

การลดผลกระทบจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างอาคาร



นายชัช จริญญาพันธ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2559

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

MITIGATION OF TSUNAMI DEBRIS IMPACT ON BUILDINGS

Mr. Chat Jariyaphan



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 2016

Copyright of Chulalongkorn University

5870132821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: RC BUILDING / TSUNAMI DEBRIS / TSUNAMI FORCE / FENDER

CHAT JARIYAPHAN: MITIGATION OF TSUNAMI DEBRIS IMPACT ON BUILDINGS.

ADVISOR: ASSOC. PROF. ANAT RUANGRASSAMEE, Ph.D., 175 pp.

The tsunami disaster that occurred in the Indian Ocean caused severe damage to the southern coast of Thailand. Buildings are affected by tsunami forces including the hydrodynamic force, buoyancy force, and the impact of tsunami debris. The study investigated the behavior and response of 4-storey reinforced concrete buildings under tsunami loading and debris impact. The nonlinear static pushover analysis was used to investigate the effectiveness of the perimeter protecting frame connecting the main building with an energy-absorbing device (fender). The tsunami height of 9 m and the current speed of 13 m/s was considered.

For typical reinforced concrete buildings under the gravity load and the hydrodynamic force from tsunamis, columns failed in shear and flexural modes. The size of the columns was increased to 1m in diameter to improve the resistance. For debris impact, the mass of 100 t flows with the tsunamis at the speed of 13 m/s causes a kinetic energy of 8560 kJ. The cone type fender with the length of 2000 mm can be used to connect the protecting frame with the main building. From the nonlinear pushover analysis, the energy absorption from the fenders can help reduce the damage in the main building substantially. Two types of connections between columns and beams of the protecting frame were considered: rigid and hinged. The rigid connection can improve the energy dissipation by 2%

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

Academic Year: 2016

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าใคร่ขอขอบพระคุณท่านอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ท่าน รศ.ดร.อาณัติ เรือง
รัศมี ที่ได้สละเวลาอันมีค่าให้ความช่วยเหลือ และคำแนะนำตลอดจนคำปรึกษาที่เป็นประโยชน์ต่อ
การดำเนินวิทยานิพนธ์ในครั้งนี้ รวมทั้งช่วยตรวจสอบ และแก้ไขในข้อบกพร่องต่างๆ จน
วิทยานิพนธ์สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี และใคร่ขอขอบพระคุณท่าน ผศ.ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดิ์
ประธานกรรมการสอบ และ ดร.ณัฐภูมิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบซึ่งท่านทั้งสองได้กรุณามา
เป็นกรรมการในการสอบวิทยานิพนธ์ อีกทั้งให้คำแนะนำที่มีประโยชน์เพื่อปรับปรุงวิทยานิพนธ์ให้
ดียิ่งขึ้น

ทำนนี้ข้าพเจ้าใคร่ขอขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ได้อบรมสั่งสอนเลี้ยงดูตลอดจนให้
คำแนะนำและกำลังใจแก่ข้าพเจ้าเสมอมาตลอดจนวิทยานิพนธ์สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี รวมถึงผู้มี
พระคุณทุกท่านที่ศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหว และการสั่นสะเทือนที่ได้ให้
คำแนะนำที่ดีในการดำเนินงานวิจัยจนสำเร็จลุล่วง

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตงานวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
บทที่ 2 งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	6
2.1 แรงกระทำจากสึนามิต่อโครงสร้างบริเวณชายฝั่ง.....	6
2.2 แรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำต่อโครงสร้าง.....	20
2.3 ผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและวัตถุที่ไหลมากับน้ำ.....	43
2.4 การสลายพลังงานจากแรงกระแทกและอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน.....	60
2.5 แบบจำลองวัสดุ.....	68
2.5.1 แบบจำลองคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด.....	68
2.5.2 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก.....	69
2.5.3 แบบจำลองเหล็กเสริม.....	72
บทที่ 3 อาคารที่ใช้ศึกษา และแรงกระทำ.....	76
3.1 อาคารที่ตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา.....	76
3.2 ค่าพารามิเตอร์ในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Structural Index).....	78

3.3 การพิจารณาแรงอุทกพลวัต และแรงลอยตัว.....	87
3.4 การพิจารณาแรงกระทำในรูปของพลังงาน.....	91
3.5 พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของอาคาร.....	93
บทที่ 4 แบบจำลองโครงสร้าง และการสลายพลังงาน.....	99
4.1 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย และการวิเคราะห์โหมตการวิบัติของโครงสร้าง.....	99
4.2 การสอบเทียบแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	103
4.3 การสอบเทียบแบบจำลองของโครงเฟรม.....	108
4.4 คุณสมบัติของแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษา.....	113
บทที่ 5 การวิเคราะห์ผลกระทบจากแรงสั่นไหว.....	119
5.1 ผลของแรงอุทกพลวัต และแรงลอยตัวที่มีต่ออาคารขนาดต่างๆ.....	119
5.2 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงกระทำแบบสถิต.....	127
5.3 ผลของแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิด้วยวิธีพลังงาน.....	135
5.4 ผลกระทบด้านพลังงานของโครงป้องกันร่วมกับโครงอาคารเดิม.....	138
บทที่ 6 สรุปผลการศึกษา.....	162
6.1 ผลกระทบจากแรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัว ที่มีต่ออาคารขนาดต่างๆ.....	162
6.2 การพิจารณาแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิด้วยวิธีพลังงาน และการลด ผลกระทบ.....	163
รายการอ้างอิง.....	165
ภาคผนวก ก.....	173
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	175

สารบัญรูปภาพ

หน้า

รูปที่ 1.1 ตัวอย่างของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris) จาก Indian Ocean Tsunami ในปี 2004 (FEMA P-646, 2012).....	2
รูปที่ 1.2 ความเสียหายของเสาอาคาร เนื่องจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris) (Lukkunaprasit and Ruangrassamee, 2007).....	2
รูปที่ 1.3 ผังแสดงรูปแบบของการเสริมกำลัง และระบบป้องกันโครงสร้างอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	4
รูปที่ 1.4 แบบจำลองอาคาร 3 มิติที่มีระบบป้องกันแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ.....	4
รูปที่ 1.5 แบบจำลองอาคารมีระบบป้องกันแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิในทิศทาง YZ.....	5
รูปที่ 2.1 นิยามตัวแปรและการติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบ (Ramsden and Raichlen, 1990)...	6
รูปที่ 2.2 ช่วงเวลาต่างๆที่มี tc/H_1 ต่างกันเมื่อคลื่นเข้าปะทะกับกำแพง (Ramsden and Raichlen, 1990)	7
รูปที่ 2.3 แรงดันอุทกสถิตที่กระทำต่อโครงสร้างในแนวตั้ง (FEMA 55, 2000)	9
รูปที่ 2.4 การกระจายแรงอุทกสถิตและตำแหน่งของแรงลัพธ์ (FEMA P-646, 2008)	15
รูปที่ 2.5 การกระจายแรงอุทกพลวัต และตำแหน่งของแรงลัพธ์ (FEMA P-646, 2008)	16
รูปที่ 2.6 แรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทกที่กระทำต่อโครงสร้างภายใต้ น้ำท่วมจากสึนามิ (FEMA P-646, 2008).....	16
รูปที่ 2.7 การรวมแรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทกที่กระทำกับอาคาร (FEMA P-646, 2008)	17
รูปที่ 2.8 แบบจำลองที่ใช้ในการทดสอบขนาด 1:100 (Lukkanaprasit et al., 2009)	18
รูปที่ 2.9 การเปรียบเทียบแรงกระทำแต่ละช่วงเวลา, เส้นสีเข้มแสดงถึงค่าจากการทดสอบ, เส้นสีอ่อนแสดงถึงค่าที่ได้จากสมการของ FEMA P-646 (Lukkanaprasit et al., 2009)	19
รูปที่ 2.10 การกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (Andre R. Barbosa & Harry Yeah, 2014)..	20

รูปที่ 2.11 แบบจำลองการกระแทกของวัตถุกับโครงสร้างแบบ SDOF (Haehnel and Daly, 2002)	23
รูปที่ 2.12 การเข้าชนของเรือต่อโครงสร้างซึ่งทำให้เกิดงานและการเปลี่ยนแปลงพลังงานจลน์ของเรือ (มยผ.1312-51)	27
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ของแรงและการกระจัดของโครงสร้าง (มยผ.1312-51)	28
รูปที่ 2.14 การกระแทกของวัตถุที่ไหลมากับน้ำต่อโครงสร้าง (FEMA P-646, 2012)	30
รูปที่ 2.15 ด้านหน้าของกำแพง (รูปซ้าย) และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของกำแพงที่ถูกกระแทกโดยวัตถุ ที่ไหลมากับน้ำ (รูปขวา) (Como and Mahmoud, 2013)	31
รูปที่ 2.16 ขนาดและรูปแบบของการทดสอบการกระแทกของวัตถุ (Al-Faesly et al., 2013).32	
รูปที่ 2.17 ผลการเปรียบเทียบแรงกระแทกจากการทดสอบกับ FEMA (Al-Faesly et al., 2013)	32
รูปที่ 2.18 การเปรียบเทียบแรงกระแทกที่เกิดขึ้นสูงสุดจากตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 และ 40 ฟุต (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013).....	33
รูปที่ 2.19 รูปแบบของการไหลเข้าชนแบบต่างๆของตู้คอนเทนเนอร์ต่อเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013).....	34
รูปที่ 2.20 แรงกระแทกที่เกิดขึ้นจากรูปแบบในการเข้าชนแบบต่างๆของตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 ฟุตต่อเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013)	34
รูปที่ 2.21 แรงกระแทกที่ความเร็วต่างๆของรูปแบบในการเข้าชนที่แตกต่างกันและ ASCE 7-10 ของตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 ฟุตต่อหน้าเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมและวงกลม (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013).....	35
รูปที่ 2.22 แรงกระแทกที่ความเร็วต่างๆของรูปแบบในการเข้าชนที่แตกต่างกันและ ASCE 7-10 ของตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 40 ฟุตต่อหน้าเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมและวงกลม (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013).....	35
รูปที่ 2.23 แบบจำลองที่มีระดับความเร็วเดียว (SDOF) ของการกระแทกในทิศทางขวางของวัตถุที่มีพฤติกรรม แบบอีลาสติก (Aghl, P., et al., 2014).....	37

รูปที่ 2.24 แบบจำลองที่มีระดับความเสรีเดี่ยว (SDOF) ของการกระแทกในทิศทางขวางของวัตถุที่มีพฤติกรรม แบบอนิฮิสติก (Aghl, P., et al., 2014).....	37
รูปที่ 2.25 ผลตอบสนองเชิงสเปกตรัมของการกระแทกในทิศทางขวางของคอนเทนเนอร์ที่มีค่าแอมพลิจูดเท่ากัน (Aghl, P., et al., 2014).....	38
รูปที่ 2.26 วัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดเล็กและใหญ่ที่เข้ากระทำต่อโครงสร้าง (Naito et al., 2014)	40
รูปที่ 2.27 วัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดกลางที่เข้ากระทำต่อโครงสร้าง (Naito et al., 2014).....	41
รูปที่ 2.28 การประเมินแรงกระแทกที่เกิดขึ้นจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (Naito et al., 2014)	41
รูปที่ 2.29 ผลการประเมินความเสียหายในแต่ละรูปแบบของโครงสร้างเนื่องจากแรงกระแทก (Naito et al., 2014)	42
รูปที่ 2.30 ระดับความเสียหายของอาคารแบบต่างๆเมื่อเทียบกับความสูงของสึนามิที่ไหลเข้ากระทำ	43
รูปที่ 2.31 รายละเอียดของโครงสร้างและแปลนของอาคาร (Pacheco and Robertson, 2005)	45
รูปที่ 2.32 แบบจำลองอาคารของ gate-type Rahmen model (Yamamoto et al., 2006)	47
รูปที่ 2.33 มิติของอาคารที่ใช้และทิศทางการไหลของสึนามิ (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2008)	48
รูปที่ 2.34 ความเค้นและความเครียดของเสาในโครงต้านแรงดัดแบบธรรมดา (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2008).....	49
รูปที่ 2.35 ผลตอบสนองของเสาเนื่องจากแรงกระแทกจากเรือขนาด 1500 กก. (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2008).....	49
รูปที่ 2.36 อัตราส่วนของช่องเปิดของอาคารรูปทรงสี่เหลี่ยมในการทดสอบของ Lukkunaprasit et al. (2008)	50
รูปที่ 2.37 ผลของช่องเปิดที่มีต่อแรงที่เกิดขึ้นกับอาคาร (Lukkunaprasit et al., 2008).....	50
รูปที่ 2.38 รูปแบบของแรงดันในแต่ละช่วงเวลาที่กระทำต่อแบบจำลองโครงสร้างทรงกลม (Nouri et al., 2009)	52

รูปที่ 2.39 ความสัมพันธ์ของแรงและเวลาที่กระทำต่อโครงสร้าง (Nouri et al., 2009).....	52
รูปที่ 2.40 การเปลี่ยนแปลงของโมเมนต์ที่ฐานของเสา (sea-side pillar) อันเนื่องมาจากอัตราส่วนของแรงที่เกิดขึ้นตามเวลา/คาบการสั่นตามธรรมชาติ (Nouri et al., 2009).....	53
รูปที่ 2.41 ความเสียหายบริเวณอ่าว Talchuanu เนื่องจากสึนามิและวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris) เช่น ตู้คอนเทนเนอร์ (Robertson and Chock, 2012).....	54
รูปที่ 2.42 การวิบัติของเสาอาคารที่บริเวณต่างๆ (Robertson and Chock, 2012).....	55
รูปที่ 2.43 การสมมุติกลไกการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (Robertson and Chock, 2012).....	55
รูปที่ 2.44 ตำแหน่งของผนังอิฐก่อในอาคารรูปแบบต่างๆ (Foytong et al., 2013).....	56
รูปที่ 2.45 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ (Foytong et al., 2013).....	57
รูปที่ 2.46 แรงที่กระทำที่ตำแหน่งต่างๆของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ (Foytong et al., 2013)	58
รูปที่ 2.47 แบบจำลองของเฟรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Foytong et al., 2015).....	59
รูปที่ 2.48 การกระจายตัวของแรงกระทำสึนามิที่กระทำต่อแบบจำลองไฟเบอร์ (Foytong et al., 2015).....	59
รูปที่ 2.49 การจอตเทียบของเรือและลักษณะการทำงานของ fender (BS 6349-4, 1994)	62
รูปที่ 2.50 รูปแบบของอาคารอพยพที่ใช้ในการต้านทานสึนามิทั้ง 2 แบบ (Pimanmas et al., 2010)	63
รูปที่ 2.51 อุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (marine fender) ในโครงสร้างท่าเรือ (Pimanmas et al., 2010)	63
รูปที่ 2.52 อุปกรณ์ดูดซับพลังงานแบบ metallic (Pimanmas et al., 2010).....	64
รูปที่ 2.53 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปและความสามารถในการดูดซับพลังงาน (Pimanmas et al., 2010).....	65
รูปที่ 2.54 แรงและการเสียรูปของอุปกรณ์ดูดซับพลังงานที่ใช้ (Pimanmas et al., 2010).....	65
รูปที่ 2.55 แพลนของอาคารที่ใช้ในการต้านทานวัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดใหญ่ (Pimanmas et al., 2010).....	66

รูปที่ 2.56 แบบอาคารที่ใช้ในการต้านทานวัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดใหญ่ (Pimanmas et al., 2010)	66
รูปที่ 2.57 capacity curve ภายใต้แรงผลักกระทำที่ตำแหน่งต่างๆ (Pimanmas et al., 2010)	67
รูปที่ 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของคอนกรีตนอกพื้นที่โอברัด (Kent and Park, 1971).....	68
รูปที่ 2.59 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองความเค้น และความเครียดภายใต้ monotonic loading สำหรับคอนกรีตที่มีการโอברัด (Mander et al., 1988).....	69
รูปที่ 2.60 หน้าตัดประสิทธิภาพผลของคอนกรีตที่มีการโอברัด (Mander et al., 1988).....	71
รูปที่ 2.61 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว (Gomes and Appleton, 1997)	73
รูปที่ 2.62 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ (Sezen, 2002).....	74
รูปที่ 3.1 ผลเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารที่มีการเปลี่ยนขนาดของอาคารด้วยอัตราส่วน 1:1....	82
รูปที่ 3.2 อัตราส่วนของแรงในแนวแกนของอาคารตัวอย่างที่มีขนาด 30 x 30 เมตร.....	82
รูปที่ 3.3 แบบจำลองอาคารที่ใช้ในการศึกษาขนาด 30x20 เมตร แปลนชั้นล่างเปิดโล่ง.....	83
รูปที่ 3.4 ด้านหน้า (X-Z View) ของอาคารที่ใช้ในการศึกษาขนาด 30 x 20 เมตร.....	84
รูปที่ 3.5 แปลนพื้นที่ชั้นที่ 2-4 ของอาคารขนาด 30 x 20 เมตรที่ใช้ในการศึกษา	84
รูปที่ 3.6 แรงอุทกพลวัตที่กระทำต่ออาคารในทิศทาง ตะวันออก-ตก (X)	89
รูปที่ 3.7 แรงอุทกพลวัตที่กระทำต่ออาคารในทิศทาง เหนือ-ใต้ (Y).....	89
รูปที่ 3.8 แรงลอยตัวที่กระทำต่อพื้นของอาคารในชั้นที่โดนน้ำท่วม.....	90
รูปที่ 3.9 แรงกระแทกที่กระทำต่ออาคารที่ตำแหน่งกลางระนาบ XZ (ทิศตะวันออก-เหนือ).....	91
รูปที่ 3.10 แรงกระแทกที่กระทำต่ออาคารที่ตำแหน่งริมระนาบ XZ (ทิศตะวันออก-เหนือ).....	92
รูปที่ 3.11 แรงกระแทกที่กระทำต่ออาคารที่ตำแหน่งกลางระนาบ YZ (ทิศตะวันตก-เหนือ)	92
รูปที่ 3.12 การเกิดจุดหมุนพลาสติกในองค์อาคารและ Capacity curve ที่เกิดจากการผลัก โครงสร้าง.....	94

รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการการเสียรูปแบบทั่วไป (มยผ. 1303-57).....	95
รูปที่ 4.1 แผนภูมิขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย	100
รูปที่ 4.2 ระบบป้องกันอาคารจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ.....	102
รูปที่ 4.3 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเทียบกับผลการทดสอบ (Srechai, 2013)	104
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก (Srechai, 2013)	104
รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติกรับแรงเฉือน	105
รูปที่ 4.6 ผลของแรงและการเคลื่อนที่โดยใช้แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาทดสอบ Mo and Wang (2000) เทียบกับ Srechai (2013).....	107
รูปที่ 4.7 ผลของแรงและการเคลื่อนที่โดยใช้แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาทดสอบ Sezen and Moehle (2002) เทียบกับ Srechai (2013)	108
รูปที่ 4.8 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงเฟรมที่ไม่มีกำแพงอิฐ (Srechai, 2013).....	109
รูปที่ 4.9 ผลของแรงและการเคลื่อนที่โดยใช้แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาทดสอบ Mehrabi et al. (2002) เทียบกับ Srechai (2013)	113
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัด และค่าความโค้งของเสาหน้าตัด 100 ซม. ที่ชั้น 1	114
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัด และค่าความโค้งของคานหน้าตัด 30x60 ซม.	115
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน และการเคลื่อนที่ (shear hinge) ของเสาหน้าตัด 100 ซม.....	116
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงปฏิกิริยา กับการเสียรูป (Trelleborg Marine Systems, 2017)	118
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์แบบเส้นตรงระหว่างแรงปฏิกิริยา กับการเสียรูปของ fenders ขนาด 1000 มม.	118
รูปที่ 5.1 แบบจำลองอาคารที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกเท่ากับ 1:1, 1:2, 1:3 และ 1:6 ตามลำดับ	119

รูปที่ 5.2 แรงเฉือนสูงสุดทั้ง 2 ทิศทางที่เกิดในเสาของอาคารขนาดต่างๆ.....	120
รูปที่ 5.3 โมเมนต์ดัดสูงสุดทั้ง 2 ทิศทางที่เกิดในเสาของอาคารขนาดต่างๆ.....	121
รูปที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับการเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารทั้ง 2 ทิศทาง....	122
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับแรงในแกนสูงสุดในเสา.....	122
รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงลอยตัวต่อกับแรงในแนวแกนสูงสุดในเสา	123
รูปที่ 5.7 แบบแปลนของอาคารขนาด 30x20 เมตร ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	123
รูปที่ 5.8 แบบจำลองอาคาร 3 มิติขนาด 30x20 เมตรที่ใช้ในการวิเคราะห์	124
รูปที่ 5.9 ปฏิสัมพันธ์ของแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาขนาดต่างๆ.....	124
รูปที่ 5.10 ตำแหน่งที่แรงกระทำแบบสถิตกระทำที่พื้นและกึ่งกลางเสาของอาคารในระนาบ YZ.....	126
รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างมวลและแรงกระทำแบบสถิต	127
รูปที่ 5.12 ระยะเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้แรงกระทำแบบสถิตที่ตำแหน่งต่างๆ	128
รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนตัวของอาคาร.....	128
รูปที่ 5.14 การเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นของอาคารกรณีแรงกระทำสูงสุด 5000 kN.....	129
รูปที่ 5.15 การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละชั้นของอาคารกรณีแรงกระทำสูงสุด 5000 kN.....	129
รูปที่ 5.16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับโมเมนต์ดัดสูงสุดในเสา.....	130
รูปที่ 5.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับแรงในแกนสูงสุดในเสา.....	130
รูปที่ 5.18 การกระจายตัวของแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาของอาคาร.....	131
รูปที่ 5.19 การกระจายตัวของโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาของอาคาร	131
รูปที่ 5.20 ตำแหน่งของเสาที่พิจารณาถึงผลของแรงกระทำในแต่ละกรณี	131
รูปที่ 5.21 การกระจายตัวของแรงเฉือนในเสาชั้นล่างที่พิจารณาในแต่ละกรณี.....	132
รูปที่ 5.22 การกระจายตัวของโมเมนต์ดัดในเสาชั้นล่างที่พิจารณาในแต่ละกรณี.....	132
รูปที่ 5.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับแรงเฉือนสูงสุดในเสา	133

รูปที่ 5.24 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดสูงสุดในเสากับการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่ยอดของอาคาร.....	133
รูปที่ 5.25 อัตราส่วนของผลตอบสนองของโครงสร้างเมื่อพิจารณาเทียบกับหน้าตัดคานเดิม ...	134
รูปที่ 5.26 พลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากมวล และความเร็วในการไหลของวัตถุ.....	135
รูปที่ 5.27 ตำแหน่งวิกฤติที่วัตถุเข้าปะทะกับอาคารเดิมที่ปราศจากโครงป้องกัน	136
รูปที่ 5.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรง และระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารเดิม	137
รูปที่ 5.29 การเสียรูป และจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในองค์อาคารจากการกระทบกรณีกึ่งกลางอาคาร.....	137
รูปที่ 5.30 การเสียรูป และจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในองค์อาคารจากการกระทบกรณีริมอาคาร.....	137
รูปที่ 5.31 การสลายพลังงานของอาคารเดิมเทียบกับพลังงานที่เกิดจากมวลขนาด 100 ตันที่ความเร็วต่างๆ.....	138
รูปที่ 5.32 โครงป้องกันที่เชื่อมต่อกับอุปกรณ์สลายพลังงานกับอาคารเดิม	138
รูปที่ 5.33 รูปแบบของระบบโครงป้องกัน และขนาดของตัวดูดซับพลังงานที่พิจารณา	139
รูปที่ 5.34 แรง และการเสียรูปของตัวดูดซับพลังงานที่พิจารณา	139
รูปที่ 5.35 ความสัมพันธ์ของแรง และการเคลื่อนที่ที่ระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงาน SCN1000	140
รูปที่ 5.36 ความสัมพันธ์ของแรง และการเคลื่อนที่ที่ระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงาน SCN1600	140
รูปที่ 5.37 ความสัมพันธ์ของแรง และการเคลื่อนที่ที่ระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงาน SCN2000	141
รูปที่ 5.38 ความสามารถในการดูดซับพลังงานในแต่ละรูปแบบของโครงป้องกันที่ระยะเสียรูปสูงสุด ของตัวดูดซับพลังงาน	141
รูปที่ 5.39 แรง และการเสียรูปของตัวดูดซับพลังงานในการดูดซับพลังงานในกรณีวัตถุขนาด 100 ตัน.....	142

รูปที่ 5.40 การสลายพลังงานของโครงสร้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำของตัวดูดซับพลังงาน SCN1000.....	143
รูปที่ 5.41 พลังงานทั้งหมดของโครงสร้าง และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำ ของตัวดูดซับพลังงาน SCN1000	144
รูปที่ 5.42 พลังงานที่สลายโดยตัวดูดซับพลังงานแบบ SCN1000 และโครงอาคารด้านใน ที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำ.....	144
รูปที่ 5.43 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN1000 ที่วิกฤตมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นที่กลางอาคาร.....	145
รูปที่ 5.44 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN1000 ที่วิกฤตมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นริมอาคาร	145
รูปที่ 5.45 การสลายพลังงานของโครงสร้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำของตัวดูดซับพลังงาน SCN1600.....	146
รูปที่ 5.46 พลังงานทั้งหมดของโครงสร้าง และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำ ของตัวดูดซับพลังงาน SCN1600	147
รูปที่ 5.47 พลังงานที่สลายโดยตัวดูดซับพลังงานแบบ SCN1600 และโครงอาคารด้านใน ที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำ.....	147
รูปที่ 5.48 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN1600 ที่วิกฤตมวล100 ตัน กระทำบริเวณพื้นที่กลางอาคาร	148
รูปที่ 5.49 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN1600 ที่วิกฤตมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นริมอาคาร	148
รูปที่ 5.50 การสลายพลังงานของโครงสร้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำของตัวดูดซับพลังงาน SCN2000.....	149
รูปที่ 5.51 พลังงานทั้งหมดของโครงสร้าง และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำ ของตัวดูดซับพลังงาน SCN2000	150
รูปที่ 5.52 พลังงานที่สลายโดยตัวดูดซับพลังงานแบบ SCN2000 และโครงอาคารด้านใน ที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำ.....	150

รูปที่ 5.53 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดัดชั้น SCN2000 ที่ วัตถุมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นกึ่งกลางอาคาร.....	151
รูปที่ 5.54 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดัดชั้น SCN2000 ที่ วัตถุมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นริมอาคาร.....	151
รูปที่ 5.55 การกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริมอาคารของ แบบจำลอง Pin Joint.....	154
รูปที่ 5.56 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริม อาคาร ของแบบจำลอง Pin Joint.....	154
รูปที่ 5.57 การกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะกลางอาคารของ แบบจำลอง Pin Joint.....	155
รูปที่ 5.58 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะกลาง อาคาร ของแบบจำลอง Pin Joint.....	155
รูปที่ 5.59 การกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริมอาคารของ แบบจำลอง Rigid joint.....	156
รูปที่ 5.60 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริม อาคาร ของแบบจำลอง Rigid joint.....	156
รูปที่ 5.61 การกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะกลางอาคารของ แบบจำลอง Rigid joint.....	157
รูปที่ 5.62 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดัดชั้นปลั๊งาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะ กึ่งกลางอาคาร ของแบบจำลอง Rigid joint.....	157
รูปที่ 5.63 การเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารกรณีตัวดัดชั้น SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัตถุมวล 100 ตัน กระทำกลางอาคาร.....	158
รูปที่ 5.64 การเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารกรณีตัวดัดชั้น SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัตถุมวล 100 ตัน กระทำริมอาคาร.....	159
รูปที่ 5.65 การเคลื่อนสัมพัทธ์ของอาคารกรณีตัวดัดชั้น SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัตถุมวล 100 ตัน กระทำกลางอาคาร.....	159

รูปที่ 5.66 การเคลื่อนสัมพัทธ์ของอาคารกรณีตัวดูดซับ SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัดมุมวล 100 ตัน กระทบอาคาร.....	159
รูปที่ 5.67 แรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาโครงป้องกันด้านนอกกรณีตัวดูดซับ SCN2000 เมื่อ พิจารณาที่วัดมุมวล 100 ตันกระทำ.....	160
รูปที่ 5.68 โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาโครงป้องกันด้านนอกกรณีตัวดูดซับ SCN2000 เมื่อ พิจารณาที่วัดมุมวล 100 ตันกระทำ.....	160



สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 สัมประสิทธิ์การลดสำหรับอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกของสิ่งกีดขวางขนาดใหญ่ (FEMA 55, 2000).....	11
ตารางที่ 2.2 ระยะเวลาในการเข้าชนที่แนะนำ (FEMA 55, 2000).....	22
ตารางที่ 2.3 มวลและสติฟเนสของวัตถุบางประเภทที่ไหลเข้าชน (FEMA P-646, 2012).....	29
ตารางที่ 2.4 การจำแนกลักษณะของวัตถุที่ไหลมากับน้ำในงานวิจัยของ Naito et al. (2014)..	39
ตารางที่ 2.5 ประเภทของอาคาร, ความเร็วในการไหล, และแรงที่เกิดขึ้นต่อของอาคาร (Shuto, 1994)	43
ตารางที่ 3.1 รายละเอียดของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 5 อาคารที่นำมาพิจารณา (Chaiyapat, 2007).....	76
ตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ของเสา (Structural index of column) (Chaiyapat, 2007).....	79
ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ของคาน (Structural index of beam) (Chaiyapat, 2007).....	80
ตารางที่ 3.4 หน้าตัดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของเสาและคานของอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	84
ตารางที่ 3.5 ค่าคุณสมบัติของอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	86
ตารางที่ 3.6 การศึกษาความเร็วในการไหลของน้ำในเหตุการณ์สึนามิที่ผ่านมา.....	87
ตารางที่ 3.7 การเปรียบเทียบถึงประเภทของวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่กระทำต่ออาคาร	93
ตารางที่ 3.8 ความเกร็งประสิทธิผล (มยผ. 1303-57).....	96
ตารางที่ 3.9 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (มยผ. 1303-57).....	97
ตารางที่ 3.10 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับสำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (มยผ. 1303-57).....	98

ตารางที่ 4.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ Mo and Wang (2000), Sezen and Moehle (2002), (Srechai, 2013).....	105
ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองเพื่อใช้เทียบกับผลการทดสอบของ Mo and Wang (2000) และ Sezen and Moehle (2002) (Srechai, 2013).....	106
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงเฟรมที่ไม่มีกำแพงอิฐ (Srechai, 2013)	109
ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบโครงเฟรม (Mehrabi et al., 1996).....	111
ตารางที่ 4.5 ความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดเสา และคาน.....	113
ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกโมเมนต์ดัดของเสาหน้าตัด 100 ซม.	116
ตารางที่ 4.7 คุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกโมเมนต์ดัดของคานหน้าตัด 30 x 60 ซม.....	116
ตารางที่ 5.1 ขนาดและมิติของอาคารที่ใช้พิจารณาในการศึกษา	119
ตารางที่ 5.2 การวิเคราะห์หน้าตัดเสาขนาดต่างๆ.....	125
ตารางที่ 5.3 ตำแหน่งที่แรงกระทำแบบสถิตกระทำต่ออาคารและ Load case ที่พิจารณา..	127
ตารางที่ 5.4 การพิจารณาหน้าตัดคานขนาดต่างๆ.....	133
ตารางที่ 5.5 การสลายพลังงาน และสถานะของโครงอาคารด้านในเมื่อพิจารณาที่ debris มวล 100 ตันกระทำ.....	152

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

สถานการณ์ภัยพิบัติที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติในอดีตและปัจจุบันล้วนสร้างความเสียหายให้แก่ชีวิตและทรัพย์สิน ผลกระทบต่อเศรษฐกิจในวงกว้าง ตลอดจนวิถีชีวิตความเป็นอยู่ ซึ่งเหตุการณ์ภัยพิบัติต่างๆที่เคยเกิดขึ้นอาทิเช่น แผ่นดินไหว, สึนามิ, น้ำท่วม, ลมและพายุต่างๆ ฯลฯ โดยที่สถานการณ์ดังกล่าวมานั้นเป็นสิ่งที่ทุกคนไม่พึงปรารถนาให้เกิดขึ้น สิ่งที่เราสามารถทำได้คือ เรียนรู้ และหาแนวทางป้องกัน เตรียมรับมือกับภัยพิบัติดังกล่าวที่อาจเกิดขึ้นได้อีกในอนาคต เพื่อที่จะลดความสูญเสียและผลกระทบที่เกิดขึ้นให้น้อยที่สุด

จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในบริเวณทะเลอันดามัน เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 ภายหลังก่อให้เกิดสึนามิขนาดใหญ่เข้ากระทบกับชายฝั่งทะเลในหลายประเทศ รวมถึงบริเวณพื้นที่ชายฝั่งทางภาคใต้ฝั่งอันดามันของประเทศไทย นับเป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติครั้งสำคัญที่สร้างความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก โดยตัวเลขของผู้เสียชีวิตสูงถึง 230000 คน ซึ่งจากเหตุการณ์ดังกล่าว ทำให้หลายประเทศเริ่มตระหนักถึงภัยจากสึนามิ รวมถึงประเทศไทยได้มีการพัฒนาระบบเตือนภัยสึนามิ และได้จัดทำมาตรฐานการออกแบบสำหรับโครงสร้างอาคารอพยพในพื้นที่เสี่ยงภัยขึ้นมา โดยในขณะที่เกิดสึนามิ คลื่นทะเลขนาดใหญ่จะเคลื่อนตัวเข้ากระทบกับชายฝั่ง ภายหลังจากนั้นมวลน้ำที่เคลื่อนที่ด้วยความเร็วจะไหลท่วมขึ้นฝั่ง และขยายเกิดขอบเขตเป็นบริเวณกว้างเพื่อสลายพลังงานที่เกิดขึ้น ทำให้โครงสร้างอาคารที่ได้รับผลกระทบโดยรอบการวิบัติเนื่องจากแรงกระแทกของกำแพงน้ำ (bore impact), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force), แรงลอยตัว (buoyancy force), และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris)

โดยเมื่อพิจารณาถึงสาเหตุของการวิบัติของอาคารที่ได้รับผลกระทบนั้น ในส่วนของแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris) เป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่สำคัญ เนื่องจากคลื่นสึนามิได้พัดพาเรือขนาดต่างๆที่อยู่ในบริเวณโดยรอบ ตลอดจนวัตถุที่มีมวลขนาดใหญ่ที่ไหลมากับน้ำได้เข้าชนกับอาคารจึงก่อให้เกิดพลังงานจากแรงกระแทก (impact force) ซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดการวิบัติกับอาคารได้

สำหรับการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับอาคารที่อยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยสึนามิที่ผ่านมาไม่ได้มีการคำนึงถึงผลของแรงกระทำจากสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ ดังนั้นการศึกษาลดตอบสนองของอาคารภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและวัตถุที่ไหลมากับน้ำ เพื่อที่จะสามารถเข้าใจพฤติกรรมและผลตอบสนองของโครงสร้าง ตลอดจนการหาแนวทางป้องกันอาคารจากแรงกระแทกที่มาจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ จึงมีความสำคัญอย่างยิ่งในการศึกษาเพื่อที่จะสามารถเป็นแนวทางในการออกแบบก่อสร้างอาคารที่อยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยให้มีความสามารถในการต้านทานแรงดังกล่าวได้อย่างปลอดภัย



รูปที่ 1.1 ตัวอย่างของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris) จาก Indian Ocean Tsunami ในปี 2004
(FEMA P-646, 2012)



รูปที่ 1.2 ความเสียหายของเสาอาคาร เนื่องจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris)
(Lukkunaprasit and Ruangrassamee, 2007)

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

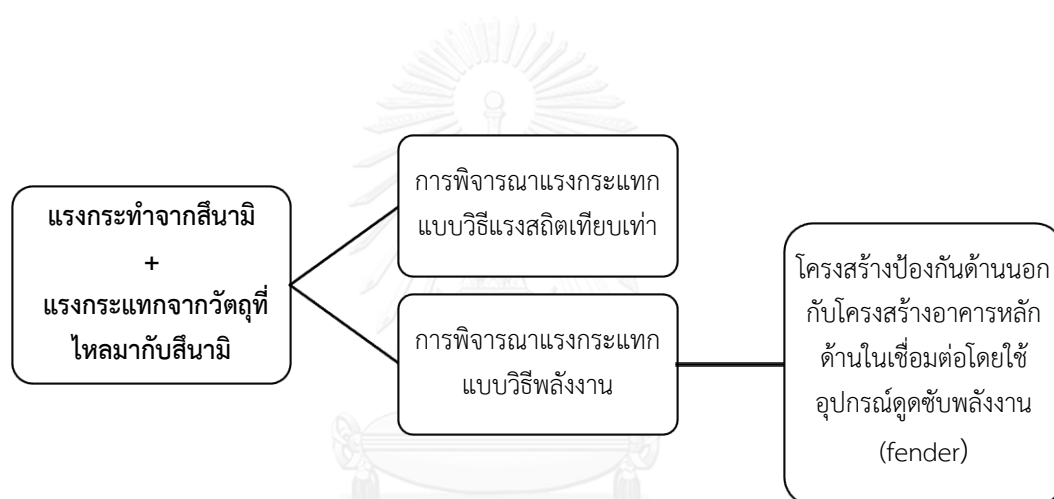
- 1) ศึกษาพฤติกรรม และผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ
- 2) ศึกษาลักษณะของแบบจำลองอาคาร 3 มิติ ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ
- 3) ศึกษาถึงแนวทางการพิจารณาแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิโดยใช้วิธี แรงสถิตเทียบเท่า และวิธีพลังงาน
- 4) วิเคราะห์รูปแบบของการวิบัติ, เสถียรภาพ, และการกระจายตัวของแรงในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับการเสริมการป้องกันภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิได้
- 5) ศึกษารูปแบบของระบบป้องกันของโครงสร้างของอาคารเพื่อป้องกันการวิบัติภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

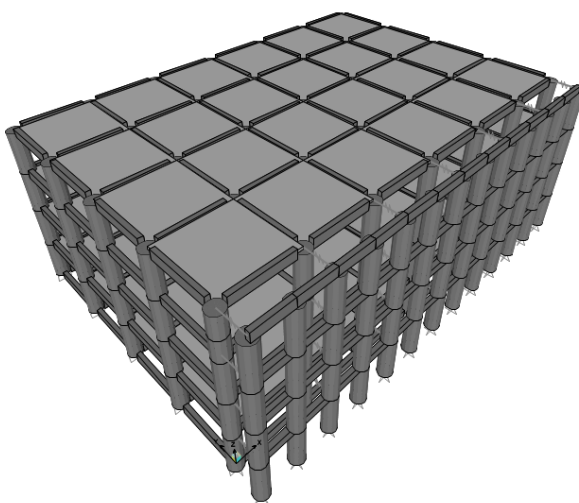
- 1) ลักษณะของอาคารที่ใช้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น ที่มีระบบโครงสร้างแบบโครงต้านแรงดัด โดยแปลนอาคารชั้นล่างเป็นแบบเปิดโล่งยอมให้คลื่นสึนามิไหลผ่าน
- 2) พิจารณาผลของแรงกระทำจากสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างอาคาร ซึ่งประกอบด้วยแรงกระทำแบบอุทกพลวัต (hydrodynamic force) เป็นแรงกระทำในแนวราบอ้างอิงจากระดับและการไหลของน้ำ และแรงลอยตัวสถิต (buoyancy force) ที่กระทำในแนวตั้งที่ระดับความลึกน้ำท่วม ในขณะที่แรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่มีขนาดเล็กพิจารณาแรงในลักษณะแรงกระทำสถิตแบบจุดที่ตำแหน่งประทะกับอาคาร รวมถึงการพิจารณาแรงกระแทกที่เกิดขึ้นในรูปแบบของพลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นจากการกระแทก
- 3) รูปแบบของอาคารที่มีระบบโครงสร้างป้องกันและสลายพลังงานจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ (debris impact force) ประกอบด้วยระบบโครงสร้างอาคารด้านในแบบโครงต้านแรงดัดร่วมกับระบบป้องกันอาคารด้านนอกที่เป็นโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความแข็งเกร็ง (rigid structure) ซึ่งเชื่อมต่อกับโครงสร้างอาคารด้านในโดยใช้อุปกรณ์ดูด

ซับพลังงาน (energy absorption) โดยใช้แบบจำลองของชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบไม่เชิงเส้น (non-linear link element) และอาศัยหลักการของงานและพลังงาน (work-energy approach) ในการสลายพลังงาน

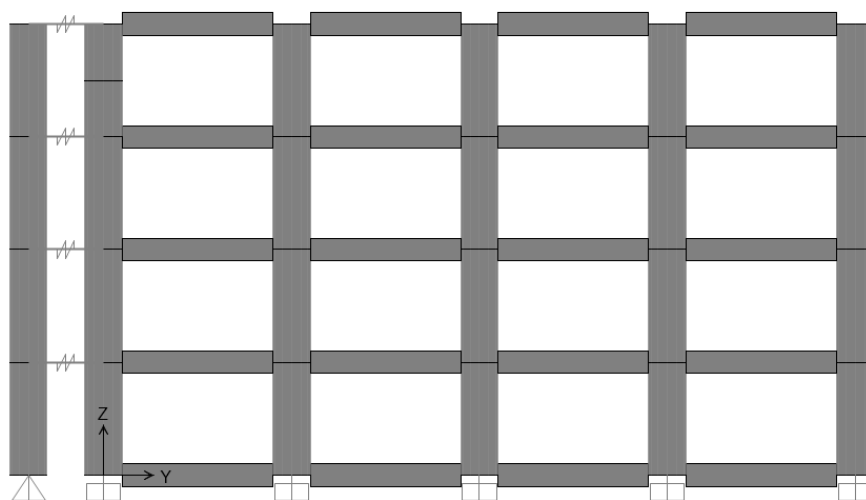
- 4) ศึกษาผลตอบสนองและการสลายพลังงานของอาคารภายใต้แรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ โดยใช้วิธีการหลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น (non-linear static pushover analysis) แบบควบคุมระยะทาง (displacement controlled) ร่วมกับการใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติเพื่อจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นและการเกิดข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge)



รูปที่ 1.3 ผังแสดงรูปแบบของการเสริมกำลัง และระบบป้องกันโครงสร้างอาคารที่ใช้ในการศึกษา



รูปที่ 1.4 แบบจำลองอาคาร 3 มิติที่มีระบบป้องกันแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ



รูปที่ 1.5 แบบจำลองอาคารมีระบบป้องกันแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิในทิศทาง YZ

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) สามารถอธิบายพฤติกรรมและการตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ และแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ
- 2) สามารถอธิบายพฤติกรรมและความสัมพันธ์ในด้านของพลังงานเนื่องจากการกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำกับตัวอุปกรณ์ดูดซับพลังงานที่ยึดติดกับโครงสร้างป้องกันได้
- 3) สามารถคำนวณหาผลตอบสนองที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างอาคาร และระบบป้องกันอาคาร ภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ และแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ
- 4) สามารถเสนอรูปแบบของโครงสร้างอาคารหลัก และรูปแบบของโครงสร้างป้องกันที่เหมาะสมเพื่อเป็นแนวทางในการป้องกันการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ และแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ

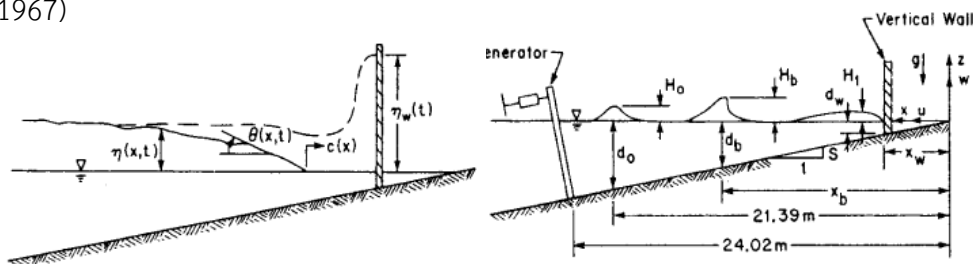
บทที่ 2

งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในอดีตที่ผ่านมาได้มีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับแรงกระทำจากสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างทั้งแบบเป็นการศึกษาจากการทดสอบและมาตรฐานในการออกแบบ โดยในส่วนของเนื้อหาของบทนี้จะเลือกสนใจที่แรงกระทำจากสึนามิต่อโครงสร้างบริเวณชายฝั่ง ตลอดจนหลักการและลักษณะรูปแบบของระบบป้องกันอาคารจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ

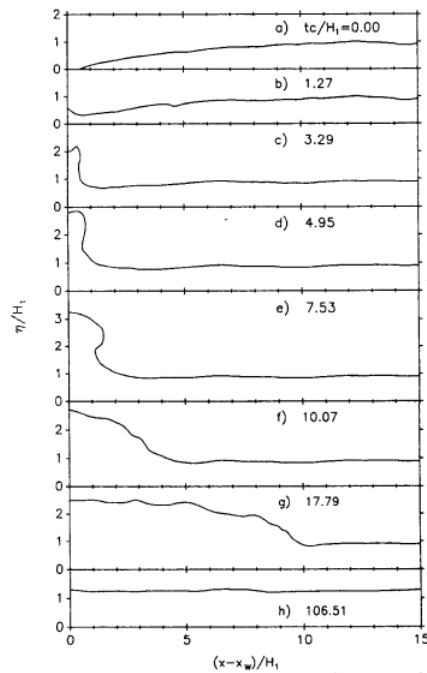
2.1 แรงกระทำจากสึนามิต่อโครงสร้างบริเวณชายฝั่ง

Ramsden and Raichlen (1990) ได้ทำการทดสอบเพื่อหาค่าแรงกระทำที่เกิดขึ้นเนื่องจากกำแพงน้ำ (incident bore) ที่กระทำกับกำแพงในแนวตั้งดังที่แสดงตามรูปที่ 2.1 โดยได้ทำการจำลองของคลื่นที่มีระดับความสูงสัมพัทธ์เริ่มต้น (initial relative wave height, H_0/d_0) แตกต่างกันทั้งหมด 6 กรณี ซึ่งผลจากการทดสอบพบว่าผลของแรงกระทำที่เกิดขึ้นสูงสุดไม่ได้เกิดในขณะระดับความสูงของน้ำที่บริเวณด้านหน้าของกำแพงมีค่ามากที่สุดแต่จะเกิดขึ้นเมื่อระดับน้ำบริเวณด้านหน้าของกำแพงลดต่ำลงแล้ว ดังแสดงตามรูปที่ 2.2 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า เมื่อ tc/H_1 (t คือเวลา, c คือความเร็วของการไหลของน้ำ, H_1 คือความสูงของคลื่นที่วัดจากระดับเดิม) มีค่าเท่ากับ 6.69 ซึ่งเป็นเวลาที่ความสูงของน้ำบริเวณด้านหน้ากำแพงมีค่ามากที่สุด ในขณะที่เมื่อ tc/H_1 มีค่าเท่ากับ 9.93 เป็นช่วงเวลาที่เกิดแรงสูงที่สุด โดยในงานวิจัยสามารถคำนวณหาค่าแรงกระทำสูงสุดได้จากสมการที่ 2-1 ซึ่งได้สมมติให้การกระจายของความดันที่กระทำต่อกำแพงเป็นแบบสลิต ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบผลจากคำนวณแล้วพบว่าค่าที่สูงกว่าค่าแรงสูงสุดที่วัดได้จริงจากการทดลอง อย่างไรก็ตามค่าแรงที่เกิดขึ้นสูงสุดที่วัดได้จริงจากการทดลองให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากสมการที่ 2-2 ซึ่งถูกเสนอโดย Cross (1967)



ก

รูปที่ 2.1 นิยามตัวแปรและการติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบ (Ramsden and Raichlen, 1990)



รูปที่ 2.2 ช่วงเวลาต่างๆที่มี tc/H_1 ต่างกันเมื่อคลื่นเข้าปะทะกับกำแพง (Ramsden and Raichlen, 1990)

$$F = \frac{1}{2} b \gamma (n_w + d_w)^2 \quad (2-1)$$

$$F_T = \frac{1}{2} \gamma b (\eta + d_w)^2 + \frac{\gamma}{g} C_F b c^2 (\eta) \quad (2-2)$$

โดยที่

C_F คือ สัมประสิทธิ์ของแรงซึ่งมีค่าเท่ากับ $1 + (\tan \theta)^{1.2}$

$\eta(x, t)$ คือ ความสูงของคลื่นที่เหนือระดับน้ำเดิม

γ คือ หน่วยน้ำหนักจำเพาะของน้ำ

d_w คือ ระดับน้ำเดิมซึ่งวัดจากฐานของกำแพง มีค่าเท่ากับ 5 มิลลิเมตร

b คือ ความกว้างของกำแพง

c คือ ความเร็วในการไหลของน้ำ

Ramsden (1996) ได้ทำการศึกษาผลของแรงและโมเมนต์การพลิกคว่ำ (overturning moment) ที่กระทำกับกำแพงในแนวตั้งเนื่องจากคลื่นแบบยาว (long waves), แรงกระทำเนื่องจากกำแพงน้ำ (bore impact and dry-bed surges) ซึ่งถูกจำลองในการทดสอบ โดยได้เสนอสมการในการคำนวณหาแรงและโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้น โดยได้เสนอรูปแบบสมการให้อยู่ฟังก์ชันของอัตราส่วนระหว่างความสูงของคลื่น (wave height) กับระดับน้ำคงเดิม (still-water depth) ดังแสดงตามสมการที่ 2-3 และสมการที่ 2-4 ซึ่งมีความเหมาะสมสำหรับชายฝั่งที่มีความลาดชันแบบราบเรียบ (mild beach slopes) ดังที่แสดงในรูปที่ 2.3 จะชี้ให้เห็นว่าผลของแรงและโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นจากการทดสอบมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการคำนวณในกรณีที่เป็นการไหลแบบปั่นป่วน (turbulent bores) แต่สำหรับในกรณีที่เป็นการไหลแบบกระเพื่อมหรือแบบปกติ (undular bores) ผลที่ได้มีค่าที่สอดคล้องกับผลจากการคำนวณตามทฤษฎีการไหลของคลื่นเดี่ยว (solitary wave)

$$\frac{F}{F_i} = 1.325 + 0.347 \left(\frac{H}{h} \right) + \frac{1}{58.5} \left(\frac{H}{h} \right)^2 + \frac{1}{7160} \left(\frac{H}{h} \right)^3 \quad (2-3)$$

$$\frac{M}{M_i} = 1.923 + 0.454 \left(\frac{H}{h} \right) + \frac{1}{8.21} \left(\frac{H}{h} \right)^2 + \frac{1}{808} \left(\frac{H}{h} \right)^3 \quad (2-4)$$

$$F_i = \frac{1}{2} \rho g b (2H + h_w)^2 \quad (2-5)$$

$$M_i = \frac{1}{6} \rho g b (2H + h_w)^3 \quad (2-6)$$

โดยที่

F_i คือ แรงกระทำที่ด้านหน้าของกำแพงเมื่อความสูงคลื่นมีค่าเท่ากับ $2H$

M_i คือ โมเมนต์ที่ด้านหน้าของกำแพงเมื่อความสูงคลื่นมีค่าเท่ากับ $2H$

H คือ ความสูงของคลื่นจากระดับน้ำคงที่

h คือ ระดับน้ำคงที่

h_w คือ ความสูงน้ำที่บริเวณด้านหน้าของกำแพง

b คือ ความกว้างของกำแพง

ρ คือ หน่วยความหนาแน่นของน้ำ

Iizuka and Matsutomi (2000) ได้เสนอสมการในการคำนวณหาแรงดันแบบพลศาสตร์ (dynamic pressure) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากสึนามิ ตามสมการที่ 2-7

$$F = 0.5C\rho u^2 \quad (2-7)$$

โดยที่

F คือ แรงกระทำที่เกิดขึ้นเนื่องจากสึนามิ

C คือ สัมประสิทธิ์มีค่าเท่ากับ 2 สำหรับหน้าตัดที่เป็นสี่เหลี่ยมมุมฉาก

ρ คือ หน่วยความหนาแน่นของน้ำ

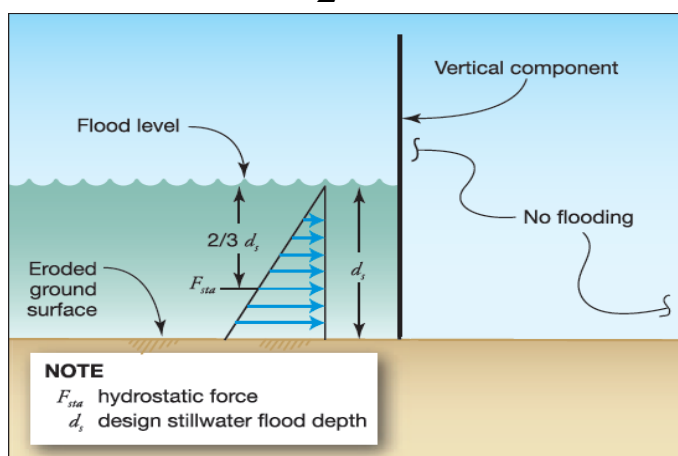
u คือ ความเร็วในการไหลของสึนามิมีค่าเท่ากับ $1.1\sqrt{gh}$

g คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วงของโลก

h คือ ระดับความลึกของน้ำที่ไหลท่วม (inundation depth)

FEMA 55 (2000) ได้เสนอสมการในการคำนวณสำหรับการออกแบบในสภาวะถูกน้ำท่วม ซึ่งแรงกระทำจากน้ำท่วมประกอบไปด้วย แรงอุทกสถิต (hydrostatic force), แรงจากการแตกตัวของคลื่น (breaking wave force), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force), และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) โดยที่แรงอุทกสถิตในกรณีสำหรับน้ำนิ่งหรือมีการเคลื่อนตัวแบบช้าๆ นำเสนอตามสมการที่ 2-8 ซึ่งการกระจายของแรงดันอุทกสถิตเป็นแบบสามเหลี่ยม (triangle pressure) และผลของแรงลัพธ์กระทำที่ระยะ $2/3$ จากด้านล่างของระดับน้ำคงที่ ดังแสดงตามรูปที่ 2.3

$$F_{sta} = \frac{1}{2} \gamma_w d_s^2 w \quad (2-8)$$



รูปที่ 2.3 แรงดันอุทกสถิตที่กระทำต่อโครงสร้างในแนวตั้ง (FEMA 55, 2000)

ในส่วนของแรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) หรือแรงต้าน (drag force) ซึ่งสาเหตุอันเนื่องมาจากความเร็ว คำนวณได้โดยสมการที่ 2-9 โดยแรงอุทกพลวัตในกรณีที่ความเร็วในการไหลที่มีค่าน้อยกว่า 3 เมตรต่อวินาที จะถูกเปลี่ยนเป็นแรงอุทกสถิต ดังนั้นผลของแรงลัพท์กระทำที่ระยะ $2/3$ จากระดับผิวน้ำคงที่ สำหรับในกรณีที่ความเร็วในการไหลมากกว่า 3 เมตรต่อวินาที ได้เสนอว่าผลของแรงลัพท์จะกระทำที่บริเวณกึ่งกลางของระดับน้ำท่วมอันเนื่องมาจากการไหลแบบสม่ำเสมอ (uniform flow) ความเร็วในการไหลของน้ำท่วมอันเนื่องมาจากสึนามิ ได้เสนอว่ามีค่าเท่ากับ $2\sqrt{gd_s}$ การรวมผลของแรงเนื่องจากน้ำท่วมที่กระทำต่ออาคารได้ถูกเสนอในรูปแบบของการรวมผลของแรงระหว่างแรงอุทกสถิตและแรงอุทกพลวัต

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho v^2 d_s w \quad (2-9)$$

โดยที่

F_{sta} คือ แรงอุทกสถิตต่อ 1 หน่วยความกว้าง

F_D คือ แรงอุทกพลวัตต่อ 1 หน่วยความกว้าง

d_s คือ ระดับความลึกน้ำท่วมคงที่

ρ คือ หน่วยความหนาแน่นของน้ำ

g คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วง

v คือ ความเร็วในการไหลของน้ำท่วม

C_D คือ สัมประสิทธิ์การดูด (drag coefficient) มีค่า 1.2 สำหรับเสาเข็มแบบกลม, 2.0 สำหรับเสาเข็มสี่เหลี่ยม, สำหรับสิ่งกีดขวางขนาดใหญ่แสดงตามตารางที่ 2-1

w คือ ความกว้างของโครงสร้างในแนวตั้ง

ตารางที่ 2.1 สัมประสิทธิ์การฉุดสำหรับอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกของสิ่งกีดขวางขนาดใหญ่ (FEMA 55, 2000)

อัตราส่วนความกว้างต่อความลึก ($w/d_s, w/h$)	สัมประสิทธิ์การฉุด (drag coefficient)
1-12	1.25
13-20	1.30
21-32	1.40
33-40	1.50
41-80	1.75
81-120	1.80
>120	2.00

CCH (2000) ได้เสนอแนวคิดที่มีความสอดคล้องกับ FEMA 55 ในเรื่องของการออกแบบภายใต้แรงกระทำจากน้ำท่วม ซึ่งได้เสนอสมการที่มีการคำนึงถึงผลของเฮดความเร็ว (velocity head) ซึ่งมีความเหมาะสมในการนำไปใช้มากกว่า โดยชี้ให้เห็นว่าแรงอุทกสถิตมีผลที่เพิ่มมากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อได้รับผลมาจากสึนามิ และจะกระทำในทิศทางตั้งฉากกับระนาบกับกำแพง ซึ่งเสนอตามสมการที่ 2-10 ซึ่งในสมการดังกล่าวนี้ไม่ได้รวมผลของแรงต้านโดยตรงที่ตำแหน่งบนสุดของกำแพงเมื่อความสูงของน้ำมีมากกว่ากำแพง และคำนวณหาตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่กระทำซึ่งวัดจากด้านล่างของน้ำท่วมตามสมการที่ 2-11

$$F_{sta} = \frac{1}{2} \rho g \left\{ h + \frac{u_p^2}{2g} \right\}^2 \quad (2-10)$$

$$h_r = \frac{1}{3} \left\{ h + \frac{u_p^2}{2g} \right\} \quad (2-11)$$

ในส่วน of แรงอุทกพลวัตอันเนื่องมาจากความเร็วในการไหลจากน้ำท่วมบริเวณรอบๆ โครงสร้างแบบสม่ำเสมอ (uniform flow) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2-12 โดยตำแหน่งของแรงลัพธ์จะกระทำที่ตำแหน่งกึ่งกลางของระดับน้ำท่วม โดยความเร็วในการไหลของน้ำท่วมถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับระดับความลึกของน้ำที่บริเวณตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้าง

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D A u^2 \quad (2-12)$$

และในส่วนนี้ยังได้มีการพิจารณาถึงแรงคลื่นกระแทกจากกำแพงน้ำ (surge force) ที่กระทำต่อกำแพงในแนวตั้งต่อหนึ่งหน่วยความกว้างซึ่งคำนวณได้ตามสมการที่ 2-13 โดยตำแหน่งของของแรงลัพธ์ถูกกำหนดไว้เป็นระยะ h เหนือฐานของกำแพง โดยที่ความสูงของกำแพงจะต้องเท่ากับหรือมากกว่า $3h$

$$F_S = 4.5 \rho g h^2 \quad (2-13)$$

โดยที่

F_{sta} คือ แรงอุทกสถิตที่กระทำต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของโครงสร้าง

F_D คือ แรงอุทกพลวัต

F_S คือ แรงคลื่นกระแทกจากกำแพงน้ำ

ρ คือ หน่วยความหนาแน่นของน้ำ

g คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วง

h คือ ระดับความลึกของน้ำ

u คือ ความเร็วในการไหลของน้ำท่วม

u_p คือ ความเร็วในการไหลของน้ำท่วมที่กระทำตั้งฉากกับโครงสร้าง

h_r คือ ตำแหน่งที่แรงลัพธ์กระทำ

C_D คือ สัมประสิทธิ์การดูด มีค่า (1.0 สำหรับเสาเข็มกลม, 2.0 สำหรับเสาเข็มสี่เหลี่ยม, 1.5 สำหรับหน้าตัดที่เป็นกำแพง)

A คือ พื้นที่ที่ตั้งฉากกับทิศทางการไหล

Asakura et al. (2002) ได้ดำเนินการทดลองโดยใช้แบบจำลองการไหล 3 รูปแบบที่แตกต่างกัน โดยพิจารณาถึง ขนาดความกว้าง, ความสูง, ความลึกรวมทั้งความลาดชันท้องน้ำของแบบจำลอง โดยในทุกกรณีที่ศึกษาที่ตั้งอยู่บนชายฝั่ง โดยการจำแนกคลื่นของสึนามิที่เข้ากระทำเป็น 2 ประเภท คือ คลื่นที่ไม่มีการแตกตัว (wave without fission) ซึ่งเป็นคลื่นที่มีลักษณะของการกระจายตัวของแรงดันขณะที่เกิดแรงสูงสุด มีความสัมพันธ์เป็นในลักษณะเชิงเส้นกับความสูงของคลื่นสูงสุด (maximum depth of incoming tsunami runup) และสามารถคำนวณหาค่าแรงดันสูงสุดที่เกิดขึ้นได้ตามสมการที่ 2-14 โดยที่ค่าของ α ซึ่งเป็นสัมประสิทธิ์ความเข้มของคลื่น โดยขึ้นอยู่กับลักษณะของคลื่นที่กระทำ

สำหรับคลื่นที่มีการแตกตัว (wave with fission) ผลของแรงดันสูงสุดที่เกิดขึ้นมีความสัมพันธ์แบบไบลิเนียร์ ดังแสดงตามสมการที่ 2-15 ซึ่งจะพิจารณาเพิ่มผลของการแตกตัวของคลื่นที่กระทำต่อแบบทดสอบ

$$\frac{P_{\max}}{\rho g \eta_{\max}} = \alpha - \frac{Z}{\eta_{\max}} \quad (2-14)$$

$$\frac{P_{\max}}{\rho g \eta_{\max}} = \max \left(\alpha - \frac{Z}{\eta_{\max}}, 1.8\alpha - \frac{4Z}{\eta_{\max}} \right) \quad (2-15)$$

โดยที่

P_{\max} คือ แรงดันของคลื่นที่เกิดขึ้นสูงสุด

ρ คือ หน่วยความหนาแน่นของน้ำ

g คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วง

η_{\max} คือ ระดับความสูงของน้ำท่วมสูงสุด

Z คือ ระยะในทิศทางแนวตั้งซึ่งวัดจากระดับพื้นดินถึงจุดที่สนใจ

α คือ สัมประสิทธิ์ความเข้มของคลื่น (สำหรับคลื่นที่มีคาบการเคลื่อนที่สั้นค่าเท่ากับ 3, คลื่นที่มีคาบการเคลื่อนที่ยาวเท่ากับ 1) ซึ่งในกรณีของคลื่นที่มีคาบการเคลื่อนที่สั้นค่าที่คำนวณได้ตามสมการมีค่าคาดเคลื่อนประมาณ 20% ซึ่งมากกว่าค่าแรงกระทำจริงที่วัดได้จากแบบทดสอบ

Yeh (2006, 2007) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับคำแนะนำในการออกแบบและได้นำเสนอวิธีการที่สมเหตุสมผลในการคำนวณในเรื่องของแรงกระทำจากสึนามิต่ออาคารที่ตั้งอยู่บนชายฝั่ง โดยอาศัยระดับความลึกน้ำท่วมจากสึนามิ (tsunami inundation depth) โดยจากการศึกษานี้ชี้ให้เห็นว่าผลของแรงจากการแตกตัวของคลื่น (breaking wave force) ไม่มีความจำเป็นที่ต้องนำมาพิจารณาสำหรับอาคารที่ตั้งอยู่บนชายฝั่ง รวมถึงแรงอุทกแบบสถิต (hydrostatic force) ด้วยเช่นกัน เนื่องมาจากการไหลโอบล้อมอย่างรวดเร็วในทุกด้านของอาคาร ในขณะที่แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) นำเสนอในรูปแบบของโมเมนตัมของการไหล (momentum flux) ซึ่งขึ้นอยู่กับความหนาแน่นของน้ำ และลักษณะของโครงสร้างที่รับแรง ซึ่งสามารถนำมาคำนวณหาค่าแรงกระทำสูงสุดได้จากสมการที่ 2-16 ซึ่ง Yeah (2006) ได้เสนอผลการวิเคราะห์ (analytical solutions) ในการประเมินการเกิดโมเมนตัมการไหลสูงสุดสำหรับการไหลของคลื่นน้ำตื้นแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear shallow-water wave) ของชายฝั่งแบบราบเรียบ โดยผลการวิเคราะห์ได้ถูกพัฒนาในการคำนวณความสูงและความเร็วของคลื่นบริเวณชายฝั่ง โดยการจำลองรูปแบบของคลื่นออกเป็น

9 ตัวอย่างร่วมกับ 4 รูปแบบของคลื่นเริ่มต้น และหาเส้นสูงสุด (envelop curved) โดยได้ทำการเสนอสมการที่ใช้ในการคำนวณตามสมการที่ 2-17 และ 2-18 ซึ่งอ้างอิงจากระยะห่างและระดับพื้นดินที่บริเวณการเกิดระดับน้ำไหลเข้าสูงสุด (maximum runup height) ตามลำดับ

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D B (hu^2)_{\max} \quad (2-16)$$

$$\frac{hu^2}{g\alpha^2 L^2} = 0.11 \left(\frac{x}{L} \right)^2 + 0.015 \left(\frac{x}{L} \right) \quad (2-17)$$

$$\frac{hu^2}{gR^2} = 0.125 + 0.11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 - 0.235 \left(\frac{z}{R} \right) \quad (2-18)$$

โดยที่

F_D คือ แรงอุทกพลวัต

C_D คือ สัมประสิทธิ์การฉุด = 2.0 สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม,
= 1.2 สำหรับหน้าตัดทรงกระบอก

B คือ ความกว้างของอาคารในส่วนที่รับแรงกระทำ

h คือ ความสูงของระดับไหลผ่านเมื่อไม่มีอาคาร

u คือ ความเร็วในการไหลของน้ำเมื่อไม่มีอาคาร

ρ คือ หน่วยความหนาแน่นของน้ำ

g คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วง

α คือ ความลาดชันของชายฝั่ง

x คือ ระยะระหว่างตำแหน่งที่เกิดน้ำไหลเข้าสูงสุดถึงบริเวณที่ตั้งของอาคาร

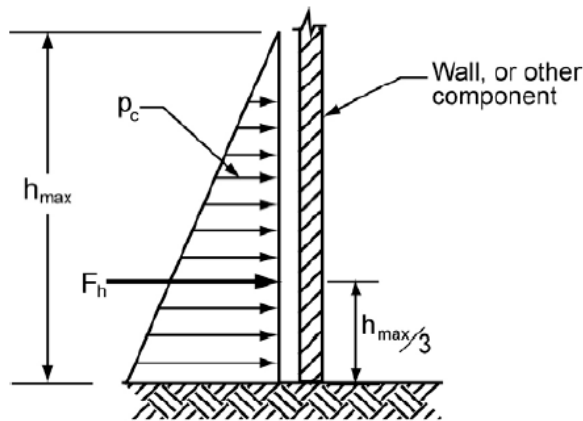
L คือ ระยะระหว่างชายฝั่งถึงตำแหน่งที่เกิดน้ำไหลเข้าสูงสุด

z คือ ระยะในแนวตั้งวัดจากระดับน้ำทะเลถึงฐานของอาคาร

R คือ ระดับความสูงที่เกิดน้ำไหลเข้าสูงสุด

FEMA P-646 (2008) ได้ทำการเสนอข้อแนะนำในการออกแบบสำหรับอาคารในแนวตั้งรับแรงที่รับแรงจากสึนามิ โดยอธิบายว่าแรงกระทำจากสึนามิประกอบไปด้วย แรงอุทกสถิต (hydrostatic force), แรงลอยตัว (buoyant force), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force), แรงดล (impulsive force), และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) โดยในส่วน

