.7	1.2
8	1994 Northridge	6.7	Compton - Castlegate St	NR94cas	49.6	134	7.0	2.2
9	1994 Northridge	6.7	LA - Centinela St	NR94cen	30.9	315	22.9	5.5
10	1994 Northridge	6.7	Lakewood - Del Amo Blvd	NR94del	59.3	135	11.2	2.0
11	1994 Northridge	6.7	Downey - Co Maint Bldg	NR94dwn	47.6	155	13.6	2.3
12	1994 Northridge	6.7	Bell Gardens - Jaboneria	NR94jab	46.6	67	7.7	2.5
13	1994 Northridge	6.7	Lake Hughes #1	NR94lh1	36.3	85	9.4	3.7
14	1994 Northridge	6.7	Lawndale - Osage Ave	NR94loa	42.4	150	8.0	2.6
15	1994 Northridge	6.7	Leona Valley #2	NR94lv2	37.7	62	7.2	1.6
16	1994 Northridge	6.7	Palmdale - Hwy 14 & Palmdale	NR94php	43.6	66	8.4	2.0
17	1994 Northridge	6.7	LA - Pico & Sentous	NR94pic	32.7	183	14.2	2.4
18	1994 Northridge	6.7	West Covina - S. Orange Ave	NR94sor	54.1	62	5.9	1.3
19	1994 Northridge	6.7	Terminal Island - S Seaside	NR94sse	60.0	190	12.0	2.3
20	1994 Northridge	6.7	E Vernon Ave	NR94ver	39.3	150	10.1	1.8

* The closest distance to fault rupture

ตารางที่ 4.4 รายการคลื่นแผ่นดินไหว LMSR (Chintanapakdee และ Chopra, 2003)

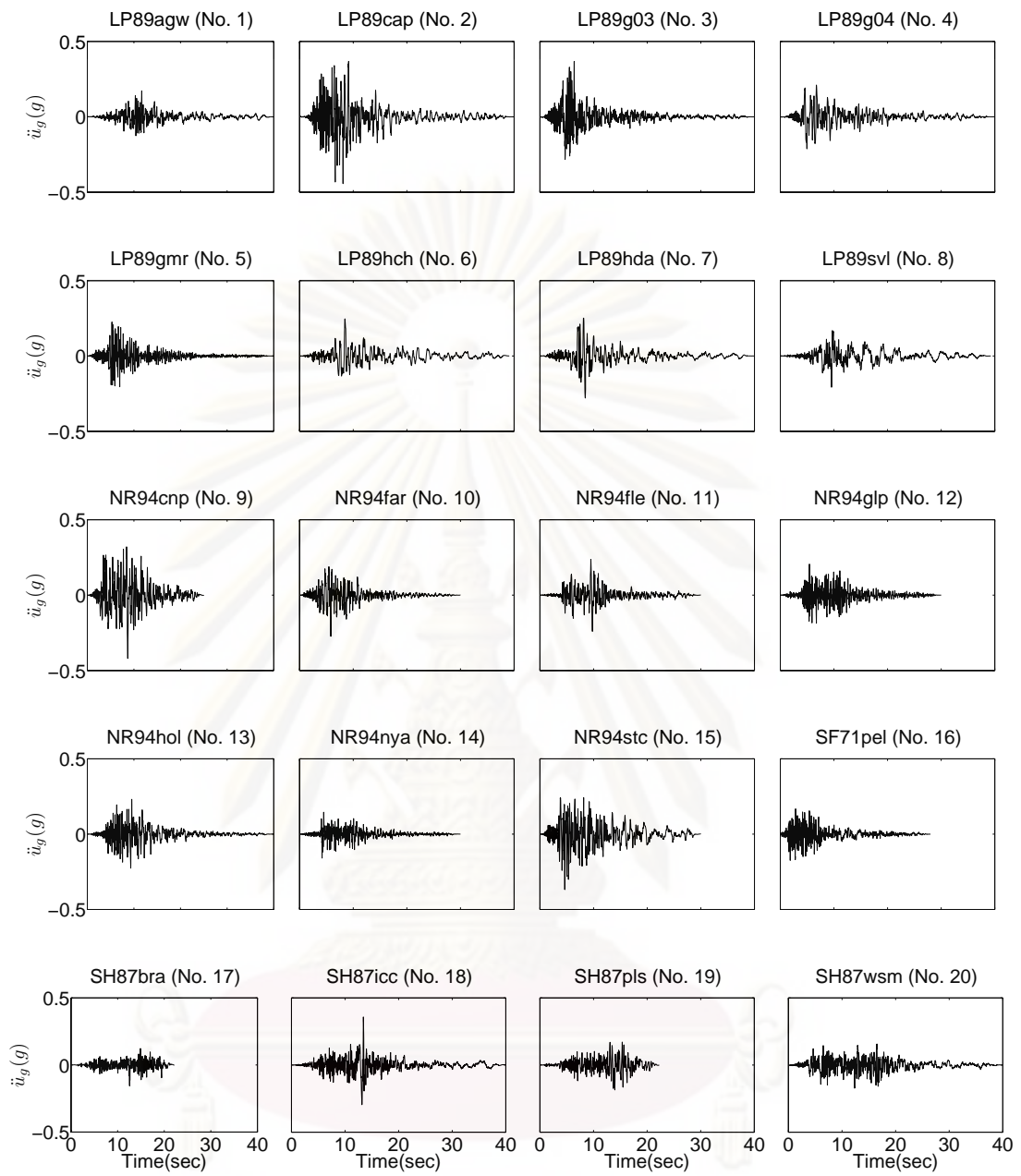
No.	Earthquake Name	M	Location	Record	R* (km)	\ddot{u}_{go} (cm/s/s)	\dot{u}_{go} (cm/s)	u_{go} (cm)
1	1989 Loma Prieta	6.9	Agnews State Hospital	LP89agw	28.2	169	25.9	12.6
2	1989 Loma Prieta	6.9	Capitola	LP89cap	14.5	435	29.2	5.5
3	1989 Loma Prieta	6.9	Gilroy Array #3	LP89g03	14.4	360	44.7	19.3
4	1989 Loma Prieta	6.9	Gilroy Array #4	LP89g04	16.1	208	37.9	10.1
5	1989 Loma Prieta	6.9	Gilroy Array #7	LP89gmr	24.2	221	16.4	2.5
6	1989 Loma Prieta	6.9	Hollister City Hall	LP89hch	28.2	242	38.5	17.7
7	1989 Loma Prieta	6.9	Hollister Diff. Array	LP89hda	25.8	274	35.6	13.0
8	1989 Loma Prieta	6.9	Sunnyvale - Colton Ave.	LP89svl	28.8	203	37.3	19.1
9	1994 Northridge	6.7	Canoga Park - Topanga Canyon	NR94cnp	15.8	412	60.7	20.3
10	1994 Northridge	6.7	LA - N Faring Rd	NR94far	23.9	268	15.8	3.3
11	1994 Northridge	6.7	LA - Fletcher Dr	NR94fle	29.5	236	26.2	3.6
12	1994 Northridge	6.7	Glendale - Las Palmas	NR94glp	25.4	202	7.4	1.8
13	1994 Northridge	6.7	LA - Hollywood Stor FF	NR94hol	25.5	227	18.2	4.8
14	1994 Northridge	6.7	La Crescenta - New York	NR94nya	22.3	156	11.3	3.0
15	1994 Northridge	6.7	Northridge-Saticoy St	NR94stc	13.3	361	28.9	8.4
16	1971 San Fernando	6.6	LA - Hollywood Stor Lot	SF71pel	21.2	171	14.8	6.3
17	1987 Superstition Hills	6.7	Brawley	SH87bra	18.2	153	13.9	5.3
18	1987 Superstition Hills	6.7	El Centro Imp. Co. Center	SH87icc	13.9	351	46.3	17.6
19	1987 Superstition Hills	6.7	Plaster City	SH87pls	21.0	182	20.6	5.4
20	1987 Superstition Hills	6.7	Westmorland Fire Station	SH87wsm	13.3	169	23.5	13.1

* The closest distance to fault rupture

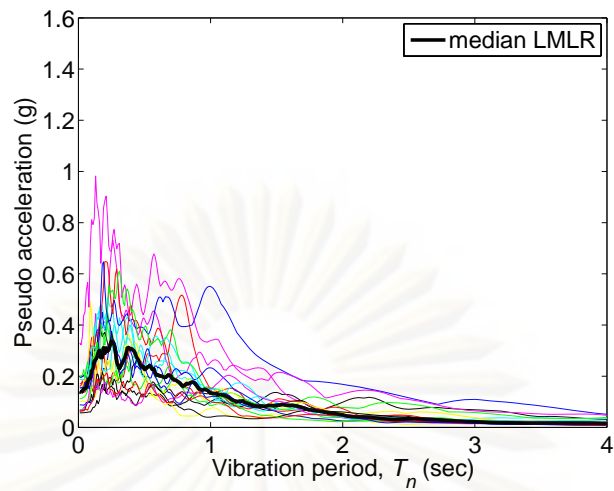


รูปที่ 4.9 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ชุดข้อมูล LMLR
(Chintanapakdee และ Chopra, 2003)

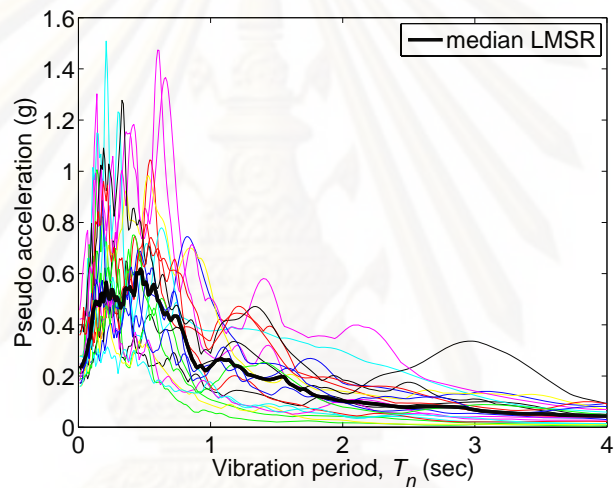
ศูนย์วิจัยวิศวกรรม
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.10 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ชุดข้อมูล LMSR
(Chintanapakdee และ Chopra, 2003)

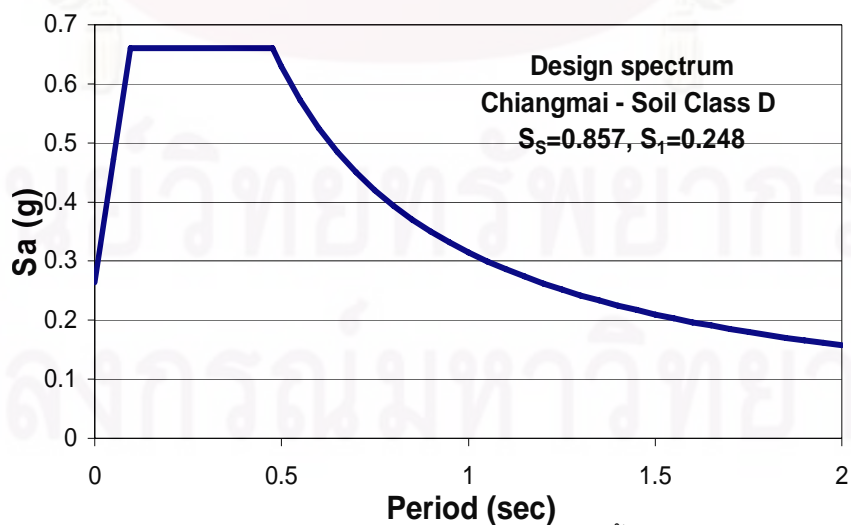


(a)



(b)

รูปที่ 4.11 สเปกตรัมความเร่งเทียมของคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR (ความหน่วง=5%)



รูปที่ 4.12 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเพื่อการออกแบบ ที่ตั้งบนดินแน่น อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวปี พ.ศ. 2552

บทที่ 5

ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

5.1 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธี NL-RHA

จากการวิเคราะห์ eigenvalue พบว่า อาคารมีคาบการสั่นในโหมดพื้นฐาน (T_1) = 1.51 วินาที และคาบธรรมชาติของการสั่นและมวลประสิทธิผลของแต่ละโหมดแสดงอยู่ในตารางที่ 5.1

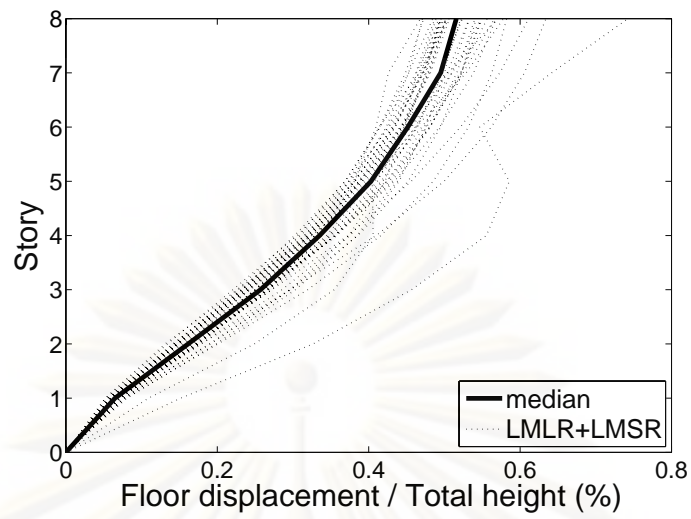
ตารางที่ 5.1 คาบธรรมชาติของการสั่นไหว และการมีส่วนร่วมของมวลประจำโหมด

Mode	Period (sec)	Effective modal mass (kg)	Modal participating mass ratio (%)	Cumulative modal participating mass ratio (%)
1	1.51	248,995	82.01	82.01
2	0.46	31,104	10.24	92.25
3	0.26	10,783	3.55	95.80
4	0.18	5,487	1.81	97.61
5	0.13	3,301	1.09	98.70

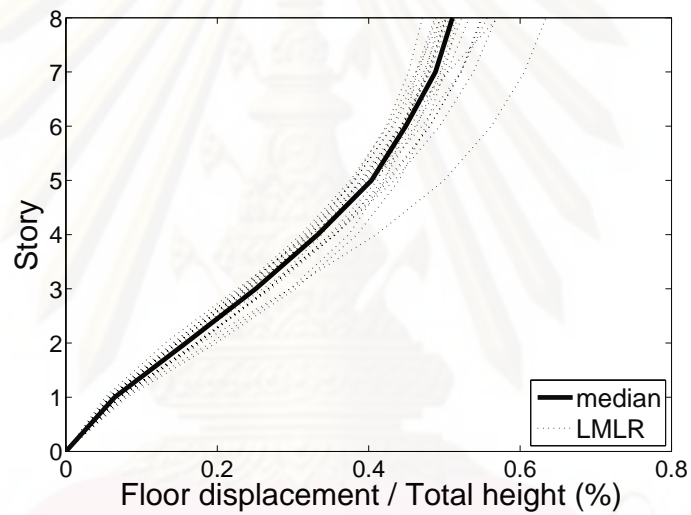
เมื่อนำคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้เลือกไว้มากระทำต่อโครงสร้างโดยการคูณปรับค่า (scale) ในแต่ละบันทึกให้มีความรุนแรงที่เทียบเท่ากัน โดยทำการคูณปรับค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมที่มีคาบการสั่นตรงกับคาบการสั่นของโหมดพื้นฐาน ปรับให้มีค่าเท่ากับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบที่ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวปี พ.ศ. 2552 (มยผ. 1302) โดยสมมติให้อาคารตัวอย่างตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 4.12 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.208 g เมื่อทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (NL-RHA) ได้ผลการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

รูปที่ 5.1 แสดงอัตราส่วนของค่าการกระจัดที่ชั้นต่าง ๆ กับความสูงทั้งหมดของอาคาร เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR รวม 40 คลื่น ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA และค่ามัธยฐานของผลตอบสนอง

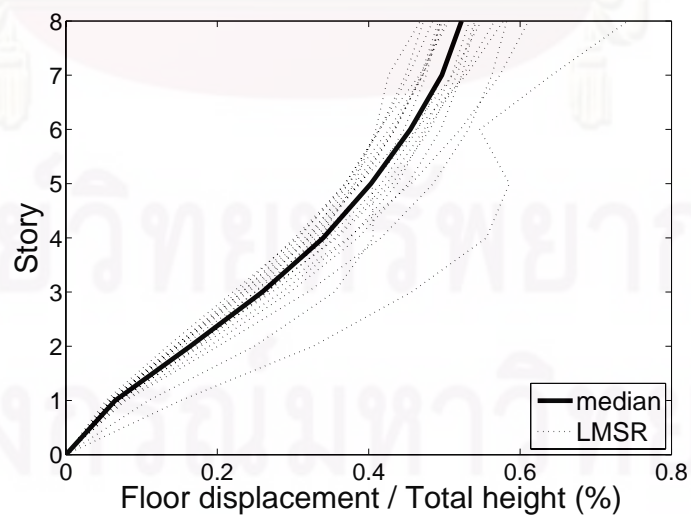
รูปที่ 5.2 แสดงอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นต่าง ๆ ของอาคารเนื่องจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR รวม 40 คลื่น ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA และค่ามัธยฐานของผลตอบสนอง



(a)

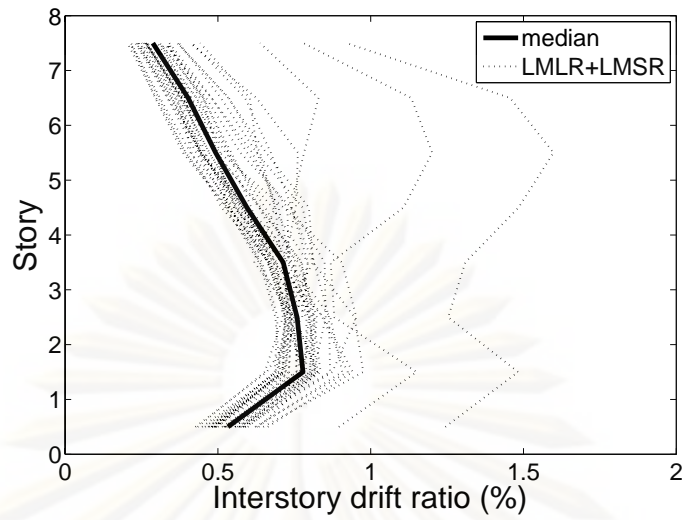


(b)

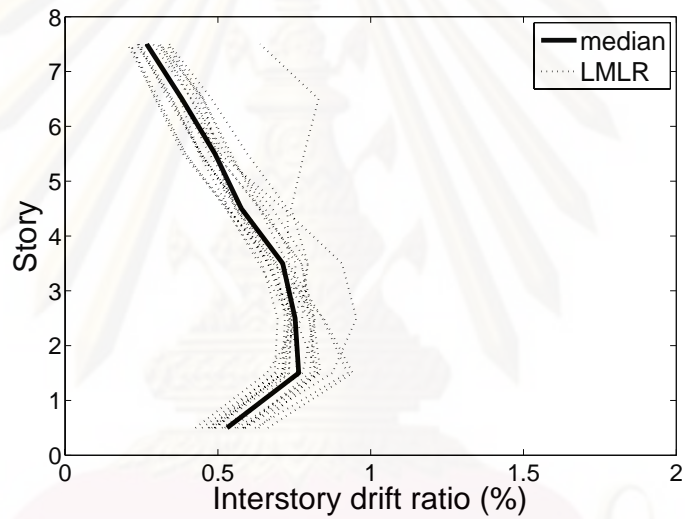


(c)

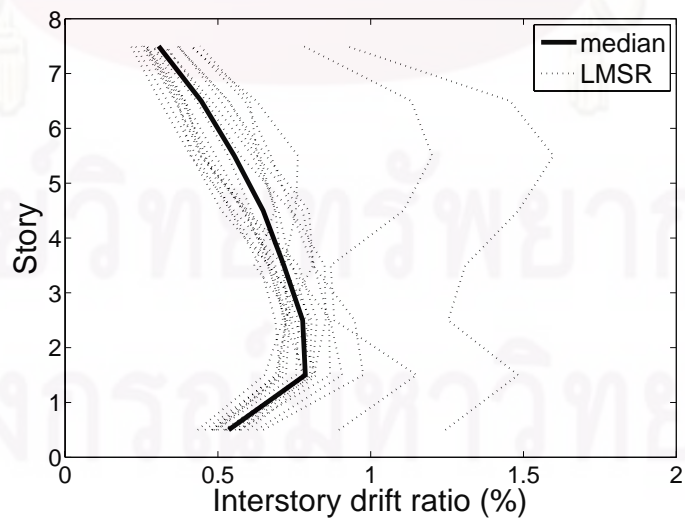
รูปที่ 5.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMLR และ LMSR เปรียบเทียบอัตราส่วนของค่าการกระจัดกับความสูงของอาคารในแต่ละชั้น



(a)



(b)



(c)

รูปที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMLR และ LMSR เปรียบเทียบ
การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารในแต่ละชั้น

จากรูปที่ 5.1 และรูปที่ 5.2 จะเห็นได้ว่าโครงสร้างที่ทำการวิเคราะห์จะมีการตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวต่าง ๆ ที่แตกต่างกัน ถึงแม้ว่าแต่ละคลื่นถูกคูณปรับค่าให้มีค่าความเร่งสเปกตรัมของการตอบสนองในโหมดพื้นฐานเท่ากันเนื่องจากองค์ประกอบของความถี่อื่น ๆ ในคลื่นแผ่นดินไหวมีความแปรปรวน การตอบสนองที่วิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว LMSR มีการกระจายตัวมากกว่าชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR แต่การแปรเปลี่ยนของการตอบสนองตามระดับความสูงมีแนวโน้มที่ใกล้เคียงกัน

จากรูปที่ 5.2 จะเห็นได้ว่า การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโดยเฉลี่ยจะมีค่าสูงสุดที่ระหว่างชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 2

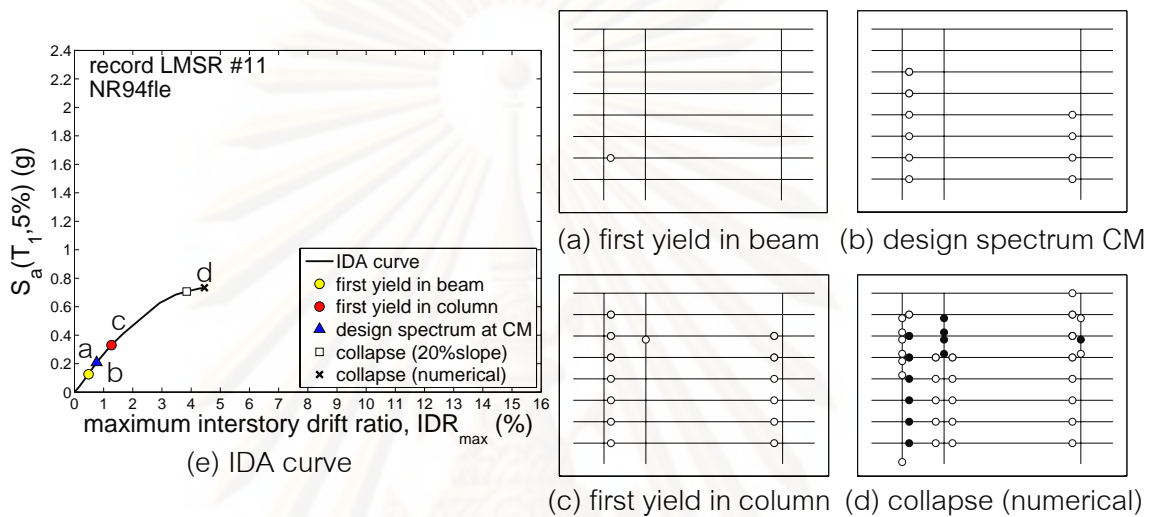
5.2 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (IDA)

เมื่อทำการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (incremental dynamic analysis, IDA) ดังที่ได้กล่าวมาในหัวข้อที่ 2.3 ได้ผลการวิเคราะห์ของแต่ละบันทึกของคลื่นแผ่นดินไหวดังแสดงในรูปที่ ข.1 ถึงรูปที่ ข.5 (ภาคผนวก ข) จุดวงกลมสีชมพูเป็นผลการตอบสนองที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ และลากเชื่อมต่อกันด้วยเส้นต่อเนื่องสีดำ

รูปที่ 5.3 แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างตามวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ของโครงสร้างด้วยคลื่นแผ่นดินไหว LMSR จากแผ่นดินไหว Northridge ปี 1994 บันทึกได้ที่สถานี LA – Fletcher Dr ซึ่งระดับความเสียหายของโครงสร้างเพิ่มขึ้นตามลำดับ เริ่มตั้งแต่การเริ่มเกิดการครากของคาน (รูปที่ 5.3a) แล้วจึงเกิดการครากในเสา (รูปที่ 5.3c) จนเกิดการพังทลายของโครงสร้างจากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง (numerical collapse) ดังรูปที่ 5.3d จุดวงกลมสีดำในรูปที่ 5.3a หมายถึงการเริ่มเกิดการครากในชิ้นส่วนโครงสร้าง จุดวงกลมสีดำในรูปที่ 5.3c หมายถึงจุดที่แรงต้านทานภายในของชิ้นส่วนโครงสร้างเริ่มเสื่อมถอยลง (capping)

ในการระบุจุดพังทลายของโครงสร้างบนกราฟ IDA สามารถทำได้หลายวิธีดังแสดงในหัวข้อที่ 2.3.4 ในการวิจัยครั้งนี้ได้พิจารณาการระบุจุดพังทลายบนกราฟ IDA สองวิธีคือ (1) โดยพิจารณากราฟ IDA ที่จุดที่ความชันของกราฟ IDA เท่ากับ 20 เปอร์เซ็นต์ของความชันในช่วงยืดหยุ่น (collapse at 20% of elastic slope) แต่ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นต่าง ๆ ของอาคารสูงสุด (IDR_{max}) ต้องมีค่าไม่เกิน 10 เปอร์เซ็นต์ หรือ (2) จุดที่โปรแกรมคอมพิวเตอร์สามารถคำนวณค่าการตอบสนองได้เป็นจุดสุดท้าย ให้ถือว่าจุดนั้นโครงสร้างเกิดการพังทลาย (numerical collapse) ดังจุด d ในรูปที่ 5.3e

ส่วนการระบุจุดพังทลายของโครงสร้างตามกฎผลตอบสนองคงที่ (EDP-based rule) ดังแสดงในหัวข้อที่ 2.3.4 ไม่ใช่พิจารณาในการวิจัยนี้ เนื่องจากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของโครงสร้างในขณะเกิดแผ่นดินไหว การพังทลายของโครงสร้างจะไม่เกิดขึ้นที่ผลตอบสนองมีค่าคงที่เท่าที่ค่าใดค่าหนึ่งอย่างเด่นชัด เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างเปลี่ยนไป ซึ่งเป็นลักษณะโดยธรรมชาติอย่างหนึ่งของโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว

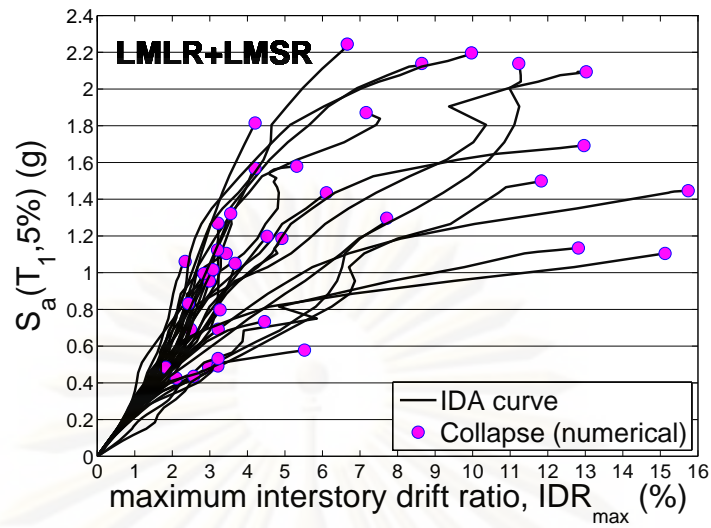


รูปที่ 5.3 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR จากแผ่นดินไหว Northridge ปี 1994 บันทึกได้ที่สถานี LA – Fletcher Dr

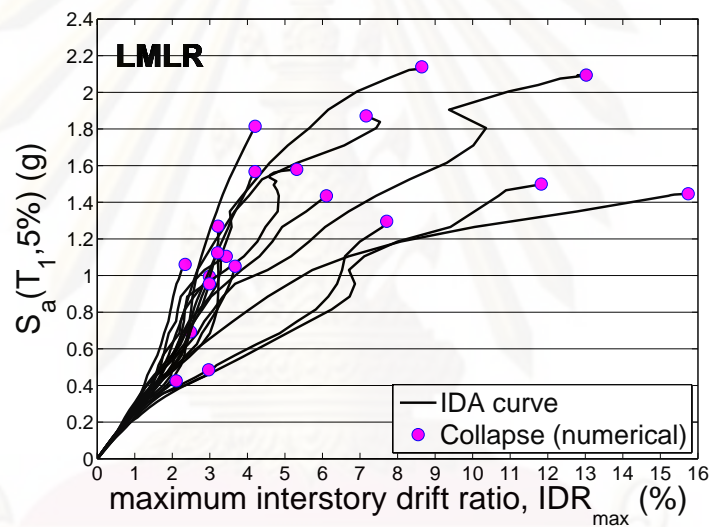
รูปที่ 5.4a แสดงผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA โดยรวมผลการตอบสนองที่ได้จากการวิเคราะห์ของแต่ละบันทึกของคลื่นแผ่นดินไหวไว้ในกราฟเดียวกัน จุดวงกลมที่ปลายของแต่ละกราฟเป็นการตอบสนองที่สภาวะก่อนการพังทลายของโครงสร้าง ซึ่งเป็นจุดสุดท้ายของการคูณปรับค่าความรุนแรงของบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวที่โปรแกรมสามารถคำนวณการตอบสนองได้

จากรูปที่ 5.4a สังเกตได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) กับตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) มีการกระจายตัวมากและไม่แน่นอนสูง

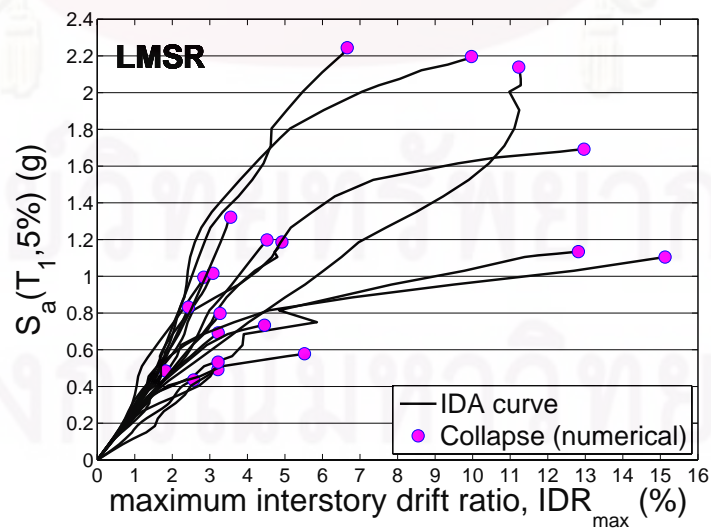
เมื่อแยกผลการตอบสนองที่วิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ตามชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ คือ ชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ดังแสดงในรูปที่ 5.4(b) และรูปที่ 5.4(c) ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าเมื่อถูกกระทำโดยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR โครงสร้างเกิดการพังทลายที่ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว (S_d) ที่ต่ำกว่าเมื่อถูกกระทำโดยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR



(a)



(b)



(c)

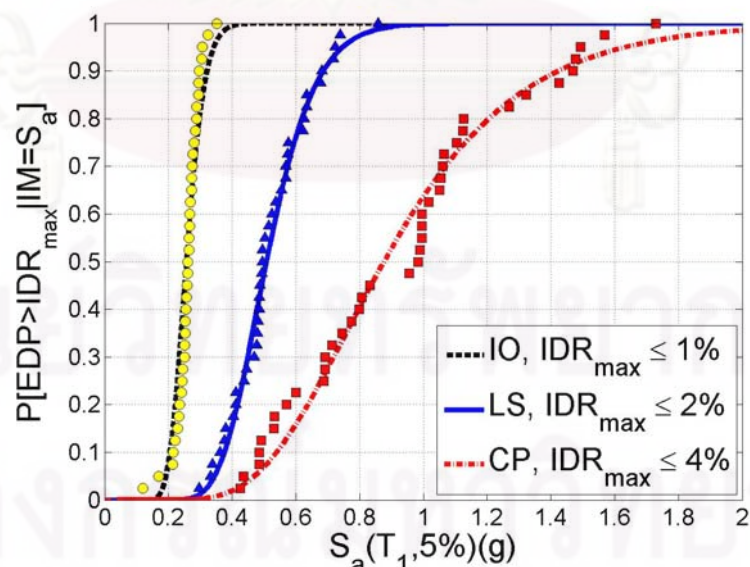
รูปที่ 5.4 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR

5.3 ความบอบบางของอาคารตัวอย่าง (fragility)

จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างตามวิธี IDA ในรูปที่ 5.4 แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่างระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว (IM) กับการตอบสนองของอาคาร (EDP) และระดับความเสียหาย (DM) มีการกระจายตัวมากและมีความไม่แน่นอนสูง ดังนั้นจึงแสดงความสัมพันธ์ในเชิงความน่าจะเป็นดังต่อไปนี้

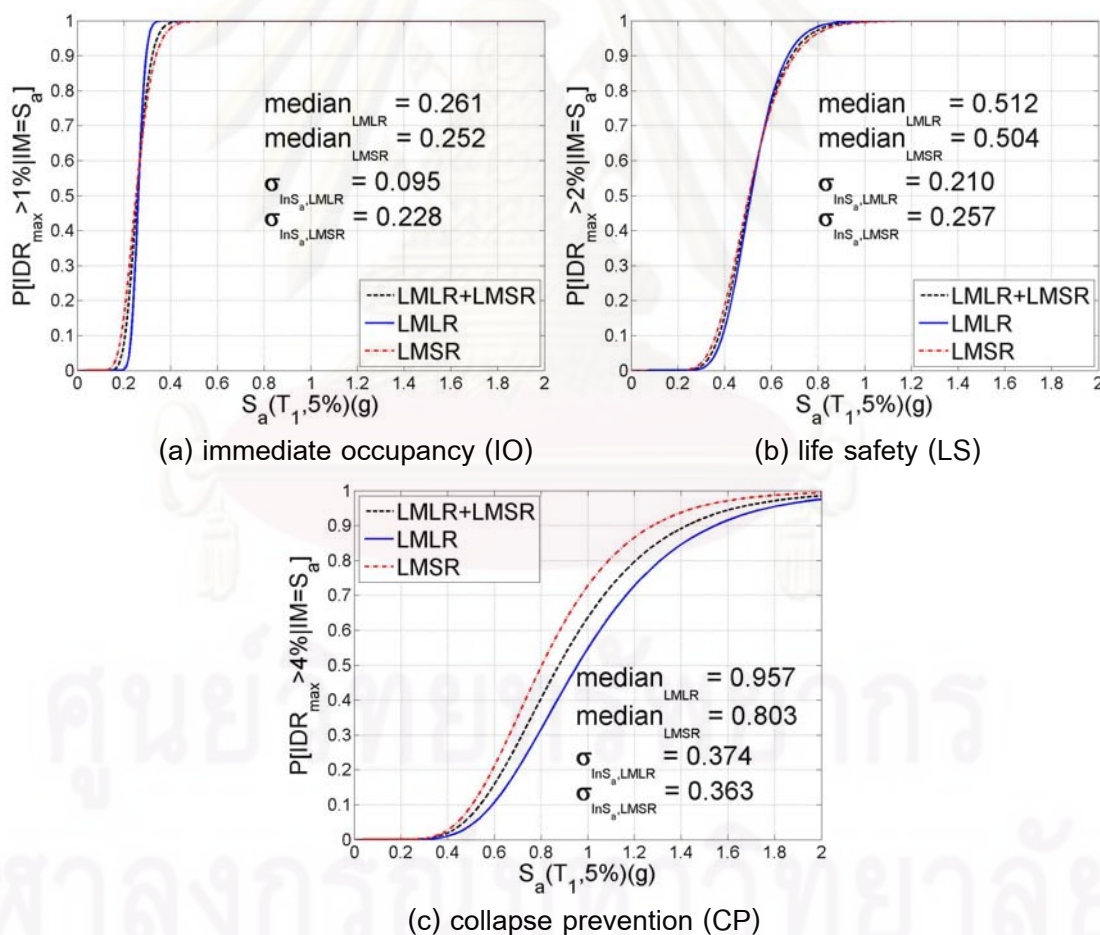
5.3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM)