ของแรงอุทกสถิตซึ่งเป็นสาเหตุอันเนื่องมาจากความแตกต่างกันของแรงดันบริเวณด้านข้างทั้งสองของโครงสร้าง ซึ่งไม่มีความจำเป็นต้องพิจารณาหากของโครงสร้างมีลักษณะเป็นแบบแคบ (narrow structure) โดยสามารถคำนวณแรงอุทกสถิตได้ตามสมการที่ 2-19 โดยผลของแรงอุทกสถิตกระทำต่อโครงสร้างที่ตำแหน่ง $2/3$ ของความสูงน้ำโดยวัดจากระดับน้ำคงที่ด้านบนดังแสดงในรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.1 การกระจายแรงอุทกสถิตและตำแหน่งของแรงลัพธ์ (FEMA P-646, 2008)

$$F_h = \frac{1}{2} \rho g b h_{\max}^2 \quad (2-19)$$

โดยที่

F_h คือ แรงอุทกสถิตที่กระทำต่อโครงสร้าง

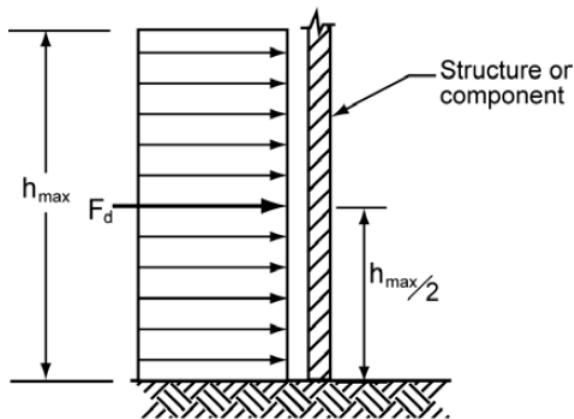
ρ คือ หน่วยความหนาแน่นของน้ำ

g คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วง

b คือ ความกว้างของโครงสร้าง

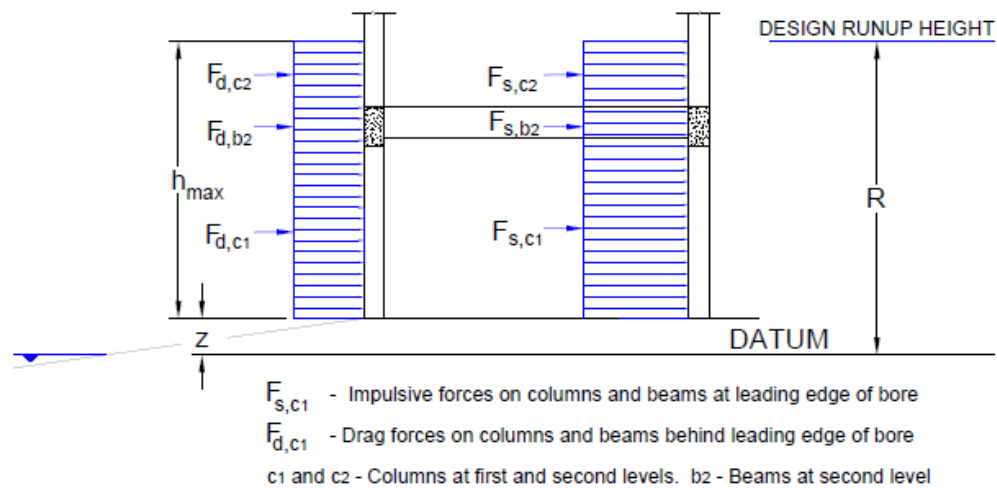
h_{\max} คือ ระดับน้ำท่วมสูงสุด

ในขณะที่แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) จะกระทำต่อโครงสร้างในขณะที่น้ำมีการเคลื่อนที่ด้วยความเร็วสูง และมีความดันที่กระจายในตลอดทั้งหน้าตัดแบบคงที่ โดยผลของแรงลัพธ์จะกระทำที่ตำแหน่งเส้นทรอยด์ของโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.5 และในส่วนของสมการในการคำนวณหาแรงอุทกพลวัตนั้นเหมือนกันกับสมการที่เสนอตาม Yeah (2006) ซึ่งแสดงตามสมการที่ 2-16 และ 2-18

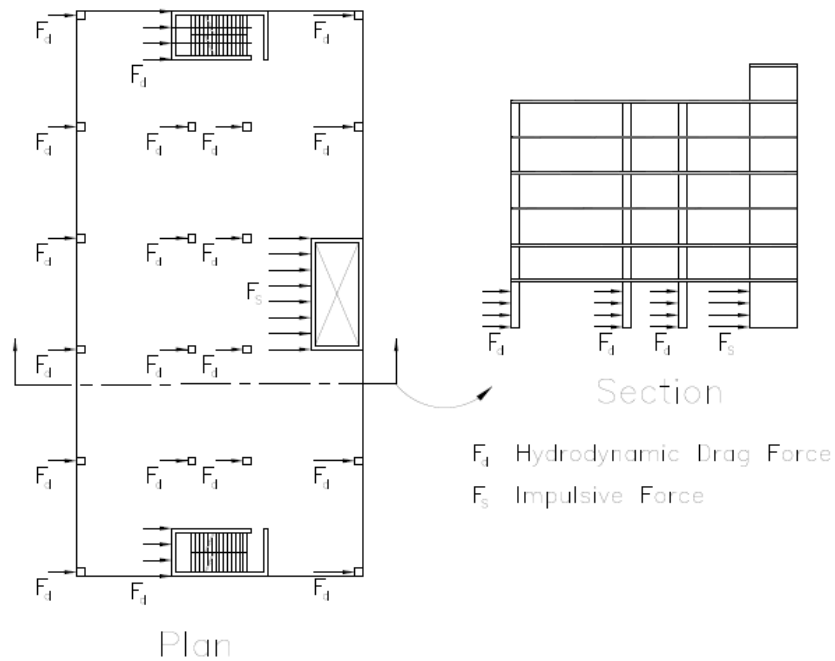


รูปที่ 2.2 การกระจายแรงอุทกพลวัต และตำแหน่งของแรงลัพธ์ (FEMA P-646, 2008)

FEMA P-646 (2008) ยังได้ทำการศึกษาและเสนอถึงการรวมแรงที่กระทำต่อโครงสร้างระหว่างแรงอุทกพลวัต กับแรงคลื่นกระแทก (impulsive force or drag force) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของแรงอุทกพลวัต โดยในส่วนของ การรวมแรงที่กระทำต่อโครงสร้างได้อธิบายโดยการให้แรงคลื่นกระแทกกระทำในส่วนท้ายสุดของโครงสร้าง ส่วนแรงอุทกพลวัตกระทำต่อน้ำตื้นที่น้ำไหลผ่าน ดังแสดงตามรูปที่ 2.6 และ 2.7



รูปที่ 2.3 แรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทกที่กระทำต่อโครงสร้างภายใต้ น้ำท่วมจากสึนามิ (FEMA P-646, 2008)



รูปที่ 2.4 การรวมแรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทกที่กระทำกับอาคาร (FEMA P-646, 2008)

กรมโยธาธิการและผังเมือง (2008) ได้ออกมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างอาคารอพยพในเขตเสี่ยงภัยสึนามิระดับปานกลางในประเทศไทย (มยผ.1312-51) โดยได้ให้คำอธิบายว่าแรงกระทำจากสึนามิประกอบไปด้วย แรงอุทกสถิตในแนวตั้ง (vertical hydrostatic force) หรือที่เรียกว่าแรงลอยตัว (buoyant force), แรงอุทกสถิตในแนวราบ (hydrostatic force), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) โดยในการพิจารณาแรงกระทำจากสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างอาคารหรือผนัง ให้รวมแรงอุทกสถิตและแรงอุทกพลวัตเป็นแรงลัพธ์ แล้วนำไปกระทำโดยการกระจายแรงลัพธ์เป็นความดันที่แปรผันตามระดับความสูงแบบเป็นเส้นตรง โดยมีค่าเท่ากับศูนย์ที่ระดับความสูง 2.1 เท่าของความสูงน้ำท่วมและเพิ่มขึ้นแบบเชิงเส้นที่ระดับต่ำลงไป ซึ่งแรงลัพธ์ของการกระจายความดันนี้จะต้องเท่ากับแรงลัพธ์ข้างต้น และมีทิศทางในแนวราบสูงจากพื้นดิน 0.7 เท่าของความสูงน้ำท่วม โดยสามารถคำนวณหาแรงลัพธ์เนื่องจากแรงอุทกสถิตในแนวราบ และแรงอุทกพลวัตได้ตามสมการที่ 2-20 และ 2-21 ตามลำดับ

$$F_{static} = \frac{1}{2} \rho g h^2 w \quad (2-20)$$

$$F_{dyn} = \frac{1}{2} C_d \rho v^2 A \quad (2-21)$$

โดยที่

F_{static} คือ แรงอุทกสถิตในแนวราบที่กระทำต่อโครงสร้าง

F_{dyn} คือ แรงอุทกพลวัตที่กระทำต่อโครงสร้าง

ρ คือ ความหนาแน่นของน้ำ

C_d คือ สัมประสิทธิ์การดูด (drag coefficient) ใช้ค่าตาม FEMA 55 (ตารางที่ 2.1)

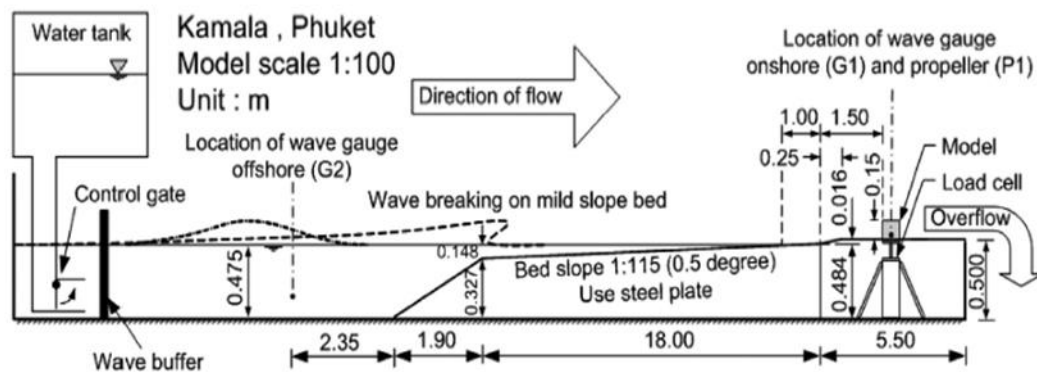
g คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วง

h คือ ความสูงน้ำท่วม

v คือ ความเร็วในการไหลของน้ำ ให้ใช้ค่าที่ไม่ต่ำกว่า $1.4\sqrt{gh}$

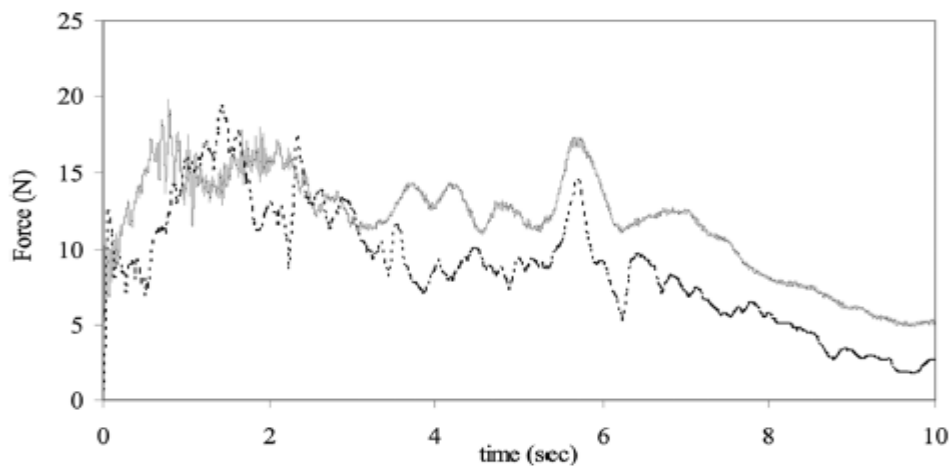
A คือ พื้นที่หน้าตัดที่รับแรง

Lukkunaprasit et al. (2009) ได้ทำการทดสอบเพื่อเปรียบเทียบถึงสมการที่ใช้ใน FEMA P-646 (2008) กับการทดสอบจริง โดยในงานวิจัยได้ใช้แบบจำลองจากหาดที่ตั้งอยู่ที่จังหวัดภูเก็ต ประเทศไทย ที่มีอัตราส่วน 1:100 ร่วมกับทางน้ำไหลผ่าน (wave flume) ที่มีความยาว 40 เมตร, กว้าง 1 เมตร, และมีความลึก 1 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.5 แบบจำลองที่ใช้ในการทดสอบขนาด 1:100 (Lukkunaprasit et al., 2009)

โดยในการทดลองได้ทำการจำลองความสูงของสึนามิเริ่มต้นซึ่งวัดจากระดับน้ำทะเลเดิม ที่ไหลเข้าชายฝั่งทั้งหมด 3 กรณี คือ 40, 60, และ 80 มิลลิเมตร ซึ่งในการทดสอบได้ทำการความเร็วของคลื่น, ค่าแรงดันของคลื่น, และแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง ซึ่งจากผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า ผลของแรงอุทกพลวัตที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอโดย FEMA P-646 (2008) ที่มีค่าสัมประสิทธิ์การดูด (drag coefficient) เท่ากับ 2.0 สำหรับกรณีที่มีความสูงเริ่มต้นที่ระดับ 60 มิลลิเมตร เมื่อเทียบกับค่าที่วัดได้จริงจากแบบจำลองในการทดสอบ พบว่ามีค่าแรงกระทำสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ใกล้เคียงกัน ดังในแสดงในรูปแบบที่ 2.9 ซึ่งแสดงถึงการเปรียบเทียบระหว่างค่าแรงที่เกิดขึ้นจริงกับจากการทดสอบจากแบบจำลอง



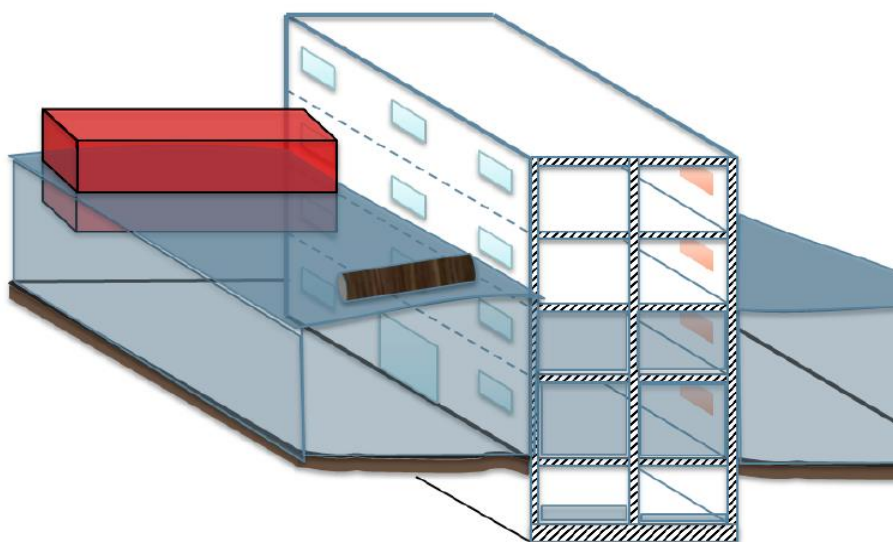
รูปที่ 2.6 การเปรียบเทียบแรงกระทำแต่ละช่วงเวลา, เส้นสีเข้มแสดงถึงค่าจากการทดสอบ, เส้นสีอ่อนแสดงถึงค่าที่ได้จากสมการของ FEMA P-646 (Lukkanaprasit et al., 2009)

Lukunaprasit et al. (2010) ได้ทำการสำรวจถึงผลของแรงกระทำจากสึนามิที่สร้างความเสียหายให้แก่อาคารจากกรณีเหตุการณ์สึนามิที่เกิดบริเวณคาบสมุทรมอินเดียเมื่อปี 2004 โดยการทดสอบภาคสนามเพื่อประเมินผลของแรงกระทำจากสึนามิที่เกิดขึ้น โดยพบว่าการคำนวณแรงจากสึนามิที่อ้างอิงการคำนวณความเร็วในการไหลจากที่ FEMA 55 (2000) นั้นมีค่าที่สูงเกินไป ซึ่งได้มีคำแนะนำโดยการคำนวณจากการทดสอบจริงจากภาคสนามโดยเสนอว่า ความเร็วในการไหลที่เหมาะสมสำหรับชายฝั่งของประเทศไทยอยู่ระหว่าง $1.20\sqrt{gh}$ ถึง $1.36\sqrt{gh}$ หากพิจารณาตามคำแนะนำของ FEMA 55

Robertson et al. (2012) ได้เข้าสำรวจและประเมินผลความเสียหายในกรณีเหตุการณ์สึนามิที่ประเทศชิลี ในปี 2010 โดยในผลการรายงานความเสียหายพบว่า ความเร็วและความลึกของน้ำมีค่าที่ต่ำกว่าจากเหตุการณ์สึนามิที่คาบสมุทรอินเดียในปี 2004 และได้มีการประเมินถึงผลของความเร็วในการไหลของน้ำและแรงอุทกพลวัตที่กระทำต่อโครงสร้างจนเกิดการวิบัติขึ้น พบว่า ค่าความเร็วในการไหลของน้ำบริเวณอ่าว Talcahuano และบริเวณอ่าว Dichato มีค่า 3.2 และ 4.3 เมตรต่อวินาทีตามลำดับ ซึ่งมากกว่าจากการคำนวณโดยอ้างอิงตาม FEMA P-646 (2008) รวมถึงแรงอุทกพลวัตที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอโดย FEMA P-646 นี้ยังให้ผลของแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าแรงที่เกิดขึ้นจริง

2.2 แรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำต่อโครงสร้าง

แรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) มีส่วนสำคัญอย่างมากในการเกิดผลของแรงสูงสุดต่ออาคารในระหว่างที่เกิดสึนามิ โดยขึ้นอยู่กับขนาดของมวลวัตถุที่ไหลเข้ามากระทำต่อโครงสร้างในบริเวณนั้น รูปที่ 2.10 แสดงถึงมวลของวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่กระทำต่ออาคาร โดยที่แหล่งที่มาและประเภทมวลวัตถุที่ไหลมากับน้ำนั้นอาจแตกต่างกันออกไปแต่ในขั้นแรกจะพิจารณาถึง รถยนต์, ตู้คอนเทนเนอร์ที่ใช้ขนส่งสินค้า, เศษไม้, หรือเรือที่อยู่ในทะเลเป็นต้น ซึ่งได้มีหลักการ, ทฤษฎี, ตลอดจนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องดังแสดงต่อไปนี้



รูปที่ 2.7 การกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (Andre R. Barbosa & Harry Yeah, 2014)

Matsutomi (1999) ได้ทำการศึกษาและทดลองถึงผลของแรงดล (impulse force) ของท่อนไม้ (driftwood) โดยการแบ่งการทดสอบเป็น 2 กรณีได้แก่ กรณีของถังเก็บน้ำขนาดเล็กและกรณีของการกระแทกของอากาศแบบเต็มรูปแบบ โดยในกรณีของการทดสอบในถังน้ำขนาดเล็กได้จำลองการเกิดกำแพงน้ำและการกระแทกอันเนื่องมาจากการเคลื่อนตัวที่แตกต่างกันของน้ำจนเกิดปรากฏการณ์น้ำกระโดด (hydraulic jump) และได้นำพาท่อนไม้ที่อยู่ตำแหน่งต้นน้ำห่างจากกำแพง 2.5 เมตร เข้ากระแทกกับกำแพง ในขณะที่การทดสอบแบบเต็มรูปแบบดำเนินการโดยการผูกยึดที่ปลายท่อนไม้ ในลักษณะแบบเป็นลูกตุ้ม (pendulum) ให้มีการแกว่งและกระแทกจนกระทั่งหยุดนิ่ง โดยพบข้อสังเกตว่าสภาพการกระแทกในอากาศมีความแตกต่างแบบมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับกรณีของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (waterborne) ซึ่งเป็นผลมาจากมวลของน้ำก่อนการกระแทก โดยที่วัตถุที่ไหลมากับน้ำ ถูกนำพาโดยการไหลและโมเมนตัมของน้ำโดยรอบซึ่งอาจเพิ่มหรือลดแรงกระแทกที่เกิดขึ้นได้ ซึ่งได้ทำการชดเชยโดยการเพิ่มขนาดของมวลในการเข้าชนในกรณีของการทดสอบในถังเก็บน้ำขนาดเล็ก โดยจากผลการทดสอบและการวิเคราะห์ที่ได้เสนอสมการในการกระแทกของท่อนไม้ตามสมการที่ 2-22

$$\frac{F}{\lambda_w D^2 L} = 1.6 C_M \left(\frac{u}{\sqrt{gD}} \right)^{1.2} \left(\frac{\sigma_f}{\lambda_w L} \right)^{0.4} \quad (2-22)$$

โดยที่

λ_w คือ ความถ่วงจำเพาะของท่อนไม้

D และ L คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของท่อนไม้ ตามลำดับ

C_M คือ สัมประสิทธิ์ของอินเนอเซีย เท่ากับ 1.7 หรือ 1.9 ในกรณีที่เป็นการไหลแบบคงที่

u คือ ความเร็วในการกระแทกของท่อนไม้

σ_f คือ ความเค้นที่จุดครากของท่อนไม้ มีค่า 20×10^6 Pa สำหรับท่อนไม้แบบเปียก

ซึ่ง Matsutomi (1999) ได้แนะนำว่าสมการในการคำนวณแรงกระแทกนี้มีความเหมาะสมกับท่อนไม้ที่เข้าชนกับโครงสร้างที่มีความแข็งเกร็ง (rigid) เช่นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

CCH (2000) และ FEMA 55 (2000) โดยทั้งสองคำแนะนำในการออกแบบได้เสนอสมการในการคำนวณแรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำในซึ่งมีความคล้ายคลึงกัน โดยอ้างอิงจากหลักการของการดลและโมเมนตัม (impulse momentum approach) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ของแรงกับเวลากว่าคือการดลเนื่องจากผลของแรงลัพธ์ที่กระทำในแต่ละช่วงเวลาเท่ากับการเปลี่ยนแปลงแบบเส้นตรงของโมเมนตัม ดังสมการที่ 2-23 และได้เสนอสมการในการคำนวณแรงกระแทกที่กระทำที่ระดับน้ำคงที่ตาม สมการที่ 2-24

$$I = \int_0^{\tau} F dt = d(mu); \tau \rightarrow 0 \quad (2-23)$$

$$F_I = m \frac{du}{dt} = m \frac{u_I}{\Delta t} \quad (2-24)$$

โดยที่

F_I คือ แรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากระทบน้ำ

m คือ มวลของวัตถุ

u คือ ความเร็วในการไหล

Δt คือ ระยะเวลาในการเข้าชนระหว่างวัตถุกับอาคารที่ทำให้เกิดแรงกระแทกสูงสุด (impact duration) ดังแสดงตามตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ระยะเวลาในการเข้าชนที่แนะนำ (FEMA 55, 2000)

ประเภทของสิ่งก่อสร้าง	ระยะเวลาในการชน (Δt) หน่วยวินาที	
	กำแพง	เสาเข็ม
ไม้	0.7-1.1	0.5-1.0
เหล็ก	-	0.2-0.4
คอนกรีตเสริมเหล็ก	0.2-0.4	0.3-0.6
อิฐก่อ	0.3-0.6	0.3-0.6

Ikeno et al. (2001,2003) ได้ทำการทดลองในห้องทดสอบในลักษณะที่คล้ายคลึงกับของ Matsutomi (1999) โดยการหาแรงกระแทกจากวัตถุอื่น ๆ นอกเหนือไปจาก เศษไม้และท่อนไม้ โดยอาศัยวัตถุแบบทรงกระบอก (cylindrical), เสาหน้าตัดสี่เหลี่ยม (square column), และวัตถุทรงกลม ซึ่งแตกต่างไปจากการทดสอบของ Matsutomi โดยอาศัยแบบจำลองในการทดสอบขนาด 1:100 เพื่อหาแรงกระแทกของวัตถุที่กระทำต่อกำแพงในแนวตั้ง หลักจากนั้นได้เสนอสมการในการคำนวณหาแรงกระแทกที่ได้จากการทดสอบดังแสดงตามสมการที่ 2-25

$$\frac{F}{gm} = SC_M \left(\frac{u}{\sqrt{g\sqrt{DL}}} \right)^{2.5} \quad (2-25)$$

โดยที่

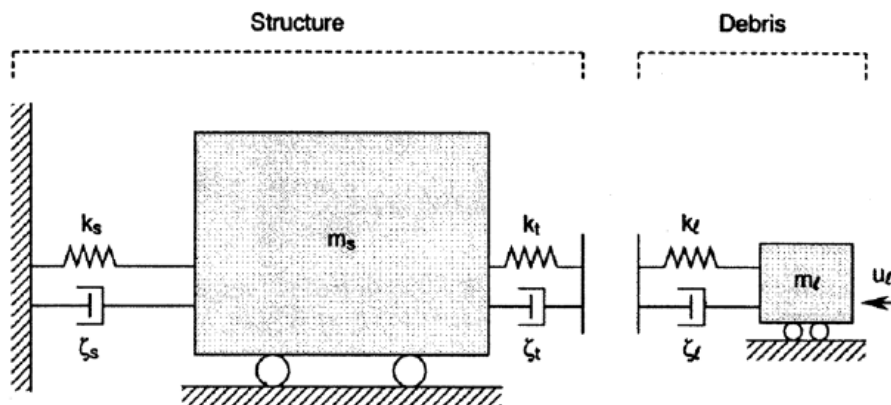
S คือ ค่าคงที่มีค่าเท่ากับ 20 ในกรณีของกำแพงน้ำ (bore)

C_M คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของอินเนอเซีย (inertia coefficient) มีค่าเท่ากับ $1 + C_a$

C_a คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของมวลโดยขึ้นอยู่กับ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของน้ำ

m คือ มวลของวัตถุที่เคลื่อนที่

Haehnel and Daly (2002) ได้ทำการศึกษาและวิจัยที่ U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory (สหรัฐอเมริกา) โดยทำการทดลองที่คล้ายคลึงกับ Matsutomi (1999) ซึ่งพิจารณาโดยการลดขนาดของแบบจำลองการไหลแบบคงที่ในช่องทางการไหลของน้ำขนาดเล็ก และแบบของการกระแทกที่เกิดขึ้นในอ่างเก็บน้ำ (towing basin) โดยในการทดสอบแรงกระแทกที่เกิดขึ้นได้มีการแทนที่หลักการเกิดการดล และโมเมนตัม (impulse momentum approach) โดยการวิเคราะห์แบบระบบแบบพลศาสตร์เส้นตรง (linear dynamic) ที่มีระดับความเสรีเดียว (single degree of freedom) ดังแสดงในรูปที่ 2.11 เนื่องจากการชนที่เกิดขึ้นเกิดในช่วงเวลาที่สั้นๆ จึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาถึงผลของความหน่วง (damping) โดยการสมมุติว่าระบบโครงสร้างโดยรวมมีคาบการสั่น (period) ที่สูงกว่าระยะเวลาในการชนที่ทำให้เกิดแรงกระแทกสูงสุด (impact duration) โดยการประเมินโครงสร้างเป็นแบบแข็งเกร็ง (rigid structure) โดยแบบจำลองสามารถเขียนอยู่ในรูปของสมการตาม สมการที่ 2-26



รูปที่ 2.8 แบบจำลองการกระแทกของวัตถุกับโครงสร้างแบบ SDOF (Haehnel and Daly, 2002)

$$m\ddot{x} + \hat{k}x = 0 \quad (2-26)$$

โดยที่

m คือ มวลของวัตถุ

x คือ ผลรวมของการเคลื่อนตัวของโครงสร้างและมวลภายใต้แรงกระแทกและการตอบสนอง,

\ddot{x} คือ อนุพันธ์อันดับที่สองเทียบกับเวลา (second derivative)

\hat{k} คือ สติฟเนสประสิทธิผล (effective stiffness) ที่สัมพันธ์กันของวัตถุที่ชนกับโครงสร้าง ซึ่งสติฟเนสประสิทธิผลในการชนกันนั้นสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-27

$$\frac{1}{\hat{k}} = \frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_t} \quad (2-27)$$

โดยที่

k_i คือ สติฟเนสของโครงสร้าง (local stiffness) ที่ตำแหน่งการกระทบ

k_t คือ สติฟเนสของวัตถุที่เข้าชน

ภายใต้ความจำกัดความที่ว่าชิ้นส่วนอื่นๆที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างเสียรูปขณะเกิดการกระทบ และตัวโครงสร้างยังคงความแข็งเกร็ง (rigid) เนื่องจากมีสติฟเนสที่สูงกว่าสติฟเนสของวัตถุที่ไหลเข้ามาชน (debris) โดยตัวโครงสร้างยังคงสภาพเดิมและไม่มีเคลื่อนที่ภายใต้การตอบสนองจากแรงกระทบ ซึ่งภายหลังจากการแก้สมการหาคำตอบจากสมการที่ 2-26 แล้วนั้นสามารถคำนวณหาแรงกระทบสูงสุดที่เกิดขึ้นได้ตามที่ Haehnel and Daly (2002) เสนอตั้งสมการที่ 2-28

$$F_{\max} = \text{Max}(\hat{k}x) = u\sqrt{\hat{k}m} \quad (2-28)$$

โดยที่

F_{\max} คือ แรงกระทบสูงสุดที่เกิดขึ้น

u คือ ความเร็วในการกระทบ (impact velocity)

\hat{k} คือ สติฟเนสประสิทธิผลระหว่างมวลวัตถุกับโครงสร้างอาคาร มีค่าประมาณ 2.4×10^6 N/m

Haehnel and Daly (2002) ยังได้ชี้ให้เห็นว่าจากแนวความคิดของการดลและโมเมนตัม (impulse momentum approach) ที่แสดงในสมการที่ 2-23 ควรเปลี่ยนให้อยู่ในรูปของหลักการคิดแบบสติฟเนสคงที่ (constant stiffness approach) ดังที่แสดงในสมการที่ 2-28 โดยการแทนค่าของ

$$\Delta t = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{m}{\hat{k}}} \quad (\text{เพื่อให้มีความสอดคล้องกับสมการที่ 2-26 ซึ่งแรงถูกพิจารณาอยู่ในรูปของ}$$

ฟังก์ชันไซน์กับเวลา)

ในขณะที่หากพิจารณาถึงตามหลักการของงานและพลังงาน (work-energy approach) ที่อ้างอิงมาจากทฤษฎีของงาน (principle of work) โดยกล่าวว่าเมื่องานที่เกิดเท่ากับพลังงานจลน์ (kinetic energy, KE) ดังแสดงตามสมการที่ 2-29

$$W = \int F(x)dx = KE = \frac{1}{2} mu^2 \quad (2-29)$$

หากแทนค่าคงที่ของสปริง (spring constant) ด้วย (k) แล้วนำไปคูณด้วยระยะการเปลี่ยนแปลงในแนวราบ (displacement) สมการของแรงจะเปลี่ยนเป็นอยู่ในรูปของสมการใหม่ จากนั้นทำการอินทิเกรตทางฝั่งซ้ายของสมการจะได้เป็นสมการที่ 2-30 หลังจากนั้นแทนค่าของคงที่ของสปริง (k)

เท่ากับ $\frac{F}{x}$ จะได้เป็นสมการที่ 2-31 จากนั้นสามารถจัดสมการให้อยู่ในรูปของแรงได้ดังแสดงในสมการที่ 2-32

$$\begin{aligned} W &= \int kx dx = KE = \frac{1}{2} mu^2 \\ &= \frac{1}{2} kx^2 = KE = \frac{1}{2} mu^2 \end{aligned} \quad (2-30)$$

$$W = \frac{1}{2} Fx = KE = \frac{1}{2} mu^2 \quad (2-31)$$

$$F = \frac{mu^2}{\Delta x} \quad (2-32)$$

โดยที่ Δx คือ ระยะของการหยุดเคลื่อนที่ (stopping distance) ของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ สามารถเปลี่ยนให้อยู่ในรูปของหลักการคิดแบบสติฟเนสคงที่ตามสมการที่ 2-28 โดยการแทนค่า

$$\Delta x = u \sqrt{\frac{m}{\hat{k}}}$$

ซึ่งจากการศึกษาของ Haehnel and Daly (2002) สามารถนำมาเปรียบเทียบความสัมพันธ์ที่แตกต่างกันในแต่ละรูปแบบของแต่ละหลักการและงานวิจัยในการหาแรงกระแทกที่เกิดขึ้นจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) ซึ่งประกอบไปด้วย ความเร็วในการกระแทก u , มวลของวัตถุที่กระแทก m ซึ่งถูกกำหนดในรูปของฟังก์ชันที่ต่างกันออกไปตามแต่ละงานวิจัยและหลักการดังนี้

หลักการของสติฟเนสคงที่ (constant stiffness approach) $\Rightarrow F \propto u\sqrt{m}$,

หลักการของการดลและโมเมนตัม (impulse momentum approach) $\Rightarrow F \propto um$,

หลักการของงานและพลังงาน (work-energy approach) $\Rightarrow F \propto u^2 m$,

Ikeno and Tanaka (2003) $\Rightarrow F \propto u^{2.5} m^n, n \approx 0.58$ และ

Matsutomi (1999) $\Rightarrow F \propto u^{1.2} m^n, n \approx 0.66$

จากการศึกษาของทั้ง Matsutomi (1999) และ Haehnel and Daly (2002) พบว่าไม่ได้ให้ความสำคัญในส่วนของคุณสมบัติยืดหยุ่น (flexibility) ของอาคารและไม่ได้มีการพิจารณาในส่วนนี้ ซึ่งพิจารณาแล้วเห็นว่าลักษณะของอาคารเป็นแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforce concrete building) Yeah (2006) ได้เสนอสมการในการคำนวณหาแรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำโดยการใช้การปรับปรุงจากหลักการของสติฟคิงที่ (modified constant stiffness approach) โดยการปรับปรุงค่าของสติฟเนสประสิทธิภาพ (effective stiffness) และให้มีความเหมาะสมและได้มีการเพิ่มในส่วนสัมประสิทธิ์ของมวล (mass coefficient) ซึ่งสามารถคำนวณหาแรงกระแทกสูงสุดได้จากสมการที่ 2-33

$$F_{\max} = C_M u \sqrt{\hat{k}m} \quad (2-33)$$

โดยที่

F_{\max} คือ แรงสูงสุดที่เกิดขึ้นจากการกระแทก

C_M คือ สัมประสิทธิ์ของมวล โดยมีค่า ≈ 2

u คือ ความเร็วในการกระแทก

\hat{k} คือ สติฟเนสประสิทธิภาพ (มีค่าเท่ากับ 2.4 MN/m ในกรณีที่เป็นท่อนไม้)

m คือ มวลของวัตถุ

กรมโยธาธิการและผังเมือง (2008) ได้ออกมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างอาคารอพยพในเขตเสี่ยงภัยสึนามิระดับปานกลางในประเทศไทย (มยพ.1312-51) โดยได้ให้คำแนะนำให้การคำนวณแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ ในบริเวณพื้นที่ที่ไม่มีสิ่งลอยน้ำขนาดใหญ่ ให้พิจารณาแรงกระทำที่เกิดจากวัตถุลอยน้ำที่มีน้ำหนักไม่น้อยกว่า 5 กิโลนิวตัน โดยให้คำนวณเป็นแรงสถิตเทียบเท่าในแนวราบกระทำต่อโครงสร้าง ณ ตำแหน่งที่เกิดการปะทะหรือที่ระดับน้ำสูงสุด ตามสมการที่ 2-34

$$F_i = \frac{W_i v_i}{gt} \quad (2-34)$$

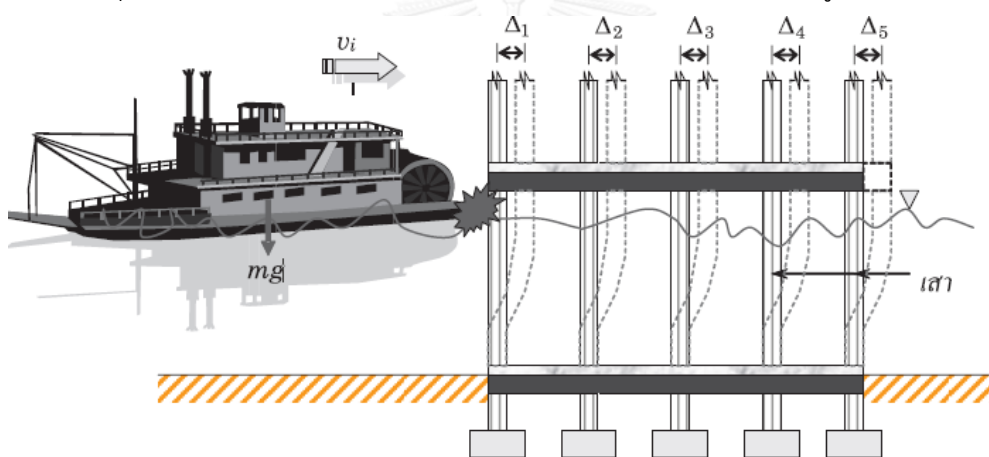
โดยที่

W_i คือ มวลของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ หน่วยเป็นกิโลนิวตัน

v_i คือ ความเร็วของวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่ปะทะกับอาคาร ให้ใช้ค่าเท่ากับความเร็วของกระแสน้ำ (v) สำหรับวัตถุลอยน้ำที่มีขนาดเล็ก ถ้าเป็นกรณีของวัตถุขนาดใหญ่ให้ใช้ค่าที่ลดลงได้ แต่ไม่ควรต่ำกว่า $v/2$

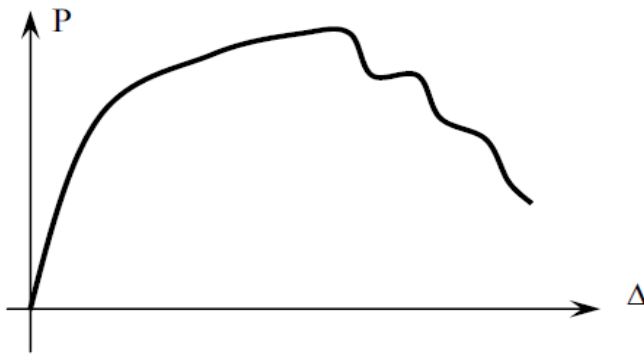
t คือ ช่วงระยะเวลาที่เกิดการกระแทก ให้ใช้ค่าตามที่กำหนดใน FEMA 55 (ตารางที่ 2.2)

ในกรณีของหากอาคารมีความเสี่ยงต่อการปะทะกับวัตถุลอยน้ำขนาดใหญ่ เช่น เรือประมงในพื้นที่ที่เป็นชุมชนประมง โดยให้ใช้น้ำหนักวัตถุขนาดใหญ่ที่เป็นไปได้ และหากไม่มีข้อมูลของวัตถุลอยน้ำขนาดใหญ่ นั้นให้ใช้เรือประมงที่มีน้ำหนักไม่ต่ำกว่า 784 กิโลนิวตัน หรือประมาณ 80 ตัน ในการคำนวณผลของแรงกระแทกจากวัตถุลอยน้ำที่มีขนาดใหญ่ โดยในการคำนวณสามารถคำนวณได้โดยใช้แรงสถิตเทียบเท่าตามสมการที่ 2-34 หรือใช้หลักการของงานและพลังงาน (principle of work and energy) ในการสลายแรงกระแทกตามสมการที่ 2-29 ซึ่งให้คำอธิบายได้ว่า ผลรวมของงานที่เกิดขึ้นกับวัตถุทั้งหมดมีค่าเท่ากับการเปลี่ยนแปลงของพลังงานจลน์ดังแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.9 การเข้าชนของเรือต่อโครงสร้างซึ่งทำให้เกิดงานและการเปลี่ยนแปลงพลังงานจลน์ของเรือ (มยพ.1312-51)

ทั้งนี้สามารถวิเคราะห์ค่างานได้จาก พื้นที่ใต้กราฟของแรงต้านทาน (P) และการกระจัดของโครงสร้าง (Δ) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 โดยการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้นภายใต้แรงผลักดันข้าง (pushover analysis)



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ของแรงและการกระจัดของโครงสร้าง (มยผ.1312-51)

ASCE 7-10 (2010) ได้เสนอสมการในการคำนวณสำหรับแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำเช่น เรือ, ท่อนไม้, ตู้คอนเทนเนอร์, รถยนต์ ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติของอาคารได้ตั้งสมการที่ 2-35

$$F = \frac{\pi m u C_I C_O C_D C_B R_{\max}}{2 \Delta t} \quad (2-35)$$

โดยที่

m คือ มวลของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ

u คือ ความเร็วในการกระแทกของวัตถุ

C_I คือ สัมประสิทธิ์ความสำคัญ โดยขึ้นอยู่กับผลจากการทดสอบและการตัดสินใจของวิศวกร

C_O คือ สัมประสิทธิ์ของทิศทางในการชน โดยขึ้นอยู่กับข้อมูลทางสถิติ

C_D คือ สัมประสิทธิ์ของความลึก

C_B คือ สัมประสิทธิ์ของการป้องกันการชน

R_{\max} คือ อัตราส่วนการตอบสนองของอาคารสูงสุดภายใต้การชนโดยขึ้นอยู่กับประเภทของอาคาร

Δt คือ ระยะเวลาที่เกิดการกระแทก (impact duration) อ้างอิงตาม FEMA 55 (ตารางที่ 2.2)

FEMA P-646 (2012) ได้ทำการปรับปรุงและเสนอแนะในเรื่องของการคำนวณแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำโดยทำการปรับปรุงเพิ่มเติมจากสมการที่อ้างอิงตาม ASCE 7-10 (2010) ที่ปราศจากการคำนึงถึงผลของตัวคูณลดกำลัง (reduction factor) ในเรื่องของทิศทางในการเข้าชนของวัตถุ ดังแสดงในสมการที่ 2-36

$$F_i = 1.3 u_{\max} \sqrt{k m_d (1 + c)} \quad (2-36)$$

โดยที่

ค่า 1.3 คือ สัมประสิทธิ์ความสำคัญในด้านความเสี่ยงของอาคารอ้างอิงตาม ASCE 7-10

u_{\max} คือ ความเร็วสูงสุดของน้ำที่นำพาวัตถุเข้าชน (โดยการสมมุติว่าความเร็วของวัตถุเทียบเท่ากับความเร็วในการไหลของน้ำ)

C คือ สัมประสิทธิ์ของมวลอุทกพลวัต (hydrodynamic mass) ซึ่งขึ้นอยู่กับ ขนาด, รูปร่าง, และ ทิศทางในการเข้าชนอันเนื่องมาจากทิศทางในการไหลของน้ำดังแสดงในตารางที่ 2.3

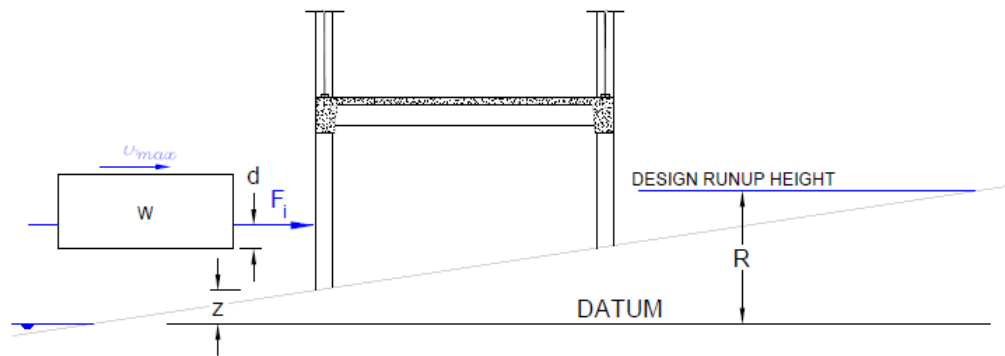
k คือ ค่าสติเฟนสประสิทธิภาพของโครงสร้างและวัตถุที่ชน โดยคำนวณได้จากสมการที่ 2-27

m_d คือ มวลของวัตถุที่ไหลมาชนน้ำ

ตารางที่ 2.3 มวลและสติเฟนสของวัตถุบางประเภทที่ไหลเข้าชน (FEMA P-646, 2012)

ประเภทของวัตถุ ที่ไหลมาชนน้ำ	มวล (m_d) หน่วยกิโลกรัม	สัมประสิทธิ์ของ มวลอุทกพลวัต (c)	ค่าสติเฟนสของวัตถุที่ ไหลมาชนน้ำ (k_d) หน่วย N/m
เศษไม้หรือท่อนไม้ในทิศทางตาม แนวยาว	450	0	2.4×10^6
ตู้คอนเทนเนอร์ขนส่งทั่วไปขนาด 20 ฟุต ที่ไหลตามแนวยาว	2200	0.30	85×10^6
ตู้คอนเทนเนอร์ขนส่งทั่วไปขนาด 20 ฟุต ที่ไหลตามแนวขวาง	2200	1.0	80×10^6
ตู้คอนเทนเนอร์ขนส่งหนักขนาด 20 ฟุต ที่ไหลตามแนวยาว	2400	0.30	93×10^6
ตู้คอนเทนเนอร์ขนส่งหนักขนาด 20 ฟุต ที่ไหลตามแนวขวาง	2400	1.0	87×10^6
ตู้คอนเทนเนอร์ขนส่งทั่วไปขนาด 40 ฟุต ที่ไหลตามแนวยาว	3800	0.20	60×10^6
ตู้คอนเทนเนอร์ขนส่งทั่วไปขนาด 40 ฟุต ที่ไหลตามแนวขวาง	3800	1.0	40×10^6

โดยในการวิเคราะห์ถึงแรงกระแทกที่กระทำต่อโครงสร้างจะไม่เหมือนกับแรงประเภทอื่นๆ กล่าวคือ แรงกระแทกถูกสมมุติให้กระทำที่ตำแหน่งเพียงตำแหน่งเดียวต่อโครงสร้างที่ระดับความสูงของผิวน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.14 โดยที่หากในกรณีที่มีวัตถุเกิดเข้าชนพร้อมๆกัน 2 หรือมากกว่านั้น ความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้นเป็นไปได้น้อยจนถือว่าไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณาได้



รูปที่ 2.11 การกระแทกของวัตถุที่ไหลมากับน้ำต่อโครงสร้าง (FEMA P-646, 2012)

FEMA P-646 (2012) ยังได้เสนอสมการในการคำนวณหาความเร็วสูงสุดของการไหลของน้ำ (maximum flow velocity) ที่เหมาะสมกับความลึกในการไหล (flow depth) โดยอ้างอิงข้อมูลโดยการใช้โมเดลการจำลองเชิงตัวเลข ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความเร็วสูงสุดในการไหลซึ่งนำพาวัตถุต่างๆให้ไหลมากระทำต่อโครงสร้างของการเกิดคลื่นสึนามิที่พัดเข้าชายฝั่ง โดยขึ้นอยู่กับผลจากการวิเคราะห์ (analytical solution) ที่ถูกต้องสำหรับบริเวณที่เป็นการไหลเข้าชายฝั่งที่มีความลาดเรียบ, ไม่มีการเปลี่ยนแปลงลักษณะของภูมิประเทศ, และปราศจากแรงเสียดทาน ดังแสดงในสมการที่ 2-37

$$u_{\max} = \sqrt{2gR \left(1 - \frac{z}{R}\right)} \quad (2-37)$$

โดยที่

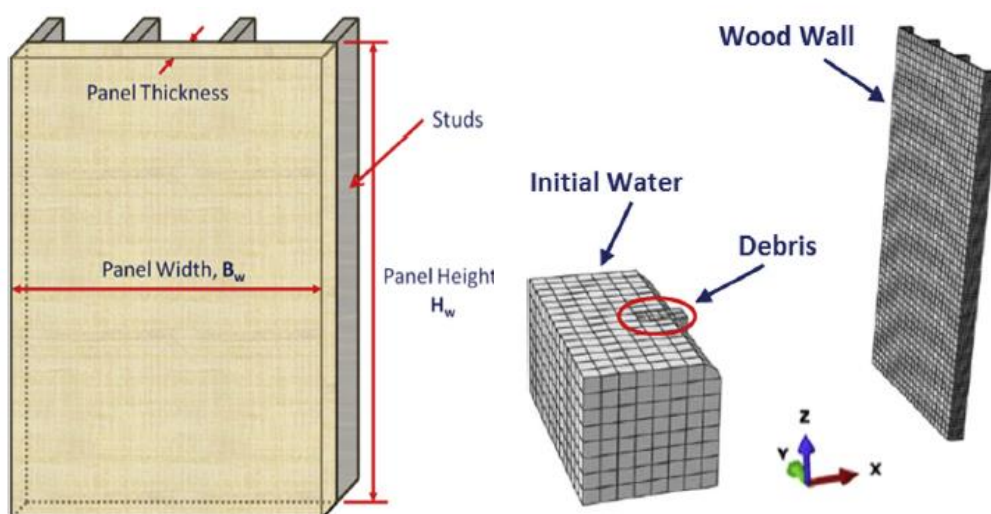
g คือ ค่าความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง

R คือ ความสูงในการไหลเข้าของสึนามิ (design runup height)

z คือ ระยะในแนวตั้งวัดจากระดับน้ำทะเลถึงฐานของอาคาร

Como and Mahmoud (2013) ได้ทำการศึกษาถึงแรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่กระทำต่อโครงสร้างที่เป็นกำแพงไม้ (wooden structural wall) โดยใช้วิธีการประมาณทางตัวเลข (numerical evaluation) ร่วมกับ แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติของกำแพงดังแสดงตาม รูปที่ 2.15 โดยอ้างอิงการคำนวณและประเภทของวัตถุตาม FEMA P-646 (2012) โดยพิจารณาถึงปริมาตรของน้ำเริ่มต้น, ความเร็วในการไหลของน้ำ, รูปทรงของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ, และขนาดของวัตถุ โดยแบบจำลองของกำแพงได้แบ่งเป็น 2 บริเวณที่พิจารณาการกระแทก คือ ด้านนอก (exterior panel) และด้านใน (interior panel) ของกำแพง โดยพฤติกรรมของกำแพงในส่วนด้านนอกเป็นแบบแข็งเกร็ง (rigid) ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ผลที่เกิดขึ้นที่บริเวณด้านในแสดงให้เห็นว่า

ความสูงและความเร็วของน้ำมีนัยสำคัญมากขึ้นต่อมวลของวัตถุ ซึ่งจะส่งผลต่อแรงกระแทกที่เกิดขึ้น เมื่อความสูงและความเร็วของน้ำเพิ่มมากขึ้น และเมื่อให้มวลของวัตถุคงที่แต่เพิ่มระดับความสูงของน้ำมากขึ้น แรงกระแทกที่เกิดขึ้นกลับลดลง โดยตัวแปรที่สำคัญที่ทำให้แรงกระแทกเกิดขึ้นยังรวมถึงลักษณะของกำแพง ได้แก่ ประเภทของวัสดุและขนาด ผลของการวิเคราะห์แรงกระแทกจากวิธีสถิตินิสคงที่ (constant stiffness approach) เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการประมาณทางตัวเลข พบว่ามีความแตกต่างกันถึง 13-45%

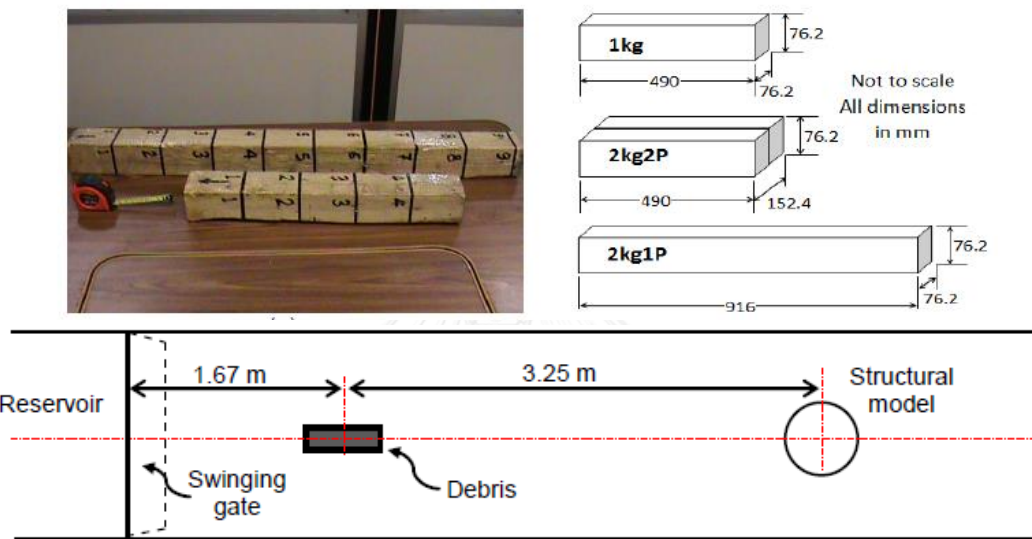


รูปที่ 2.12 ด้านหน้าของกำแพง (รูปซ้าย) และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของกำแพงที่ถูกกระแทกโดยวัตถุ

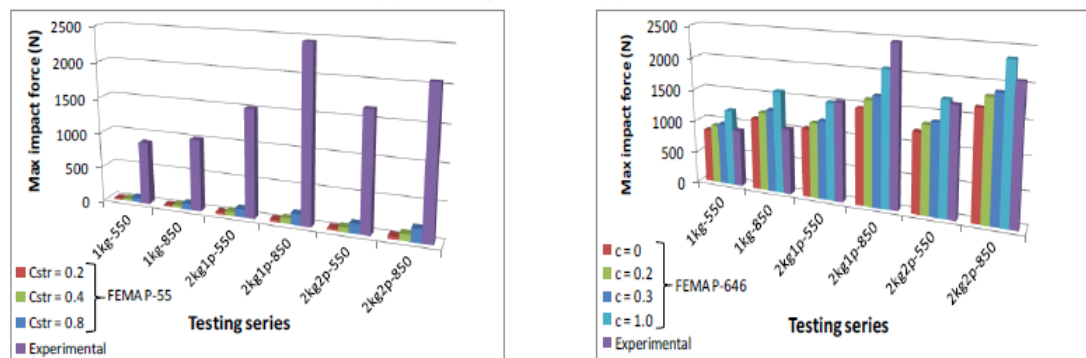
ที่ไหลมากับน้ำ (รูปขวา) (Como and Mahmoud, 2013)

Al-Faesly et al. (2013) ได้ทำการทดสอบถึงผลของแรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่กระทำต่อโครงสร้างโดยใช้แบบจำลองการไหลในห้องทดสอบขนาดความยาว 14.56 เมตร, ความกว้าง 2.70 เมตร, และความลึก 1.40 เมตร โดยจำลองวัตถุที่ไหลมากระแทกเป็นแบบไม้ (wooden debris) ที่มีขนาดแตกต่างกันออกไปดังแสดงตามรูปที่ 2.16 ซึ่งไหลเข้ากระทำกับโครงสร้างที่มีหน้าตัดแตกต่างกัน 2 แบบ คือ แบบวงกลมและแบบสี่เหลี่ยม โดยในการทดสอบได้ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบกับคำแนะนำในการออกแบบและการคำนวณหาแรงกระแทกตามที่เสนอโดย FEMA P-55 (2011) และ FEMA P-646 (2012) โดยในขณะที่ทำการทดสอบ ความเร็วในการไหลของวัตถุที่เข้าชนเท่ากับ 2.37-3.24 เมตร/วินาที ในขณะที่ความเร็วในการไหลที่คำนวณตามคำแนะนำมีค่าเท่ากับ 1.40 และ 1.66 เมตรต่อวินาทีที่ระดับความลึกของน้ำ 550 และ 850 มิลลิเมตรตามลำดับ ซึ่งพบว่าในการคำนวณโดยพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ของมวลอุทกพลวัต (C) ที่มีค่าสูงสุดตามที่เสนอ

โดย FEMA P-55 นั้นให้ผลของแรงกระแทกที่เกิดขึ้นให้ผลที่น้อยกว่าผลที่ได้จากการทดสอบประมาณ 10% ในขณะที่ค่าสัมประสิทธิ์ของมวลลวทกพลวัตที่มีค่า (0, 0.2, 0.3 และ 1.0) ซึ่งถูกเสนอตาม FEMA P-646 นั้นพบว่าสำหรับค่า 1.0 จะให้ผลของแรงที่เกิดขึ้นมากกว่าผลจากการทดสอบเล็กน้อย เมื่อมวลของวัตถุมีขนาด 2 กิโลกรัม ในขณะที่ค่าสัมประสิทธิ์ค่าอื่นๆให้ผลของแรงที่เกิดขึ้นมีความใกล้เคียงกับผลจากการทดสอบเมื่อมวลของวัตถุขนาด 1 กิโลกรัม ดังแสดงตามรูปที่ 2.17 อย่างไรก็ตามตามค่าสัมประสิทธิ์ 1.0 นั้นถูกระบุโดยเป็นการไหลเข้าชนในทิศทางตามขวาง ในขณะที่ในงานทดสอบนี้เป็นการไหลทิศทางตามแนวยาว



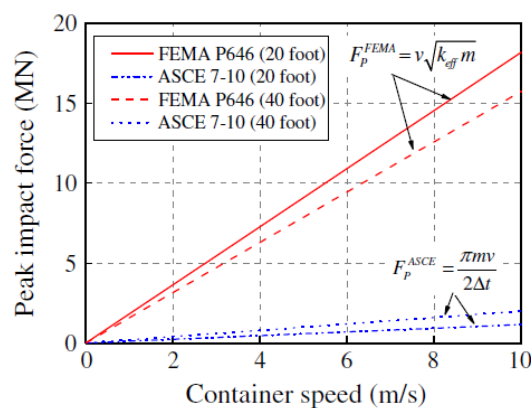
รูปที่ 2.13 ขนาดและรูปแบบของการทดสอบการกระแทกของวัตถุ (Al-Faesly et al., 2013)



รูปที่ 2.14 ผลการเปรียบเทียบแรงกระแทกจากการทดสอบกับ FEMA (Al-Faesly et al., 2013)

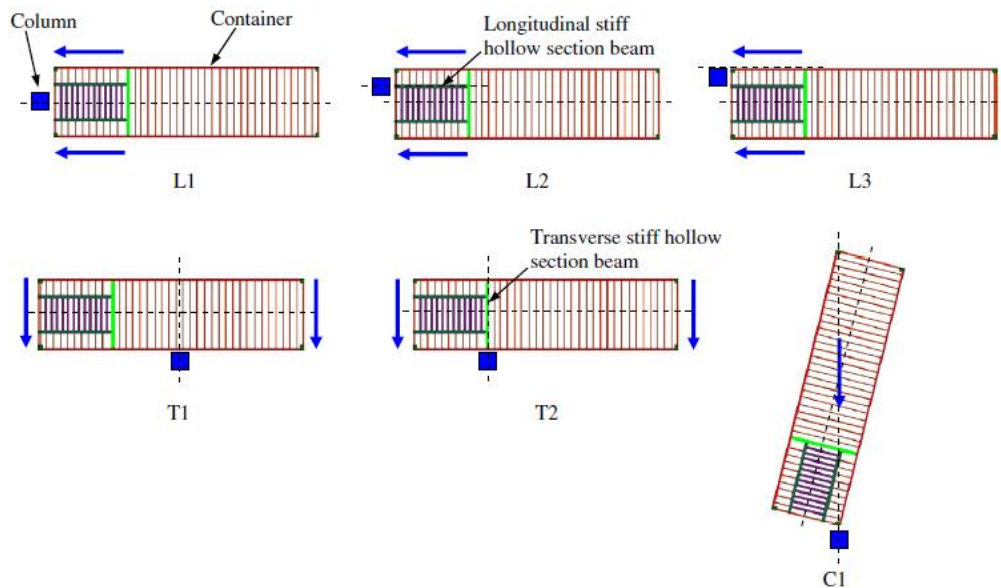
Madurapperuma and Wijeyewickrema (2013) ได้ทำการศึกษาถึงผลของแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมาทักน้ำ โดยใช้แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของตู้คอนเทนเนอร์ที่ใช้ขนส่งสินค้า (shipping container) ที่กระทำกับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับอาคารเตี้ย (low-rise building) ที่ได้รับผลกระทบจากบริเวณที่เกิดสึนามิซึ่งประกอบด้วยหน้าต่างแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม โดยทำการ

เปรียบเทียบผลของแรงกระแทกที่เกิดขึ้นสูงสุด (peak impact force) ที่ได้จากการศึกษาเทียบกับ คำแนะนำในการออกแบบ ได้แก่ ASCE 7-10 (2010) ซึ่งพิจารณาโดยอาศัยหลักการของการดลและ โมเมนต์ดัม ดังแสดงในสมการที่ 2-24 และ FEMA P646 (2012) ซึ่งพิจารณาโดยใช้หลักการของสติฟ เนสคงที่ ดังแสดงในสมการที่ 2-28 ซึ่งในขั้นต้นได้พิจารณาถึงการเปรียบเทียบแรงกระแทกสูงสุดจาก คำแนะนำทั้งสองที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงความเร็วของการไหลของวัตถุจากตู้คอนเทนเนอร์ขนส่งสินค้าที่ มีขนาด 20 และ 40 ฟุต ซึ่งผลที่ได้ดังแสดงตามรูปที่ 2.18 ซึ่งพบว่าผลที่ได้จาก FEMA P646 ให้ค่าที่ สูงกว่า ASCE 7-10 ในทุกช่วงความเร็ว

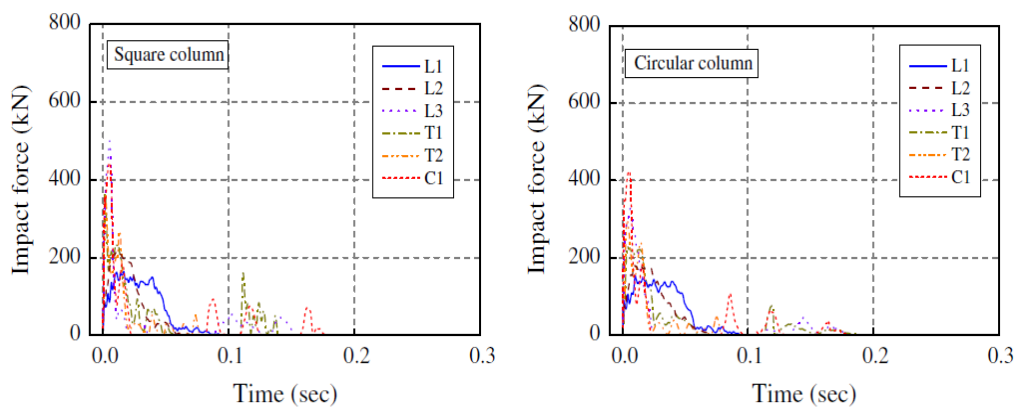


รูปที่ 2.15 การเปรียบเทียบแรงกระแทกที่เกิดขึ้นสูงสุดจากตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 และ 40 ฟุต (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013)

และในการศึกษาครั้งนี้ใช้คุณสมบัติของแบบจำลองทั้งตู้คอนเทนเนอร์และเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นแบบอินอีลาสติกแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear inelastic) โดยในการจัดรูปแบบของการเข้าชนของตู้คอนเทนเนอร์ต่อเสาคอนกรีตเสริมเหล็กแบ่งออกเป็น 6 ลักษณะดังแสดงตามรูปที่ 2.19 ซึ่งเมื่อพิจารณาถึงผลของแรงกระแทกแบบประวัติเวลา (impact force-time history) แล้วพบว่ารูปแบบของการกระแทกแบบ L3 และ C1 ให้ผลของแรงกระแทกสูงสุดที่กระทำต่อเสาคอนกรีตเสริมเหล็กและวงกลมจากตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 ฟุตตามลำดับ ดังแสดงตามรูปที่ 2.20 ที่ความเร็ว 2 เมตรต่อวินาที



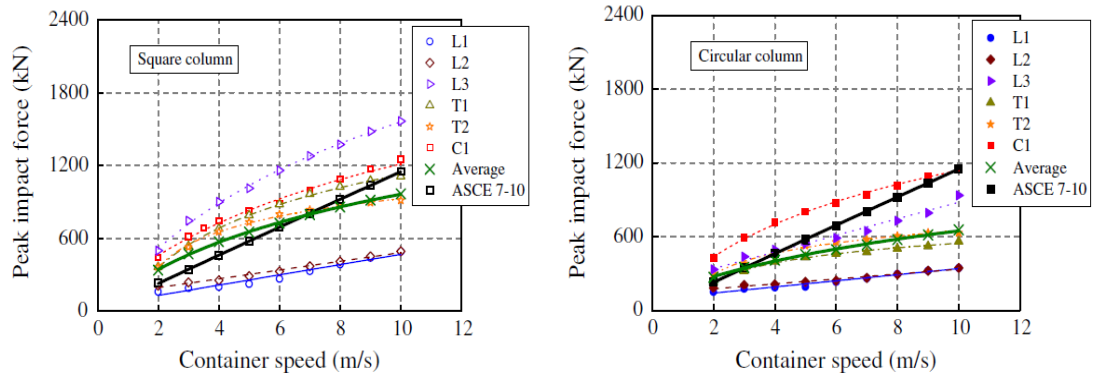
รูปที่ 2.16 รูปแบบของการไหลเข้าชนแบบต่างๆของตู้คอนเทนเนอร์ต่อเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013)



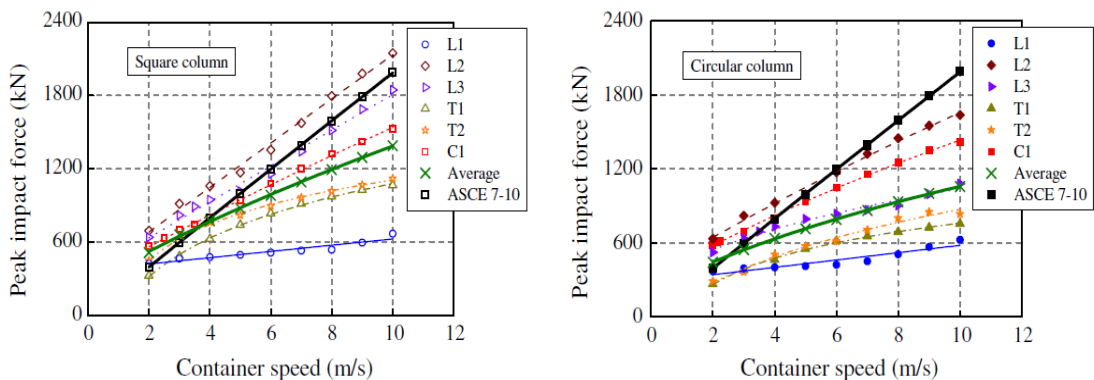
รูปที่ 2.17 แรงกระแทกที่เกิดขึ้นจากรูปแบบในการเข้าชนแบบต่างๆของตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 ฟุต ต่อเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013)

หลังจากนั้นได้ทำการเปรียบเทียบผลของแรงกระแทกจากตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 และ 40 ฟุตที่มีรูปแบบในการเข้าชนที่แตกต่างกันเทียบกับแรงกระแทกสูงสุดที่คำนวณจากคำแนะนำทั้ง ASCE 7-10 และ FEMA P646 ดังแสดงตามรูปที่ 2.21 และ 2.22 ซึ่งพบว่าผลที่ได้จาก FEMA P646 นั้นสูงจนเกินไป เมื่อเทียบกับค่าสูงสุดที่ได้จากการทดสอบซึ่งมีค่ามากกว่าประมาณ 4-5 เท่า ในขณะที่ผลที่ได้จาก ASCE 7-10 นั้นมีความเหมาะสมกว่าเมื่อพิจารณาเทียบกับค่าเฉลี่ยของผลจากการกระแทกในรูปแบบของการเข้าชนแบบต่างๆ ต่อเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม โดยผลของแรงกระแทกที่เกิดขึ้นต่อเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีค่ามากกว่าเสาวงกลมอันเนื่องมาจากพื้นที่ในการรับแรงกระแทกที่

มากกว่า และรูปแบบของการเข้าชนมีผลต่อระยะเวลาที่ทำให้เกิดแรงกระแทกสูงสุด (impact duration)



รูปที่ 2.18 แรงกระแทกที่ความเร็วต่างๆของรูปแบบในการเข้าชนที่แตกต่างกันและ ASCE 7-10 ของตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 20 ฟุตต่อหน้าเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมและวงกลม (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013)



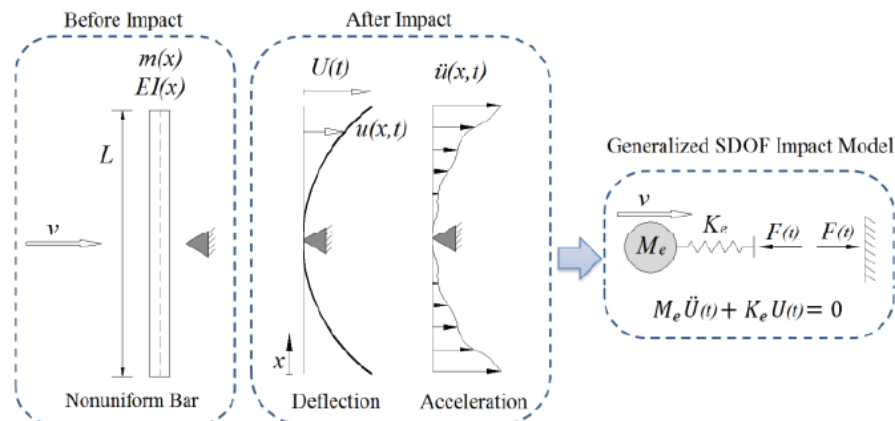
รูปที่ 2.19 แรงกระแทกที่ความเร็วต่างๆของรูปแบบในการเข้าชนที่แตกต่างกันและ ASCE 7-10 ของตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 40 ฟุตต่อหน้าเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมและวงกลม (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2013)

จากผลที่ได้แสดงให้เห็นว่าแรงกระแทกที่เกิดขึ้นสูงสุดจากตู้คอนเทนเนอร์ขนาด 40 ฟุต สูงกว่าขนาด 20 ฟุต ถึง 3 เท่า โดยที่มวลประสิทธิผลนั้นมีขนาดมากกว่าเพียงแค่ 1.7 เท่าซึ่งชี้ให้เห็นว่าไม่เพียงแต่ขนาดของมวลที่มีความแตกต่างกัน แต่ระบบโครงสร้างของตู้คอนเทนเนอร์ยังส่งผลแบบมีนัยสำคัญต่อแรงกระแทกสูงสุดที่เกิดขึ้นอีกด้วย ซึ่งการเสียหายเฉพาะที่ (local deformation) ของเสาเกิดจากการแตก (crushing) ของคอนกรีตที่สภาวะแรกของการกระแทก โดยเมื่อพิจารณาจากแบบจำลองพบว่าเมื่อเพิ่มความเร็วของวัตถุที่ไหลเข้ากระแทกการเสียหายเฉพาะที่จะส่งผลที่ตามมาคือ การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของเสา และผลของการชนอย่างรวดเร็วแบบทันทีทันใดนั้นจะส่งผลให้กำลัง

ต้านทานน้ำหนักในแนวแกน (axial capacity) ของเสาตลง และเสาจะวิบัติในรูปแบบของการชนแบบ C1 เนื่องจากแรงในแนวแกนของเสาทั้ง 2 หน้าตัด

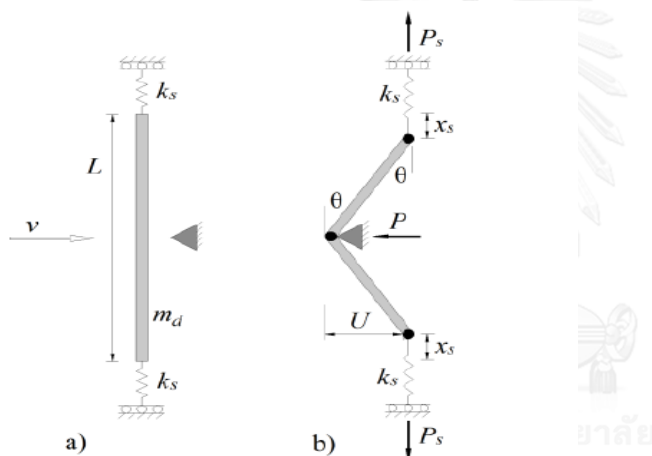
Pudasaini (2014) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมแบบพลศาสตร์การไหลของวัตถุในทะเลและคลื่นสึนามิที่กระทำต่อชายฝั่ง โดยแบ่งประเภทในการไหลตามสถานะได้แก่ ในส่วนการไหลที่เป็นของแข็ง (solid phase) ซึ่งหมายถึงวัตถุที่ไหลมากับน้ำ และส่วนของน้ำ (fluid phase) โดยพบว่าในเรื่องของความเร็วในการไหลถ้าบริเวณชายฝั่งที่พิจารณาประกอบด้วยวัตถุที่ลอยอยู่แล้วมีลักษณะเป็นมวลขนาดใหญ่มากๆเมื่อเกิดเหตุการณ์สึนามิพัดเข้าชายฝั่งความเร็วของในส่วนของวัตถุ (debris flow) จะช้ากว่าความเร็วของคลื่นสึนามิ (tsunami wave) ในทางกลับกันหากมวลของวัตถุที่อยู่บริเวณชายฝั่งมีขนาดเล็ก ความเร็วในการไหลของวัตถุจะเร็วกว่าความเร็วของคลื่นสึนามิ ซึ่งชี้ให้เห็นในส่วนที่สำคัญว่าการปฏิสัมพันธ์ (interaction) ระหว่างส่วนของของแข็งและน้ำมีส่วนในการเพิ่มหรือลดความสามารถในการเคลื่อนที่ของมวลรวมทั้งหมด โดยปริมาณการกระจายตัวของส่วนที่เป็นของแข็ง ซึ่งก็คือวัตถุที่ลอยอยู่บริเวณชายฝั่งมีผลต่อวัตถุทั้งหมดที่ถูกพัดเข้าสู่ชายฝั่ง โดยสิ่งที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งทั้งหมดประกอบไปด้วย ส่วนของวัตถุที่ลอยตัวอยู่บริเวณชายฝั่งอยู่แล้วรวมกับวัตถุที่ถูกพัดมาเนื่องจากสึนามิ รวมถึงส่วนของตัวคลื่นสึนามิเองอีกด้วย

Aghl, P., et al. (2014) ได้ทำการทดสอบแบบใช้โครงสร้างจริงถึงผลอันเนื่องมาจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำจากสึนามิโดยใช้คอนเทนเนอร์ (full-scale standard container), ท่อเหล็ก (steel tube), และแท่งเหล็ก (solid bar) โดยการไหลเข้าชนในทิศทางตามขวาง และทำการประเมินผลโดยใช้แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ (analytical model) เพื่อหาผลตอบสนองจากการกระแทกและระยะเวลา (impact duration) ที่สูงที่สุดของในการกระแทกของวัตถุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกและอินอีลาสติกโดยการจำลองอย่างง่ายโดยใช้แบบจำลองเป็นแบบโครงสร้างแข็งเกร็ง (rigid structure) ที่มีระดับความเสรีเดียว (single degree of freedom) ดังแสดงตามรูปที่ 2.23 และ 2.24 ของพฤติกรรมแบบอีลาสติกและอินอีลาสติกตามลำดับ แล้วจึงได้ทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองที่ได้กับคำแนะนำในการออกแบบและคำนวณหาแรงกระแทกตามที่เสนอโดย ASCE 7-10 (2010) และ FEMA P-646 (2012)



รูปที่ 2.20 แบบจำลองที่มีระดับความเสรีเดียว (SDOF) ของการกระทบในทิศทางขวางของวัตถุที่มีพฤติกรรม

แบบอีลาสติก (Aghl, P., et al., 2014)

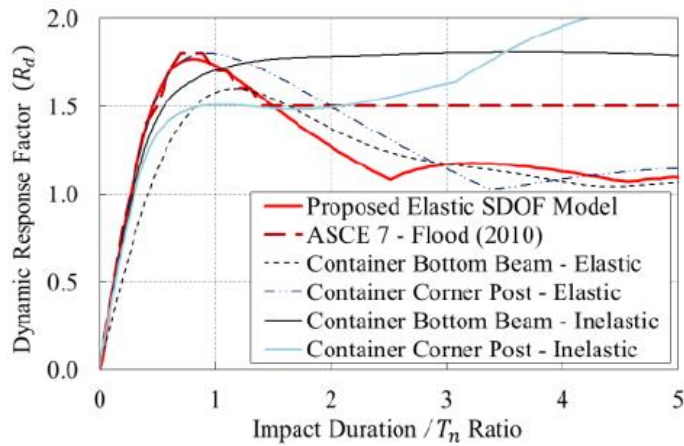


รูปที่ 2.21 แบบจำลองที่มีระดับความเสรีเดียว (SDOF) ของการกระทบในทิศทางขวางของวัตถุที่มีพฤติกรรม

แบบอินอีลาสติก (Aghl, P., et al., 2014)

โดยในส่วนของการพิจารณาถึงผลตอบสนองทางพลศาสตร์ (dynamic response) คำนวณโดยใช้แรงสถิตเทียบเท่า (equivalent static force) และตัวคูณผลตอบสนองทางพลศาสตร์ (dynamic response factor) ในการหาผลตอบสนองของโครงสร้าง โดยผลที่ได้เมื่อเปรียบเทียบกับค่าตัวคูณผลตอบสนองทางพลศาสตร์ที่เสนอโดย ASCE 7-10 (2010) แล้วนั้นแสดงตามรูปที่ 2.25 ซึ่งชี้ให้เห็นถึงผลของตัวคูณผลตอบสนองทางพลศาสตร์ (R_d) (เช่น อัตราส่วนระหว่างผลตอบสนองสูงสุดของระบบที่มีระดับความเสรีเดียวกับการเคลื่อนตัวแบบสถิตภายใต้แรงกระทำสูงสุด) เปรียบเทียบกับอัตราส่วนของระยะเวลาในการกระทบกับค่าคาบการสั่นตามธรรมชาติ (T_n) สำหรับการกระทบในทิศทางขวางจากวัตถุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกและอินอีลาสติกที่มีค่าแอมพลิจูดที่เท่ากัน โดยจาก

ผลแสดงให้เห็นว่าค่าที่ได้จาก ASCE 7-10 (2010) นั้นให้ค่าที่มีความสมเหตุสมผลกับผลจากการทดสอบ ยกเว้นแต่ในกรณีที่เป็นการกระแทกจากคอนเทนเนอร์ที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก



รูปที่ 2.22 ผลตอบสนองเชิงสเปกตรัมของการกระแทกในทิศทางขวางของคอนเทนเนอร์ที่มีค่าแอมพลิจูดเท่ากัน (Aghl, P., et al., 2014)

และในส่วนการประเมินผลของแรงกระแทกสูงสุดที่เกิดขึ้นจากการทดสอบเมื่อเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากคำแนะนำในการออกแบบนั้น พบว่าภายใต้แรงกระแทกสูงสุดที่เกิดขึ้นจากคอนเทนเนอร์โดยใช้ FEMA P-646 (2012) นั้นให้ผลในทางที่มีความเหมาะสมแก่การนำไปใช้มาก ในขณะที่การประเมินแรงกระแทกโดยใช้ ASCE 7-10 (2010) นั้นควรมีความระมัดระวังในส่วนของการกระแทกจากคอนเทนเนอร์ที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกภายใต้การกระแทกแบบบริเวณจุดเดียว (single point elastic impact)





Naito et al. (2014) ได้ทำการศึกษาถึงแนวทางในการประเมินผลของบริเวณที่ได้รับผลกระทบจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำจากสึนามิ (tsunami debris impact) ที่มีต่อโครงสร้าง โดยพิจารณาถึงความสามารถและความเป็นไปได้ในการไหลของวัตถุ ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะทางภูมิประเทศและสภาพแวดล้อมทางธรรมชาติ โดยอาศัยข้อมูลจากการสำรวจทางอากาศและพื้นดินจากเหตุการณ์สึนามิที่เมือง Tohoku ประเทศญี่ปุ่น ในปี 2011 ซึ่งมีการประเมินถึงประเภทของวัตถุที่ไหลและผลกระทบที่มีก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้าง โดยแบ่งประเภทของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris categories) ออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ วัตถุขนาดเล็ก (small debris), วัตถุขนาดปานกลาง (moderate debris), และวัตถุขนาดใหญ่ (large debris) ซึ่งให้คำนิยามในแต่ละประเภทว่า วัตถุขนาดเล็กจะกระจายกันออกไปในการไหลเข้าซึ่งไม่มีผลกระทบเพียงพออย่างมีนัยสำคัญต่อแรงกระแทกที่เกิดขึ้น ในขณะที่วัตถุขนาดปานกลางสามารถให้ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นในลักษณะที่คล้ายกับ damming ที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างและแทนค่าด้วยแรงที่เกิดขึ้นตามปกติทั่วไป และในส่วนของวัตถุ

ขนาดใหญ่ก่อให้เกิดแรงอย่างมากในการกระแทกและยังส่งผลให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างทางวิศวกรรม และในการจำแนกถึงวัตถุในแต่ละประเภทจึงได้พิจารณาถึงลักษณะที่สำคัญ 4 อย่างได้แก่ มวล (m_d), สติฟเนส (k), ความยาว (L), และความสามารถในการลอยตัว (buoyancy, B) ซึ่งในแต่ละลักษณะมีผลโดยตรงต่อศักยภาพของวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่ก่อให้เกิดแรงกระแทกอย่างมีนัยสำคัญ โดยในแต่ละลักษณะแบ่งออกเป็นสามขนาดตามขนาดได้แก่ ขนาดเล็ก (I), ขนาดกลาง (II), และขนาดใหญ่ (III) ดังจำแนกตามตารางที่ 2.4





ตารางที่ 2.4 การจำแนกลักษณะของวัตถุที่ไหลมากับน้ำในงานวิจัยของ Naito et al. (2014)

ลักษณะที่พิจารณา	กลุ่ม I	กลุ่ม II	กลุ่ม III
มวล (mass)	$< 450\text{kg}$	$I < II < III$	$> 30000\text{kg}$
สติฟเนส (stiffness)	$< 0.10\text{kN} / \text{mm}$	$I < II < III$	$> 43\text{kN} / \text{mm}$
ความยาว (length)	$< 4.27\text{m}$	$I < II < III$	$> 12.2\text{m}$
ความสามารถในการลอย (buoyancy)	จัดเป็นกลุ่มของเศษจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ	-	วัตถุที่สามารถลอยได้โดยมีความลึกในการไหลที่เพียงพอ

โดยความสามารถในการเคลื่อนที่ของวัตถุที่ไหลมากับน้ำขึ้นอยู่กับ ขนาด, ความลาดชันของพื้นที่, ความลึกและความเร็วในการไหล, ทิศทางในการไหล, และรูปแบบของอาคารโดยรอบ โดยจากการสำรวจของ Naito et al. (2014) ภายหลังจากการเกิดเหตุสึนามิหลายๆบริเวณในประเทศญี่ปุ่น สามารถจำแนกขนาดของวัตถุที่ไหลมาชนกับโครงสร้างได้ดัง แสดงตามรูปที่ 2.26 และ 2.27 ซึ่งพิจารณาจากประเภทของลักษณะว่าอยู่ในกลุ่มใดจาก 3 ใน 4 ของลักษณะที่พิจารณา และหลังจากนั้นได้ทำการพิจารณาถึงแรงกระแทกที่เกิดขึ้นจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) คำนวณโดยใช้สมการที่เสนอตาม FEMA P646 (2012) ตามสมการที่ 2-36 ที่เกิดขึ้นเนื่องจากวัตถุประเภทต่างๆที่มีมวลและสติฟเนสที่มีความแตกต่างกันดังแสดงตามรูปที่ 2.28 แล้วจึงทำการสำรวจความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อส่วนโครงสร้างอาคารที่มีระบบโครงสร้างแบบต่างๆ ที่เกิดความวิบัติจากวัตถุประเภทต่างๆ, ความเร็วในการไหลเข้าชน, และรูปแบบของการวิบัติ ดังแสดงตามรูปที่ 2.29

Category	Sample Cases	Characteristics			
		M	K	L	B
Small Debris	 <p>Natural and Manufactured Materials</p>	I	I	I	III
Large Debris	 <p>Wood Structures</p>	III	I	III	III
Large Debris	 <p>Large DWT Steel Vessels</p>	III	II	III	III
Large Debris	 <p>Loaded Containers and Trailers</p>	III	III	II	III

รูปที่ 2.23 วัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดเล็กและใหญ่ที่เข้ากระทำต่อโครงสร้าง (Naito et al., 2014)

Moderate Debris - Sample Cases	Characteristics			
	M	K	L	B
 <p>Wood Poles and Bridges</p>	I	II	II	III
 <p>Empty Containers and Trailers</p>	III	II	III	II
 <p>Concrete and Stone Objects</p>	III	III	I	I
 <p>Vehicles</p>	II	II	II	III
 <p>Fiberglass Low DWT Vessels</p>	II	II	II	III

รูปที่ 2.24 วัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดกลางที่เข้ากระทำได้ต่อโครงสร้าง (Naito et al., 2014)

Debris types	Debris size	Stiffness (kN/mm)	Mass (kg)	Impact forces (kN)
Wood pole	Moderate	2.4	450	131
Vehicle	Moderate	1.0	1,100	133
Container (empty)	Moderate	85	2,200	1,770
Container (full)	Large	85	30,000	6,390
Barge	Large	60	181,000	13,180

รูปที่ 2.25 การประเมินแรงกระแทกที่เกิดขึ้นจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (Naito et al., 2014)

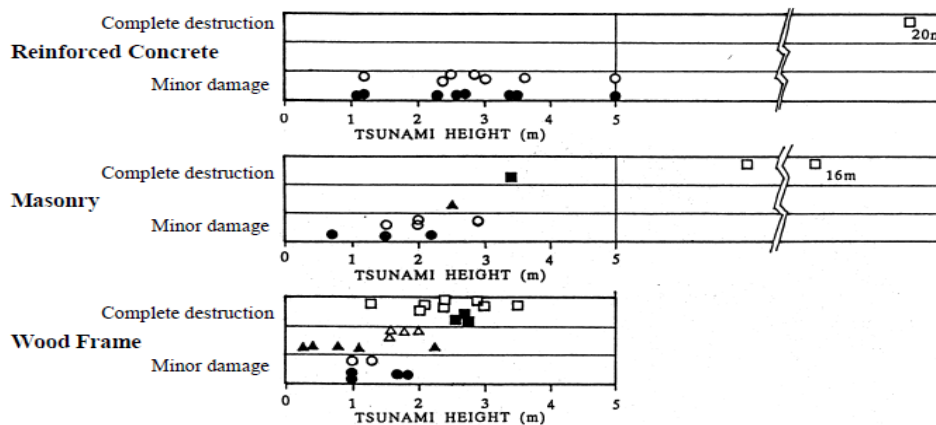
Case	Structure type	Damage description	Estimated failure capacity	
			[kN (kips)]	Debris capable of causing failure
1	Steel frame (wide flange)	Column flexural failure	62.7 (14.2)	Wood pole/tree ≥ 2 m/s (4.3 mi/h) Cooling tank ≥ 0.2 m/s (0.5 mi/h)
2	Steel frame (tube section)	Column connection shear failure	762 (171)	Barge ≥ 0.4 m/s (1 mi/h) Empty 20-ft container ≥ 1.8 m/s (4 mi/h)
3	Steel utility pole	Hole punched into the steel pole	1,050 (236)	Empty 20-ft container ≥ 2.5 m/s (5.5 mi/h)
4	Cast-in-place concrete building	Wall panel shear failure	2,277 (512)	Barge ≥ 0.9 m/s (2 mi/h)
5	Precast concrete building	Wall panel shear failure	128 (28.8)	Vehicle ≥ 4 m/s (9 mi/h)
6	Cast-in-place parking garage	Beam flexural failure	3,739 (840)	Full container ≥ 2.7 m/s (6 mi/h) Barge ≥ 1.6 m/s (3.5 mi/h)

รูปที่ 2.26 ผลการประเมินความเสียหายในแต่ละรูปแบบของโครงสร้างเนื่องจากแรงกระแทก (Naito et al., 2014)

ซึ่งจากการศึกษาโดยแบ่งเป็นประเภทของวัตถุที่ไหลมากับน้ำตามขนาด และลักษณะของวัตถุที่พิจารณาซึ่งก่อให้เกิดแรงกระทำต่อโครงสร้างในบริเวณที่ได้รับผลกระทบต่อเหตุการณ์สึนามิที่เมือง Tohoku ประเทศญี่ปุ่นในปี 2011 แล้วนั้น ชี้ให้เห็นว่าระดับความลึกน้ำท่วม (inundation depth) ที่บริเวณตำแหน่งที่มาของวัตถุ, ความสูงของอาคารโดยรอบบริเวณที่ได้รับผลกระทบ, รูปแบบของอาคาร, และลักษณะทางภูมิประเทศที่มีผลต่อการกระจายตัวของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ ล้วนเป็นสาเหตุที่ก่อให้เกิดของความแตกต่างในแง่ของความรุนแรงในเรื่องของความเสียหายของโครงสร้างอาคารที่ได้รับผลจากแรงกระแทก ในกรณีนี้ที่ระดับความลึกของน้ำท่วมต่ำ และบริเวณโดยรอบเป็นอาคารอุตสาหกรรมที่เป็นโครงสร้างคอนกรีตหรือเหล็ก พบว่าการกระจายตัวของวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่ต่ำกว่า เมื่อเทียบกับบริเวณที่มีระดับความลึกน้ำท่วมที่สูงและลักษณะภูมิประเทศเป็นพื้นที่ราบและอาคารโดยรอบมีระดับความสูงที่ต่ำ จะเกิดการกระจายตัวของวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่สูงกว่า โดยความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นเป็นผลอันเนื่องมาจาก ประเภทของวัตถุและความเร็วในการเข้าชนที่เกิดขึ้น

2.3 ผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและวัตถุที่ไหลมาทับน้ำ

Shuto (1994) ได้ทำการศึกษาและประเมินระดับความเสียหายของอาคารในเหตุการณ์สึนามิที่เมือง Okushiri ประเทศญี่ปุ่น ในปี 1993 ดังแสดงตามรูปที่ 2.30 โดยข้อมูลที่เป็นจุดสีดำที่ทับคือข้อมูลจากเหตุการณ์สึนามิในปี 1993 ในขณะที่ข้อมูลจากเหตุการณ์สึนามิอื่นๆในอดีตแสดงโดยจุดขาว โดยได้แสดงถึงระดับความสูงของคลื่นสึนามิที่ไหลเข้ากระทบบัอาคาร (maximum runup height) ซึ่งจากข้อมูลที่แสดงชี้ให้เห็นว่าอาคารที่เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถต้านทานความเสียหายที่เกิดขึ้นได้ในระดับความสูงที่ไม่เกิน 5 เมตรจากข้อมูลที่ถูกบันทึกไว้โดยพบความเสียหายในระดับเล็กน้อย (minor damage) ในขณะที่อาคารที่เป็นโครงสร้างไม้ (wood frame) และอิฐก่อ (masonry) พบความเสียหายอย่างเต็มรูปแบบในระดับความสูงของสึนามิที่ไหลเข้ากระทบบัอาคารที่ 2 เมตรขึ้นไป หลังจากนี้ได้ทำการสำรวจอาคารที่รอดปลอดภัยที่เป็นระบบโครงสร้างแบบต่างๆและได้แสดงความเร็วของสึนามิและแรงที่เกิดขึ้นต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของอาคารแต่ละประเภทตามตารางที่ 2.5



รูปที่ 2.27 ระดับความเสียหายของอาคารแบบต่างๆเมื่อเทียบกับความสูงของสึนามิที่ไหลเข้ากระทบบัอาคาร ตารางที่ 2.5 ประเภทของอาคาร, ความเร็วในการไหล, และแรงที่เกิดขึ้นต่อของอาคาร (Shuto, 1994)

ประเภทของอาคาร	ความเร็วในการไหล (m / s)	แรงที่เกิดขึ้น (tf / m)
คอนกรีตเสริมเหล็ก	>10.2	>16.9
อิฐก่อ	10.2	16.9
ไม้	4.2	1.06

Pacheco and Robertson (2005) ได้ทำการศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานสึนามิ โดยรูปแบบของอาคารที่แตกต่างกันซึ่งเป็นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตเสี่ยงภัยต่อ

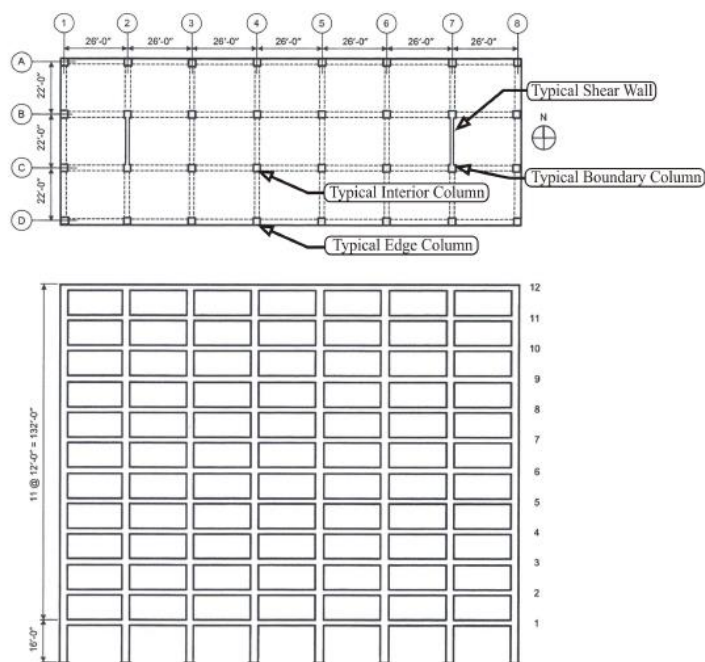
แผ่นดินไหวตาม Seismic and Wind Design of Concrete Building by Ghosh and Fanella (2003) โดยอาคารที่ใช้พิจารณามีรายละเอียดการออกแบบตาม International Building Code (IBC 2000) และการออกแบบสำหรับแผ่นดินไหวตาม ASCE 7-98 ซึ่งมีระบบโครงสร้างเป็นแบบโครงต้านแรงดัด (moment-resisting frame) ที่มีความสูง 12 ชั้น มีระบบต้านทานแรงด้านข้างเป็นกำแพงรับแรงเฉือนแบบคู่ (dual shear wall) ในทิศทางเหนือ-ใต้ของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 2.31 โดยแบ่งประเภทของระบบโครงสร้างที่มีรายละเอียดแตกต่างกันในเรื่องของการเสริมเหล็กซึ่งจะส่งผลต่อความเหนียว (ductility) ของโครงสร้างที่แตกต่างกัน 3 รูปแบบ ดังนี้

อาคารที่มีระบบโครงสร้างแบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดาพร้อมกับกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา

อาคารที่มีระบบโครงสร้างแบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวปานกลางพร้อมกับกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา หรือที่เรียกว่าระบบโครงสร้างแบบผสม (dual system)

อาคารที่มีระบบโครงสร้างแบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบพิเศษพร้อมกับกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ หรือที่เรียกว่าระบบโครงสร้างแบบผสม (dual system)

ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่าในทิศทางตะวันออก-ตะวันตกของอาคาร แรงกระทำด้านข้างจะถูกต้านทานโดยพฤติกรรมการดัดของคานและเสาในระบบโครงสร้างแบบที่ 1 และในส่วนของประเมินผลของอาคารจากแรงสึนามิเลือกพิจารณาที่ระดับความลึกในการไหลของสึนามิ (tsunami flow depth) ที่ 3 เมตร โดยตัวอาคารตั้งอยู่เหนือระดับน้ำทะเล 2 เมตร ดังนั้นระดับความลึกของน้ำทั้งหมดจึงเท่ากับ 5 เมตร ซึ่งเท่ากับค่าความลึกสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหตุการณ์สึนามิที่คาบสมุทรอินเดีย ในปี 2004 โดยแยกพิจารณาส่วนโครงสร้างออกเป็นทิศทางเหนือ-ใต้ และ ตะวันออก-ตะวันตก และคำนวณผลของแรงจากสึนามิตามคำแนะนำของ FEMA 2000 ในการหาแรงเฉือนที่แรงที่ฐาน (base shear) แล้วจึงตรวจสอบเสถียรภาพของอาคารโดยการพิจารณาอาคารเป็นแบบ 2 แบบคือ มีและไม่มีกำแพงแบบแตกสลายได้ (breakaway walls)



รูปที่ 2.28 รายละเอียดของโครงสร้างและแปลนของอาคาร (Pacheco and Robertson, 2005) ผลตอบสนองของอาคารในกรณีที่มีกำแพงแบบแตกสลายได้ (breakaway walls) ที่ระดับชั้นต่างๆ ของอาคารพบว่า แรงกระทำจากสึนามิจะกระทำที่ทุกๆ ชั้นส่วนของโครงสร้าง ได้แก่ เสา, คาน, พื้น, และกำแพง โดยแรงที่กระทำในแต่ละส่วนของโครงสร้างถูกรวมกันกับแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำในครั้งเดียวและจุดที่เกิดการกระแทกจุดเดียว เพื่อคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานทั้งหมดของโครงสร้าง ในกรณีที่สึนามิกระทำในทิศทางเหนือ-ใต้ กำแพงรับแรงเฉือนจะเปรียบเสมือนกับเป็นเสาของอาคาร ดังนั้นกำแพงจะขนานกับทิศทางการไหล (flow water) โดยแรงที่เกิดขึ้นจะมาจากการรวมกันของแรงที่กระทำที่เสาและคานที่ได้รับผลกระทบจากการไหลของสึนามิ ในขณะที่ทิศทางตะวันออก-ตะวันตก กำแพงรับแรงเฉือนจะตั้งฉากกับแนวการไหลของน้ำ โดยผลรวมของแรงที่เกิดขึ้นกับกำแพงรับแรงเฉือนจะรวมกับแรงที่เกิดขึ้นในเสาและคาน ที่ระดับความลึกน้ำ 3 เมตรจะส่งผลกระทบต่อเสาบริเวณชั้นล่างและกำแพงรับแรงเฉือน และในส่วนของอาคารที่ไม่มีกำแพงแบบแตกสลายได้พบว่าผลของแรงที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างมีมากกว่า

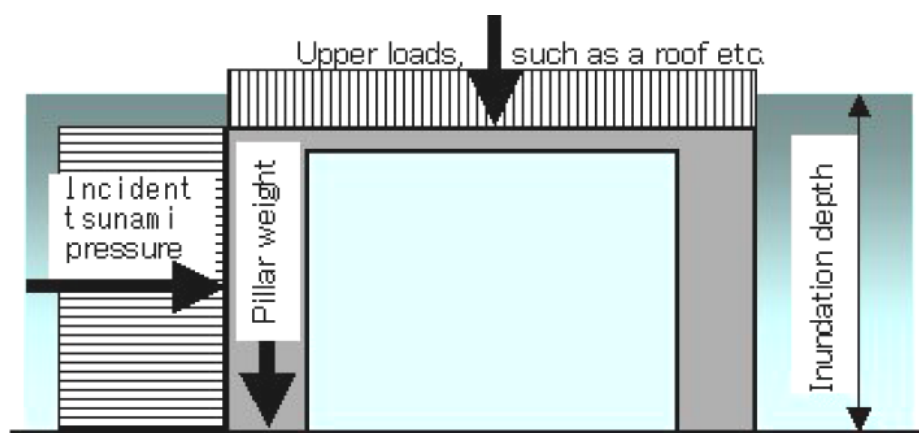
แรงที่เกิดขึ้นต่อเสาของอาคารในงานวิจัยนี้ได้กำหนดให้แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) กระทำในลักษณะเป็นแรงกระจายสม่ำเสมอ (uniform load) จากฐานเสาถึงระดับบนสุดของความลึกในการไหลของสึนามิ ในส่วนของแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) กระทำเพิ่มเติมที่ระดับสูงสุดของความลึกสึนามิโดย น้ำหนัก, ความเร็ว, และระยะเวลาในการชน อ้างอิงตาม FEMA 2000

ในส่วนองแรงที่กระทำต่อกำแพงรับแรงเฉือน คำนวณจากแรงที่กระทำตั้งฉากกับตัวกำแพงซึ่งประกอบไปด้วย แรงอุทกพลวัต, แรงกระแทกจากน้ำ (แรงอุทกสถิต), แรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่ระดับสูงสุดของความลึกในการไหลของสึนามิ ภายหลังจากการพิจารณาถึงผลที่เกิดขึ้นสามารถกล่าวได้ว่า ระบบโครงสร้างของอาคารแบบ โครงต้านแรงคัต หรือระบบแบบผสม สามารถที่จะต้านทานแรงจากสึนามิได้ โดยการวิบัติของเสาจะเกิดขึ้นอันเนื่องมาจากผลของแรงเฉือน ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนจะวิบัติในกรณีที่กำลังฉากกับทิศทางการไหลของน้ำ (ทิศตะวันออก-ตะวันตก) ซึ่งจะส่งผลให้อาคารวิบัติได้ และได้แนะนำว่าให้ใช้ กำแพงแบบ bearing wall ที่มีลักษณะเป็นกำแพงแบบบาง (thin wall) สำหรับรับแรงในแนวตั้งร่วมกับแรงด้านข้างนั้นไม่เหมาะสมในกรณีที่จะออกแบบเพื่อต้านทานแรงจากสึนามิได้ โดยได้เสนอว่ากำแพงที่อยู่ในระดับชั้นล่างๆของอาคารควรออกแบบเป็นกำแพงที่แตกสลายได้ (breakaway walls) และควรมีช่องเปิดที่บริเวณชั้นล่างสุดของอาคาร และสุดท้ายการออกแบบสำหรับต้านทานแผ่นดินไหวเพียงอย่างเดียวไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงจากสึนามิได้

Yeah et al. (2005) ได้เสนอคำแนะนำเกี่ยวกับการออกแบบอาคารสำหรับต้านทานสึนามิในลักษณะแบบอาคารที่พักอาศัยที่ปลอดภัย (shelter) ว่าต้องสามารถต้านทานการวิบัติของโครงสร้างและฐานรากจากแรงแผ่นดินไหวซึ่งจะเป็นเหตุนำไปสู่การเกิดสึนามิ โดยตัวอาคารจะต้องมีพื้นที่เพียงพอสำหรับผู้อพยพในกรณีเกิดน้ำท่วม โดยได้เสนอแนะว่าอาคารที่ใช้ควรเป็นแบบอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหรือโครงสร้างเหล็ก โดยส่วนที่สำคัญที่พิจารณาอันดับแรกคือ ระดับความลึกที่ไหลเข้าสู่ชายฝั่งของสึนามิ (tsunami runup zone) หลังจากนั้นจึงพิจารณาถึงส่วนของแรงกระทำที่สำคัญคือแรงอุทกพลวัต และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ ซึ่งทั้งสองแรงนี้จะส่งผลต่อโครงสร้างมากที่สุด ซึ่งอ้างอิงจาก ความลึกในการไหล (flow depth) และความเร็วในการไหล (velocity)

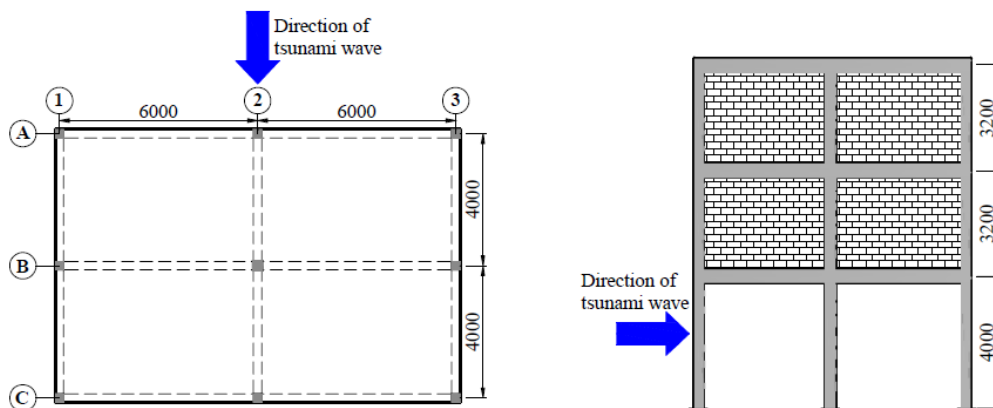
Yamamoto et al. (2006) ได้ทำการสำรวจถึงสถานการณ์ภัยพิบัติบริเวณชายฝั่งทางทิศตะวันตกของประเทศไทยและชายฝั่งทางตอนใต้ของประเทศศรีลังกาที่ได้รับความเสียหายอันเนื่องมาจากเหตุการณ์สึนามิที่คาบสมุทรมินเดียในปี 2004 ซึ่งส่งผลกระทบต่อกลไกการวิบัติของโครงสร้าง โดยพบว่าในกรณีที่ระดับความลึกของสึนามิ (inundation depth) ตั้งแต่ระดับพื้นดินจนถึง 2 เมตรขึ้นไป และคลื่นไหลพัดเข้าสู่ชายฝั่งเป็นระยะกว่า 100 เมตร ส่งผลให้อาคารที่ก่อสร้างด้วยกำแพงอิฐก่อ (masonry) ที่มีความหนาเท่ากับหรือน้อยกว่า 30 เซนติเมตร เกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติได้ โดยในการหาเสถียรภาพของอาคารสามารถประเมินได้โดยการคำนวณความเค้น (stress) อย่างง่ายโดย

การสมมุติโดยใช้แบบจำลอง gate-type Rahmen model ที่มีความสูง 3 เมตรและมีระยะระหว่างเสาที่รองรับ (pillar) 5 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.32 เพื่อจำลองโครงสร้างของอาคารที่อยู่บริเวณในหรือนอกชายฝั่ง และสมมุติว่าความดันจากสึนามิ (tsunami pressure) กระทำที่บริเวณผนัง (sea-side wall) ของอาคารแล้วทำการคำนวณความดันพลศาสตร์ (dynamic pressure) ตามสมการที่เสนอโดย Iizuka and Matsutomi (2000) ซึ่งแสดงตามสมการที่ 2-7 ในส่วนของเสถียรภาพของกำแพงหรือโครงสร้างนั้นพิจารณาจากความดันที่เกิดขึ้นเนื่องจากคลื่นสึนามิที่ไหลกระทบโครงสร้าง โดยระดับความลึกที่ปลอดภัยต่อโครงสร้างสามารถพิจารณาจากสมมูลของ แรงดันจากสึนามิที่เกิดขึ้น, แรงดันสถิตของน้ำ, แรงดันดินแบบ (passive earth pressure), และน้ำหนักของตัวกำแพง



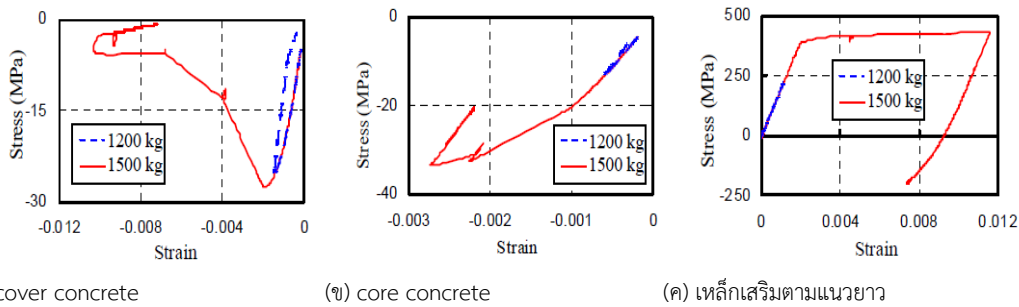
รูปที่ 2.29 แบบจำลองอาคารของ gate-type Rahmen model (Yamamoto et al., 2006)

Madurapperuma and Wijeyewickrema (2008) ได้ทำการศึกษาถึงผลตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กอันเนื่องมาจากแรงกระแทกจากเรือและคอนเทนเนอร์ที่ไหลมากับน้ำเนื่องจากสึนามิ โดยอาคารที่ใช้เป็นอาคารโรงเรียนที่มีความสูง 3 ชั้น ตั้งอยู่ในบริเวณที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวและสึนามิ โดยลักษณะของอาคารบริเวณชั้นล่างสุดเปิดโล่งยอมให้น้ำไหลผ่านดังแสดงในรูปที่ 2.33 โดยแยกพิจารณาโดยใช้ระบบโครงสร้างที่แตกต่างกัน 2 แบบคือ แบบโครงต้านแรงดัดแบบธรรมดา (ordinary moment frame) และแบบโครงต้านแรงดัดแบบพิเศษ (special moment frame) และทำการวิเคราะห์หาผลตอบสนองแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น โดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์แบบไม่ต่อเนื่อง (fiber-base discretization model) จากโปรแกรม OpenSEEs (2006) โดยแบบจำลองชิ้นส่วนของเสาและคานเป็นแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear beam column element) ซึ่งมีการกระจายตัวของ plasticity แบบ force-base element ร่วมกับหน้าตัดไฟเบอร์ โดยการแบ่งเป็นจำนวนชิ้นส่วนย่อยตามหลักของแบบจำลองไฟเบอร์ เพื่อศึกษาถึงพฤติกรรมของเสาในบริเวณที่ถูกการกระแทก



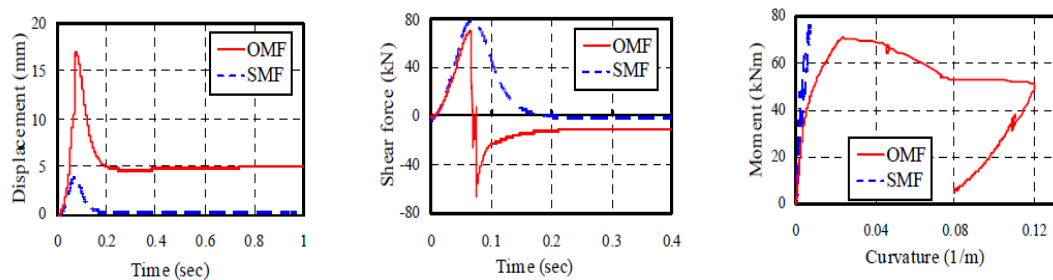
รูปที่ 2.30 มิติของอาคารที่ใช้และทิศทางการไหลของสึนามิ (Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2008)

โดยในการประเมินผลของแรงสึนามินั้นพิจารณาจากแรงกระทำที่เด่นชัดสำคัญได้แก่ แรงอุทกพลวัต และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ ซึ่งในส่วนของแรงกระแทกนั้นประเมินผลภายใต้หลักการของแรงกระแทกที่สัมพันธ์กับเวลา (impact force – time history) โดยยึดตามทฤษฎีของการดลและโมเมนตัม (impulse-momentum approach) ซึ่งเท่ากับการเปลี่ยนแปลงในรูปของโมเมนตัมแบบเส้นตรง (linear momentum) ของตัววัตถุที่ไหลมาชนและการดลที่กระทำต่อตัวโครงสร้างตามที่แสดงตามสมการที่ 2-23 โดยทำการสมมติว่าความเร็วของวัตถุที่เข้าชนก่อนเกิดการชนหรือกระแทกเท่ากับความเร็วการไหลของสึนามิ (tsunami flow velocity) โดยที่ผลของโมเมนตัมหลังจากเกิดการชนเท่ากับศูนย์ ในขณะที่แรงกระแทกที่สัมพันธ์กับเวลา สำหรับการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์สมมติให้เป็นลักษณะสามเหลี่ยม (triangular shape) และมีระยะเวลาในการกระแทก (impact duration) เท่ากับ 0.1 วินาที ตามคำแนะนำของ CCH (2000) โดยในการคำนวณถึงแรงกระแทกสูงสุดที่เกิดขึ้น พิจารณาโดยที่แรงกระแทกกระทำในลักษณะเป็นแรงแบบจุด (point load) ส่วนแรงอุทกพลวัตจะกระทำที่เสาของอาคาร (ซึ่งเป็นเสาชั้นล่าง) โดยกระทำในลักษณะเป็นแรงกระทำแบบสม่ำเสมอ (uniform load) อ้างอิงจากระดับน้ำท่วมจากสึนามิ (tsunami flood level) ซึ่งผลตอบสนองที่เกิดขึ้นที่บริเวณเสาชั้นแรกของอาคารภายใต้แรงกระแทก พบว่าผลพฤติกรรมของความเค้น-ความเครียดของเสาในส่วนที่เป็นคอนกรีตบริเวณที่เกิดแรงอัดของหน้าตัดไฟเบอร์ด้านนอก (cover concrete at extreme fiber), ส่วนด้านใน (core concrete), และแรงดึงในเหล็กเสริมตามยาว แสดงตามรูปที่ 2.34 และระยะการเคลื่อนตัวของอาคาร (displacement), แรงเฉือน, และโมเมนต์ดัดของอาคารแบบโครงสร้างแรงดัดแบบธรรมดาและแบบพิเศษแสดงตามรูปที่ 2.35



รูปที่ 2.0.31 ความเค้นและความเครียดของเสาในโครงสร้างแรงดัดแบบธรรมดา

(Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2008)



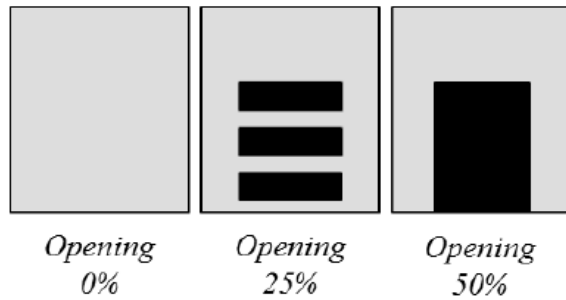
รูปที่ 2.32 ผลตอบสนองของเสาเนื่องจากแรงกระทำจากเรือขนาด 1500 กก.

(Madurapperuma and Wijeyewickrema, 2008)

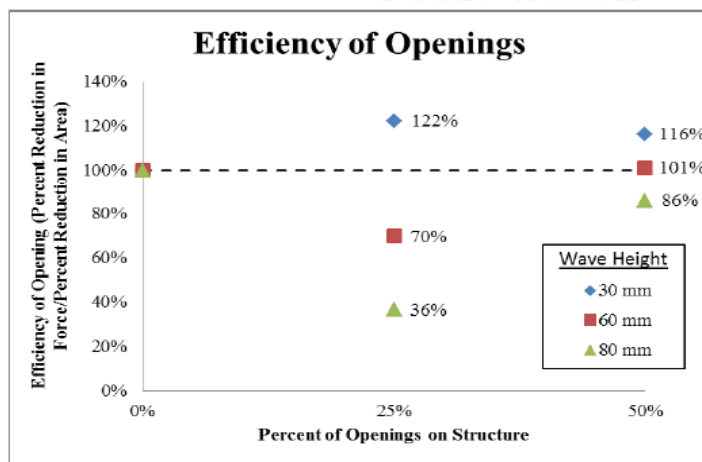
จากผลการวิเคราะห์ชี้ให้เห็นว่าระบบโครงสร้างแบบโครงสร้างแรงดัดแบบพิเศษ สามารถต้านทานแรงกระทำ โดยปราศจากการสูญเสียกำลังภายใต้แรงกระทำจากทั้งเรือและคอนเทนเนอร์ นอกเหนือไปจากการให้กำลังในการต้านทานแผ่นดินไหวที่สูงกว่าโครงสร้างดัดแบบปกติ และในบริเวณที่มีความเสี่ยงมีโครงสร้างดัดแบบพิเศษจะให้กำลังต้านทานอันเนื่องมาจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำได้ดีกว่าด้วยเช่นกัน ซึ่งพบว่าการกระทำที่เกิดขึ้นที่เสาที่ระดับ 2.0 เมตรเหนือระดับพื้นดิน นั้นรุนแรงมากกว่าที่ระดับ 2.5 เมตรจากระดับพื้นดิน โดยแนวความคิดของแบบจำลองนี้สามารถนำไปเป็นแนวทางในการสร้างอาคารอพยพ (evacuation building) โดยลักษณะอาคารเปิดโล่งที่ชั้นล่าง ดังนั้นจะพบว่าการวิบัติเนื่องจากแรงกระทำจะเกิดที่บริเวณเสาชั้นแรกอย่างมาก ดังนั้นเพื่อหลีกเลี่ยงการวิบัติในเสาชั้นถัดๆไป จึงควรมีการป้องกันในบริเวณเสาชั้นล่างของอาคาร โดยการใช้แนวความคิดของการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำโดยใช้อุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (energy absorption)

Lukkunaprasit et al. (2008) ได้ทำการศึกษาโดยทำการทดสอบกับแบบจำลองขนาดอัตราส่วน 1:100 (small-scale testing) โดยจำลองความลาดชันตื้นน้ำ (mild slope) เท่ากับ 0.5 องศา เพื่อให้สอดคล้องกับชายหาดบริเวณจังหวัดภูเก็ต ประเทศไทย กับอาคารรูปทรงสี่เหลี่ยมที่มีขนาดของ

ช่องเปิดแบบ 0%, 25%, และ 50% ดังแสดงในรูปที่ 2.36 แล้วจึงทำการเปรียบเทียบถึงอัตราการลดลงของแรงกระทำทั้งหมดจากสึนามิเมื่ออัตราส่วนของช่องเปิดเพิ่มขึ้น โดยแรงที่เกิดจะถูกสมมุติให้เป็นสัดส่วนกับพื้นที่ตั้งฉากกับการไหล ซึ่งพบว่าเมื่อช่องเปิดมีอัตราส่วนที่เพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้แรงสึนามิที่กระทำกับอาคารลดลงตามลำดับเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่ปราศจากช่องเปิด ดังแสดงในรูปที่ 2.37



รูปที่ 2.33 อัตราส่วนของช่องเปิดของอาคารรูปทรงสี่เหลี่ยมในการทดสอบของ Lukkunaprasit et al. (2008)

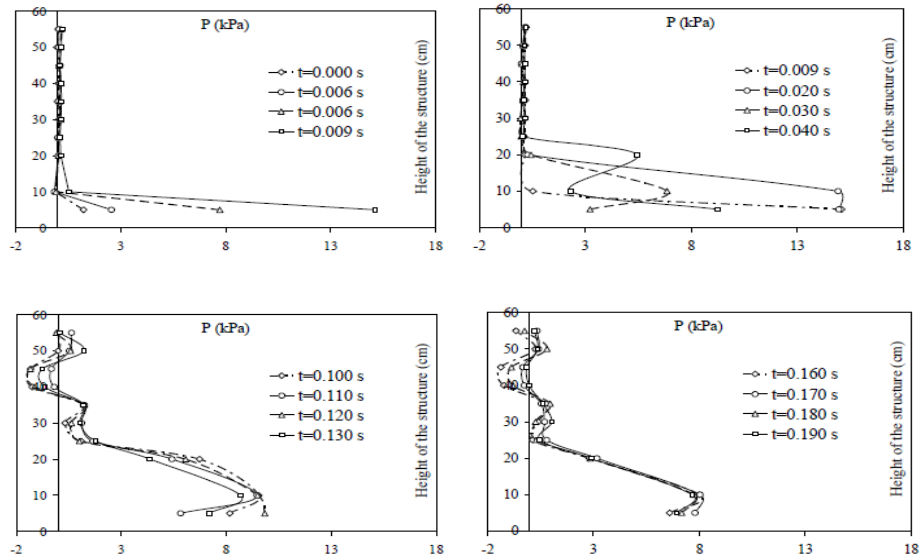


รูปที่ 2.34 ผลของช่องเปิดที่มีต่อแรงที่เกิดขึ้นกับอาคาร (Lukkunaprasit et al., 2008)

Mikhaylov and Robertson (2009) ได้ทำการประเมินถึงประสิทธิภาพของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ โดยใช้อาคารที่อยู่อาศัยและสำนักงานที่มีความสูง 12 ชั้น ระบบโครงสร้างแบบโครงต้านแรงดัดแบบพิเศษ (special moment frame) ที่ออกแบบตามมาตรฐาน IBC (2006) โดยแบ่งเป็น 3 อาคารซึ่งตั้งอยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งขึ้นอยู่กัลักษณะชั้นดินที่แตกต่างกัน 3 แบบ สำหรับฮาวายและชายฝั่งทางตะวันตกของสหรัฐอเมริกา แล้วทำการประเมินถึงผลของแรงจากสึนามิตามที่เสนอใน FEMA P646 (2008) โดยความถูกต้องของการศึกษานี้จะเกิดขึ้นในกรณีที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก (non-structural elements) เช่น ผนังที่สร้างขึ้นเพื่อตกแต่ง (architectural walls) และหน้าต่าง (windows) พังทลายและไม่ส่งผลกระทบต่อแรงกระทำสึนามิที่

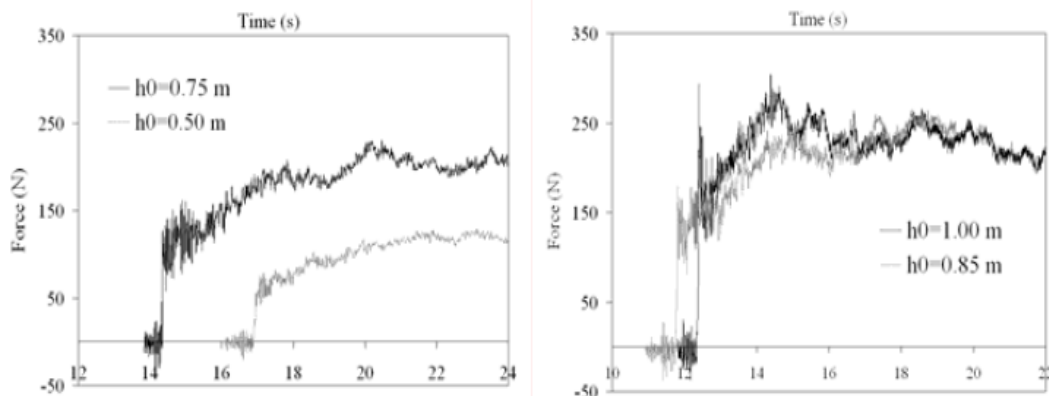
กระทำต่อส่วนโครงสร้างหลัก (structural element) ซึ่งภายหลังจากการประเมินแล้วพบว่า อาคารที่มีความสูง 12 ชั้นที่ใช้ในการศึกษานี้มีความปลอดภัยต่อแรงกระทำจากสึนามิ และสามารถใช้เป็นอาคารอพยพในแนวตั้ง (vertical evacuation) ได้ ในส่วนของการออกแบบสำหรับแรงสึนามิที่เกิดขึ้นในอาคารที่ใช้ศึกษานี้จะเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมและปริมาตรคอนกรีตที่ไม่เกินกว่า 8% และ 3% ตามลำดับ และในส่วนของแรงกระทำของสึนามิที่กระทำต่อกำแพงของโครงสร้าง (structural wall) ส่งผลให้เกิดแรงเฉือนนอกระนาบ (out-of-plane shear) จึงมีความจำเป็นต้องมีการเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มเติมในรูปแบบของการใช้สลักเกลียวที่ส่วนบน (head studs) หรืออีกทางหนึ่งคือเพิ่มความหนาหรือขนาดของกำแพง สำหรับระบบโครงสร้างต้านแรงดัดแบบพิเศษที่ออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว ไม่มีความจำเป็นต้องออกแบบเพิ่มเติมสำหรับต้านทานแรงสึนามิภายใต้ของความเร็วในการไหลของสึนามิ (tsunami flow velocity) ในการศึกษาครั้งนี้ และผลของแรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) เช่น ตู้คอนเทนเนอร์ที่ไหลมากระแทกกับเสาของอาคารส่งผลให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกินกว่ากำลังต้านทานของเสา ดังนั้นจึงควรมีการออกแบบเพื่อป้องกันการวิบัติในส่วนของเสาอันเนื่องมาจากแรงกระแทกด้วย

Nouri et al. (2009) ได้ทำการทดสอบถึงผลตอบสนองแบบพลศาสตร์ (dynamic response) ของโครงสร้างเนื่องจากแรงและความดันจากแบบจำลองการไหลแบบปั่นป่วน (turbulent bore) ซึ่งก่อให้เกิดคลื่นสึนามิ ที่กระทำต่อโครงสร้างที่ใช้แบบจำลองที่ทำจาก PVC เป็นแบบทรงกลม (circular structure) ผิวโค้งที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.32 เมตร โดยจากผลการทดสอบเมื่อคลื่นน้ำ (bore) กระแทกกับตัวโครงสร้างในแต่ละช่วงเวลาจนในที่สุด เมื่อคลื่นน้ำที่กระแทกมีลักษณะไหลแบบกึ่งคงที่ (semi-steady condition) การกระจายตัวความแรงดันยังคงมีความคงที่ที่จุดที่เกิดแรงดันสูงสุด ที่ตำแหน่งโดยความสูงประมาณ 40% ของความสูงของคลื่นน้ำดังแสดงตามรูปที่ 2.38



รูปที่ 2.35 รูปแบบของแรงดันในแต่ละช่วงเวลาที่กระทำต่อแบบจำลองโครงสร้างทรงกลม (Nouri et al., 2009)

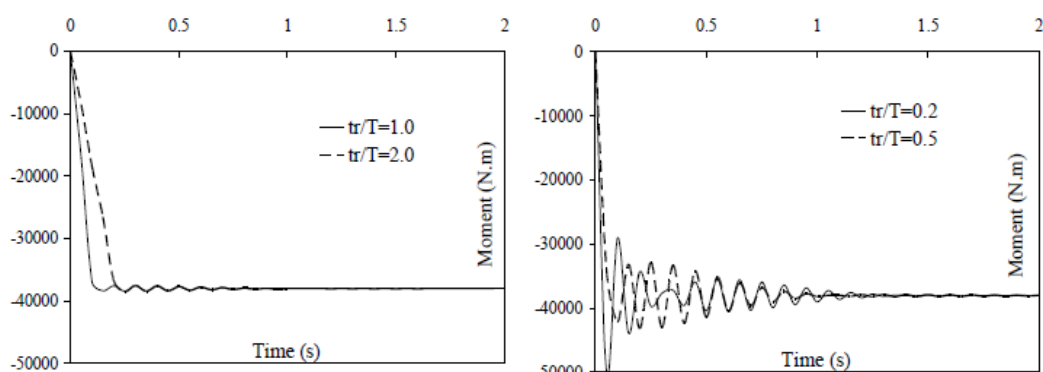
โดยแรงที่เกิดขึ้นทั้งหมดบนแบบจำลองโครงสร้างทรงกลมในทิศทางการไหลถูกตรวจวัดโดยใช้ dynamometer ซึ่งความสัมพันธ์ของแรงกับประวัติเวลา (time-history force) ที่แต่ละระดับความลึกของน้ำแสดงตามรูปที่ 2.39 พบว่าแรงเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามเวลาจนกระทั่งคงที่เมื่อการไหลของน้ำเข้าสู่สภาวะกึ่งคงที่ ที่ระดับความลึก 1.0 เมตร โดยผลตอบแทนทางพลศาสตร์ของแบบจำลองทรงกลมคำนวณโดยการถอดค่าโดยใช้การแปลงฟูเรียร์ (fourier transform) ของผลตอบแทนซึ่งเป็นแบบคลื่นฮาร์โมนิก



รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ของแรงและเวลาที่กระทำต่อโครงสร้าง (Nouri et al., 2009)

โดยเมื่อพิจารณาถึงโมเมนต์ที่ฐาน (base moment) โดยใช้แบบจำลองของ gate-type Rahmen model ตามที่เสนอในงานวิจัยของ Yamamoto et al. (2006) พบว่าผลของโมเมนต์ที่เกิดขึ้นที่ฐานของเสา (sea-side pillar) ที่ได้จากการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์สำหรับกรณีที่มีความแตกต่างกันของอัตราส่วน t_r / T (t_r คือแรงที่เพิ่มขึ้นตามเวลา, T คือ คาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง)

ตามรูปที่ 2.40 ซึ่งแสดงให้เห็นว่ากรณีที่ $t_r / T < 1.0$ ผลตอบสนองเป็นไปในทางการตอบสนองแบบคงที่ (static response) และพบว่าผลของโมเมนต์เพิ่มขึ้น 25% ในกรณีที่ $t_r / T = 0.2$ เนื่องมาจากผลทางพลศาสตร์ โดยผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นไม่รวมผลของแรงกระทำด้านบนตามแบบจำลองของ gate-type Rahmen model



รูปที่ 2.37 การเปลี่ยนแปลงของโมเมนต์ที่ฐานของเสา (sea-side pillar) อันเนื่องมาจากอัตราส่วนของแรงที่เกิดขึ้นตามเวลา/คาบการสั่นตามธรรมชาติ (Nouri et al., 2009)

Robertson and Chock (2012) ได้ทำการศึกษาถึงสาเหตุของการวิบัติของอาคารที่ได้รับผลกระทบจากสึนามิในเหตุการณ์สึนามิที่ประเทศชิลี ในปี 2010 โดยทำการประเมินถึงระดับน้ำสูงสุดที่ไหลเข้าสู่ชายฝั่ง (maximum run-up) เพื่อประเมินถึงระดับน้ำท่วมจากสึนามิ (inundation depth) และแรงที่เกิดขึ้นจากสึนามิ โดยทางคณะผู้ศึกษาได้ประเมินถึงแรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) ที่เกิดขึ้นซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติและทำการประมาณถึงความเร็วในการไหล (flow velocity) ที่ต่ำที่สุดในเหตุการณ์ที่สึนามิไหลเข้าสู่บริเวณพื้นที่ชายฝั่ง ซึ่งพบว่ามีความเร็วเกินกว่า 3.2-4.3 เมตรต่อวินาที โดยจากการอาศัยข้อมูลจากความเสียหายของอาคารและสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่ในบริเวณโดยรอบ หลังจากนั้นจึงทำการประเมินผลของแรงอุทกพลวัตตามข้อเสนอแนะของ FEMA P646 (2008) โดยความเสียหายโดยรวมของบริเวณของสิ่งก่อสร้างในบริเวณเนื่องจากสึนามิและวัตถุที่ไหลมากับน้ำแสดงตามรูปที่ 2.41



รูปที่ 2.38 ความเสียหายบริเวณอ่าว Talchuan เนื่องจากสึนามิและวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris) เช่น

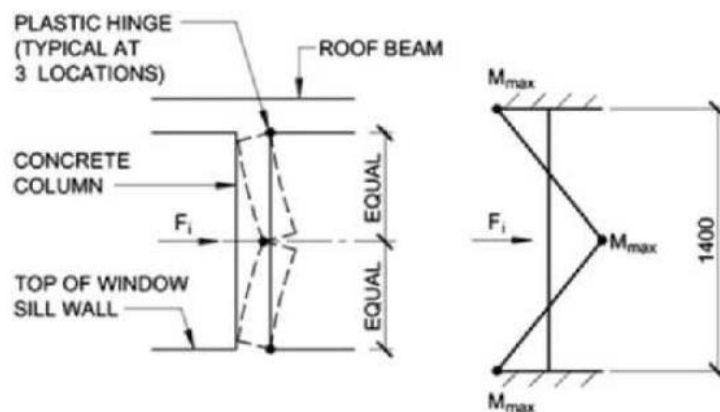
ตู้คอนเทนเนอร์ (Robertson and Chock, 2012)

โดยในส่วนของการประเมินถึงแรงอุทกพลวัตที่เกิดขึ้นตาม FEMA P646 (2008) นั้นพบว่าให้ค่าที่ต่ำกว่าแรงที่เกิดขึ้นจริงในเหตุการณ์นี้ อันเนื่องมาจากในในการคำนวณแรงตามที่เสนอโดย FEMA P646 นั้นในการคำนวณหาโมเมนตัมของการไหล (momentum flux) อ้างอิงโดยใช้การไหลแบบหนึ่งมิติ (one-dimensional flow) บนชายฝั่งที่มีความลาดชันคงที่และปราศจากความฝืด (frictionless) ซึ่งไม่สอดคล้องกับสภาพการไหลแบบซับซ้อน (complex flow) ที่เกิดขึ้นในเหตุการณ์จริงที่บริเวณอ่าว Talchuan ประเทศชิลี

และในการประเมินถึงแรงกระแทกที่เกิดขึ้นเนื่องจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris impact force) เช่น ตู้คอนเทนเนอร์ ที่เกิดที่บริเวณเสาคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารนั้นแสดงตามรูปที่ 2.42 ซึ่งเป็นผลอันเนื่องมาจากการแตกหักเนื่องจากการดัดโค้ง (flexural rupture) และการวิบัติของฐานราก (footing) ที่ฐานของเสา โดยในการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรงกระทำที่มากกระทำของเสานั้น ทำได้โดยการสมมติว่าคอนเทนเนอร์ไหลเข้ากระทำที่บริเวณกึ่งกลาง (mid length) ของเสาที่สมมติความยาวเท่ากับ L แล้วใช้กลไกของการเกิดพฤติกรรมแบบข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางและปลายทั้งสองข้างของเสา ดังแสดงในรูปที่ 2.43 เพื่อประเมินหาแรงกระทำสูงสุดที่เสาจะรับได้เมื่อพิจารณาจากโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางของเสา โดยกำลังต้านทานโมเมนต์ของเสาขึ้นอยู่กับหน้าตัด, รายละเอียดการเสริมเหล็ก, และคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่อยู่เสานั้นเอง



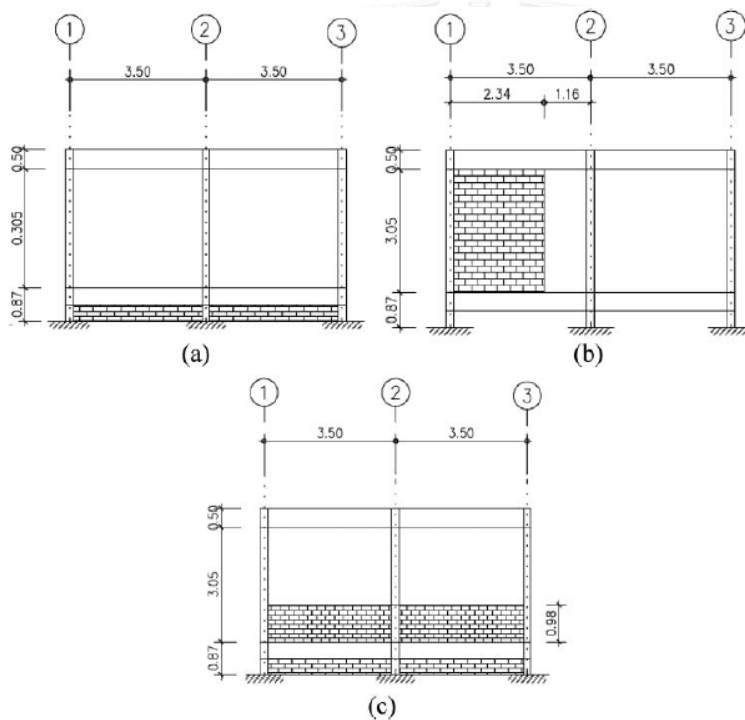
รูปที่ 2.39 การวิบัติของเสาอาคารที่บริเวณต่างๆ (Robertson and Chock, 2012)



รูปที่ 2.40 การสมมุติกลไกการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (Robertson and Chock, 2012)