เมื่อนำผลการวิเคราะห์โครงสร้างตามวิธี IDA มาสร้างเส้นโค้งความบอบบาง โดยรวมข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR จะได้เส้นโค้งความบอบบางดังแสดงในรูปที่ 5.5 โดยเป็นเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นที่ค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) จะเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดที่ระดับค่าบังชี้ความรุนแรงของแผ่นดินไหวต่าง ๆ ($P[EDP > edp | IM = S_a]$) กับ S_a โดยที่จุดวงกลมสีเหลือง จุดสามเหลี่ยมสีน้ำเงิน และจุดสี่เหลี่ยมสีแดง คือจุดที่ได้ จากการคำนวณ โดยแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กตาม FEMA-356 คือระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy, $IDR_{max} \leq 1\%$), ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety, $IDR_{max} \leq 2\%$) และระดับเกิดความเสียหายหนักเกือบพังทลาย (Collapse Prevention, $IDR_{max} \leq 4\%$) ตามลำดับ



รูปที่ 5.5 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยรวมผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR

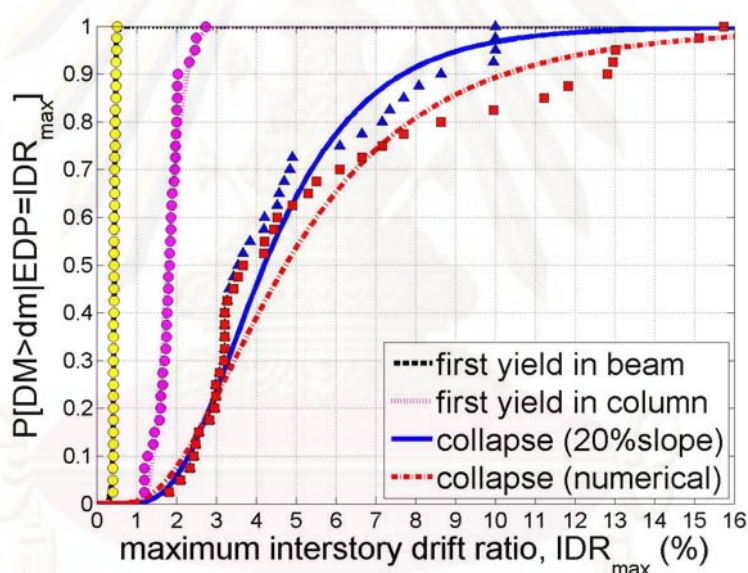
เมื่อแยกเส้นโค้งความบอบบางระหว่างข้อมูลที่ได้มาจากวิเคราะห์ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ที่ระดับสมรรถนะของโครงสร้างเข้าใช้อาคารได้ทันที พบว่าไม่เห็นความแตกต่างของเส้นโค้งความบอบบางมากนัก สังเกตได้จากค่ามัธยฐาน ($\mu_{\ln S_a}$) กับส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ($\sigma_{\ln S_a}$) ระหว่างชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ดังแสดงในรูปที่ 5.6a ความแตกต่างของเส้นโค้งความบอบบางจะเห็นได้อย่างเด่นชัดที่ระดับสมรรถนะของโครงสร้างเกิดความเสียหายหนักเกือบพังทลาย (รูปที่ 5.6c) ชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR มีโอกาสที่ทำให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นต่าง ๆ ของอาคาร (IDR_{max}) มีค่าเกิน 4% เท่ากับ 0.5 ที่ระดับความรุนแรง $S_a = 0.803$ g แต่ชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR มีโอกาสที่ทำให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นต่าง ๆ ของอาคาร (IDR_{max}) มีค่าเกิน 4% เท่ากับ 0.5 ที่ระดับความรุนแรง $S_a = 0.957$ g แสดงให้เห็นว่าชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR มีโอกาสที่จะทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายได้มากกว่าชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR



รูปที่ 5.6 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยแยกผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในแต่ละระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

5.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP)

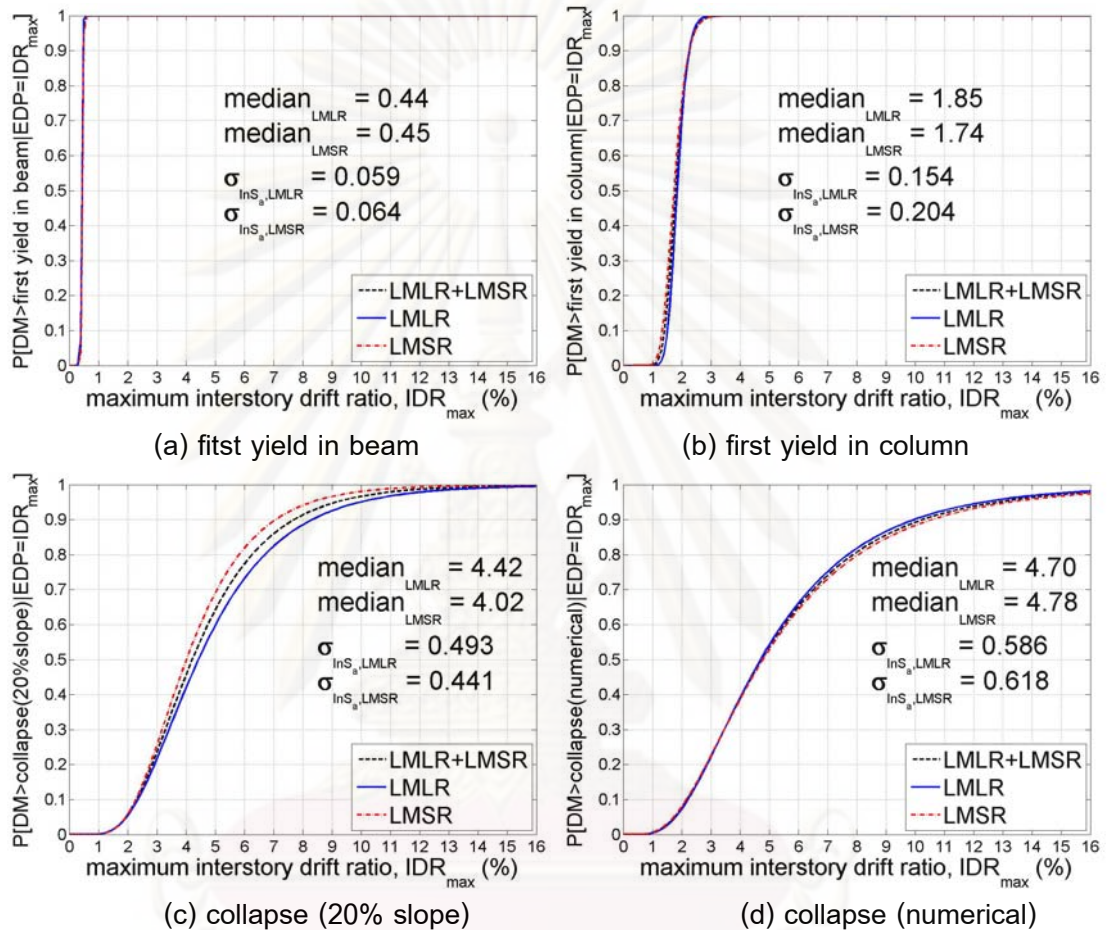
เมื่อนำผลการวิเคราะห์ที่โครงสร้างตามวิธี IDA มาสร้างเส้นโค้งความบอบบางดังแสดงในรูปที่ 5.7 โดยเป็นเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นที่ความเสียหาย (DM) จะเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดที่ระดับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นต่าง ๆ สูงสุด (IDR_{max}) ของอาคาร ($P[DM > dm | EDP = IDR_{max}]$) กับ IDR_{max} โดยที่จุดวงกลมสีเหลือง, จุดวงกลมสีชมพู, จุดสามเหลี่ยมสีน้ำเงิน, และจุดสี่เหลี่ยมสีแดง คือจุดที่ได้จากการคำนวณโดยแบ่งระดับความเสียหายของโครงสร้างออกเป็น การเกิดการครากในคาน, การเกิดการครากในเสา, ระบุจุดพังทลายที่ค่าความชันบนกราฟ IDA เท่ากับ 20% ของความชันในช่วงยืดหยุ่น (collapse at 20% of elastic slope), และการพังทลายจากการคำนวณ (numerical collapse) ตามลำดับ



รูปที่ 5.7 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) โดยรวมผลวิเคราะห์ที่โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR

จากรูปที่ 5.7 พบว่าเมื่อทำการระบุจุดพังทลายบนกราฟ IDA ด้วยวิธีระบุจุดพังทลายที่ค่าความชันบนกราฟ IDA เท่ากับ 20% ของความชันในช่วงยืดหยุ่นทำให้เส้นโค้งความบอบบาง (เส้นต่อเนื่องสีน้ำเงิน) มีโอกาสที่จะเกิดการพังทลายมากกว่าเส้นโค้งความบอบบาง (เส้นประสีแดง) ที่สร้างจากจุดที่เกิดพังทลายจากการคำนวณ (numerical collapse)

เมื่อนำผลการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างตามวิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (IDA) มาสร้างเส้นโค้งความบอบบางโดยแยกแยะระหว่างข้อมูลที่ได้มาจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR พบว่าไม่เห็นความแตกต่างกันมากนักเมื่อสังเกตที่ค่ามัธยฐาน (median) และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานหรือความแปรปรวน ดังแสดงในรูปที่ 5.8



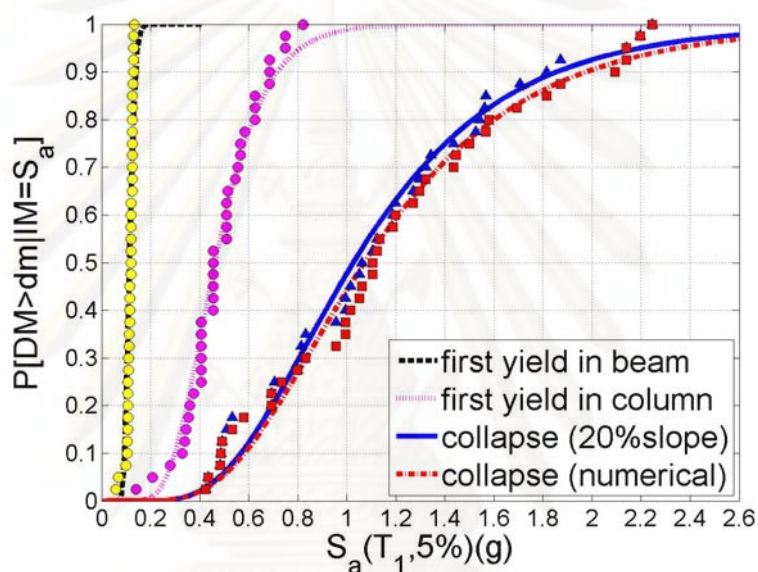
รูปที่ 5.8 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และค่าการตอบสนองทางวิศวกรรม (EDP) โดยแยกผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในแต่ละระดับความเสียหาย

5.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM)

เมื่อนำผลการวิเคราะห์โครงสร้างตามวิธี IDA มาสร้างเส้นโค้งความบอบบาง (รูปที่ 5.9) ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นที่ความเสียหาย (DM) จะเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดที่ระดับค่าบ่งชี้ความรุนแรง (IM) ของแผ่นดินไหวต่าง ๆ ($P[DM > dm | IM = S_a]$) กับ S_a โดยที่จุดวงกลมสีเหลือง, จุดวงกลมสีชมพู, จุดสามเหลี่ยมสีน้ำเงิน, และจุดสี่เหลี่ยมสีแดง คือ จุดที่ได้จากการคำนวณโดยแบ่งระดับความเสียหายของโครงสร้างเป็น การเกิดการครากในคาน, การเกิด

การครากในเสา, ระบุจุดพังทลายที่ค่าความชันบนกราฟ IDA เท่ากับ 20% ของความชันในช่วงยืดหยุ่น (collapse at 20% of elastic slope), และการพังทลายจากการคำนวณ (numerical collapse) ตามลำดับ

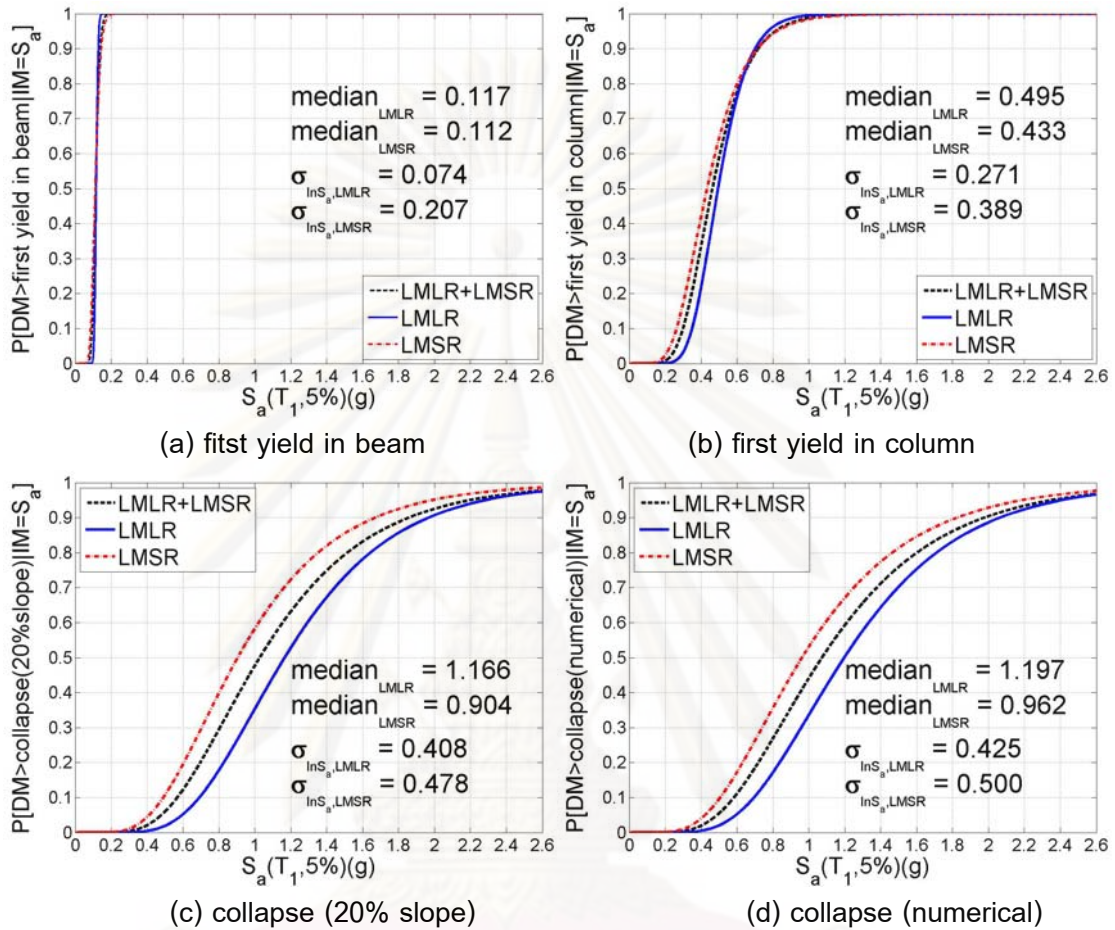
จากรูปที่ 5.9 พบว่าเมื่อทำการระบุจุดพังทลายบนกราฟ IDA ด้วยวิธีระบุจุดพังทลายที่ค่าความชันบนกราฟ IDA เท่ากับ 20% ของความชันในช่วงยืดหยุ่นทำให้เส้นโค้งความบอบบาง (เส้นต่อเนื่องสีน้ำเงิน) ไม่มีความแตกต่างกับเส้นโค้งความบอบบาง (เส้นประสีแดง) ที่สร้างจากจุดที่เกิดพังทลายจากการคำนวณ (numerical collapse)



รูปที่ 5.9 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยรวมผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR

เมื่อนำผลการวิเคราะห์โครงสร้างตามวิธี IDA มาสร้างเส้นโค้งความบอบบางโดยแยกระหว่างข้อมูลที่ได้มาจากการวิเคราะห์ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR กับชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ที่ระดับความเสียหายเริ่มเกิดการครากในคาน (first yield in beam) ไม่เห็นความแตกต่างกันมากนัก ความแตกต่างจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ เมื่อระดับความเสียหายของโครงสร้างเพิ่มขึ้น และเห็นความแตกต่างกันอย่างเด่นชัดที่ระดับความเสียหายเกิดการพังทลายของโครงสร้างด้วยวิธีระบุจุดพังทลายที่ค่าความชันบนกราฟ IDA เท่ากับ 20% ของความชันในช่วงยืดหยุ่น (collapse at 20% of elastic slope) โดยสังเกตได้จากค่ามัธยฐานระหว่างผลการวิเคราะห์ของทั้งสองชุดข้อมูล โดยที่ค่า $\text{median}_{\text{LMLR}} = 1.166\text{g}$ ส่วนค่า $\text{median}_{\text{LMSR}} = 0.904\text{g}$ ดังนั้นชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR มีโอกาสที่จะทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายได้มากกว่าชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR ดังแสดงในรูป

ที่ 5.10b, รูปที่ 5.10c, และรูปที่ 5.10d ความแปรปรวนที่เกิดขึ้นของเส้นโค้งความบอบบางจากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสองไม่เห็นความแตกต่างกันมากนัก



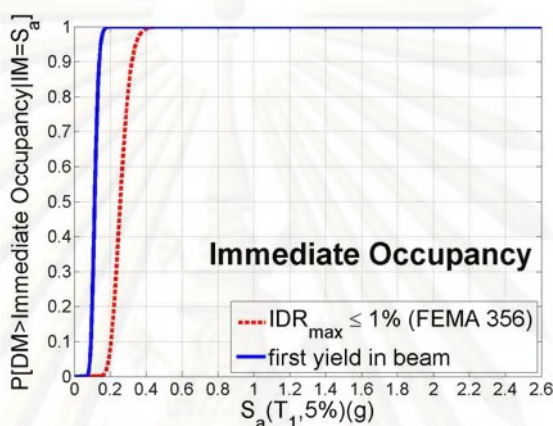
รูปที่ 5.10 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยแยกผลวิเคราะห์โครงสร้างจากชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในแต่ละระดับความเสียหาย

5.3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) ตามเกณฑ์การแบ่งระดับสมรรถนะของ FEMA-356

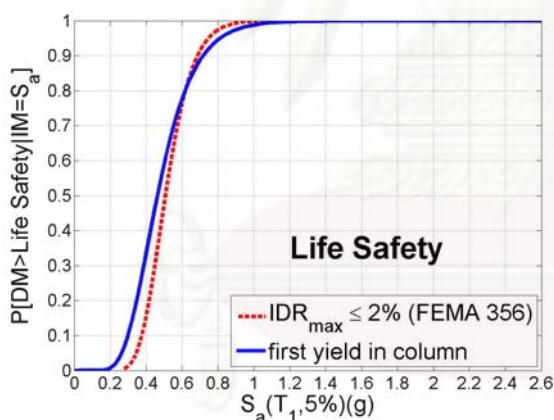
การแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างตาม FEMA-356 ได้กำหนดเป็นสองวิธีคือ (1) การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมและ (2) การกำหนดขอบเขตรูปแบบความเสียหายของโครงสร้าง โดยแบ่งระดับสมรรถนะออกเป็นสามระดับคือ ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO , $IDR_{\max} \leq 1\%$) กำหนดให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นอยู่ในระดับต่ำ เกิดรอยร้าวเพียงเล็กน้อย และโครงสร้างยังมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น, ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS , $IDR_{\max} \leq 2\%$) เกิดความเสียหายมากในคาน เกิดการกะเทาะของคอนกรีตหุ้ม เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน เกิดรอยร้าวที่จุดต่อ (joint), และสุดท้ายระดับเสียหายหนักเกือบพังทลาย (CP ,

$IDR_{max} \leq 4\%$) เกิดรอยร้าวขนาดใหญ่ เกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นในเสา (hinge) เกิดการรูดของเหล็กเสริมที่ต่อทาบในเสาและเกิดความเสียหายรุนแรงมากในเสาต้น

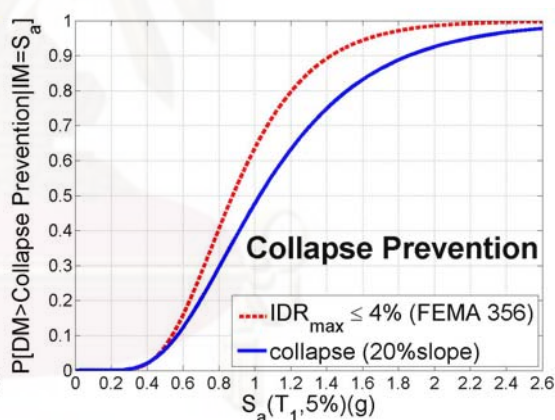
งานวิจัยนี้จึงกำหนดรูปแบบความเสียหายที่ระดับ IO คือ การเริ่มเกิดรอยร้าวในคาน, ระดับ LS คือ การเริ่มเกิดรอยร้าวในเสา, และระดับ CP คือ ก่อนการพังทลายของโครงสร้าง (20% slope) ซึ่งเกณฑ์ที่กำหนดขึ้นมาเป็นสิ่งที่สามารถสังเกตได้จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างตามวิธี IDA โดยให้สอดคล้องกับเกณฑ์ที่กำหนดโดย FEMA-356



(a) IO (LMLR+LMSR)



(b) LS (LMLR+LMSR)



(c) CP (LMLR+LMSR)

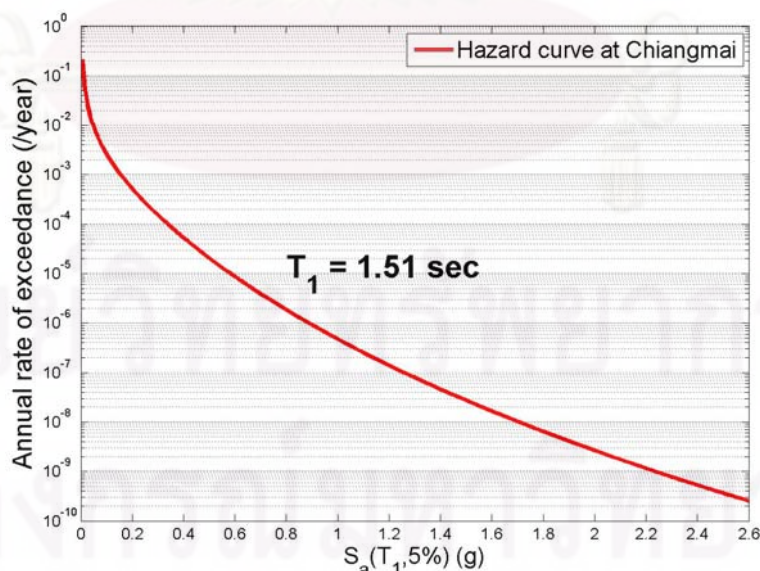
รูปที่ 5.11 เส้นโค้งความบอบบางที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหาย (DM) และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว (IM) โดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่แบ่งระดับสมรรถนะตามเกณฑ์ของ FEMA-356 ระหว่างเกณฑ์ EDP คงที่ กับเกณฑ์ DM คงที่

เมื่อเปรียบเทียบเส้นโค้งความบอบบางตามเกณฑ์การแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างตาม FEMA-356 ระหว่างสองวิธีที่กล่าวมา จะเห็นได้ว่าที่ระดับ IO เมื่อพิจารณาระดับสมรรถนะตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตรูปแบบความเสียหายของโครงสร้าง อาคารมีโอกาที่จะเกิดการครากในคานมากกว่าการพิจารณาระดับสมรรถนะตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม (รูปที่ 5.11a) ส่วนที่ระดับสมรรถนะ CP การพิจารณาระดับสมรรถนะ

ตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม อาคารมีโอกาสที่จะเกิดการครากในเสาและเกิดการพังทลายมากกว่าการพิจารณาระดับสมรรถนะตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตรูปแบบความเสียหายของโครงสร้าง (รูปที่ 5.11c) แสดงให้เห็นว่าเมื่อแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตรูปแบบความเสียหายของโครงสร้างมีความปลอดภัยกว่าการแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม ที่ระดับ IO ยกเว้นที่ระดับ CP การแบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมจะมีความปลอดภัยสูงกว่า ส่วนที่ระดับ LS เกณฑ์ทั้งสองมีความใกล้เคียงกัน (รูปที่ 5.11b)

5.4 ความเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหาย

ในการสร้างเส้นโค้งความบอบบางของโครงสร้างสำหรับการประเมินความเสี่ยงในการออกแบบหรือประเมินโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว สามารถทำได้โดยใช้ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic) โดยวิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์โดยค่อยๆ เพิ่มความรุนแรง (incremental dynamic analysis, IDA) ในหัวข้อที่ผ่านมาเราได้พิจารณาความบอบบางของตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ ความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายของอาคารภายใต้เงื่อนไขที่กำหนด ($P[DM > dm | IM = S_a]$) เมื่อนำไปคำนวณร่วมกับความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ตำแหน่งที่ตั้งของอาคารจะได้ความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายต่ออาคาร ($P[DM > dm]$)



รูปที่ 5.12 กราฟความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของจังหวัดเชียงใหม่ ที่ตำแหน่ง ละติจูด 18.79 องศาเหนือ และลองจิจูด 98.95 องศาตะวันออก (Palasri และ Ruangrassamee, 2007)

จากผลการศึกษาความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว (Palasri และ Ruangrassamee, 2007) เมื่อสมมุติให้อาคารตัวอย่างตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ (ที่พิกัดละติจูด 18.794°N ลองจิจูด 98.952°E) จะได้กราฟความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวดังแสดงในรูปที่ 5.12

จากทฤษฎีความน่าจะเป็นรวมจะได้ว่า

$$\lambda_{DM} = \int P[DM > dm | IM = S_a] d\lambda_{IM}(IM) \quad (6.1)$$

โดยสามารถใช้เทคนิคการคำนวณเชิงตัวเลข (numerical techniques) ในการประมาณค่า λ_{DM} ได้ดังสมการนี้ (Cornell, 2004)

$$\lambda_{DM} \approx \sum P[DM > dm | IM = S_a] \Delta\lambda_{IM}(IM) \quad (6.2)$$

และสามารถคำนวณหาความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายของอาคารในช่วงเวลา 50 ปี ได้ดังสมการ

$$P[DM > dm] = 1 - e^{-\lambda_{DM} \times 50} \quad (6.3)$$

โดยที่

λ_{IM} = จำนวนครั้งของการเกิดแผ่นดินไหวที่มีขนาดเกินกว่าขนาดที่กำหนด ต่อปี (annual rate of exceedance)

λ_{DM} = จำนวนครั้งของการเกิดความเสียหายเกินกว่าระดับความเสียหายที่กำหนด ต่อปี

ความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายต่อตัวอย่างอาคารแสดงในตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 ความเสี่ยงต่อการเกิดการเสียหายของอาคารตัวอย่างที่ระดับความเสียหายต่างๆ เมื่อตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่

ความเสียหาย	% ความเสียหายในรอบ 50 ปี		
	LMLR+LMSR	LMLR	LMSR
เริ่มเกิดการครากในคาน	9.823	9.049	10.616
เริ่มเกิดการครากในเสา	0.307	0.187	0.455
พังทลาย (collapse at 20% of elastic slope)	0.027	0.010	0.051
พังทลาย (numerical collapse)	0.025	0.010	0.047

บทที่ 6

สรุป

งานวิจัยนี้ได้ศึกษากระบวนการการประเมินสมรรถนะของตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ส่วนเพิ่ม (incremental dynamic analysis, IDA) ในการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์หาค่าการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการประเมินหาความบอบบางและความเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายของโครงสร้าง ได้ข้อสรุปดังต่อไปนี้

1) การสร้างเส้นโค้งความบอบบางที่สอดคล้องกับจุดข้อมูลทำได้โดยมีสมมุติฐานว่าข้อมูลมีการแจกแจงแบบล็อกปกติ และประมาณค่าพารามิเตอร์ของการแจกแจงด้วยวิธีความควรจะเป็นสูงสุดมีประสิทธิภาพสูงกว่าวิธีกำลังสองน้อยที่สุดเล็กน้อย

2) การระบุจุดพังทลายของโครงสร้างบนกราฟ IDA โดยพิจารณากราฟ IDA ที่จุดที่ความชันของกราฟ IDA เท่ากับ 20 เปอร์เซ็นต์ของความชันในช่วงยืดหยุ่น (collapse at 20% of elastic slope) จะทำให้ผลการประเมินโครงสร้างมีความบอบบางมากกว่าการระบุจุดพังทลายของโครงสร้างโดยพิจารณาการพังทลายจากการคำนวณ (numerical collapse)

3) การวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ทำให้โครงสร้างมีค่าผลตอบสนอง, การกระจายตัวของผลตอบสนอง และความน่าจะเป็นที่จะทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายหนักเกือบพังทลาย (collapse prevention) ที่ระดับความรุนแรงต่าง ๆ มากกว่าชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR

4) เกณฑ์การแบ่งระดับสมรรถนะตาม FEMA-356 มีสองวิธีคือ (1) การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมและ (2) การกำหนดขอบเขตรูปแบบความเสียหายของโครงสร้าง โดยที่การพิจารณาระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตรูปแบบความเสียหายของโครงสร้างมีความปลอดภัยกว่าการพิจารณาระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรม ที่ระดับ IO ยกเว้นที่ระดับ CP การพิจารณาระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามเกณฑ์การกำหนดขอบเขตค่าตัวแปรการตอบสนองทางวิศวกรรมจะมีความปลอดภัยสูงกว่า ส่วนที่ระดับ LS เกณฑ์ทั้งสองมีความใกล้เคียงกัน

5) จากผลการวิเคราะห์ความบอบบางของโครงสร้างด้วยคลื่นแผ่นดินไหว LMLR และ LMSR จำนวนรวมทั้งสิ้น 40 คลื่น โอกาสที่จะทำให้อาคารตัวอย่างเริ่มเกิดการครากในคานเท่ากับ 0.5 ที่ $S_u = 0.114 g$, โอกาสที่จะทำให้อาคารตัวอย่างเริ่มเกิดการครากในเสาเท่ากับ 0.5 ที่ $S_u = 0.463$

g, และโอกาสที่จะทำให้อาคารตัวอย่างพังทลาย (collapse at 20% of elastic slope) เท่ากับ 0.5 ที่ $S_u = 1.027 g$

6) เมื่อสมมติให้อาคารตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ โอกาสที่จะทำให้อาคารตัวอย่างเริ่มเกิดการครากในคาน เท่ากับ 9.82% ในช่วงเวลา 50 ปี ซึ่งเป็นอายุการใช้งานของอาคารโดยปกติ, โอกาสที่จะทำให้อาคารตัวอย่างเริ่มเกิดการครากในเสา เท่ากับ 0.31% ในช่วงเวลา 50 ปี และโอกาสที่จะทำให้อาคารตัวอย่างเกิดการพังทลายมีค่าเท่ากับ 0.027% ในช่วงเวลา 50 ปี



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

จิตติ ปาลศรี. 2549. แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเชิงความน่าจะเป็นของประเทศไทย. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย. 2538. ความเสียหายจากแผ่นดินไหวที่อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย. โยธาสาร 7(1): 9-16.

มหาดไทย, กระทรวง. 2550. กฎกระทรวงการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย. (อัดสำเนา)

วรากร สิงห์สุด และ อาณัติ เรืองรัมย์. 2552. สมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 14, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

ศุภกิจ วงศ์วิวัฒน์นุกิจ. 2550. พจนานุกรมศัพท์การวิจัยและสถิติ. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร: สำนักพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ภาษาอังกฤษ

Bachman, R. E. 2004. The ATC-58 project plan for nonstructural components. In Fajfar, U., and Krawinkler, H. (eds.), Proceedings of the international workshop, pp. 125-136. Bled, Slovenia, June. 28 to July. 1, 2004. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004.

Benjamin, J. R., and Cornell, C. A. 1970. Probability, statistics and decision for civil engineers. NY: Mcgraw-Hill.

Chintanapakdee, C., and Chopra, A. K. 2002. Evaluation of the model pushover analysis procedure using vertically regular and irregular generic frames. California: Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley.

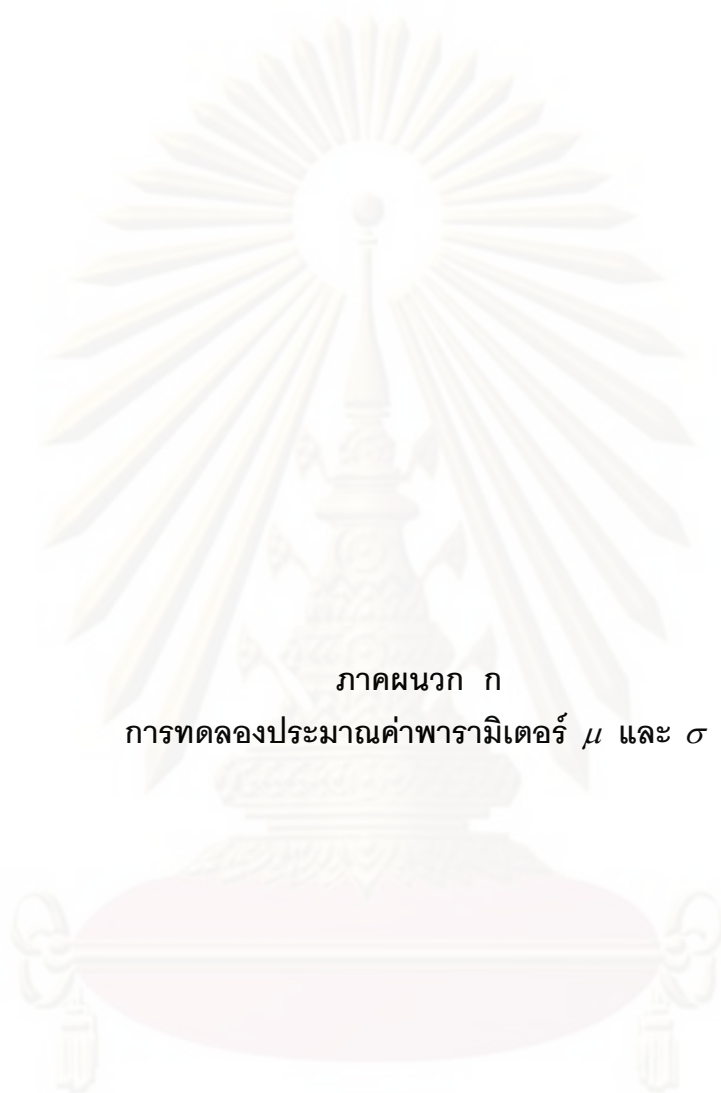
- Cornell, A. 2004. Hazard, groundmotion and probabilistic assessments for PBSD. In Fajfar, U., and Krawinkler, H. (eds.), Proceedings of the international workshop, pp. 39-52. Bled, Slovenia, June. 28 to July. 1, 2004. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004.
- Dazio, A. ESC Training course [Online]. 2006. Available from: <http://www.seismo.ethz.ch/staff/martin/courses/ESC-Course.html> [2008, June 21]
- Deierlein, G. G. 2004. Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment. In Fajfar, U., and Krawinkler, H. (eds.), Proceedings of the international workshop, pp. 15-26. Bled, Slovenia, June. 28 to July. 1, 2004. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004.
- Haselton, C. B., and Deierlein, G. G. 2007. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. California: Stanford University
- Hines, W. W., Montgomery, D. C., Goldsman, D. M., and Borror, C. M. 2003. Probability and Statistics in Engineering. 4th. ed. NJ: John Wiley and Sons.
- Ibarra, F. L., and Krawinkler, H. 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations. California: Stanford University.
- Krawinkler, H., ed. 2005. Van Nuys hotel building testbed report: exercising seismic performance assessment. California: Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., et al. 2007. The OpenSees command language manual [Online]. University of California: Pacific Earthquake Engineering Center. Available from: <http://opensees.berkeley.edu> [2007, July 1]
- Mo, Y. L., and Wang, S. J. 2000. Seismic behavior of columns with various tie configurations. Journal of Structural Engineering 126(10): 1122-1130.

- Palasri, C., and Ruangrassamee, A. 2007. Probabilistic seismic hazard maps of Thailand. The Twentieth KKCNN Symposium on Civil Engineering. Jeju: Korea.
- Panagiotakos, T. B., and Fardis, M. N. 2001. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. ACI Structural Journal 98(2): 135-148.
- Park, Y. J., Ang, A. H-S., and Wen, Y. K. 1987. Damage-limiting aseismic design of buildings. Earthquake Spectra 3(1): 1-26.
- Porter, K., Kennedy, R., and Bachman, R. 2007. Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. Earthquake Spectra 23(2): 471-489.
- Sezen, H. 2000. Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns. Doctoral dissertation. Civil and Environmental Engineering, Graduate division, University of California, Berkeley.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A. 2002. Applied incremental dynamic analysis. European Conference on Earthquake Engineering 12th: 1-28.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A. 2005. Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis. California: Stanford University.