โดยในการวิบัติของเสาโครงสร้างเหล็กในอาคารเก็บสินค้า, เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคาร, และเสาไฟฟ้า ในบริเวณอ่าว Talchuan เป็นผลอันเนื่องมาจากการชนของเรือและตู้คอนเทนเนอร์ โดยแรงที่ส่งผลให้โครงสร้างเหล่านี้วิบัติมาจากความเร็วในการไหลเข้าชนโดยตรง (direct strike) ที่ความเร็ว 2 เมตรต่อวินาที ซึ่งในการคำนวณหาแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำตามที่เสนอโดย FEMA P646 (2008) นั้นพบว่าไม่มีความเหมาะสมและควรมีการปรับปรุงแก้ไข ในส่วนของการพิจารณาถึงการคำนวณความน่าจะเป็นของการชนจากตู้คอนเทนเนอร์ที่มีขนาดเฉพาะแตกต่างกันไป โดยอ้างอิงจากการกระจายตัวของการไหล (flow distribution) ของตู้คอนเทนเนอร์ที่อยู่ในบริเวณอ่าว ในช่วงเวลาที่เกิดสึนามิ และในการพิจารณาถึงการออกแบบอาคารอพยพควรมีการป้องกันการวิบัติเนื่องจากแรงกระแทกเนื่องจากวัตถุที่ไหลมาชนด้วย

Foytong et al. (2013) ได้ทำการศึกษาถึงการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้รูปแบบของแรงกระทำสึนามิและผลกระทบของผนังอิฐก่อก่อในการต้านทานแรงสึนามิ โดยใช้แบบจำลอง 3 มิติของอาคารที่มีความสูง 1 ชั้น โดยทำการวิเคราะห์โดยใช้วิธีสถิตแบบไม่เชิงเส้น (non-linear static pushover analysis) แบบควบคุมแรงกระทำ (force control) โดยในส่วนของผนังอิฐก่อก่อพิจารณาแบบจำลองให้เป็นแบบ ค้ำยันแบบแนวทแยง (diagonal struts) โดยใช้ สปริงไม่เชิงเส้นแบบแกนเดียว (uniaxial non-linear spring) และในส่วนของแบบจำลองอาคารใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (fibre model) ในการจำลองการเกิดพฤติกรรมของข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ของเสาและคาน โดยพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของเสาพิจารณาโดยใช้ชิ้นส่วนของสปริงรับแรงเฉือนแบบไม่เชิงเส้น (non-linear shear spring element) สำหรับผลกระทบของผนังอิฐก่อก่อแบ่งเป็น 3 ลักษณะดังแสดงตามรูปที่ 2.44 และการคำนวณหาระยะในการเกิดข้อหมุนพลาสติกคำนวณโดยสมการที่เสนอโดย Paulay and Priestley (1992) ตามสมการที่ 2-38



รูปที่ 2.41 ตำแหน่งของผนังอิฐก่อก่อในอาคารรูปแบบต่างๆ (Foytong et al., 2013)

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (2-38)$$

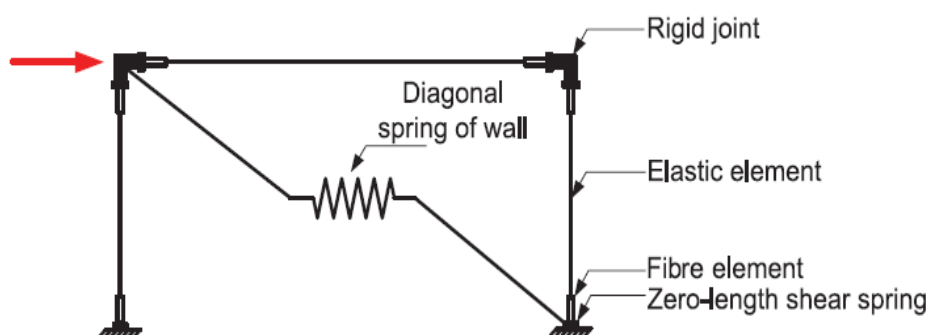
โดยที่

L คือ ระยะจากหน้าตัดวิกฤติ (critical section) ไปยังจุดดัดกลับ (contraflexure) หน่วยเมตร

d_b คือ เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมตามแนวยาว หน่วยเมตร

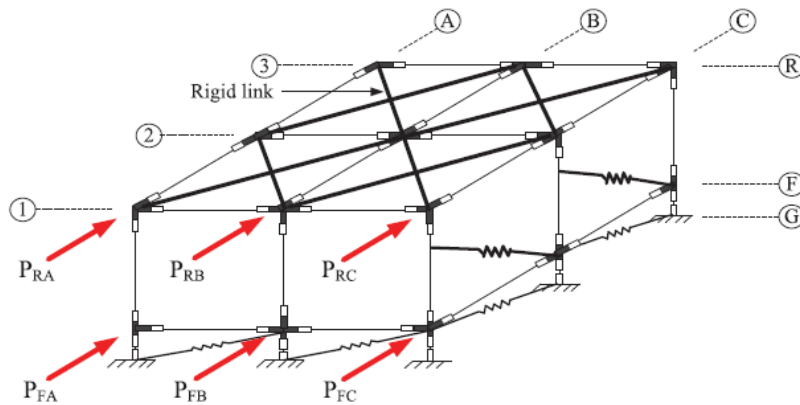
f_y คือ ความเค้นที่จุดครากของเหล็กเสริมตามแนวยาว หน่วยเมกะปาสคาล

ในส่วนของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ (analytical model) ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้แสดงตามรูปที่ 2.45 โดยแยกพิจารณาแบบจำลองโดยศึกษาพฤติกรรมของแต่ละส่วนของวัสดุประกอบด้วย unconfined concrete model, confined concrete model, แบบจำลองเหล็กเสริมตามแนวยาว (longitudinal reinforcement), แบบจำลองสปริงแบบเฉือน (shear spring model), และแบบจำลองของผนังอิฐก่อในระนาบ (in-plane masonry infill models)



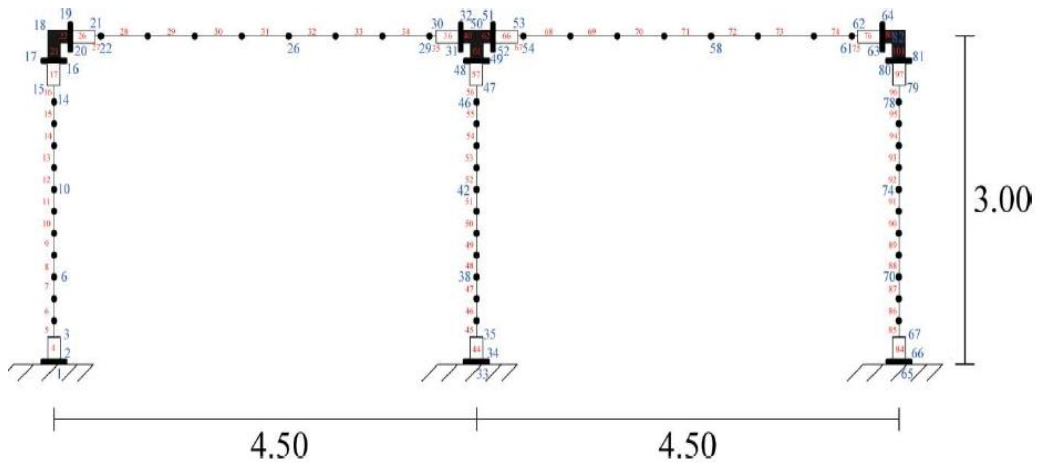
รูปที่ 2.42 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ (Foytong et al., 2013)

ซึ่งจากการพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ โดยให้แรงกระทำที่ 6 จุด ได้แก่ 3 จุดที่บริเวณหลังคา (roof) และอีก 3 จุดที่บริเวณชั้นที่ 1 ดังแสดงตามรูปที่ 2.46 ซึ่งหลังจากการวิเคราะห์ผลพบว่าจากทั้ง 3 รูปแบบของเฟรมที่มีผนังอิฐก่อต่างกันจะเกิดการเสียรูป (deformation) ที่บริเวณเสาชั้นที่ 1 และบริเวณที่เป็นผนัง และผลจากการใช้ผนังอิฐก่อสามารถเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้าง (lateral load) ได้ถึง 3 เท่าเมื่อเทียบกับอาคารที่ปราศจากผนังอิฐก่อ และรูปแบบในการจัดเรียงของผนังอิฐก่อมีผลต่อผลตอบสนองที่เกิดขึ้น โดยพบว่าการวางผนังอิฐก่อที่ตำแหน่งตามแบบเฟรม b ดังแสดงในรูปที่ 2.44 โดยมีพื้นที่ประมาณ 33% ของผนังจะให้กำลังในการต้านทานแรงจากสึนามิได้มากที่สุด และกำลังต้านทานแรงด้านข้างของอาคารนี้ถูกควบคุมโดยการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่บริเวณเสาชั้นแรก



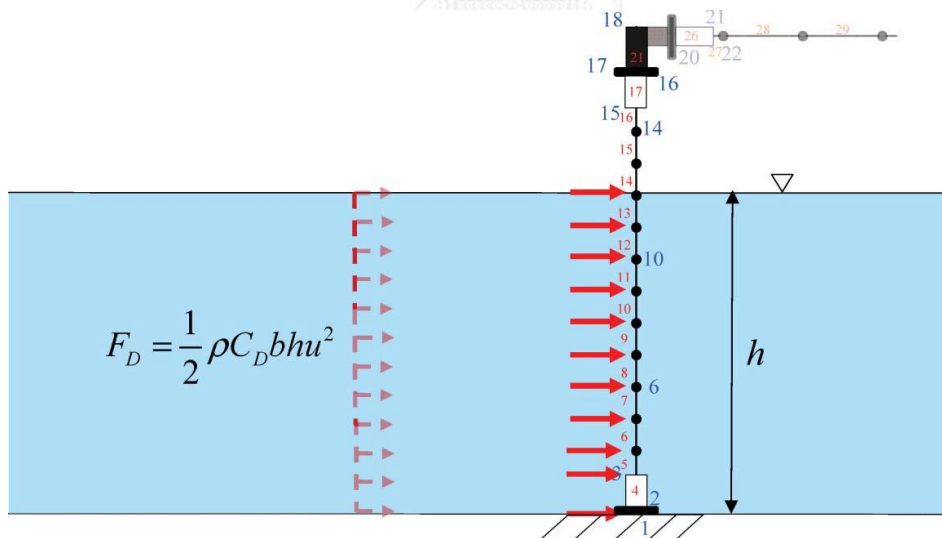
รูปที่ 2.43 แรงที่กระทำที่ตำแหน่งต่างๆของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ (Foytong et al., 2013)

Foytong et al. (2015) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิโดยพิจารณาในส่วนของที่กระทำแบบแรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) ที่เกิดขึ้นในแต่ละระดับความลึกของน้ำท่วม (inundation depth) โดยการเพิ่มของแรงกระทำทางด้านข้างจนโครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยใช้หลักการในการวิเคราะห์และแบบจำลองอาคารเชิงวิเคราะห์ 3 มิติที่มีหน้าตัดไฟเบอร์ (fibre model) ของอาคารที่มีความสูง 1 ชั้น ตามที่กำหนดใน Foytong et al. (2013) โดยใช้อาคารที่มีพื้นที่ 90 ตารางเมตร และมีอัตราส่วนความกว้างต่อความยาวเฉลี่ยเท่ากับ 1.1 โดยความสูงของเสาเท่ากับ 3 เมตร โดยแบบจำลองไฟเบอร์ได้มีการจำลองพฤติกรรมการเกิดข้อหมุนพลาสติกของเสาและคานที่มีการเชื่อมต่อแบบแข็งเกร็ง (rigid joint) และมีระยะของข้อหมุนพลาสติกตามที่เสนอโดย Paulay and Priestley (1992) ตามสมการที่ 2-38 และพฤติกรรมการเกิดแรงเฉือนของเสาและคานพิจารณาโดยใช้แบบจำลองของ สปริงเฉือนแบบไม่เชิงเส้น (non-linear shear spring) ที่ปลายบริเวณปลายของเสาใกล้กับจุดรองรับ โดยกำหนดให้แรงอุทกพลวัตกระทำแบบสม่ำเสมอ (uniform) ต่ออาคาร ในขณะที่ชั้นส่วนของเสาและคานถูกแบ่งตามหลักการของแบบจำลองไฟเบอร์ให้มีความยาวในแต่ละเอลิเมนต์ที่ 0.2 และ 0.5 เมตรตามลำดับ โดยที่ปลายของเสาความยาวของเอลิเมนต์เท่ากับระยะของข้อหมุนพลาสติกที่ 0.24 เมตร โดยมีพฤติกรรมการเกิดข้อหมุนพลาสติกที่ของหน้าตัดไฟเบอร์ โดยแบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์ของเฟรมที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงตามรูปที่ 2.47



รูปที่ 2.44 แบบจำลองของเฟรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Foytong et al., 2015)

และในการวิเคราะห์รูปแบบของแรงกระทำจากสึนามิ (tsunami load pattern) ถูกกำหนดตามระดับความลึกของน้ำและความเร็วในการไหลของสึนามิ (tsunami flow velocity) โดยแรงอุทกพลวัตที่เข้ากระทำในแต่ละเอลิเมนต์ของแบบจำลองไฟเบอร์ถูกกระจายเป็นแรงกระทำแบบจุด (point load) ซึ่งกระทำที่บริเวณพื้นที่รับแรงประสิทธิผล (tributary areas) โดยพิจารณาที่ระดับความลึกของน้ำตั้งแต่ 0.24-3.2 เมตร โดยกระทำจนโครงสร้างเกิดการวิบัติแบบใช้แรงควบคุม (force control) ดังแสดงตามรูปที่ 2.48 โดยที่ระดับความลึกแตกต่างกันส่งผลให้ความเร็วในการไหลต่างกัน



รูปที่ 2.45 การกระจายตัวของแรงกระทำสึนามิที่กระทำต่อแบบจำลองไฟเบอร์ (Foytong et al., 2015)

ซึ่งพบว่าที่ระดับความลึกของน้ำที่ระดับ 0.24-0.6 เมตร ความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้าง (lateral load) ของอาคารถูกควบคุมโดยการวิบัติเนื่องมาจากแรงเฉือน (shear failure) ที่บริเวณมุมของเสาอันเนื่องมาจากกำลังต้านทานแรงเฉือนที่บริเวณมุมของเสานั้นมีค่าน้อยที่สุด และที่ความลึกน้ำระดับ 2.57 เมตรขึ้นไปเปลี่ยนรูปแบบของการวิบัติจากแรงเฉือนเป็นวิบัติอันเนื่องมาจากแรงดัด

(flexural failure) ที่บริเวณตำแหน่งกึ่งกลางของเสา โดยที่ความลึกของน้ำสูงสุดที่ 3.2 เมตร ความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างลดลง 50 % จากความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างที่ควบคุมโดยการวิบัติอันเนื่องมาจากแรงเฉือน และยังพบว่าที่ความเร็วในการไหลที่เท่ากับ $0.7\sqrt{gh} - 2.0\sqrt{gh}$ ที่เสนอตามคำแนะนำมีความเหมาะสมที่ระดับความลึกน้ำที่ 2-2.8 เมตร โดยพบว่าที่ระดับความลึก 3-3.2 เมตร ความเร็วในการไหลที่จุดที่เกิดการวิบัติควรมีค่าน้อยกว่า $0.7\sqrt{gh}$

2.4 การสลายพลังงานจากแรงกระแทกและอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน

ในการสลายพลังงานอันเนื่องมาจากแรงกระแทกอาศัยแนวคิดจากหลักการของความสัมพันธ์จากกฎการอนุรักษ์พลังงาน (law of conservation of energy) โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานจลน์ (kinetic energy) และพลังงานศักย์ (potential energy) ที่เกิดขึ้นจากวัตถุที่ไหลมากระทบกับตัวอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน ภายใต้แนวคิดที่ใช้ในโครงสร้างของท่าจอดเทียบเรือ (berthing structure) ที่ใช้อุปกรณ์ในการดูดซับพลังงานหรือ fender เพื่อป้องกันความเสียหายอันเนื่องมาจากแรงกระแทกโดยยึดติดกับโครงสร้างในตำแหน่งที่ได้รับการกระแทก โดยจากการศึกษาพบว่าได้มีมาตรฐานในการออกแบบและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องดังแสดงต่อไปนี้

BS 6349-4 (1994) ซึ่งเป็นมาตรฐานในการออกแบบที่ใช้ในสหราชอาณาจักรได้ให้คำแนะนำในการออกแบบถึงโครงสร้างที่อยู่ใต้น้ำในชายฝั่งทะเลในเรื่องของการออกแบบระบบ fender ที่ใช้ป้องกันการกระแทก

ในการออกแบบท่าเรือขนาดใหญ่ที่ต้องการป้องกันความเสียหายจากการกระแทกได้มีการนำรูปแบบของการป้องกันการกระแทกจากเรือ โดยใช้ fender ซึ่งให้ผลที่ดีกว่าใช้ไม้ (wood) หรือแผ่นยาง (rubber strip) โดยมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องคือ สถานที่ตั้ง, ระยะห่างจากทะเล, และประเภทของเรือที่มาจอดเทียบ, และความเร็วในการจอดซึ่งล้วนมีผลต่อแรงกระแทกที่เกิดขึ้น

ในภาพรวมของการออกแบบระบบ fender นั้นผลของแรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นและการเสีรูปที่เกิดขึ้นจากการกระแทกของเรือมีความสำคัญ และต้องได้รับการควบคุม

ในส่วนของโครงสร้างของตัว fender ประกอบไปด้วยการรวมกันของวัสดุก่อสร้างต่างๆไป เช่น เหล็ก, คอนกรีต, หรือไม้ ซึ่งเป็นส่วนของเฟรมและในส่วนของพื้นที่สัมผัสการกระแทกเช่น ยางสังเคราะห์ตามธรรมชาติ, ไนลอน, หรือเส้นใยแบบต่างๆ

ในการคำนวณพลังงานที่เกิดขึ้นจากการจอดเทียบ (berthing energy) ที่เกิดขึ้นจากการเคลื่อนตัวของยานพาหนะทางน้ำและมวลอุทกพลวัต (hydrodynamic mass) ที่เกี่ยวข้องที่ก่อให้เกิดพลังงาน

แสดงตามสมการที่ 2-39 โดยได้มีการคำนึงถึงการดูดซับพลังงาน (energy absorption) อันเนื่องมาจากระบบ fender โดยการเพิ่มในส่วนของคุณสมบัติแก้ไขได้แก่ สัมประสิทธิ์ของการเยื้องศูนย์, สัมประสิทธิ์ความอ่อนตัว, และสัมประสิทธิ์ของรูปแบบในการจอดเทียบ

$$E = 0.5C_M M_D (V_B)^2 C_E C_S C_C \quad (2-39)$$

โดยที่

E คือ พลังงานที่เกิดขึ้น หน่วย กิโลนิวตัน-เมตร

C_M คือ สัมประสิทธิ์ของมวลอุทกพลวัต (hydrodynamic mass coefficient)

M_D คือ การเคลื่อนที่ของเรือหลังจากการที่เข้าชน (จอดเทียบ)

V_B คือ ความเร็วในการจอดเทียบ

C_E คือ สัมประสิทธิ์ของการเยื้องศูนย์ (eccentricity coefficient)

C_S คือ สัมประสิทธิ์ความอ่อนตัว (softness coefficient)

C_C คือ สัมประสิทธิ์ของรูปแบบในการจอดเทียบ (berth configuration coefficient)

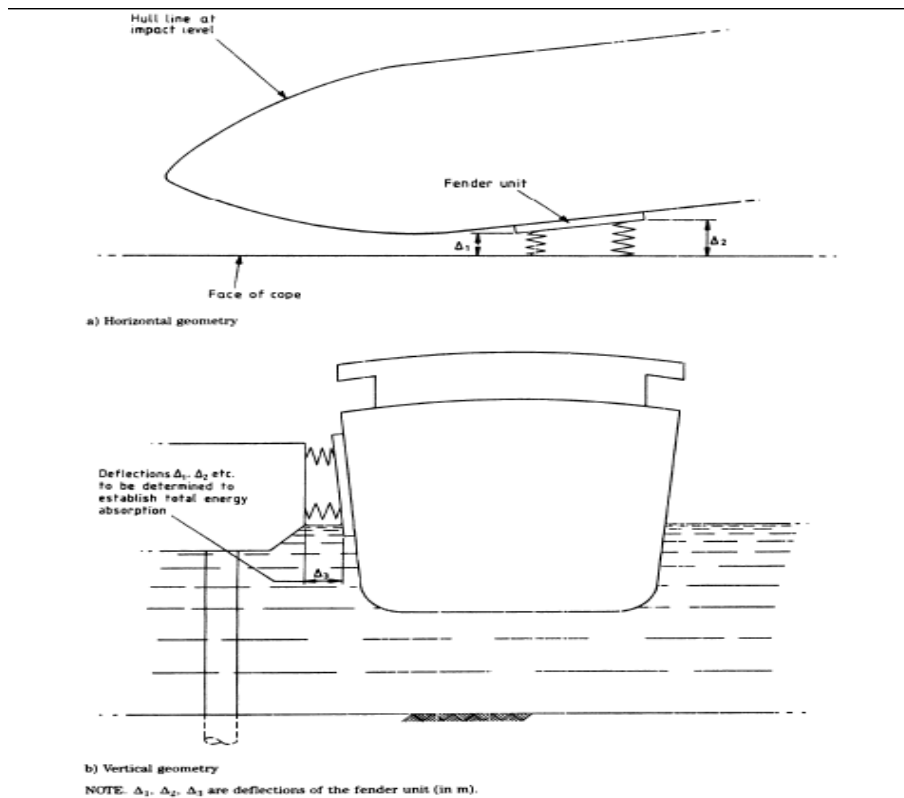
โดย fender ในแต่ละอันจะต้องถูกออกแบบให้สามารถดูดซับพลังงานเนื่องจากการกระแทกจากการจอดเทียบ ซึ่งจุดประสงค์ของแนวคิดการใช้ fender ในการสลายพลังงานประกอบไปด้วย อีลาสโตเมอร์แบบเดี่ยว (single elastomeric or pneumatic unit), เสาเข็มของท่าเรือ (dolphin pile), หรือส่วนในการดูดซับพลังงานอื่นๆ

จำนวนของตัวดูดซับพลังงานที่ควบคู่กันในรูปแบบของการดูดซับพลังงานแบบคอมโพสิต

จำนวนของตัวดูดซับพลังงานที่อยู่ติดกันซึ่งสามารถพิจารณาให้ทำหน้าที่รวมกันที่ตำแหน่งแรกของการเข้าชนของเรือที่มาจอดเทียบ

ซึ่งประเภทของ fender แบบ อีลาสโตเมอร์ (elastomeric unit) จะถูกเลือกนำมาใช้มากที่สุด โดยทำมาจากยางธรรมชาติหรือยางสังเคราะห์ในรูปแบบที่สามารถดูดซับพลังงานจากการกระแทกโดยการเสียรูป (deformation) ของตัวเอง โดยจะถูกยึดติดกับส่วนของโครงสร้างที่มีลักษณะแข็งเกร็ง (rigid structure) เช่น ตอม่อในทะเล, ท่าเรือ, หรือโครงสร้างของเสาเข็มที่มีความสามารถในการดูดซับพลังงานในตัวเองที่ต่ำ โดยแรงปฏิกิริยาในการจอดเทียบ (berthing reaction) มีความสัมพันธ์ในรูปแบบฟังก์ชันของพลังงานที่เกิดขึ้นกับการเสียรูปของตัว fender โดยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการจอดเทียบสามารถเกิดได้โดยที่ แรงดันเนื่องจากการปะทะ (contact pressure) ที่เกิดขึ้นบริเวณลำเรือไม่เกินกว่าขอบเขตที่กำหนด อีกทั้งมีการป้องกันในส่วนที่สัมผัสกันระหว่างลำเรือและโครงสร้างท่าเทียบเรือ หากการกระแทกของเรือและระบบ fender เกิดขึ้นในลักษณะเป็นมุม (angular berthing) จะต้องพิจารณาในส่วนของมุมที่เกิดขึ้นที่ทำให้เกิดแรงในแต่ละ fender, การเสียรูปเนื่องจากการดูดซับ

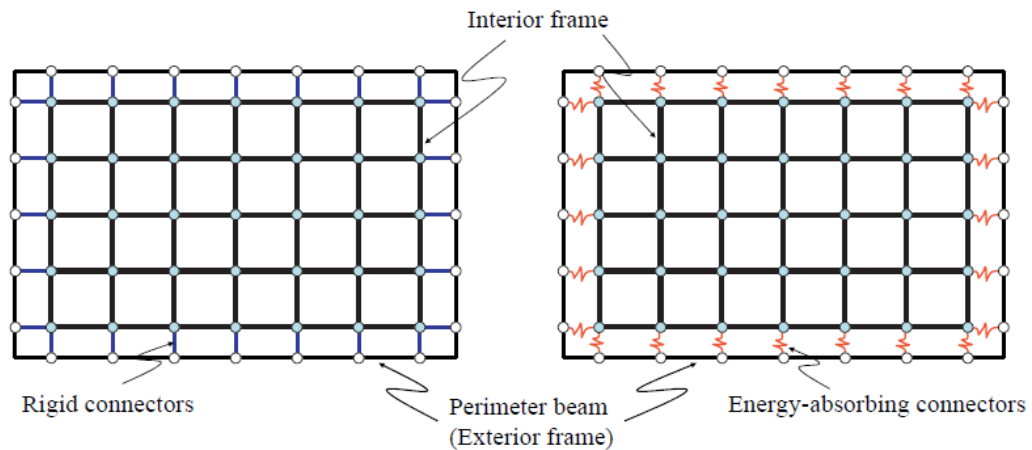
พลังงาน, และระยะ (clearance) ระหว่างลำเรือและโครงสร้างท่าเรือ ซึ่งภาพแสดงการทำงานของเรือที่จอดเทียบและ fender ตามรูปที่ 2.49



รูปที่ 2.46 การจอดเทียบของเรือและลักษณะการทำงานของ fender (BS 6349-4, 1994)

Pimanmas et al. (2010) ได้ทำการแนะนำถึงในเรื่องของการออกแบบอาคารอพยพ (evacuation shelter) เนื่องจากสึนามิออกเป็น 2 ประเภทคือ 1.) อาคารอพยพที่ได้รับผลกระทบจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่มีขนาดเล็กไปจนถึงปานกลาง 2.) อาคารอพยพที่ได้รับผลกระทบจากวัตถุขนาดใหญ่ โดยพิจารณาตามอาคารที่อยู่ในเขตเสี่ยงภัยที่จะรับผลกระทบจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris) โดยจากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่าการใช้แรงกระทำแบบสถิต (static load) ในการกำหนดขนาดของวัตถุที่ไหลมากับน้ำโดยการสมมติให้แรงกระทำต่อโครงสร้างแบบสุ่มที่ตำแหน่งต่างๆตามระดับน้ำท่วม ในขณะที่ปัจจุบันได้อาศัยหลักการของงานและพลังงาน (work-energy principle) ในการสมดุลของพลังงาน จลน์ของการเคลื่อนที่ของมวลขนาดใหญ่ให้เท่ากับงานที่เกิดขึ้น (work done) ผ่านทางอุปกรณ์ดูดซับพลังงานที่ติดตั้งรอบนอกของอาคารในบริเวณชั้นล่างๆของอาคารซึ่งอ้างอิงจากระดับน้ำท่วม โดยได้เสนอแนวทางถึงเรื่องระบบโครงสร้างอาคารทั้ง 2 กรณีว่าต้องประกอบด้วยโครงสร้างหลักภายใน (inner structure) ซึ่งควรออกแบบให้มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกหรืออยู่ในระดับความเสียหายที่ยอมรับได้ และมีโครงสร้างป้องกันที่อยู่รอบนอก (outer protection structure) เพื่อป้องกันโครงสร้างหลักด้านในจากแรงกระแทกของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ

โดยระบบโครงสร้างที่แนะนำให้ใช้ควรเป็นแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหรือโครงสร้างเหล็กที่สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้อย่างเพียงพอโดยในส่วนของความแตกต่างที่เด่นชัดของอาคารอพยพทั้ง 2 ประเภทนี้คือ รูปแบบของการเชื่อมต่อ (connected) ของโครงสร้างป้องกันด้านนอกกับตัวโครงสร้างหลัก ดังแสดงตามรูปที่ 2.50 และสามารถให้คำอธิบายถึงความแตกต่างได้ว่า



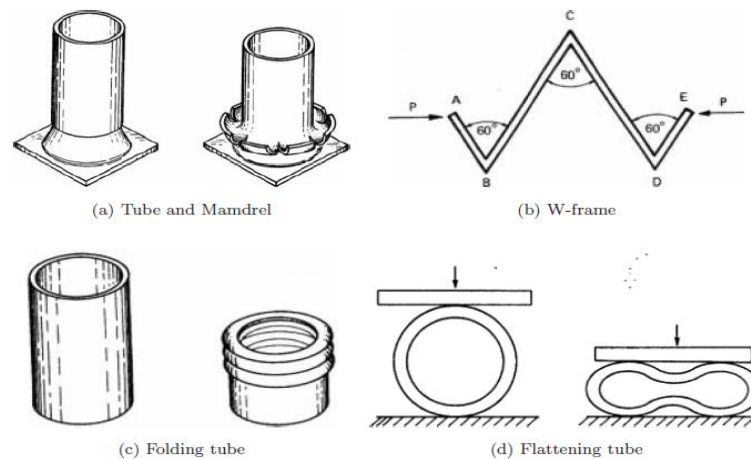
อาคารแบบที่ 1

(ข) อาคารแบบที่ 2

รูปที่ 2.47 รูปแบบของอาคารอพยพที่ใช้ในการต้านทานสึนามิตั้ง 2 แบบ (Pimanmas et al., 2010) อาคารอพยพแบบที่ 1 การเชื่อมต่อกันจะเป็นแบบแข็งเกร็ง (rigid connector) ซึ่งอธิบายได้ว่า โครงสร้างด้านในและด้านนอกของอาคารประเภทนี้มีความแข็งแรงและสามารถต้านทานแรงไปด้วยกัน อาคารอพยพแบบที่ 2 การเชื่อมต่อกันโดยมีอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (energy absorbing connector) ในการดูดซับพลังงานจากการกระแทกโดยการใช้ marine fender ที่ใช้ในโครงสร้างท่าเรือ ซึ่งมีลักษณะดังแสดงตามรูปที่ 2.51 และ 2.52



รูปที่ 2.48 อุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (marine fender) ในโครงสร้างท่าเรือ (Pimanmas et al., 2010)



รูปที่ 2.49 อุปกรณ์ดูดซับพลังงานแบบ metallic (Pimanmas et al., 2010)

โดยที่ขนาดของอาคารที่ใช้เป็นอาคารอพยพต้องสอดคล้องกับจำนวนประชากรที่อาศัยอยู่ในบริเวณนั้นๆ และรูปทรงของอาคารที่ใช้ต้องเป็นแบบสม่ำเสมอ (regularity shape) ประกอบกับกำแพงแบบ breakaway wall ซึ่งยอมให้น้ำไหลผ่านได้ง่าย และสามารถเพิ่มกำลังในการต้านทานแรงด้านข้างและความแข็ง (rigidity) ของอาคารโดยใช้ กำแพงรับแรงเฉือน (shear wall) โดยขนาดของเสาในส่วนที่เป็นโครงสร้างป้องกันด้านนอกต้องมีขนาดใหญ่และมีระยะห่างระหว่างเสา (spacing) ที่น้อยเพื่อป้องกันวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่มีขนาดเล็ก และในการสลายพลังงานจากการกระแทกสำหรับวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่มีขนาดใหญ่ (large debris impact) ใช้หลักการของงานและพลังงานโดยการคำนวณหาพลังงานจลน์ (kinetic energy, KE) ที่เกิดขึ้นต้องมีค่าเท่ากับพลังงานศักย์ที่ถูกดูดซับโดย fender ดังแสดงตามสมการที่ 2-40

$$KE = W$$

$$\frac{1}{2}mv^2 = \int f(x)dx \quad (2-40)$$

โดยที่

m คือ มวลของวัตถุที่ไหลมากับน้ำ

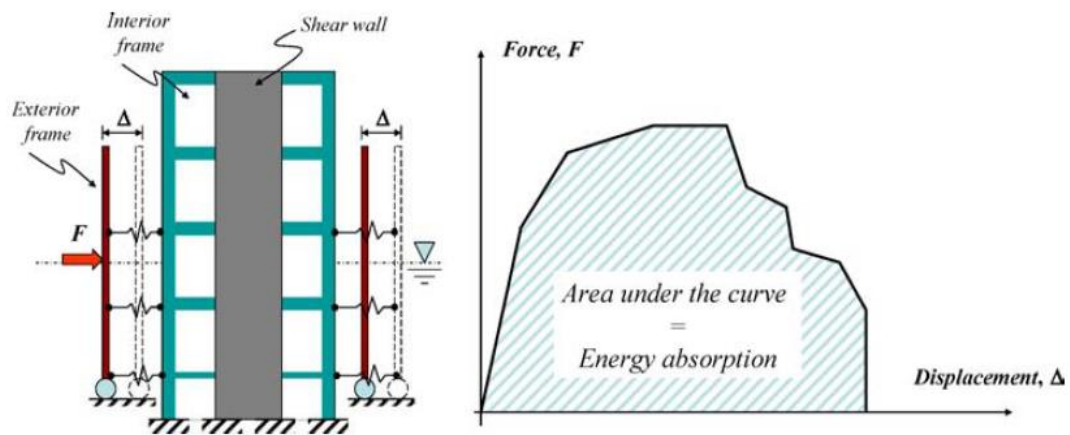
v คือ ความเร็วในการไหล

$f(x)$ คือ แรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นที่ อุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (fender)

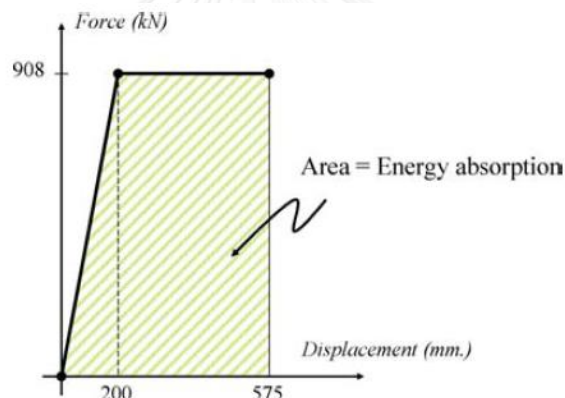
x คือ ระยะในการเสียรูปของอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (fender)

โดยตัวของอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (energy absorption) ที่เป็นตัวเชื่อมระหว่างโครงสร้างด้านในและนอก ต้องมีความสามารถในการดูดซับพลังงานที่สูง โดยการเสียรูปแบบอีลาสติกในตัวเอง และเกิดแรงปฏิกิริยาที่น้อย ดังแสดงตามรูปที่ 2.53 และการตอบสนองต่อแรงและการเสียรูป (force-deformation response) ของตัวเชื่อมต่อที่เป็น fender ซึ่งแสดงตามรูปที่ 2.54 ได้ชี้ให้เห็นว่าแรงที่

จุดครากควรมีค่าที่ต่ำในขณะที่ระยะในการเสีรูปควรมีค่าที่สูงเพื่อประสิทธิภาพในการดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นซึ่งนำมาพิจารณาในการศึกษาครั้งนี้



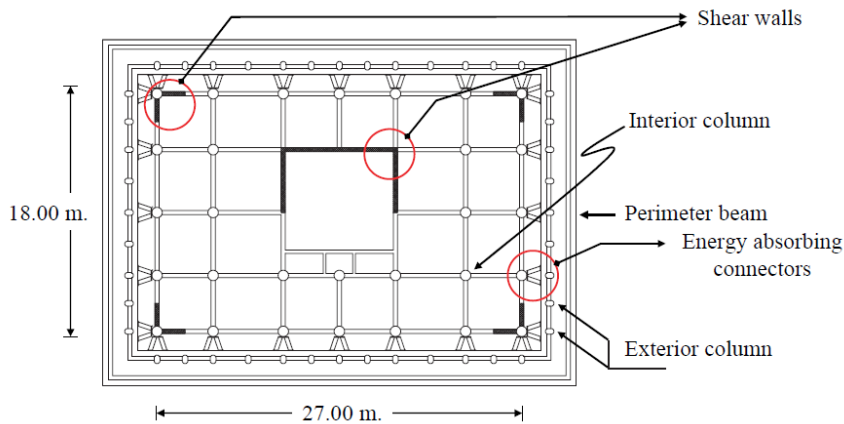
รูปที่ 2.50 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปและความสามารถในการดูดซับพลังงาน (Pimanmas et al., 2010)



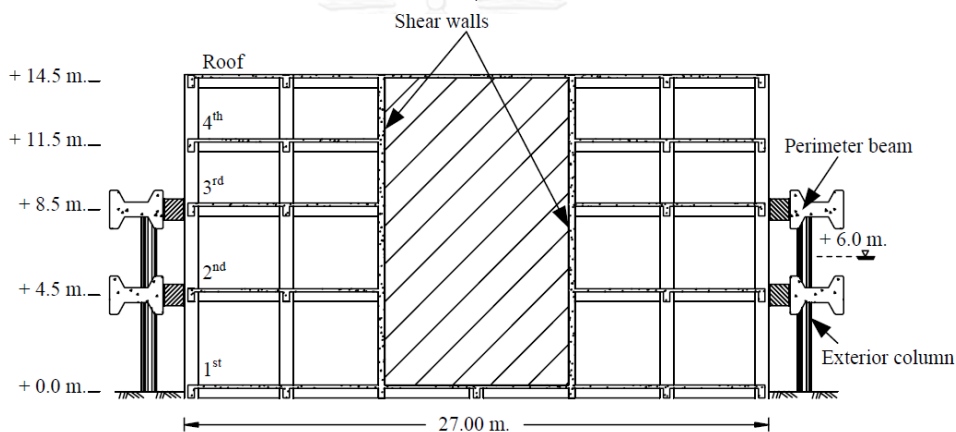
รูปที่ 2.51 แรงและการเสีรูปของอุปกรณ์ดูดซับพลังงานที่ใช้ (Pimanmas et al., 2010)

หลังจากนั้นได้ทำการออกแบบอาคารตัวอย่างที่ใช้ในการต้านทานแรงกระทำในบริเวณที่มีวัสดุไหลมากับน้ำขนาดใหญ่ที่เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ (cast-in-place RC structure) ที่มีความสูง 5 ชั้นร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือน และระบบดูดซับพลังงานโดยเริ่มจากการคำนวณหาพลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นจากการกระทำ และโครงสร้างหลักจะต้องออกแบบให้อยู่ในช่วงอีลาสติก ภายใต้แรงปฏิกิริยาที่ถูกส่งมาจากตัวเชื่อม โดยผลรวมของการสลายพลังงานที่ตัวเชื่อมรวมกับพลังงานความเครียดแบบอีลาสติก (elastic strain energy) ของโครงสร้างหลักที่เกิดขึ้นที่น้อยที่สุดต้องเท่ากับพลังงานจลน์ ในส่วนของการคำนวณการสลายพลังงานวิเคราะห์โดยใช้วิธีการผลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น (nonlinear static push-over analysis) โดยการสมมุติการกระทำจากวัตถุกระทำแบบเปลี่ยนแปลงไปในแต่ละตำแหน่งของโครงสร้างซึ่งจะให้ผลของงานที่เกิดขึ้น (work done) ที่มีความแตกต่างกัน โดยโครงสร้างจะมีความปลอดภัยเมื่อค่าที่น้อยที่สุดจากงานที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่า

หรือเท่ากับพลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกระแทก ซึ่งรายละเอียดของอาคารที่ใช้ดังแสดงตามรูปที่ 2.55 และ 2.56



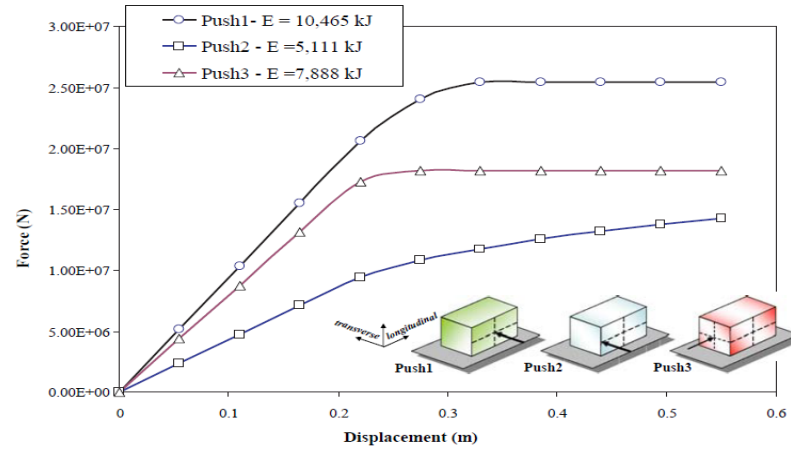
รูปที่ 2.52 แพลนของอาคารที่ใช้ในการต้านทานวัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดใหญ่ (Pimanmas et al., 2010)



รูปที่ 2.53 แบบอาคารที่ใช้ในการต้านทานวัตถุที่ไหลมากับน้ำขนาดใหญ่ (Pimanmas et al., 2010)

ในส่วนของตัวเชื่อมต่อระหว่างโครงสร้างด้านนอกกับด้านในซึ่งใช้เป็น fender หรือตัวดูดซับพลังงานนั้นจะต้องไม่มีความเสียหายเมื่อโดนแรงอุทกพลวัตหรือแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำที่มีขนาดเล็ก ดังนั้นแรงที่จุดคราก (yield force) ของตัวเชื่อมต่อต้องมากกว่าแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากความดันอุทกพลวัตในขณะเดียวกันต้องมีค่าน้อยกว่าแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกระแทกของวัตถุขนาดใหญ่ที่ไหลมากับน้ำ โดยภายหลังจากคำนวณหาจำนวนของตัวเชื่อมต่อที่ใช้ดูดซับพลังงานโดยการใช้แบบจำลองของชิ้นส่วนสปริงแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear spring elements) แล้วนั้นจึงทำการผลึกแบบสถิติไม่เชิงเส้นที่บริเวณต่างๆของโครงสร้าง โดยรูปที่ 2.57 แสดงถึงเส้นโค้งของการผลึกแบบสถิติไม่เชิงเส้น (pushover curve) โดยพื้นที่ในแต่ละเส้นโค้งแสดงถึงการดูดซับพลังงานในแต่ละตำแหน่งที่ทำการผลึกแรง ซึ่งพบว่าในการศึกษานี้พลังงานการดูดซับพลังงานที่น้อยที่สุดที่ได้จากการผลึกแบบสถิติไม่เชิงเส้นมีค่ามากกว่าพลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นจากการกระแทก ซึ่งถือว่าปลอดภัยและนำค่าแรงที่

เกิดขึ้นจากการผลักรวมกับผลของแรงปฏิกิริยาที่ถ่ายมาจาก fender ไปใช้ในการออกแบบโครงสร้าง
ด้านในต่อไป



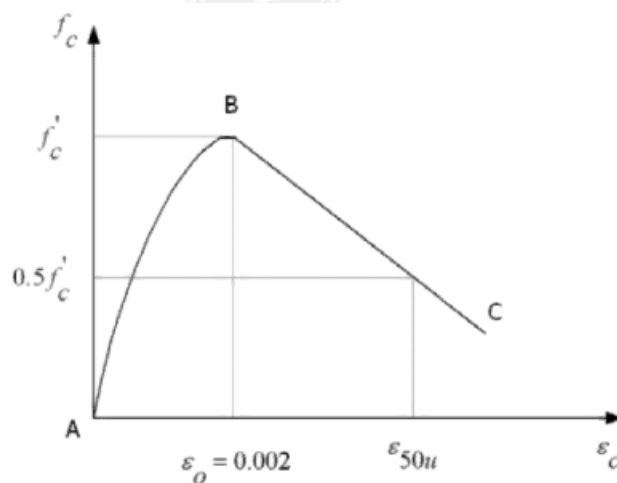
รูปที่ 2.54 capacity curve ภายใต้แรงผลักรกระทำที่ตำแหน่งต่างๆ (Pimanmas et al., 2010)

2.5 แบบจำลองวัสดุ

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองของวัสดุเพื่อจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง ซึ่งประกอบไปด้วย คอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด (Unconfined concrete), คอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก (Confined concrete) และ ส่วนที่เป็นเหล็กเสริม (Steel rebar) โดยการวิเคราะห์หน้าตัดโดยใช้โปรแกรม X-TRACT รวมถึงในส่วนของพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของเสาและคาน โดยงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองของวัสดุที่ใช้ได้สรุปเป็นหัวข้อดังนี้

2.5.1 แบบจำลองคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด

Kent and Park (1971) ได้เสนอถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ของคอนกรีตบริเวณนอกพื้นที่โอบรัดดังแสดงตามรูปที่ 2.58 โดยที่ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดประกอบไปด้วยพฤติกรรม 2 ช่วง ได้แก่ ช่วงการเพิ่มขึ้นหรือพัฒนา กำลังอัด ($\epsilon_c \leq \epsilon_0$) และ ช่วงเสื่อมถอยของกำลัง ($\epsilon_c > \epsilon_0$) โดยสามารถหาความเค้น และความเครียดในช่วงพัฒนากำลังเมื่อพิจารณาความเครียดที่ความเค้นมีค่าสูงสุดเท่ากับ 0.002 ได้ตั้งสมการที่ 2-41 โดยเมื่อภายหลังจากความเค้นมีค่าผ่านจุดสูงสุดแล้วนั้น สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดในช่วงเสื่อมถอยของกำลังลงแบบเส้นตรง ได้ตั้งสมการที่ 2-42 ถึง 2-44



รูปที่ 2.55 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด (Kent and Park, 1971)

$$f_c = f_c' \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2-41)$$

$$f_c = f_c' [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_0)] \quad (2-42)$$

$$Z = 0.5 / (\varepsilon_{50u} - 0.002) \quad (2-43)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (2-44)$$

โดยที่

ε_c คือ ความเครียดตามแนวแกนที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงอัด

ε_0 คือ ความเครียดที่เกิดขึ้นที่ความเค้นสูงสุด มีค่าเท่ากับ 0.002

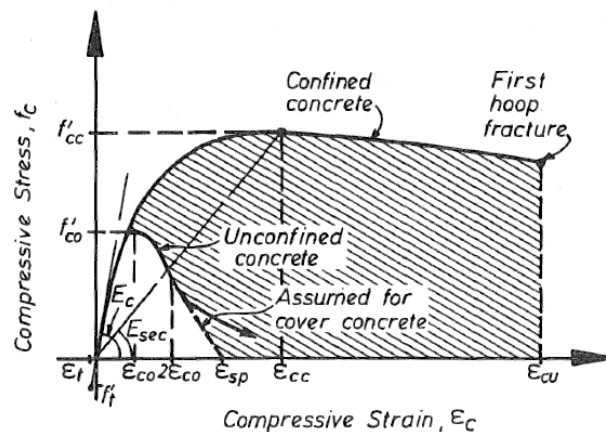
f_c คือ ความเค้นตามแนวแกนเนื่องจากแรงอัด (psi)

f'_c คือ ความเค้นสูงสุดของคอนกรีตแบบทรงกระบอก (psi)

ε_{50u} คือ ความเครียดที่ความเค้นมีค่าเท่ากับ 50 % ของกำลังสูงสุด (เป็นผลที่ได้จากการทดสอบ)

2.5.2 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก

Mander et al. (1988) ได้เสนอถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของคอนกรีต บริเวณที่มีการโอบรัด ที่พิจารณาถึงรูปแบบของการเสริมกำลังโดยเหล็กตามแนวขวาง (transverse reinforcement) และเหล็กตามแนวยาว (longitudinal reinforcement) สำหรับหน้าตัดแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า และทรงกลม โดยความสัมพันธ์ของแบบจำลองความเค้น และความเครียดภายใต้แรงกระทำแบบด้านเดียว (monotonic loading) ที่สภาวะความเครียดต่ำ (slow quasi-static strain rate) ดังแสดงตามรูปที่ 2.59 และในรูปของสมการที่ 2-45



รูปที่ 2.56 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองความเค้น และความเครียดภายใต้ monotonic loading สำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Mander et al., 1988)

$$f_c = \frac{f'_cc \cdot x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2-45)$$

โดยที่

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (2-46)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-47)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2-48)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2-49)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002 \quad (2-50)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-51)$$

$$f'_l = f'_l \square k_e \quad (2-52)$$

f'_c คือ ความเค้นตามแนวแกนเนื่องจากแรงอัด

f'_{cc} คือ ความเค้นตามแนวแกนเนื่องจากแรงอัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด

f'_{co} คือ ความเค้นตามแนวแกนเนื่องจากแรงอัดของคอนกรีตที่ปราศจากการโอบรัด

ε_c คือ ความเครียดตามแนวแกนเนื่องจากแรงอัด

ε_{cc} คือ ความเครียดของคอนกรีตที่ปราศจากการโอบรัดเนื่องจากแรงอัด

ε_{co} คือ ความเครียดของคอนกรีตที่ปราศจากการโอบรัดเนื่องจากแรงอัด โดยทั่วไปเท่ากับ 0.002

E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต มีค่าเท่ากับ $5000 \sqrt{f'_{co}}$

f'_l คือ แรงดันด้านข้างประสิทธิผล (effective lateral confining pressure)

f_l คือ แรงดันด้านข้าง (lateral confining pressure)

k_e คือ สัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล หาได้จาก $k_e = A_e / A_{cc}$

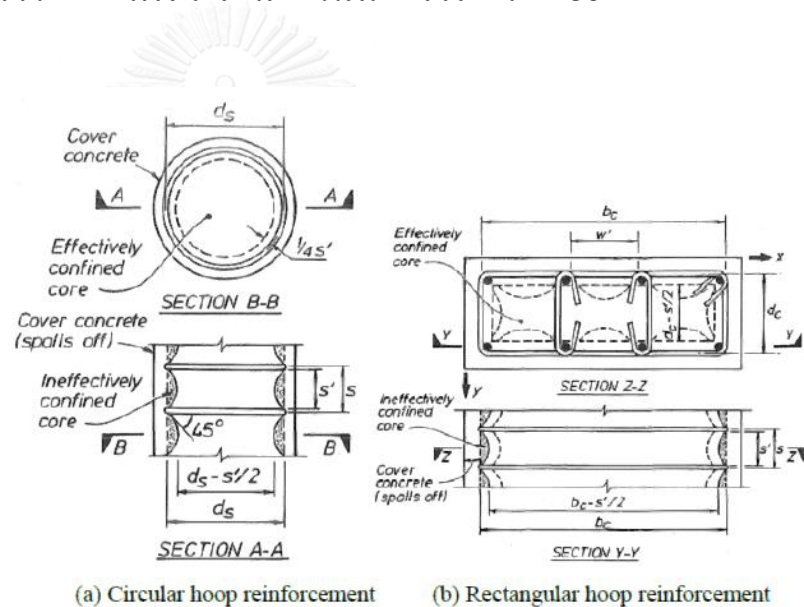
A_e คือ พื้นที่ประสิทธิผลของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด ที่กึ่งกลางของระดับเหล็กเสริมตามขวาง

A_{cc} คือ พื้นที่ของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด มีค่าเท่ากับ $A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$

A_c คือ พื้นที่ของส่วนแกนกลางของคอนกรีต

ρ_{cc} คือ อัตราส่วนของพื้นที่เหล็กเสริมตามแนวยาวต่อพื้นที่หน้าตัด

โดยพื้นที่ของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดและพื้นที่ของส่วนแกนกลางคอนกรีต (core concrete area) คือพื้นที่ที่ตำแหน่ง เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามขวาง สำหรับหน้าตัดเสากลมพื้นที่ของเนื้อคอนกรีตประสิทธิผลได้แสดงตามรูปที่ 2.60 โดยพื้นที่ที่มีค่าเท่ากับ $A_c = \frac{\pi}{4} d_s^2$ โดยพื้นที่ประสิทธิผลของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2-53 และสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผลของส่วนเหล็กปลอก (circular hoop) คำนวณได้ตามสมการที่ 2-54 และในลักษณะเดียวกัน สัมประสิทธิ์การโอบรัดของเหล็กปลอกแบบเกลียว (spiral confinement) คำนวณได้ตามสมการที่ 2-55 โดยที่สมมูลของแรงสามารถพิจารณาที่กึ่งกลางของหน้าตัดในทั้ง 2 กรณีทั้งการเสริมเหล็กปลอกแบบเดี่ยวและแบบเกลียว ได้เสนอตามสมการที่ 2-56 และ 2-57 ตามลำดับ ดังนั้นแรงดันด้านข้างประสิทธิผลในทั้ง 2 กรณีจึงสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2-58



รูปที่ 2.57 หน้าตัดประสิทธิผลของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Mander et al., 1988)

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \quad (2-53)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2-54)$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2-55)$$

$$2f_{yh}A_{sp} = f_l s d_s \quad (2-56)$$

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (2-57)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2-58)$$

โดยที่

s' คือ ระยะห่างในแนวตั้งของเหล็กปลอก

d_s คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามขวาง

f_{yh} คือ กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง

A_{sp} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามขวาง

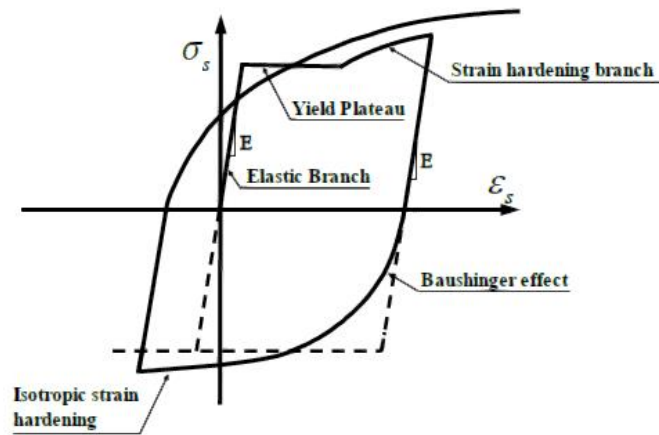
s คือ ระยะห่างจากจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามแนวขวาง

ρ_s คือ อัตราส่วนของปริมาตรของเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด

สามารถคำนวณได้จาก
$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\pi d_s^2 / 4} = \frac{4A_{sp}}{d_s s}$$

2.5.3 แบบจำลองเหล็กเสริม

Gomes and Appleton (1997) ได้เสนอแบบจำลองของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของเหล็กเสริมตามแนวยาว และพิจารณาถึงการวิบัติด้วยการโก่งเดาะของเหล็กเสริม (buckling failure) ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร (cyclic loading) โดยได้พัฒนาการศึกษามาจากงานวิจัยของ Menegotto and Pinto (1973) โดยพิจารณาพฤติกรรมแบ่งออกเป็น 4 ช่วง ได้แก่ พฤติกรรมช่วงอีลาสติก (elastic), ช่วงหลังการคราก (yielding), ช่วงความเครียดแข็ง (strain hardening) และ Baushinger effect ดังแสดงตามรูปที่ 2.61 โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของแบบจำลองที่เสนอโดย Menegotto-Pinto เสนอตามสมการที่ 2-59 ซึ่งผลของการโก่งเดาะพิจารณาในรูปแบบของสมมูลของเหล็กที่เกิดการโก่งภายหลังจากการแตกตัวของคอนกรีตที่หุ้ม (concrete cover)



รูปที่ 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว (Gomes and Appleton, 1997)

$$\sigma_s^* = \beta \varepsilon_s^* + \frac{(1-\beta)\varepsilon_s^*}{[1+(\varepsilon_s^*)^R]^{1/R}} \quad (2-59)$$

โดยที่

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{\sigma_{s1} - \sigma_{sa}}, \varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sa}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{sa}} \quad (2-60)$$

$\sigma_{sa}, \varepsilon_{sa}$ คือ ความเค้น และความเครียดที่จุดคราก ตามลำดับ

$\sigma_{s1}, \varepsilon_{s1}$ คือ ความเค้น และความเครียดที่จุดครากของความสัมพันธ์แบบ bilinear ตามลำดับ

β คือ อัตราส่วนของ hardening stiffness ต่อ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต เท่ากับ E_{s1} / E_s

R คือ ค่าคงที่เพื่อปรับแก้ถึงผลของ Baushinger effect เท่ากับ $R_0 - \frac{a_1 \zeta}{a_2 + \zeta}$

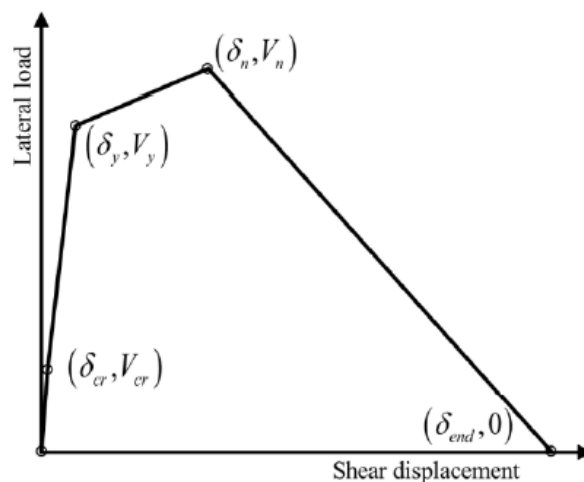
ζ คือ ค่าความเครียดพลาสติก (plastic strain) ที่ช่วงสุดท้าย

R_0, a_1, a_2 คือ ค่าคงที่ของวัสดุ ซึ่งได้แนะนำให้ใช้เท่ากับ 20, 19 และ 0.3 ตามลำดับ

แบบจำลองชิ้นส่วนรับแรงเฉือน (Shear model)

Sezen (2002) ได้ทำการศึกษาถึงความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสาที่มีการเสริมเหล็กปลอกที่มีปริมาณต่ำ ภายใต้การทดสอบโดยการให้แรงแบบวัฏจักร ซึ่งพบว่าความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสานั้นจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อแรงในแนวแกน (axial force) ของเสานั้นเพิ่มขึ้น รวมถึงเมื่อ

พิจารณาการเพิ่มปริมาณของเหล็กเสริมหลัก และเหล็กปลอก ในขณะที่ความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสาจะมีค่าลดลงเมื่ออัตราส่วนของความกว้างต่อความยาวของหน้าตัดที่พิจารณามีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งความสัมพันธ์ที่เสนอนั้นประกอบไปด้วยช่วงของการพิจารณาที่สำคัญ ได้แก่ 1) ช่วงกำลังก่อนการแตกร้าว 2) ช่วงกำลังที่จุดคราก 3) ช่วงกำลังสูงสุด และ 4) ช่วงการเสื่อมของกำลัง ดังแสดงตามรูปที่ 2.62 โดยสามารถคำนวณหาแรงเฉือน และระยะการเคลื่อนตัวในแต่ละช่วงต่างๆ ได้จากสมการที่ 2-61 ถึง 2-65



รูปที่ 2.59 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ (Sezen, 2002)

$$V_n = V_s + V_c = k \frac{A_v f_y d}{a/d} + \left(\frac{0.5 \sqrt{f_c'}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_c'} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (2-61)$$

$$V_{cr} = \frac{2M_{cr}}{L} \quad (2-62)$$

$$V_y = \frac{2M_y}{L} \quad (2-63)$$

$$\delta_{cr} = 3 \frac{V_{cr} L}{E_c A_g} \quad (2-64)$$

$$\delta_{cr} = \frac{V_s L}{db} \left[\frac{1}{\rho_w E_s} + \frac{4}{E_c} \right] \quad (2-65)$$

โดยที่

V_n คือ ความสามารถในการรับแรงเฉือนระบุ (Nominal shear strength)

V_s คือ ความสามารถในการรับแรงเฉือนเนื่องจากเหล็กปลอก

V_c คือ ความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัดคอนกรีต

k คือ พารามิเตอร์สำหรับความเหนียวของหน้าตัด

เท่ากับ 1.0 เมื่อความเหนียวมีค่าน้อยกว่า 2 และเท่ากับ 0.7 เมื่อความเหนียวมีค่ามากกว่า 6

A_v คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกที่มีระยะเรียง (spacing) เป็นระยะเท่ากับ s

f_y คือ กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กปลอก

d คือ ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด (effective depth)

s คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก

f'_c คือ ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

a คือ ระยะจากตำแหน่งของแรงกระทำ ถึงตำแหน่งฐานรองรับ มีค่าระหว่าง 2 ถึง 4

P คือ แรงในแนวแกนของเสา (axial force)

A_g คือ พื้นที่หน้าตัดเสา

M_{cr} คือ โมเมนต์ดัดแตกกร้าวของหน้าตัด (cracking moment) มีค่าเท่ากับ $\frac{(7.5\sqrt{f'_c} I)}{c}$

M_y คือ โมเมนต์ดัดที่จุดครากของหน้าตัด (yielding moment)

I คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัด (moment of inertia)

c คือ ระยะจากแกนสะเทิน (neutral axis) ถึงขอบของหน้าตัด

b คือ ความกว้างของหน้าตัด

ρ_w คือ อัตราส่วนของเหล็กปลอก

L คือ ความสูงของเสา

E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (modulus of elastic)

E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

บทที่ 3

อาคารที่ใช้ศึกษา และแรงกระทำ

3.1 อาคารที่ตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้ได้พิจารณารูปแบบและระบบโครงสร้างของอาคารเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูง 4 ชั้น ที่มีระบบโครงสร้างแบบโครงต้านแรงดัดที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังหรือโครงสร้างป้องกันอาคารเนื่องจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ โดยในขั้นต้นได้ทำการออกแบบอาคารให้สามารถต้านทานแรงในแนวตั้ง อันได้แก่ น้ำหนักของโครงสร้างอาคาร (dead load) , น้ำหนักบรรทุกจร (live load) , ตลอดจนน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (super-imposed dead load) โดยมีได้คำนึงถึงผลของแรงลมและแรงแผ่นดินไหว โดยขนาดพื้นที่ใช้สอยของอาคารเป็นไปตามที่กำหนดใน FEMA 1990 ซึ่งได้ให้รายละเอียดไว้ว่าพื้นที่ใช้สอยของผู้อพยพต่อ 1 คน เท่ากับ 2 ตารางเมตร โดยบริเวณชั้นล่างของอาคารเป็นแบบเปิดโล่ง หรือเป็นกำแพงที่แตกสลายได้ (breakaway wall) ซึ่งยอมให้น้ำไหลในขณะที่เกิดสึนามิเพื่อลดผลกระทบของแรงที่มีต่อโครงสร้าง โดยในการศึกษาครั้งนี้จะมุ่งเน้นไปที่การศึกษาพฤติกรรมและการตอบสนองภายใต้แรงกระทำจากสึนามิอันได้แก่ แรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัว และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิของอาคารที่ได้รับการเสริมกำลังจากระบบโครงสร้างป้องกันอาคาร

แนวคิดและที่มาของอาคารที่ใช้ในการศึกษา

จากงานวิจัยของ Chaiyapat (2007) ซึ่งได้ทำการสำรวจถึงรูปแบบความไม่สม่ำเสมอของอาคารที่นำมาซึ่งการวิบัติในรูปแบบต่างๆและค่าพารามิเตอร์ในชั้นส่วนโครงสร้าง (structural index) ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานครที่มีความสูงแตกต่างกันไป ซึ่งเมื่อพิจารณาที่อาคารที่มีความสูงอยู่ในระดับปานกลาง (mid-rise building) ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาในครั้งนี้แล้วนั้น จึงได้เลือกอาคารที่น่าสนใจในการศึกษามาจำนวน 5 อาคาร แล้วจึงสามารถนำมาสรุปและเปรียบเทียบถึงรูปแบบของอาคาร, ระดับความเสี่ยงภัย, ระบบโครงสร้างที่ใช้ ตลอดจนค่าพารามิเตอร์ในชั้นส่วนโครงสร้างอันได้แก่ เสา และคาน ซึ่งรายละเอียดของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 5 อาคารที่ได้นำมาพิจารณาในการศึกษาครั้งนี้ดังแสดงตามตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 5 อาคารที่นำมาพิจารณา (Chaiyapat, 2007)

ลำดับที่	ชื่ออาคาร	ประเภทของอาคาร	ความเสี่ยงของอาคาร	สถานที่ตั้ง	ความสูง (typical high)	ระบบโครงสร้าง
1	V.P.F. Mansion	ที่พักอาศัย	Residential	กทม.	5	C3M
2	RC Apartment Bangkok	ที่พักอาศัย	Residential	กทม.	5	C3M
3	6 Stories Hospital	อาคารพาณิชย์	Hospital	กทม.	5	C3M
4	Workshop SIIT	สถานศึกษา	College/Univerty	กทม.	5	C3M
5	Amnuasil School	สถานศึกษา	Grade school	กทม.	5	C1M

โดยที่

C1M คือ โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก (Concrete moment frame)

C3M คือ โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กร่วมกับผนังอิฐก่อแบบ (unreinforced masonry infill walls)

3.2 ค่าพารามิเตอร์ในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Structural Index)

สำหรับในการศึกษาครั้งนี้ค่าพารามิเตอร์ของโครงสร้างอันได้แก่ เสาและคาน ได้พิจารณาตามความเหมาะสมและอ้างอิงจากอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 5 ตัวอย่างที่ได้นำมาพิจารณาตาม (Chaiyapat, 2007) โดยค่าพารามิเตอร์ของโครงสร้างนั้นคำนวณได้จากแบบที่ใช้ในการก่อสร้างจริง (construction drawing) ซึ่งประกอบไปด้วยรายละเอียดของขนาดของเสาและคาน, ขนาดเหล็กเสริมตามแนวยาวและทางขวางของเสาและคาน, อัตราส่วนของความยาวต่อความลึกหน้าตัดของเสาและคาน (shear span ratio, a/h) (เมื่อ a คือความยาวของเสาและคาน, h คือความลึกของหน้าตัดเสาและคาน), อัตราส่วนของกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด (shear strength ratio, M_n / aV_n) (เมื่อ M_n คือกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้ตามทฤษฎี, V_n คือกำลังต้านทานแรงเฉือนที่คำนวณได้ตามทฤษฎี), อัตราส่วนของแรงตามแนวแกน (axial force ratio, $P / (f_c' / A_g)$) (เมื่อ P คือแรงกระทำตามแนวแกน, f_c' คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต, A_g คือพื้นที่หน้าตัดของเสาและคาน), อัตราส่วนการเสริมเหล็กตามยาว (longitudinal reinforcement index, $A_t / (b_w d)$) (เมื่อ A_t คือพื้นที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมตามแนวยาวที่หน้าตัด, b_w คือความกว้างของหน้าตัด, d คือความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด), และอัตราส่วนการเสริมเหล็กตามแนวขวาง (transverse steel index, $\rho_s \sqrt{b''/s}$) (เมื่อ ρ_s คืออัตราส่วนต่อปริมาตรของเหล็กเสริมตามแนวขวาง, b'' คือ มิติของหน้าตัดที่พิจารณาซึ่งวัดจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมและตั้งฉากกับทิศทางที่แรงกระทำ, s คือระยะห่างของการเสริมเหล็กตามแนวขวาง) ซึ่งค่าพารามิเตอร์ของโครงสร้างที่คำนวณได้และนำมาพิจารณาในส่วนของเสาและคานของอาคารตัวอย่าง 5 อาคารดังแสดงตามตารางที่ 3.2 และ 3.3 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ของเสา (Structural index of column) (Chaiyapat, 2007)

Structural index	ลำดับของอาคาร					Average
	1	2	3	4	5	
Column size (cm x cm)	20 x 40	20 x 40	45 x 60	50 x 50	30 x 80	40 x 60
Longitudinal Reinforcement diameter (mm)	16	16	32	28	25	25
Transverse Reinforcement diameter (mm)	9	6	9	9	9	9
Shear span ratio (a/h)	3.25	3.5	3.46	2.2	3.2	3.122
Shear strength ratio	0.5	0.283	1.06	1.49	1.64	1.00
Axial force ratio	0.127	0.127	0.192	0.343	0.281	0.214
Longitudinal Reinforce index	0.041	0.016	0.103	0.086	0.086	0.066
Transverse steel index	0.01	0.002	0.011	0.011	0.004	0.008

ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ของคาน (Structural index of beam) (Chaiyapat, 2007)