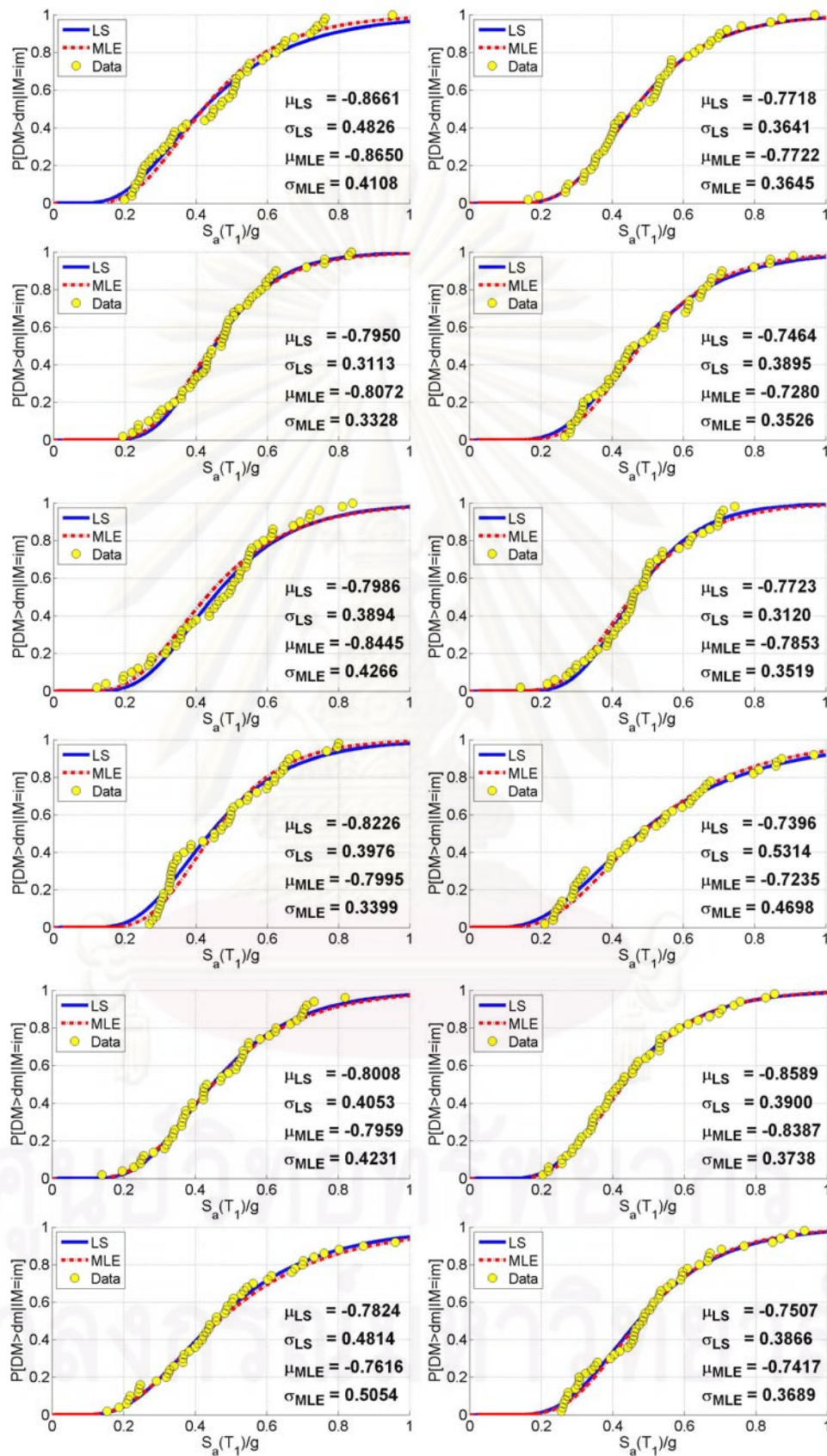
ภาคผนวก

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

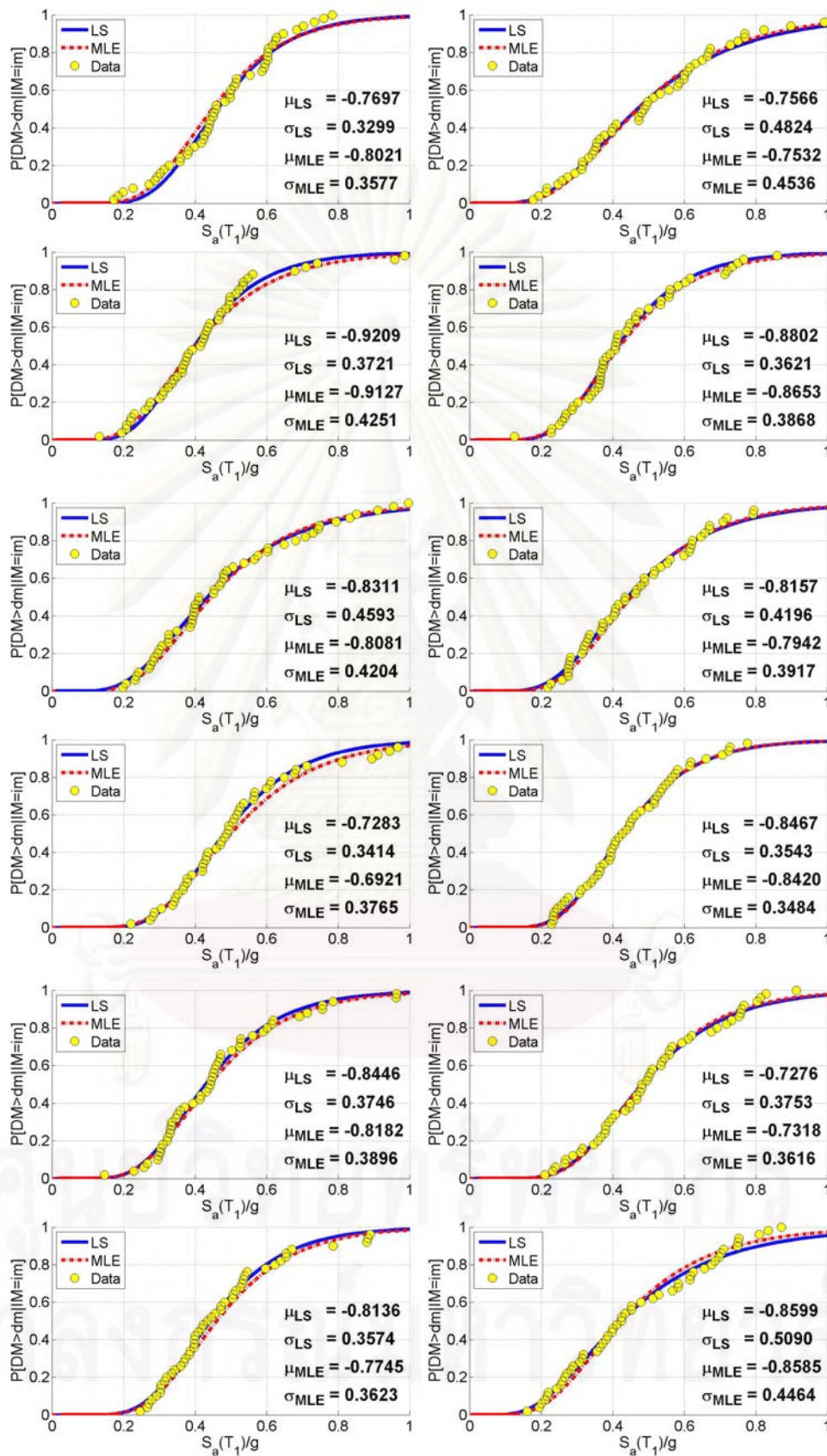


ภาคผนวก ก
การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ

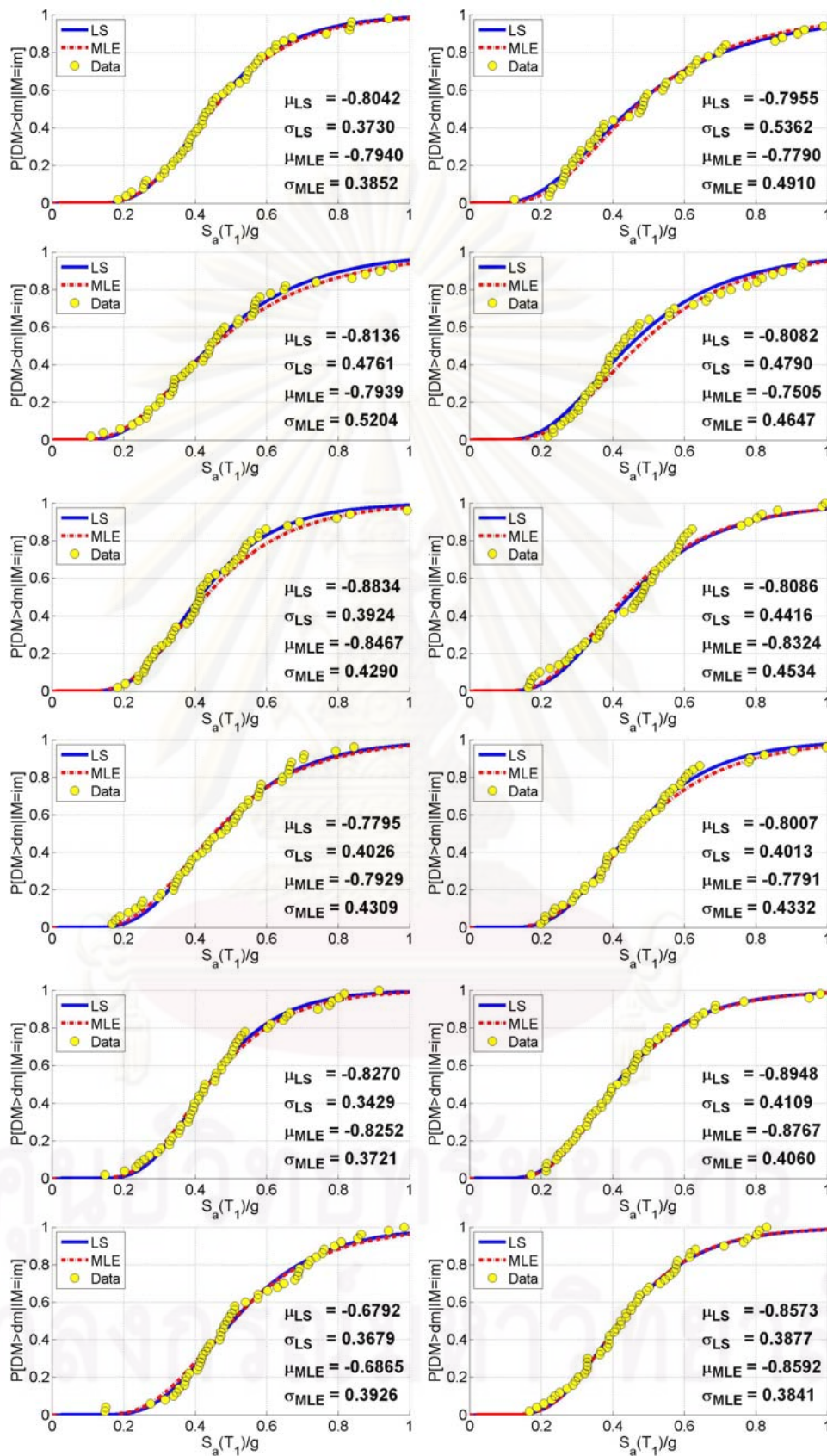
ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



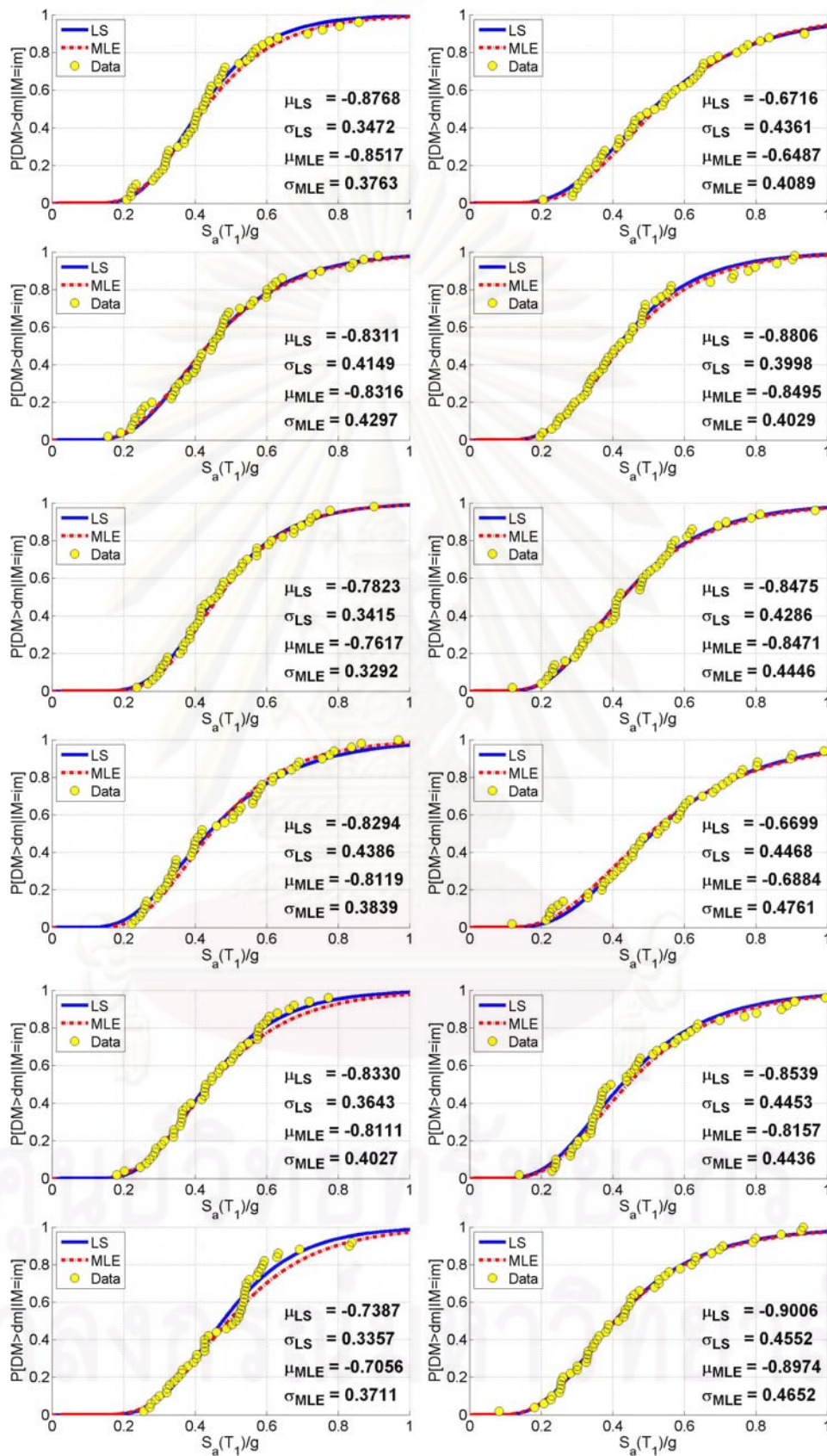
รูปที่ ก.1 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 1-12 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



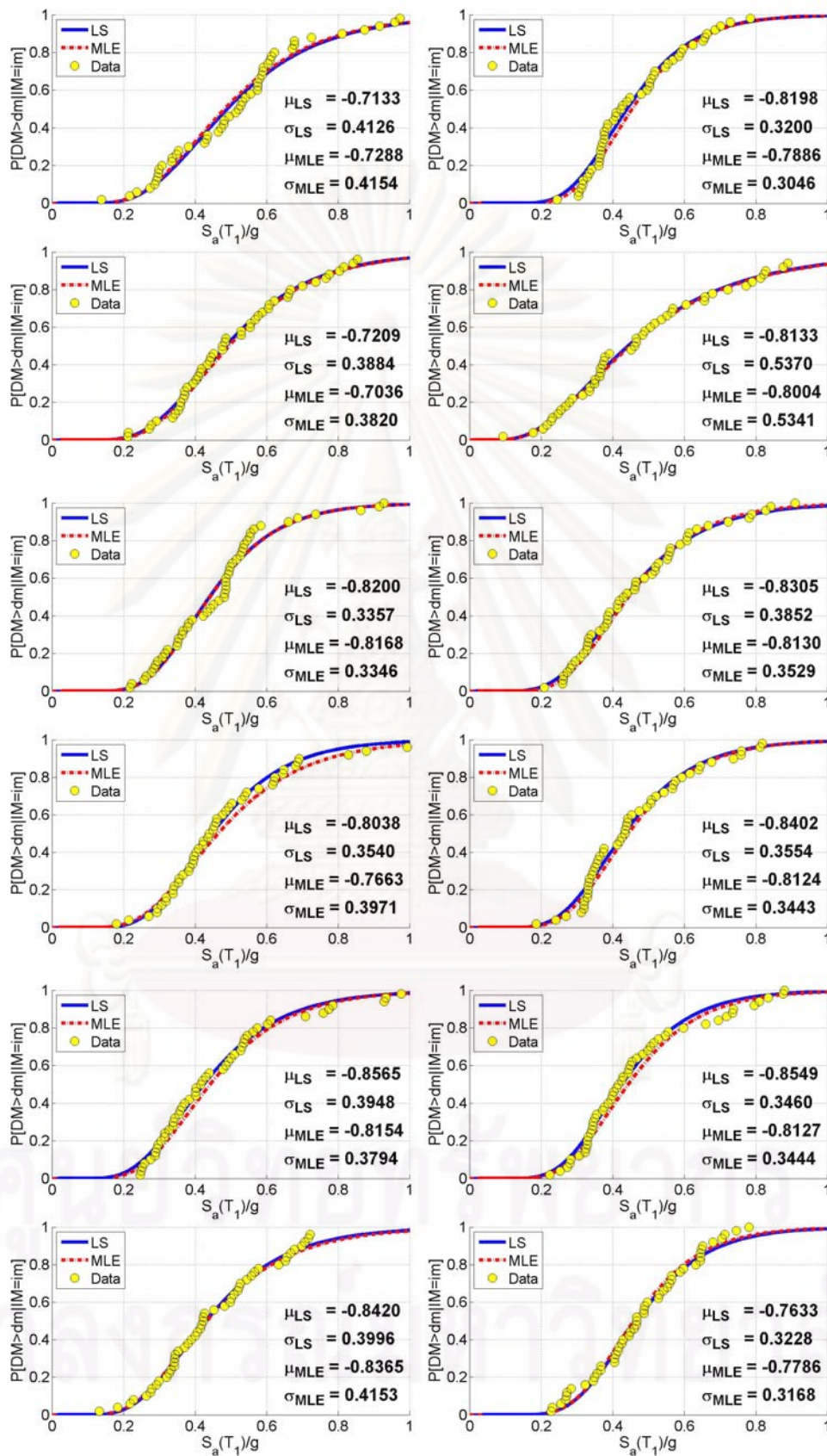
รูปที่ ก.2 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลกลุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 13-24 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



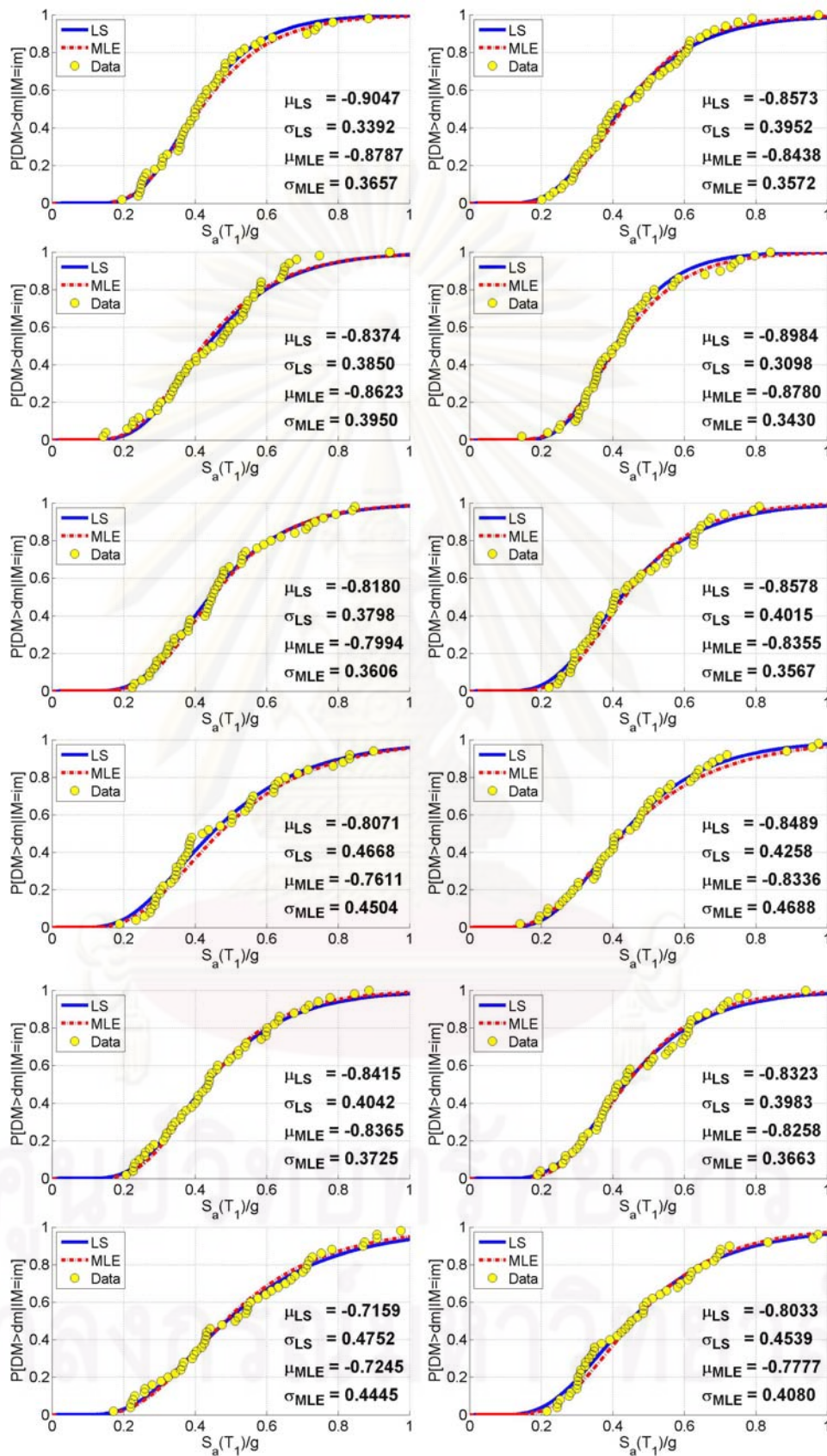
รูปที่ ก.3 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลกลุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 25-36 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



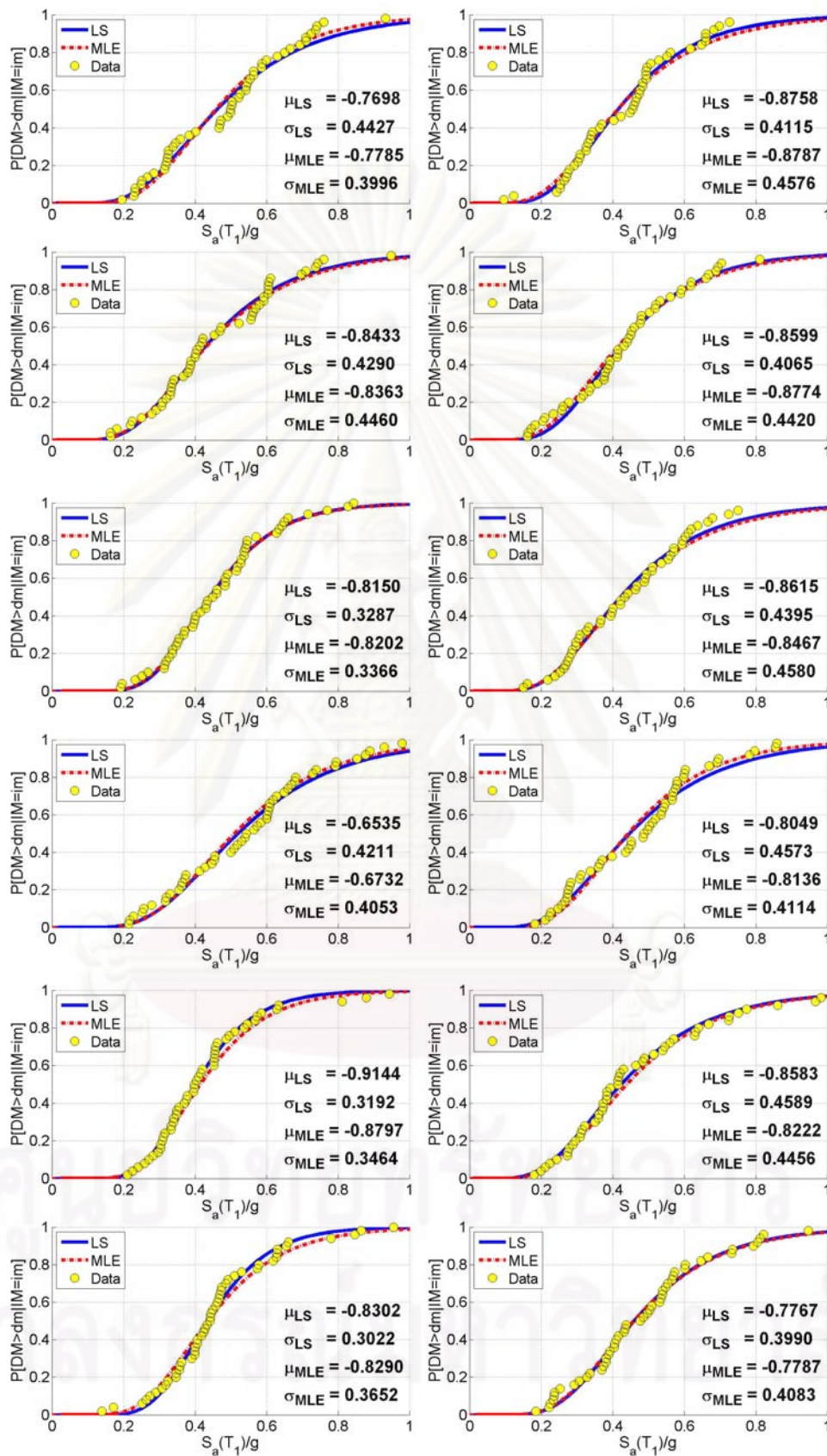
รูปที่ ก.4 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลกลุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 37-48 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



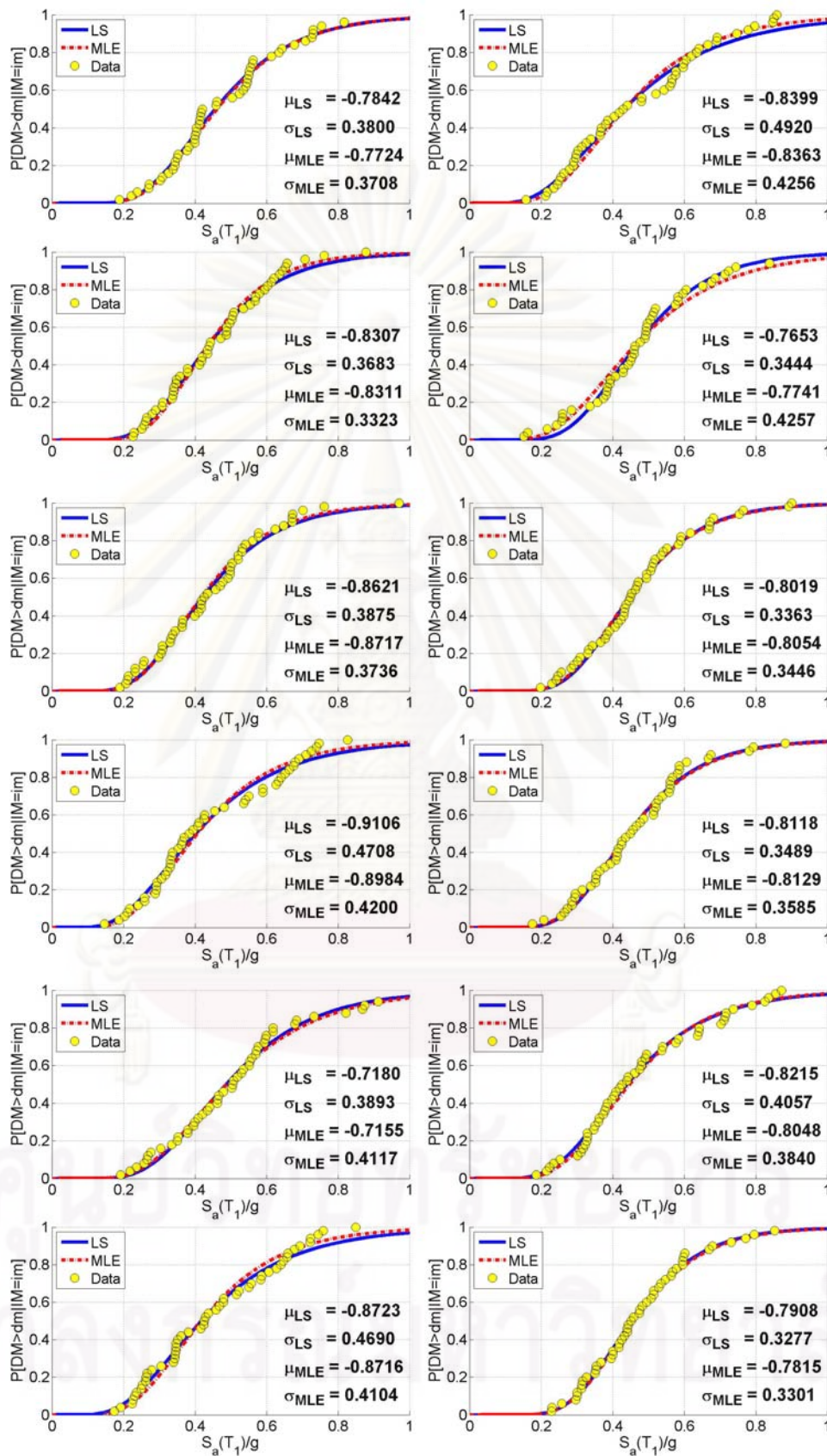
รูปที่ ก.5 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลกลุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 49-60 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



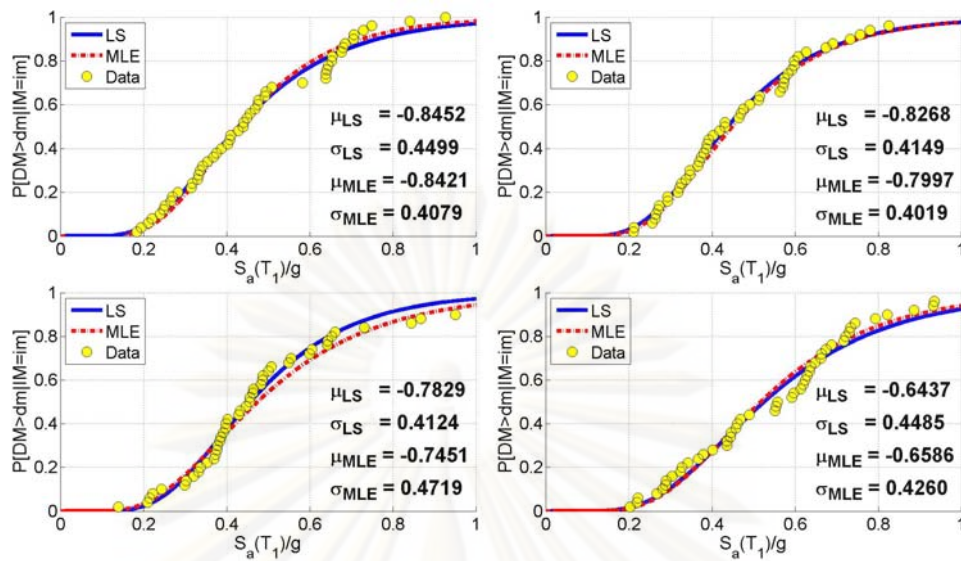
รูปที่ ก.6 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลกลุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 61-72 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



รูปที่ ก.7 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลกลุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 73-84 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง



รูปที่ ก.8 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลกลุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 85-96 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง

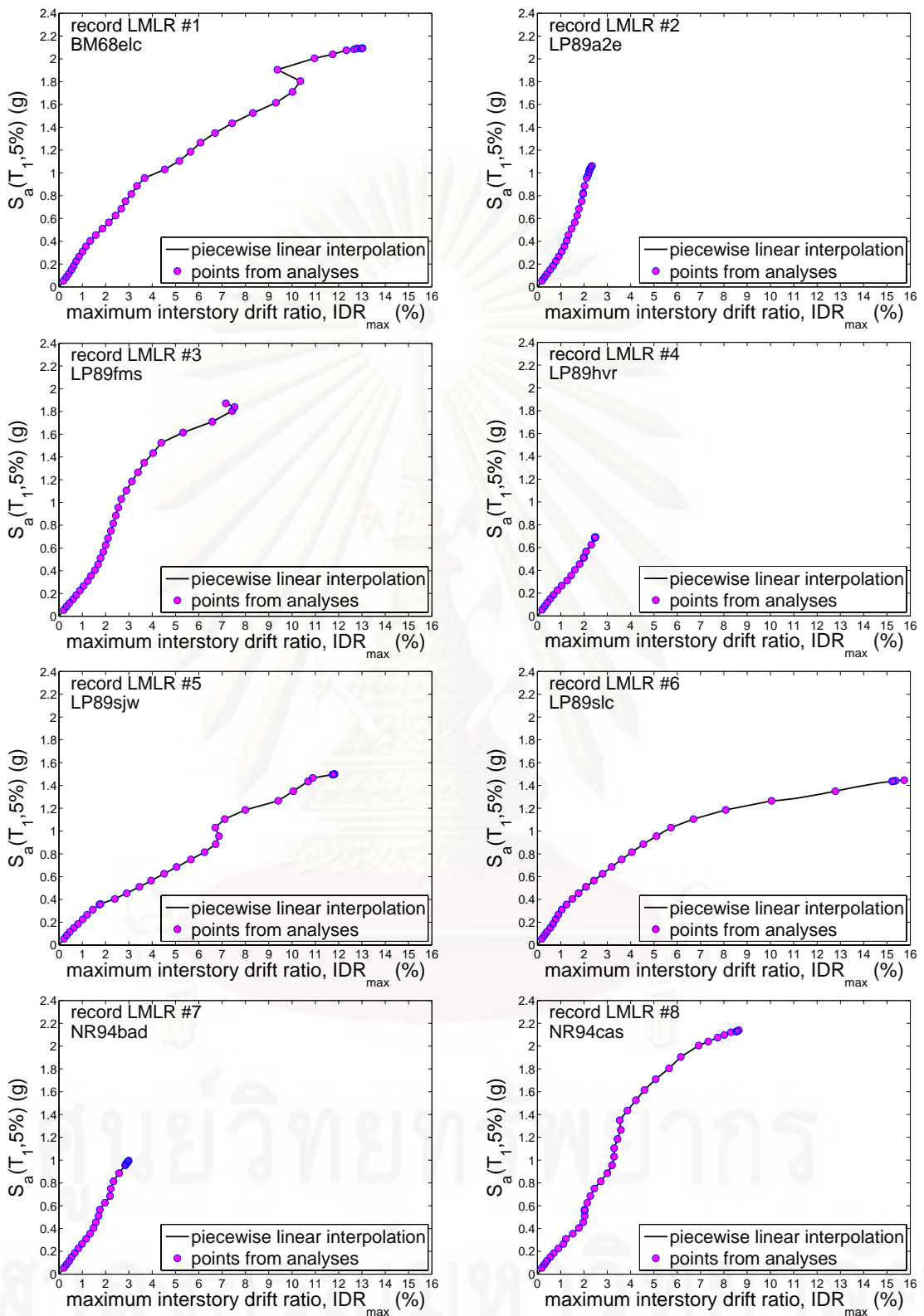


รูปที่ ก.9 การทดลองประมาณค่าพารามิเตอร์ μ และ σ จากข้อมูลสุ่ม 50 หน่วยสังเกตของการทดลองที่ 97-100 จากการทดลองทั้งหมด 100 ครั้ง