Structural index	ลำดับของอาคาร					Average
	1	2	3	4	5	
Beam size (cm x cm)	20 x 50	20 x 40	30 x 65	40 x 80	30 x 70	30 x 60
Longitudinal Tensile Reinforcement diameter (mm)	16	20	25	28	25	25
Longitudinal Compressive Reinforcement diameter (mm)	16	20	25	28	25	25
Transverse Reinforcement diameter (mm)	9	6	9	9	12	9
Shear span ratio (a/h)	3.60	3.19	5.04	4.56	5.50	4.38
Shear strength ratio	0.295	0.798	0.645	0.726	0.285	0.550
Longitudinal tensile reinforced index	0.006	0.011	0.02	0.02	0.014	0.014
Longitudinal comp. reinforced index	0.006	0.008	0.013	0.02	0.011	0.012
Transverse steel index	0.006	0.002	0.008	0.01	0.02	0.009

จากข้อมูลพารามิเตอร์ของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 5 อาคารพบว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเท่ากับ 23.54 MPa ในขณะที่กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมตามแนวยาวและแนวขวางเท่ากับ 392.4 และ 235.4 MPa ตามลำดับ ซึ่งเมื่อพิจารณาที่อัตราส่วนเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสาและคาน (shear strength ratio, M_n / aV_n) พบว่ามีค่าเท่ากับ

1.00 และ 0.55 ตามลำดับ ซึ่งชี้ให้เห็นว่า เสาวิบัติในรูปแบบของแรงเฉือน (shear failure) ในขณะที่คานวิบัติในรูปแบบของโมเมนต์ดัด (flexural failure) สำหรับอัตราส่วนของความยาวต่อความลึกหน้าตัดของเสาและคาน (shear span ratio , a / h) เท่ากับ 3.12 และ 4.38 ตามลำดับ และอัตราส่วนของแรงในแนวแกนของเสา (axial force ratio) มีค่าเท่ากับ 0.214 ซึ่งค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญดังกล่าวนี้สามารถนำไปพิจารณาในการเลือกใช้น้ำหนักของเสาและคานในการศึกษาครั้งนี้ต่อไป

แบบแปลนและรายละเอียดของอาคารที่ใช้ในการศึกษา

ค่าพารามิเตอร์ของโครงสร้าง (Structural index) ที่เหมาะสมที่นำมาใช้ในงานวิจัยในครั้งนี้ได้จากค่าเฉลี่ยของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงปานกลาง (mid-rise building) จำนวน 5 อาคาร ดังที่กล่าวมาข้างต้น แล้วจึงนำมาพิจารณาเป็นรายละเอียดของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ ดังแสดงต่อไปนี้

หน้าตัดเสาและรายละเอียดการเสริมเหล็ก

จากตารางที่ 3.2 พบว่าค่าเฉลี่ยของขนาดของหน้าตัดเสาเท่ากับ 40 ซม. x 60 ซม. แต่ในทางปฏิบัติจริงอาจไม่มีความเหมาะสมในการใช้ จึงได้เลือกใช้ขนาดหน้าตัดเสาสี่เหลี่ยมขนาด 45 ซม. x 45 ซม. รายละเอียดการเสริมเหล็กตามยาวคือ 22-DB25mm, และเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ RB9@200mm ใช้เหล็กชั้นคุณภาพ SD40 สำหรับเหล็กเสริมตามยาว และ SR24 สำหรับเหล็กเสริมตามขวาง ดังนั้นอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามแนวยาวจึงเท่ากับ 0.053 และอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.005

หน้าตัดคานและการเสริมเหล็ก

จากตารางที่ 3.3 พบว่าค่าเฉลี่ยของขนาดของหน้าตัดคานเท่ากับ 30 ซม. X 60 ซม. รายละเอียดการเสริมเหล็กตามยาวทั้งด้านรับแรงดึงและแรงอัดของคานเท่ากับ 5-DB25mm และเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ RB9@200mm ใช้เหล็กชั้นคุณภาพ SD40 สำหรับเหล็กเสริมตามยาว และ SR24 สำหรับเหล็กเสริมตามขวาง ดังนั้นอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามแนวยาวทั้งด้านรับแรงอัดและแรงดึงจึงเท่ากับ 0.014 และอัตราส่วนของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.0064

ขนาดและความสูงของอาคาร

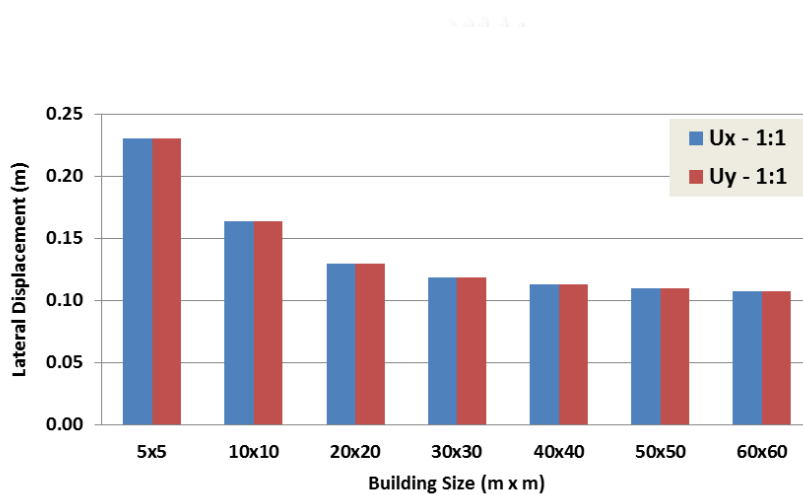
อาคารที่ใช้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรูปทรงสมมาตรที่มีความสูง 4 ชั้น ประกอบด้วยพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่หนา 0.15 เมตร มีน้ำหนักบรรทุกจร (live load) และน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (super imposed dead load) ต่อชั้นเท่ากับ 4.905 และ 1.471 kN / m^2 ตามลำดับ โดยแปลนชั้นล่างอาคารมีลักษณะเปิดโล่งปราศจากกำแพงซึ่งยอมให้น้ำไหลผ่าน โดยในส่วนของขนาดและความสูงของอาคารนั้นในขั้นต้นได้เลือกพิจารณาขนาดของอาคารให้มีขนาด

อัตราส่วนความกว้างต่อความลึกของอาคาร เท่ากับ 1:1 โดยได้ทำการเพิ่มความกว้างและความลึกของอาคารทีละ 10 เมตร เพื่อศึกษาถึงผลตอบสนองของอาคารในชั้นต้น ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างจากแรงอุทกพลวัตที่กระทำต่อเสาของอาคาร โดยแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 กรณี คือ

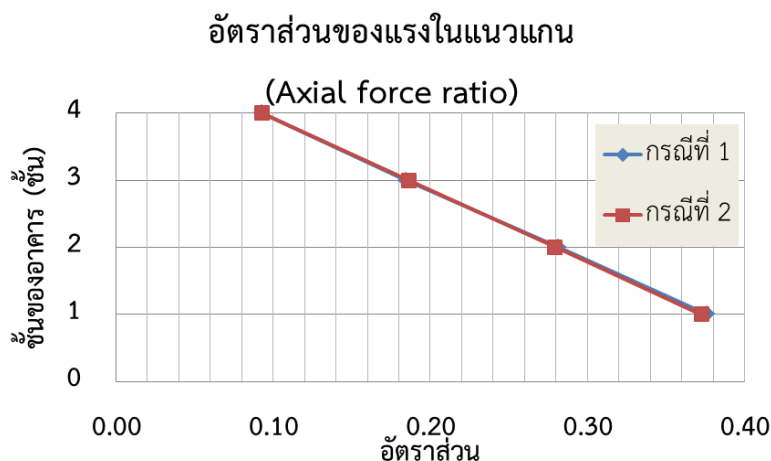
อาคารที่มีความสูงในชั้นที่ 1 และ 2 เท่ากับ 4.5 เมตร และชั้นที่ 3 และ 4 เท่ากับ 3 เมตร

อาคารที่ที่มีความสูงในชั้นที่ 1-4 เท่ากันตลอดเท่ากับ 3 เมตร

ซึ่งผลตอบสนองในชั้นต้นอันได้แก่ การเคลื่อนตัวด้านข้างในทิศทางตะวันออก-ตก (X), ทิศทางเหนือ-ใต้ (Y) และผลของแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาของอาคาร ดังแสดงตามรูปที่ 3.1-3.2 ตามลำดับ



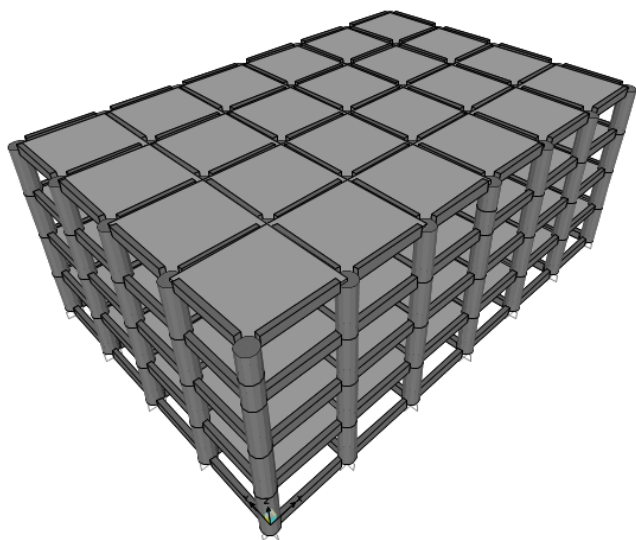
รูปที่ 3.1 ผลเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารที่มีการเปลี่ยนขนาดของอาคารด้วยอัตราส่วน 1:1



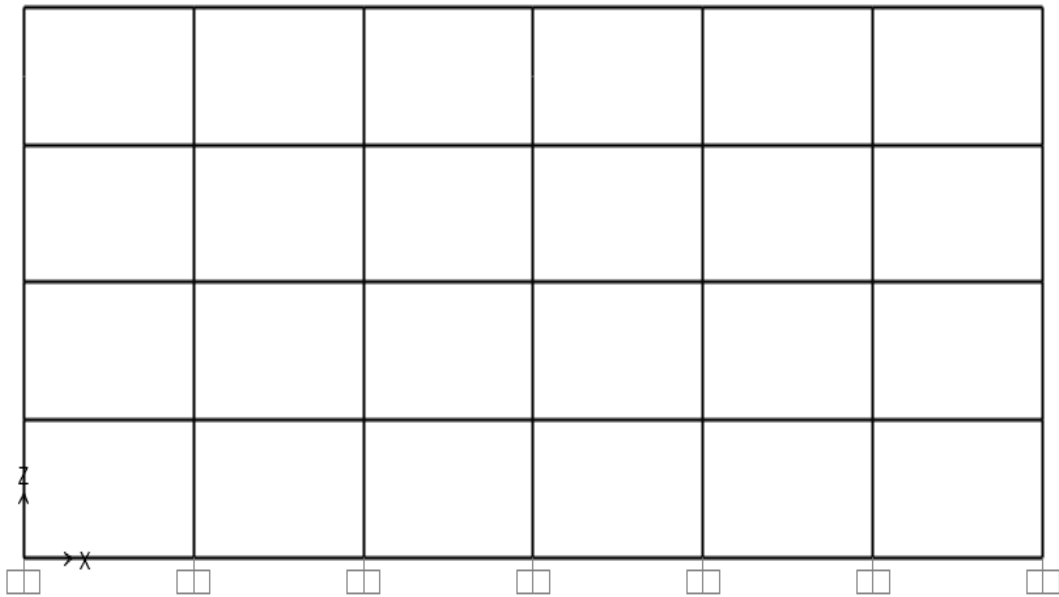
รูปที่ 3.2 อัตราส่วนของแรงในแนวแกนของอาคารตัวอย่างที่มีขนาด 30 x 30 เมตร

จากผลการศึกษาข้างต้นชี้ให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวในทิศทาง X และ Y ของอาคารนั้นมีค่าเท่ากันอันเนื่องมาจากผลของความสมมาตรของอาคาร และอาคารกรณีที่ 2 ซึ่งมีความสูงของอาคารชั้นละ 3 เมตรตลอดความสูงของอาคารนั้น ให้ผลของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ต่ำกว่ากรณีที่ 1 เป็นสาเหตุมาจากเสาบริเวณชั้นที่ 1 และ 2 มีค่าสติเฟเนสที่สูงกว่า จึงส่งผลให้ค่าสติเฟเนสและผลตอบสนองของโครงสร้างดีกว่าแบบกรณีที่ 1 ขณะที่ผลการเคลื่อนตัวด้านข้างลดลงเมื่ออาคารมีขนาดใหญ่ขึ้นและเริ่มคงที่เมื่อความกว้างและความลึกเท่ากับ 30 x 20 เมตร และเมื่อพิจารณาถึงอัตราส่วนของแรงในแกน ซึ่งเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งพบว่ามีค่าที่เกิดขึ้นในเสาแต่ละชั้นของอาคารใกล้เคียงกันในทุกทั้ง 2 กรณี

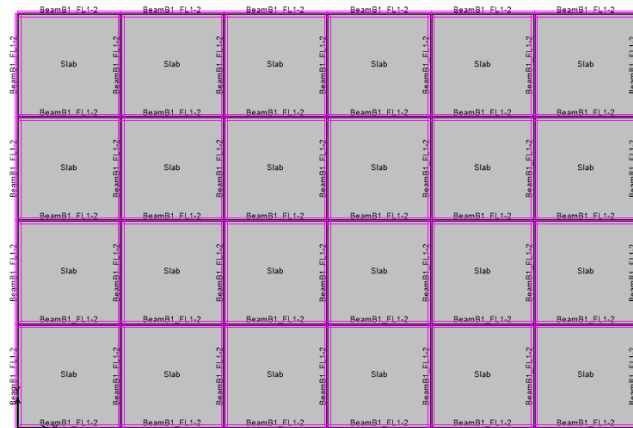
ดังนั้นจึงได้เลือกใช้อาคารตัวอย่างที่มีขนาดความกว้าง 30 เมตร ความลึก 20 เมตร และมีความสูงใน 4 ชั้น ความสูงแต่ละชั้นเท่ากับ 3 เมตรและบริเวณแปลนชั้นล่างประกอบด้วยคานขอบ (perimeter beam) รอบอาคารและมีลักษณะเปิดโล่งปราศจากกำแพงและพื้น โดยเมื่อกำหนดรายละเอียดของอาคารแล้วจึงสามารถเขียนแบบจำลอง 3 มิติ และแปลนของอาคารที่ใช้ในการศึกษาได้ดังแสดงตามรูปที่ 3.3-3.5 และสามารถแสดงรายละเอียดของหน้าตัดเสาและคาน รวมทั้งคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ดังแสดงตามตารางที่ 3.4 และ 3.5 ตามลำดับ



รูปที่ 3.3 แบบจำลองอาคารที่ใช้ในการศึกษาขนาด 30x20 เมตร แปลนชั้นล่างเปิดโล่ง



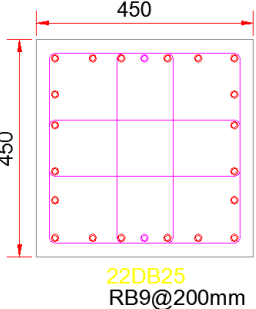
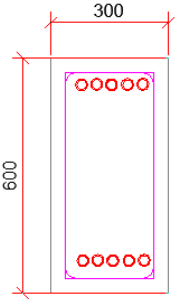
รูปที่ 3.4 ด้านหน้า (X-Z View) ของอาคารที่ใช้ในการศึกษาขนาด 30 x 20 เมตร



รูปที่ 3.5 แพลนพื้นที่ชั้นที่ 2-4 ของอาคารขนาด 30 x 20 เมตรที่ใช้ในการศึกษา

ตารางที่ 3.4 หน้าตัดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของเสาและคานของอาคารที่ใช้ในการศึกษา

หน้าตัด	รายละเอียดการเสริมเหล็ก	ขนาดหน้าตัด (มม x มม)	รายละเอียด การเสริมเหล็ก ตามยาว และ ชั้นคุณภาพ เหล็กเสริม	รายละเอียด การเสริมเหล็ก ตามขวาง และ ชั้นคุณภาพ เหล็กเสริม

เสาชั้น1-ชั้น ดาดฟ้า	 <p>450</p> <p>450</p> <p>22DB25 RB9@200mm</p>	450 x 450	22-DB25mm SD-40	RB9@200mm SR-24
คานชั้น1-ชั้น ดาดฟ้า	 <p>300</p> <p>600</p> <p>5DB25 RB9@200mm 5DB25</p>	300 x 600	10-DB25mm SD-40	RB9@200mm SR-24

ตารางที่ 3.5 ค่าคุณสมบัติของอาคารที่ใช้ในการศึกษา

Component	Properties	
RC Columns	Cross-section (cm)	45x45
	Longitudinal reinforcement ratio	0.053
	Transverse reinforcement volumetric ratio	0.00363
	Concrete compressive strength (MPa)	29.42
	Longitudinal reinforcement yield strength (MPa)	392.26
	Transverse reinforcement yield strength (MPa)	235.36
RC Beams	Cross-section (cm)	30x60
	Longitudinal tensile reinforcement ratio	0.014
	Longitudinal compressive reinforcement ratio	0.014
	Transverse reinforcement volumetric ratio	0.00636
	Concrete compressive strength (MPa)	27.46
	Longitudinal reinforcement yield strength (MPa)	392.26
	Transverse reinforcement yield strength (MPa)	235.36

3.3 การพิจารณาแรงอุทกพลวัต และแรงลอยตัว

จากการศึกษาในส่วนของทฤษฎีและทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของแรงกระทำอันเนื่องมาจากสึนามิแล้วนั้น โดยงานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงให้เห็นว่าความรุนแรงของผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ นั้นจะขึ้นอยู่กับระดับความสูงของน้ำท่วม (inundation depth), ความเร็วในการไหลของน้ำที่กระทำต่อโครงสร้าง (tsunami velocity), และมวลของวัตถุที่ไหลเข้าชน โดยที่แรงกระทำต่อโครงสร้างภายใต้เหตุการณ์สึนามินั้นอาจประกอบไปด้วยแรงอุทกสถิตที่กระทำในแนวราบ (hydrostatic forces), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic forces), แรงลอยตัว (buoyancy forces), และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ (tsunami debris force) โดยเมื่อพิจารณาแรงกระทำจากสึนามิตามที่เสนอโดย Yeh (2007) และ FEMA-P646 (2008) ซึ่งได้เสนอให้ใช้แรงอุทกพลวัตในการคำนวณแรงกระทำทางด้านข้าง (lateral forces) ที่เข้ากระทำต่อโครงสร้างชายฝั่ง ซึ่งให้ผลของแรงกระทำที่เกิดขึ้นสอดคล้องและมีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริง โดยการใช้โครงสร้างจำลองภายใต้แรงกระทำจากสึนามิโดย Lukkunaprasit et al. (2009) และในส่วนของ การหาความเร็วในการไหลของน้ำในช่วงเหตุการณ์ที่เกิดสึนามิจากการศึกษาของ Matsutomi and Okamoto (2010) นั้นจะมีค่าอยู่ในช่วง $0.7\sqrt{gh}$ ถึง $2.0\sqrt{gh}$ โดยที่ h คือระดับความสูงของน้ำท่วม และ g คือค่าความเร่งโน้มถ่วงของโลก ซึ่งการศึกษาถึงความเร็วในการไหลของสึนามิแสดงสรุปตามตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 การศึกษาความเร็วในการไหลของน้ำในเหตุการณ์สึนามิที่ผ่านมา

เสนอโดย	วิธีการศึกษา	ความเร็วในการไหล
Asakura et al. (2002)	การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	$0.1\sqrt{gh} - 1.6\sqrt{gh}$
Fritz et al. (2006)	2004 Indonesia Tsunami	$0.61\sqrt{gh} - 1.04\sqrt{gh}$
Matsutomi et al. (2006)	2004 India ocean Tsunami	$0.43\sqrt{gh} - 1.11\sqrt{gh}$
Matsutomi and Okamoto (2010)	จากเหตุการณ์สึนามิในอดีต	$0.7\sqrt{gh} - 2.0\sqrt{gh}$
Fritz et al. (2010)	2011 Tohoku Tsunami	$1.0\sqrt{gh}$
เสนอโดย	วิธีการศึกษา	ความเร็วในการไหล
Lukkunaprasit et al. (2010)	2004 Thailand Tsunami	$1.20\sqrt{gh} - 1.36\sqrt{gh}$
Foytong et al. (2012)	2011 Tohoku Tsunami	$1.0\sqrt{gh} - 1.5\sqrt{gh}$

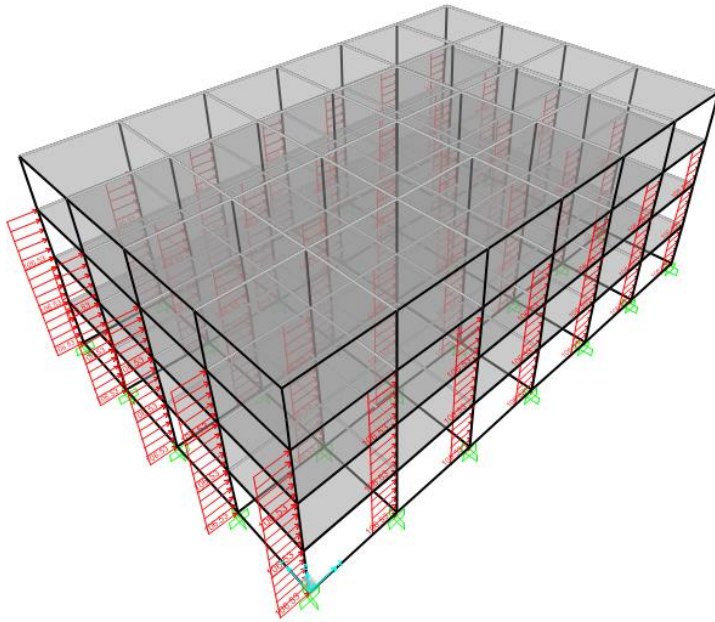
จากข้อมูลการศึกษาความเร็วในการไหลตามตารางที่ 3.6 นั้น พบว่าความเร็วในการไหลที่เหมาะสม อยู่ในช่วงที่ความเร็วไม่ต่ำกว่า $1.4\sqrt{gh}$ ตามคำแนะนำของ มยผ. 1312-51 ซึ่งออกโดยกรมโยธาธิการและผังเมืองในปี 2008 สำหรับความสูงน้ำท่วม h อ้างอิงจากผลการสำรวจความสูงคลื่นในเหตุการณ์สึนามิวันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 พบว่าระดับความสูงคลื่นสูงสุดเท่ากับ 12 เมตร เมื่อนำมาหักลบกับระดับความสูงของพื้นที่ตั้งอาคารจากระดับน้ำทะเลปานกลางที่ 3 เมตร จะได้ความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 9 เมตร

ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้เลือกพิจารณาผลของแรงกระทำลัพธ์ต่อโครงสร้างอันเนื่องมาจากผลรวมของแรงต้านข้างจากแรงอุทกพลวัต, แรงกระทำในแนวตั้งจากแรงลอยตัว และแรงกระทำแบบจุดจากวัตถุที่ไหลมาทับสึนามิ โดยค่าความเร็วในการไหลของน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นพิจารณาจากช่วงความเร็วในการไหลที่เป็นไปได้ภายใต้เหตุการณ์สึนามิ โดยสามารถความคำนวณแรงอุทกพลวัตได้จากสมการที่ 3-1 ในขณะที่แรงลอยตัวคำนวณได้จากสมการที่ 3-2 และตำแหน่งที่แรงกระทำต่อโครงสร้างอาคารแสดงตามรูปที่ 3.6-3.8

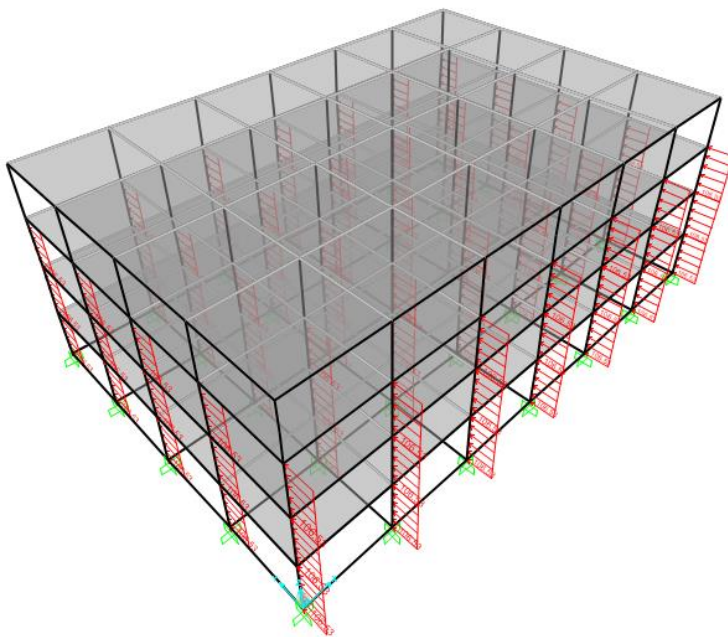
$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B h (u^2) \quad (3-1)$$

$$F_b = \rho_s g A_f h_b \quad (3-2)$$

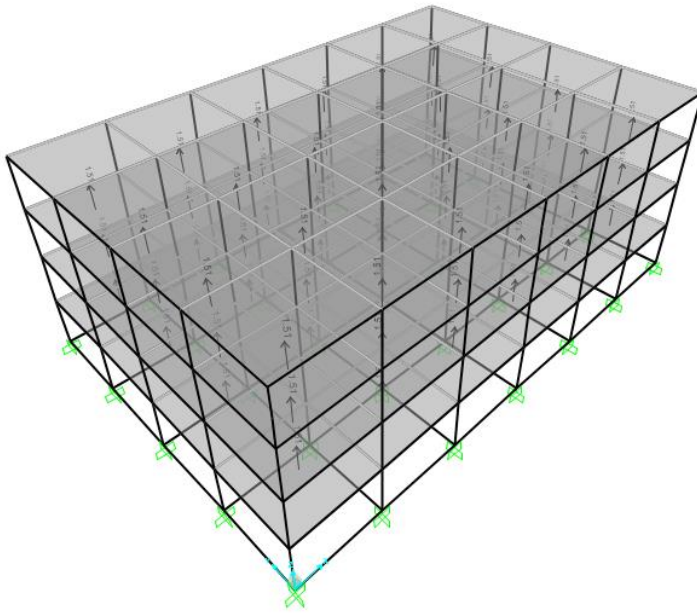
โดยที่ C_d คือ สัมประสิทธิ์แรงฉุด (drag coefficient) มีค่าเท่ากับ 2.0 สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม, B คือ ความกว้างของโครงสร้างที่รับแรง, h คือ ความสูงน้ำท่วม, u คือ ความเร็วในการไหลของกระแสน้ำ, ρ_s คือ ความหนาแน่นของน้ำมีค่าเท่ากับ $1.026 \text{ kN} / \text{m}^3$, g คือค่าความเร่งโน้มถ่วงของโลก, A_f คือ พื้นที่หน้าตัดในส่วนที่จมน้ำ และ h_b คือระดับความสูงของพื้นที่ที่จมน้ำ



รูปที่ 3.6 แรงออกกพลวัตที่กระทำต่ออาคารในทิศทาง ตะวันออก-ตก (X)



รูปที่ 3.7 แรงออกกพลวัตที่กระทำต่ออาคารในทิศทาง เหนือ-ใต้ (Y)



รูปที่ 3.8 แรงลอยตัวที่กระทำต่อพื้นของอาคารในชั้นที่โดนน้ำท่วม

การพิจารณาแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ

ในส่วนของการคำนวณหาแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิในงานวิจัยนี้แบ่งตามรูปแบบของการคำนวณที่กระทำออกเป็น 2 กรณี ซึ่งอ้างอิงตามคำแนะนำของ มยผ. 1312-51 ได้ดังนี้
การพิจารณาแรงกระทำในรูปของแรงสถิต

วัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่มีขนาดเล็กที่ไหลเข้ามาปะทะกับอาคารเช่น รถยนต์ ท่อนไม้ หรือเศษซากปรักหักพังจากสิ่งก่อสร้าง สามารถประเมินแรงกระทำที่เกิดขึ้นเมื่อวัตถุปะทะกับอาคารเป็นแรงสถิตย์เทียบเท่าจากสมการที่ 3-3

$$F_i = \frac{W_i v_i}{gt} \quad (3-3)$$

โดยที่ W คือ น้ำหนักของวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ ซึ่งกำหนดให้มีขนาด 5 กิโลนิวตัน หรือ 500 กิโลกรัม, v คือ ความเร็วของวัตถุที่ไหลมากับสึนามิขณะที่ปะทะกับอาคารกำหนดให้เท่ากับความเร็วในการไหลของสึนามิ, g คือค่าความเร่งโน้มถ่วงของโลก, t คือช่วงเวลาที่เกิดการกระทำสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าอยู่ในช่วง 0.2-0.4 วินาทีสำหรับกำแพง และ 0.3-0.6 วินาทีสำหรับเสา

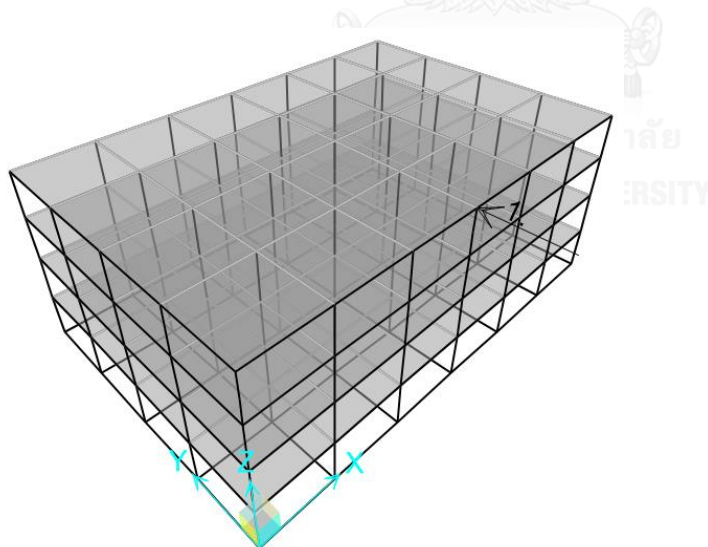
3.4 การพิจารณาแรงกระทำในรูปของพลังงาน

วัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่มีขนาดใหญ่เช่น เรือประมงในมหาสมุทร แรงกระแทกที่เกิดขึ้นจากการประทุสามารถคำนวณให้อยู่ในรูปของพลังงานจลน์ (Kinetic energy) ที่เกิดขึ้นได้จากสมการที่ 3-4

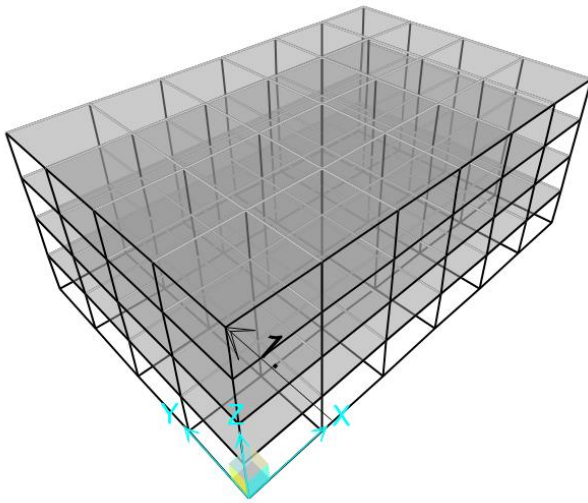
$$KE = \frac{1}{2}mv^2 \quad (3-4)$$

โดยที่ W คือ น้ำหนักของวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่มีขนาดใหญ่ ซึ่งกำหนดให้มีขนาด 784 กิโลนิวตัน หรือ 80 ตัน v คือ ความเร็วของวัตถุที่ไหลมากับสึนามิขณะที่ประทุกับอาคารกำหนดให้เท่ากับความเร็วในการไหลของสึนามิ

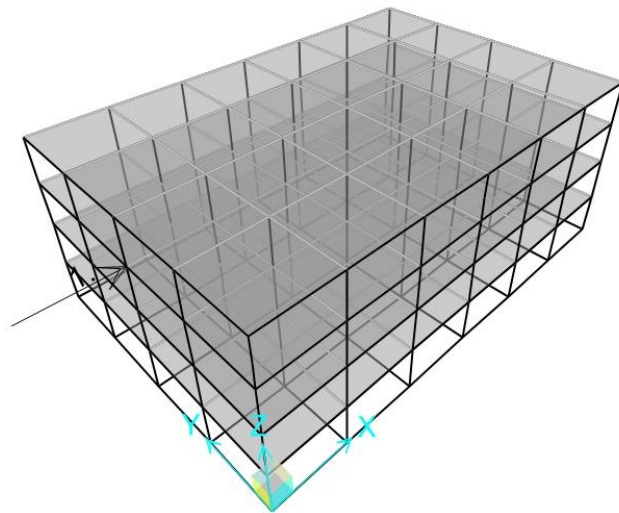
ซึ่งในการกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างอาคารนั้น เป็นแรงที่กระทำที่จำลองมวลวัตถุเชิงสถิติที่เข้ากระทำต่ออาคารในแต่ละทิศทาง โดยจะกระทำที่ตำแหน่งวิกฤติในแต่ละทิศทางของอาคาร ซึ่งเป็นแรงกระทำแบบจุด (point load) ซึ่งแรงที่กระทำขึ้นอยู่กับขนาดของมวลวัตถุตามที่ได้กำหนดในหัวข้อ 3.3.1 และ 3.3.2 โดยในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารนั้นกำหนดให้แรงกระทำที่ตำแหน่งวิกฤติในแต่ละทิศทางของอาคารที่ระดับความสูง 9 เมตรเทียบเท่าระดับน้ำท่วมสูงสุด และในแต่ละกรณีของแรงที่เข้ากระทำจะต้องสอดคล้องกับแรงอุทกพลวัตด้วย โดยภาพรวมของจุดที่แรงกระทำต่ออาคารดังแสดงตามรูปที่ 3.9-3.11



รูปที่ 3.9 แรงกระแทกที่กระทำต่ออาคารที่ตำแหน่งกลางระนาบ XZ (ทิศตะวันออก-เหนือ)



รูปที่ 3.10 แรงกระทำที่กระทำต่ออาคารที่ตำแหน่งริมระนาบ XZ (ทิศตะวันออก-เหนือ)



รูปที่ 3.11 แรงกระทำที่กระทำต่ออาคารที่ตำแหน่งกลางระนาบ YZ (ทิศตะวันตก-เหนือ)

จากที่กล่าวมาข้างต้นแล้วนั้น สามารถเปรียบเทียบถึงความแตกต่างในการพิจารณาถึงผลของแรงกระทำที่เกิดขึ้นจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่ประทะกับอาคาร ได้ดังแสดงตามตารางที่ 3.7

ตารางที่ 3.7 การเปรียบเทียบถึงประเภทของวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่กระทำต่ออาคาร

การเปรียบเทียบ	วัตถุที่มีขนาดเล็ก	วัตถุที่มีขนาดใหญ่
ประเภทของวัตถุ	รถยนต์, ท่อนไม้ หรือเศษซาก ปรักหักพังจากอาคาร	เรือประมงขนาดใหญ่
ขนาดของมวล (กิโลนิวตัน)	5 หรือตามรูปที่ 2.28	784 หรือตามรูปที่ 2.28
การคำนวณแรงกระแทกที่ เกิดขึ้น	สมการที่ 3-3	สมการที่ 3-4
ตำแหน่งที่เข้าประทะกับ อาคาร	กระทำที่ตำแหน่งวิกฤติในแต่ละทิศทางของอาคาร 3 ทิศทาง	

ในส่วนของการรวมแรงเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบอาคารด้วยวิธีกำลัง จะต้องพิจารณาถึง การรวมผลของน้ำหนักบรรทุก ในหลายๆกรณีที่สามารถเกิดขึ้นกับอาคาร ดังแสดงในชุดของการรวม แรง (load combination) ต่อไปนี้

$$U1 = 1.7D + 2.0L$$

$$U2X = 1.4D + 1.7L + 1.0Tx$$

$$U2Y = 1.4D + 1.7L + 1.0Ty$$

$$U3X = 0.9D + 1.0Tx$$

$$U3Y = 0.9D + 1.0Ty$$

โดยที่

D หมายถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่กระทำต่ออาคาร (dead load)

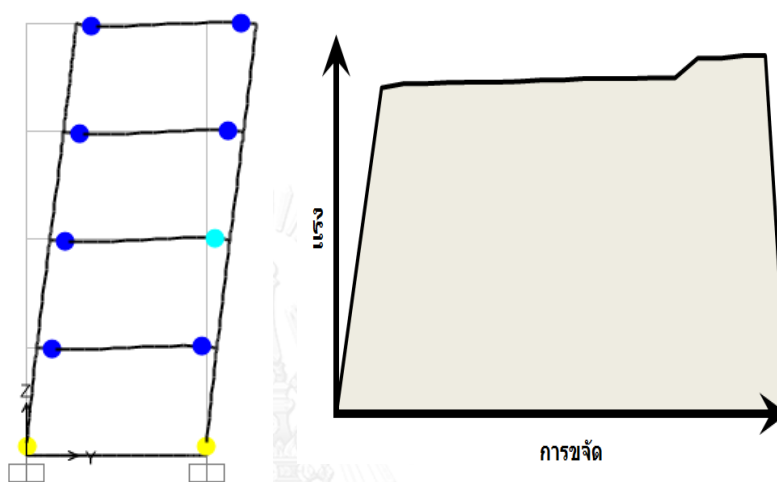
L หมายถึง น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำต่ออาคาร (live load)

T หมายถึง แรงกระทำจากสึนามิที่กระทำต่ออาคาร (tsunami load) ซึ่งมีทั้งทิศทางแกน X (ตะวันออก-ตะวันตก) และทิศทางแกน Y (เหนือ-ใต้)

3.5 พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของอาคาร

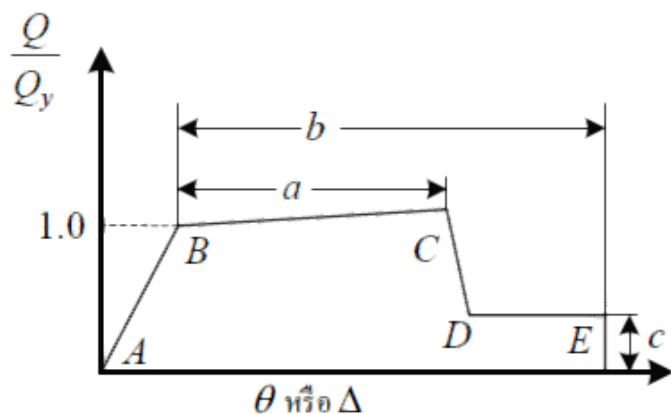
ในส่วนของการวิเคราะห์ผลการศึกษาของงานวิจัยนี้ในรูปแบบของแรงด้วยวิธีแบบสถิติเชิงเส้น จะไม่สามารถให้รายละเอียดเกี่ยวกับการเกิดจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ในองค์อาคารต่างๆได้ จึงทำให้ไม่สามารถทราบถึงพลังงานที่โครงสร้างสามารถสลายออกไป ดังนั้นการวิเคราะห์แบบสถิติไม่เชิง

เส้น (Pushover analysis) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่ยืดหยุ่นโดยการผลักโครงสร้างให้เคลื่อนที่ในแนวราบ แล้วสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่ผลัก กับระยะการเคลื่อนที่ ซึ่งเรียกว่า Capacity curve ดังแสดงตามรูปที่ 3.12 โดยที่พื้นที่ใต้กราฟแสดงถึงพลังงานที่โครงสร้างสลายไป การวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้นนี้ทำให้ทราบถึงลำดับขั้นตอนการเกิดจุดหมุนพลาสติกในชิ้นส่วนต่างๆของโครงสร้าง รวมทั้งสามารถพิจารณาถึงผลของการกระจายแรงและโมเมนต์ดัดในช่วงอินอีลาสติกได้อีกด้วย



รูปที่ 3.12 การเกิดจุดหมุนพลาสติกในองค์อาคารและ Capacity curve ที่เกิดจากการผลักโครงสร้าง

จากรูปข้างต้นนั้นได้แสดงถึง เมื่อโครงสร้างถูกผลักไปด้านข้าง จะทำให้เกิดผลตอบสนองอันได้แก่ โมเมนต์ดัด และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับเสาและคาน โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่บริเวณปลายคานและปลายเสาจะเป็นตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่สูง โดยเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังต้านทาน ก็จะทำให้เกิดการคราก หรือที่เรียกว่าจุดหมุนพลาสติก การหมุนตัวของหน้าตัดโดยที่หน้าตัดยังรักษาระดับแรงที่มากกระทำอยู่ จะทำให้หน้าตัดสลายพลังงานออกไปจากโครงสร้าง เมื่อหน้าตัดหลายๆตำแหน่งในเสาและคานเกิดจุดหมุนพลาสติก ก็จะช่วยให้สลายพลังงานออกไปได้มากขึ้น ผลรวมของพลังงานที่สลายไปเนื่องจากการเกิดจุดหมุนพลาสติก และพลังงานความเครียดที่สะสมในองค์อาคารต่างๆจะเท่ากับ พื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง โดยในการจำลองพฤติกรรมการดัดตัวของจุดหมุนพลาสติก สามารถทำได้โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหมุนตัวของหน้าตัด (chord rotation) ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ใช้ตามคำแนะนำที่กำหนดใน มยผ. 1303-57 ซึ่งออกโดยกรมโยธาธิการและผังเมือง ดังนี้



ก) การเสียวรูป

รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการการเสียวรูปแบบทั่วไป (มยผ. 1303-57)

จากรูปที่ 3.13 ได้แสดงให้เห็นถึงลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียวรูปแบบทั่วไปที่มีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นจากจุด A (เมื่อไม่มีแรงกระทำ) ไปที่จุด B ซึ่งเป็นจุดครากประสิทธิผล ต่อจากนั้นมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นจากจุด B ไปที่จุด C โดยมีค่าสติเฟนสที่ลดลง เมื่อการเสียวรูปมากกว่า C แรงต้านทานมีค่าลดลงอย่างทันทีทันใด ไปสู่จุด D ซึ่งอาจมีแรงต้านทานคงค้างบ้างและจุด E ซึ่งเป็นจุดสุดท้ายที่ศูนย์เสียแรงต้านทานโดยสิ้นเชิง ความชันระหว่างจุด A และจุด B ให้เป็นไปตามค่าสติเฟนสประสิทธิผลซึ่งคำนวณจากค่าความเกร็งประสิทธิผล (effective rigidity) ตามตารางที่ 3.8 ความชันระหว่างจุด B และจุด C ที่ไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงในแนวตั้งภายใต้การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (P-delta effect) กำหนดให้มีค่าระหว่างร้อยละ 0 ถึงร้อยละ 10 ของค่าความชันเริ่มต้น

ตารางที่ 3.8 ความแข็งแรงประสิทธิผล (มยผ. 1303-57)

ชิ้นส่วน	ความแข็งแรง สำหรับการดัด	ความแข็งแรง สำหรับการเฉือน	ความแข็งแรงใน แนวแกน
คาน (ไม่อัดแรง)	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
คาน (อัดแรง)	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
เสาที่รับแรงอัดจากน้ำหนัก บรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง ของโลก $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
เสาที่รับแรงอัดจากน้ำหนัก บรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง ของโลก $\leq 0.1A_g f'_c$	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

ตารางที่ 3.9 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (มยพ. 1303-57)

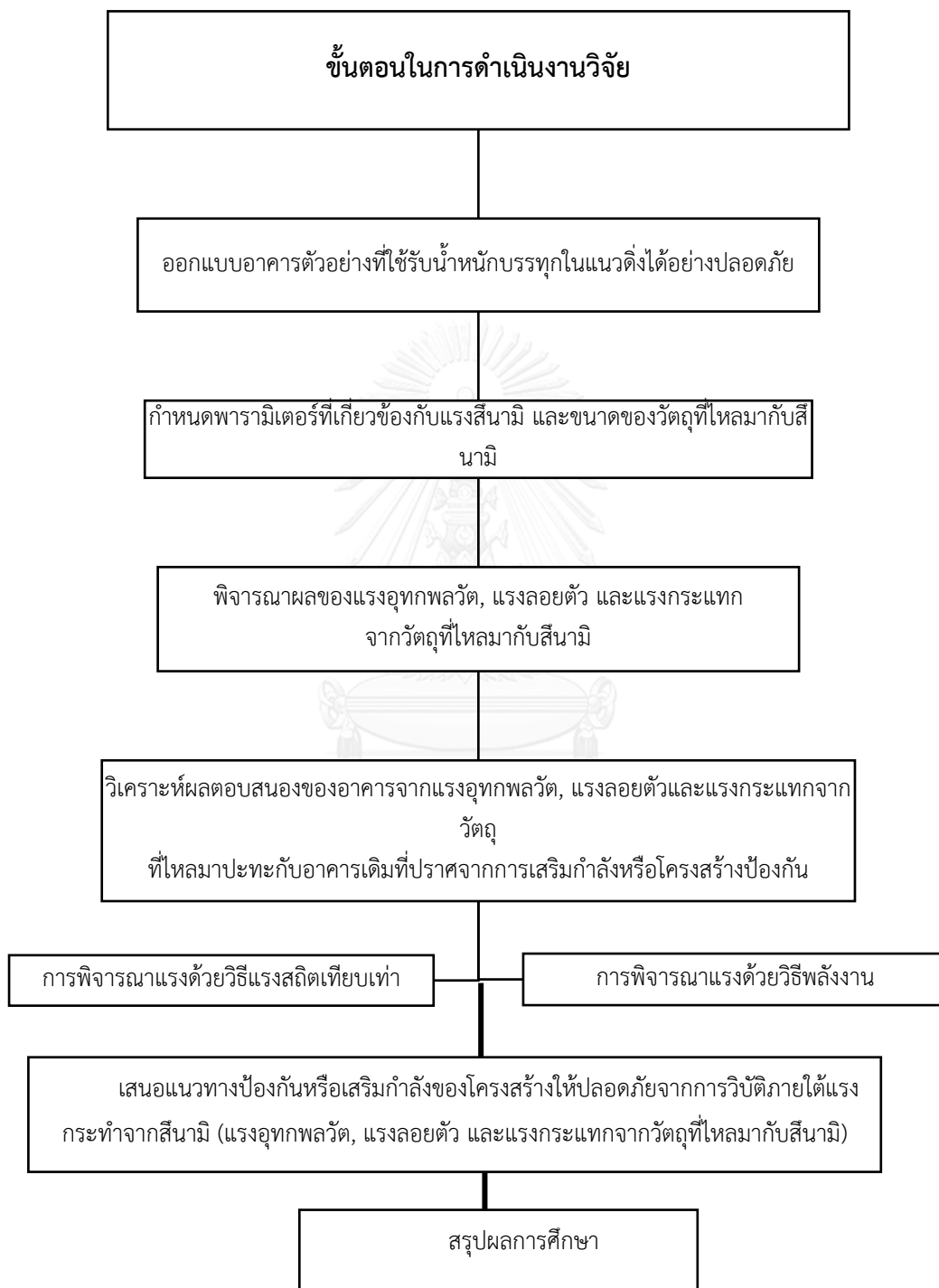
กรณี		ตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง			เกณฑ์การยอมรับ			
		มมมมมมพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วนกำลังค้ำ	มมมมมมพลาสติก (เรเดียน)			
					ระดับสมรรถนะ			
		a	b	c	IO	ประเภทของชิ้นส่วน		L
LS	CP							
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$						
≤ 0.0	C	≤ 0.25	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.010
≤ 0.0	C	≥ 0.5	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.010
≥ 0.5	C	≤ 0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.010
≥ 0.5	C	≥ 0.5	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.010
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$						
≤ 0.0	NC	≤ 0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 0.5	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 0.25	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 0.5	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005
การวิบัติเนื่องจากมีระยะพัฒนาแรงดึงหรือระยะต่อทาบเหล็กเสริมไม่เพียงพอ								
ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030
ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030
การวิบัติเนื่องจากมีระยะฝั่งของเหล็กเสริมเข้าไปในจุดต่อไม่เพียงพอ								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015

บทที่ 4

แบบจำลองโครงสร้าง และการสลายพลังงาน

4.1 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย และการวิเคราะห์โหมดการวิบัติของโครงสร้าง

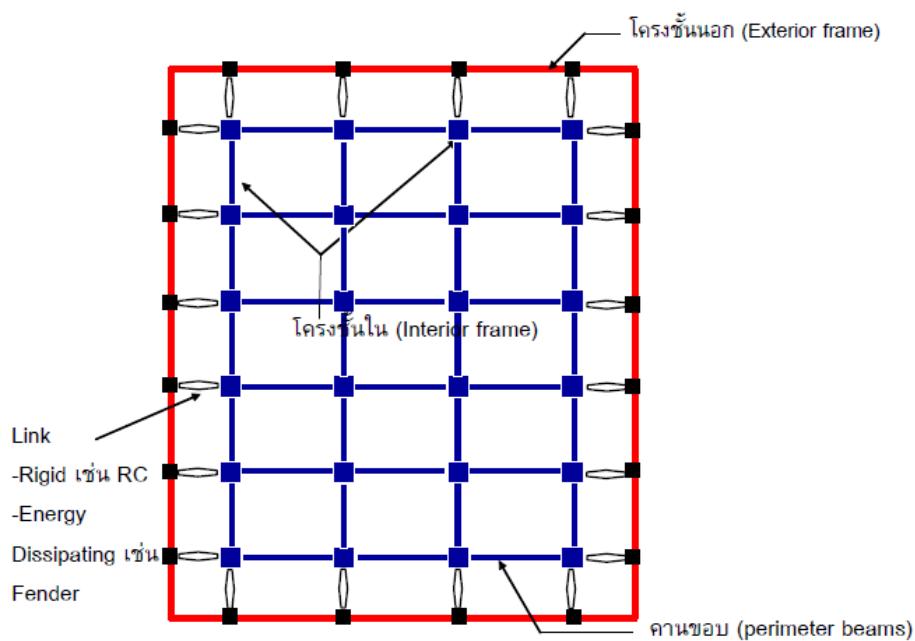
ในขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยในขั้นต้นนั้นได้ทำการวิเคราะห์และออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาด 30 เมตร x 20 เมตร ที่มีความสูง 4 ชั้น ซึ่งมีระบบโครงสร้างเป็นแบบโครงต้านแรงดัดโดยที่พิจารณาขนาดหน้าตัดของเสาและคาน ให้สามารถรับแรงกระทำในแนวตั้ง (Gravity load) ของอาคารทั้งหมดโดยอาศัยคุณสมบัติของวัสดุและรายละเอียดการเสริมเหล็กตามที่กล่าวมาในหัวข้อที่ 3.1.3 โดยได้ทำการวิเคราะห์ถึงแรงภายในที่เกิดขึ้นโดยใช้โปรแกรม SAP2000 จากนั้นจึงได้นำผลของแรงภายในที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นส่วนโครงสร้างมาพิจารณาถึงอัตราส่วนของกำลังต้านทานต่อแรงที่สถานะประลัย (Capacity ratio) ที่เกิดขึ้นในแต่ละหน้าตัด ซึ่งในการวิเคราะห์โหมดการพังทลาย และการวิบัติของโครงสร้างนั้น สามารถนิยามได้ว่า เมื่อชั้นส่วนใดชั้นส่วนหนึ่งของโครงสร้างเกิดการวิบัติ จะถือว่าอาคารนั้นเกิดการวิบัติ โดยรูปแบบของการวิบัติที่พิจารณาประกอบไปด้วย การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure) และการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด (Flexural failure) ในชั้นส่วนของเสาและคาน ซึ่งการวิบัติด้วยแรงเฉือนนั้นจะเกิดขึ้นเมื่อแรงเฉือนที่เกิดในชั้นส่วนของเสาและคานมีค่ามากกว่าค่ากำลังต้านทานในหน้าตัดนั้นๆ ในขณะที่การวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดจะเกิดขึ้นเมื่อความเค้นที่เกิดขึ้นภายในส่วนของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมมีค่ามากจนทำให้คอนกรีตเกิดการอัดแตก (Crushing failure) ซึ่งค่าความเครียด (strain) ที่ทำให้คอนกรีตเกิดการอัดแตกมีค่าเท่ากับ 0.002 โดยเมื่อพิจารณาให้องค์อาคารสามารถรับแรงกระทำในแนวตั้งได้อย่างปลอดภัยแล้วได้นั้น จึงทำการพิจารณาถึงผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิในขั้นถัดไป ภายหลังจากนั้นจึงกำหนดรูปแบบในการป้องกันและแก้ไขเพื่อป้องกันการวิบัติของอาคาร ดังแสดงเป็นแผนภูมิขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยตามรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 แผนภูมิขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

การป้องกันและสลายพลังงานจากแรงกระแทกของวัตถุที่ไหลมากับสินามิต่ออาคาร

ในส่วนของการป้องกันการวิบัติจากแรงกระแทกจากวัตถุที่มีขนาดใหญ่อาศัยหลักการของการสลายพลังงาน ได้เสนอแนวทางการติดตั้งโครงสร้างป้องกันรอบนอกอาคาร (outer protection structure) ที่มีความแข็งเกร็ง (rigid structure) แล้วเชื่อมต่อกับโครงสร้างอาคารทางด้านในด้วยอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน ซึ่งสามารถดูดซับพลังงานจากการกระแทกโดยอุปกรณ์ดูดซับ (fender) โดยการเสียรูปแบบอีลาสติกในตัวเอง โดยสามารถคำนวณพลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นจากการประทะของวัตถุกับอาคารตามสมการที่ 2-29 โดยตำแหน่งการประทะกับอาคารจะกำหนดไว้ 3 ตำแหน่งดังแสดงในรูปที่ 3.9-3.11 โดยความสามารถในการดูดซับพลังงานของโครงสร้างสามารถวิเคราะห์โดยการผลักแบบไม่เชิงเส้น (non-linear static pushover analysis) ซึ่งตำแหน่งในการผลักจะต้องสอดคล้องกับตำแหน่งในการประทะของวัตถุกับอาคาร ซึ่งจากรูปที่ 3.9-3.11 นั้นการใส่แรงดังกล่าวแสดงให้เห็นถึงทิศทางในการผลักเท่านั้นเพราะการผลักจะถูกควบคุมด้วยระยะทาง ตัวเลขที่แสดงหมายถึงขนาดของมวลนั้นๆที่เขาประทะ และจำนวนของอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (fender) ในแต่ละทิศทางเมื่อรวมกันทั้งหมดแล้วจะต้องสามารถดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นจากการประทะกับอาคารได้ ซึ่งความสามารถในการดูดซับพลังงานของ fender ต่อ 1 ตัวมีระบุไว้จากบริษัทผู้ผลิต (Trelleborg) เมื่อสามารถดูดซับพลังงานจากการกระแทกได้อย่างเพียงพอแล้วจึงนำผลของแรงที่เกิดจากการผลักรวมกับแรงปฏิกิริยาจาก fender กระทำกลับเข้าไปในโครงสร้างด้านในแล้วทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารต่อไป ดังแสดงผังของระบบโครงสร้างอาคารด้านใน และโครงป้องกันตามรูปที่ 4.2 โดยสามารถเสริมความสามารถในการต้านทานแรงของโครงสร้างอาคารเดิมที่อยู่ด้านในด้วย กำแพงรับแรงเฉือนหรือระบบโครงค้ำยันหากมีความจำเป็น



รูปที่ 4.2 ระบบป้องกันอาคารจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ

เมื่อได้กำหนดถึงขั้นตอนในการดำเนินงานวิจัยแล้วจึงทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองและการป้องกันการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ ในขั้นถัดไป

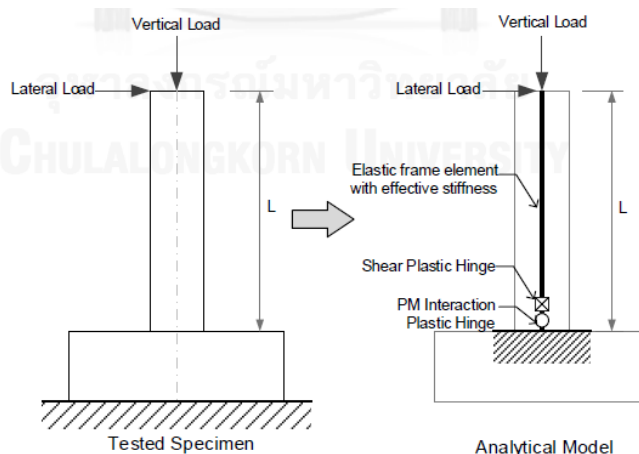
4.2 การสอบเทียบแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการศึกษาถึงผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ โดยใช้แบบจำลอง 3 มิติในการวิเคราะห์ ภายใต้แรงกระทำในแนวตั้ง และแรงกระทำด้านข้างที่มีต่อของระบบโครงสร้างอาคาร และโครงสร้างเสาของอาคาร โดยเมื่อพิจารณาถึงพฤติกรรมการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นภายใต้แรงกระทำด้านข้าง โดยการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในอดีตที่ผ่านมา เพื่อเป็นแนวทางในการสร้างแบบจำลองในการวิเคราะห์ต่อไป

การสอบเทียบแบบจำลองของเสา

ในการพิจารณาถึงความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น จะถูกควบคุมโดยรูปแบบของการวิบัติ (mode of failure) อันได้แก่ การวิบัติเนื่องจากแรงดัด (flexural), การวิบัติเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน (flexural-shear) และการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (shear) ซึ่งจะต้องถูกกำหนดในแบบจำลอง โดยในการศึกษาครั้งนี้ได้อ้างอิงและเปรียบเทียบจากผลการศึกษาของ Srechai (2013) ซึ่งได้ทำการศึกษาถึงผลตอบสนองของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติเทียบกับผลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสนอโดย Mo and Wang (2000) และ Sezen and Moehle (2004) นั้นได้ถูกนำมาพิจารณา โดยตัวอย่างการทดสอบถูกกระทำภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (cyclic load) และแรงในแนวแกนแบบคงที่ โดยรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ, คุณสมบัติของวัสดุ และรูปแบบของการวิบัติแสดงตามตารางที่ 4.1 และ 4.2

ในส่วนของการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ถูกจำลองโดยใช้แบบจำลองแบบชิ้นส่วนอีลาสติก (elastic element) ที่มีหน้าตัดแบบใช้ความเกร็งประสิทธิผล (effective stiffness) ดังแสดงตามรูปที่ 4.3 โดยที่ความเกร็งประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ 40% ของกำลังที่จุดคราก ($EI_{stf 40}$) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4-1 ซึ่งเสนอโดย Haselton and Deierlein (2007) โดยพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กอาศัยแบบจำลองของจุดหมุนพลาสติก ทั้ง แรงเฉือนและโมเมนต์ดัด โดยผลกระทบจากแรงในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดอาศัยจุดหมุนพลาสติกที่มีปฏิสัมพันธ์กันระหว่างแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัด โดยในการวิเคราะห์แบบการผลักด้านข้างแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear push-over analysis) โดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000 (CSI 2016) โดยในการวิเคราะห์ผ่านโปรแกรม SAP2000 นั้น พฤติกรรมการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติกจะเกิดขึ้นเมื่อแรงภายในที่เกิดถึงที่กำลังจุดครากของหน้าตัด โดยพฤติกรรมของความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัด-มุมหมุนพลาสติก (moment chord rotation) และ แรงกระทำกับการเคลื่อนที่ (load-displacement) ของจุดหมุนพลาสติกรับแรงเฉือน ดังแสดงตามรูปที่ 4.4 และ 4.5 ตามลำดับ



รูปที่ 4.3 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเทียบกับผลการทดสอบ (Srechai, 2013)

$$\frac{EI_{sf40}}{EI_g} = -0.02 + 0.98 \left[\frac{P}{A_g f'_c} \right] + 0.09 \left[\frac{L_s}{H} \right], \text{ where } 0.35 \leq \frac{EI_{sf40}}{EI_g} \leq 0.8 \quad (4-1)$$

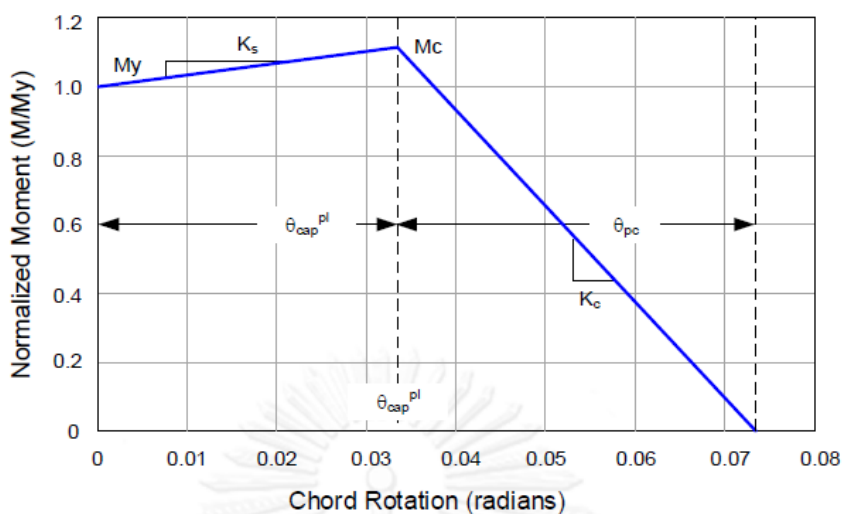
โดยที่

P คือ แรงในแนวแกนที่เกิดขึ้น (kN)

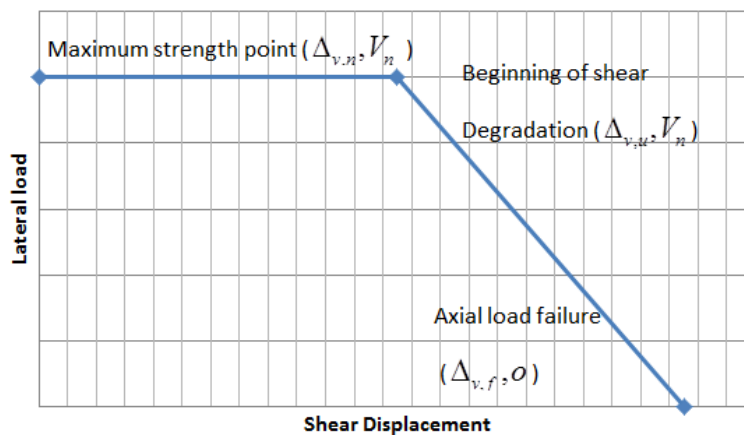
A_g คือ พื้นที่หน้าตัดของเสา, f'_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa)

L_s คือ ระยะของ shear span (mm)

H คือ ความลึกของหน้าตัดวัดจากทิศทางที่แรงกระทำ (mm)



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดและมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก (Srechai, 2013)



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติกรับแรงเฉือน
ตารางที่ 4.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ Mo and Wang (2000), Sezen and Moehle (2002),
(Srechai, 2013)

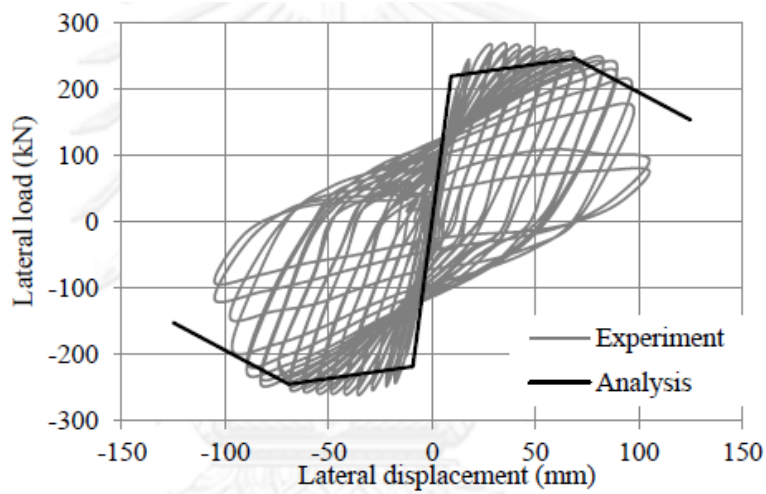
Properties	Specimens	
	Mo and Wang (2000)	Sezen and Moehle (2002)
Specimen	C1-2	No.1
Section (mm)	400 x 400	457 x 457
Length (mm)	1400	2946
Shear span (mm)	1400	1473
Test configuration	Single curvature	Double curvature
Axial load ratio	0.158	0.151
Longitudinal reinforcement ratio, ρ	0.0243	0.0300
Transverse reinforcement ratio, ρ_{sh}	0.0062	0.0017
Longitudinal reinforcement yield (MPa)	497	434
Transverse reinforcement yield (MPa)	460	476
Failure mode	(Flexural)	Flexural-shear

ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองเพื่อใช้เทียบกับผลการทดสอบของ Mo and Wang (2000)

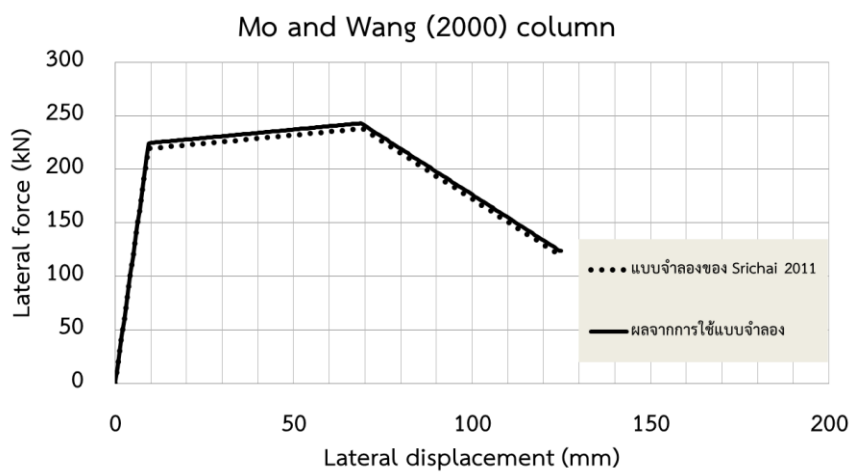
และ Sezen and Moehle (2002) (Srechai, 2013)

Properties	Specimens	
	Mo and Wang (2000)	Sezen and Moehle (2002)
ค่าความเกร็งประสิทธิผล (Element effective stiffness)		
$EI_{stf\ 40} / EI_g$	0.450	0.418
จุดหมุนพลาสติกของโมเมนต์ดัด (Flexural plastic hinge)		
M_y (kN – m)	318.0	430.0
M_c (kN – m)	380.5	517.8
θ_y (rad)	0.0052	0.0123
θ_{cap}^{pl} (rad)	0.0415	0.0144
θ_{cap}^{tot} (rad)	0.0467	0.0267
θ_{pc} (rad)	0.1151	0.0382
จุดหมุนพลาสติกของแรงเฉือน (Shear plastic hinge)		
$\Delta_{v,n}$ (mm)	2.2	4.7
V_n (kN)	560.4	307.8
$\Delta_{v,u}$ (mm)	4.8	13.9
$\Delta_{v,f}$ (mm)	103.7	141.2

โดยการเปรียบเทียบถึงผลของแรงกับการเคลื่อนที่จากผลการทดสอบ กับการใช้แบบจำลอง 3 มิติในการวิเคราะห์ดังแสดงตามรูปที่ 4.6 และ 4.7 ซึ่งให้เห็นว่าผลของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ให้ผลของค่าสติฟเนสเริ่มต้น (initial stiffness) ได้สอดคล้องกับผลจากการทดสอบเมื่อมีกำลังที่ 50% ของจุดคราก และภายหลังจากนั้นพบว่า ผลของสติฟเนสเนื่องจากแรงต้านข้างที่เกิดขึ้นจากผลของแบบจำลองมากกว่าผลจากการทดสอบโดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีของการวิบัติแบบ แรงดัดร่วมกับแรงเฉือนตามรูปที่ 4.7 อย่างไรก็ตามพบว่าผลที่ได้จากแบบจำลองสามารถจำลองพฤติกรรมและผลตอบแทนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้างได้อย่างสมเหตุสมผล

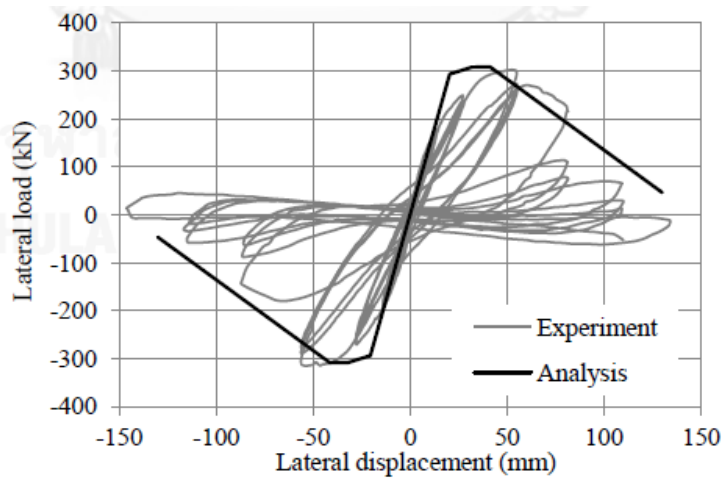


ผลของแรงและการเคลื่อนที่จากการทดสอบเทียบกับแบบจำลองโดย Srechai (2013)



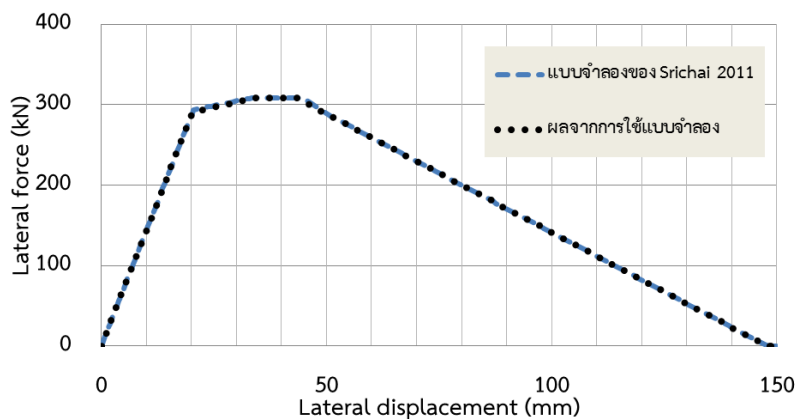
รูปที่ 4.6 ผลของแรงและการเคลื่อนที่ที่ใช้แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาทดสอบ Mo and Wang (2000)

เทียบกับ Srechai (2013)



ผลของแรงและการเคลื่อนที่จากการทดสอบเทียบกับแบบจำลองโดย Srechai (2013)

Sezen and Moehle (2002) column



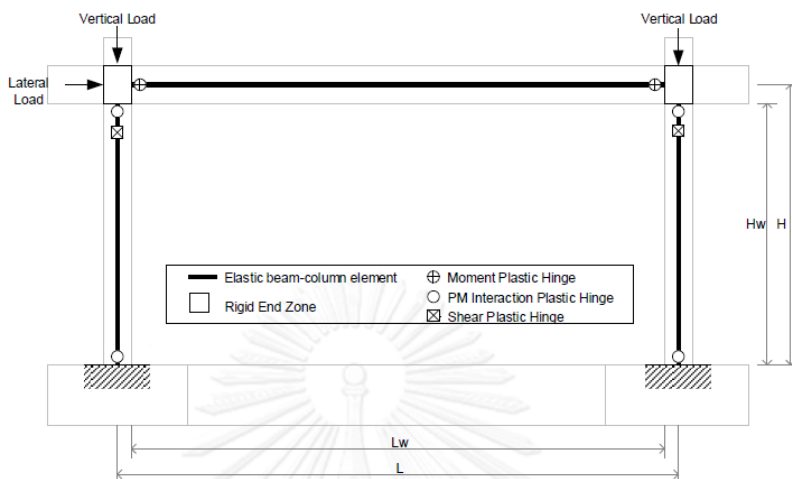
รูปที่ 4.7 ผลของแรงและการเคลื่อนที่ที่ใช้แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาทดสอบ Sezen and Moehle (2002)

เทียบกับ Srechai (2013)

4.3 การสอบเทียบแบบจำลองของโครงเฟรม

ในการพิจารณาถึงความสามารถในการรับแรงของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น จะถูกควบคุมโดยรูปแบบของการวิบัติ (mode of failure) อันได้แก่ การวิบัติเนื่องจากแรงดัด (flexural), การวิบัติเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน (flexural-shear) และการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (shear) ซึ่งจะต้องถูกกำหนดในแบบจำลอง โดยในการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้ได้อ้างอิงและเปรียบเทียบจากผลการศึกษาของ Srechai (2013) ซึ่งได้ทำการศึกษถึงผลตอบสนองของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติเทียบกับผลการทดสอบเสาโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ 1 ช่วง และ 1 ชั้น ที่เสนอโดย Mehrabi et al. (1996) ดังแสดงตามรูปที่ 4.8 นั้นได้ถูกนำมาพิจารณา โดยตัวอย่างการทดสอบถูกกระทำภายใต้

แรงกระทำด้านข้างแบบทิศทางเดียว และแรงในแนวแกนแบบคงที่ โดยรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ, คุณสมบัติของวัสดุ และรูปแบบของการวิบัติแสดงตามตารางที่ 4.3 และ 4.4



รูปที่ 4.8 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงเฟรมที่ไม่มีกำแพงอิฐ (Srechai, 2013)

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงเฟรมที่ไม่มีกำแพงอิฐ (Srechai, 2013)

Component	Properties	Specimens
		No1. (โครงเฟรมที่ไม่มีกำแพงอิฐ)
RC Column	ค่าความเกร็งประสิทธิภาพ (effective stiffness)	
	EI_{stf40} / EI_g	0.487
	จุดหมุนพลาสติกของโมเมนต์ดัด (Flexural plastic hinge)	
	My (kN – m)	32.4
	Mc (kN – m)	38.7
	θ_y (rad)	0.0069
	θ_{cap}^{pl} (rad)	0.0364
	$\theta_{cap}^{tot} \theta_{pc}$ (rad)	0.0433, 0.1040
Component	Properties	Specimens
RC Column		No1. (โครงเฟรมที่ไม่มีกำแพงอิฐ)
	จุดหมุนพลาสติกของแรงเฉือน (shear plastic hinge)	
	$\Delta_{v,n}$ (mm)	1.9

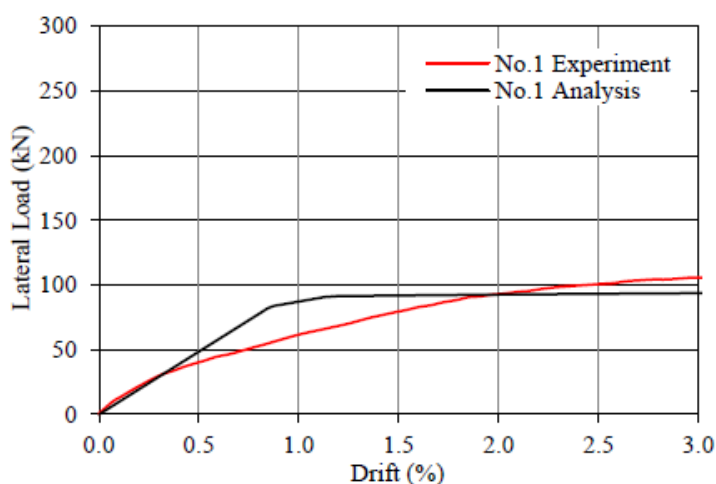
	V_n (kN)	85
	$\Delta_{v,u}$ (mm)	5.2
	$\Delta_{v,f}$ (mm)	83.1
RC Beam	ค่าความเกร็งประสิทธิภาพ (effective stiffness)	
	EI_{stf40} / EI_g	0.430
	จุดหมุนพลาสติกของโมเมนต์ดัด (Flexural plastic hinge)	
	My (kN – m)	32.5
	Mc (kN – m)	39.2
	θ_y (rad)	0.0108
	θ_{cap}^{pl} (rad)	0.0403
	$\theta_{cap}^{tot}, \theta_{pc}$ (rad)	0.0511, 0.1473

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบโครงเฟรม (Mehrabi et al., 1996)

Component	Properties	Specimens
		No.1 (โครงเฟรมที่ไม่มีกำแพงอิฐ)
RC Columns	Cross-section (mm)	178 x 178
	Longitudinal reinforcement ratio, ρ	0.0390
	Transverse reinforcement ratio, ρ_{sh}	0.0054
	Concrete compressive strength (MPa)	30.8
	Longitudinal reinforcement yield (MPa)	420
	Transverse reinforcement yield (MPa)	367
RC Beam	Cross-section (mm)	229 x 152
	Longitudinal reinforcement ratio, ρ	0.0263
	Transverse reinforcement ratio, ρ_{sh}	0.0053
	Concrete compressive strength (MPa)	30.8
	Longitudinal reinforcement yield (MPa)	413
	Transverse reinforcement yield (MPa)	367

จากการเปรียบเทียบผลของการแรงและการเคลื่อนที่จากตัวอย่างทดสอบกับแบบจำลองเชิงวิเคราะห์พบว่าผลของสติฟเนสเริ่มต้น (initial stiffness) มีความสอดคล้องเมื่อผลจากการทดสอบมีอัตราส่วน

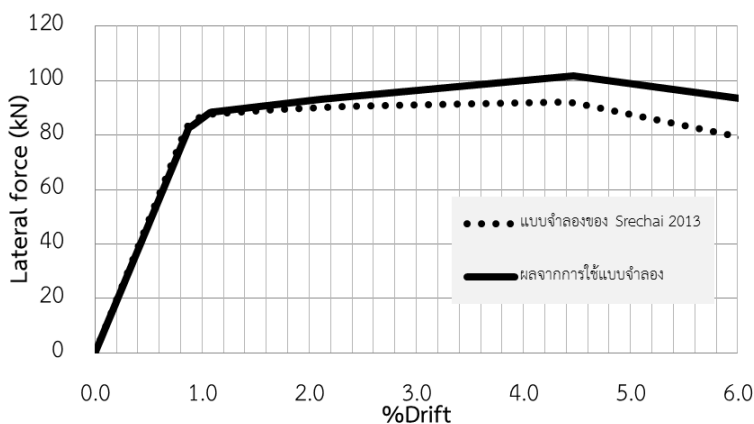
ของการเคลื่อนที่เท่ากับ 0.3% และภายหลังจากนั้นพบว่าผลของสติฟเนสต้านข้างจากการวิเคราะห์มีค่าที่สูงกว่าผลที่ได้จากการทดสอบ อย่างไรก็ตาม แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ที่ได้แสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวต้านข้างภายใต้แรงกระทำสูงสุดนั้นมีค่าที่ต่ำกว่าผลจากการทดสอบ โดยแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ได้แสดงให้เห็นถึงกำลังสูงสุดที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่เท่ากับ 1.2% ในขณะที่ผลจากการทดสอบให้กำลังสูงสุดที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่เท่ากับ 3.0% จากการทดสอบ ซึ่งเป็นผลอันเนื่องมาจากความเกร็งประสิทธิผลที่ 40% ของกำลังที่จุดคราก (EI_{sf40}) ของชิ้นส่วนอีลาสติก อย่างไรก็ตามผลจากการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองสามารถจำลองพฤติกรรมและผลตอบสนองของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้างได้อย่างเหมาะสม ดังแสดงตามรูปที่ 4.9



ผลของแรงและการเคลื่อนที่จากการทดสอบเทียบกับแบบจำลองโดย Srechai (2013)

CHULALONGKORN UNIVERSITY

Mehrabi et al (1996) Bare Frame



รูปที่ 4.9 ผลของแรงและการเคลื่อนที่โดยใช้แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของเสาทดสอบ Mehrabi et al. (2002)

เทียบกับ Srechai (2013)

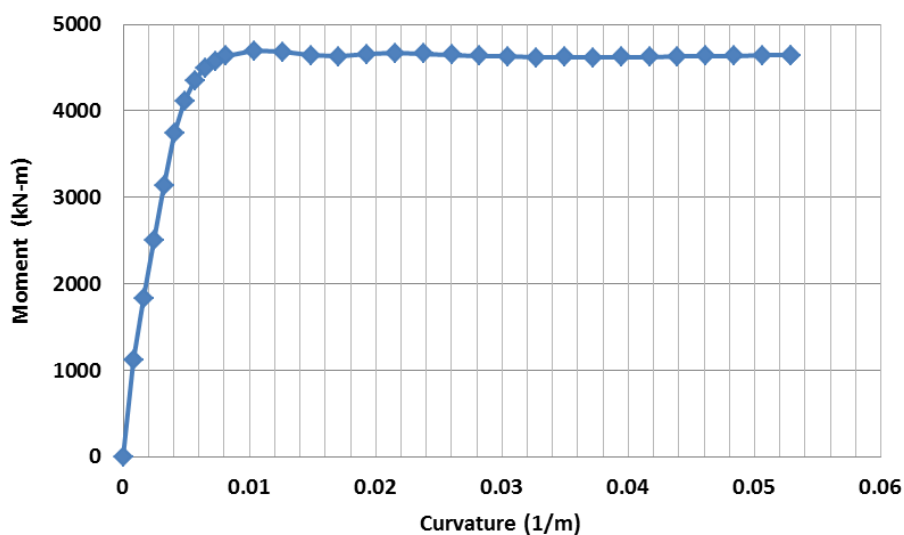
4.4 คุณสมบัติของแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษา

แบบจำลองอาคารในการศึกษาครั้งนี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูง 4 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่มีลักษณะเปิดโล่งที่ชั้นล่าง โดยในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองจากแรงอุทกพลวัตและแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิซึ่งแบ่งการวิเคราะห์แรงกระทำออกเป็น 2 ส่วน การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำโดยใช้วิธีแรงสถิต และวิธีพลังงาน ในส่วนของการวิเคราะห์แรงแบบสถิตเชิงเส้นแบบอีลาสติก (linear elastic) จะพิจารณาผลตอบสนองของอาคารซึ่งประกอบด้วยชิ้นส่วนโครงสร้างอันได้แก่ เสา และคาน แบบอีลาสติก (elastic element) ซึ่งเชื่อมต่อกันแบบแข็งเกร็ง (rigid joint) ภายใต้แรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัว และแรงกระแทกแบบสถิต ในส่วนของกำลังและความสามารถในการรับแรง ตลอดจนความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัด-ความโค้ง (moment-curvature) ของหน้าตัดของเสา และคาน ขนาดต่างๆแสดงดังตารางที่ 4.5 และรูปที่ 4.10 และ 4.11 ตามลำดับ

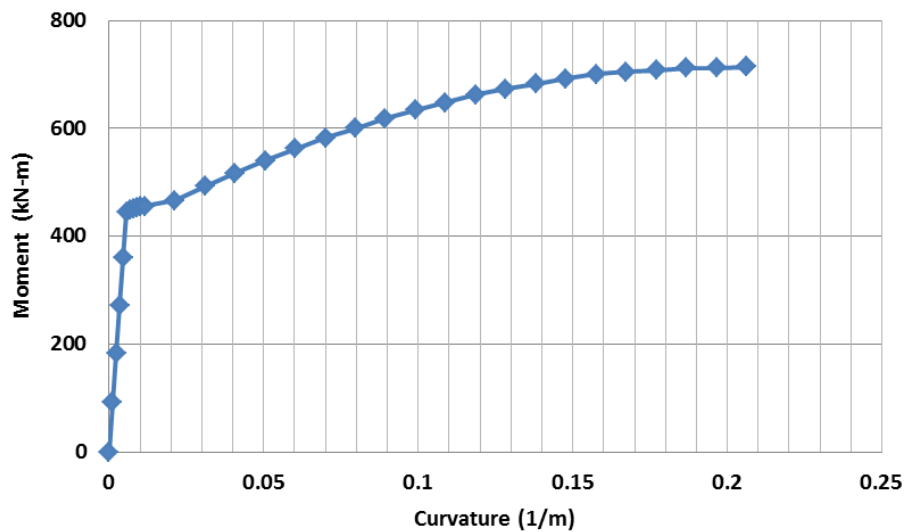
ตารางที่ 4.5 ความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดเสา และคาน

Component (cm)	Axial load (kN)	Shear capacity (kN)	Moment capacity (kN-m)
ชั้นที่ 4			
กรณีเสาสี่เหลี่ยม 45x45	727	240	694
กรณีเสากลมขนาด 100	896	1710	4692
คานขนาด 30x60	10	234	714
ชั้นที่ 3			
กรณีเสาสี่เหลี่ยม 45x45	1415	255	738
กรณีเสากลมขนาด 100	1763	1910	4666
คานขนาด 30x60	12	234	714

Component	Axial load (kN)	Shear capacity (kN)	Moment capacity (kN-m)
ชั้นที่ 2			
กรณีเสาสี่เหลี่ยม 45x45	2111	260	745
กรณีเสากลมขนาด 100	2625	2000	4676
คานขนาด 30x60 ซม.	14	234	715
ชั้นที่ 1			
กรณีเสาสี่เหลี่ยม 45x45	2854	272	740
กรณีเสากลมขนาด 100	3488	2120	4640
คานขนาด 30x60 ซม.	11	234	714

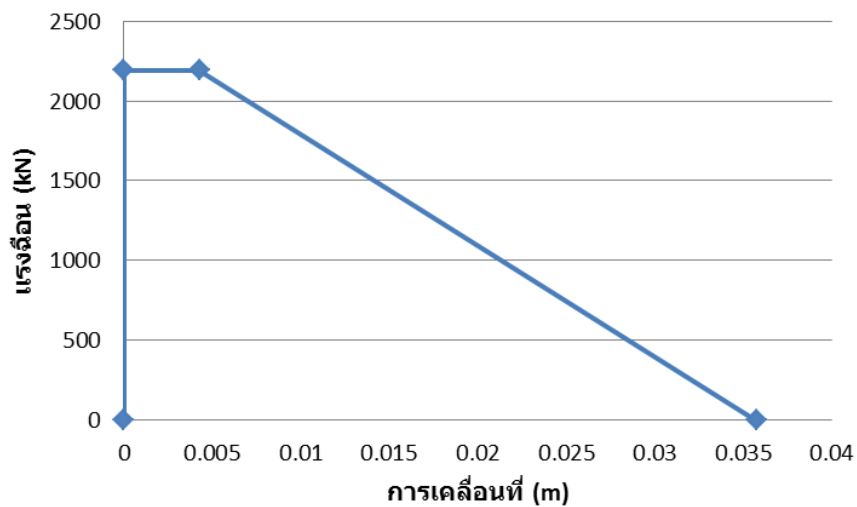


รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัด และค่าความโค้งงอของเสาหน้าตัด 100 ซม. ที่ชั้น 1



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัด และค่าความโค้งของคานหน้าตัด 30x60 ซม.

ในส่วนของการวิเคราะห์ผลตอบสนองภายใต้แรงกระทำทุกพลวัต, แรงลอยตัว และแรงกระทำโดยอาศัยวิธีทางพลังงานนั้น จะเกิดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นโดยใช้วิธีการผลักแบบสถิต (Static pushover analysis) แบบควบคุมระยะทาง โดยอาศัยจุดหมุนของพลาสติก (plastic hinge) ในการจำลองพฤติกรรมของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในส่วนโครงสร้างอาคาร โดยใช้โปรแกรม SAP2000 ในการสร้างแบบจำลองโดยในส่วนจุดหมุนพลาสติกสำหรับโมเมนต์ดัดของเสา และคานมีค่าเท่ากับ 0.51 เมตร และ 0.61 เมตร ตามลำดับ ซึ่งคำนวณจากสมการที่เสนอโดย Paulay and Priesley (1992) ดังแสดงตามสมการที่ 2-38 โดยหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กของเสา และคานประกอบไปด้วยวัสดุ 3 ส่วนคือ คอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด, คอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก และส่วนที่เป็นเหล็กเสริม โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัดใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Kent and Park (1971) ส่วนคอนกรีตที่มีการโอบรัดใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Mander et al. (1988) ในขณะที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมนั้นใช้แบบจำลองของ Menegotto and Pinto (1973) ในส่วนของการจำลองพฤติกรรมของแรงเฉือนในจุดหมุนพลาสติก (shear plastic hinge) นั้นได้อาศัยความสัมพันธ์ของแรงกับการเคลื่อนที่ตามแบบจำลองของ Sezen (2002) โดยอาศัยความสัมพันธ์ตั้งแต่ช่วงที่จุดคราก และช่วงกำลังเสื่อมถอย ดังแสดงตามรูปที่ 4.12 ในขณะที่ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัด และมุมหมุนพลาสติก (moment-chord rotation) เป็นไปตามคำแนะนำของ มยผ.1303-57 ของเสา และคานดังแสดงตามตารางที่ 4.6 และ 4.7 ตามลำดับ



รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน และการเคลื่อนที่ (shear hinge) ของเสาหน้าตัด 100 ซม.

ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกโมเมนต์ดัดของเสาหน้าตัด 100 ซม.

Component	Properties	Specimens
RC Column	ค่าความเกร็งประสิทธิภาพ (effective stiffness)	$0.7EI_g$
	จุดหมุนพลาสติกของโมเมนต์ดัด (Flexural plastic hinge)	
	M_y (kN – m)	3740
	M_c (kN – m)	4700
	θ_y (rad)	0.002
	θ_{cap}^{pl} (rad)	0.010
	θ_{cap}^{tot} (rad)	0.014
	θ_{pc} (rad)	0.004

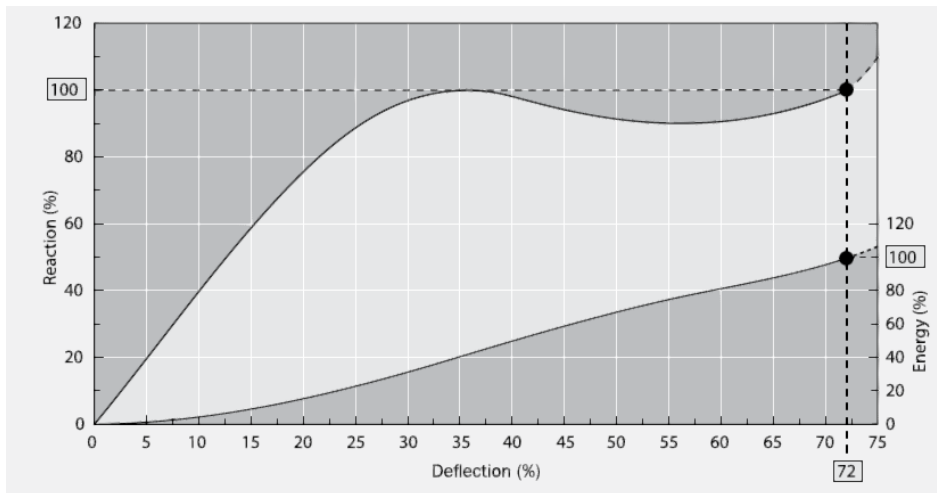
ตารางที่ 4.7 คุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกโมเมนต์ดัดของคานหน้าตัด 30 x 60 ซม.

Component	Properties	Specimens
RC Beams	ค่าความเกร็งประสิทธิภาพ (effective stiffness)	$0.35EI_g$
	จุดหมุนพลาสติกของโมเมนต์ดัด (Flexural plastic hinge)	

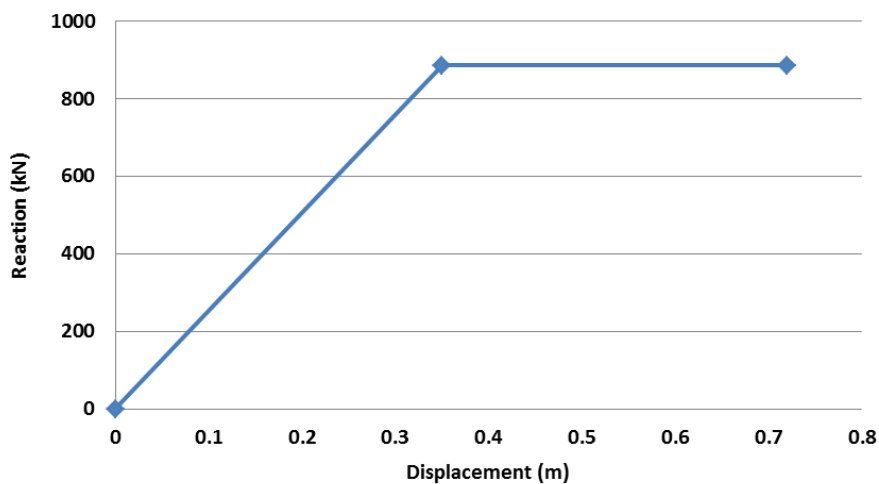
	M_y (kN – m)	460
	M_c (kN – m)	710
	θ_y (rad)	0.006
	θ_{cap}^{pl} (rad)	0.019
	θ_{cap}^{tot} (rad)	0.031
	θ_{pc} (rad)	0.057

แบบจำลองของอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน

ในการวิเคราะห์ถึงผลของแรงกระแทกโดยวิธีพลังงานนั้น จะอาศัยอุปกรณ์ที่ใช้ในการสลาย หรือดูดซับพลังงาน (fender) เป็นอุปกรณ์ที่ติดตั้งระหว่างโครงป้องกันด้านนอก และโครงอาคารหลักด้านใน ซึ่งทำหน้าที่เสมือนตัวกันชน และดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นจากการกระแทกเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพขององค์อาคารด้านใน ซึ่งอุปกรณ์ดูดซับพลังงานจะมีความยืดหยุ่นสูง, ดูดซับพลังงานได้มาก, และให้แรงปฏิกิริยาที่ต่ำ โดยในการศึกษาครั้งนี้ได้อ้างอิงถึงคุณสมบัติของ fender ตามบริษัทผู้ผลิต (Trelleborg Marine Systems) โดยพิจารณาใช้แบบ Super Cone Fenders ซึ่งมีความเหมาะสมในแง่ของการดูดซับพลังงาน และระยะของการเสียรูปที่เหมาะสม โดยความสัมพันธ์ของแรงปฏิกิริยาของ fender และระยะการเสียรูป (หดตัว) จะถูกกำหนดเป็นเปอร์เซ็นต์ของความสูง (H) ของ fender ดังแสดงตามรูปที่ 4.13 ซึ่งชี้ให้เห็นว่า ในกรณีที่มีความสูง 1000 มม. และมีระยะหดตัวเท่ากับ 72% จะหดตัวได้ 720 มม. ก็จะสามารถดูดซับพลังงานได้ตามที่ต้องการ โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงปฏิกิริยา และระยะการหดตัวจะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง ในการวิเคราะห์โครงสร้างในการศึกษาครั้งนี้ จึงแทนด้วยความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นตรง (idealized bilinear force-deflection) โดยค่าสตีเฟเนสเริ่มต้นพิจารณาที่ระยะการเสียรูป 35% (secant stiffness) ของตัวดูดซับพลังงาน แทนดังแสดงตามรูปที่ 4.14



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงปฏิกิริยา กับการเสียรูป (Trelleborg Marine Systems, 2017)



รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์แบบเส้นตรงระหว่างแรงปฏิกิริยา กับการเสียรูปของ fenders ขนาด 1000 มม.

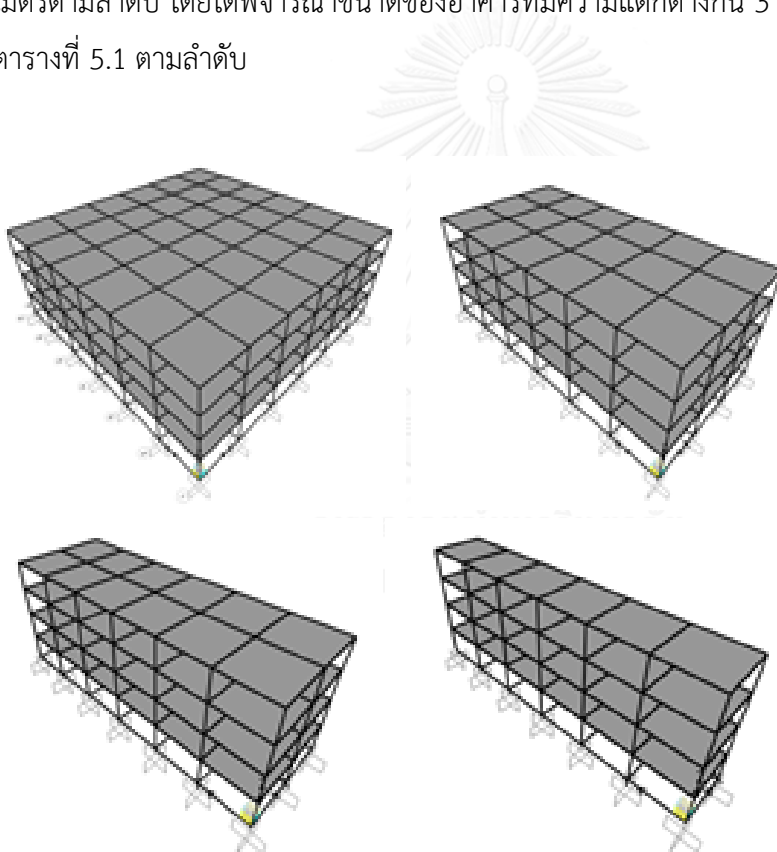
โดยในการสร้างแบบจำลองของ fender อาศัยคุณสมบัติของชิ้นส่วนเชื่อมต่อแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear link element) ที่มีการเคลื่อนตัวแบบอิสระในแนวแกน และคุณสมบัติของ แรง และการเสียรูปดังแสดงตามรูปที่ 4.14 เมื่อได้แสดงถึงคุณสมบัติของแบบจำลองในแต่ละส่วนของอาคาร แล้วนั้น จึงได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างหาผลตอบสนองต่อไป

บทที่ 5

การวิเคราะห์ผลกระทบจากแรงสั่นไหว

5.1 ผลของแรงอุทกพลวัต และแรงลอยตัวที่มีต่ออาคารขนาดต่างๆ

ในการศึกษาถึงผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระบบโครงสร้างแบบต้านแรงดัดที่มีความสูง 4 ชั้น มีความสูงทั้งหมด 12 เมตร ความสูงชั้นชั้นละ 3 เมตร แปลนชั้นล่างอาคารมีลักษณะเปิดโล่งโดยมีระยะระหว่างเสาเท่ากันคงที่ 5 เมตรตลอดความกว้างและความลึกมีน้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติมกระทำต่อชั้นอาคารเท่ากับ 4.905 และ 1.471 กิโลนิวตันต่อตารางเมตรตามลำดับ โดยได้พิจารณาขนาดของอาคารที่มีความแตกต่างกัน 3 กรณี ดังแสดงตามรูปและตารางที่ 5.1 ตามลำดับ



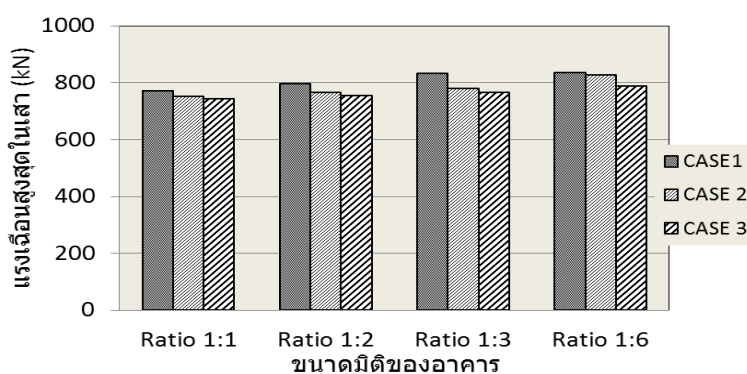
รูปที่ 5.1 แบบจำลองอาคารที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกเท่ากับ 1:1, 1:2, 1:3 และ 1:6 ตามลำดับ

ตารางที่ 5.1 ขนาดและมิติของอาคารที่ใช้พิจารณาในการศึกษา

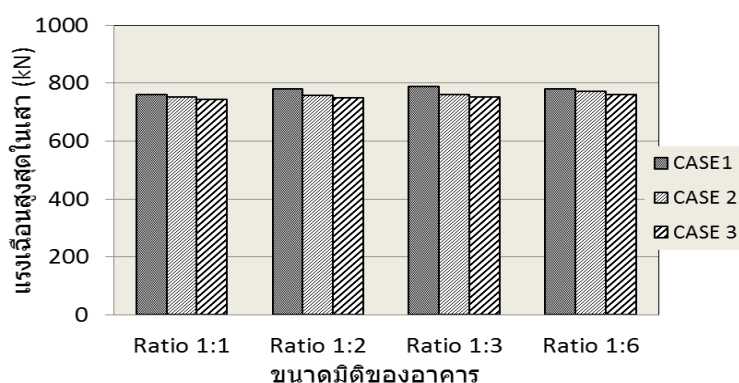
อัตราส่วนความกว้าง ต่อความลึก	ขนาดของอาคาร กรณีที่ 1 (เมตรx เมตร)	ขนาดของอาคาร กรณีที่ 2 (เมตรxเมตร)	ขนาดของอาคาร กรณีที่ 3 (เมตรxเมตร)
1:1	30x30	60x60	90x90
1:2	15x30	30x60	45x90
1:3	10x30	20x60	30x90
1:6	5x30	10x60	15x90

โดยเมื่อทำการวิเคราะห์ถึงผลของแรงอุทกพลวัต และแรงลอยตัวที่กระทำต่ออาคารที่มีขนาดแตกต่างกันนั้น ผลตอบสนองของโครงสร้างเช่น แรงเฉือน, แรงตามแนวแกน และโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในเสาอาคารดังแสดงตามรูปที่ 5.2 และ 5.3

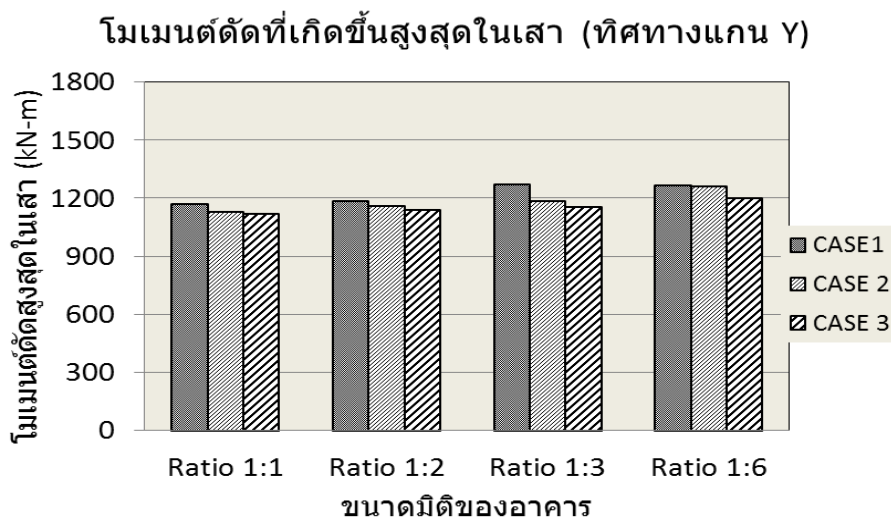
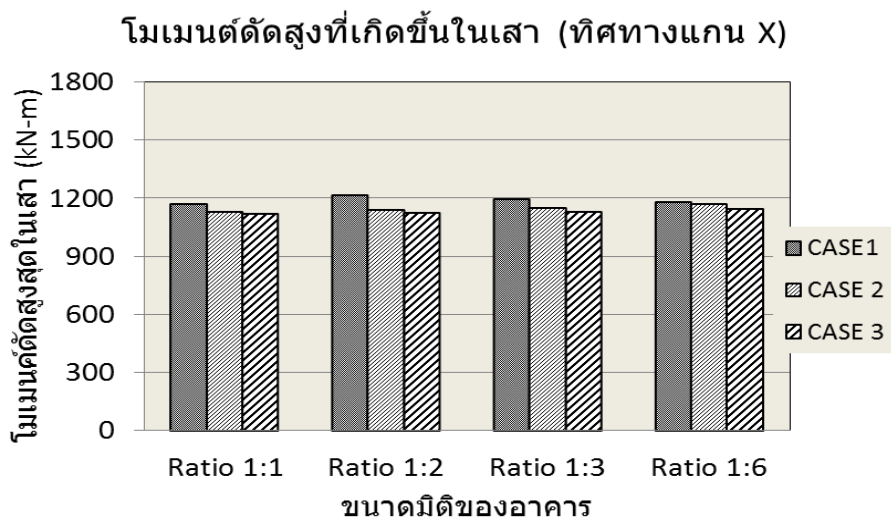
แรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสา (ทิศทางแกน X)



แรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสา (ทิศทางแกน Y)

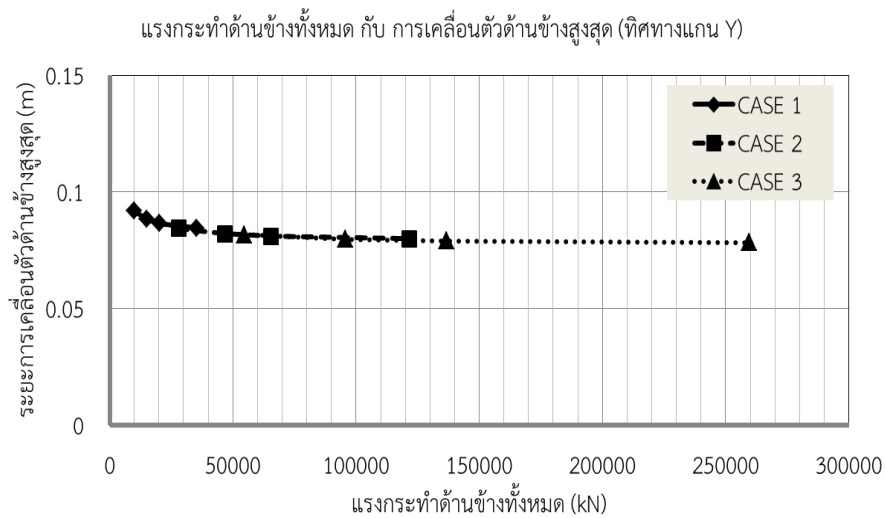
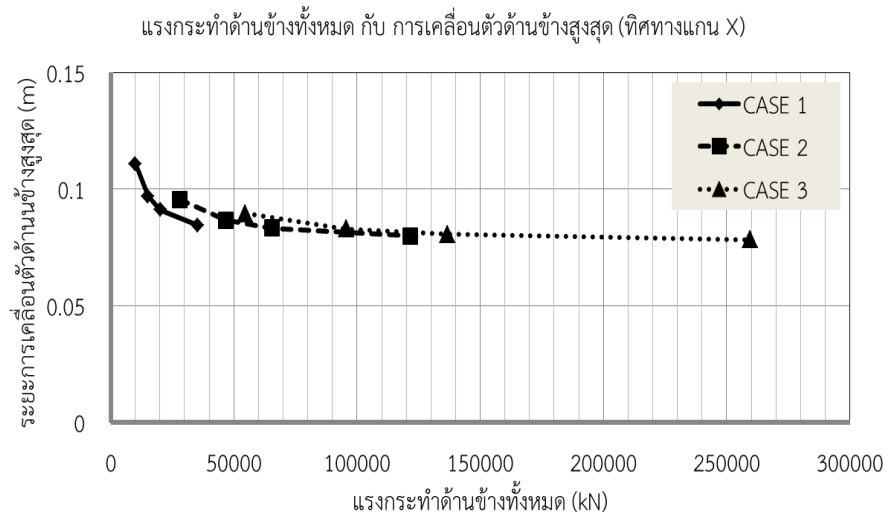


รูปที่ 5.2 แรงเฉือนสูงสุดทั้ง 2 ทิศทางที่เกิดในเสาของอาคารขนาดต่างๆ

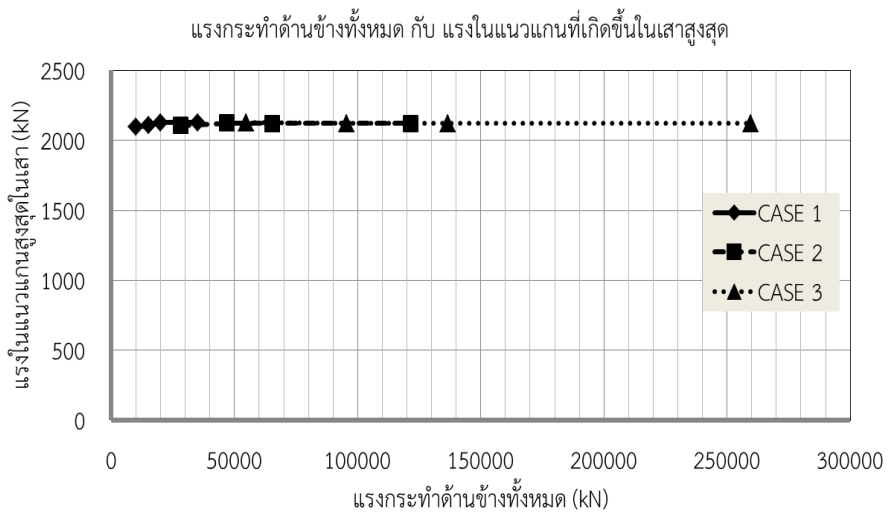


รูปที่ 5.3 โมเมนต์ดัดสูงสุดทั้ง 2 ทิศทางที่เกิดขึ้นในเสาของอาคารขนาดต่างๆ

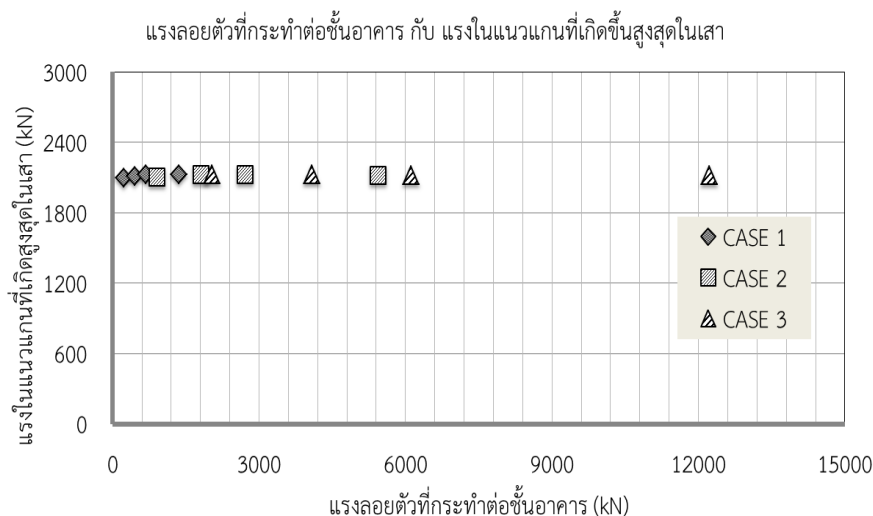
จากผลตอบสนองข้างต้นชี้ให้เห็นว่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสามีค่าลดลงเมื่อขนาดของอาคารใหญ่ขึ้น (เมื่อพิจารณาในแต่ละขนาดอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกของอาคาร) และเมื่อพิจารณาถึงความสัมพันธ์ของแรงกระทำด้านข้างทั้งหมดจากแรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัวสถิตที่กระทำในทิศทางตั้งขึ้นต่อชั้นของอาคาร ก็ระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคาร ตลอดจนแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาดังแสดงตามรูปที่ 5.4-5.6



รูปที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารทั้ง 2 ทิศทาง

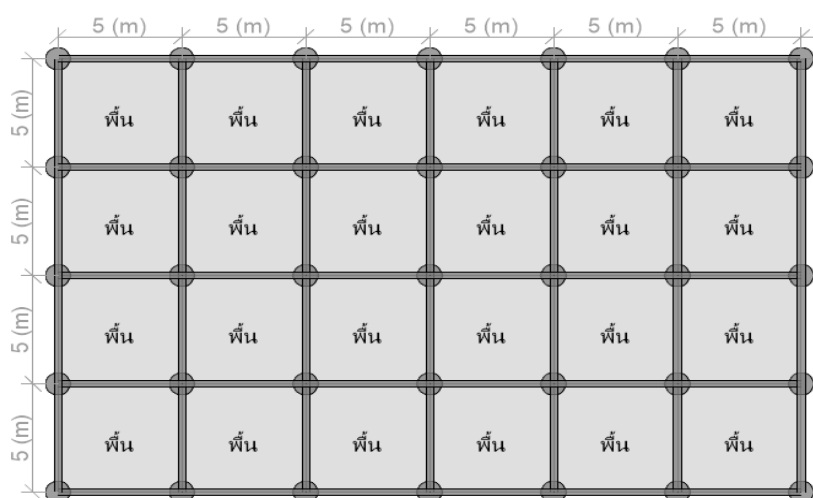


รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับแรงในแกนสูงสุดในเสา

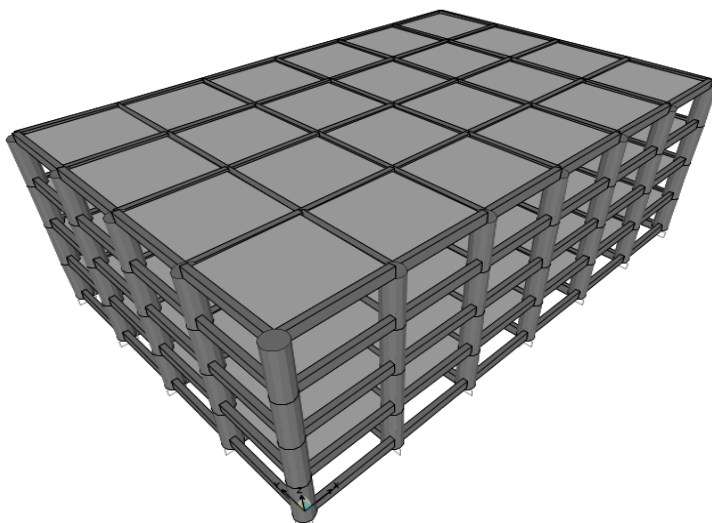


รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงลอยตัวต่อกับแรงในแนวแกนสูงสุดในเสา

จากผลตอบสนองชี้ให้เห็นว่าเมื่อขนาดของอาคารใหญ่ขึ้นจะส่งผลให้ได้รับผลจากแรงด้านข้างกระทำมากขึ้น ในขณะที่ผลของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างกลับลดลงในทุกขนาดมิติของอาคาร และผลกระทบจากแรงด้านข้างไม่ส่งผลต่อแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นสูงสุดในเสา โดยพบว่าแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาในทุกขนาดมิติของอาคารมีค่าที่ใกล้เคียงกัน เช่นเดียวกับแรงลอยตัวที่กระทำที่พื้นของอาคารที่ถูกน้ำท่วมพบว่าเมื่อขนาดอาคารใหญ่ขึ้น ผลของแรงลอยตัวที่กระทำต่อชั้นจะมากขึ้นตามลำดับ แต่ไม่ได้ส่งผลต่อแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาแต่อย่างใดในแต่ละขนาดของอาคาร ดังแสดงตามรูปที่ 5.5 และ 5.6 ดังนั้นจึงสามารถอธิบายได้ว่า ขนาดของอาคารไม่ได้ส่งผลต่อผลตอบสนองที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างจากแรงกระทำจากแรงอุทกพลวัต และแรงลอยตัว จึงได้เลือกขนาดของอาคารตัวอย่างที่ใช้วิเคราะห์ในส่วนถัดไป คือ กว้าง 30 เมตร ลึก 20 เมตร ดังแสดงตามรูปที่ 5.7 และ 5.8 ตามลำดับ



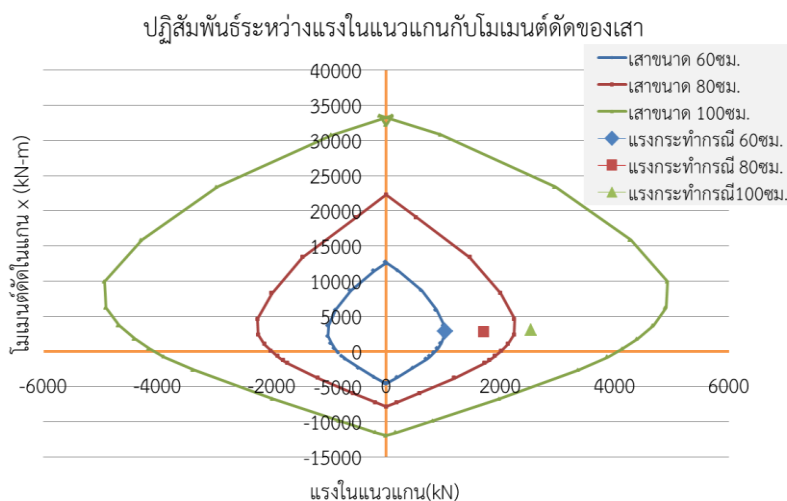
รูปที่ 5.7 แบบแปลนของอาคารขนาด 30x20 เมตร ที่ใช้ในการวิเคราะห์



รูปที่ 5.8 แบบจำลองอาคาร 3 มิติขนาด 30x20 เมตรที่ใช้ในการวิเคราะห์

การลดผลกระทบจากแรงอุทกพลวัตต่อชิ้นส่วนโครงสร้าง

เมื่อพิจารณาถึงความสามารถในการรับแรงของเสาโดยวิธีกำลังพบว่าเสาน้ำตดสี่เหลี่ยมขนาด 45 x 45 ซม. ของอาคารตัวอย่างขนาด 30x20 เมตร ที่มีความสูง 4 ชั้น ความสูงทั้งหมด 12 เมตร สูงชั้นละ 3 เมตร พบว่าเสาวิบัติด้วยผลของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากแรงต้านข้างจากแรงอุทกพลวัต จึงได้พิจารณาเปลี่ยนหน้าตดเสาเป็นแบบเสากลม เนื่องจากสามารถลดค่าสัมประสิทธิ์การดูด (drag coefficient) เหลือเท่ากับ 1.2 แล้วจึงทำการวิเคราะห์หาขนาดหน้าตดเสาที่มีความเหมาะสม โดยอาศัยปฏิสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดกับแรงในแนวแกน (interaction curve) ที่เกิดขึ้นดังแสดงตามรูปที่ 5.9



รูปที่ 5.9 ปฏิสัมพันธ์ของแรงในแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของเสาขนาดต่างๆ

ในการวิเคราะห์หน้าตัดเสาขนาดต่างๆได้ สมมุติให้มีปริมาณเหล็กเสริมตามแนวยาวเท่ากับ 4 % แล้ว จึงวิเคราะห์หาค่ากำลังรับแรงของหน้าตัดภายใต้แรงกระทำอุทกพลวัตและแรงลอยตัวดังแสดงตาม ตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 การวิเคราะห์หน้าตัดเสาขนาดต่างๆ

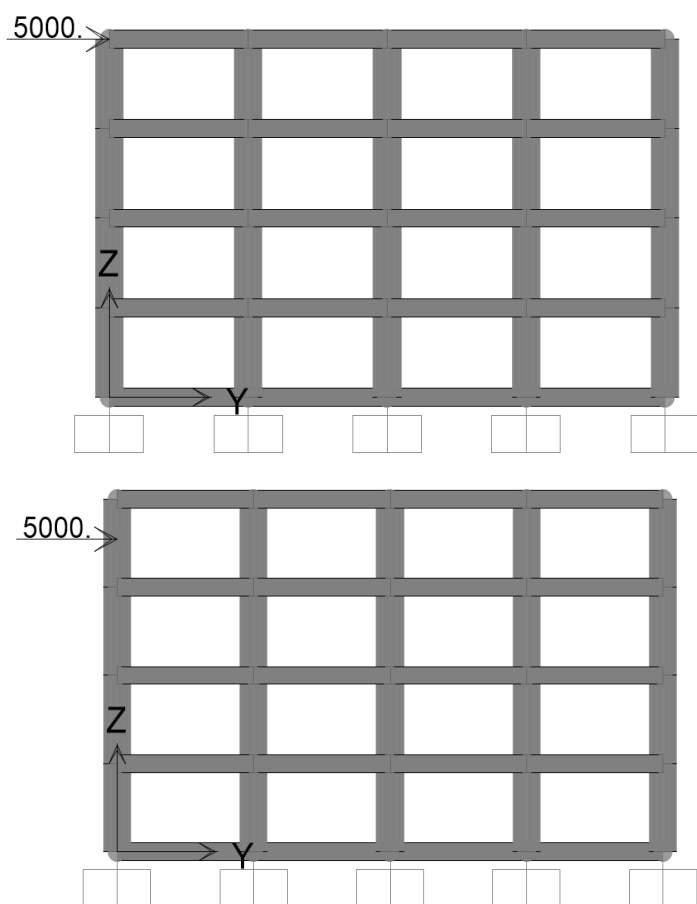
ขนาดของเสา (ซมx ซม)	การเสริมเหล็ก ตามแนวยาว	พื้นที่หน้า ตัดเสา /พื้นที่ต่อชั้น	อัตราส่วนของ แรงในแนวแกน สูงสุด	กำลังรับแรงใน แนวแกนร่วมกับ โมเมนต์ดัดของเสา	กำลังรับแรง เฉือนของเสา
สี่เหลี่ยม 45x45	18-DB25	0.012	0.298	วิบัติ	วิบัติ
เสากลม 60 ซม.	24-DB25	0.016	0.214	วิบัติ	วิบัติ
เสากลม 80 ซม.	25-DB32	0.029	0.126	ปลอดภัย	ปลอดภัย
เสากลม 100 ซม.	38-DB32	0.046	0.085	ปลอดภัย	ปลอดภัย

จากผลการวิเคราะห์จึงได้เลือกใช้เสากลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 ซม. ในการรับแรงด้านข้าง และแรงลอยตัวจากสึนามิ และในส่วนของคานพบว่าผลของแรงกระทำต่อหน้าตัดที่ก่อให้เกิดแรงภายในนั้นมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งของอาคาร ผลจากแรงด้านข้างมิได้ส่งผลอย่างมีนัยสำคัญใดๆต่อระบบคานขององค์อาคาร หลังจากนั้นจึงได้ทำการพิจารณาถึงผลกระทบจากแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมาทับสึนามิในขั้นถัดไป

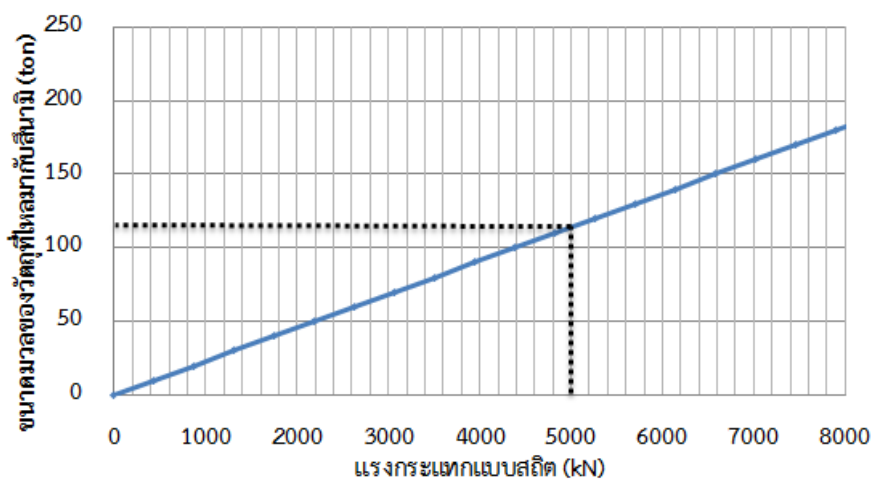
ผลของแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมาทับสึนามิโดยวิธีแรงกระทำแบบสถิต

ขนาดของแรงกระแทกและตำแหน่งที่กระทำ

ในการพิจารณาผลของแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมาทับสึนามิที่กระทำต่ออาคารนั้นได้พิจารณาเป็นแรงสถิตกระทำแบบจุด (point load) ที่ตำแหน่งวิกฤติของโครงสร้างอาคารอันได้แก่ บริเวณกึ่งกลางของเสาอาคาร และบริเวณพื้นของอาคารที่ตำแหน่งกึ่งกลางและริมของอาคาร ในระนาบ YZ ดังแสดงตามรูปที่ 5.10



รูปที่ 5.10 ตำแหน่งที่แรงกระทำแบบสถิตกระทำที่พื้นและกึ่งกลางเสาของอาคารในระนาบ YZ ในส่วนของขนาดของวัตถุที่ไหลเข้าชนกับโครงสร้างอาคารในแต่ละตำแหน่งวิกฤติตามที่แสดงนั้นได้แทนด้วยขนาดของแรงกระทำสถิตแบบจุด (point load) ขนาด 500, 1000, 2000, 3000, 4000 และ 5000 กิโลนิวตัน ซึ่งเป็นผลของแรงที่เกิดจากมวลของวัตถุที่อยู่ในช่วง 10-100 ตันซึ่งสอดคล้องกับมวลวัตถุที่พิจารณาในการศึกษาครั้งนี้ ดังแสดงตามรูปที่ 5.11 โดยแรงกระทำในแต่ละชั้นของอาคารได้แก่บริเวณริม และกึ่งกลางของอาคาร ดังแสดงตามตารางที่ 5.3 โดยจากการวิเคราะห์นั้นพบว่าเมื่อแรงกระทำที่ตำแหน่งวิกฤติที่บริเวณชั้นที่ 4 ของอาคารนั้นพบว่าจะเกิดผลตอบสนองของโครงสร้างที่สูงที่สุด ดังแสดงตามรูปที่ 5.12



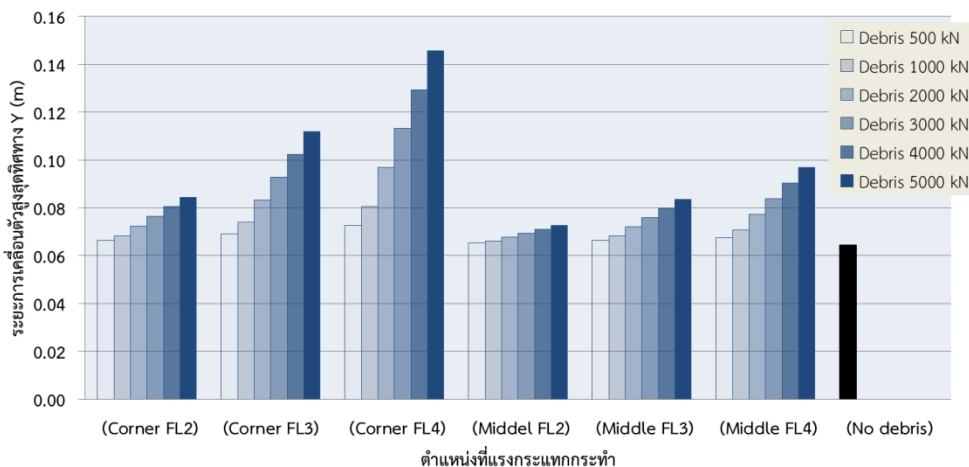
รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างมวลและแรงกระทำแบบสถิต

ตารางที่ 5.3 ตำแหน่งที่แรงกระทำแบบสถิตกระทำต่ออาคารและ Load case ที่พิจารณา

ตำแหน่งที่แรงกระทำ	กรณีของแรงกระทำที่พิจารณา (Load case)	
	กึ่งกลางอาคาร	ริมอาคาร
พื้นที่ชั้นที่ 4 ของอาคาร	Middle FL4	Corner FL4
พื้นที่ชั้นที่ 3 ของอาคาร	Middle FL3	Cornel FL3
พื้นที่ชั้นที่ 2 ของอาคาร	Middle FL2	Cornel FL2

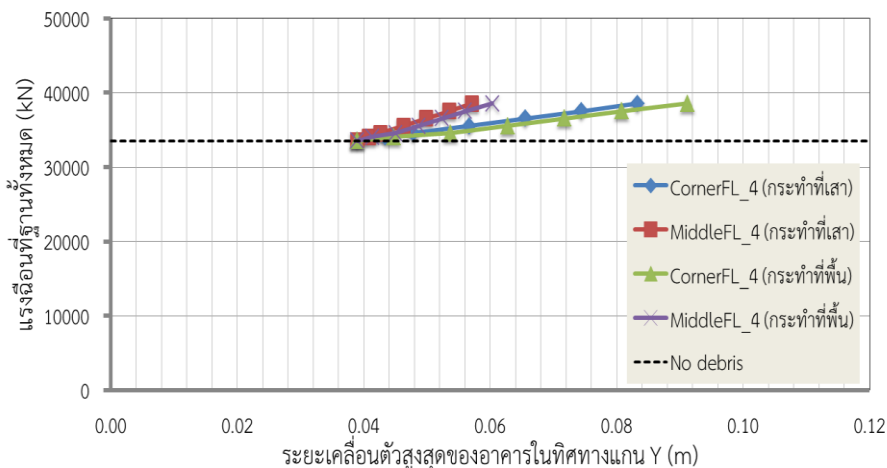
5.2 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

หลังจากได้กำหนดตำแหน่งและขนาดของมวลของวัตถุที่ไหลมากับสึนามิแล้วนั้นจึงได้ทำการวิเคราะห์หาผลตอบสนองที่เกิดขึ้นโดยวิธียืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) ดังแสดงต่อไปนี้



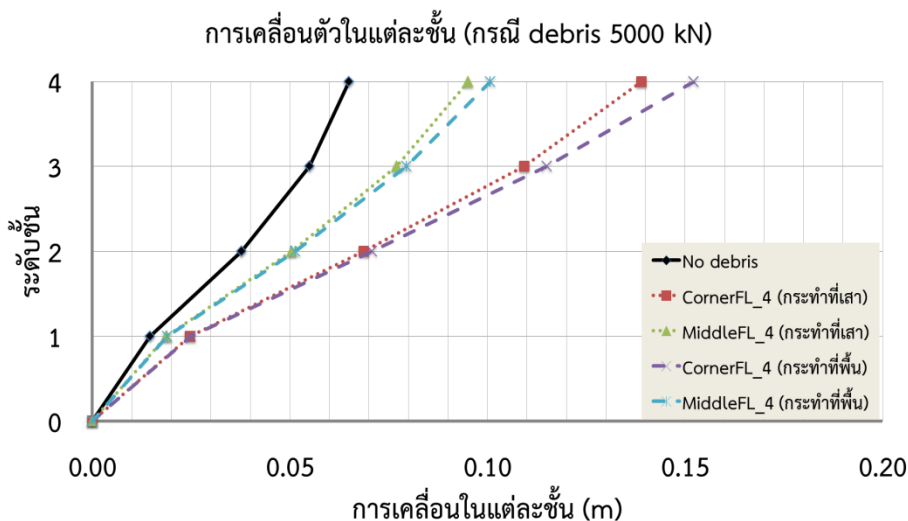
รูปที่ 5.12 ระยะเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้แรงกระแทกแบบสถิติที่ตำแหน่งต่างๆ

จากผลข้างต้นชี้ให้เห็นว่าเมื่อแทนแรงกระแทกที่เกิดขึ้นเป็นแรงกระทำแบบสถิติแบบจุดที่บริเวณชั้นที่ 4 ของอาคารทั้งบริเวณริมและกึ่งกลางของอาคารจะเกิดผลตอบสนองกับอาคารมากที่สุดจึงได้ทำการพิจารณาถึงแรงภายในในส่วนอื่นๆโดยให้แรงกระทำกระทำที่ตำแหน่งกึ่งกลางของเสา และพื้นของอาคารดังแล้วจึงทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองดังแสดงตามรูปที่ 5.13-5.24

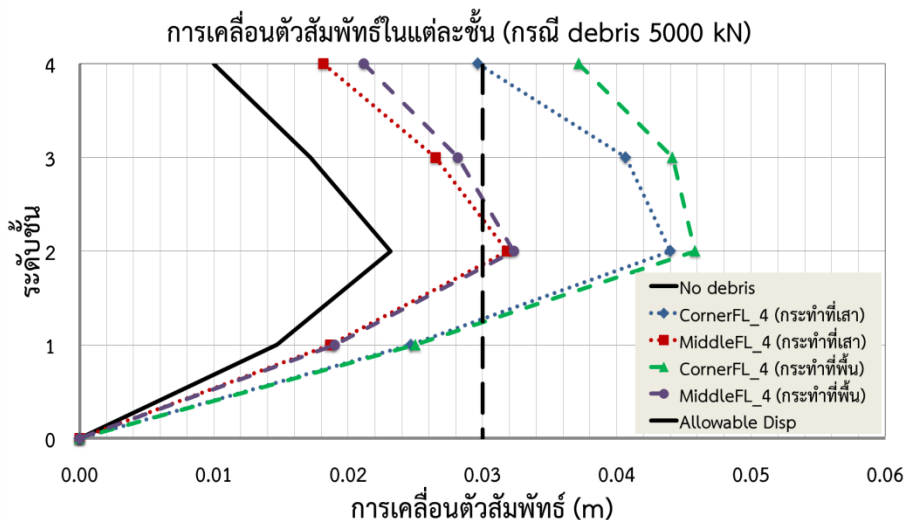


รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนตัวของอาคาร

ในส่วนของการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น (story drift) และการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น (inter story drift) ที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นของอาคารเมื่อเทียบกับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ที่ยอมให้ตาม มยผ. 1302-52 พบว่าเมื่อเลือกพิจารณาในกรณีที่เกิดแรงกระทำสูงสุดคือ 5000 kN ชี้ให้เห็นว่าค่าการเคลื่อนตัวมากกว่าค่าที่ยอมให้ในบริเวณชั้นที่ 3 สำหรับการกระทำที่กึ่งกลางเสาและพื้นกลางอาคาร และชั้นที่ 2-4 ในบริเวณเกิดการกระทำที่เสาและพื้นริมอาคารดังแสดงตามรูปที่ 5.14 และ 5.15

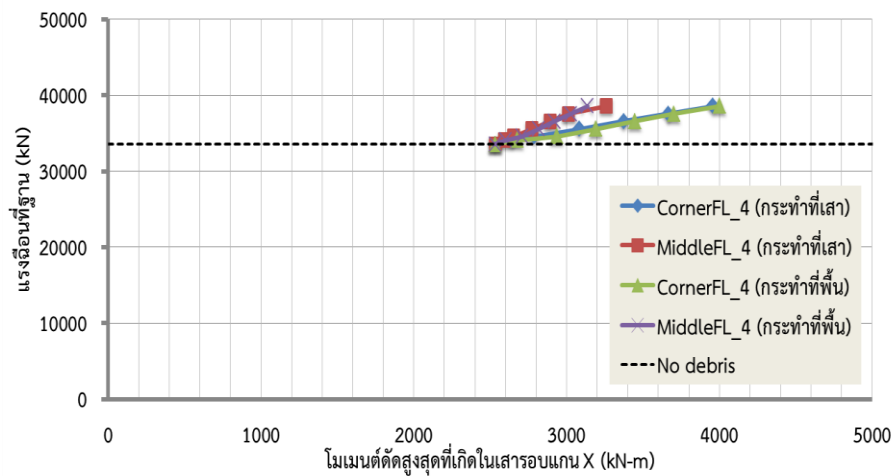


รูปที่ 5.14 การเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นของอาคารกรณีแรงกระแทกสูงสุด 5000 kN

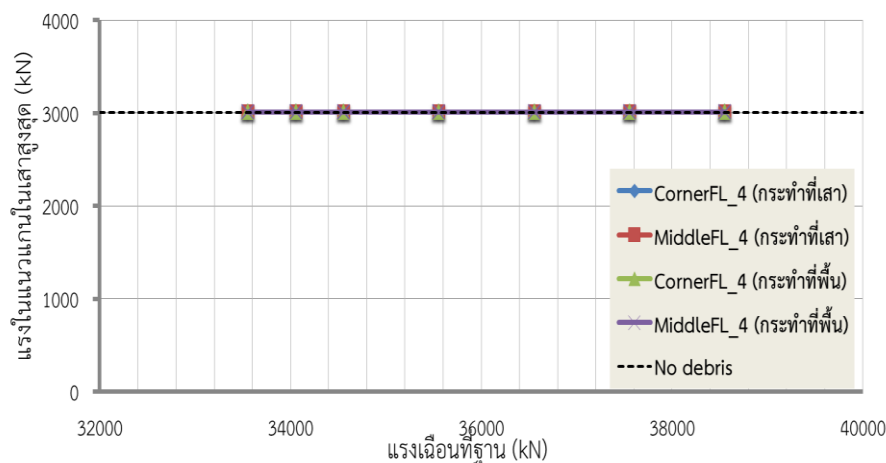


รูปที่ 5.15 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นของอาคารกรณีแรงกระแทกสูงสุด 5000 kN

ผลของแรงเฉือนที่ฐานของอาคารเป็นผลรวมอันเนื่องมาจากแรงด้านข้างจากแรงอุทกพลวัตและแรงกระแทกในทิศทางเดียวกัน และมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามขนาดของแรงกระแทก ซึ่งชี้ให้เห็นว่าการกระแทกที่บริเวณพื้นของอาคารที่ชั้นที่ 4 ก่อให้เกิดผลของแรงเฉือน, โมเมนต์ดัด และการเคลื่อนตัวของอาคารมากที่สุด ตามมาด้วยกระทำเสาริมอาคาร, พื้นกึ่งกลางอาคาร และเสาครึ่งกลางอาคารตามลำดับ โดยตำแหน่งของแรงกระแทกในแต่ละกรณีได้ส่งผลต่อแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาให้มีความแตกต่างกันแต่อย่างใดดังแสดงตามรูปที่ 5.17

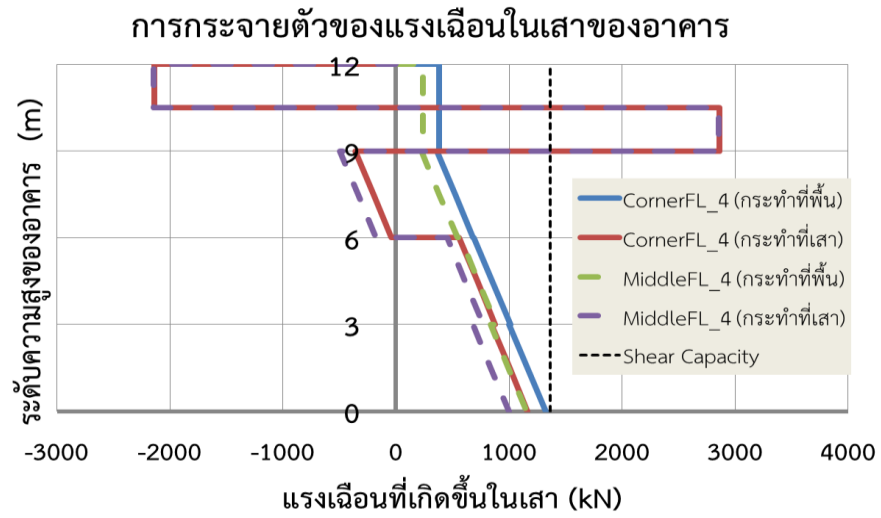


รูปที่ 5.16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับโมเมนต์ดัดสูงสุดในเสา

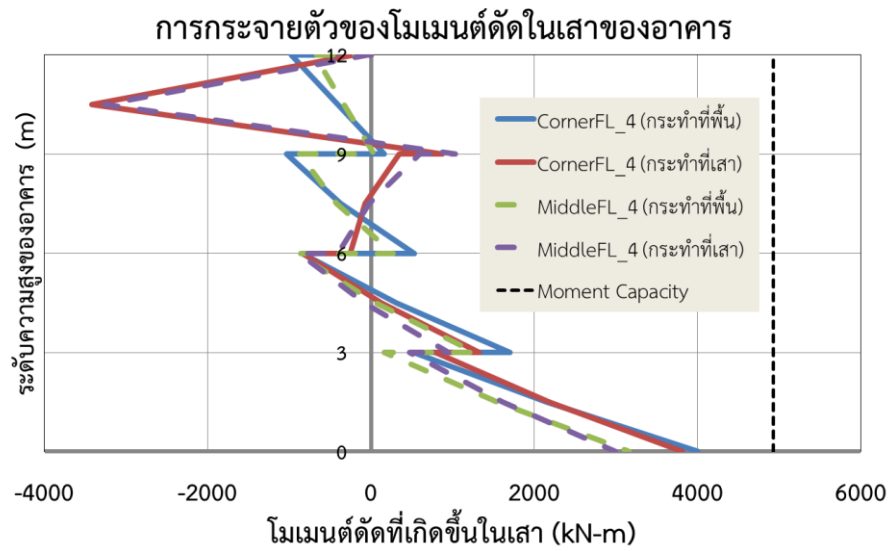


รูปที่ 5.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับแรงในแกนสูงสุดในเสา

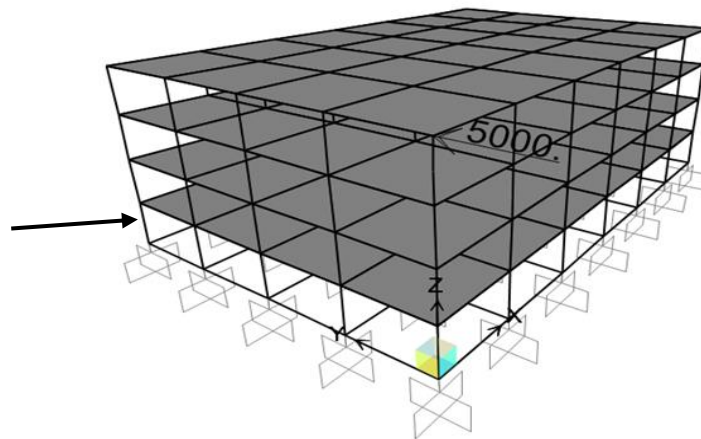
ทั้งนี้ได้แสดงการกระจายตัวของค่าแรงเฉือน และโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาของอาคารสำหรับกรณีที่เกิดแรงกระทำสูงสุด 5000 kN ที่บริเวณชั้นที่ 4 ของอาคารในแต่ละตำแหน่งของการกระทำ ดังแสดงตามรูปที่ 5.18 และ 5.19 ตามลำดับ ซึ่งพบว่าเสาวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในกรณีของการกระทำแบบสถิตที่บริเวณกึ่งกลางเสา ในขณะเดียวกันได้แสดงถึงผลของแรงเฉือน และโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในเสาที่ตำแหน่งที่พิจารณาเดียวกันที่บริเวณริมชั้นล่างของอาคาร ตามรูปที่ 5.20-5.22 พบว่าเสาในทุกกรณีปลอดภัยจากผลกระทบจากแรงเฉือนและโมเมนต์ที่เกิดขึ้น



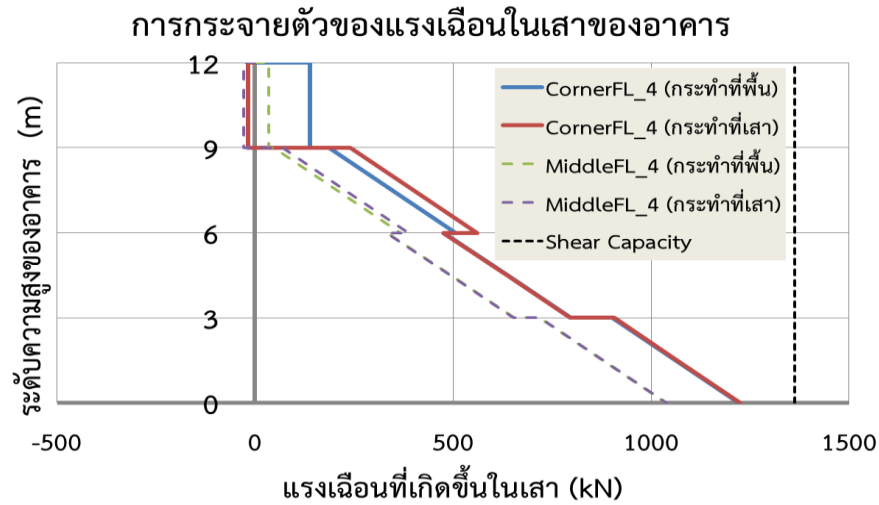
รูปที่ 5.18 การกระจายตัวของแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาของอาคาร



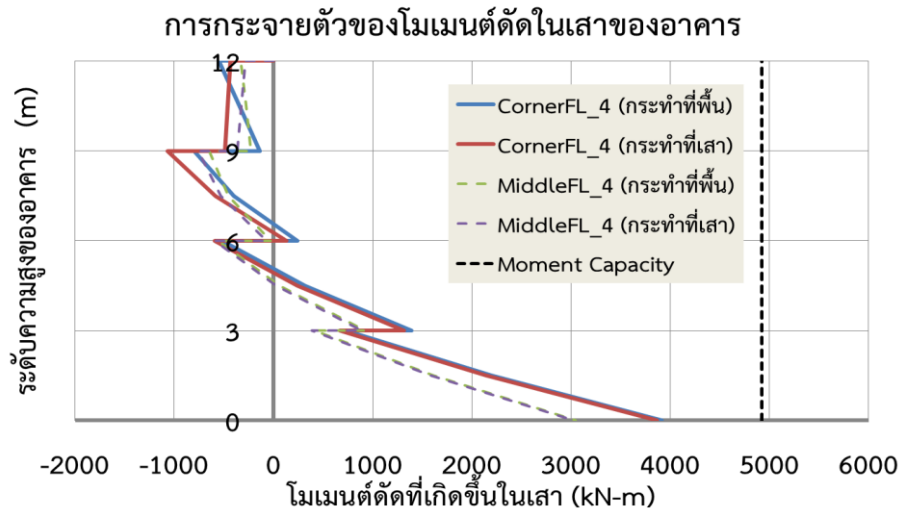
รูปที่ 5.19 การกระจายตัวของโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาของอาคาร



รูปที่ 5.20 ตำแหน่งของเสาที่พิจารณาถึงผลของแรงกระทำในแต่ละกรณี

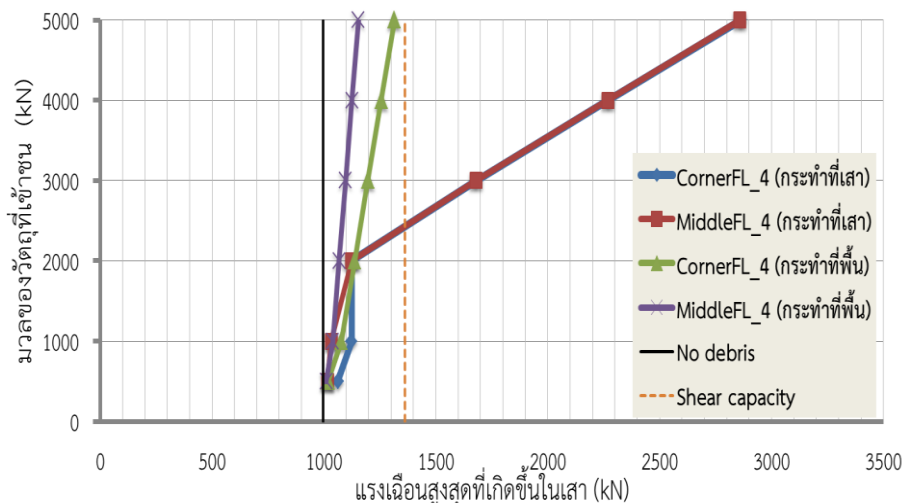


รูปที่ 5.21 การกระจายตัวของแรงเฉือนในเสาชั้นล่างที่พิจารณาในแต่ละกรณี

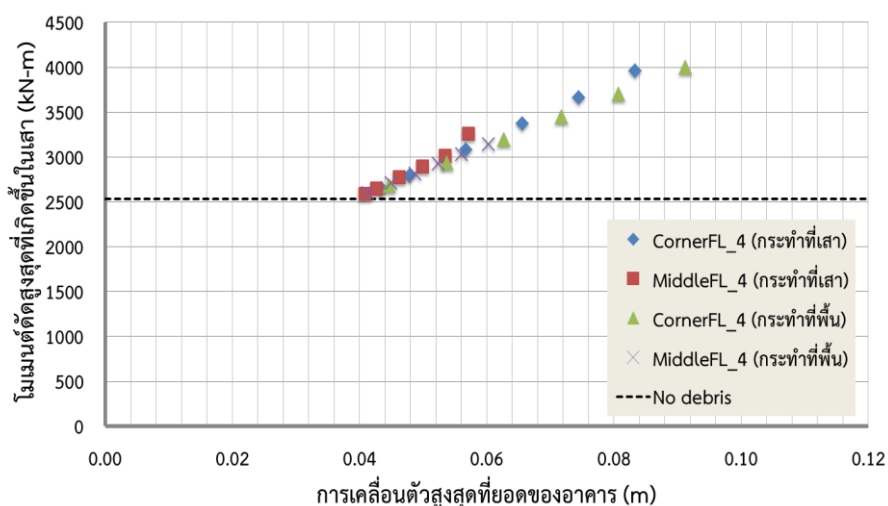


รูปที่ 5.22 การกระจายตัวของโมเมนต์ดัดในเสาชั้นล่างที่พิจารณาในแต่ละกรณี

ในกรณีที่เกิดแรงกระทำที่กึ่งกลางของเสาบริเวณริมและกึ่งกลางอาคาร ส่งผลให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นสูงสุดในเสามากกว่ากรณีกระทำที่พื้นทั้งริมและกึ่งกลางอาคารถึง 2 เท่า ดังแสดงตามรูปที่ 5.18 และ 5.23



รูปที่ 5.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับแรงเฉือนสูงสุดในเสา



รูปที่ 5.24 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดสูงสุดในเสากับการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่ยอดของอาคาร

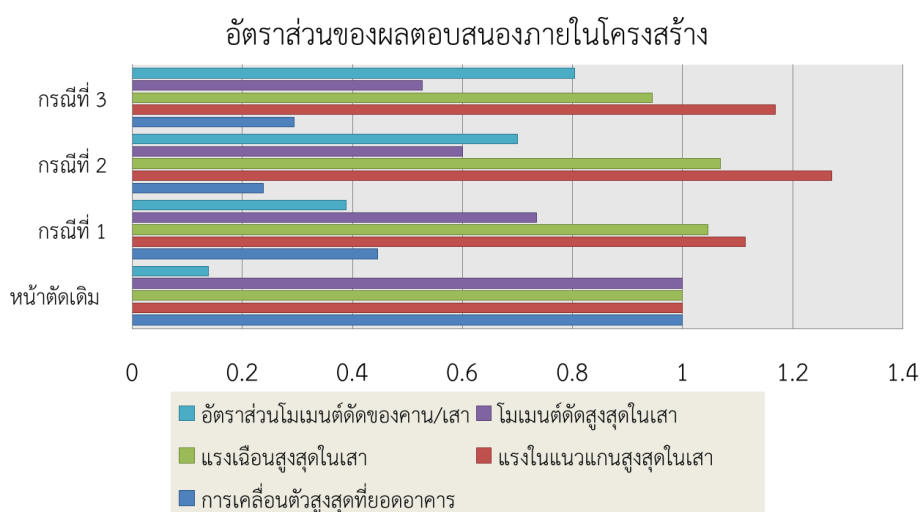
ทั้งนี้ยังพบว่าเมื่อแรงกระทำมีขนาดใหญ่ขึ้นจะส่งผลให้แรงเฉือน และโมเมนต์ดัดในเสาตลอดจนการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารมากขึ้นด้วยเช่นกันตามรูปที่ 5.24 เพื่อพิจารณาถึงการลดผลกระทบที่มีต่อโครงสร้างจึงได้ทำการปรับปรุงสติเฟนของโครงสร้างโดยการเพิ่มขนาดหน้าตัดของคาน โดยได้ทำการพิจารณาหน้าตัดใหม่ที่แตกต่างกัน 3 กรณี ดังแสดงตามตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.4 การพิจารณาหน้าตัดคานขนาดต่างๆ

กรณี que ี่พิจารณา	หน้าตัดเดิม (ซม. x ซม.)	กรณี que ี่ 1 (ซม. x ซม.)	กรณี que ี่ 2 (ซม. x ซม.)	กรณี que ี่ 3 (ซม. x ซม.)

ขนาดหน้าตัดคาน กว้าง x ลึก	30x60 ตลอดความสูงอาคาร	30x90 ตลอดความสูง อาคาร	30x120 ตลอดความสูง อาคาร	30x120 FL1-2 30x90 FL3-4
-------------------------------	---------------------------	-------------------------------	--------------------------------	-----------------------------

หลังจากนั้นได้ทำการวิเคราะห์ถึงผลตอบสนองใหม่อีกครั้ง ด้วยแรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัว และแรงกระแทกสูงสุดที่พิจารณา 5000 kN เข้ากระทำที่บริเวณพื้นริมอาคาร แล้วจึงพิจารณาเปรียบเทียบกับผลตอบสนองจากหน้าตัดคานเดิม ดังแสดงตามรูปที่ 5.25

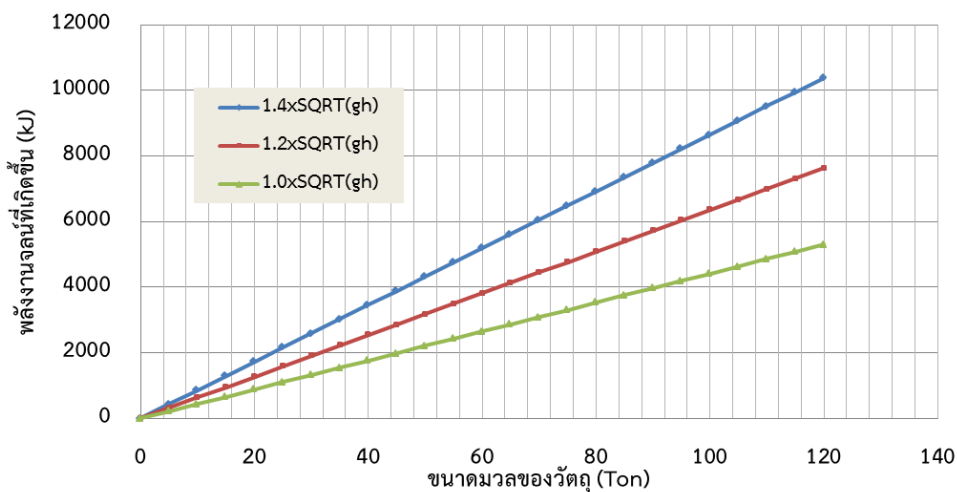


รูปที่ 5.25 อัตราส่วนของผลตอบสนองของโครงสร้างเมื่อพิจารณาเทียบกับหน้าตัดคานเดิม

จากผลตอบสนองซึ่งได้ทำการพิจารณาเพิ่มหน้าตัดในส่วนของความลึกของคานเพื่อเพิ่มค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่ (moment of inertia) เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงและสติฟเฟสพบว่าผลตอบสนองอันได้แก่การเคลื่อนตัวของอาคาร, โมเมนต์คานในเสาลดลงอย่างมีนัยสำคัญ ในขณะที่แรงในแนวแกนในเสาเพิ่มขึ้นอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งที่มากขึ้นตามลำดับ ทั้งนี้การวิเคราะห์แรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมาทับสันามิโดยวิธีสถิต เมื่อวัตถุมีมวลขนาดใหญ่จึงทำให้เกิดค่าของแรงที่สูงจนเกินไป โดยเมื่อเปรียบเทียบกับความสามารถในการต้านทานแรงทางด้านกำลังอาจพบว่าชิ้นส่วนโครงสร้างชิ้นหนึ่งเกิดการวิบัติ แต่ก็ได้หมายความว่าโครงสร้างทั้งหมดจะวิบัติเนื่องจากโครงสร้างมี redundancy ที่สูง ซึ่งการวิบัติของโครงสร้างจะเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่เมื่อเกิดจุดหมุนพลาสติกตามองค์อาคารต่างๆ ซึ่งนำไปสู่การวิบัติที่แท้จริงได้ จึงได้ทำการวิเคราะห์โดยใช้หลักการของพลังงานในขั้นถัดไป

5.3 ผลของแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิโดยวิธีพลังงาน

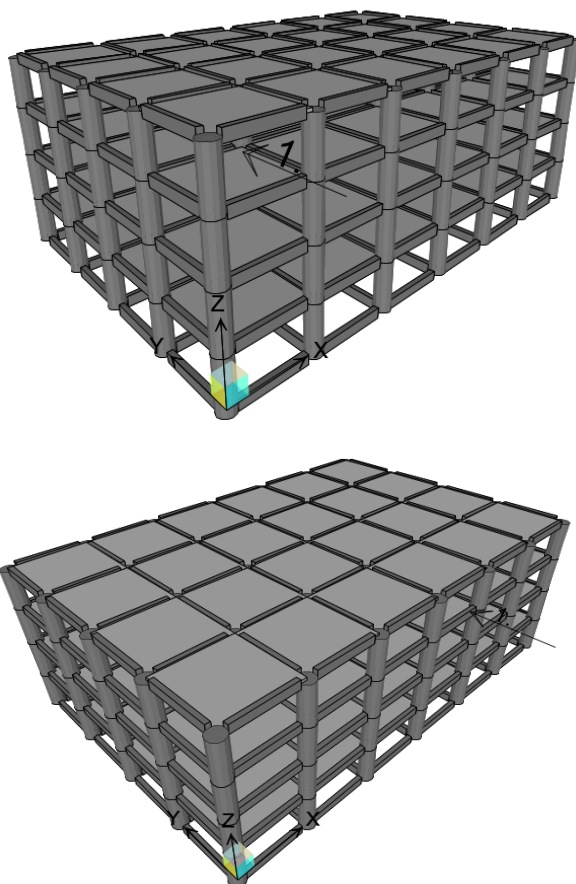
ในการพิจารณาถึงผลกระทบจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่มีมวลขนาดใหญ่เช่น เรือประมงในมหาสมุทร การคำนวณหาแรงกระแทกที่เกิดขึ้นโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่นั่นอาจให้ผลที่เกิดขึ้นมากเกินไปเกินกว่าความเป็นจริง จึงได้พิจารณาโดยวิธีพลังงาน โดยอาศัยการเกิดพลังงานจลน์ (input energy) จากวัตถุที่ไหลมากระแทกกับอาคารตามสมการที่ 2-29 เพื่อเปรียบเทียบกับความสามารถในการตอบสนองด้านพลังงานของอาคารโดยอาศัยวิธีการผลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น (pushover analysis) โดยที่ตำแหน่งที่หลักโครงสร้างนั้นต้องสอดคล้องกับตำแหน่งที่วัตถุไหลเข้าชนกับอาคาร โดยพฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกของ เสาและคานเป็นไปตามที่แสดงในหัวข้อที่ 4.4 โดยการพิจารณาถึงพลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นจากมวลวัตถุที่เคลื่อนที่เข้ามาประทะกับอาคาร เป็นผลอันเนื่องมาจากความเร็วในการไหลของวัตถุ และขนาดของมวลโดยในการศึกษาได้ทำการพิจารณาความเร็วในการไหลที่เหมาะสมที่อยู่ในช่วง $1.0 - 1.4\sqrt{gh}$ โดยพิจารณาถึงพลังงานที่เกิดขึ้นจากมวล และความเร็วในแต่ละช่วงดังแสดงตามรูปที่ 5.26



รูปที่ 5.26 พลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากมวล และความเร็วในการไหลของวัตถุ

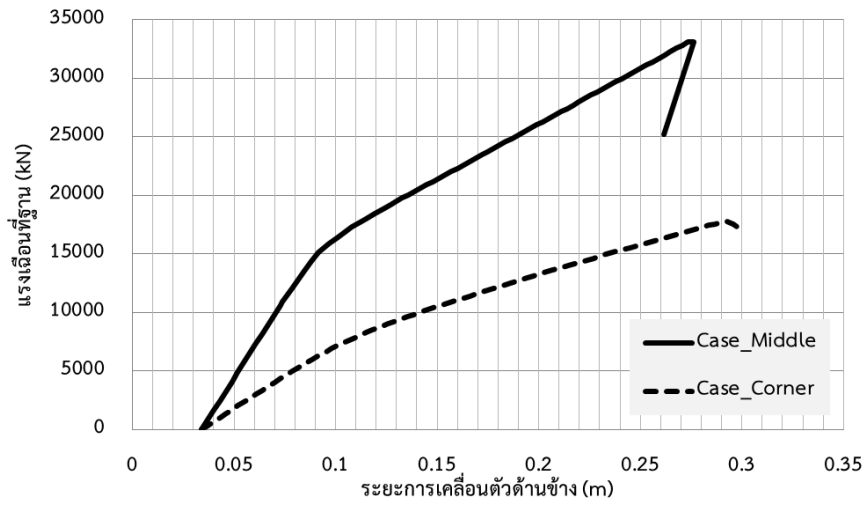
ผลกระทบด้านพลังงานที่มีต่อโครงสร้างอาคารเดิม

ในการพิจารณาถึงความสามารถในการสลายพลังงานของอาคารเดิมภายใต้แรงกระทำจากสึนามิอันได้แก่ แรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัว และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ โดยใช้วิธีการผลักด้านข้างแบบสถิตยในตำแหน่งที่วัตถุที่ไหลมากับสึนามิไหลเข้าประทะกับอาคาร โดยตำแหน่งที่ประทะได้พิจารณาที่ตำแหน่งวิกฤติได้แก่ พื้นที่ชั้น 4 ของอาคารที่ริม และกึ่งกลางของอาคารดังแสดงตามรูปที่ 5.27

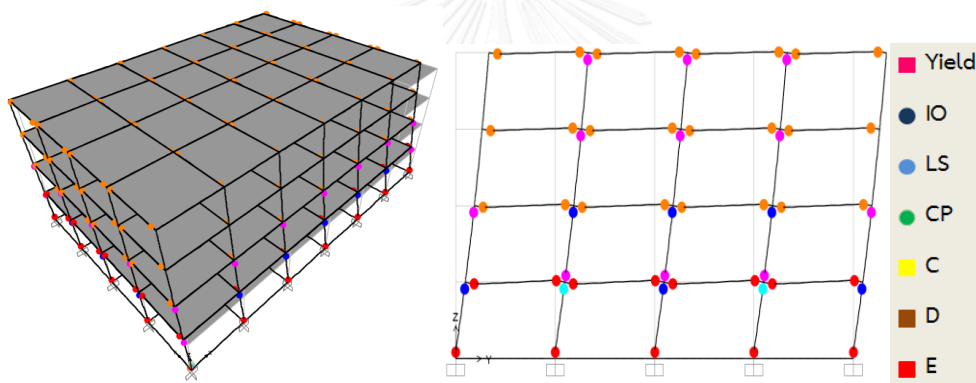


รูปที่ 5.27 ตำแหน่งวิกฤติที่วัตถุเข้าปะทะกับอาคารเดิมที่ปราศจากโครงป้องกัน

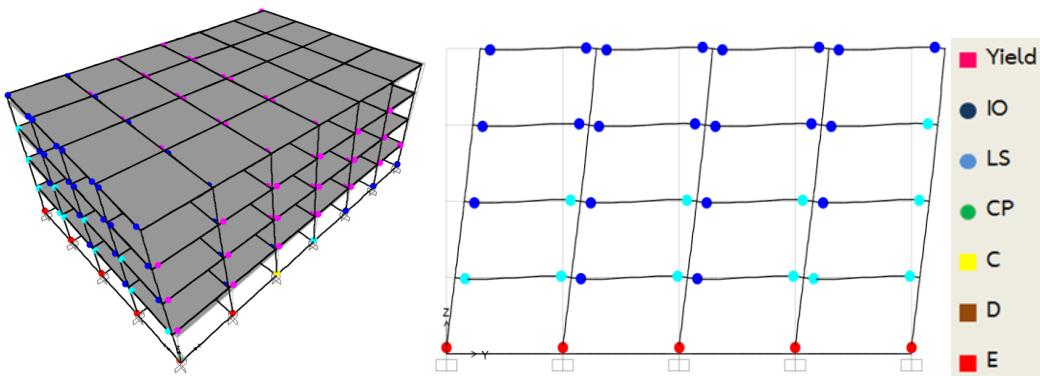
ซึ่งในการวิเคราะห์โดยวิธีการผลึกแบบสถิติไม่เชิงเส้นนั้น ได้ระบุคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกในเสา และคาน ตามหัวข้อที่ 4.4 จากนั้นทำการผลึกแรงไปที่ตำแหน่งวิกฤติทั้ง 2 ตำแหน่งเพื่อพิจารณาถึงความสามารถในการสลายพลังงานของโครงสร้างผ่านความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง (capacity curve) จนกระทั่งโครงสร้างวิบัติ ดังแสดงตามรูปที่ 5.28 และ 5.29



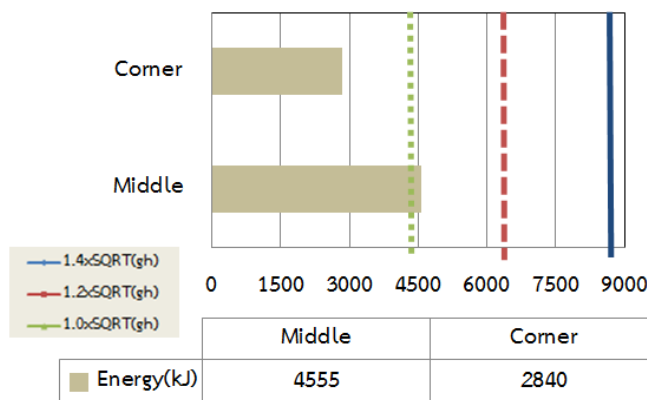
รูปที่ 5.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรง และระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารเดิม



รูปที่ 5.29 การเสียรูป และจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในองค์อาคารจากการกระทำกรณีกึ่งกลางอาคาร



รูปที่ 5.30 การเสียรูป และจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในองค์อาคารจากการกระทำกรณีริมอาคาร

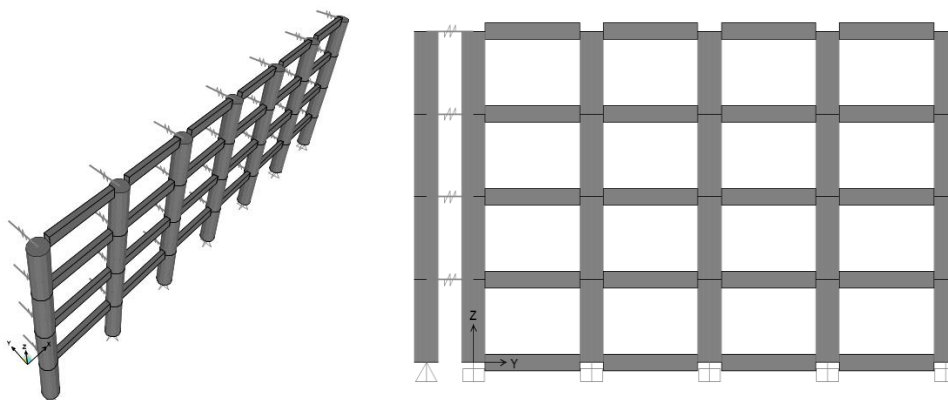


รูปที่ 5.31 การสลายพลังงานของอาคารเดิมเทียบกับพลังงานที่เกิดจากมวลขนาด 100 ตันที่ความเร็วต่างๆ

โดยเมื่อพิจารณาจากความสามารถในการสลายพลังงานของอาคารเดิมที่ปราศจากโครงป้องกันจากความสัมพันธ์ของพื้นที่ใต้กราฟระหว่าง แรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนที่พบว่าสามารถสลายพลังงานได้เท่ากับ 4555 กิโลจูล และ 2840 กิโลจูล สำหรับกรณีการกระแทกที่กึ่งกลาง และริมอาคารตามลำดับ ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบด้านพลังงานที่เกิดขึ้นจากการกระแทกเนื่องจากมวลที่พิจารณา 100 ตัน ที่ความเร็วในการไหลพิจารณาสูงสุด ($1.4\sqrt{gh}$) จะเกิดพลังงาน 8650 กิโลจูล ซึ่งจะส่งผลให้อาคารวิบัติในทั้ง 2 ตำแหน่งที่ปะทะกับอาคาร ดังนั้นจึงต้องเพิ่มการสลายพลังงานของโครงสร้างโดยทำการพิจารณาในส่วนถัดไป

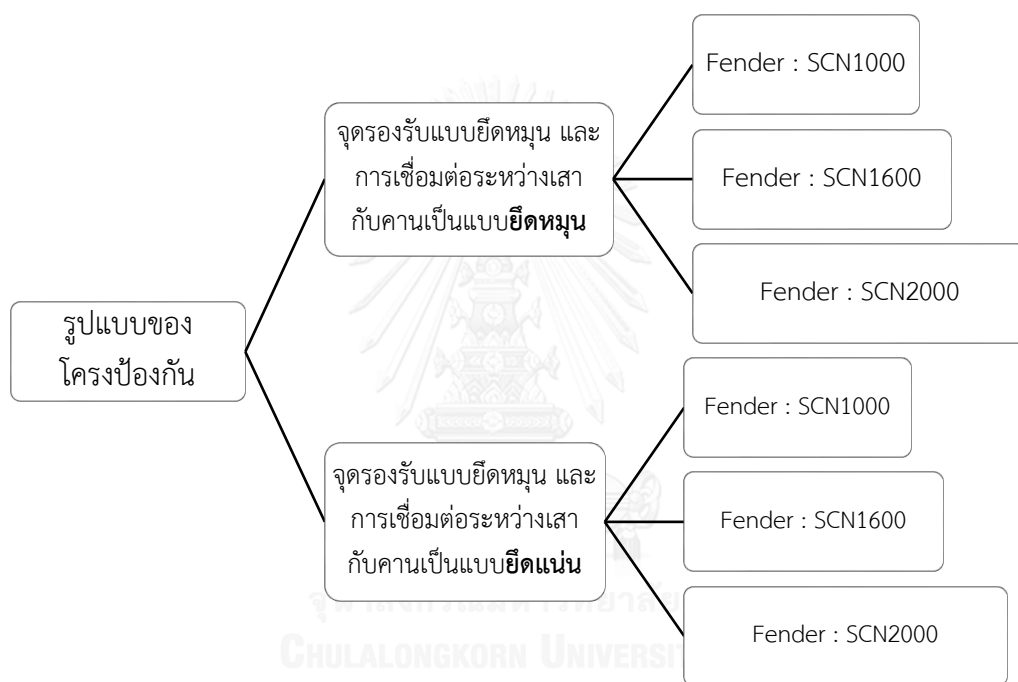
5.4 ผลกระทบด้านพลังงานของโครงป้องกันร่วมกับโครงอาคารเดิม

ในการพิจารณาถึงการสลายพลังงานของโครงป้องกันที่ประกอบด้วยเสา และคานที่มีความยาวของโครงในทิศทางตะวันออก-ตะวันตก (Y) เท่ากับ 30 เมตร ซึ่งเชื่อมต่อกับระนาบพื้นของอาคารเดิมด้านในด้วยอุปกรณ์สลายพลังงาน (fender) ดังแสดงตามรูปที่ 5.32

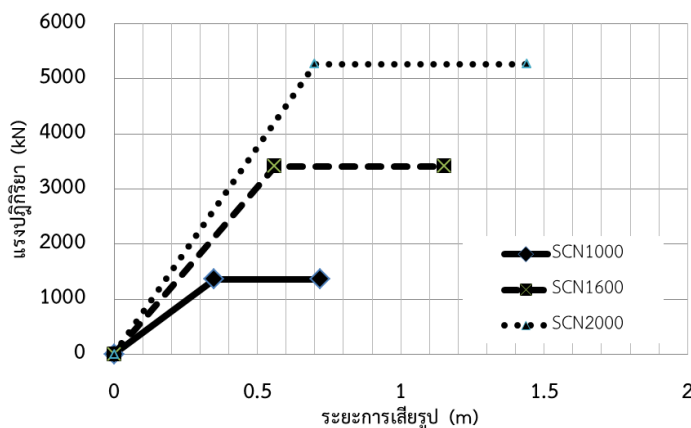


รูปที่ 5.32 โครงป้องกันที่เชื่อมต่อกับอุปกรณ์สลายพลังงานกับอาคารเดิม

โดยในการศึกษาได้เลือกพิจารณาถึงรูปแบบของแบบจำลองของโครงป้องกันโดยมีจุดรองรับที่มี boundary condition เป็นแบบยึดหมุน (pinned support) และมีรูปแบบของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสา และคาน 2 รูปแบบได้แก่ ยึดหมุน (pin connection) และยึดแน่น (rigid connection) โดยใช้สมมุติฐานที่ว่าโครงสร้างปราศจากจุดหมุนพลาสติกในเสา และคานเพื่อให้โครงสร้างอาคารด้านใน และระบบดูดซับพลังงานได้ทำงานร่วมกันอย่างเต็มที่ แล้วจึงนำแรงภายในที่เกิดขึ้นต่อโครงป้องกันมาพิจารณาออกแบบให้มีความเหมาะสมต่อไป โคนในส่วนของตัวดูดซับพลังงานได้เลือกพิจารณาขนาดที่แตกต่างกัน 3 ขนาด ดังแสดงตามรูปที่ 5.33 คุณสมบัติในเรื่องของแรง และการเสียรูปดังแสดงตามรูปที่ 5.34

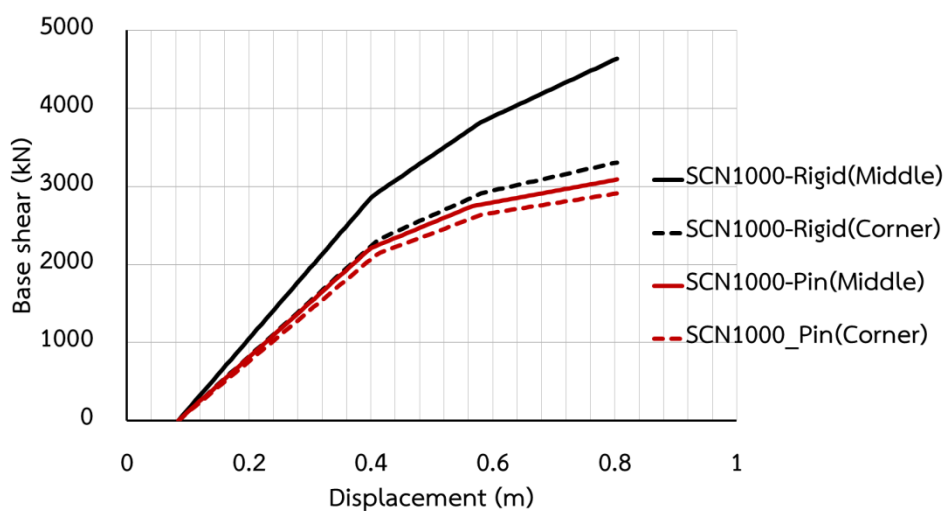


รูปที่ 5.33 รูปแบบของระบบโครงป้องกัน และขนาดของตัวดูดซับพลังงานที่พิจารณา

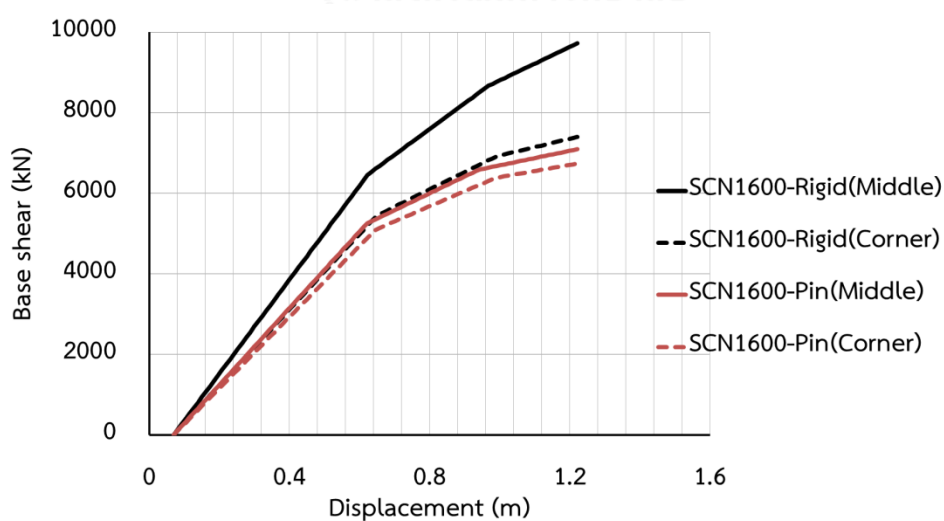


รูปที่ 5.34 แรง และการเสียรูปของตัวดูดซับพลังงานที่พิจารณา

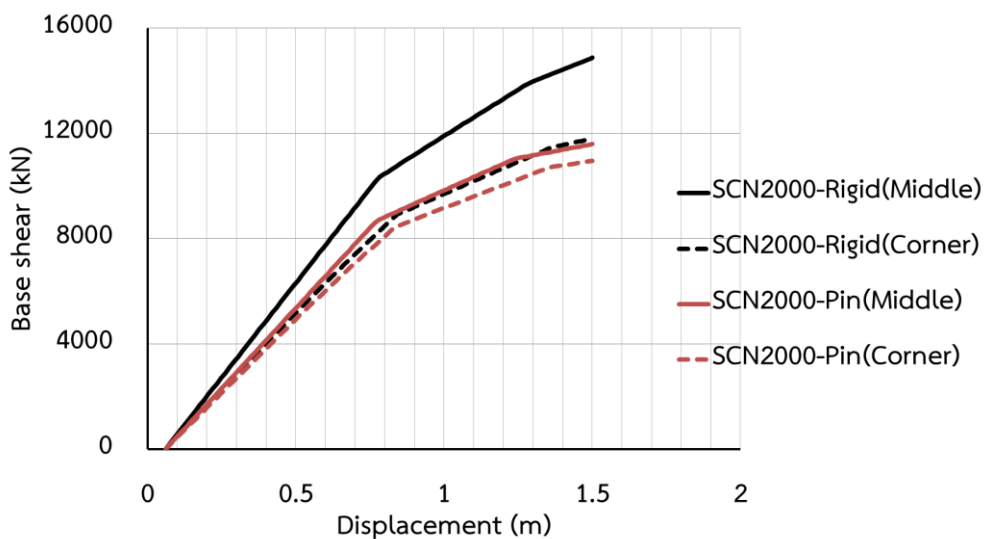
โดยในขั้นแรกได้ทำการผลัดด้านข้างแบบควบคุมระยะทางของโครงอาคารที่มีระบบป้องกันที่แตกต่างกัน 2 รูปแบบ และขนาดของตัวดูดซับพลังงาน 3 ขนาด ที่ตำแหน่งวิกฤติของโครงสร้างอันได้แก่ ริม และกึ่งกลางของพื้นอาคาร (ซึ่งในกรณีนี้จะให้แรงกระทำที่โครงป้องกันที่ตำแหน่งที่เชื่อมต่อกับอาคาร ด้านใน) โดยกำหนดระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ ระยะการเสียรูปสูงสุดของแต่ละกรณีตัวดูดซับพลังงาน แล้วจึงทำการวิเคราะห์ผลดังแสดงตามรูปที่ 5.35-5.38



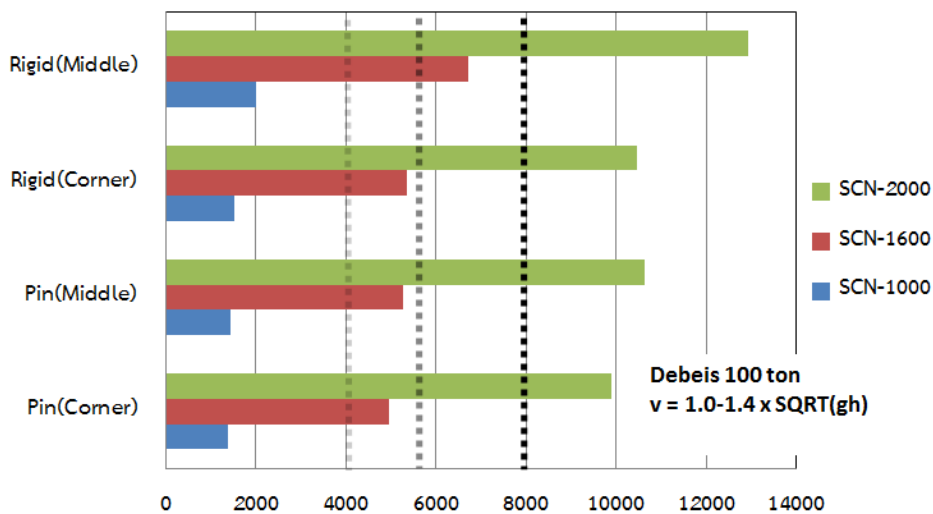
รูปที่ 5.35 ความสัมพันธ์ของแรง และการเคลื่อนที่ที่ระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงาน SCN1000



รูปที่ 5.36 ความสัมพันธ์ของแรง และการเคลื่อนที่ที่ระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงาน SCN1600



รูปที่ 5.37 ความสัมพันธ์ของแรง และการเคลื่อนที่ที่ระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงาน SCN2000

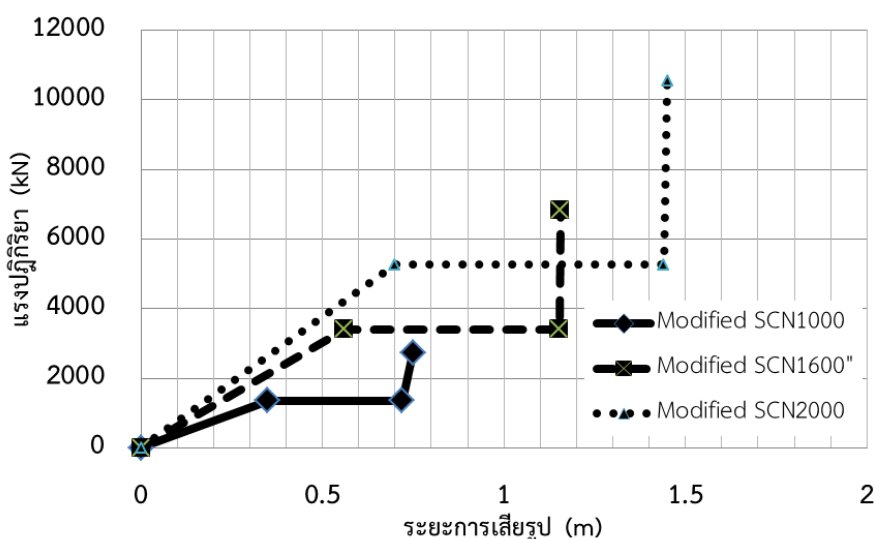


รูปที่ 5.38 ความสามารถในการดูดซับพลังงานในแต่ละรูปแบบของโครงป้องกันที่ระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงาน

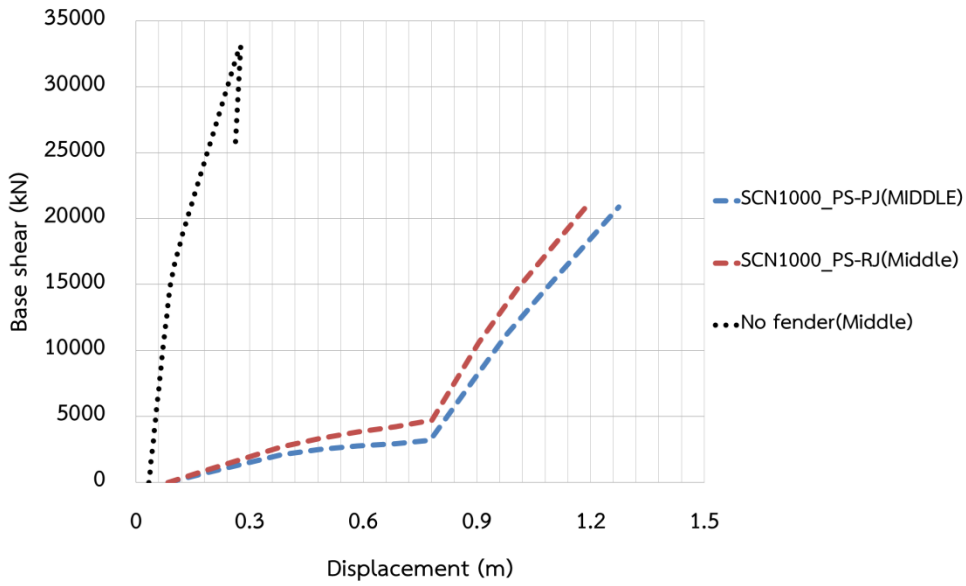
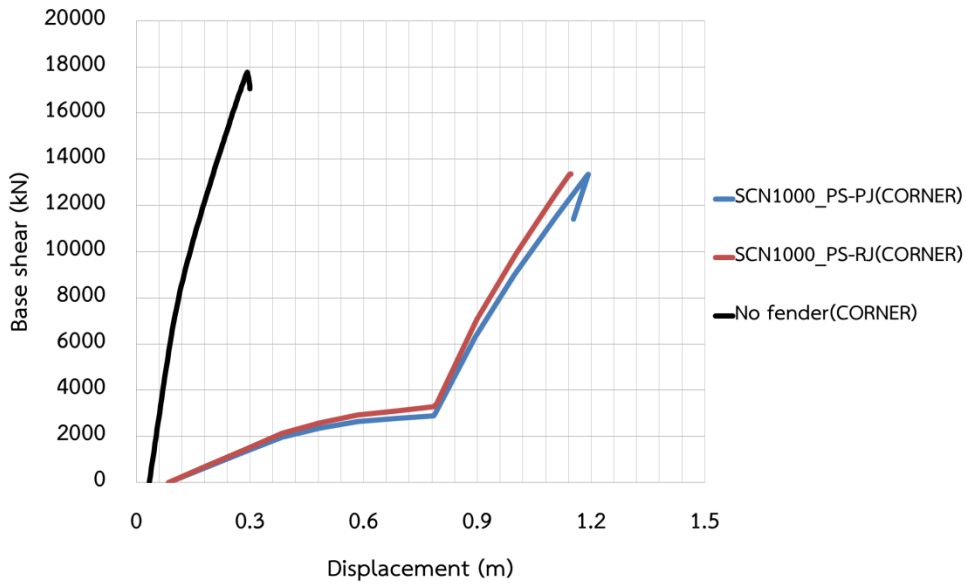
จากผลตอบสนองข้างต้นชี้ให้เห็นว่าเมื่อพิจารณาแรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิ โดยการ Pushover แบบควบคุมระยะทางเท่ากับระยะเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงานนั้น พบว่าแรงที่กระทำต่อโครงอาคารด้านในจะถูกควบคุมโดยแรงปฏิกิริยาจากตัวดูดซับพลังงาน โดยเมื่อวิเคราะห์โดยกำหนดระยะที่ระยะยุบตัวสูงสุดของดูดซับพลังงานแล้วนั้น แรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างด้านในกรณี

เช่น ตัวดูดซับแบบ SCN1000 ยังไม่ส่งผลให้เกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นในชิ้นส่วนเสา และคาน ซึ่งการตอบสนองด้านพลังงานที่ได้ยังไม่เพียงพอที่จะต้านทานพลังงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระแทกได้ดังแสดงตามรูปที่ 5.38 ในทุกระดับความเร็วของการไหลสึนามิ

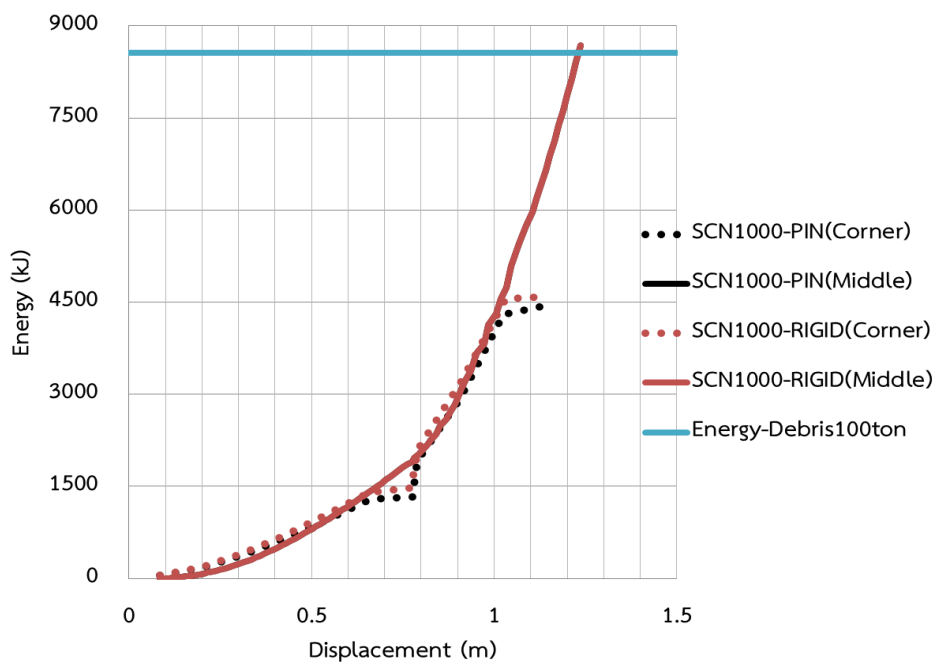
จากผลการวิเคราะห์ที่แสดงตามรูปที่ 5.35-5.38 ซึ่ให้เห็นว่าเมื่อพิจารณาถึงการสลายพลังงานของอาคารเดิมด้านในร่วมกับโครงสร้างกันที่มีตัวดูดซับพลังงาน โดยทำการผลัดด้านข้างแบบไม่เชิงเส้นที่ตำแหน่งของการกระแทกกึ่งกลาง และริมอาคารโดยมีระยะการเคลื่อนตัวเท่ากับระยะการเสียรูปสูงสุดของตัวดูดซับพลังงานในแต่ละขนาด พบว่าพลังงานที่ได้จากการดูดซับพลังงานของตัวดูดซับและการสลายพลังงานของโครงสร้างไม่เพียงพอ เนื่องจากคุณสมบัติของตัวดูดซับพลังงานที่กำหนดไม่สามารถรับแรงได้เพิ่มหลังเสียรูปไปจึงส่งผลให้องค์อาคารไม่สามารถสลายพลังงานได้อย่างเต็มที่อันเนื่องมาจากแรงปฏิกิริยาที่ถ่ายมาจากตัวดูดซับพลังงาน ดังนั้นในการนำไปใช้จึงได้เลือกพิจารณาที่พลังงานจากวัตถุที่ไหลเข้ามาปะทะจากมวล 100 ตัน ที่ความเร็วในการไหลสูงสุดจึงเกิดพลังงานเท่ากับ 8650 กิโลจูล แล้วจึงใช้คุณสมบัติของตัวดูดซับพลังงานในเรื่องของแรง และการเสียรูปให้มีความเหมาะสมดังแสดงตามรูปที่ 5.39 แล้วจึงทำการผลัดแบบสถิตไม่เชิงเส้นที่ตำแหน่งที่วัตถุเข้าปะทะซึ่งจะให้ผลของ แรงเฉือนที่ฐาน กับการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งที่เกิดการปะทะ แล้วจึงสามารถคำนวณหาพลังงานที่เกิดขึ้นต่อไปดังแสดงตามรูปที่ 5.40, 5.45 และ 5.50 ของตัวดูดซับพลังงานขนาด 1000, 1600 และ 2000 มิลลิเมตรตามลำดับ



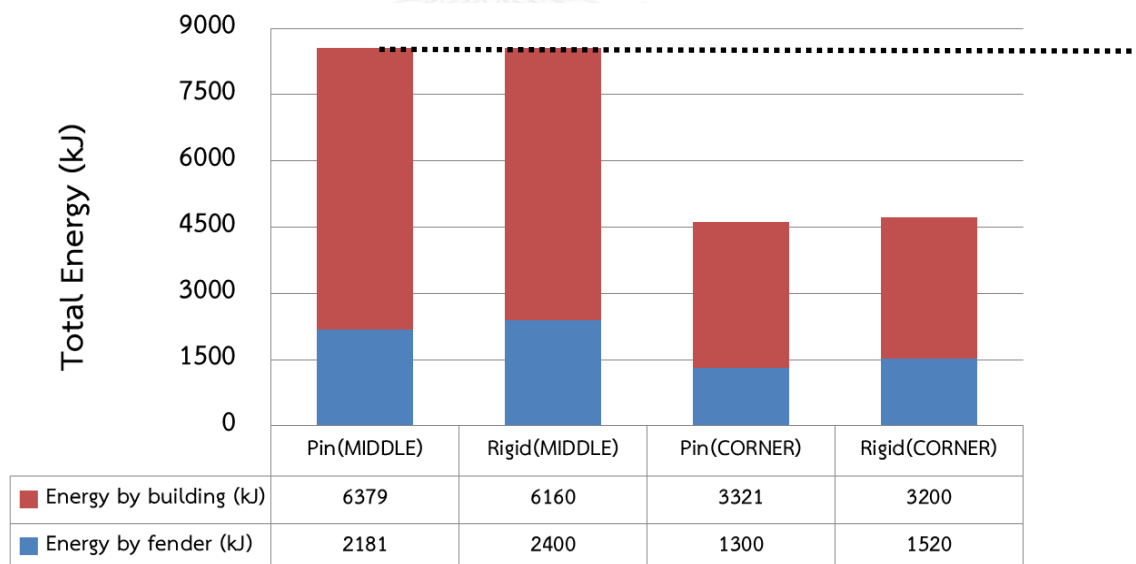
รูปที่ 5.39 แรง และการเสียรูปของตัวดูดซับพลังงานในการดูดซับพลังงานในกรณีวัตถุขนาด 100 ตัน



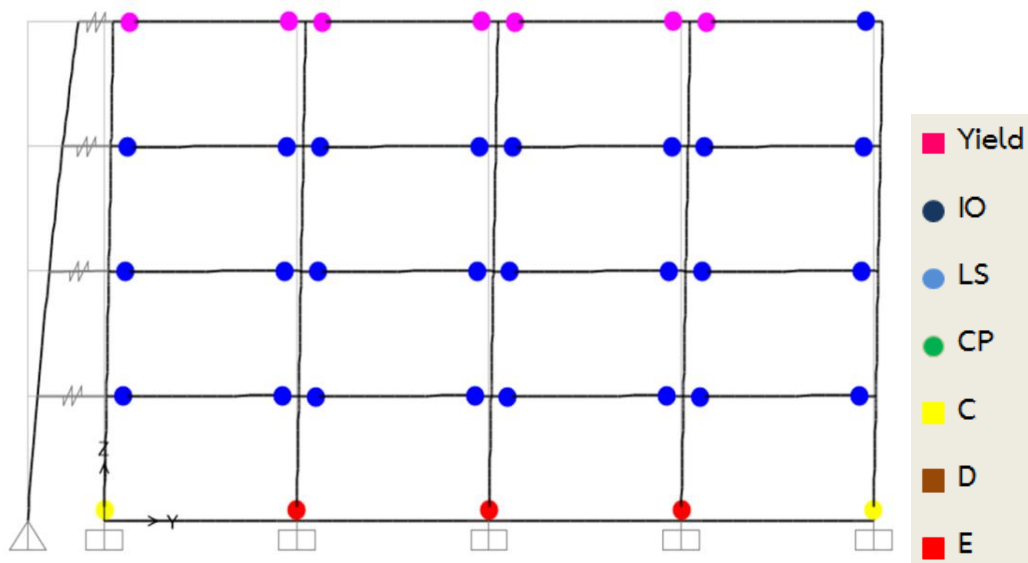
รูปที่ 5.40 การสลายพลังงานของโครงสร้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำของตัวดูดซับพลังงาน SCN1000



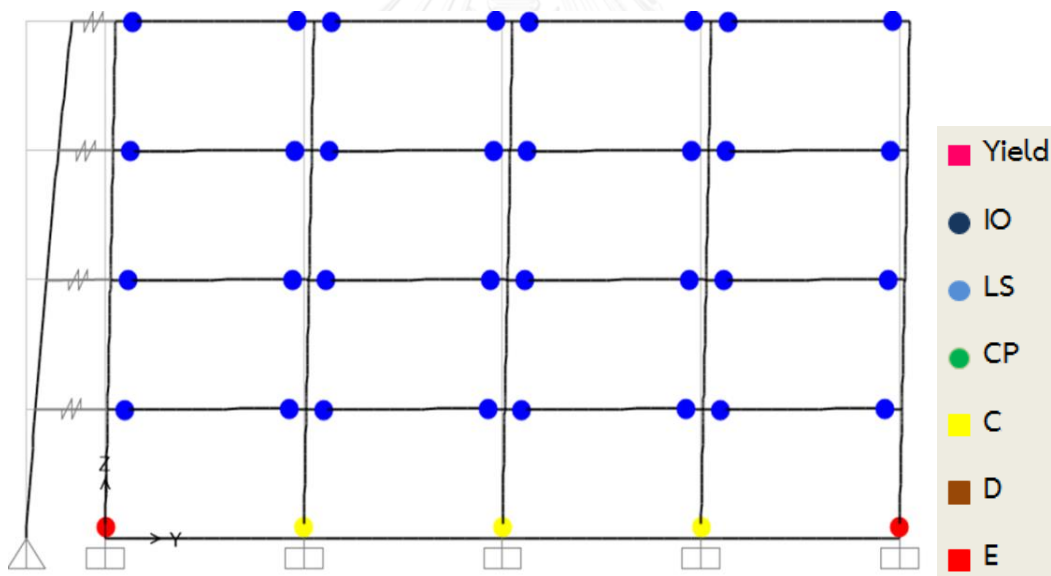
รูปที่ 5.41 พลังงานทั้งหมดของโครงสร้าง และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สภาวะวัตถุมวล 100 ตัน
กระทำ
ของตัวดูดซับพลังงาน SCN1000



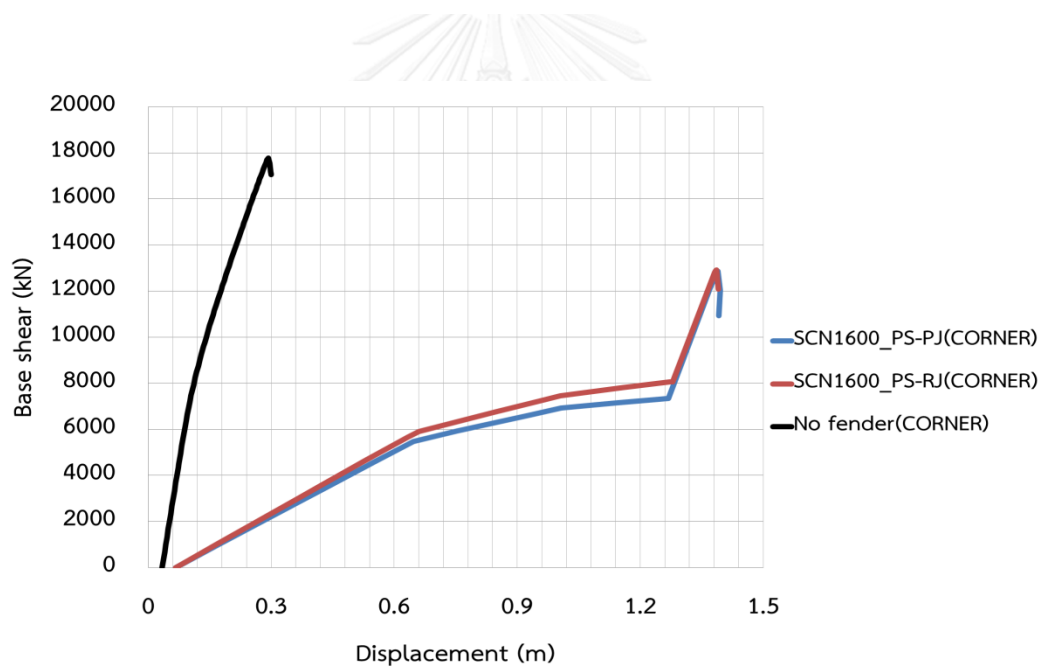
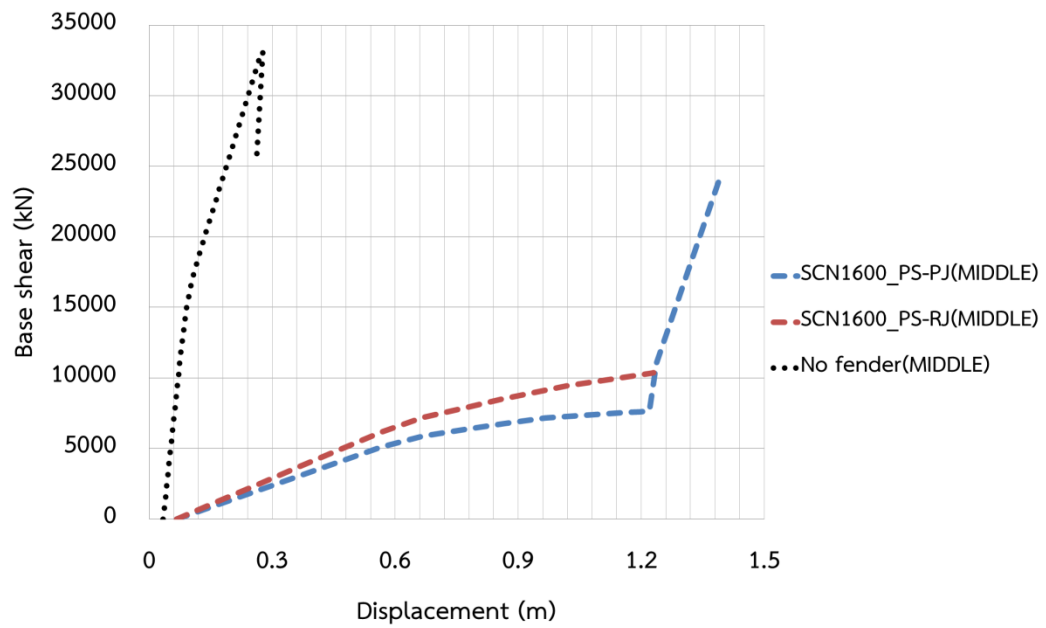
รูปที่ 5.42 พลังงานที่สลายโดยตัวดูดซับพลังงานแบบ SCN1000 และโครงสร้างอาคารด้านใน
ที่สภาวะวัตถุมวล 100 ตัน กระทำ



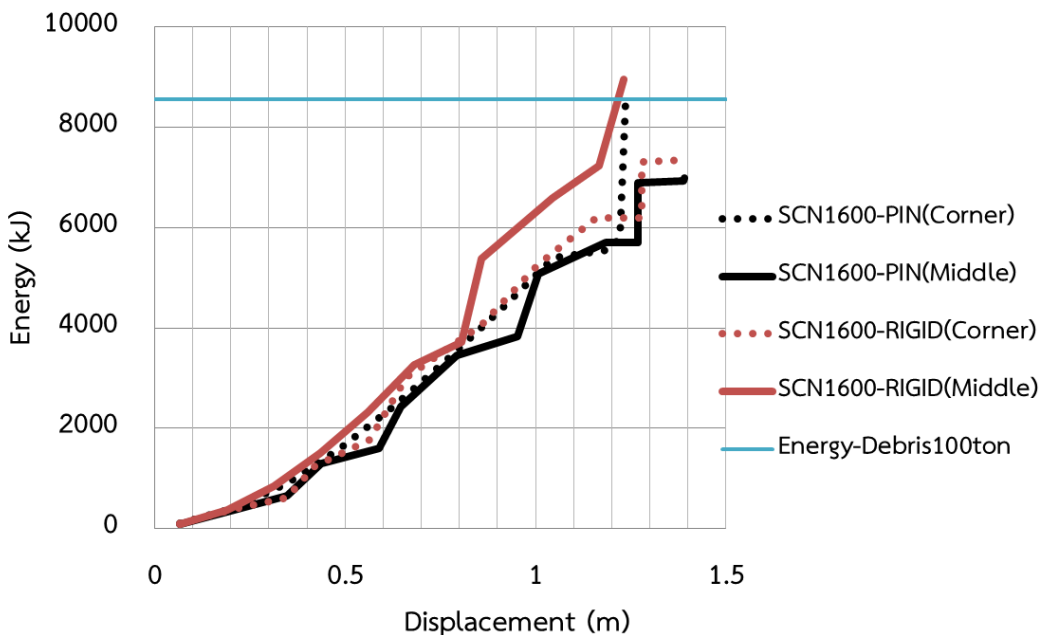
รูปที่ 5.43 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN1000 ที่น้ำหนักมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นที่กลางอาคาร



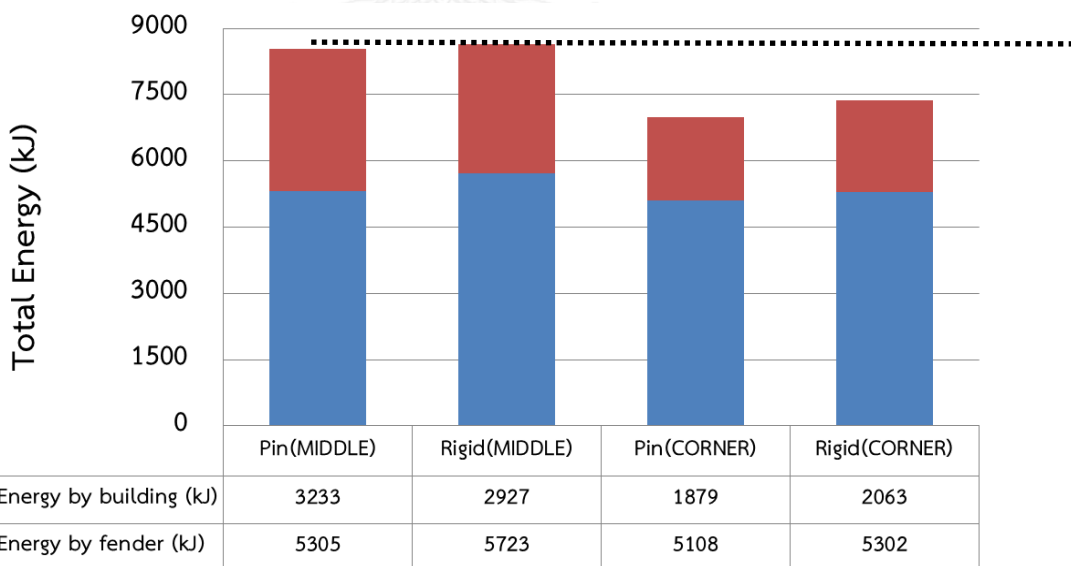
รูปที่ 5.44 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN1000 ที่น้ำหนักมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นที่ริมอาคาร



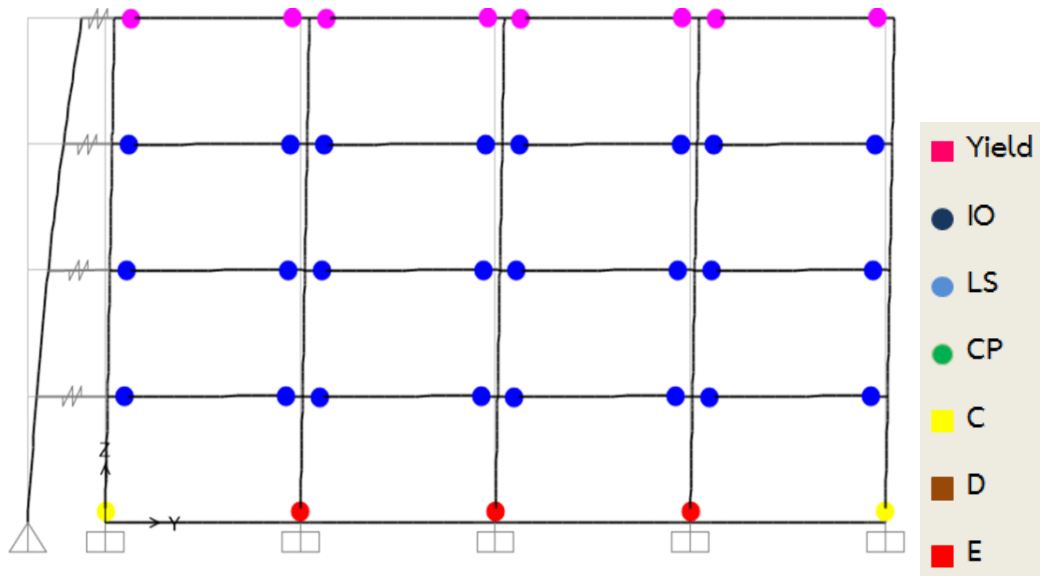
รูปที่ 5.45 การสลายพลังงานของโครงสร้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำของตัวดูดซับพลังงาน SCN1600



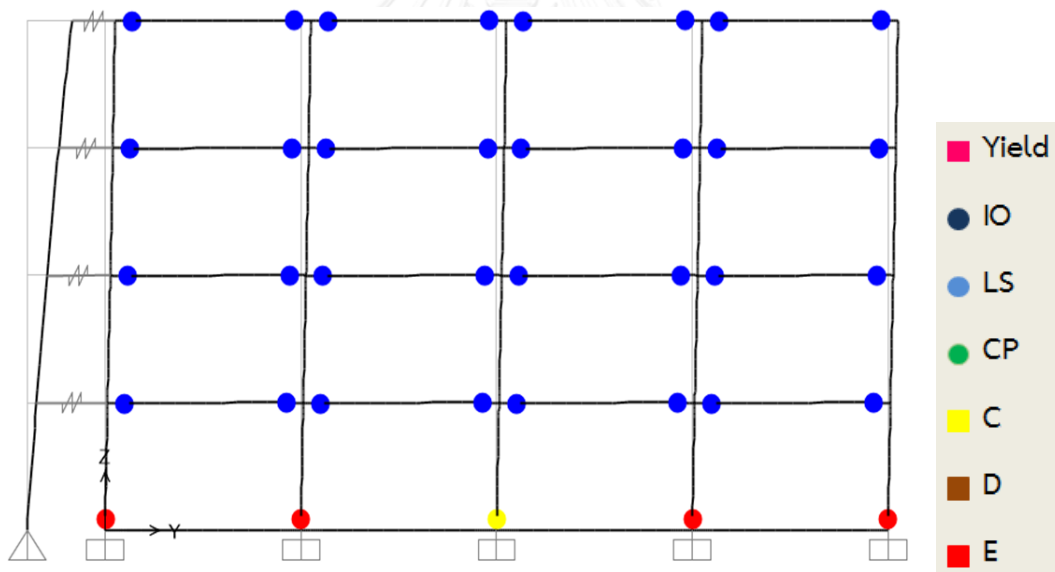
รูปที่ 5.46 พลังงานทั้งหมดของโครงสร้าง และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สภาวะวัตถุมวล 100 ตัน
กระทำ
ของตัวดูดซับพลังงาน SCN1600



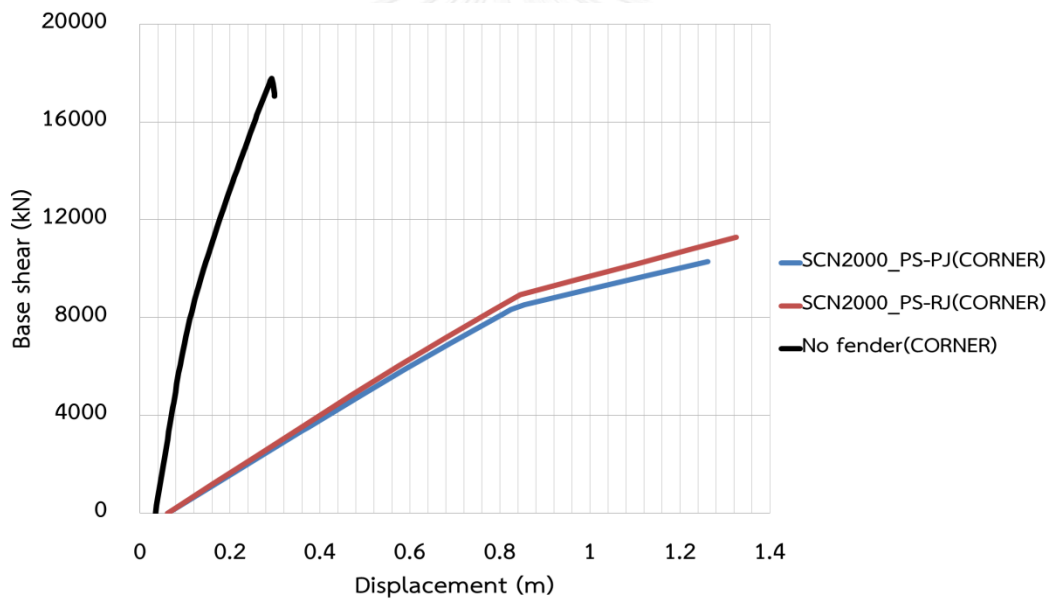
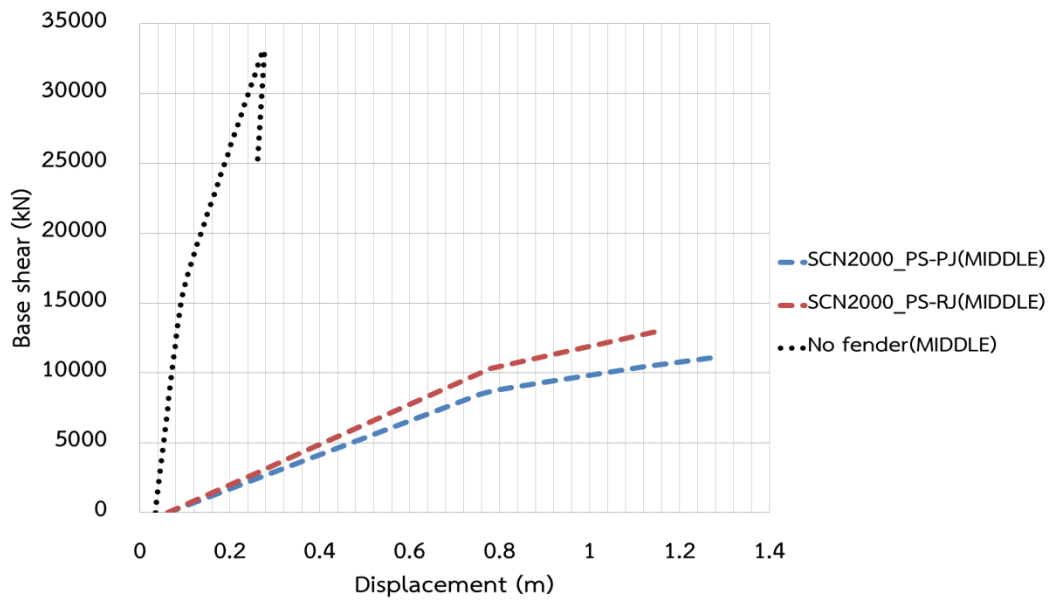
รูปที่ 5.47 พลังงานที่สลายโดยตัวดูดซับพลังงานแบบ SCN1600 และโครงสร้างอาคารด้านใน
ที่สภาวะวัตถุมวล 100 ตัน กระทำ



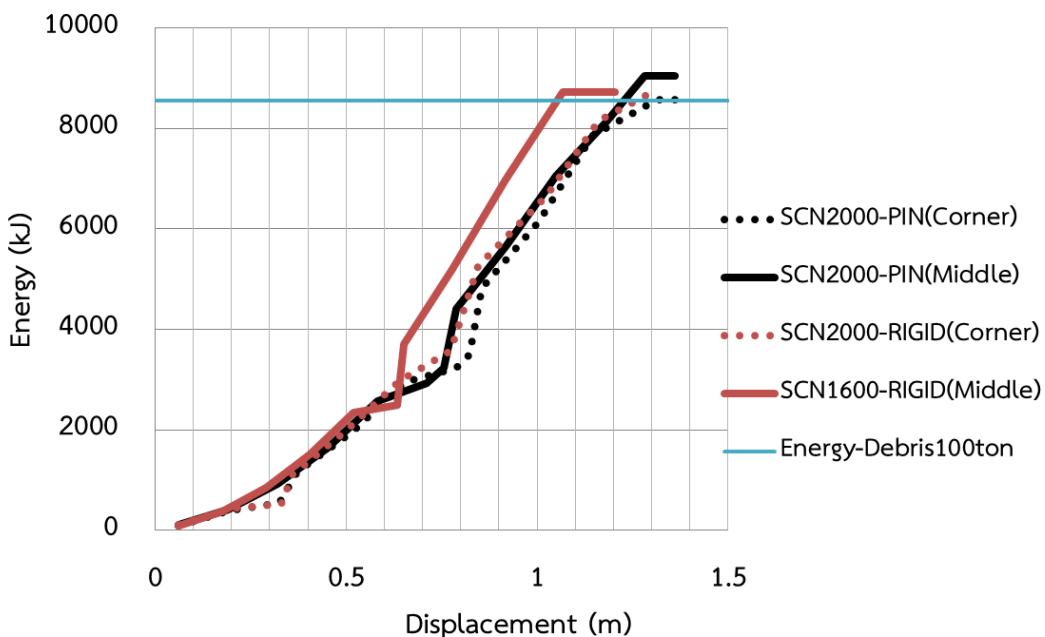
รูปที่ 5.48 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวจุดซ้ำ SCN1600 ที่น้ำหนักมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นที่กลางอาคาร



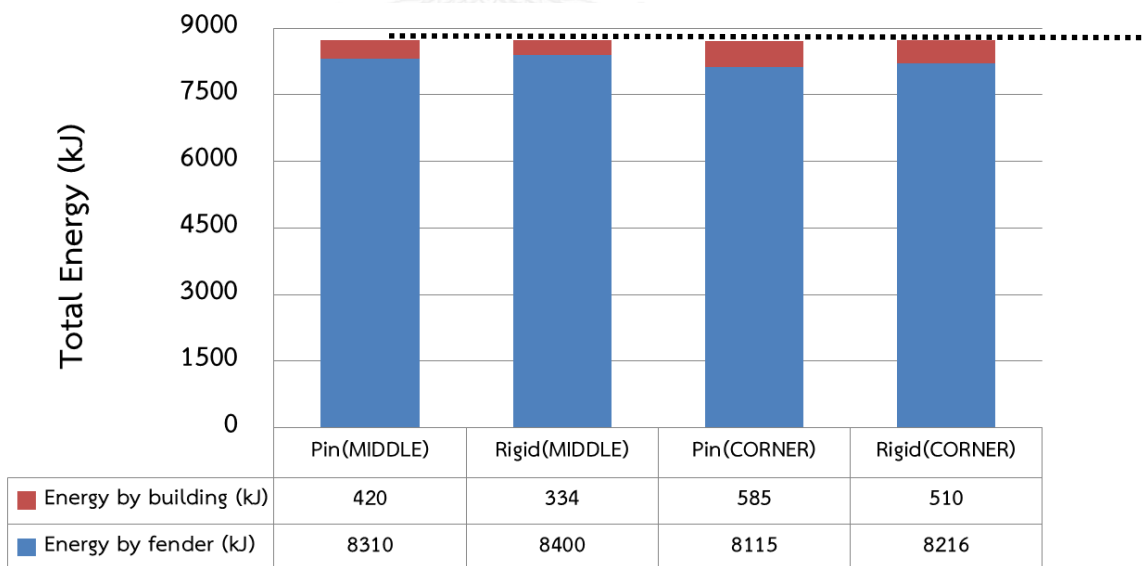
รูปที่ 5.49 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวจุดซ้ำ SCN1600 ที่น้ำหนักมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นที่ริมอาคาร



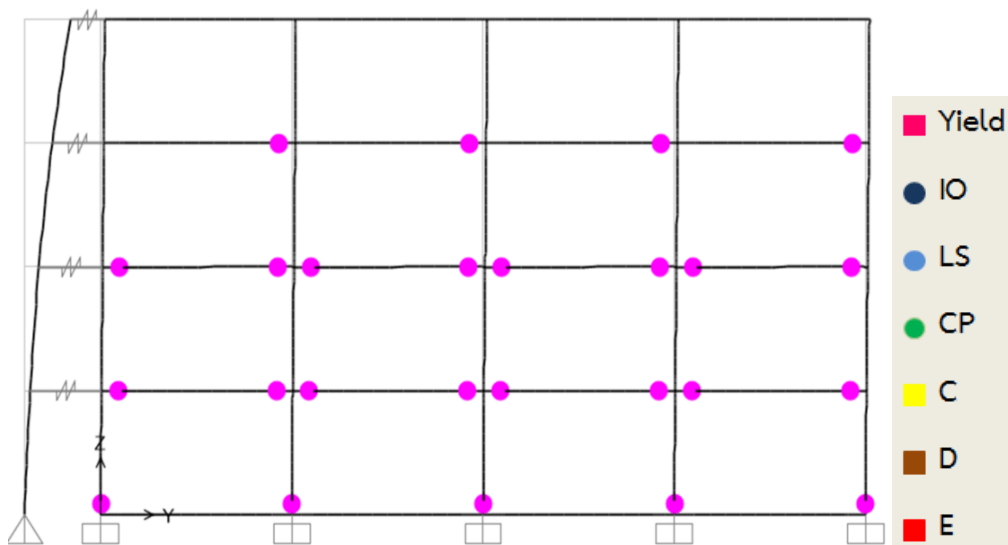
รูปที่ 5.50 การสลายพลังงานของโครงสร้างที่สภาวะวิกฤตมวล 100 ตัน กระทำของตัวดูดซับพลังงาน SCN2000



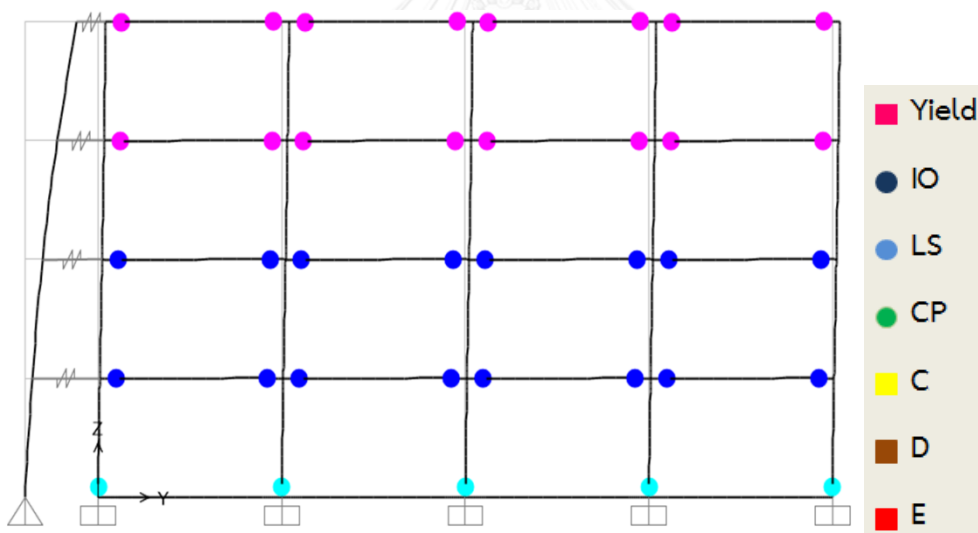
รูปที่ 5.51 พลังงานทั้งหมดของโครงสร้าง และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สภาวะวัตถุมวล 100 ตัน
กระทำ
ของตัวดูดซับพลังงาน SCN2000



รูปที่ 5.52 พลังงานที่สลายโดยตัวดูดซับพลังงานแบบ SCN2000 และโครงสร้างอาคารด้านใน
ที่สภาวะวัตถุมวล 100 ตัน กระทำ



รูปที่ 5.53 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN2000 ที่น้ำหนักมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นที่กึ่งกลางอาคาร



รูปที่ 5.54 การเสียรูป และการเกิดจุดหมุนพลาสติกของอาคารในกรณีตัวดูดซับ SCN2000 ที่น้ำหนักมวล 100 ตัน กระทำบริเวณพื้นริมอาคาร

จากผลการวิเคราะห์ถึงการสลายพลังงานของโครงป้องกันด้านนอกพร้อมกับโครงอาคารเดิม โดยพิจารณาที่สภาวะพลังงานเนื่องจากมวลขนาด 100 ตัน ดังแสดงตามรูปที่ 5.41-5.47 ซึ่งให้เห็นว่าโครงอาคารที่เชื่อมต่อกับโครงป้องกันที่มีขนาด SCN1000 และ SCN1600 ไม่เพียงพอที่จะสลายพลังงาน 8560 กิโลจูลเนื่องจากมวลที่มากกระทำดังแสดงตามตารางที่ 5.5

ตารางที่ 5.5 การสลายพลังงาน และสถานะของโครงอาคารด้านในเมื่อพิจารณาที่วัตถุมวล 100 ตัน
กระทำ

รูปแบบของโครงด้าน นอก	พลังงานทั้งหมดที่สลายได้ (kJ)		สถานะของอาคารด้านใน	
	ตำแหน่งที่เข้าปะทะ	ริมอาคาร	กึ่งกลางอาคาร	ริมอาคาร
SCN1000				
PS-PJ	4621	9200	E	E
PS-RJ	4720	9600	E	CP
SCN1600				
PS-PJ	6996	8549	E	E
PS-RJ	7388	9816	E	IO
SCN2000				
PS-PJ	11771	13703	LS	Yield
PS-RJ	12408	15999	LS	Yield

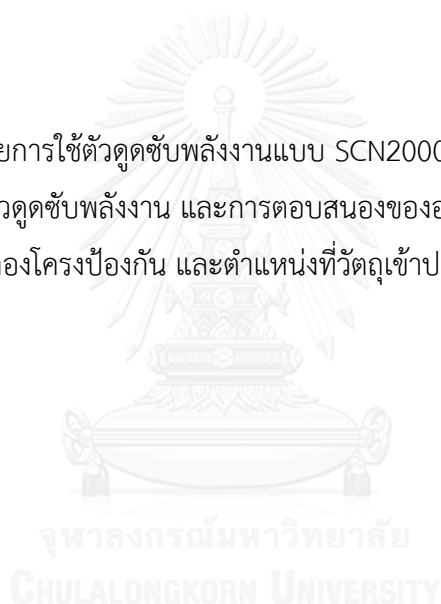
ซึ่งผลจากตารางที่ 5.5 แสดงให้เห็นถึงพลังงานทั้งหมดที่เกิดขึ้นจากการผลึกที่ตำแหน่งที่วัตถุเข้าปะทะเมื่อ
พิจารณาเทียบกับพลังงานที่เกิดขึ้นจากมวล 100 ตัน สามารถอธิบายได้ว่า

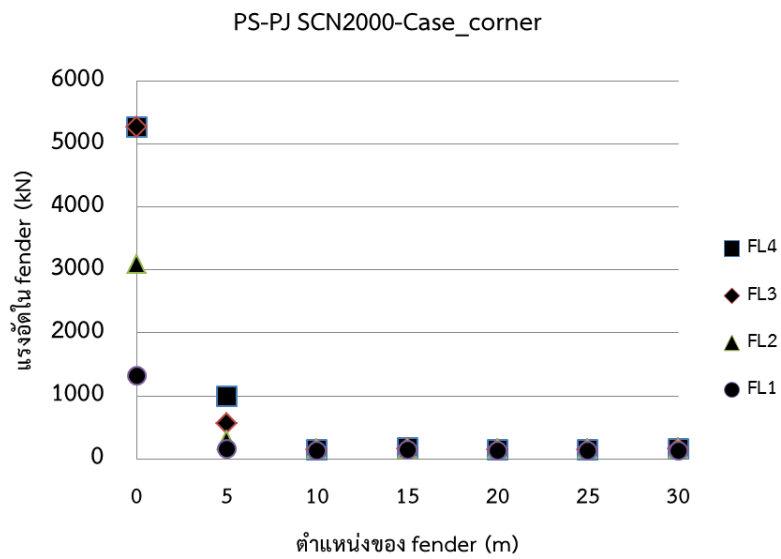
ในกรณีของตัวดูดซับพลังงานแบบ Supercone ขนาด 1000 มิลลิเมตร อาคารไม่สามารถสลาย
พลังงานได้อย่างเพียงพอทั้งในรูปแบบของแบบจำลองโครงด้านนอกแบบแบบยึดหมุน (pin joint)
และ ยึดแน่น (rigid joint) ที่ตำแหน่งการปะทะที่ริมอาคาร ในขณะที่การปะทะที่กลางอาคารพลังงาน
ที่สลายได้จากทั้งโครงป้องกันด้านนอกพร้อมกับอาคารนั้นเพียงพอ แต่เมื่อพิจารณาที่จุดหมุนพลาสติก
โครงอาคารด้านในถึงจุดวิบัติโดยเสาะ และคานของโครงอาคารด้านในวิบัติเนื่องจากผลของโมเมนต์ตัด

ในกรณีของตัวดูดซับพลังงานแบบ Supercone ขนาด 1600 มิลลิเมตร อาคารไม่สามารถสลายพลังงานได้อย่างเพียงพอทั้งในรูปแบบของแบบจำลองโครงด้านนอกแบบยึดหมุน (pin joint) และยึดแน่น (rigid joint) ที่ตำแหน่งการปะทะที่ริมอาคาร โดยอาคารสามารถสลายพลังงานได้อย่างเพียงพอในกรณีของแบบจำลองแบบยึดแน่น (rigid joint) ในการปะทะที่กึ่งกลางอาคารโดยสถานะของโครงอาคารด้านในอยู่ที่ระดับ IO (Immediate Occupancy)

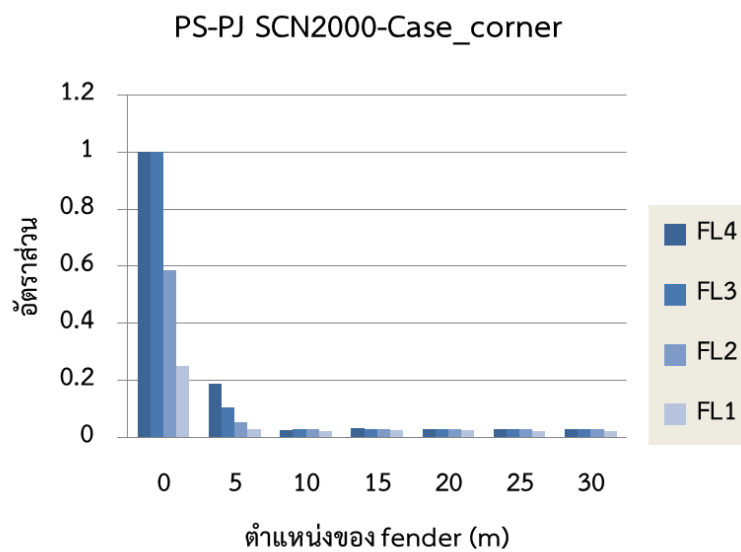
ในกรณีของตัวดูดซับพลังงานแบบ Supercone ขนาด 2000 มิลลิเมตร อาคารสามารถสลายพลังงานได้อย่างพอเพียงในทุกรูปแบบของแบบจำลอง และตำแหน่งการปะทะที่กึ่งกลาง และริมอาคาร โดยที่สถานะของโครงอาคารด้านในยังอยู่ในสภาวะที่จุดคราก (Yield) และ ชีวิตปลอดภัย (Life safety) สำหรับการปะทะที่บริเวณกึ่งกลาง และริมอาคารตามลำดับโดยปราศจากการวิบัติของชิ้นส่วนเสาและคาน

ดังนั้นจึงเลือกพิจารณาโดยการใช้ตัวดูดซับพลังงานแบบ SCN2000 ในการศึกษาถึงผลตอบสนองในเรื่องของแรงที่เกิดขึ้นในตัวดูดซับพลังงาน และการตอบสนองของอาคารดังแสดงตามรูปที่ 5.55-5.62 ทั้ง 2 รูปแบบของการจำลองโครงป้องกัน และตำแหน่งที่วัตถุเข้าปะทะ

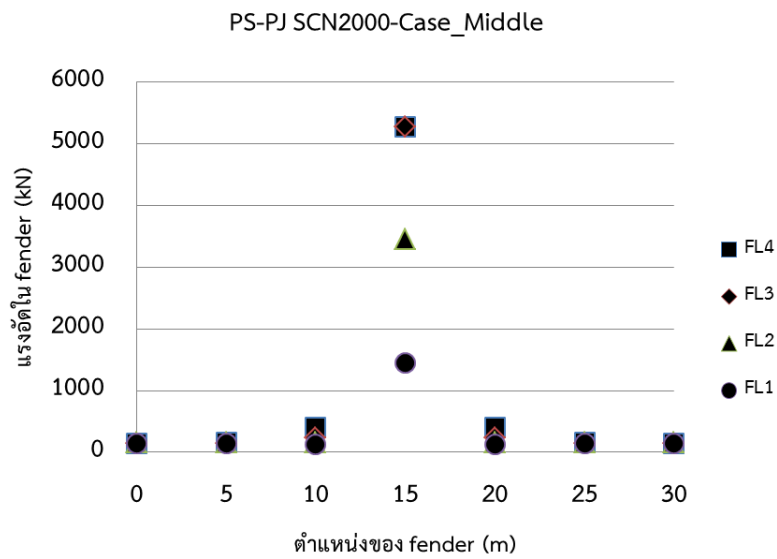




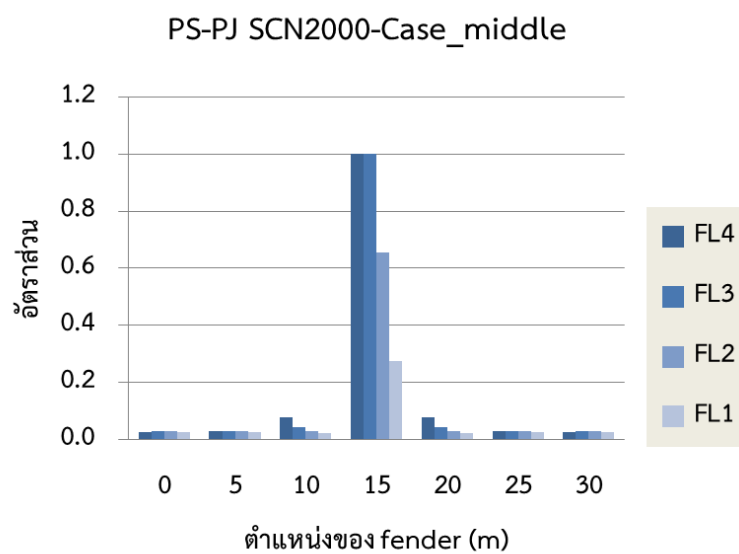
รูปที่ 5.55 การกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริมอาคารของแบบจำลอง Pin Joint



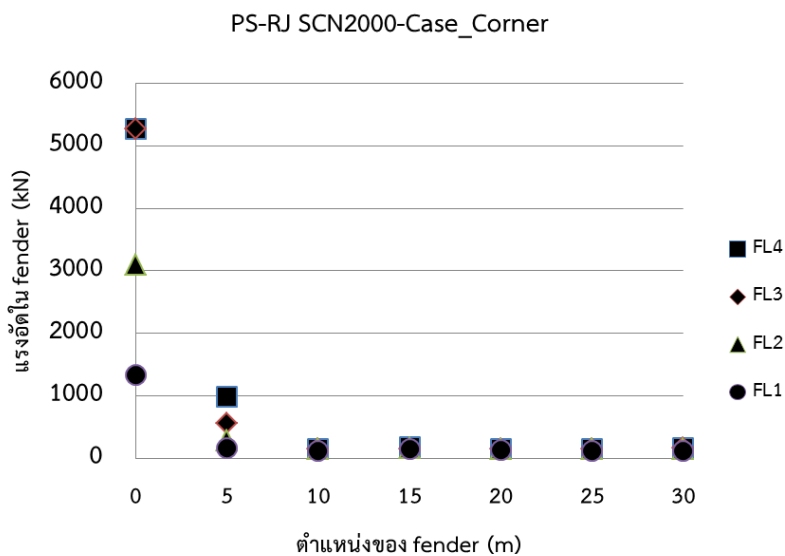
รูปที่ 5.56 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริมอาคารของแบบจำลอง Pin Joint



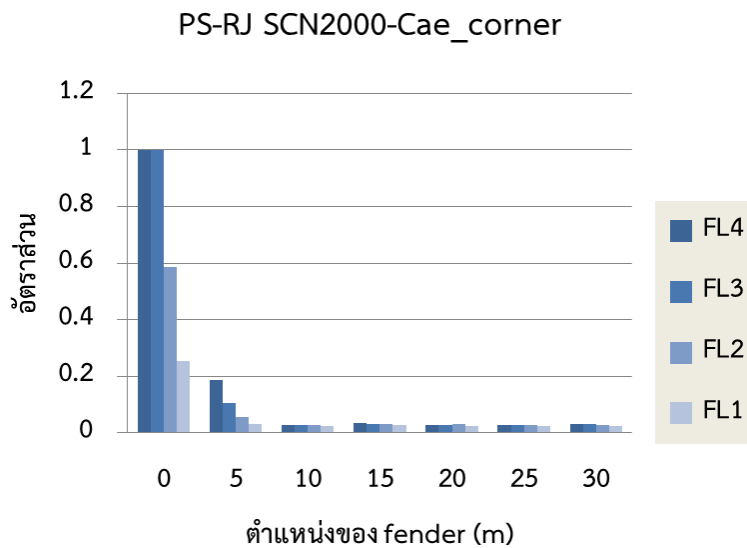
รูปที่ 5.57 การกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะกลางอาคารของแบบจำลอง Pin Joint



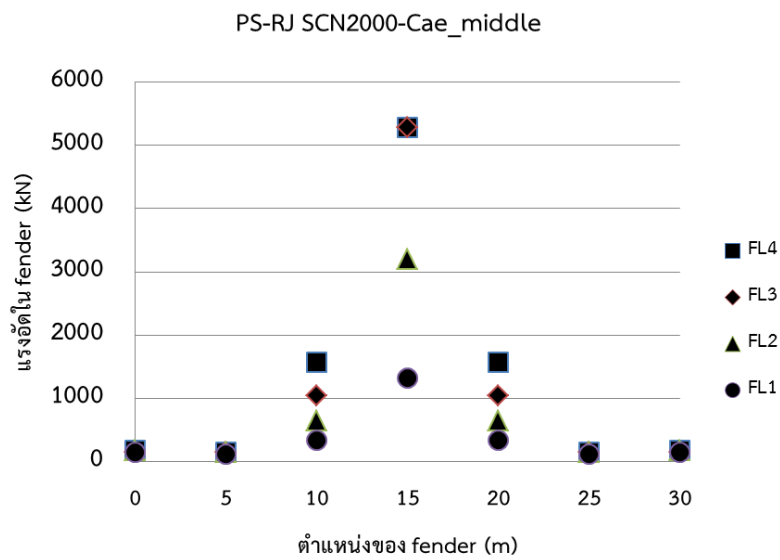
รูปที่ 5.58 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะกลางอาคารของแบบจำลอง Pin Joint



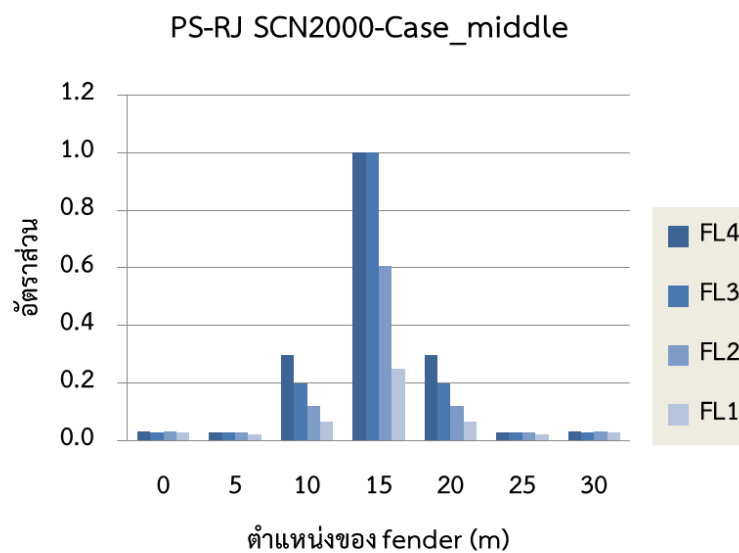
รูปที่ 5.59 การกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริมอาคารของแบบจำลอง Rigid joint



รูปที่ 5.60 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะริมอาคารของแบบจำลอง Rigid joint

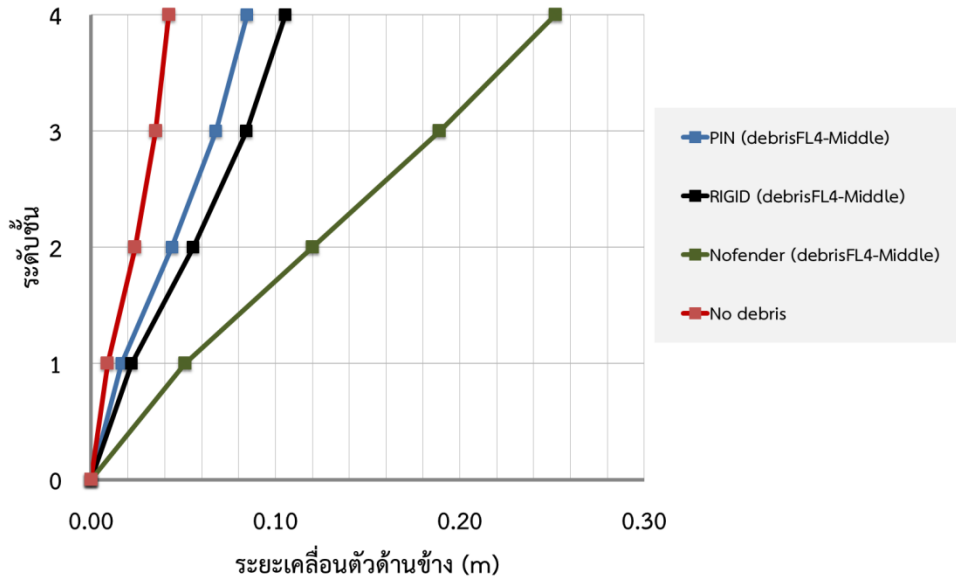


รูปที่ 5.61 การกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะกลางอาคารของแบบจำลอง Rigid joint



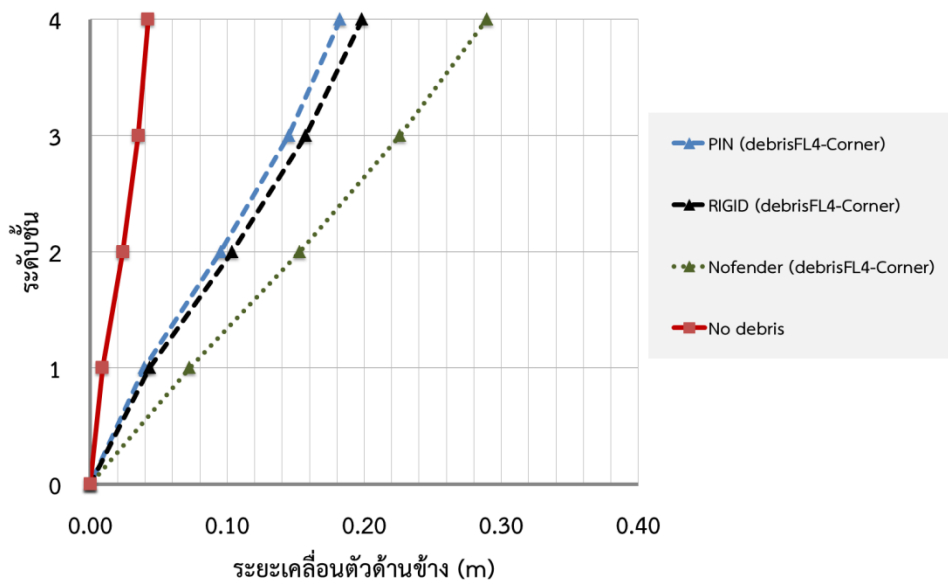
รูปที่ 5.62 อัตราส่วนของการกระจายแรงในตัวดูดซับพลังงาน SCN2000 ที่ตำแหน่งปะทะกึ่งกลางอาคาร

ของแบบจำลอง Rigid joint



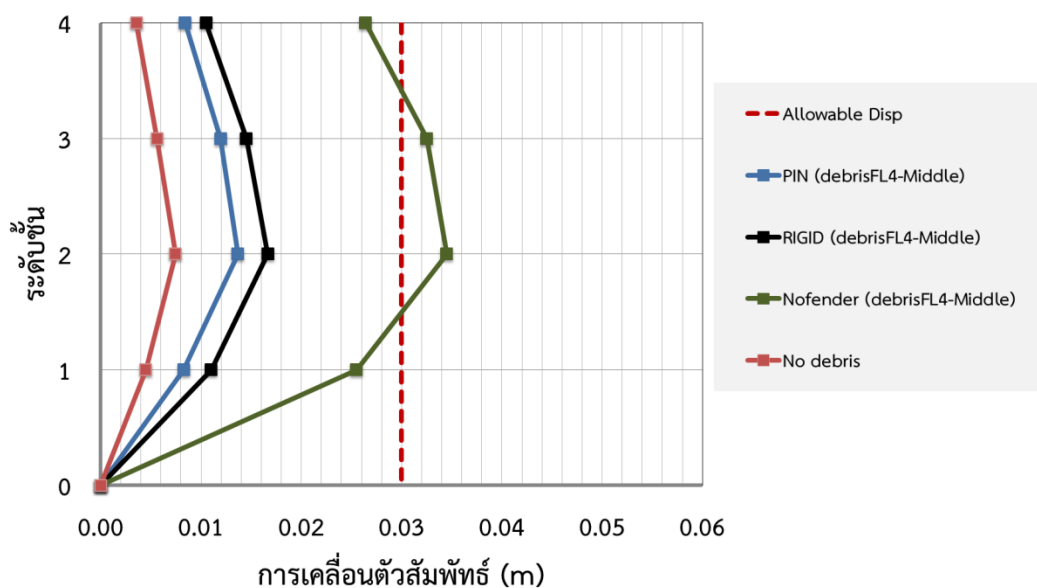
รูปที่ 5.63 การเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารกรณีตัวดูดซับ SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัสดุมวล 100 ตัน

กระทำกลางอาคาร

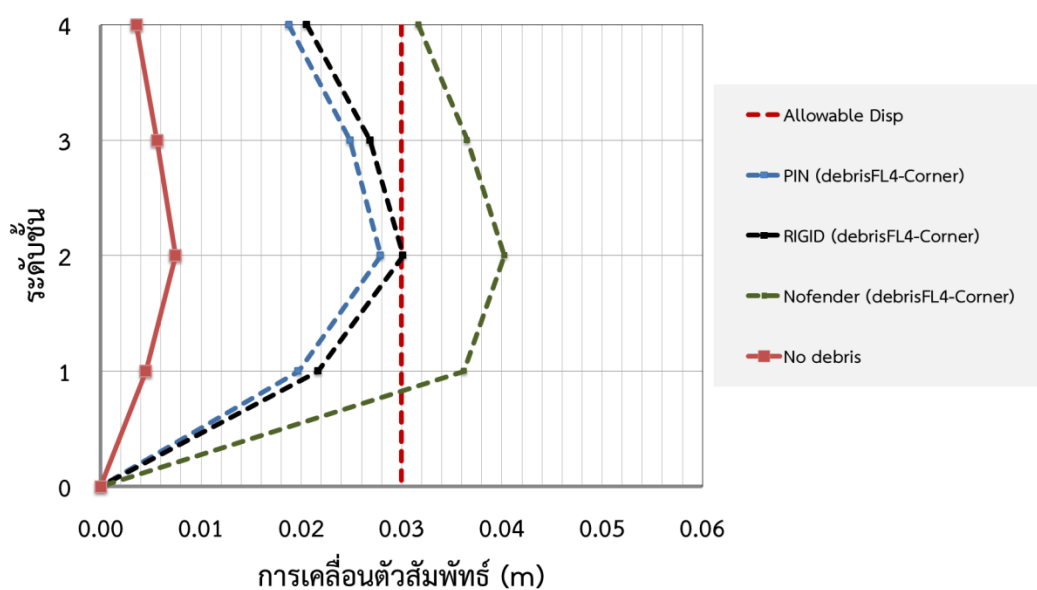


รูปที่ 5.64 การเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารกรณีตัวดูดซับ SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัสดุมวล 100 ตัน

กระทำริมอาคาร



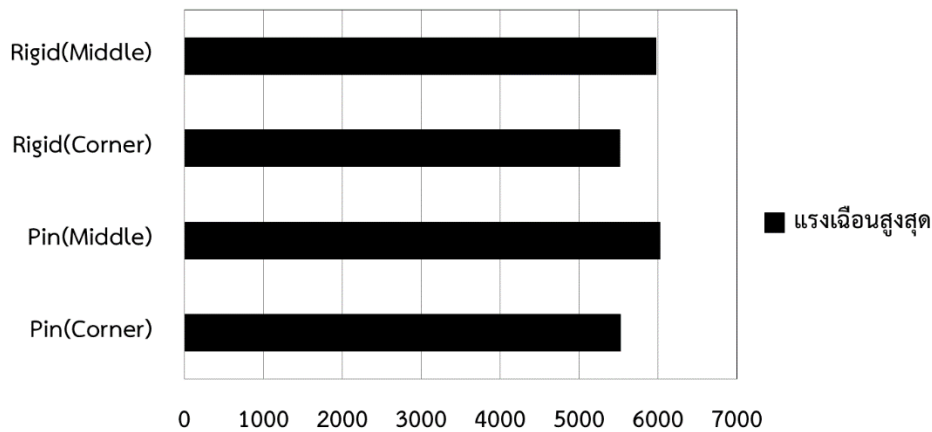
รูปที่ 5.65 การเคลื่อนสัมพัทธ์ของอาคารกรณีตัวดูดซับ SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัสดุมวล 100 ตัน
กระทำกลางอาคาร



รูปที่ 5.66 การเคลื่อนสัมพัทธ์ของอาคารกรณีตัวดูดซับ SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัสดุมวล 100 ตัน
กระทำริมอาคาร

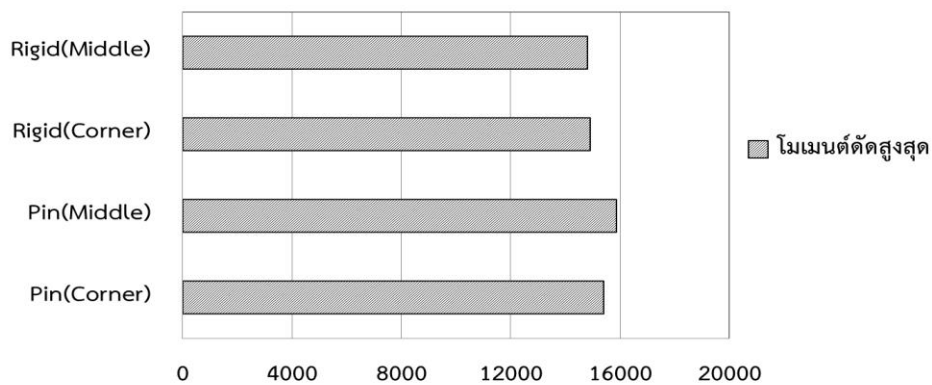
จากผลการศึกษาชี้ให้เห็นว่าการใช้แบบจำลองโครงสร้างอาคารด้านนอกแบบ Pin support-Rigid joint (PS-RJ) มีการกระจายแรงที่เกิดขึ้นในตัวดัดซับที่ต่ำกว่า และมีการตอบสนองด้านการดัดซับพลังงานที่ต่ำกว่าเมื่อเทียบกับแบบ Pin support-Pin joint (PR-PJ) ในทั้งตำแหน่งการปะทะของวัตถุต่อพื้นอาคารที่ชั้น 4 ทั้งกึ่งกลาง และริมอาคาร ดังแสดงตามรูปที่ 5.55-5.62 และการใช้การวิเคราะห์แรงกระทำจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิแบบพลังงาน ร่วมกับโครงป้องกันที่มีตัวดัดซับขนาด SCN2000 จะช่วยป้องกัน และดัดซับพลังงานที่กระทำต่อตัวโครงสร้างอาคารด้านในให้ปลอดภัยจากการวิบัติ อันเนื่องมาจากแรงเฉือน และโมเมนต์ดัด อีกทั้งยังช่วยลดผลการเคลื่อนตัวด้านข้าง และการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ (inter story drift) ของอาคารด้านในให้ผ่านเกณฑ์การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ที่ยอมให้ เมื่อพิจารณาถึงแรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาของโครงด้านนอกอาคารดังแสดงตามรูปที่ 5.67 และ 5.68

แรงเฉือนสูงสุด (kN) ของเสาโครงด้านนอก



รูปที่ 5.67 แรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาโครงป้องกันด้านนอกกรณีตัวดัดซับ SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัตถุมวล 100 ตันกระทำ

โมเมนต์ดัดสูงสุด (kN-m) ของเสาโครงด้านนอก



รูปที่ 5.68 โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาโครงป้องกันด้านนอกกรณีตัวดัดซับ SCN2000 เมื่อพิจารณาที่วัตถุมวล 100 ตันกระทำ

ซึ่งเมื่อพิจารณาและเปรียบเทียบการวิเคราะห์โดยให้แรงกระทำแบบสถิต โดยเมื่อวัตถุมีมวลขนาดใหญ่จึงทำให้เกิดค่าของแรงที่สูงจนเกินไป โดยเมื่อเปรียบเทียบกับความสามารถในการต้านทานแรงทางด้านกำลัง อาจพบว่าชิ้นส่วนโครงสร้างชิ้นหนึ่งเกิดการวิบัติ แต่มีได้หมายความว่าโครงสร้างทั้งหมดจะวิบัติเนื่องจากโครงสร้างมี redundancy ที่สูง ซึ่งการวิบัติของโครงสร้างจะเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่เมื่อเกิดจุดหมุนพลาสติกตามองค์อาคารต่างๆ ซึ่งนำไปสู่กลไกของการวิบัติที่แท้จริงได้ จึงควรใช้การวิเคราะห์ในด้านการสลายพลังงานของโครงสร้าง เพื่อที่จะทราบถึงความสามารถในการสลายพลังงานที่แท้จริงของอาคารได้



บทที่ 6

สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาเกี่ยวพฤติกรรมกรรมการตอบสนอง และการลดผลกระทบเนื่องจากแรงกระทำจากสีนามิอันได้แก่ แรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัว และแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสีนามิที่มีขนาดมวลแตกต่างกันด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า และวิธีพลังงานโดยอาศัยการวิเคราะห์แบบการผลัดด้านข้างแบบสถิตไม่เชิงเส้นของอาคารของอาคารโครงด้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กเดิมร่วมกับโครงป้องกันแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสีนามิด้านนอกซึ่งเชื่อมต่อกับโครงอาคารด้านในด้วยอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน (fender) เพื่อศึกษาถึงความสามารถในการสลายพลังงานขององค์อาคารโดยการเกิดจุดหมุนพลาสติกในชิ้นส่วนโครงสร้างขององค์อาคาร ซึ่งจากผลการศึกษาในงานวิจัยนี้สามารถสรุปได้ดังนี้

6.1 ผลกระทบจากแรงอุทกพลวัต, แรงลอยตัว ที่มีต่ออาคารขนาดต่างๆ

- 1) ผลตอบสนองอันเนื่องมาจากแรงอุทกพลวัตที่มีต่ออาคารในด้านของขนาดของอาคารส่งผลให้แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสามีค่าลดลงเมื่อขนาดของอาคารใหญ่ขึ้น (เมื่อพิจารณาในแต่ละขนาดอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกของอาคาร) ซึ่งให้เห็นว่าเมื่อขนาดของอาคารใหญ่ขึ้นจะส่งผลให้ได้รับผลจากแรงด้านข้างกระทำมากขึ้น ในขณะที่ผลของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างกลับลดลงในทุกขนาดมิติของอาคาร เช่นเดียวกับแรงลอยตัวที่กระทำที่พื้นของอาคารที่ถูกน้ำท่วมพบว่าเมื่อขนาดอาคารใหญ่ขึ้น ผลของแรงลอยตัวที่กระทำต่อชั้นจะมากขึ้นตามลำดับ แต่มิได้ส่งผลต่อแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาแต่อย่างใดในแต่ละขนาดของอาคาร
- 2) แรงเฉือน และโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาลดลงมากที่สุดเมื่ออาคารมีขนาดใหญ่ขึ้นโดยที่อัตราส่วนความกว้างต่อความลึกอาคารเท่ากับ 1:3 แรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาทิศทาง x และ y ลงลงเฉลี่ย 7.9% และ 4.2% ตามลำดับ ในขณะที่โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาในทิศทางแกน x ลดลงมากที่สุดเมื่ออาคารอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกอาคารเท่ากับ 1:2 โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาลดลงเฉลี่ย 7.1% และโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาในทิศทางแกน y ลดลงมากที่สุดเมื่ออาคารมีอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกอาคารเท่ากับ 1:3 โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาลดลงเฉลี่ย 8.6%
- 3) การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารลดลงมากที่สุดเมื่ออาคารมีขนาดใหญ่ขึ้นโดยที่อัตราส่วนความกว้างต่อความลึกอาคารเท่ากับ 1:6 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารทิศทาง x และ y ลงลงเฉลี่ย 22.9% และ 10.5% ตามลำดับ

- 4) ผลตอบสนองเนื่องจากแรงอุทกพลวัตที่มีต่ออาคารพบว่าเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมขนาด 45 ซม. x 45 ซม. วิบัติเนื่องจากผลของแรงเฉือน และโมเมนต์ดัดในการลดผลกระทบที่มีต่ออาคารจึงได้พิจารณาใช้เสากลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 ซม. เพื่อให้สามารถต้านทานแรงกระทำดังกล่าวได้อย่างปลอดภัยโดยที่สถานะขององค์อาคารยังไม่ถึงสภาวะที่จุดคราก

6.2 การพิจารณาแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิด้วยวิธีพลังงาน และการลดผลกระทบ

- 1) ในการวิเคราะห์ที่ใช้การผลักแบบสลิตไม่เชิงเส้นพบว่าโครงสร้างอาคารเดิมที่ปราศจากโครงป้องกัน และอุปกรณ์ดูดซับพลังงาน ไม่สามารถต้านทานพลังงาน 8650 kJ ที่เกิดขึ้นจากวัตถุมวล 100 ตันที่กระทำบริเวณพื้นกลาง และริมอาคารได้
- 2) แบบจำลองอาคารที่มีโครงป้องกันมีการเชื่อมต่อระหว่างคานกับเสาแบบยึดแน่น และยึดหมุนร่วมกับอุปกรณ์ดูดซับพลังงานแบบ Supercone ขนาด 1000 และ 1600 มิลลิเมตร สามารถสลายพลังงานจากแรงกระแทกภายใต้มวลขนาด 100 ตันร่วมกับองค์อาคารด้านในได้อย่างเพียงพอสำหรับการปะทะที่พื้นที่ชั้นที่ 4 บริเวณกลางอาคาร โดยโครงอาคารด้านในเกิดการวิบัติเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัด ในขณะที่กรณีของการปะทะริมอาคารพลังงานที่ได้จากตัวองค์อาคารและระบบดูดซับพลังงานไม่มีเพียงพอส่งผลให้อาคารด้านในวิบัติเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัดในเสา
- 3) แบบจำลองอาคารที่มีโครงป้องกันมีการเชื่อมต่อระหว่างคานกับเสาแบบยึดแน่น และยึดหมุนร่วมกับอุปกรณ์ดูดซับพลังงานแบบ Supercone ขนาด 2000 มิลลิเมตร สามารถสลายพลังงานจากแรงกระแทกภายใต้มวลขนาด 100 ตันร่วมกับองค์อาคารด้านในได้อย่างเพียงพอสำหรับการปะทะที่พื้นที่ชั้นที่ 4 บริเวณกลาง และริมอาคาร โดยสถานะของโครงอาคารด้านในยังอยู่ในสภาวะที่จุดคราก (Yield) และ ชีวิตปลอดภัย (Life safety) สำหรับการปะทะที่บริเวณกึ่งกลาง และริมอาคารตามลำดับโดยปราศจากการวิบัติของชิ้นส่วนเสาและคาน

- 4) การใช้แบบจำลองของโครงป้องกันด้านที่มีการเชื่อมต่อระหว่างคานกับเสาแบบยึดแน่น (rigid joint) จะช่วยให้อุปกรณ์ดูดซับพลังงานแบบ Supercone ขนาด 2000 มิลลิเมตร ทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพกว่าแบบยึดหมุน (pin joint) โดยการดูดซับพลังงานภายใต้มวลกระทำขนาด 100 ตันที่ได้จากตัวดูดซับพลังงานทั้งหมดจากแบบจำลองของโครงป้องกันด้านที่มีการเชื่อมต่อระหว่างคานกับเสาแบบยึดแน่นมากกว่าแบบยึดหมุน 1.1% และ 1.2% ที่ตำแหน่งการปะทะบริเวณกึ่งกลาง และริมอาคารตามลำดับ
- 5) การสลายพลังงานขององค์อาคารด้านในที่มีอุปกรณ์ดูดซับพลังงานแบบ Supercone ขนาด 2000 มิลลิเมตร ภายใต้มวลกระทำขนาด 100 ตัน พบว่าเกิดการสลายพลังงานขององค์อาคารด้านในที่ใช้แบบจำลองของโครงป้องกันด้านนอกที่มีการเชื่อมต่อระหว่างคานกับเสาแบบยึดหมุน (pin joint) มากกว่าแบบยึดแน่น (rigid joint) 20.5% และ 12.8% ที่ตำแหน่งการปะทะบริเวณกึ่งกลาง และริมอาคารตามลำดับ
- 6) เมื่อพิจารณาถึงแรงเฉือน และโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในเสาของโครงป้องกันด้านนอกแบบยึดแน่น (rigid joint) พบว่ามีค่าน้อยกว่าแบบยึดหมุน (pin joint) เนื่องจากระบบโครงสร้างมีสติเฟเนสที่สูงกว่าจึงมีความเหมาะสมในการนำไปใช้ในการออกแบบหน้าตัดของโครงป้องกันด้านนอก

รายการอ้างอิง



รายการอ้างอิง

- Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Keneto, T., Fujii, N. and Ohmori, M. (2002) The tsunami wave force acting on land structures. *Proceeding of the 28th International Conferences on Coastal Engineering*, Cardiff, Wales: 1191-1202.
- ASCE7-10 (2010) *Minimum Design Loads for Building and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Al-Feasy, T., Nistor, I., Palermo, D. and Cornett, A. (2013) Experimental Study of Structures Subjected to Hydrodynamic and Debris Impact Forces. *Conferences 4th Specialty Conference on Coastal, Estuary and Offshore Engineering*. Montreal, Canada.
- Aghl Piran, P., Naito, C.J. and Riggs H.R. (2014) Effect of nonstructural mass on debris impact demands: Experimental and simulation studies. *Engineering Structure 88 (2015) : 163-175*.
- BS 6349-4 (1994) *BRITISH STANDARD Maritime structure – Part 4 : Code of practice for design of fendering and mooring systems*. Chiswick High Road, London.
- CCH (2000) *City and Country of Honolulu Building Code*. Department of Planning and Permitting of Honolulu Hawaii, Honolulu, Hawaii.
- Chaiyapat (2007) A SURVEY OF CONFIGURATION IRREGULARITIES IN TYPICAL MULTI-STORY CONCRETE BUILDINGS IN THAILAND. *Master of Engineering in Structural Engineering, Asian Institute of Technology, Thailand*.
- Como, A., and Mahmoud, H. (2013) Numerical evaluation of tsunami debris impact loading on wooden structural walls. *Engineering Structure 56 (2013): 1249-1261*.

- Cross, R.H. (1967) Tsunami Surge Forces. *Journal of the waterways and harbors division, ASCE*, 93(4): 201-234.
- FEMA 55 (2000) *Costal Construction Manual. FEMA 55 report*, Edition 3, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- FEMA P-646 (2008) *Guidelines for Design of Structures foe Vertical Evaluation from Tsunamis*. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- Foytong, P., Ruangrassamee, A. and Lukkunaprasit, P. (2013) Correlation analysis of a reinforced-concrete building under tsunami load pattern and effect of masonry infill walls on tsunami load resistance. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 6(3): 173-184.
- Foytong, P., Ruangrassamee, A., Lukkunaprasit, P. and Thanasisathit, N. (2015) Behaviors of reinforce-concrete building under tsunami loading. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 8(2): 101-110.
- Gomes, A., and Appleton, J. (1997) Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. *Engineering Structures* 19(10) : 822-826.
- Haehnel, R. and Daly, S. (2002) Maximum Impact Force of Woody Debris on Floodplain Structures. *Journal of Hydraulic Engineering*, American Society of Civil Engineers, 130(2): 112-120.
- Iizuka, H. and Matsutomi, H. (2000) Damage due to the flooding flow of tsunami. *Proc. Conf. Coastal Eng., JSCE* 47, 381-385 (in Japanese).
- Ikeno, M., Mori, N. and Tanaka, Y. (2001) Experimental Study on Tsunami Force and Impulsive Force by a Drifter under Breaking Bore Like Tsunamis. *Proceeding of Coastal Engineering, JSCE* 48, 846-850 (in Japanese).

- Ikeno, M. and Tanaka, Y. (2003) Experimental Study on Impulse Force of Drift Body and Tsunami Running Up to Land. *Proceeding of Coastal Engineering*, JSCE 50, 721-725 (in Japanese).
- Kent, D., and Park, R. (1971) Flexural member with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, ASCE 97 : 1969-1990.
- Lukkunaprasit, P., Chinnarasri, C., Ruangrassamee, A., Weerasakul, S. and Thanasisathit, N. (2008) Experimental investigation of tsunami wave forces on building with opening. *Solutions to Coastal Disasters Congress 2008: Tsunamis*, ASCE, Oahu, Hawaii: 82-93.
- Lukkunaprasit, P., Thanasisathit, N. and Yeah, H. (2009) Experimental verification of FEMA P646 tsunami loading. *Journal of Disasters Research* 4(6): 410-418.
- Lukkunaprasit, P., Ruangrassamee, A., Stitmannathum, B. and Thanasisathit, N. (2010) Calibration of tsunami loading on a damage building. *Journal of Earthquake and Tsunami* 4(2): 105-114.
- Mander, JB., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of the Structural Engineering*, ASCE 114(8) : 1804-1849.
- Matsutomi, H. (1999) A Practical Formula for Estimating Impulsive Force Due to Driftwoods and Variation Features of The Impulsive Force. *Proceeding of JSCE*, Vol. 621: 117-127.
- Matsutomi, H. and Okamoto, K. (2010) Inundation flow velocity of tsunami on land. *Island Arc*, 19(3): 443-457.
- Madurapperuma, M.A.K.M. and Wijeyewickrema, A.C. (2008) Response of reinforced concrete columns impacted by tsunami dispersed 20' and 40' shipping containers. *Engineering Structures* 56(2013): 1631-1644.

- Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., and Noland, J.L. (1996) Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering* 122 : 228-337.
- Menegotto, M., and Pinto, P.E. (1973) Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including change of geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Proceeding of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal 13.
- Mikhaylov, Y. and Robertson, I. (2009) EVALUATION OF PROTOTYPICAL REINFORCED CONCRETE BUILDING PERFORMANCE WHEN SUBJECTED TO TSUNAMI LOADING. *Research Report UHM/CEE/09-01*, University of Hawaii.
- Naito, C., Cercone, C., Riggs, H.R. and Cox, D. (2014) Procedure for Site Assessment of the Potential for Tsunami Debris Impact. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, 140(2): 223-232.
- Nouri, Y., Nistor, I., Palermo, D. and Cornett, A. (2009) STRUCTURAL ANALYSIS FOR TSUNAMI-INDUCED FORCE AND DEBRIS IMPACT. *Proceeding of Coastal Structures 2007 Conference*, Venice, Italy.
- Pacheco, K.H. and Robertson, I. (2005) Evaluation of Tsunami Loads and their Effects on Concrete Buildings. *Research Report UHM/CEE/05-06*, University of Hawaii.
- Pimanmas, A., Joyklad, P. and Warnitchai, P. (2010) STRUCTURAL DESIGN GUIDELINE FOR TSUNAMI EVACUATION SHELTER. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 4(4): 269-284.

- Ramsden, J.D. (1996) Tsunami force on a vertical wall caused by long waves, bores, and surges on a dry bed. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 122(3): 134-141.
- Ramsden, J.D. and Raichlen, F. (1990) Forces on vertical wall caused by incident bores. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 116(5): 592-613.
- Robertson, J.D. and Chock, G. (2012) Structural Analysis of Selected Failures Caused by the 27 February 2010 Chile Tsunami, *Earthquake Spectra*, 28(S1): 215-243.
- Sezen, H. (2002) Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns. *PhD thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering*, University of California at Berkeley, Calif.
- Shuto, N. (1994) Tsunami intensity and disasters. *Tsunamis in the World*, Edited by Tinti S., Kluwer Academic Publishers, Dordrecht: 197-216.
- Yamamoto, Y., Takanashi, H., Hettirachai, S. and Samarawickrama, S. (2006) Verification of the destruction mechanism of structures in SRI LANKA and THAILAND due to the INDIAN Ocean Tsunami. *Coastal Engineering Journal*, 48(2): 117-145.
- Yeh, H. (2006) Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 136(6): 496-500.
- Yeh, H. (2007) Design tsunami forces for onshore structures. *Journal of Disasters Research*, 2(6): 531-536.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง, กระทรวงมหาดไทย (พ.ศ. 2551) มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างอาคารอพยพในเขตเสี่ยงภัยสึนามิระดับปานกลาง มยผ.1312-51. ถนนพระรามที่ 6 แขวงสามเสนใน เขตพญาไท กรุงเทพมหานคร.

กรมโยธาธิการและผังเมือง, กระทรวงมหาดไทย (พ.ศ. 2552) มาตรฐานการออกแบบอาคาร
ต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1302-52. ถนนพระรามที่ 6 แขวง
สามเสนใน เขตพญาไท กรุงเทพมหานคร.

กรมโยธาธิการและผังเมือง, กระทรวงมหาดไทย (พ.ศ. 2557) มาตรฐานการประเมินและการเสริม
ความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.
1303-57. ถนนพระรามที่ 6 แขวงสามเสนใน เขตพญาไท กรุงเทพมหานคร.



ภาคผนวก



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ภาคผนวก ก

ก. 1 การคำนวณแรงอุทกพลวัตที่กระทำต่อเสา

$$F_{dyn} = \frac{1}{2} C_d \rho v^2 A$$

โดยที่

$$C_d = 2 \text{ (เสาหน้าตัดสี่เหลี่ยม)}$$

$$\rho = 1.026 \text{ kN} / m^3$$

$$v = 1.4\sqrt{gh} = 1.4\sqrt{(9.81 \times 9)} = 13.154 \text{ m} / s$$

A ในกรณีนี้คิดต่อ 1 หน่วยความยาวเสาดังนั้นความกว้างเสาเท่ากับ 0.45 เมตร/1หน่วยความยาว

$$F_{dyn} = \frac{1}{2} (2)(1.026)(13.154)^2 (0.45)$$

$$F_{dyn} = 79.896 \text{ kN} / m$$

ก. 2 การคำนวณแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมาทับสึนามิ

ก.2.1 การคำนวณโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า กรณีวัตถุมีมวล 100 ตัน

$$F_i = \frac{W_i v_i}{gt}$$

โดยที่

$$W_i = 100 \text{ Ton} = 981 \text{ kN}$$

$$v_i = 13.154 \text{ m} / s$$

$$g = 9.81 \text{ m} / s^2$$

$$t = 0.3 \text{ s}$$

$$F_i = \frac{(981)(13.154)}{(0.3)(9.81)} = 4384.93 \text{ kN}$$

ก 2.2 การคำนวณโดยวิธีพลังงาน กรณีวัตถุมีมวล 100 ตัน

$$KE = \frac{1}{2}mv^2$$

โดยที่

$$m = 100 \text{ ตัน}$$

$$v = 13.154 \text{ m/s}$$

$$KE = \frac{1}{2}(100)(13.154)^2 = 8652.42 \text{ kJ}$$



ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย ชัชช จรรย์พันธ์ เกิดเมื่อวันที่ 31 มีนาคม พ.ศ. 2535 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร ได้รับวุฒิการศึกษาระดับปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ในปีการศึกษา 2557 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2558 ในระหว่างการศึกษามีผลงานตีพิมพ์ได้แก่ ผลกระทบจากวัตถุที่ไหลมากับสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างอาคาร ชัชช จรรย์พันธ์ และอานัติ เรืองรัมย์, 2560 โครงการจัดการประชุมวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22