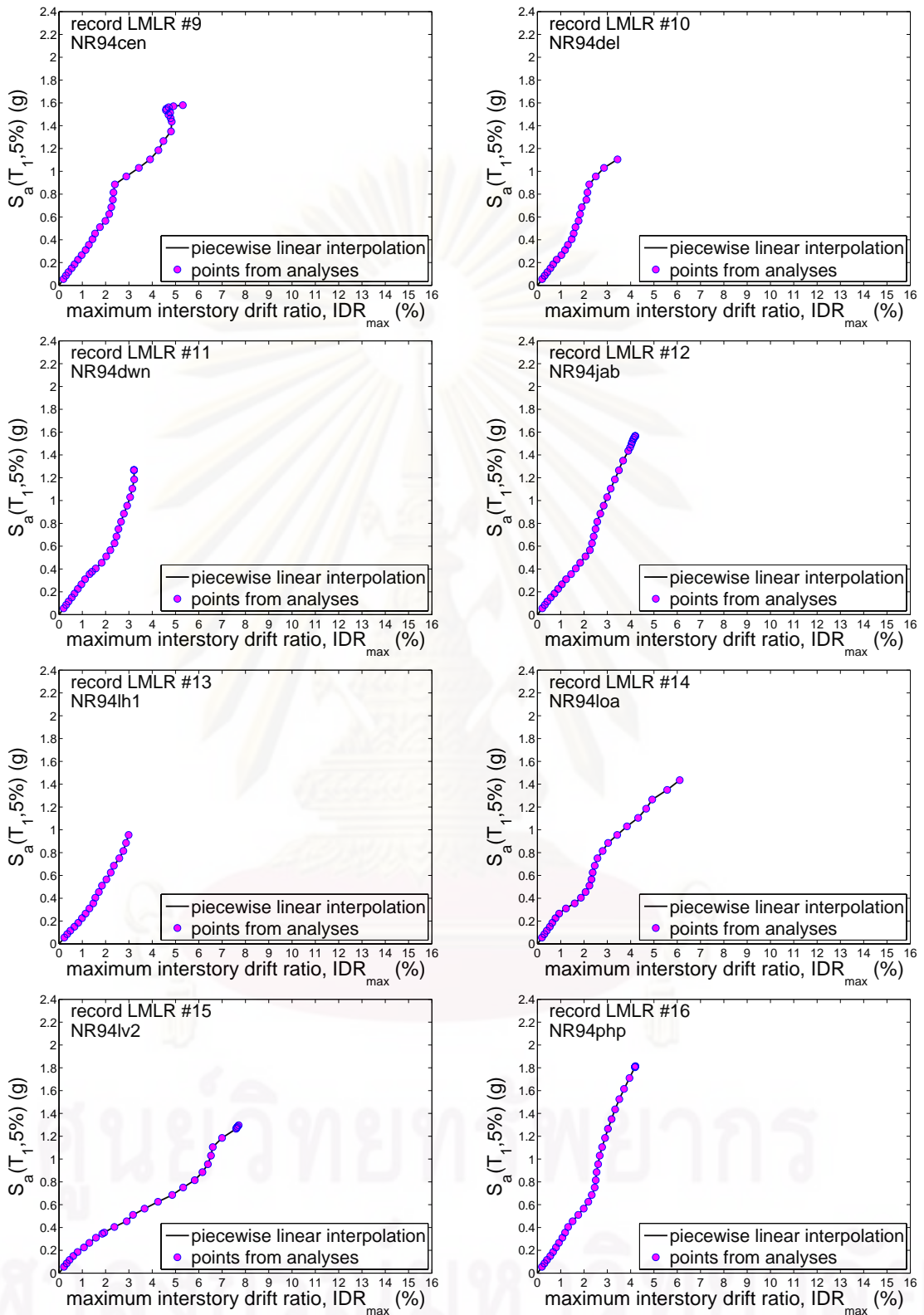


ภาคผนวก ข
กราฟ IDA ของอาคารตัวอย่าง

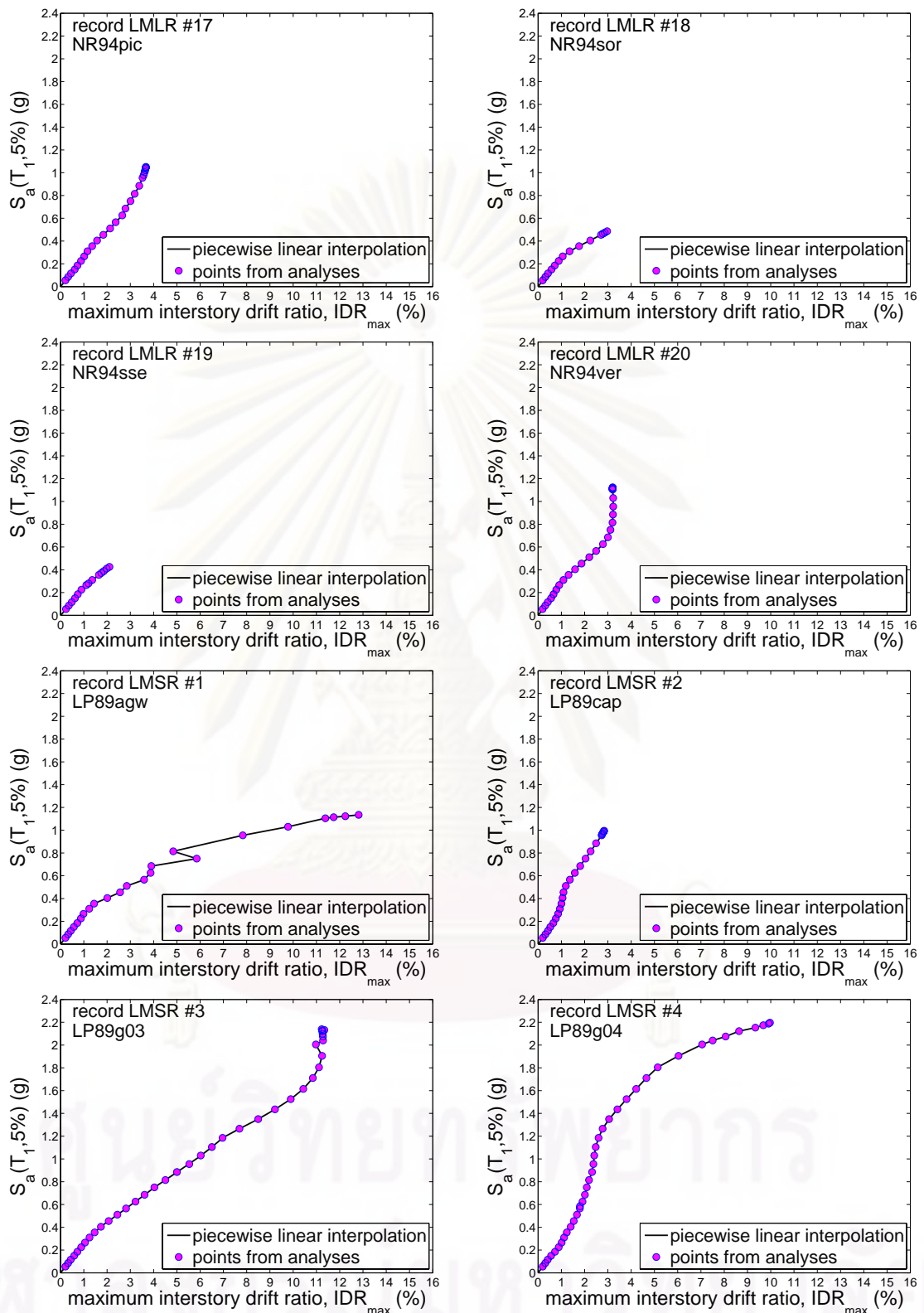
ศูนย์วิทยุทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



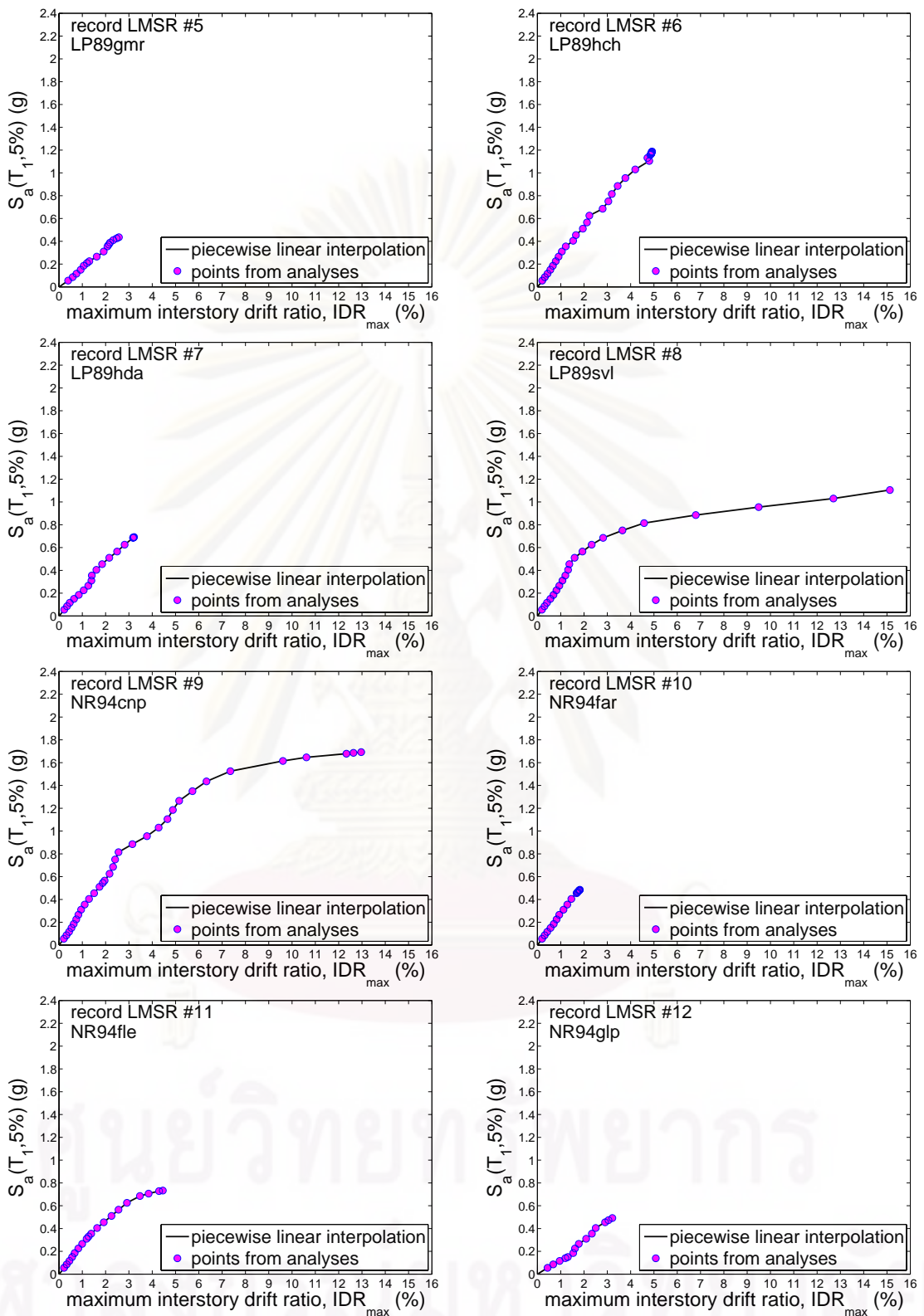
รูปที่ ข.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR บันทึกที่ 1 ถึง 8



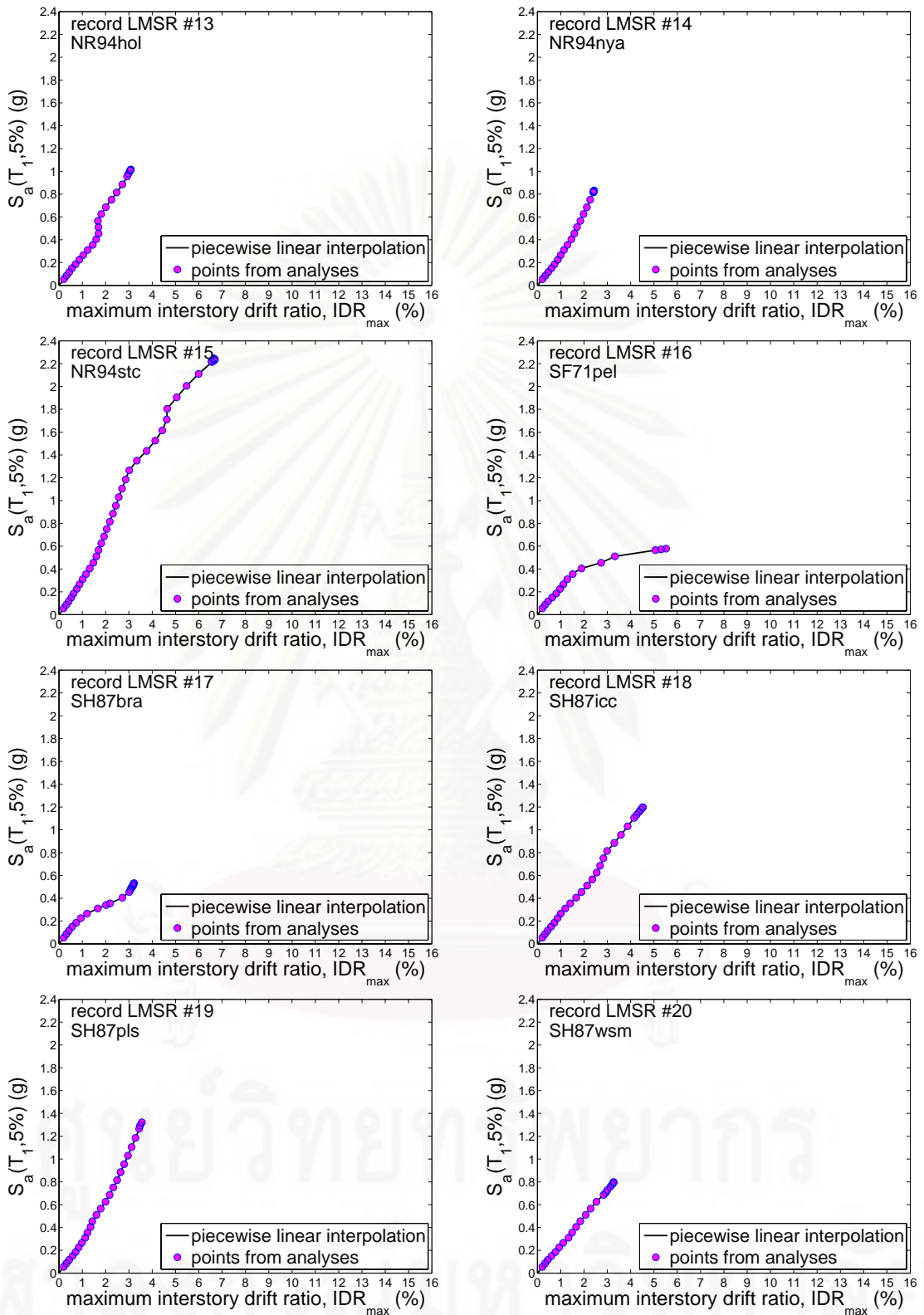
รูปที่ ข.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMLR บันทึกที่ 9 ถึง 16



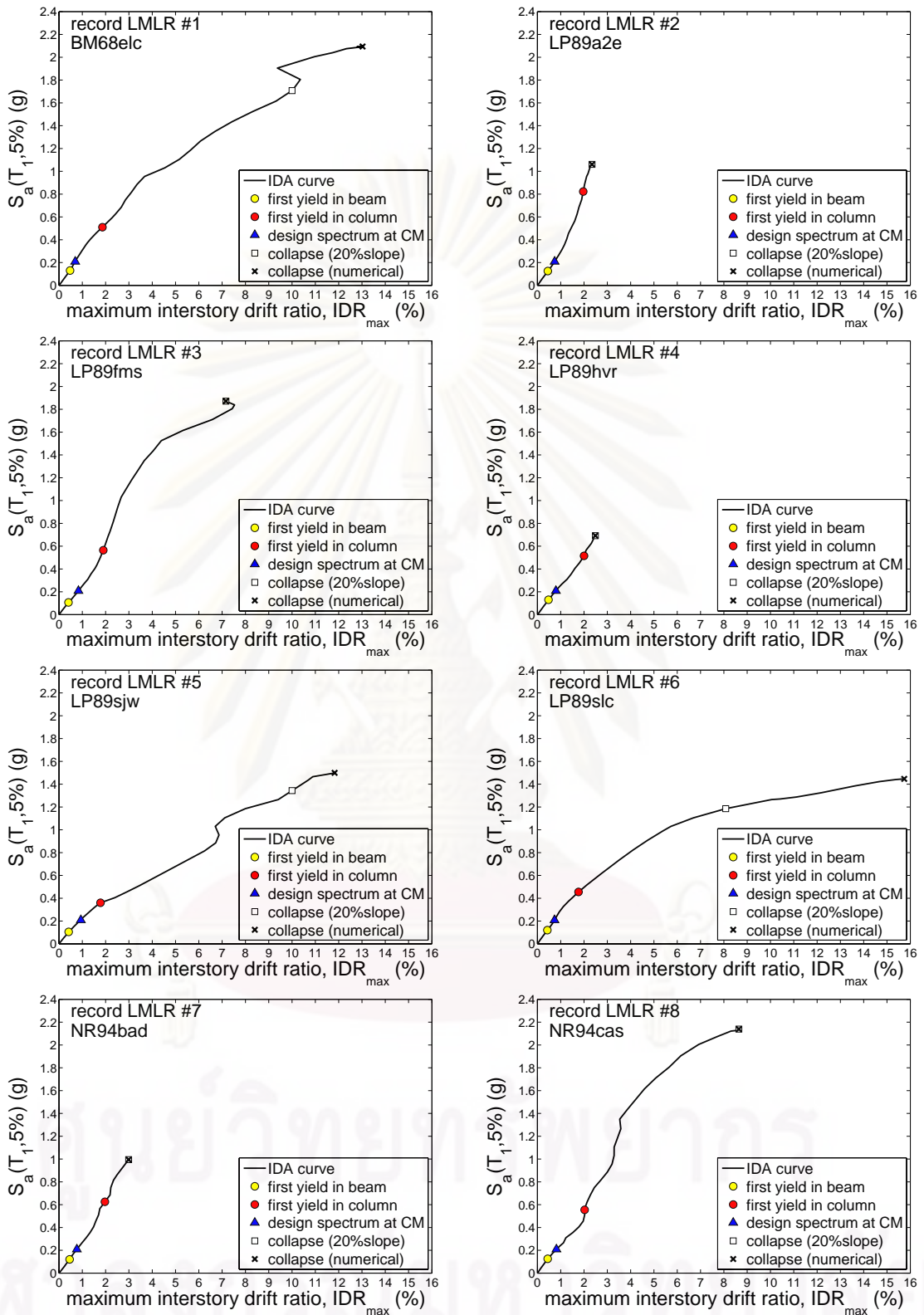
รูปที่ ข.3 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMLR บันทึกที่ 17 ถึง 20 และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 1 ถึง 4



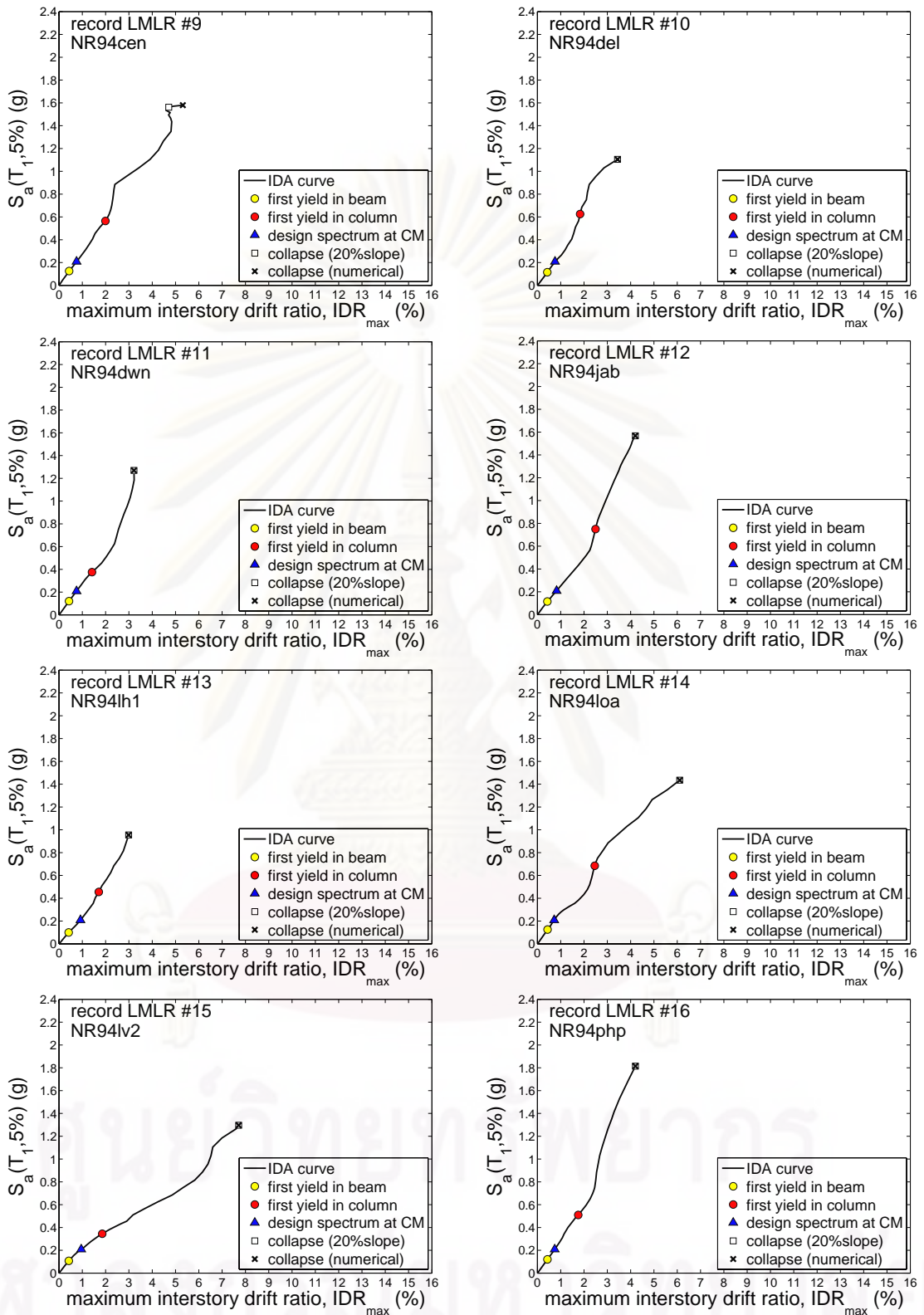
รูปที่ ข.4 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMSR บันทึกที่ 5 ถึง 12



รูปที่ ข.5 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี IDA ด้วยชุดคลื่นแผ่นดิน LMSR บันทึกที่ 13 ถึง 20

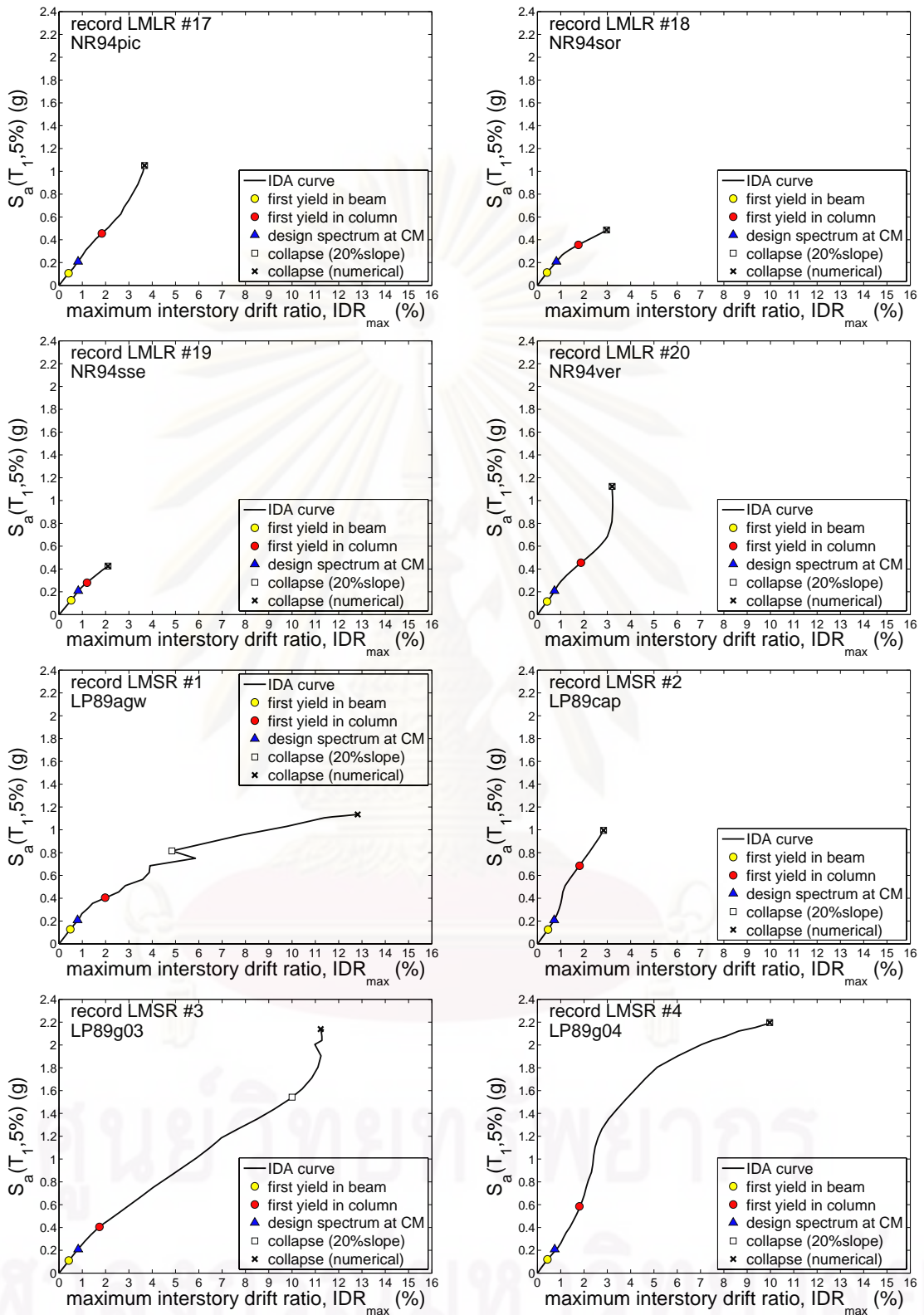


รูปที่ ข.6 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR บันทึกที่ 1 ถึง 8

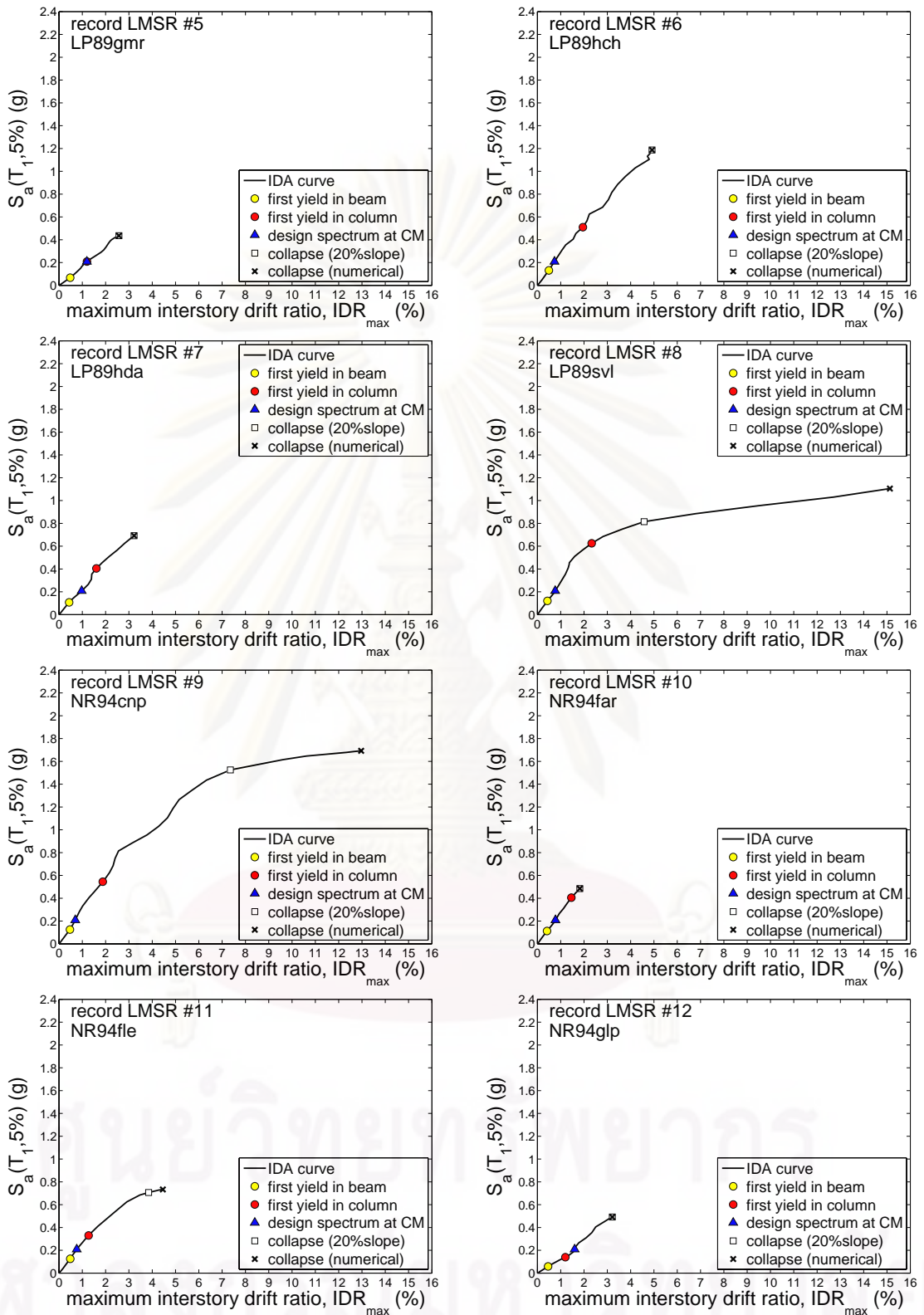


รูปที่ ข.7 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่น

แผ่นดินไหว LMLR บันทึกที่ 9 ถึง 16

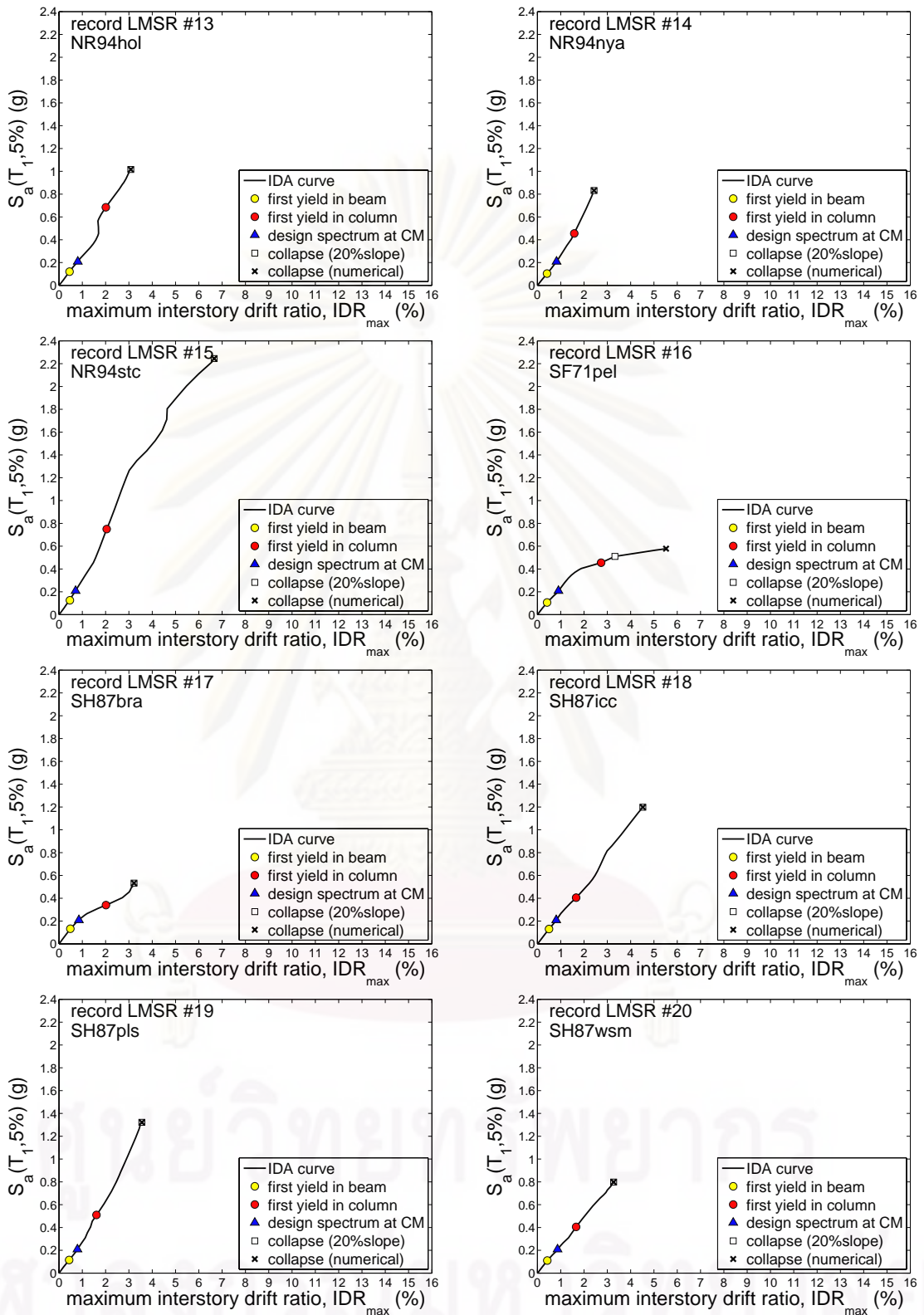


รูปที่ ข.8 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMLR บันทึกที่ 17 ถึง 20 และชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 1 ถึง 4



รูปที่ ข.9 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่น

แผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 5 ถึง 12



รูปที่ ข.10 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี IDA ที่ระดับความเสียหายต่าง ๆ ด้วยชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR บันทึกที่ 13 ถึง 20



ภาคผนวก ค
การแจกแจงแบบล็อกปกติ

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

การแจกแจงแบบล็อกปกติ (lognormal distribution)

ตัวแปรสุ่ม X มีค่าคาดหวังและค่าความแปรปรวนดังสมการที่ ค.1 และ ค.2 จะมีการแจกแจงแบบล็อกปกติก็ต่อเมื่อนำไปหาค่าล็อกฐานธรรมชาติของตัวแปรสุ่มดังกล่าว ค่าความน่าจะเป็นที่ได้จะมีค่าการแจกแจงแบบปกติ

$$\lambda = E(X) \quad (\text{ค.1})$$

$$\zeta = \sqrt{\text{Var}(X)} \quad (\text{ค.2})$$

กำหนดให้ $Y = \ln X$ มีค่าคาดหวังและค่าความแปรปรวนของ Y คือ

$$\mu = E(Y) = E(\ln X) = \ln \lambda - \frac{1}{2} \sigma^2 \quad (\text{ค.3})$$

$$\sigma = \sqrt{\text{Var}(Y)} = \sqrt{\text{Var}(\ln X)} = \sqrt{\ln \left(1 + \frac{\zeta^2}{\lambda^2} \right)} \quad (\text{ค.4})$$

ฟังก์ชันการแจกแจงแบบล็อกปกติของ X คือ

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right)^2 \right]; \quad 0 < x < \infty \quad (\text{ค.5})$$

ฟังก์ชันการแจกแจงสะสมแบบล็อกปกติของ X คือ

$$F_X(x) = \Phi \left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right) > 0 \quad (\text{ค.6})$$

โดยที่ X = ตัวแปรสุ่มที่มีการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบล็อกปกติ

Φ = ฟังก์ชันการแจกแจงปกติมาตรฐานสะสม

λ = ค่าคาดหวังของตัวแปรสุ่ม X

ζ = ค่าความแปรปรวนของตัวแปรสุ่ม X

μ = ค่าคาดหวังของค่า $Y = \ln X$

σ = ค่าความแปรปรวนของค่า $Y = \ln X$

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายไตรรัตน์ ชมภู่วัช เกิดวันที่ 29 พฤษภาคม พ.ศ.2523 ที่จังหวัดขอนแก่น สำเร็จการศึกษาชั้นมัธยมศึกษาตอนต้น และมัธยมศึกษาตอนปลายที่โรงเรียนสุรวิทยาคาร จังหวัดสุรินทร์ สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา ในปี พ.ศ.2545 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2549



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย