



พฤติกรรมการณ์สั้นไหวเนื่องจากแรงลมของอาคารรูปทรงกระบอก
จากผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่อง

โดย

นางสาวณัชชา เมธาคุณากร

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

ปีการศึกษา 2559

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

พฤติกรรมการณ์สั้นไหวเนื่องจากแรงลมของอาคารรูปทรงกระบอก
จากผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่อง

โดย

นางสาวณัชชา เมธาคุณากร



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

ปีการศึกษา 2559

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

BEHAVIOR OF WIND – INDUCED VIBRATION OF A CYLINDRICAL
SHAPED TOWER FROM CONTINUOUS MONITORING

BY

MISS NATCHA MAETHAKUNAKORN



A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS
FOR THE DEGREE OF MASTER IN CIVIL ENGINEERING

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

FACULTY OF ENGINEERING

THAMMASAT UNIVERSITY

ACADEMIC YEAR 2016

COPYRIGHT OF THAMMASAT UNIVERSITY

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

คณะวิศวกรรมศาสตร์

วิทยานิพนธ์

ของ

นางสาว ณัฏชา เมธาคุณการ

เรื่อง

พฤติกรรมการสั้นไหวเนื่องจากแรงลมของอาคารรูปทรงกระบอกจากผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่อง

ได้รับการตรวจสอบและอนุมัติ ให้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

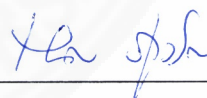
เมื่อ วันที่ 7 สิงหาคม พ.ศ. 2560

ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



(รองศาสตราจารย์ ดร.วิโรจน์ บุญญะภิญโญ)

กรรมการและอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์



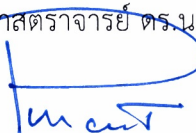
(รองศาสตราจารย์ ดร.นกร ภู่วโรดม)

กรรมการสอบวิทยานิพนธ์



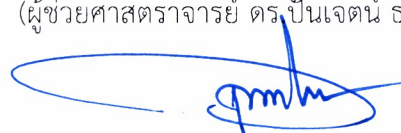
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.นเรศ ลิ้มสัมพันธ์เจริญ)

กรรมการสอบวิทยานิพนธ์



(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปิ่นเจตน์ ธรรมรักษ์)

คณบดี



(รองศาสตราจารย์ ดร.ประภัสสร วังศกาญจน์)

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมการสั่นไหวเนื่องจากแรงลมของอาคารรูปทรงกระบอกจากผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่อง
ชื่อผู้เขียน	นางสาวณัชชา เมธาคุณากร
ชื่อปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา/คณะ/มหาวิทยาลัย	สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	รองศาสตราจารย์ ดร. นคร ภู่วโรดม
ปีการศึกษา	2559

บทคัดย่อ

วิทยานิพนธ์นี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวเนื่องจากแรงลมของอาคารทรงกระบอกสูง 140 เมตรแห่งหนึ่งจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง โดยทำการติดตั้งเครื่องมือวัดการสั่นสะเทือนจำนวนสองหัวไวใกล้กับตัวอาคารที่ทำการศึกษาดังแต่เดือนพฤศจิกายน 2557 เพื่อวัดการสั่นสะเทือนในแนวราบและการบิดตามแนวแกน จากผลการตรวจวัดอย่างต่อเนื่องสามารถบันทึกผลตอบสนองภายใต้ความเร็วลมสูง ๆ ที่กระทำกับอาคารได้ในหลายเหตุการณ์ ทั้งนี้ ความเร็วลมและทิศทางของลมที่บันทึกได้จากสถานีที่ติดตั้งบริเวณรอบอาคารสามารถนำมาใช้ในการอธิบายพฤติกรรมของตัวอาคารได้ในหลาย ๆ ลักษณะ จากผลการศึกษาพบค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดประมาณ 4.9 เซนติเมตรต่อวินาที ในขณะที่ความเร็วลมแบบเฉลี่ย 2 นาที่มีค่า 16.41 เมตรต่อวินาที โดยข้อมูลทั้งสองพบในเดือนเมษายน 2557 ซึ่งเป็นเดือนที่เกิดพายุฤดูร้อน นอกจากนี้ยังพบว่าผลตอบสนองเนื่องจากการสั่นของอาคารในแนวราบมีแนวโน้มแปรผันกับค่ากำลังสองของความเร็วลม แต่สำหรับการสั่นในแนวบิดไม่พบความสัมพันธ์นี้อย่างชัดเจน และความถี่ธรรมชาติโหมดพื้นฐานของอาคารในการเคลื่อนตัวในแนวราบทั้งสองแกนมีค่าประมาณ 0.25 เฮิรตซ์ ในส่วนของการวิเคราะห์ทิศทางของการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้ความเร็วลม พบว่า ในเหตุการณ์ที่มีการสั่นไหวที่รุนแรงของอาคารหลังนี้ล้วนแต่เป็นการสั่นในทิศทางตั้งฉากลมทั้งสิ้น เมื่อประเมินผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อโครงสร้างอาคารในแง่การออกแบบทางด้านสภาวะจำกัดด้านการใช้งานและสภาวะจำกัดด้านกำลัง พบว่า อาคารที่ทำการศึกษานี้ไม่มีผลกระทบเนื่องจากแรงลมทั้งต่อชิ้นส่วนโครงสร้างและชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง แต่ในทางกลับกัน พบว่า ค่าเฉลี่ยกำลังสองของความเร่ง (R.M.S) ที่ตรวจวัดได้เกินเกณฑ์สำหรับอาคารประเภทพิเศษที่ใช้สำหรับงานประจำที่ต้องการความละเอียดสูงตาม

(2)

มาตรฐาน ISO 6897:1984 ซึ่งส่งผลให้ผู้ใช้อาคารรับรู้ถึงการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นได้ และเมื่อออกแบบระบบมวลหน่วงปรับค่า (TMD) เพื่อควบคุมการสั่นสะเทือนโดยกำหนดอัตราส่วนมวลหน่วงเท่ากับร้อยละ 1 พบว่าสามารถแก้ไขปัญหาการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นต่ออาคารที่ทำการศึกษาคได้

คำสำคัญ: ผลตอบสนองภายใต้แรงลม, การตรวจวัดการสั่นสะเทือน, อาคารสูงชะลูด



Thesis Title	BEHAVIOR OF WIND – INDUCED VIBRATION OF A CYLINDRICAL SHAPED TOWER FROM CONTINUOUS MONITORING
Author	Miss Natcha Maethakunakorn
Degree	Master of Engineering
Department/Faculty/University	Department of Civil Engineering Faculty of Engineering Thammasat University
Thesis Advisor	Associate Professor Nakhorn Poovarodom
Academic Years	2016

ABSTRACT

The objective of this study is to investigate responses of wind induced vibration of a 140 m high, cylindrical shape tower from continuous monitoring. Two units of velocity sensors have been installed near the top of the tower since November 2014 to measure the translational and torsional vibration. From long term records, wind induced responses of the tower from several events of strong wind were observed. The wind speed and direction from a nearby wind anemometer station were used to examine the behavior of the tower subjected to different events of wind. The maximum velocity response from the observation was about 4.9 cm/s, under the 16.41 m/s storm on April 2015, which was in a season of thunderstorm. Generally, the responses were found to be in quadratic relationship with the wind speed in the translational vibration whereas no relationship was observed in the torsional vibration. The natural frequencies of the fundamental mode in sway direction were about 0.25 Hz. Under strong wind, the tower oscillated mainly in the direction perpendicular to the wind direction. The safety and serviceability of the tower under wind actions were examined. The effects on non-structural component as well as structural component were not significant. On the other hand, RMS of accelerations were found to be exceed the recommendation for

(4)

special buildings where routine precision work is carried out according to ISO 6897:1984. Finally, control of vibration by Tuned Mass Damper (TMD) was proposed. By using TMD of 1% mass ratio could satisfactory suppress the vibration.

Keywords: Wind Induced Response, Vibration Measurement, Slender Tower



กิตติกรรมประกาศ

“Time to Say Goodbye” เป็นเพลงป๊อปอิตาลีเลียน ขับร้องโดยนักร้องโอเปร่าตาบอด จนเพลงโด่งดังและแพร่หลายมากยิ่งขึ้น กระทั่งได้แบ็คอัพโดยวงลอนดอนซิมโฟนีออร์เคสตรา ซึ่งเพลงนี้มีนักขับร้องในงานเกษียณอายุหรืองานอำลาต่าง ๆ ความพิเศษของบทเพลงนี้คือ มีความไพเราะของวงออร์เคสตราซึ่งเป็นวงดนตรีขนาดใหญ่ที่ใช้เครื่องดนตรีและผู้บรรเลงจำนวนมาก ต้องอาศัยความประสานสอดคล้องในการบรรเลงจากเครื่องดนตรีหลากหลายชนิดเรียงร้อยกันจนเกิดเป็นท่วงทำนองที่พลิ้วไหวและสวยงาม เช่นเดียวกับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้เปรียบเสมือนบทเพลง Time to Say Goodbye สำเร็จลุล่วงได้เนื่องด้วยการมีแบ็คอัพและเสียงประสานที่หลากหลาย เริ่มจาก รองศาสตราจารย์ ดร. นคร ภู่วโรดม อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ผู้เปรียบเสมือนวาทยกรผู้ควบคุมวง ท่านให้มากกว่าการปรึกษาวิทยานิพนธ์ ผู้คอยจุดประกายและสร้างแรงบันดาลใจรวมถึงตั้งศักยภาพในตัวผู้วิจัยออกมาให้มีการพัฒนามากยิ่งขึ้น ผู้วิจัยรู้สึกขอบคุณในความทุ่มเทและความเสียสละที่ท่านมอบให้ตลอดสามปีเต็ม เสียงไวโอลินลำดับที่หนึ่งที่ท่านไม่ได้เป็นเสียงจากรศ.ดร. วิโรจน์ บุญญภิญโญ , ผศ.ดร. นเรศ ลิ้มสัมพันธ์เจริญ และ ผศ.ดร. ปิ่นเจตน์ ธรรมรักษ์ ประธานและกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทั้งสามท่าน ผู้สละเวลาและเสนอแนะแนวทางในการวิจัยให้ผู้วิจัยได้นำมาพัฒนากระทั่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

นอกจากวาทยกรและเสียงจากทำนองหลักแล้ว บทเพลงไม่สามารถสมบูรณ์แบบได้เลย หากปราศจากเสียงประสานที่คอยช่วยเติมเต็ม ขอขอบคุณเสียงประสานเสียงแรกจากคุณณัฐพล มากเทพพงษ์ , คุณอมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี และคุณภาคพงศ์ ภัทราคม ที่ปริญาเอกที่คอยให้การช่วยเหลือและคอยแก้ปัญหาทางด้านวิชาการให้ผู้วิจัยเสมอมา ขอขอบคุณเสียงประสานจากฉาบโดย คุณวรรณรดา อธิธิไชโย , คุณปริมประภา ระมั่งทอง , คุณสุรศักดิ์ สุวรรณ และคุณธนโรจน์ วัฒนสกุลสุข เพื่อนของผู้วิจัยผู้คอยปลุกให้ผู้วิจัยรู้สึกฮึกเหิมทุกครั้งและผู้วิจัยเริ่มถอยใจและเป็นเพื่อนคู่คิดตลอดมา กระทั่งวิทยานิพนธ์นี้เดินทางมาจนช่วงสุดท้าย ขอขอบคุณเสียงประสานจากแซกโซโฟนโดย คุณชิตชนก สำแดงฤทธิ์ , คุณวศินี บุรณะโอสธ , คุณตรีศุภณ์ ลิ้มรัตน์ , คุณเปรมกมล ช่างสุวรรณ เสียงแห่งความนุ่มนวลและรู้สึกมีความสุขทุกครั้งที่ได้ฟัง ขอขอบคุณสำหรับกำลังใจและมิตรภาพที่มอบให้ผู้วิจัยมาอย่างยาวนาน ขอขอบคุณเสียงประสานจากเปียโนโดยคุณชยุตรา วัฒนประดิษฐ์ , คุณนันทวัน ประวัตติเลิศ อุดม , คุณบุญญาพร ทองดีเลิศสกุล และคุณกฤตพร ปิ่นสมบูรณ์ เสียงแห่งการผ่อนคลาย ผู้คอยเติมกำลังใจให้ผู้วิจัยด้วยการพักผ่อนทางด้านอาหาร ขอขอบคุณเสียงจากทูบาโดย คุณสุนันต์ธิ พูลชัย และ

คุณชาตรี ยินดี บัณฑิตวิศวกรรมศาสตร์ปี 2557 ที่ให้ความช่วยเหลือทางด้านวิจัยในช่วงเริ่มต้นของการวิจัยครั้งนี้

ขอบคุณเสียงประสานจากโทรแองเกิล แม้เป็นเพียงเครื่องดนตรีชิ้นเล็กแต่เมื่อบรรเลงพร้อมกันย่อมทำให้เพลงบรรเลงมีความไพเราะ เสียงจากคุณจอยเจ้าหน้าที่โครงการ EBM , คุณเพ็ญศรี สอนสิน, เจ้าหน้าที่ห้องสมุดคณะวิศวกรรมศาสตร์, คุณแม่บ้านและคุณยามคณะปี 2558 ที่เอื้อเพื่อความสะดวกสบายตลอดระยะเวลาในการทำวิจัย ขอขอบคุณจากคุณอนุชา ชิตโชติ , คุณศิริัญญา สรรพานิช , เพื่อนร่วมชั้นปริญญาโท , เพื่อนรั้วบรมราชินีนาถราชวิทยาลัย , เพื่อนรั้วศรัทธาสมุทร และเสียงจากทุกท่านอื่นที่มีได้เอ่ยถึง

ความพิเศษด้านสุนทรียะทางดนตรีที่สร้างสรรค์ให้บทเพลงแห่งการวิจัยนี้เดินทางมาจนถึงความสำเร็จ ซึ่งเสียงเหล่านี้มีความสำคัญต่อผู้วิจัยและไม่สามารถขาดไปได้เลยแม้เพียงเสียงเดียว ขอขอบคุณเสียงจากเตี้ย คุณสมศักดิ์ เมธาคุณากร และเสียงจากแม่ คุณสุกัญญา ศรีภักดี ผู้อยู่เบื้องหลังผู้วิจัยมาทั้งชีวิต เป็นเสียงแห่งความไพเราะที่คอยขับกล่อมผู้วิจัยให้มีไฟตลอดจนฟันฝ่าอุปสรรคทุกสิ่งในการทำวิจัยครั้งนี้ ขอขอบคุณเสียงจากคุณชูศักดิ์ เมธาคุณากร น้องชายที่เปรียบเสมือนพี่ชาย ขอขอบคุณทุกการแก้ปัญหาในระหว่างการวิจัย ขอขอบคุณเสียงจากคุณวรรณ เมธาคุณากร และคุณบรมดงเหมวิลาศ ผู้ให้เสียงคอรัสเบื้องหลัง ขอขอบคุณบุคคลในครอบครัวที่หยิบยื่นความรักและความช่วยเหลือให้ผู้วิจัยอย่างเต็มกำลัง

ผู้วิจัยขอขอบคุณวาทยกร เสียงจากวงเบ็คอัพและเครื่องดนตรีทุกชนิดที่นำพาให้บทเพลงแห่งการวิจัยดำเนินมาจนสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี โดยเฉพาะช่วงระยะเวลาสุดท้ายของการทำวิจัยเสียงแห่งกำลังใจของทุกท่านล้วนมีความหมายและความสำคัญต่อผู้วิจัยมาก

บทเพลง Time to Say Goodbye สร้างสรรค์ขึ้นจากเครื่องดนตรีหลากหลายชนิดที่เรียงร้อยกันจนเกิดเป็นท่วงทำนองที่พลิ้วไหวและสวยงาม แต่มักขับร้องในงานอำลาต่าง ๆ เสมือนกับบทเพลงแห่งการวิจัยครั้งนี้ที่กำลังจะบรรเลงจบลงในช่วงชีวิตแรกของผู้วิจัย แต่อย่างไรก็ตาม บทเพลงนี้จะยังคงบรรเลงซำอยู่ในห้วงความทรงจำและเป็นความสุขที่ประทับอยู่ในใจทุกครั้งที่คุณวิจัยได้เปิดฟังหรือหวนรำลึกถึง

นางสาวณัชชา เมธาคุณากร

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	(1)
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	(3)
กิตติกรรมประกาศ	(5)
สารบัญตาราง	(11)
สารบัญภาพ	(12)
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของวิทยานิพนธ์	3
1.3 ขอบเขตของวิทยานิพนธ์	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
บทที่ 2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 พัฒนาการของระบบมวลหน่วง	5
2.2 การประยุกต์ใช้งานในเชิงปฏิบัติของระบบมวลหน่วง	5
2.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการควบคุมการสั่นสะเทือนของโครงสร้างโดยใช้มวลหน่วง (Tuned Mass Damper : TMD)	6
บทที่ 3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	9
3.1 พลศาสตร์ของโครงสร้าง (Dynamics of Structures)	9

3.1.1	ธรรมชาติของการสั่นสะเทือน	9
3.1.2	ระบบของการสั่นสะเทือน	10
3.1.2.1	ระบบ Single Degree of Freedom (SDOF)	11
3.1.2.2	ระบบ Multi Degree of Freedom (MDOF)	11
3.1.3	การหาค่าความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหว	15
3.1.3.1	โครงสร้างระบบ Single Degree of Freedom (SDOF)	15
3.1.3.2	โครงสร้างระบบ Multi Degree of Freedom (MDOF)	15
	(1) โครงสร้างแบบไม่มีความหน่วง (Undamped System)	15
	(2) โครงสร้างแบบมีความหน่วง (Damped System)	16
3.1.4	การหาผลตอบสนองของโครงสร้างโดยวิธี Mode Superposition	17
3.2	พลศาสตร์ของแรงลม (Dynamics of Wind)	20
3.2.1	แบบจำลองพลศาสตร์ของแรงลม	20
3.2.2	ผลของแรงลมต่อโครงสร้าง	20
3.2.2.1	Vortex Shedding	21
3.2.2.2	Buffeting	25
3.2.3	ผลการตอบสนองของโครงสร้างอาคาร	25
3.2.3.1	Sinusoidal Excitation Models	25
3.2.3.2	Random Excitation Model	30
3.3	การควบคุมการสั่นสะเทือนของโครงสร้าง (Vibration Control)	34
3.3.1	กลไกในการทำงานของตัวควบคุม	34
3.3.2	การออกแบบระบบ TMD ให้มีประสิทธิภาพสูงสุด (Optimization Control)	35
3.4	การวิเคราะห์ฟูรีเยร์	41
3.4.1	ไซน์ซอยด์และฟังก์ชันเอ็กซ์โพเนนเชียลเชิงซ้อน (Sinusoid and Complex Exponential Function)	41
3.4.2	อนุกรมฟูรีเยร์ (Fourier Series)	42
3.4.3	การแปลงฟูรีเยร์ (Fourier Transform)	43
3.4.4	การแปลงฟูรีเยร์แบบไม่ต่อเนื่อง (Discrete Fourier Transform)	44
3.5	เกณฑ์การประเมินผลกระทบต่อความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารตามมาตรฐาน ISO 6897-1984	45

3.5.1	ขอบเขตและการประยุกต์ใช้	45
3.5.2	เกณฑ์ในการพิจารณาผลตอบสนอง	46
3.5.3	การตรวจวัดแรงสั่นไหวในสิ่งปลูกสร้าง	47
3.5.4	การประเมินแรงสั่นสะเทือนเชิงโครงสร้างที่ส่งผลกระทบต่อปฏิบัติการการตอบสนอง ของผู้ใช้งานอาคาร	49
3.5.4.1	การประเมินแรงสั่นสะเทือนแบบเกิดขึ้นไม่สม่ำเสมอสำหรับ สิ่งปลูกสร้างทั่วไปในเหตุการณ์ที่มีระยะเวลามากกว่า 10 นาทีขึ้นไป	49
3.5.4.2	การประเมินแรงสั่นสะเทือนแบบเกิดขึ้นไม่สม่ำเสมอสำหรับ สิ่งปลูกสร้างนอกชายฝั่งสำหรับเหตุการณ์ที่มีระยะเวลามากกว่า 10 นาทีขึ้นไป	49
3.5.4.3	การประเมินแรงสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นสม่ำเสมอสำหรับสิ่งปลูกสร้าง พิเศษในเหตุการณ์ที่มีระยะเวลามากกว่า 10 นาทีขึ้นไป	49
3.5.4.4	การประเมินแรงสั่นสะเทือนสำหรับเหตุการณ์ที่มีระยะเวลาน้อยกว่า 10 นาที	50
บทที่ 4	วิธีการวิจัย	53
4.1	การเก็บรวบรวมข้อมูลความเร็วลมและระดับการสั่นสะเทือนจากการตรวจวัด อย่างต่อเนื่อง	53
4.2	การระบุปัญหาการสั่นที่เกิดขึ้นเนื่องจากความเร็วลมจากข้อมูลที่ได้ จากการตรวจวัด	55
4.3	การประเมินผลกระทบจากการสั่นที่เกิดขึ้นต่อผู้ใช้อาคารและต่อโครงสร้างอาคาร	58
4.3.1	การศึกษามาตรฐานข้อกำหนด ISO 6897:1984	58
4.3.2	การวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างทางพลศาสตร์	58
4.4	การเสนอแนวทางแก้ไข/ปรับปรุง ออกแบบให้อาคารมีประสิทธิภาพที่ดีขึ้น ภายใต้แรงลม	58
บทที่ 5	ผลการวิจัยและอภิปรายผล	60
5.1	ผลการศึกษาข้อมูลค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารจากการตรวจวัดอย่าง ต่อเนื่อง	60

5.2 ผลการศึกษาข้อมูลความเร็วลมจากการตรวจวัดจริงอย่างต่อเนื่อง	67
5.3 ผลตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้ความเร็วลม	70
5.4 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วลมและการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคาร	79
5.5 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลการสั่นสะเทือนเปรียบเทียบเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897(1984)	82
5.6 ผลการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารและการเกิดปรากฏการณ์ Lock-in	91
5.6.1 ผลการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติของอาคาร	91
5.6.2 ผลของแรงลมที่ตรวจวัดได้กับปรากฏการณ์ Lock-in	98
5.7 ผลการประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างอาคาร	100
5.8 ผลการออกแบบระบบ TMD ให้มีประสิทธิภาพสูงสุด (Optimization Control)	105
5.8.1 ขั้นตอนการออกแบบค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของอาคารที่ทำการศึกษา	106
5.8.2 การประเมินประสิทธิภาพของระบบ TMD	109
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	114
6.1 ผลการตรวจวัดข้อมูล	114
6.2 ผลการตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้ความเร็วลม	114
6.3 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วและการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคาร	114
6.4 ผลการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติของอาคาร	115
6.5 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลการสั่นสะเทือนเปรียบเทียบเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897(1984)	115
6.6 ผลการประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างอาคาร	115
6.7 ผลการออกแบบระบบ TMD ให้มีประสิทธิภาพสูงสุด (Optimization Control)	116
6.8 ข้อเสนอแนะ	116
รายการอ้างอิง	117
ประวัติผู้เขียน	120

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1 การเปรียบเทียบโครงสร้างที่รับแรงแบบสถิตและรับแรงแบบพลศาสตร์	10
3.2 Closed-form-formula สำหรับ Optimal Design Parameters	41
3.3 เงื่อนไขและคุณสมบัติตามประเภทของฟังก์ชัน	43
3.4 ค่าความเร่งสำหรับความถี่แบบ One-Third Octave เพื่อการประเมินระดับการสั่นสะเทือน	51
5.1 ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดในวันที่มีลมแรงตลอดระยะเวลาการเก็บข้อมูล	64
5.2 ค่าความเร็วลมสูงสุดเฉลี่ย 2 นาทีจากผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่องในวันที่มีลมแรง	68
5.3 ทิศทางและค่าความเร็วลมสูงสุดในวันที่มีลมแรงตลอดระยะเวลาการบันทึกข้อมูล	70
5.4 การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในวันที่มีลมแรง	82
5.5 ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษามาจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง	92
5.6 ค่า Equivalent Added Damping ratio ที่ Mass ratio ต่าง ๆ	111

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
1.1 อาคารสูงชะลูดรูปทรงกระบอกในประเทศไทย	2
2.1 องค์ประกอบของปล่องควันเหล็ก	7
3.1 ระบบการสันสะเทือนของโครงสร้าง	10
3.2 ระบบ MDOF ที่มีแรงภายนอกมากระทำ	12
3.3 ส่วนประกอบของลมแบบปั่นป่วน	20
3.4 ผลของการเกิด Vortex Shedding เมื่อมีแรงลมไหลผ่านโครงสร้าง	21
3.5 ความถี่ของ Vortex Shedding กับความเร็วลมที่พัดผ่านโครงสร้าง	23
3.6 รูปแบบของระลอกลมที่ต่างกันออกไปตามค่าของ Reynolds number	24
3.7 พฤติกรรมของผลตอบสนองสำหรับการสั่นไหวในทิศทางขวางแนวลมของ ปล่องทรงกระบอก	32
3.8 การเกิดมูมและแรงในทิศทางขวางกับแนวลมซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากแรงปั่นป่วน ทางด้านข้าง	33
3.9 การเปรียบเทียบผลตอบสนองในทิศทางขวางแนวลมที่ได้จากการตรวจวัดของอาคาร Emley Moor	34
3.10 ระบบ TMD ที่ติดกับโครงสร้าง	35
3.11 ผลตอบสนองของโครงสร้างในรูปของค่า DMF เมื่อมีแรงภายนอก ณ ความถี่ต่าง ๆ เข้ามากระทำและผลตอบสนองของตัว TMD	36
3.12 แบบจำลองโครงสร้างและระบบ TMD	38
3.13 เกณฑ์สำหรับพิจารณาการสั่นไหวของโครงสร้างที่มีผลกระทบต่อผู้ใช้งานอาคาร ตามมาตรฐาน ISO 6897-1984	52
4.1 ลักษณะอาคารและตำแหน่งการวางหัววัดความเร็ว	54
4.2 สถานีตรวจวัดความเร็วลมจำนวน 17 สถานีและตำแหน่งของอาคารที่ทำการศึกษ	55
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วกับค่าการสันสะเทือนที่ยอดอาคาร	56
4.4 แผนภาพขั้นตอนการศึกษาและวิธีวิจัย	59
5.1 ตัวอย่างสัญญาณการสันสะเทือนในระยะเวลา 1 ชั่วโมง ทิศทาง X ,Y และแกนบิด	60
5.2 ข้อมูลความเร็วการสันสะเทือนที่วัดได้ระดับ 2.00 cm/s เนื่องด้วยข้อจำกัดของ เครื่องมือ	61

5.3	ลักษณะสัญญาณหัวตัดเมื่อผ่านการวิเคราะห์สำหรับประมาณค่าจริงที่ควรเกิดขึ้น	62
5.4	ผลการรวบรวมข้อมูลความเร็วการสันสะเทือนทั้งหมดตลอดระยะเวลาที่ทำการศึกษา	62
5.5	ค่าการสันสะเทือนที่ยอดอาคารที่เวลาทุก 1 นาที ในวันที่ 13 กรกฎาคม 2559	65
5.6	ค่าการสันสะเทือนตลอดเดือนกรกฎาคม 2559 ในแกน X, Y และแกนบิด	67
5.7	การเปรียบเทียบข้อมูลระหว่างค่าการสันสะเทือนกับความเร็วลมที่ตรวจวัดได้	69
5.8	แกนอ้างอิงของความเร็วลมโดยเริ่มต้นจากทิศเหนือและวัดในทิศทางตามเข็มนาฬิกา	71
5.9	การสันสะเทือน ความเร็วลม และทิศทางลมในวันที่ 8 เมษายน 2558	72
5.10	ผลตอบสนองของทิศทางการเคลื่อนตัวภายใต้ความเร็วลมในวันที่ 8 เมษายน 2558	72
5.11	การสันสะเทือน ความเร็วลม และทิศทางลมในวันที่ 8 มิถุนายน 2558	74
5.12	ผลตอบสนองของทิศทางการเคลื่อนตัวภายใต้ความเร็วลมในวันที่ 8 มิถุนายน 2558	74
5.13	ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ ในวันที่ 25 มีนาคม 2558	76
5.14	ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ ในวันที่ 2 สิงหาคม 2558	77
5.15	ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ ในวันที่ 8 พฤศจิกายน 2558	77
5.16	ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ ในวันที่ ในวันที่ 12 กรกฎาคม 2559	78
5.17	ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ ในวันที่ 18 กรกฎาคม 2559	78
5.18	ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วลมกับการสันที่ยอดอาคารตลอดช่วงเวลา ที่ทำการศึกษา	80
5.19	การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสันสะเทือนต่อผู้ใช้อาคารตามเกณฑ์การยอมรับ ตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) สำหรับการสันสะเทือนในวันที่ 8 เมษายน 2558	85
5.20	การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสันสะเทือนต่อผู้ใช้อาคารตามเกณฑ์การยอมรับ ตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) สำหรับการสันสะเทือนในวันที่ 8 มิถุนายน 2558	87
5.21	การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสันสะเทือนต่อผู้ใช้อาคารตามเกณฑ์การยอมรับ ตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) สำหรับการสันสะเทือนในวันที่ 13 กรกฎาคม 2559	89
5.22	ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษาในช่วงระยะเวลา 1 วัน	97
5.23	การเกิดปรากฏการณ์ Lock-in	98
5.24	ปรากฏการณ์ Lock-in จากความถี่ของลมที่พัดผ่านอาคารที่ทำการศึกษา	99

5.25	ลักษณะการสั่นสะเทือนตามฟังก์ชัน Sine (Sinusoidal)	100
5.26	ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่ได้จากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง	101
5.27	ลักษณะหน้าตัดของตัวอาคารที่ทำการศึกษา	104
5.28	ผลตอบสนองของโครงสร้างในรูปของค่า DMF ที่ค่า γ ต่างกัน	107
5.29	ผลตอบสนองของโครงสร้างในรูปของค่า DMF ที่ γ_{opt} และ ξ_{opt}	109
5.30	การเปรียบเทียบระบบ SDOF และ MDOF ที่ใช้ในการวิเคราะห์ TMD	110
5.31	การเปรียบเทียบระบบก่อนและหลังการติดตั้ง TMD	111
5.32	ประสิทธิภาพของ Optimal TMD ที่มีค่า Mass ratio แตกต่างกัน	112
5.33	ผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารก่อนการติดตั้งระบบ TMD	113
5.34	การทำนายผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารภายหลังที่มีการติดตั้งระบบ TMD ในโครงสร้าง	113





บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

การขยายตัวของสังคมเมืองก่อให้เกิดการก่อสร้างอาคารสูงต่าง ๆ เพื่อใช้เป็นที่พักอาศัย อาคารสำนักงาน และห้างสรรพสินค้า เป็นต้น ปัญหาที่สำคัญในการใช้งานอาคารสูงคือผลกระทบจากแรงพลศาสตร์ เช่น แรงแลม ปัญหาการสั่นสะเทือนของตัวอาคารภายใต้แรงแลมอาจส่งผลให้ผูู้ใช้งานอาคารเกิดความรู้สึกไม่ปลอดภัยในการใช้งาน หรืออาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างอาคารได้ ผูู้ใช้งานอาคารเกิดผลกระทบทั้งทางร่างกายและจิตใจ สูญเสียการได้ยิน เกิดภาวะเครียดนอนไม่หลับ ก่อให้เกิดโรคบางอย่าง ส่วนผลกระทบที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอาคารนั้น มักแสดงรอยร้าวออกมาตามผนัง และหากมีการทรุดตัวเกิดขึ้นอาจทำให้อาคารพังทลายลงมา การศึกษาพฤติกรรม การสั่นไหวและการควบคุมการสั่นสะเทือนสำหรับอาคารสูงจึงเป็นสิ่งที่ต้องให้ความสำคัญไม่น้อยไปกว่าขั้นตอนในการก่อสร้างเพื่อให้อาคารมีความแข็งแรงและต้านทานน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิต

รูปทรงของอาคารสูงที่นิยมก่อสร้างทั่วไป คือ อาคารสูงชะลูดรูปทรงกระบอก โดยนิยมใช้เป็นอาคารสังเกตการณ์ต่าง ๆ เช่น หอบังคับการบิน หอชมทิวทัศน์ ปล่องระบายควัน เป็นต้น ดังแสดงในภาพที่ 1.1 สำหรับในประเทศไทยนั้นได้มีการก่อสร้างอาคารรูปทรงดังกล่าวขึ้นมากมาย ทั้งที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ ไม่ว่าจะเป็น อาคารหอบังคับการบินสุวรรณภูมิ หอแก้วมุกดาหารเฉลิมพระเกียรติกาญจนาภิเษก หอคอยสวนเฉลิมภัทรราชินีจังหวัดสุพรรณบุรี ฯลฯ หรืออยู่ในระหว่างขั้นตอนการออกแบบ เช่น อาคารหอสูงจังหวัดปทุมธานี ซึ่งมีความสูงประมาณ 140 เมตร จัดอยู่ในอาคารที่มีลักษณะคล้ายคลึงกันที่กำลังได้รับการออกแบบและก่อสร้าง ทั้งนี้ ความรู้และความเข้าใจปัญหา แรงแลมทำให้สามารถออกแบบอาคารเหล่านี้ได้อย่างมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้นในแง่ของพฤติกรรมการรับแรงแลม ผลกระทบต่อผูู้ใช้อาคาร และผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างอาคาร เพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้

จากผลการศึกษาในงานวิจัยก่อนหน้า สำหรับอาคารสูงชะลูดรูปทรงกระบอก มีความสูงประมาณ 140 เมตรหลังหนึ่ง ได้แสดงให้เห็นว่า ความเร็วลมที่เกิดขึ้นในบางครั้งสามารถส่งผลให้เกิดการโยกตัวของอาคารได้อย่างรุนแรง แต่อย่างไรก็ตาม ข้อมูลยังขาดข้อสรุปที่สำคัญในด้านต่าง ๆ ได้แก่ ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่เกิดขึ้นของอาคารภายใต้แรงแลมที่ระดับต่าง ๆ เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือ หรือผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นต่อผูู้ใช้อาคารภายใต้การสั่นไหวในระดับสูง และผลกระทบที่

อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้าง ยังขาดการศึกษาและการประเมิน รวมทั้งแนวทางในการดำเนินการปรับปรุงแก้ไขอาคารสูงชะลูดหลังนี้ให้มีสมรรถนะที่ดีขึ้นภายใต้แรงลม

ในส่วนของ การประเมินผลกระทบต่อความรู้สึกของผู้ใช้อาคาร หากใช้เกณฑ์อ้างอิงตามมาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร (มยผ.1311-50) ซึ่งให้เกณฑ์ไว้เป็นตัวเลขค่าคงที่ค่าเดียวนั้นอาจไม่เหมาะสมกับอาคารสูงชะลูด เนื่องจากความรู้สึกของผู้ใช้อาคารในช่วงการสั่นด้วยความถี่ต่ำ ๆ นั้นไม่สามารถใช้เกณฑ์เหล่านี้ได้อย่างเหมาะสม ซึ่งมาตรฐาน International Organization for Standard 6897:1984 (ISO 6897:1984) เป็นมาตรฐานเฉพาะสำหรับอาคารสูงที่โยกตัวด้วยความถี่ต่ำ มาตรฐานดังกล่าวถูกกำหนดขึ้นมาจากผลการศึกษาพฤติกรรมและการรับรู้การสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างที่มีความถี่ต่ำ ๆ ซึ่งสามารถใช้ประเมินความรู้สึกของผู้ใช้อาคารด้วยเกณฑ์เหล่านี้ได้

จากเหตุผลที่กล่าวมานั้น ผลกระทบของแรงลมต่อตัวอาคารสูงนั้นยังคงเป็นปัญหาที่ต้องการการศึกษาอย่างละเอียด เพื่อให้เข้าใจถึงปัญหา และสามารถหาข้อสรุปสำหรับนำไปใช้ในการออกแบบ และปรับปรุงโครงสร้างอาคารด้วยการลดการสั่นไหวที่เกิดขึ้นภายใต้แรงลม จึงเป็นที่มาของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้



(ก) หอบังคับการบิน



(ข) หอชมวิวิทิวทัศน์



(ค) ปล่องระบายควัน

ภาพที่ 1.1 อาคารสูงชะลูดรูปทรงกระบอกในประเทศไทย

1.2 วัตถุประสงค์ของวิทยานิพนธ์

1.2.1 เพื่อศึกษาปัญหาการสั่นสะเทือนของอาคารสูงรูปทรงกระบอกที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงลม และอธิบายพฤติกรรมของอาคารสูงรูปทรงกระบอกภายใต้แรงลมจากผลการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

1.2.2 เพื่อศึกษาผลกระทบจากการสั่นสะเทือนของอาคารสูงรูปทรงกระบอกต่อผู้ใช้งานอาคารและต่อโครงสร้างอาคาร

1.2.3 เพื่อเสนอแนวทางแก้ไขและปรับปรุงอาคารสูงรูปทรงกระบอกที่ได้ทำการศึกษาเพื่อลดปัญหาการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้น

1.3 ขอบเขตของวิทยานิพนธ์

1.3.1 ในการศึกษาพฤติกรรมการสั่นของอาคารสูงภายใต้แรงลม ทำการตรวจวัดจากอาคารสูงชะลูดรูปทรงกระบอก มีความสูงประมาณ 140 เมตร โดยใช้ผลข้อมูลจริงที่ได้จากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่องมาทำการศึกษา

1.3.2 ในการประเมินผลกระทบจากการสั่นต่อความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคาร ใช้มาตรฐาน International Organization for Standard 6897:1984 (ISO 6897:1984) ซึ่งเป็นมาตรฐานเฉพาะสำหรับอาคารสูงที่โยกตัวด้วยความถี่ต่ำ

1.3.3 การประเมินผลกระทบจากการสั่นต่อโครงสร้างอาคารวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางพลศาสตร์โครงสร้าง

1.3.4 การเสนอแนวทางแก้ไขและปรับปรุงอาคารสูงชะลูดให้มีการสั่นน้อยลงภายใต้แรงลมใช้ทฤษฎี Tuned Mass Damper ในการศึกษา

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 สามารถอธิบายพฤติกรรมการสั่นของอาคารสูงภายใต้แรงลมจากผลการตรวจวัดจริงที่ได้อย่างต่อเนื่อง

1.4.2 สามารถประเมินผลกระทบจากการสั่นต่อความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารจากมาตรฐาน ISO 6897:1984 ได้

1.4.3 สามารถใช้แบบจำลองทางพลศาสตร์โครงสร้างวิเคราะห์ผลกระทบที่เกิดจากการ
สั่นต่อโครงสร้างอาคารได้

1.4.4 ผลการวิจัยสามารถนำไปเป็นแนวทางในการออกแบบอาคารสูงชะลูดรูป
ทรงกระบอกให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น



บทที่ 2

งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวเนื่องจากแรงลมของอาคารสูงจะถูกรูปทรงกระบอกจากผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่องในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ จำเป็นต้องอาศัยข้อมูลงานวิจัยต่าง ๆ ในอดีตที่ผ่านมาเป็นแนวทางในการศึกษา ดังนี้

2.1 พัฒนาการของระบบมวลหน่วง

ทฤษฎีของระบบมวลหน่วงนั้นพัฒนาขึ้นโดย J.P. Den Hartog ในปี ค.ศ. 1956 โดยแสดงให้เห็นถึงผลการแก้ปัญหาการสั่นสะเทือนด้วยระบบมวลหน่วงในเชิงการวิเคราะห์ ทั้งนี้ งานวิจัยของ Den Hartog [1956] ได้แสดงถึงค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่เหมาะสมในการออกแบบระบบมวลหน่วงสำหรับโครงสร้างซึ่งถูกกระตุ้นแบบ Harmonic ในเวลาต่อมา Warburton [1982] ได้เสนอทฤษฎีควบคุมการสั่นสะเทือนของโครงสร้างซึ่งถูกกระตุ้นด้วยแรงกระทำที่เป็นช่วงกว้าง (Wide Band Excitation) แต่ความไวต่อการเปลี่ยนแปลงประสิทธิภาพของมวลหน่วงเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของโครงสร้างเป็นข้อเสียที่สำคัญมาก จนสามารถกล่าวได้ว่าระบบมวลหน่วงไม่มีความมั่นคงต่อการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของโครงสร้าง

ทางเลือกอีกทางเพื่อปรับปรุงคุณสมบัติความมั่นคงของระบบมวลหน่วง คือ การเลือกใช้ระบบมวลหน่วงชุดซึ่งมีคุณสมบัติทางพลศาสตร์ที่ต่างกัน Igusa และ Xu [1992] ได้เสนอหลักการของระบบมวลหน่วงชุดด้วยการกระจายความถี่ธรรมชาติและได้ข้อสรุปในงานวิจัยว่า ระบบมวลหน่วงชุดจะมีประสิทธิภาพและความมั่นคงมากกว่าระบบมวลหน่วงซึ่งมีขนาดมวลเท่ากันเมื่อนำมาใช้ในการแก้ปัญหาการสั่นสะเทือนของโครงสร้างซึ่งถูกกระตุ้นด้วยแรงกระทำที่เป็นช่วง และต่อมา Yamaguchi และ Harnpornchai [1993] ได้นำเสนอประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงชุดซึ่งมีความถี่ธรรมชาติที่ค่าต่าง ๆ รวมถึงอธิบายกลไกในการแก้ปัญหาการสั่นสะเทือนของระบบมวลหน่วงชุดอีกด้วย

2.2 การประยุกต์ใช้งานในเชิงปฏิบัติของระบบมวลหน่วง

ระบบมวลหน่วงมีการใช้งานมาเป็นระยะเวลาอันยาวนานแล้วในด้านวิศวกรรมเครื่องกล และการประยุกต์ใช้ในงานด้านวิศวกรรมโยธา ได้แก่ อาคาร สะพาน หรือปล่องสูงนั้นมีตัวอย่างงานวิจัย

เช่น Hirsch [1940] ได้พัฒนามวลหน่วงให้อยู่ในรูปร่างแหวนและแขนไว้ที่ยอดของปล่องควัน จากนั้น Gupta and Chanderasekaran และ Kaynia et al. [1980] ได้ศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวเพื่อประยุกต์ใช้ระบบมวลหน่วงในอาคาร ต่อมา Malhotra [1987] ได้ทำการศึกษาเรื่องการประยุกต์ใช้ระบบมวลหน่วงในการแก้ไขปัญหาการสั่นสะเทือนที่เกิดจากลมของสะพานซึ่ง

ระบบมวลหน่วงได้มีการประยุกต์ใช้งานอย่างแพร่หลายในหลาย ๆ ประเทศ ยกตัวอย่างเช่น The Centre point Tower ใน Sydney ประเทศออสเตรเลีย , The Hancock Tower ใน Boston ประเทศอังกฤษ , The Citicorp Center ในมหานครนิวยอร์ก สหรัฐอเมริกา , Chiba Port Tower ในประเทศญี่ปุ่น และ Taipei 101 ในประเทศไต้หวัน ซึ่งอาคารดังกล่าวล้วนแล้วแต่มีปัญหาการสั่นสะเทือนอันเกิดจากแรงลมหรือแรงแผ่นดินไหวทั้งสิ้น สำหรับในประเทศไทยนั้น การนำเอาระบบมวลหน่วงมาประยุกต์ใช้ ได้แก่ การแก้ปัญหาคารสั่นสะเทือนที่เกิดจากแรงลมและยานพาหนะของสะพานพระราม 9 เป็นต้น

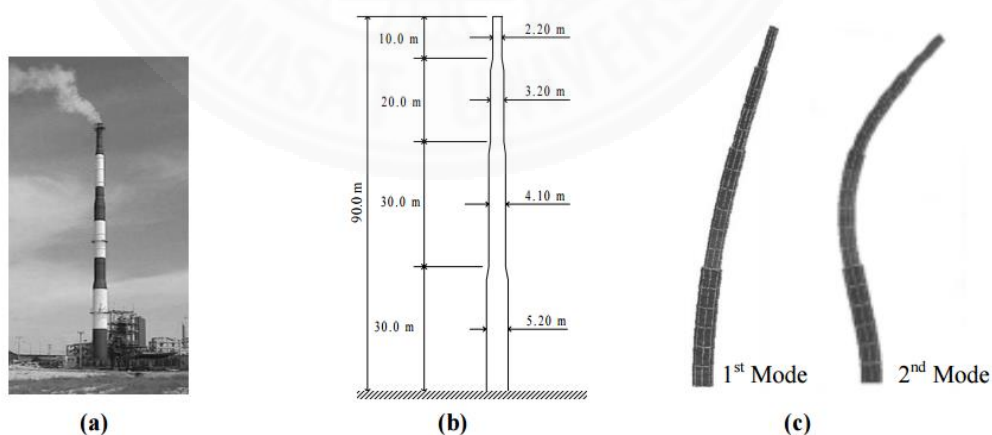
2.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการควบคุมการสั่นสะเทือนของโครงสร้างโดยใช้มวลหน่วง (Tuned Mass Damper : TMD)

โสภาค กาญจนโนสถ (2542) ทำการวิจัยโดยเสนอการพัฒนาระบบมวลหน่วง (Tuned Mass Damper, TMD) ให้สามารถใช้ตัวหน่วงที่มีพฤติกรรมการหน่วงแบบไม่เชิงเส้น และจำลองระบบโครงสร้างเปรียบเทียบระหว่างมวลหน่วงที่มีคุณสมบัติเชิงเส้นและไม่มีคุณสมบัติเชิงเส้นด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยคอมพิวเตอร์ อีกทั้งยังสร้างระบบมวลหน่วงที่มีคุณสมบัติแบบไม่เชิงเส้นเพื่อใช้ทดสอบในการแก้ปัญหาคารสั่นสะเทือนกับระบบโครงสร้าง ได้ผลการวิจัย คือ ตัวหน่วงที่ทำการทดลองมีพฤติกรรมการหน่วงแบบไม่เชิงเส้นกำลังสองโดยหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะแปรผันกับความเร็วในการเคลื่อนที่ยกกำลังสอง ในด้านผลการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงแบบไม่เชิงเส้นและแบบเชิงเส้นในการแก้ปัญหาคารสั่นสะเทือนของแบบจำลองโครงสร้างโดยคอมพิวเตอร์ พบว่า ค่าตัวคูณขยายทางพลวัต (Dynamic Modification Factor, DMF) ของโครงสร้างเมื่อติดตั้งระบบมวลหน่วงแบบไม่เชิงเส้นและแบบเชิงเส้นมีค่าใกล้เคียงกัน และเมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองโครงสร้างที่ไม่มีระบบมวลหน่วงพบว่าระบบมวลหน่วงจะสามารถลดการสั่นสะเทือนลงได้

พีระศักดิ์ พานิชไตรภพ (2543) ได้ทำการวิจัยโดยเสนอแบบจำลองพลศาสตร์ของลมขั้นสูงและศึกษาผลตอบสนองของสะพานแขวน Akashi kaikyō ซึ่งเป็นสะพานช่วงยาว รวมถึงได้มีการออกแบบตัวควบคุมแบบมวลหน่วงโดยทำการเพิ่มเอลิเมนต์ของตัวหน่วงเข้าไปกับโครงสร้าง

สะพานโดยตรงเพื่อให้ได้รูปร่างการสั่นไหวจริงภายหลังจากการติดตั้งมวลหน่วง จากนั้น ทำการหาค่าเมทริกซ์ความหน่วงโดยพิจารณาจากการติดตั้งมวลหน่วงกับความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวก่อนการติดตั้งมวลหน่วง แล้วจึงนำเมทริกซ์ที่ได้มาใช้ในการคำนวณหาผลตอบสนองภายหลังจากการติดตั้งมวลหน่วง ผลการวิจัยพบว่า การออกแบบตัวควบคุมแบบมวลหน่วงสามารถลดผลตอบสนองของโครงสร้างลงได้มากในแนวบิดและแนวตั้งเนื่องจากความหน่วงจากพลศาสตร์ของแรงลมในแนวนี้มีค่าน้อย และลดผลตอบสนองในแนวราบได้เพียงเล็กน้อยเท่านั้น เนื่องจากความหน่วงจากพลศาสตร์ของแรงลมในแนวนี้มีค่ามาก ส่วนความเร็วลมวิกฤติของสะพานหลังจากติดตั้งตัวควบคุมแบบมวลหน่วงตามรูปแบบการสั่นไหวต่าง ๆ มีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เนื่องจากการเพิ่มความหน่วงให้กับโครงสร้างสะพานสามารถเพิ่มความเร็วลมวิกฤติได้เพียงเล็กน้อย

เป็นหนึ่งใน วานิซชัย และณัฐพงษ์ อาริมิตร (2544) ได้ทำการศึกษาปัญหาและลดการสั่นสะเทือนของปล่องควันเหล็กสูง 90 เมตรที่จังหวัดระยอง โดยใช้วิธี High-Damping Tuned Mass Damper หลังจากที่ได้มีการวิเคราะห์แล้วพบว่าปล่องควันเหล็กดังกล่าวเกิดการสั่นไหวได้แม้ในกรณีที่มีความเร็วลมต่ำ ๆ มากกระทันหันเนื่องมาจากเกิดการสั่นพ้อง โดยได้เลือกลูกตุ้มให้เป็นตัวควบคุมการสั่นสะเทือนและนำไปติดตั้งไว้ด้านบนสุดของปล่องควัน ซึ่งประกอบด้วย เหล็ก 3,600 กิโลกรัม ลดการสั่นสะเทือน 3 เส้น และตัวลดการสั่นสะเทือน หลังจากการทดสอบพบว่า ความหนักจากตัว damper สามารถลดความถี่ธรรมชาติได้และสรุปได้ว่าการสั่นไหวที่เกิดขึ้นสามารถลดลงได้อย่างมีประสิทธิภาพเมื่อติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าชนิดลูกตุ้มไว้กับปล่องควันเหล็กดังกล่าว



ภาพที่ 2.1 องค์ประกอบของปล่องควันเหล็ก

พิภพ โหมกขาว (2551) เสนอการทดสอบหน้าตัดสะพานแขวน Akashi kaikyo และ สะพานชิงววงแหวนอุตสาหกรรมในอุโมงค์ลมเพื่อทดสอบหาค่าความเร็วลมที่ทำให้เกิดการสั่นไหวจากการเกิด Vortex Shedding และยังได้ออกแบบตัวควบคุมการสั่นสะเทือนแบบมวลหน่วง (Tuned Mass Damper, TMD) ติดตั้งเข้ากับสะพานเพื่อลดการสั่นไหวในแนวตั้งและแนวนอนโดยใช้อัตราส่วนมวล 1% และ 3% สำหรับสะพานแขวน Akashi kaikyo และใช้อัตราส่วนมวล 1% , 2% และ 4% สำหรับสะพานชิงววงแหวนอุตสาหกรรม โดยการติดตั้ง TMD จะแบ่งเป็น 2 รูปแบบ คือ รูปแบบที่ 1 ติดตั้งที่ละรูปแบบการสั่นไหวในทิศทางแนวตั้งและแนวการบิด และรูปแบบที่ 2 เป็นแบบผสมโดยติดตั้ง TMD ควบคุมการสั่นไหวในทิศทางแนวตั้งและแนวการบิด ผลการวิจัยพบว่า การติดตั้ง TMD อัตราส่วนมวล 1% ถึง 4% สำหรับทั้งสองสะพานดังกล่าว มีประสิทธิภาพในการลดผลตอบสนองในระดับที่ดี โดยสามารถลดการสั่นไหวในแนวตั้งได้ 11% , 19% , 10% และ 22% ตามลำดับ และสามารถลดการสั่นไหวในแนวแกนนอนได้ 46% , 35% , 54% และ 66% ตามลำดับเปอร์เซ็นต์ของอัตราส่วนมวลหน่วงที่ติดตั้งไว้

ณัฐพล มากเทพพงษ์ (2555) ผลตอบสนองภายใต้แรงลมของอาคารสูงรูปร่างชะลูดจากการตรวจวัดแบบต่อเนื่อง ทำการตรวจวัดผลตอบสนองภายใต้แรงลมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรูปทรงกระบอกมีความสูงประมาณ 140 เมตร ในทิศทางลม ทิศทางตั้งฉากกับแรงลม และ ทิศทางบิดที่กระทำกับโครงสร้าง ใช้เครื่องมือวัดความเร็วที่สามารถตรวจวัดการสั่นไหวในระดับต่ำมาก ทำการตรวจวัดต่อเนื่อง 45 ชั่วโมง เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางพลศาสตร์และผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงลมที่แท้จริง นอกจากนี้ยังพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความสัมพันธ์ร่วม (Correlation coefficient, ρ) ระหว่างผลตอบสนองในแนวราบมีค่าประมาณศูนย์ กล่าวคือ ผลตอบสนองในทิศทางระนาบด้านหนึ่งมีค่าสูงสุด ส่วนผลตอบสนองในทิศทางระนาบอีกด้านหนึ่งซึ่งตั้งฉากกันจะมีค่าใกล้เคียงศูนย์ กรณีนี้จะเกิดขึ้นเมื่อมีแรงลมมากระทำไม่สูงมาก แต่เมื่ออาคารมีลมแรงมากมากระทำพบว่า ผลตอบสนองในทิศทางระนาบทั้งสองทิศทางมีความสัมพันธ์กัน และค่าสัมประสิทธิ์ความสัมพันธ์ร่วมของผลตอบสนองในทิศทางระนาบทั้งสองทิศทางและผลตอบสนองในทิศทางบิด มีค่าประมาณ 1 ซึ่งหมายความว่าผลตอบสนองทั้งสองทิศทางนี้เกิดค่าสูงสุดพร้อมกัน

สุกนตธี พูลชัย และชาตรี ยินดี (2557) ทำการตรวจวัดความเร็วลมและความเร็วการสั่นสะเทือนที่ยอดของอาคารสูงชะลูด 140 เมตร เพื่อศึกษาพฤติกรรมของอาคารและผลกระทบต่อผู้ใช้งานอาคาร โดยจัดบันทึกข้อมูลการสั่นไหวเป็นระยะเวลา 4 เดือน วิเคราะห์ค่าการตอบสนองในแนวระนาบและการบิดตามแกนของอาคารด้วยความเร็วลมที่สถานีตรวจวัดที่ใกล้เคียงกับตัวอาคารที่ทำการศึกษา ผลการศึกษาพบว่า การสั่นสะเทือนแปรผันกับความเร็วลมยกกำลังสอง และเมื่อความเร็วลมสูงสุดเกิน 10 เมตรต่อวินาที ผู้ใช้งานอาคารสามารถรับรู้ถึงการสั่นไหวของอาคารได้ตามเกณฑ์การประเมินการสั่นไหวต่อผู้ใช้งานอาคาร (มาตรฐาน ISO 6897:1984)

บทที่ 3

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในการวิเคราะห์และประเมินแรงสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างอาคารและต่อผู้ใช้งานอาคารนั้น จำเป็นต้องมีการทบทวนทฤษฎีทางด้านพลศาสตร์ของแรงลมตลอดจนเกณฑ์ที่ใช้ในการประเมินต่าง ๆ ในบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีพื้นฐานสำหรับใช้ในการอธิบายการเกิดแรงสั่นสะเทือน และงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องในการศึกษา

3.1 พลศาสตร์ของโครงสร้าง (Dynamics of Structures)

3.1.1 ธรรมชาติของการสั่นสะเทือน

การเคลื่อนที่ของระบบจะทำให้เกิดการสั่นสะเทือนขึ้น โดยทั่วไปแบ่งการสั่นสะเทือนออกได้เป็น 2 กรณีคือ การสั่นสะเทือนแบบอิสระ (Free Vibration) เกิดขึ้นในขณะที่ยังไม่มีแรงภายนอกมากระทำ ความถี่ของการสั่นสะเทือนดังกล่าวเรียกว่า ความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) และการสั่นสะเทือนแบบบังคับ (Forced Vibration) ที่เกิดขึ้นเมื่อระบบมีแรงภายนอกมากระทำ ส่งผลทำให้ระบบเคลื่อนที่ไปมาเช่นเดียวกับแรงที่มากระทำ หรือมีความถี่เท่ากันกับความถี่ของแรงภายนอก หากความถี่ของแรงภายนอกมีค่าตรงกันกับความถี่ธรรมชาติของระบบ สภาพเช่นนี้เรียกว่า ระบบเกิดการสั่นพ้อง (Resonance) ส่งผลทำให้เกิดการสั่นสะเทือนที่รุนแรงและเป็นอันตรายต่อระบบมาก การชำรุดเสียหายของโครงสร้างส่วนใหญ่มักมีสาเหตุมาจากการสั่นพ้อง ดังนั้นในการวิเคราะห์การสั่นสะเทือนของโครงสร้างจึงจำเป็นต้องทราบความถี่ธรรมชาติของระบบเป็นสำคัญ

โดยปกติแล้วโครงสร้างจะมีตัวหน่วง (Damper) อยู่ภายในระบบด้วย เช่น การเกิดแรงเสียดทานระหว่างชิ้นส่วนที่สัมผัสกัน การเกิดแรงเสียดทานในเนื้อวัสดุขณะที่ยืดหรือหดตัว หรือการต้านทานการเคลื่อนที่แบบอื่น ๆ ตัวหน่วงการสั่นสะเทือนดังกล่าวจะมีผลต่อแอมพลิจูดของการสั่นสะเทือนในสภาพที่เกิดการสั่นพ้องเป็นอย่างมาก หากระบบมีตัวหน่วงมากก็จะส่งผลให้โครงสร้างลดการสั่นสะเทือนลงไปได้

แรงภายนอกที่มากระทำกับโครงสร้างแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิด คือ

(1) แรงสถิต (Static Force) โครงสร้างที่รับแรงประเภทนี้จะมีแรงกระทำเป็นแรงคงที่ และแรงที่โครงสร้างต้านเพื่อให้อยู่ในสภาพสมดุลจะเป็นแรงยืดหยุ่น ผลตอบสนองที่ได้มีเฉพาะค่าการเคลื่อนที่ (u) เท่านั้น

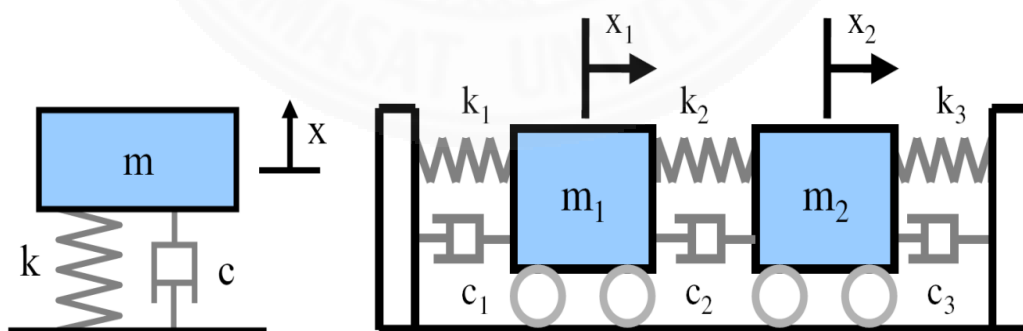
(2) แรงพลศาสตร์ (Dynamic Force) โครงสร้างที่รับแรงประเภทนี้มีแรงกระทำเป็นฟังก์ชันที่ขึ้นอยู่กับเวลา และแรงที่โครงสร้างต้านเพื่อให้อยู่ในสภาพสมดุลเป็นแรงยืดหยุ่น แรงเฉื่อยและแรงหน่วง ผลตอบสนองที่ได้จะมีทั้งการเคลื่อนที่ (u) ความเร็ว (\dot{u}) และความเร่ง (\ddot{u})

ตารางที่ 3.1 การเปรียบเทียบโครงสร้างที่รับแรงแบบสถิตและรับแรงแบบพลศาสตร์

ชนิดของแรง	แรงภายนอก	คุณสมบัติโครงสร้าง	ผลตอบสนอง	สมการสมดุล
แรงสถิต	f	k	u	$-ku + f = 0$
แรงพลศาสตร์	$f(t)$	$m \ c \ k$	$u \ \dot{u} \ \ddot{u}$	$-m\ddot{u} - c\dot{u} - ku + f = 0$

3.1.2 ระบบของการสั่นสะเทือน

ดีกรีของความอิสระ (Degree of Freedom : DOF) เป็นการบอกตำแหน่งหรือพิกัดอิสระที่สามารถเคลื่อนที่ได้ โดยพิกัดอิสระเหล่านี้จะเป็นตัวกำหนดจำนวนของ DOF โดยทั่วไปพิกัดอิสระของการเคลื่อนที่ในโครงสร้างจะแบ่งออกได้เป็น 2 แบบ คือ Single Degree of Freedom (SDOF) อยู่ในโครงสร้างแบบง่ายที่มีการเคลื่อนที่ของพิกัดอิสระเพียงทิศทางเดียว ดังแสดงในรูปที่ 3.1 (ก) และหากในระบบของโครงสร้างมีดีกรีของความอิสระมากกว่า 1 ดีกรีขึ้นไป เรียกระบบแบบนี้ว่า Multi Degree of Freedom (MDOF) ดังแสดงในภาพที่ 3.1 (ข)



(ก) Single Degree of Freedom

(ข) Multi Degree of Freedom

ภาพที่ 3.1 ระบบการสั่นสะเทือนของโครงสร้าง

3.1.2.1 ระบบ Single Degree of Freedom (SDOF)

เป็นระบบที่มีดีกรีความอิสระเพียงหนึ่งดีกรี ภายในระบบจะประกอบไปด้วยคุณสมบัติทางกายภาพ คือ มวล (m) ความหน่วง (c) และสปริง (k) โดยแรงต้านของระบบที่กระทำกับแรงภายนอก ($f(t)$) ที่ทำให้ระบบเกิดความสมดุลนั้นจะประกอบไปด้วย แรงเฉื่อย แรงหน่วง และแรงยืดหยุ่น สมการสมดุลทางพลศาสตร์เขียนได้ดังสมการที่ 3.1

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (3.1)$$

จากสมการที่ 3.1 สามารถจัดให้อยู่ในรูปทั่วไปได้ดังนี้

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = \frac{f(t)}{m} = F(t) \quad (3.2)$$

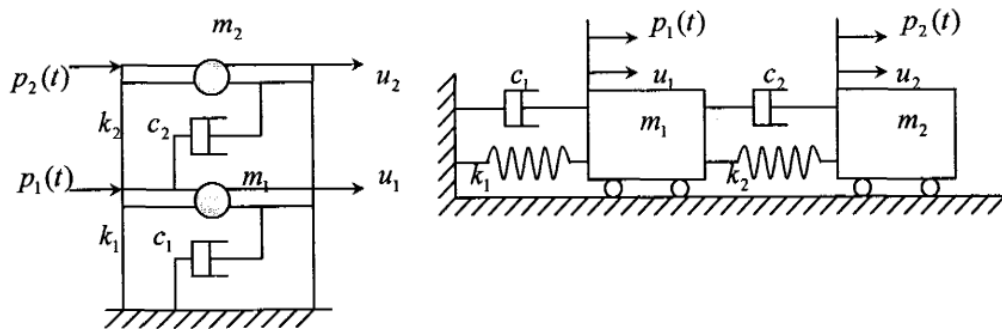
โดยที่

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} \quad \text{คือ อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio)}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

3.1.2.2 ระบบ Multi Degree of Freedom (MDOF)

เป็นระบบที่มีดีกรีความอิสระมากกว่า 1 ตัวขึ้นไป เพื่อให้ง่ายต่อการพิจารณาระบบ MDOF จะทำการพิจารณาโครงสร้างสองชั้น (Two-Story Frame) ที่ถูกกระทำด้วยแรงภายนอก $p_1(t)$ และ $p_2(t)$ โดยในระบบดังกล่าวจะสมมติให้ระบบคานและพื้นมีความแข็งมาก และจะไม่พิจารณาถึงการเสียรูปตามแนวแกนของคานและเสา รวมทั้งความแข็งของเสาเนื่องจากผลกระทบของแรงตามแนวแกน



ภาพที่ 3.2 ระบบ MDOF ที่มีแรงภายนอกมากระทำ

จากกฎข้อที่ 2 ของนิวตันพิจารณามวลในแต่ละก้อนได้ตั้งสมการที่ 3.3

$$p_j - f_{sj} - f_{dj} = m_j \ddot{u}_j \quad \text{หรือ} \quad m_j \ddot{u}_j + f_{sj} + f_{dj} = p_j(t) \quad (3.3)$$

สมการที่ 3.3 ประกอบด้วย 2 สมการสำหรับ $j = 1$ และ 2 สามารถเขียนให้อยู่ในรูปเมทริกซ์ได้ตั้งสมการที่ 3.4

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{d1} \\ f_{d2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

สมมติว่าพฤติกรรมเป็นเส้นตรง (Linear) แรงยืดหยุ่นต้านทาน (Elastic Resisting Forces : f_s) มีความสัมพันธ์กับการขจัดตั้งสมการที่ 3.5

$$f_{s1} = k_1 u_1 + k_2 (u_1 - u_2) \quad f_{s2} = k_2 (u_1 - u_2) \quad (3.5)$$

สร้างเมทริกซ์จากสมการที่ 3.5 ได้ตั้งสมการที่ 3.6

$$\begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

แรงหน่วง f_d มีความสัมพันธ์กับความเร็ว \dot{u}_1 และ \dot{u}_2 ดังนี้

$$f_{d1} = c_1 \dot{u}_1 + c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) \quad f_{d2} = c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) \quad (3.7)$$

สามารถสร้างเมทริกซ์จากสมการที่ 3.7 ได้ดังสมการที่ 3.8

$$\begin{Bmatrix} f_{d1} \\ f_{d2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

ดังนั้น แทนสมการที่ 3.6 และ 3.8 ลงในสมการที่ 3.4 จะได้สมการที่ 3.9

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

โดยสามารถเขียนให้อยู่ในรูปทั่วไปของสมการสมดุลทางพลศาสตร์ (Equation of Motion) ได้ดังสมการที่ 3.10

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (3.10)$$

m คือ เมทริกซ์ของมวลซึ่งมีรูปทั่วไปดังสมการที่ 3.11

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \cdots & m_n \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

k คือ เมทริกซ์ของสติฟเนสซึ่งมีรูปทั่วไปดังสมการที่ 3.12

$$k = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \cdots & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \cdots & k_n \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

c คือ เมทริกซ์ของตัวหน่วงมีรูปทั่วไปดังสมการที่ 3.13

$$c = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & \cdots & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & \cdots & 0 \\ 0 & -c_3 & c_3 + c_4 & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \cdots & c_n \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

u คือ เวกเตอร์ของการเคลื่อนที่ซึ่งมีรูปทั่วไปดังสมการที่ 3.14

$$u = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

p คือ เวกเตอร์ของแรงซึ่งมีรูปทั่วไปดังสมการที่ 3.15

$$p = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ p_n \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

3.1.3 การหาค่าความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหว

3.1.3.1 โครงสร้างระบบ Single Degree of Freedom (SDOF)

โครงสร้างที่มีระบบอยู่ในรูปแบบของ SDOF นั้น สามารถหาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างได้โดยตรงจากสมการที่ 3.16

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.16)$$

โดยที่

k คือ ค่าสติเฟนสของโครงสร้างซึ่งขึ้นอยู่กับรูปร่างและแรงภายนอกที่มากระทำ

3.1.3.2 โครงสร้างระบบ Multi Degree of Freedom (MDOF)

สามารถแยกพิจารณาได้ออกเป็น 2 กรณี คือ

(1) โครงสร้างแบบไม่มีความหน่วง (Undamped System)

สมการสมดุลในกรณีของ Undamped Free Vibration

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (3.17)$$

สมมติให้คำตอบของ $u = \phi e^{i\omega t}$ แทนค่าลงในสมการที่ 3.17

$$m\phi(-\omega^2)e^{i\omega t} + ke^{i\omega t} = 0 \quad (3.18)$$

$$|k - \omega^2 m| \phi e^{i\omega t} = 0 \quad (3.19)$$

$$\text{ดังนั้น} \quad |k - \omega^2 m| \phi = 0 \quad (3.20)$$

$$|m^{-1}k - \omega^2| \phi = 0 \quad (3.21)$$

ถ้า $\phi \neq 0$ จะได้ว่า

$$|m^{-1}k - \omega^2| = 0 \quad (3.22)$$

จากสมการที่ 3.22 ใช้วิธี Eigenvalue Analysis จะสามารถหาค่าของ Eigenvalue และ Eigenvector ได้

โดยที่

ค่า Eigenvalue จะอยู่ในรูปของ Diagonal Matrix ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$

ค่าความถี่ธรรมชาติจะเท่ากับ $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$

ค่า Eigenvector จะอยู่ในรูปแบบของการสั่นไหว (Mode Shape, ϕ_i) ของแต่ละความถี่ธรรมชาติ (ω_i) โดยค่าดังกล่าวแสดงถึงรูปร่างการสั่นไหวที่แตกต่างกันตามโหมด

(2) โครงสร้างแบบมีความหน่วง (Damped System)

สมการสมดุลในกรณีของ Damp Free Vibration ดังสมการที่ 3.23

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (3.23)$$

จากสมการที่ 3.23 จะเห็นได้ว่าสมการสมดุลทางพลศาสตร์ดังกล่าวมีผลของเมทริกซ์ของความหน่วงเพิ่มเข้ามา ส่งผลทำให้ไม่สามารถที่จะใช้วิธี Eigenvalue Analysis ได้โดยตรง จึงมีความจำเป็นต้องใช้วิธี State Space โดยจะจัดผลตอบสนองของโครงสร้างให้อยู่ในรูปของ State Vector ดังสมการที่ 3.24

$$x = \begin{Bmatrix} u \\ \dot{u} \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

จากสมการที่ 3.23 ใช้วิธี State Space โดย State Vector ในสมการที่

3.24 สมการสมดุลจะเขียนได้เป็น

$$\begin{bmatrix} c & m \\ m & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & 0 \\ 0 & -m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

จาก State Equation

$$\dot{x} = Ax \quad (3.26)$$

เมื่อ

$$A = - \begin{bmatrix} c & m \\ m & 0 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} k & 0 \\ 0 & -m \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

จากสมการที่ 3.25 ใช้ Complex Eigenvalue Analysis จะสามารถหา Complex Eigenvalue และ Complex Eigenvector

โดยที่

ค่า Complex Eigenvalue อยู่ในรูปของ Diagonal Matrix จะมีค่าเท่ากับ $\alpha_i \pm i\beta_i$

$\omega_i = \sqrt{\alpha_i^2 + \beta_i^2}$ คือ ค่าของความถี่ธรรมชาติในกรณีที่ไม่มีการรวมผลของความหน่วง

$\xi_i = \frac{-\alpha_i}{\omega_i}$ คือ ค่า Equivalence Damping Ratio ของโครงสร้าง

$\omega_{di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$ คือ ค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างในกรณีที่รวมผลของความหน่วง

ค่า Complex Eigenvector จะอยู่ในรูปแบบของการสั่นไหว (Mode Shape, ϕ_i) ของแต่ละความถี่ธรรมชาติ (ω_i) โดยจะอยู่ในรูปของจำนวนเชิงซ้อนและมีขนาดเมทริกซ์อยู่ที่ $2n \times 2n$ (ค่า i จะมีค่าเท่ากับ 1 ถึง n)

3.1.4 การหาผลตอบสนองของโครงสร้างโดยวิธี Mode Superposition

โดยปกตินั้นในการหาผลตอบสนองของโครงสร้างจะสามารถหาได้ด้วยวิธีการอินทิเกรตโดยตรงจากเมทริกซ์ของมวล ความหน่วง สติฟเนส และเวกเตอร์ของแรงที่มากระทำ แต่ในกรณีโครงสร้างขนาดใหญ่ที่มีดีกรีอิสระจำนวนมาก ขนาดของเมทริกซ์ก็จะมีขนาดใหญ่มากๆ การใช้

วิธีอินทิเกรตโดยตรงนั้นจะทำให้เสียเวลาในการคำนวณหรืออาจจะไม่สามารถทำการคำนวณออกมาได้เลย ดังนั้น จึงจำเป็นต้องนำวิธี Mode Superposition เข้ามาช่วย ซึ่งจะแยกค่าความถี่ธรรมชาติ และรูปแบบการสั่นไหวออกมาพิจารณา โดยจะนำเอารูปแบบการสั่นไหวในโหมดแรกๆ มาใช้ เนื่องจากผลตอบสนองของโครงสร้างจะเกิดมากในช่วงดังกล่าว จะเห็นได้ว่าวิธี Mode Superposition จะทำให้ขนาดของเมทริกซ์ที่นำมาทำการอินทิเกรตโดยตรงนั้นมีขนาดเล็กลง ส่งผลให้ร่นระยะเวลาในการคำนวณให้สั้นลงตามไปด้วย

จากสมการสมดุลทางพลศาสตร์ของระบบ MDOF ในสมการที่ 3.10 และใช้วิธี Eigenvalue Analysis จากที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.1.3.2 จะได้ค่าความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวของโครงสร้างออกมา นำค่ารูปแบบการสั่นไหวดังกล่าวมา Transform Vector ของการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง จะได้ดังสมการที่ 3.28

$$u = \phi q \quad (3.28)$$

โดยที่

ϕ คือ รูปแบบการสั่นไหวของโครงสร้าง

q คือ Modal Displacement ของโครงสร้างที่ถูก Transform ด้วยรูปแบบการสั่นไหวของโครงสร้าง

จากนั้นแทนค่าสมการที่ 3.28 ลงในสมการที่ 3.10 แล้วคูณด้วย ϕ^T จะได้สมการสมดุลทางพลศาสตร์ใหม่ดังแสดงในสมการที่ 3.29

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = P \quad (3.29)$$

โดยที่

$$m = \phi^T m \phi = \text{Modal Mass Matrix}$$

$$\phi_i^T m \phi_j = 0 \text{ เมื่อ } i \neq j$$

$$m_i = \phi_i^T m \phi_j \text{ เป็นค่า Modal Mass}$$

$$c = \phi^T c \phi = \text{Modal Damping Matrix}$$

$$\phi_i^T c \phi_j = 0 \text{ เมื่อ } i \neq j$$

$$c_i = \phi_i^T c \phi_j \text{ เป็นค่า Modal Damping}$$

$$k = \phi^T k \phi = \text{Modal Stiffness Matrix}$$

$$\phi_i^T k \phi_j = 0 \text{ เมื่อ } i \neq j$$

$$k_i = \phi_i^T k \phi_i \text{ เป็นค่า Modal Stiffness}$$

$$P = \phi^T p \phi = \text{Modal Force Vector}$$

$$P_i = \phi_i^T c p \text{ เป็นค่า Modal Force}$$

จากสมการที่ 3.29 ค่าของ m_i จะเป็นค่า Modal Mass ประจำความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง ϕ_i เมื่อกำหนดให้การ Transform ณ ตำแหน่งที่มีค่าสูงสุดของ ϕ_i มีค่าเท่ากับ 1 แล้ว จะสามารถหาค่า Modal Stiffness ประจำความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างได้จาก $\omega_i^2 M_i$ และค่า Modal Damping ประจำความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างนั้นหาได้จาก $2\xi_i \omega_i M_i$

เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ซึ่งส่วนใหญ่แล้วจะทำการ Normalization ค่าของ ϕ_i เสียใหม่ โดยเมื่อนำมา Transform กับเมทริกซ์ของมวลแล้วจะให้ค่าเท่ากับเมทริกซ์เอกลักษณ์ (I) โดยการหาร ϕ_i ด้วย $\sqrt{m_i}$ ดังสมการที่ 3.30

$$\frac{\phi_i^T}{\sqrt{M_i}} m \frac{\phi_i}{\sqrt{M_i}} = 1 \quad (3.30)$$

เมื่อทำการ normalization แล้ว ก็จะสามารถหาค่า \mathbf{K} ได้เท่ากับ Diagonal Matrix ของ ω_i^2 และค่า \mathbf{C} ได้เท่ากับ Diagonal Matrix ของ $2\xi_i \omega_i$ เมื่อต้องการหา Modal Mass ประจำความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง ก็จะสามารถหาได้ดังสมการที่ 3.31 ซึ่งได้จากการนำสมการที่ 3.30 มาประยุกต์ใช้และให้ผลที่เท่ากับการหาค่าจากสมการ $m_i = \phi_i^T m \phi_i$

$$m_i = \frac{1}{\phi_{i,\max}^2} \quad (3.31)$$

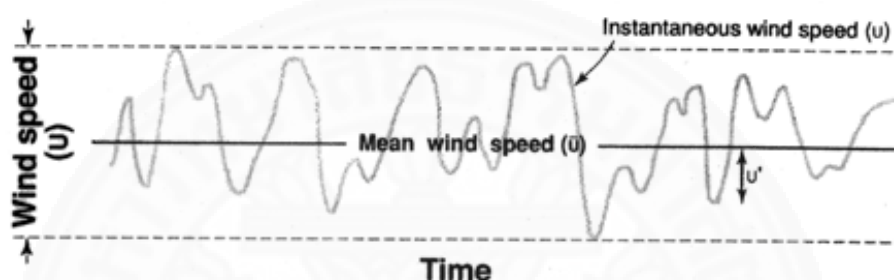
โดยที่

$\phi_{i,\max}$ คือ ค่าสูงสุดประจำรูปแบบการสั่นไหวในความถี่ธรรมชาติต่างๆ หลังจากการทำ Normalization แล้ว

3.2 พลศาสตร์ของแรงลม (Dynamics of Wind)

3.2.1 แบบจำลองพลศาสตร์ของแรงลม

โดยปกติแล้วแรงลมที่มากระทำต่ออาคารสูงจะถูกรูปทรงกระบอกจะเป็นแรงลมแบบปั่นป่วน (Turbulent Wind) ในแรงลมแบบปั่นป่วนนี้สามารถแยกองค์ประกอบออกมาได้ 2 ส่วน คือ ความเร็วลมเฉลี่ย (Mean Wind Speed) และ ส่วนของลมที่ปั่นป่วนซึ่งกระทำเทียบกับเวลา ดังแสดงในภาพที่ 3.3



ภาพที่ 3.3 ส่วนประกอบของลมแบบปั่นป่วน

ดังนั้น ผลกระทบของแรงลมที่มากระทำกับโครงสร้างอาคารสูงจะถูกรูปทรงกระบอกประกอบไปด้วย 2 ส่วน คือ ส่วนของความเร็วลมเฉลี่ยจะทำให้เกิดผลของ Aeroelastic และส่วน of ความเร็วปั่นป่วนจะทำให้เกิดผลของ Buffeting ดังนั้น ในแบบจำลองพลศาสตร์ทางแรงลม (Aerodynamic Force Model) จะทำการรวมผลของทั้งสองส่วนนี้เข้าไว้ด้วยกันเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ ดังนี้

$$\begin{array}{l}
 \text{แรงยก (Lift Force)} : L = L_{ae} + L_b \\
 \text{แรงลาก (Drag Force)} : D = D_{ae} + D_b \\
 \text{โมเมนต์ (Moment)} : M = M_{ae} + M_b
 \end{array}
 \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} L \\ D \\ M \end{array}} \right\} \quad (3.32)$$

เมื่อตัวห้อย ae เป็นผลของ Aeroelastic และตัวห้อย b เป็นผลของ Buffeting

3.2.2 ผลของแรงลมต่อโครงสร้าง

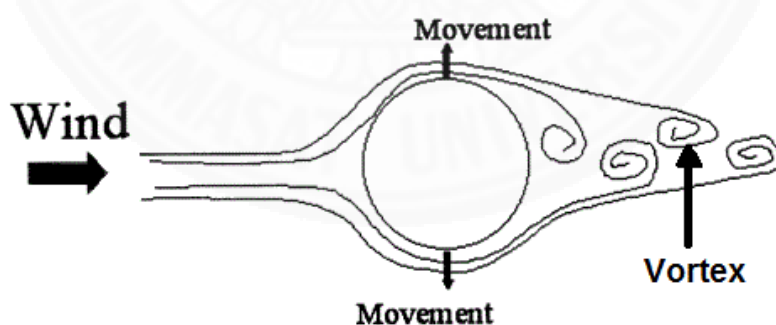
ลมที่พัดผ่านโครงสร้างก่อให้เกิดผลตอบสนองทางพลศาสตร์ขึ้น โดยผลตอบสนองจะมีค่ามากหรือน้อยนั้นขึ้นอยู่กับปัจจัยหลัก 3 ชนิด ได้แก่ ความเร็วลมเฉลี่ยของลมที่มา

กระทำ (Mean Wind Speed) ลักษณะความปั่นป่วนของลม (Turbulent Wind) และรูปร่างหน้าตัดของโครงสร้างที่รับลม (Cross Section) โดยผลกระทบทางพลศาสตร์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงลมที่กระทำต่ออาคารสูงรูปทรงกระบอกที่สำคัญ ได้แก่ Vortex Shedding และ Buffeting

3.2.2.1 Vortex shedding

ผลของแรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างส่งผลให้เกิดการสั่นสะเทือนขึ้นใน 2 ลักษณะ คือ การสั่นสะเทือนในทิศทางลม (Along Wind) เกิดขึ้นภายใต้กระแสลมแบบปั่นป่วน (Turbulent Flow) และเกิดการสั่นมากขึ้นเมื่อความเร็วลมสูงขึ้น และการสั่นสะเทือนในทิศทางตั้งฉากลม (Across Wind) เกิดขึ้นเนื่องจากกระแสลมแบบ Vortex ซึ่งเป็นแรงในแนวขวางที่มีลักษณะการกระตุ้นของแรงแบบมีความถี่ค่อนข้างเฉพาะ ตัวระลอกลมที่เกิดขึ้นหลังจากลมเคลื่อนที่ผ่านโครงสร้างนั้นเกิดขึ้นซ้ำในเวลาค่อนข้างคงที่ กล่าวคือ แรงที่เกิดขึ้นในทิศทางตั้งฉากลมมีลักษณะของการเกิดซ้ำเป็นความถี่ที่เฉพาะ และแรงในลักษณะดังกล่าวสามารถทำให้เกิดปัญหาการสั่นอย่างรุนแรงได้หากความถี่ของแรงนี้ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างโดยเป็นลักษณะพิเศษของการสั่นแบบ Across Wind อันเนื่องมาจาก Vortex และเกิดเป็นปรากฏการณ์การสั่นพ้อง

เมื่อเกิดลมพัดผ่านโครงสร้าง ความเร็วลมบริเวณขอบของโครงสร้างถูกเร่งให้สูงขึ้น จึงเป็นผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความดันในลักษณะแรงดูดออกจากผิวของโครงสร้าง ซึ่งแรงดูดในลักษณะดังกล่าวมีทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลมจึงเกิดเป็นแรงในทิศทางตั้งฉากลม (Across Wind)



ภาพที่ 3.4 ผลของการเกิด Vortex Shedding เมื่อมีแรงลมไหลผ่านโครงสร้าง

ปรากฏการณ์ในลักษณะดังกล่าวเกิดขึ้นเมื่อลมพัดเข้าหาวัตถุ ลมเกิดการแยกตัวไปรอบ ๆ วัตถุจนเกิดเป็นระลอกลม (Vortex) และแตกตัวออกไปเป็นช่วง ๆ สม่่าเสมอส่งผลทำให้เกิดแรงกระทำกับวัตถุเป็นจังหวะ ซึ่งจังหวะของแรงที่กระทำกับวัตถุนี้ขึ้นอยู่กับระลอกลมที่แตกตัวออกเป็นช่วงแล้วยังขึ้นอยู่กับรูปร่างของวัตถุด้วย หากวัตถุนั้นมีความแข็งแรงและลู่ลม

ช่วงของระลอกลมจะแปรผันเป็นสัดส่วนกับความเร็วลม ในทางตรงกันข้าม หากวัตถุที่มีความยืดหยุ่น ผลกระทบจากการเคลื่อนที่ของโครงสร้างย่อมก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความถี่ของระลอกลม ส่งผลให้เกิดแรงทางพลศาสตร์ขึ้นคือ แรงยก (Lift Force) แรงลาก (Drag Force) และแรงดัด (Moment Force) ซึ่งทำให้โครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่มากขึ้น

เมื่อความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญจากความถี่ของ Vortex Shedding โครงสร้างจึงเริ่มเกิดการสั่นไหวเล็กน้อย เรียกความถี่นี้ว่า Strouhal frequency

$$f_s = \frac{SU}{D} \quad (3.33)$$

โดยที่

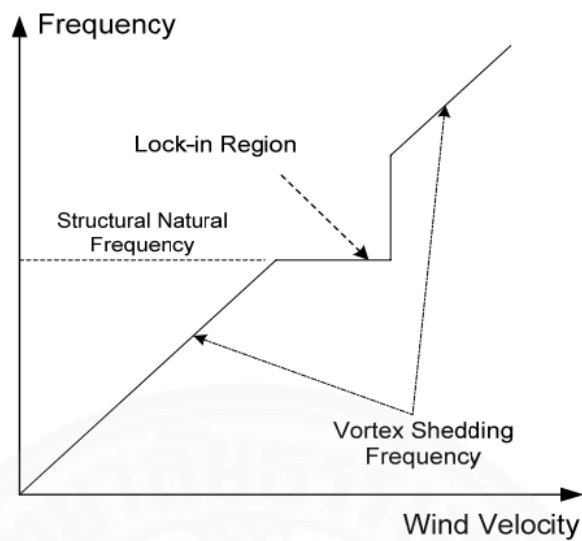
f_s คือ ความถี่ของ Vortex Shedding

S คือ Strouhal number

U คือ ความเร็วลม

D คือ Typical Cross Flow Dimension

และเมื่อความถี่ของ Vortex Shedding ตรงกันกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง จะทำให้เกิดการกำทอนขึ้น (Resonance) เกิดเป็นปรากฏการณ์ Lock-in ส่งผลให้เกิดการสั่นสะเทือนที่แรงมากขึ้นกว่าเดิม ซึ่งโครงสร้างเกิดการสั่นไหวด้วยแอมพลิจูดที่เพิ่มขึ้น และเกิดการ Lock-in ดังภาพ



ภาพที่ 3.5 ความถี่ของ Vortex Shedding กับความเร็วลมที่พัดผ่านโครงสร้าง

จากภาพที่ 3.5 ขณะที่เกิดปรากฏการณ์ Lock-in ความถี่ของ Vortex Shedding จะมีค่าคงที่ในขณะที่ความเร็วลมมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งปรากฏการณ์ Vortex Shedding นี้แตกต่างกันในช่วงของ Reynolds number (R_e) ดังแสดงในภาพที่ 3.5 และอยู่ในเทอมของ Reynolds number (R_e) ดังนี้

$$R_e = \frac{\rho U D}{\mu} = \frac{U D}{\nu} \quad (3.34)$$

โดยที่

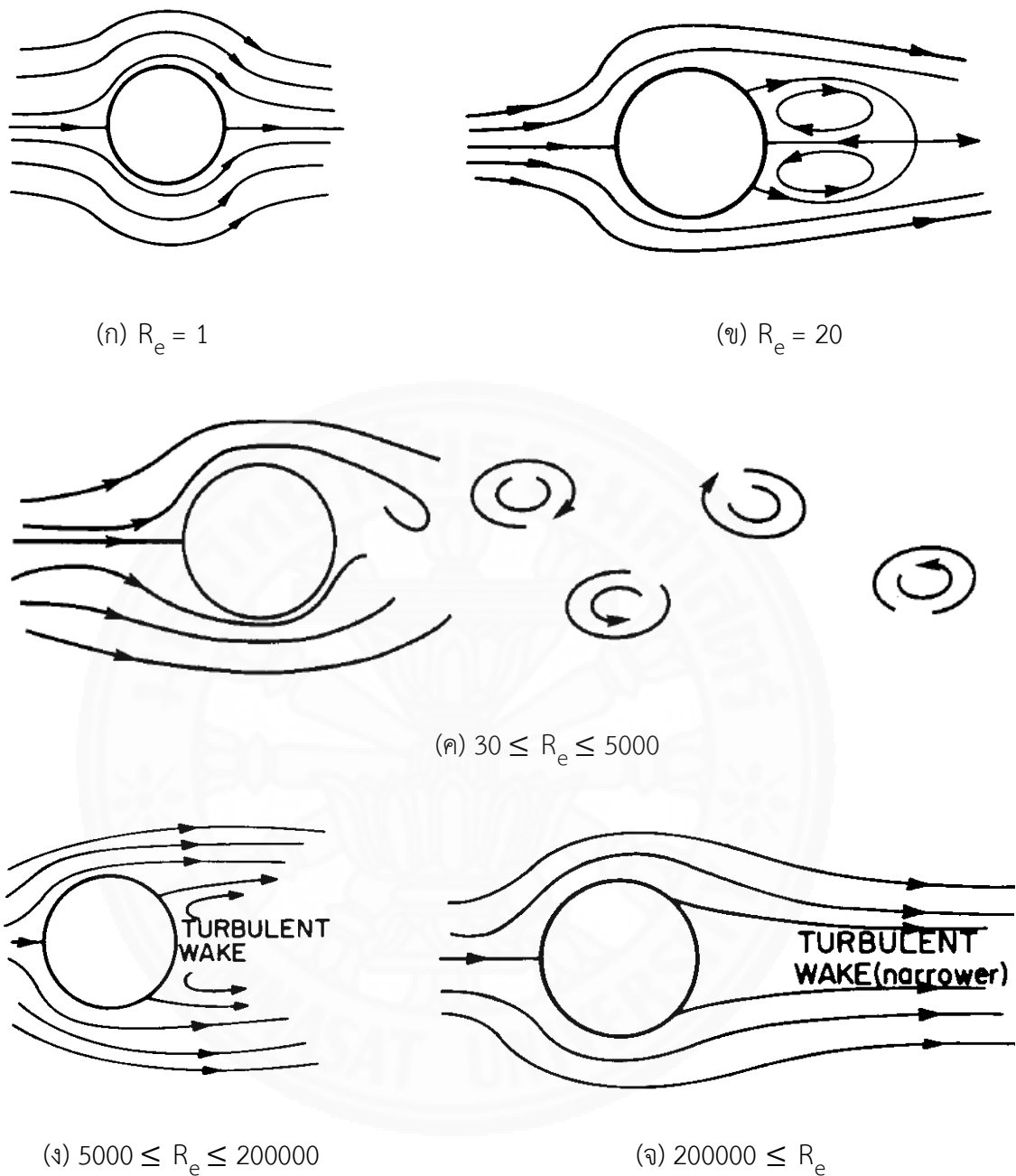
ρ คือ ความหนาแน่นของของเหลว

U คือ ความเร็วลม

D คือ ขนาดของวัตถุ

ν คือ Kinematics Viscosity

μ คือ Dynamic Viscosity



ภาพที่ 3.6 รูปแบบของระลอกลมที่ต่างกันออกไปตามค่าของ Reynolds number

(Simiu and Scanlan, 1986)

จากภาพที่ 3.6 (ก) ถึง (จ) พบว่าที่ค่า R_e ต่ำ ๆ จะยังไม่เกิดปรากฏการณ์ Vortex Shedding แต่เมื่อค่า R_e มีค่าสูงขึ้น กระแสลมเริ่มเกิดการแยกตัวหลังจากพัดผ่านวัตถุและเริ่มเกิด Vortex Shedding ขึ้น โดยการเกิดระลอกลมในลักษณะนี้ทำให้เกิดการผันผวนตลอดผิวสัมผัสของวัตถุ ซึ่งเป็นสาเหตุทำให้โครงสร้างเกิดการแกว่งไปมาและเกิดความดันที่ไม่สมดุลขึ้น

ส่งผลต่อการสั่นไหวและการบิดตัวของโครงสร้างจนอาจสูญเสียเสถียรภาพ และหากเกินขีดจำกัดที่รับได้จึงส่งผลให้โครงสร้างเกิดการพังทลายลงมาในที่สุด

3.2.2.2 Buffeting

ปรากฏการณ์ Buffeting เป็นผลกระทบที่เกิดจากการปั่นป่วนของลม (Turbulent Wind) ที่พัดเข้าหาโครงสร้าง โดยที่แรงลมดังกล่าวมีลักษณะขึ้นลงไปมาเมื่อเทียบกับเวลา กล่าวคือ พิจารณาจุดที่แรงลมมากระทำ ณ จุดหนึ่ง ขนาดของแรงลมนั้นมีการเปลี่ยนแปลงไปมา ซึ่งสามารถหาความเร็วลมออกมาให้อยู่ในรูปของความเร็วลมเฉลี่ยได้ (Mean Wind Speed) ทั้งนี้ ในแต่ละพื้นที่และภูมิภาคมีลักษณะของลมปั่นป่วนแตกต่างกันออกไป ความถี่ของแรงลมจึงแตกต่างกันด้วย หากความเร็วลมมีค่าความถี่เข้าใกล้กับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างจะส่งผลให้โครงสร้างเกิดการตอบสนองทางพลศาสตร์อย่างรุนแรง ซึ่งขนาดของความรุนแรงนี้ก็ขึ้นอยู่กับลักษณะของหน้าตัดที่รับแรงกระทำ

3.2.3 ผลการตอบสนองของโครงสร้างอาคาร

ปรากฏการณ์ Vortex Shedding เป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดการสั่นสะเทือนของสิ่งปลูกสร้าง หาก ค่าความถี่ของการเกิด Vortex Shedding มีค่าตรงกันกับค่าความถี่ของโครงสร้างอาคาร จะส่งผลทำให้เกิดการสั่นไหวที่แรงมากยิ่งขึ้น ซึ่งความเร็วลมที่ทำให้เกิดการตรงกันของความถี่นั้น เรียกว่า Critical Velocity หรือ ความเร็ววิกฤติ ช่วงของความเร็ววิกฤติที่อันตรายนั้นจะอยู่ที่ประมาณ 10 – 40 m/s เป็นช่วงที่ทำให้โครงสร้างเกิดการสั่นสะเทือนได้ ซึ่งอาคารที่ได้เลือกทำการศึกษามีความเร็วลมอยู่ในช่วง 16 m/s และมีโครงสร้างเป็นแบบทรงกระบอก จัดว่าอยู่ในช่วงที่ทำให้โครงสร้างมีปัญหาการสั่นไหว

วิธีในการคำนวณผลตอบสนองของโครงสร้างอาคารสูงชะลูดรูปทรงกระบอกต่อแรงที่กระทำในทิศทางขวางลม (Across Wind) ประกอบด้วย 2 วิธี ดังนี้

3.2.3.1 Sinusoidal Excitation Models

จากสมมติฐานของการเกิด Vortex Shedding ได้สร้างทฤษฎีของ Sinusoidal ที่กระทำบน โครงสร้างที่มีหน้าตัดเป็นวงกลมในแนวทิศทางขวางลม ซึ่งสามารถนำไปเชื่อมโยงกับงานวิจัยของ Scruton และงานวิจัยอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องได้ โดยวิธีแบบ Sinusoidal นี้ จะคิดแรงที่มากระทำกับโครงสร้างในรูปของ Negative Aerodynamic Damping กล่าวคือ damping ไปขยายแอมพลิจูดส่งผลให้เกิดการสั่นไหวที่แรงมากยิ่งขึ้น ข้อดีสำหรับการใช้โมเดลแบบ Sinusoidal คือ วิธีนี้สามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาในสถานการณ์ที่มีการสั่นสะเทือนรุนแรง และโครงสร้างมีการ “Locked-in” เกิดขึ้น

วิธี Sinusoidal นี้ พัฒนาโดย Rumman (1970) และ Ruscheweyh (1990) ซึ่งวิธีนี้จะแตกต่างกับวิธีที่ใช้ในโมเดลทางวิศวกรรมลมประเภทอื่น ๆ โดยโมเดลแบบ

Sinusoidal นั้นจะแตกต่างกับโมเดลแบบ Random ตรงที่จะมีการกำหนดสมการไว้ให้ใช้เลย และสมมติฐานของ Sinusoidal ยังสามารถนำไปสู่ผลตอบสนองที่เป็น Sine ได้อีกด้วย

สามารถพิสูจน์สูตรอย่างง่ายสำหรับหาค่าแอมพลิจูดสูงสุดของการสั่นไหวของโครงสร้างภายใต้แรงลมที่กระทำในทิศทางขวางลมเนื่องจากปรากฏการณ์ Vortex Shedding ได้ โดยมีสมมติฐานต่าง ๆ เหล่านี้

1. แรงกระทำในแนวทิศทางขวางลมแบบ Sinusoidal นั้น เปลี่ยนแปลงไปตามเวลาได้

2. แรงลมที่พัดผ่านในแต่ละทุก ๆ จุดของโครงสร้างมีความสัมพันธ์เป็นแบบ Full Correlation คือ พัดผ่านไปพร้อมกัน และ พัดผ่านกลับมาพร้อมกัน

3. สัมประสิทธิ์ที่เกิดจาก Fluctuating Cross Wind Force มีผลทำให้ค่าแอมพลิจูดมีค่าคงที่

สมมติฐานข้างต้นอาจยังไม่สมบูรณ์ทั้งหมดเมื่อพิจารณากับโครงสร้างอาคารที่มีการสั่นไหวภายใต้แรงลมธรรมชาติที่มีลักษณะลมค่อนข้างปั่นป่วน แต่สมการต่อไปนี้จะ เป็นประโยชน์สำหรับการคำนวณเบื้องต้นอย่างง่ายเพื่อแก้ไขปัญหาการสั่นสะเทือนที่เกิดจาก Vortex Shedding ดังต่อไปนี้

สมมติให้โครงสร้างมีการสั่น j โหมด โดยที่ j มีค่าตั้งแต่ 1 ถึง 2 จะได้สมการดังนี้

$$G_j \ddot{a} + C_j \dot{a} + K_j a = Q_j(t) \quad (3.35)$$

โดยที่

G_j คือ Modal Mass มีค่าเท่ากับ $\int_0^h m(z) \phi_j^2(z) dz$

C_j คือ Modal Damping

K_j คือ Modal Stiffness มีค่าเท่ากับ $2\pi n_j = \sqrt{\frac{K_j}{G_j}}$

$Q_j(t)$ คือ แรงภายนอกที่มากระทำ มีค่าเท่ากับ $\int_{z_1}^{z_2} f(z, t) \phi_j(z) dz$

a คือ Generalized Displacement

ในกรณีนี้ จะสมมติแรง Applied Force ให้เป็นแบบฮาร์โมนิก (Sinusoidal) ที่มีความถี่เป็นความถี่ของ Vortex Shedding (n_s) และเมื่อค่าความถี่ดังกล่าวมีค่า ตรงกันกับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง (n_j) จะทำให้เกิดการสั่นพ้องขึ้น ส่งผลให้เกิดค่าแอมพลิจูดสูงสุดของการสั่นนั่นเอง

สมการ Generalized Force สามารถเขียนได้ดังนี้

$$Q_j(t) = \int_{z_1}^{z_2} f(z,t)\phi_j(z)dz = \left(\frac{1}{2}\right)\rho_a C_L b \sin(2\pi n_j t + \Psi) \int_{z_1}^{z_2} \bar{U}^2(z)\phi_j(z)dz$$

$$= Q_{j,\max} \sin(2\pi n_j t + \Psi) \quad (3.36)$$

จากสมการด้านบนสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของ $Q_{j,\max}$ ได้ เมื่อ $Q_{j,\max}$ คือ ขนาดของแรงแบบ Generalized Force ที่ใช้ในการคำนวณหาแอมพลิจูดของผลตอบสนองของโครงสร้าง

$$Q_{j,\max} = \left(\frac{1}{2}\right)\rho_a C_L b \int_{z_1}^{z_2} \bar{U}^2(z)\phi_j(z)dz \quad (3.37)$$

ค่าแอมพลิจูดสูงสุดของการสั่นพ้องในระบบ Single Degree of Freedom สามารถเขียนได้ดังนี้

$$a_{\max} = \frac{Q_{j,\max}}{2K_j \eta_j} = \frac{Q_{j,\max}}{8\pi^2 n_j^2 G_j \eta_j} \quad (3.38)$$

โดยที่

η_j คือ Critical Damping Ratio สำหรับโหมดที่ j ใด ๆ มีค่าเท่ากับ $\frac{C_j}{2\sqrt{G_j K_j}}$

จากสมการที่ 3.38 เขียน a_{\max} ใหม่ ให้อยู่ในรูปดังนี้

$$a_{\max} = \frac{\left(\frac{1}{2}\right) \rho_a C_l b \int_{z_1}^{z_2} \bar{U}^2(z) \phi_j(z) dz}{8\pi^2 \eta_j^2 G_j \eta_j} = \frac{\rho_a C_l b^2 \int_{z_1}^{z_2} \phi_j(z) dz}{16\pi^2 G_j \eta_j St^2} \quad (3.39)$$

โดยที่

St คือ ค่า Strouhal number สำหรับ Vortex Shedding มีค่าเท่ากับ $St = \frac{n_s b}{\bar{U}(z_e)} = \frac{n_j b}{\bar{U}(z_e)}$

โดยค่า Strouhal number สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีหน้าตัดเป็นวงกลมอยู่ที่ประมาณ 0.2

ค่าแอมพลิจูดสูงสุดของการเสีรูปของโครงสร้าง แสดงไว้ในสมการที่

3.40

$$y_{\max}(z) = a_{\max} \phi_j(z) = \frac{\rho_a C_l b^3 \int_{z_1}^{z_2} \phi_j(z) dz}{16\pi^2 G_j \eta_j St^2} \quad (3.40)$$

สำหรับอาคารที่มีแรงกระทำสม่ำเสมอต่อหนึ่งหน่วยความสูงนั้น การคำนวณหาค่าการเสีรูปสูงสุดที่ยอดอาคาร ($z=h$) เพื่อความสะดวกจะใช้ $\phi(h)$ เท่ากับ 1 จากสมการที่ 3.40 ย้ายตัวแปร b หนึ่งตัวลงมาหาร y_{\max} เพื่อให้สมการอยู่ในรูปที่ไม่มีหน่วยจะได้

$$\frac{y_{\max}(h)}{b} = \frac{\rho_a C_l b^2 \int_{z_1}^{z_2} \phi_j(z) dz}{16\pi^2 G_j \eta_j St^2} = \frac{C_l \int_{z_1}^{z_2} \phi_j(z) dz}{4\pi S_c St^2 \int_0^h \phi_j^2(z) dz} \quad (3.41)$$

โดยที่

S_c คือ ค่า Scruton number หาได้จาก

$$S_c = \frac{4\pi m \eta_j}{\rho_a b^2} \quad (3.42)$$

จากสมการที่ 3.41 และ 3.42 แอมพลิจูดของการสั่นที่ยอดอาคารสำหรับอาคารที่มีแรงกระทำสม่ำเสมอในรูปแบบ Uniform นั้น สรุปเป็นสูตรสุดท้ายได้ดังนี้

$$\frac{y_{\max}}{b} = \frac{kC_l}{4\pi S_c St^2} \quad (3.43)$$

โดยที่

$$k \text{ คือ Mode Shape Of Vibration มีค่าเท่ากับ } \frac{\int_0^{z_1} \phi_j^2(z) dz}{\int_0^{z_2} \phi_j(z) dz}$$

ต่อมา Ruscheweyh (1990) ได้ทำการปรับปรุงสมการข้างต้นเพิ่มเติมโดยใช้ “Correlation Length” และ “Excitation Length” เข้ามา ซึ่งหมายถึง ค่าที่ใช้ในเรื่องของกระบวนการเกี่ยวกับการสั่น โดยสมการที่ปรับปรุงใหม่นี้ Ruscheweyh คิดค้นขึ้นเพื่อแก้ปัญหาแรงลมที่ไม่สมบูรณ์กันตลอดช่วงความสูงของโครงสร้าง และการเกิด Vortex Shedding นั้นจะเกิดขึ้นต่ำกว่าที่ความสูงของยอดอาคาร

Ruscheweyh ได้ทำการพิสูจน์สูตรง่าย ๆ ที่พัฒนามาจากสมการที่ 3.41 เพื่อนำไปใช้ในการประมาณหาค่าแอมพลิจูดสูงสุดของการสั่นสะเทือน ซึ่งทาง Eurocode (CEN, 1994) ก็ได้ใช้สมการนี้อยู่เช่นกัน

$$\frac{y_{\max}}{b} = K_w K_{C_{lat}} \left(\frac{1}{St^2} \right) \left(\frac{1}{S_c} \right) \quad (3.44)$$

โดยที่

y_{\max} คือ ค่าแอมพลิจูดสูงสุดของการสั่นสะเทือนที่ความเร็วลมวิกฤติ

K_w คือ สัมประสิทธิ์ Correlation Length

K คือ Mode Shape Factor

C_{lat} คือ สัมประสิทธิ์แรงกระทำทางด้านข้างในทิศทางขวางลม

3.2.3.2 Random Excitation Model

Random Excitation Model เป็นรูปแบบสำหรับประมาณผลตอบสนองของการเกิด Vortex Shedding วิธีนี้พัฒนาขึ้นมาในปีค.ศ. 1983 โดย Vickery และ Basu ในการประมาณการเสียรูปสูงสุดที่ยอดอาคารนั้น สามารถเขียนอัตราส่วนของเส้นผ่านศูนย์กลางสำหรับหน้าตัดรูปทรงสม่ำเสมอได้ดังนี้

$$\frac{\hat{y}}{b} = g \frac{[n_1 S_{cl}(n_1)]_2^1 \left(\frac{\rho a b^2}{m} \right)}{16 \pi^2 \eta^2 St^2} f(\phi) \quad (3.45)$$

โดยที่

S_{cl} คือ สัมประสิทธิ์ที่มาจาก Spectrum Density ของการเคลื่อนที่ในทิศทางขวางลมแบบ Generalized Force

$f(\phi)$ คือ Function Of Mode Shape

g คือ ค่า Peak Factor ซึ่งขึ้นอยู่กับความถี่ของการสั่นพ้อง โดยทั่วไปจะใช้อยู่ที่ 3.5 – 4

η คือ Critical Damping Ratio ซึ่งเป็นผลรวมมาจากทั้ง Structural และ Aerodynamic

จะเห็นได้ว่า การประมาณค่าการเสียรูปสูงสุดที่ยอดอาคาร (y_{max}) ในสมการที่ 3.45 นั้นเหมือนกันกับวิธีของ Sinusoidal ในสมการที่ 3.41 โดยผลตอบสนองที่ได้จากกรณีของ Sinusoidal นี้ จะเป็นส่วนกลับของ Damping ซึ่งแตกต่างกับวิธีของ Random ตรงที่ผลตอบสนองที่ได้จากวิธีของ Random จะเป็นสัดส่วนผกผันของรากที่สองของ Damping เนื่องจาก Spectrum Density ได้รวมผลจากการเกิด Correlation Length เข้าไปแล้ว กล่าวคือ คิดผลความไม่สมบูรณ์ของความสัมพันธ์ของแรงลมที่กระทำตลอดช่วงความสูงของโครงสร้าง สมมติฐานดังกล่าวจึงมีความสมบูรณ์มากกว่าวิธีของ Sinusoidal

ในขั้นตอนของ Vickery และ Basu นั้น Spectrum Density ของแรงที่กระทำในแนวขวางต่อความยาว (Local Lift Force) สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของ Gaussian function ได้ดังนี้

$$\frac{n S_l(n)}{\sigma_l^2} = \frac{(n/n_s)}{B\sqrt{\pi}} \exp \left[- \left(\frac{1-n/n_s}{B} \right)^2 \right] \quad (3.46)$$

โดยที่

B คือ Bandwidth Parameter

n_s คือ ค่าความถี่ของ Vortex Shedding

$S_L(n)$ คือ ค่า Spectrum Density ที่ความถี่ใด ๆ

ซึ่งฟังก์ชันของ Gaussian นี้ อยู่บนพื้นฐานของสมมติฐานของ Strouhal number และ Shedding Frequency ที่เปลี่ยนแปลงไปตามค่าของความเร็วลม โดยลมพัดภูมิภาค (Large Scale) จะทำให้เกิดการแปรปรวนประเภท Gaussian สำหรับความเร็วลมรอบค่าเฉลี่ยของตัวเอง

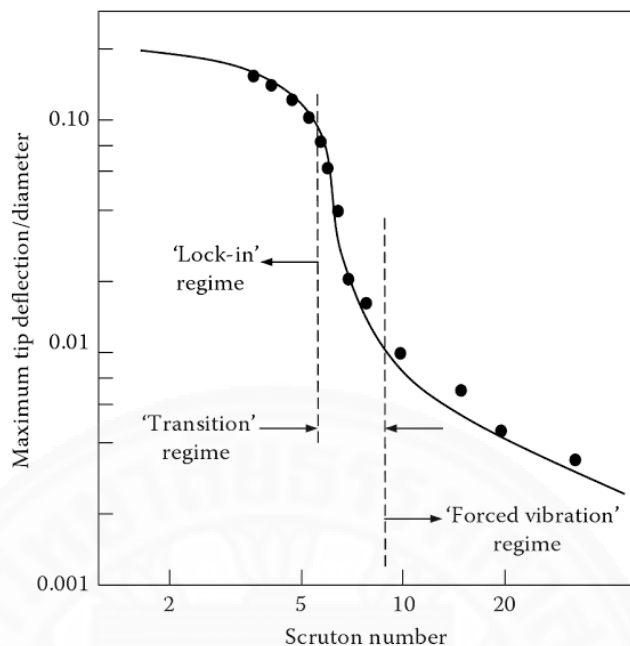
ปรากฏการณ์ “Lock-In” เกิดจากค่าความถี่ของ Vortex Shedding ล็อคติดไปกับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง ส่งผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของขนาดของแรงในทิศทางขวางลม และไปเพิ่มความสัมพันธ์ Correlation Length ให้กับโครงสร้าง นอกจากนี้ Vickery และ Basu ยังได้จัดการรวมผลที่เป็น Non-Linear , Amplitude Dependent และ Aerodynamic Damping เข้าไปในวิธี Random Excitation Model นี้ด้วย

จากสมการที่ 3.45 จึงนำมาเขียนใหม่ได้เป็น

$$\frac{\dot{y}}{b} = \frac{A}{\left[\left(\frac{S_c}{4\pi} \right) - K_{ao} \left(1 - \frac{y^2}{y_L^2} \right) \right]^{1/2}} \quad (3.47)$$

สมการข้างต้นใช้ในการนิยามผลตอบสนองของโครงสร้าง ซึ่งมีรูปแบบของพฤติกรรม 3 ประเภท ดังนี้

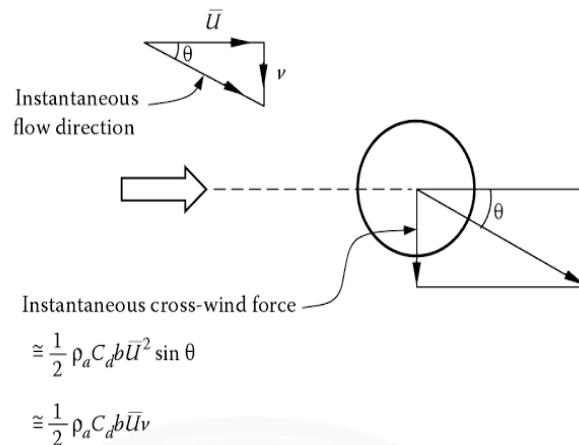
1. ผลตอบสนองมีพฤติกรรมของแรงแบบสุ่ม โดยจะเกิดขึ้นกับบริเวณที่มี Scruton number สูงๆ
2. ผลตอบสนองเกิดขึ้นในช่วงปรากฏการณ์ Lock - in โดยจะเกิดขึ้นเมื่อค่า Scruton number ต่ำๆซึ่งผลตอบสนองดังกล่าวจะได้รับอิทธิพลมาจาก จาก Negative Aerodynamic Damping และเป็นช่วงที่ไม่ขึ้นอยู่กับค่า A ในสมการ
3. ผลตอบสนองเกิดขึ้นอยู่ในช่วงกลางระหว่างสองปรากฏการณ์ข้างบน เมื่อนำพฤติกรรมของผลตอบสนองทั้ง 3 ประเภทมาเปรียบเทียบกับข้อมูลที่ได้จากการทดลองของปล่องทรงกระบอก จะได้ช่วงของผลตอบสนองดังแสดงในภาพด้านล่าง



ภาพที่ 3.7 พฤติกรรมของผลตอบสนองสำหรับการสั่นไหวในทิศทางขวางแนวลม
ของปล่องทรงกระบอก

หากป้อนตัวแปรนำเข้าที่มีความเหมาะสม วิธีที่ Vickery และ Basu ได้คิดค้นขึ้นมานั้นจะสามารถนำไปปรับใช้ได้กับโครงสร้างจริงใด ๆ ซึ่งโครงสร้างดังกล่าวต้องมีลักษณะคงที่และมีหน้าตัดคู่เข้าเล็กน้อย โดยจะได้รับการปรับแก้ให้ตรงกับผลตอบสนองของ Vortex Shedding ของปล่องคอนกรีตขนาดใหญ่

เมื่อมีการประมาณพฤติกรรมของอาคารในสภาพจริงที่มีชั้นบรรยากาศแบบปั่นป่วน จำเป็นจะต้องคำนึงถึงผลของแรงปั่นป่วนทางด้านข้างด้วย ตามภาพที่ ผลกระทบของแรงปั่นป่วนทางด้านข้างสำหรับทิศทางลมในขณะใดขณะหนึ่งนั้น จะมีมุมเกิดขึ้น ซึ่งมุมดังกล่าวขึ้นอยู่กับความเร็ว U และ v และแรงที่นำมาพิจารณานี้จะเป็นแรงในทิศทางขวางกับแนวลม



ภาพที่ 3.8 การเกิดลมและแรงในทิศทางขวางกับแนวลมซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากแรงปั่นป่วนทางด้านข้าง

Vickery และ Basu ได้พัฒนาวิธีที่เหมาะสมในการประมาณผลรวมของผลตอบสนองในทิศทางขวางแนวลมของโครงสร้างจริงในชั้นบรรยากาศ โดยใช้สมการดังต่อไปนี้สำหรับหาค่าเฉลี่ยกำลังสอง (Mean Square) สำหรับโหมดที่ j ใด ๆ

$$\frac{1}{a_j} = \frac{\pi n_j [S_{l,v}(n_j) + S_{l,t}(n_j)]}{4K_j^2 (\eta_s + \eta_a)} = \frac{S_{l,v}(n_j) + S_{l,t}(n_j)}{(4\pi n_j)^3 G_j^2 (\eta_s + \eta_a)} \quad (3.48)$$

โดยที่

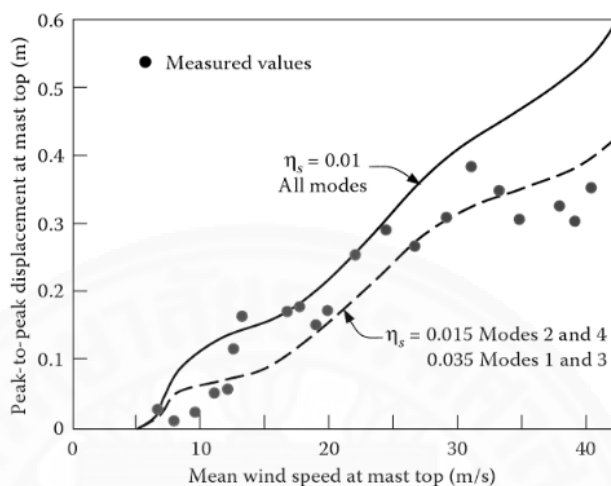
$S_{l,v}(n_j)$ คือ ค่า Spectrum Density ที่คำนวณ ณ ค่าความถี่ธรรมชาติของแรงในทิศทางขวางกับแนวลมเนื่องจาก Vortex Shedding

$S_{l,t}(n_j)$ คือ ค่า Spectrum Density ที่คำนวณ ณ ค่าความถี่ธรรมชาติของแรงในทิศทางขวางกับแนวลมเนื่องจากแรงปั่นป่วนทางด้านข้าง (Lateral Turbulence)

โดยสมการที่ 3.48 ตั้งอยู่บนพื้นฐานของสมมติฐานที่ว่า Spectrum Density จะเป็นค่าคงที่ตลอดช่วงของการสั่นพ้อง

เมื่อเปรียบเทียบการเสียวรูปจากยอดถึงยอดของอาคาร Emley Moor ซึ่งมีความสูง 330 เมตร โดยใช้วิธีการคำนวณแบบ Random พบว่า ผลที่ได้จากการคำนวณโดยวิธีดังกล่าวนั้นเข้าใกล้กับวิธีของ Vickery และ Basu ดังแสดงในภาพที่ 3.9 โดยในการคำนวณจะคิดที่

สี่โหมดแรกของการสั่นเท่านั้น แต่ก็อาจมีความคลาดเคลื่อนเนื่องจากการเลือกใช้ค่า Structural Damping ที่เหมาะสม อย่างไรก็ตามวิธีการดังกล่าวก็จัดว่าให้ผลลัพธ์ที่ค่อนข้างสอดคล้อง



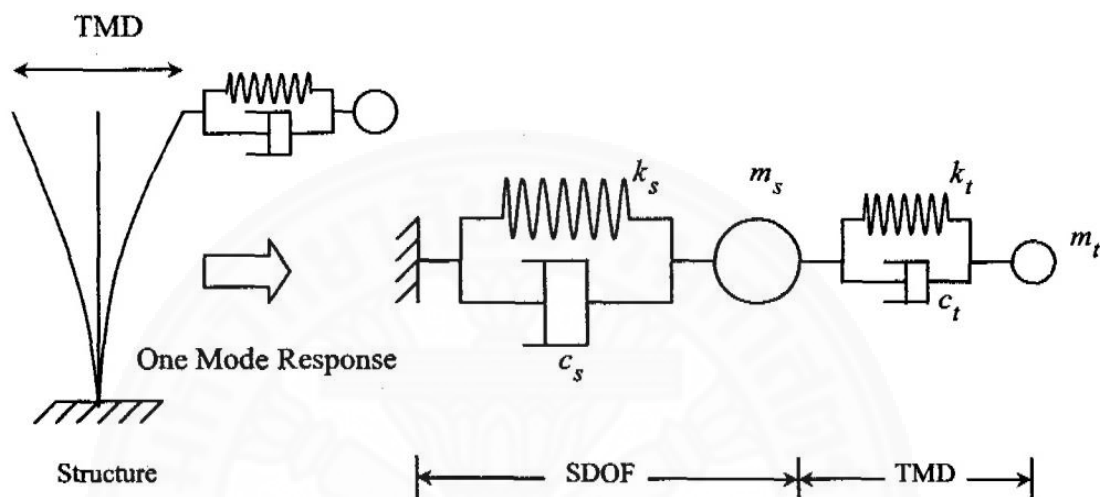
ภาพที่ 3.9 การเปรียบเทียบผลตอบสนองในทิศทางขวางแนวมุมที่ได้จากการตรวจวัดของอาคาร Emley Moor

3.3 การควบคุมการสั่นสะเทือนของโครงสร้าง (Vibration Control)

3.3.1 กลไกในการทำงานของตัวควบคุม

ในการออกแบบตัวควบคุมผลตอบสนองของโครงสร้างนั้น สามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ แบบ Passive Control และ แบบ Active Control โดยที่การออกแบบประเภท Active Control นั้น จะลดผลตอบสนองของโครงสร้างได้ดีกว่าเนื่องจากการติดตั้ง Sensor เพื่อหาแรงจากภายนอกก่อนที่จะเข้ามากระทำกับโครงสร้าง จากนั้นจึงใส่แรงให้โครงสร้างเพื่อต้านแรงจากภายนอกที่จะเข้ามากระทำ ณ เวลาต่างๆ จึงทำให้ลดผลตอบสนองลงไปได้มาก แต่ข้อเสียของการออกแบบประเภทนี้คือต้องใช้เทคโนโลยีขั้นสูง มีความสลับซับซ้อนในการออกแบบและเสียค่าใช้จ่ายจำนวนมาก ในที่นี้จึงเลือกใช้วิธีการควบคุมผลตอบสนองของโครงสร้างแบบ Passive Control โดยใช้ระบบ Tune Mass Damper (TMD) เป็นตัวควบคุม เพราะสามารถออกแบบได้ง่าย ราคาไม่แพง และมีประสิทธิภาพในการทำงานอยู่ในระดับที่ดี ตัวควบคุมของระบบ TMD จะประกอบไปด้วย มวล (m_t) สปริง (k_t) และ ตัวหน่วง (c_t) ดังภาพที่ 3.10 หน้าที่สำคัญของ TMD คือ สลายพลังงานการสั่นสะเทือนของโครงสร้างโดยอาศัย dash-pot เป็นตัวช่วยในการลดการสั่นสะเทือน ข้อดีของระบบนี้คือ ไม่ต้องการฐานยึดอีกด้านหนึ่งของตัวหน่วงสำหรับการติดตั้ง จึงมักไม่ค่อยมีปัญหาในเรื่องของการ

ติดตั้งและไม่มีควมสลับซับซ้อนในการออกแบบมากนัก ทั้งนี้ ในการสลายพลังงานการสั่นให้มีประสิทธิภาพนั้น จำเป็นที่จะต้องทราบถึงความสัมพันธ์ของการตอบสนองของความเร็วของ TMD และการปรับจูนค่าความถี่ธรรมชาติของ TMD ให้มีค่าใกล้เคียงกับค่าความถี่ของการสั่นสะเทือนในโครงสร้าง



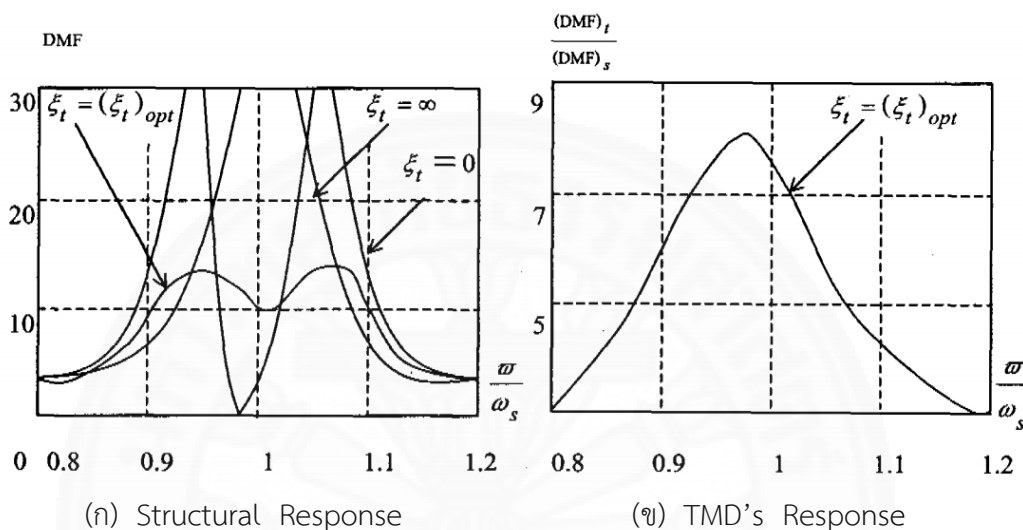
ภาพที่ 3.10 ระบบ TMD ที่ติดกับโครงสร้าง

จากกลไกการทำงานของระบบ TMD นั้น ก่อให้เกิดระบบทุติยภูมิ (Secondary System) คือ การสั่นของมวลท่วงเพื่อที่จะสลายพลังงานการสั่นของโครงสร้าง ซึ่งในการที่จะทำให้ออกมาจากการสั่นของ TMD มีประสิทธิภาพนั้นจำเป็นต้องพิจารณาความถี่ธรรมชาติของระบบ TMD ให้มีความเหมาะสม โดยความถี่ที่เหมาะสมคือความถี่ที่ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง หากระบบ TMD มีความถี่ที่เหมาะสมก็จะสามารถสลายการสั่นได้มากยิ่งขึ้น ในทำนองเดียวกัน ค่า Damping ที่อยู่ในระบบ TMD ก็ต้องมีความเหมาะสมด้วย หาก Damping มีค่าน้อยเกินไป ระบบก็จะสลายพลังงานในการสั่นได้น้อย และหากมีค่ามากเกินไปจะเสมือนกับนำก้อนวัตถุติดเข้าไปกับระบบ ระบบ TMD ก็จะไม่ทำงาน ดังนั้น จึงจำเป็นต้องมีการทำ Optimize Control เพื่อที่จะทำให้ระบบ TMD ที่ทำการออกแบบนั้นมีประสิทธิภาพสูงสุด

3.3.2 การออกแบบระบบ TMD ให้มีประสิทธิภาพสูงสุด (Optimization Control)

เพื่อให้ง่ายต่อความเข้าใจจะพิจารณาโครงสร้างแบบ SDOF ที่ถูกแรงภายนอกแบบ Harmonic มากกระทำ จากนั้นจึงทำการออกแบบระบบ TMD เพื่อควบคุมผลตอบสนองนั้น โดยจะแสดงให้เห็นถึงการเปรียบเทียบค่า Damping ในระบบ TMD ทั้งที่มีความเหมาะสมและไม่มี

ความเหมาะสมนั้นว่าจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างในลักษณะอย่างไร ดังแสดงในภาพที่ 3.11 (ก) เป็นการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความถี่ธรรมชาติของแรงภายนอกที่มากกระทำ ($\bar{\omega}$) หารด้วยความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง (ω) กับค่า Dynamic Magnification Factor (DMF) ของผลการตอบสนองของโครงสร้าง และในภาพที่ 3.11 (ข) แสดงผลตอบสนองของตัว TMD



ภาพที่ 3.11 ผลตอบสนองของโครงสร้างในรูปของค่า DMF เมื่อมีแรงภายนอก ความถี่ต่าง ๆ เข้ามากระทำและผลตอบสนองของตัว TMD

จากภาพที่ 3.11 Mass ratio (μ) กำหนดให้มีค่า 0.01 , Tuning ratio (γ) เลือกให้มีค่าที่เหมาะสมที่สุด และค่า Damping ratio (ζ) ที่แตกต่างกันทั้งสามค่าของ TMD จะเห็นได้ว่าหากค่า Damping ratio ในระบบ TMD มีค่ามากเกินไปจะเสมือนกับว่าโครงสร้างมีมวลของ TMD เพิ่มเข้ามา ก็จะส่งผลให้ระบบไม่สามารถทำงานได้ และในทางตรงกันข้าม หากค่า Damping ratio ในระบบ TMD มีค่าน้อยเกินไป ระบบก็จะทำงานได้อย่างไม่มีประสิทธิภาพโดยโครงสร้างจะมีการแยกความถี่ออกมาแต่ไม่สามารถลดผลตอบสนองที่เกิดขึ้นได้ ดังนั้นจึงต้องทำการหาค่า Damping ratio ที่เหมาะสมที่สุดเพื่อให้ระบบมีประสิทธิภาพสูงสุด ซึ่งพิจารณาจาก Response Curve ที่ได้จากการติดตั้ง TMD โดยกำหนด Fixed Point สองจุดให้อยู่ในระดับเดียวกันและทำให้ Response Curve ดังกล่าวมีลักษณะราบที่สุด ทั้งนี้ เกณฑ์ในการออกแบบ TMD และพารามิเตอร์ต่าง ๆ ให้เหมาะสมนั้นจะแตกต่างกันออกไปในแง่ของการสั่นอันเนื่องมาจากแรงภายนอกที่มากกระทำแตกต่างกัน โดยตารางที่ 3.2 จะแสดงค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการออกแบบระบบ TMD สำหรับโครงสร้างที่มีค่า Damping ratio น้อยมากหรือไม่มีเลยสำหรับการสั่นของโครงสร้างที่แตกต่างกัน

ออกไป ซึ่งค่าพารามิเตอร์ทั้งหมดนี้ถูกจัดให้อยู่ในรูปของฟังก์ชัน Mass ratio และจะสมมติให้ Mass ratio มีค่าน้อยมาก ($\mu < 1$) ซึ่งปกติจะเลือกใช้ที่ค่าระหว่าง 0.01 ถึง 0.03 เพราะหากเลือกต่ำกว่าช่วงดังกล่าว ระบบจะไม่สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ และในทางตรงกันข้าม หากเลือกใช้ที่ค่ามากเกินไปจะเป็นการเพิ่มภาระให้กับโครงสร้างจนมากเกินไปจนความจำเป็น

ตัวแปรพื้นฐานที่สำคัญสำหรับการพิจารณาเพื่อออกแบบระบบ TMD ที่อยู่ในรูปของ Non-Dimensional คือ

$$\mu = \frac{m_T}{m_S} \quad (3.49)$$

$$\gamma = \frac{\omega_T}{\omega_S} \quad (3.50)$$

$$\xi = \frac{c_T}{2m_T\omega_n} \quad (3.51)$$

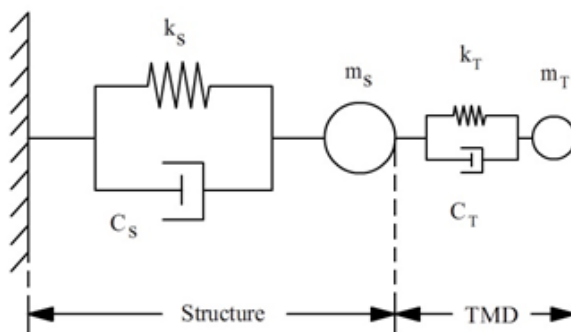
โดยที่

μ คือ Mass ratio อัตราส่วนมวลของ TMD ต่อมวลของโครงสร้าง

γ คือ Tuning ratio อัตราส่วนความถี่ธรรมชาติของ TMD ต่อความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง

ξ คือ Damping ratio อัตราส่วนความหน่วงของ TMD

ประโยชน์หลักของระบบ Tuned Mass Damper คือ การสลายพลังงานการสั่นไหวของโครงสร้าง ซึ่งเป็นการควบคุมการสั่นไหวของโครงสร้างแบบ Dynamic Damper ประกอบด้วยมวล (m_T), สปริง (k_T) และตัวหน่วง (c_T) ดังแสดงในภาพที่ 3.12



ภาพที่ 3.12 แบบจำลองโครงสร้างและระบบ TMD

โดยที่

k_S คือ ค่าสติฟเนสของโครงสร้างหลัก

k_T คือ ค่าสติฟเนสของระบบมวลหน่วง

m_S คือ มวลของโครงสร้างหลัก

m_T คือ มวลของระบบมวลหน่วง

c_S คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของโครงสร้างหลัก

c_T คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของระบบมวลหน่วง

สมการการเคลื่อนที่ของสมดุลพลังงาน

$$\frac{d}{dt}(E_{kin} + E_{pot}) = -D \quad (3.52)$$

เมื่อเทอมของพลังงานคือ

$$E_{kin} = \frac{1}{2}m_0\dot{x}_0^2 + \frac{1}{2}m(\dot{x}_0 + \dot{x}_d)^2 \quad (3.53)$$

$$E_{pot} = \frac{1}{2}k_0x_0^2 + \frac{1}{2}kx_d^2 \quad (3.54)$$

$$D = c\dot{x}_d^2 \quad (3.55)$$

จะได้สมการ

$$m_0\ddot{x}_0 + m(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_d) + k_0x_0 = P(t) \quad (3.56)$$

$$m(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_d) + c\dot{x}_d + kx_d = P(t) \quad (3.57)$$

ตัวหน่วงในระบบ TMD จะมีคุณสมบัติต้านทานการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ส่งผลให้ระดับของการสั่นสะเทือนลดลง รวมทั้งทำให้ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างแตกต่างจาก โครงสร้างที่ไม่มีความหน่วง

จากกฎการเคลื่อนที่ข้อที่สองของนิวตัน เมื่อพิจารณาผลของความหน่วงสามารถ แสดงสมการได้ดังนี้

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (3.58)$$

จัดรูปสมการ

$$\ddot{x} + 2\xi\omega_n\dot{x} + \omega_n^2x = 0 \quad (3.59)$$

เมื่อ

$$\xi = \frac{c_T}{c_{cr}} = \frac{c_T}{2m_T\omega_n} \quad (3.60)$$

ค่า ξ ในที่นี้คือ อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) และค่า $c_{cr} = 2m_T\omega_n$ คือ สัมประสิทธิ์การหน่วงวิกฤติ (Critical Damping Coefficient) ของตัวหน่วงซึ่ง สามารถจำแนกได้ตามค่าของ ξ โดยที่ค่า Damping Ratio สามารถแบ่งออกได้เป็นสามประเภทตาม ระดับของอัตราส่วนมวลหน่วง ดังนี้

1. Critical Damped System คือ ระบบที่มีค่า ξ เท่ากับ 1 หรือมีค่า $c = c_{cr}$
2. Underdamped System คือ ระบบที่มีค่า ξ น้อยกว่า 1 หรือมีค่า $c < c_{cr}$
3. Overdamped System คือ ระบบที่มีค่า ξ มากกว่า 1 หรือมีค่า $c > c_{cr}$

ในการออกแบบตัวหน่วงสำหรับระบบ TMD นั้น โดยทั่วไปมักใช้สมมติฐานของพฤติกรรมของตัวหน่วง (Damper) ซึ่งมีคุณสมบัติเชิงเส้นและความเร็วของการเคลื่อนที่ โดยแรงหน่วง (Damping Force) จะแปรผันตามความเร็วในการสั่นสะเทือนของระบบ สามารถอธิบายได้จากสมการที่ 3.61

$$f_D = c_T \dot{u} \quad (3.61)$$

โดยที่

f_D คือ แรงหน่วงที่เกิดขึ้นในตัวหน่วง

\dot{u} คือ ความเร็วของการเคลื่อนที่

ระบบ Tune Mass Damper จะทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพนั้น ความถี่ธรรมชาติของ TMD ต้องมีความสอดคล้องกับความถี่ธรรมชาติของอาคาร มีการสั่นไปด้วยกัน และควรเลือกออกแบบอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ให้เหมาะสม ไม่มากหรือน้อยเกินไป หากอัตราส่วนมวลหน่วงมีค่าน้อย การลดการสั่นของอาคารจะเกิดขึ้นน้อย ในทำนองเดียวกัน หากอัตราส่วนมวลหน่วงมีค่ามากเกินไป มวลของ TMD จะเคลื่อนตัวได้น้อย ส่งผลให้การทำงานของระบบ TMD ไม่มีประสิทธิภาพเท่าที่ควร ดังนั้น หากต้องการควบคุมผลการตอบสนองตลอดจนการสั่นไหวของโครงสร้างโดยใช้ระบบ TMD ให้มีประสิทธิภาพสูงสุดนั้น จำเป็นต้องเลือกค่า Optimum TMD นั้นคือ ค่าความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนมวลหน่วงให้เหมาะสมกับโครงสร้าง

ตารางที่ 3.2 แสดง Closed-form-formula ที่ใช้ในการกำหนดค่า Tuning ratio (γ_{opt}) และ Damping ratio (ζ_T)_{opt} ที่เหมาะสมของ TMD สำหรับการกระตุ้นแบบต่าง ๆ ได้แก่ (1) Free vibration หรือการสั่นแบบอิสระ (2) Harmonic force กระทำกับมวลโครงสร้าง ส่วนใหญ่เป็นแรงกระทำเนื่องจากการทำงานของเครื่องจักร (3) Random force หรือแรงกระทำแบบสุ่ม เป็นแรงกระทำทางธรรมชาติ เช่น แรงแลม กระทำกับมวลของโครงสร้าง และ (4) Random acceleration หรือความเร่งแบบสุ่มเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวที่กระทำอยู่พื้นฐานของโครงสร้าง โดยที่ $\Delta \xi_{eq}$ (Equivalent Added Damping ratio) คือ Damping ratio เทียบเท่าที่เพิ่มขึ้นในโครงสร้าง

ตารางที่ 3.2 Closed-form-formula สำหรับ Optimal Design Parameters

Condition	Free Vibration	Harmonic force	Random force	Random acceleration
Objective	Maximum modal damping ratio	Equal and maximum fixed points of DMF	Mean square of Structure response	Mean square of Structure response
γ_{opt}	$\frac{1}{1+\mu}$	$\frac{1}{1+\mu}$	$\frac{\sqrt{1+\mu/2}}{1+\mu}$	$\frac{\sqrt{1-\mu/2}}{1+\mu}$
$(\xi_T)_{opt}$	$\sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$	$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu \left(1 + \frac{3\mu}{4}\right)}{(1+\mu) + \left(1 + \frac{\mu}{2}\right)}}$	$\sqrt{\frac{\mu \left(1 - \frac{\mu}{4}\right)}{4(1+\mu) \left(1 - \frac{\mu}{2}\right)}}$
$\Delta\xi_{eq}$	$\frac{\sqrt{\mu}}{2}$	$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu}{2+\mu}}$	$\frac{1}{4} \sqrt{\frac{\mu(1+\mu)}{1+3\mu/4}}$	$\frac{1}{4} \sqrt{\frac{\mu}{(1+\mu)^3 \left(1 - \frac{\mu}{4}\right)}}$

3.4 การวิเคราะห์ฟูเรียร์

3.4.1 ไซน์ซอยด์และฟังก์ชันเอ็กซ์โพเนนเชียลเชิงซ้อน (Sinusoid and Complex Exponential Function)

ไซน์ซอยด์ (Sinusoid) คือการเปลี่ยนแปลงในรูปของโคไซน์ฟังก์ชันหรือไซน์ฟังก์ชัน ดังสมการที่ 3.62

$$f(x) = A \cos(\omega x + \phi) \quad (3.62)$$

ไซน์ซอยด์ประกอบไปด้วยพารามิเตอร์ที่เปลี่ยนแปลงได้อยู่ 3 ตัว คือ แอมพลิจูด (Amplitude, A) แสดงความสูงในการแกว่งตัวของไซน์ซอยด์, เฟส (Phase, ϕ) แสดงถึงตำแหน่งเริ่มต้นของการแกว่งขณะที่ $x = 0$ และความเร็วเชิงมุม (Angular Frequency, ω) แสดงถึง

ความเร็วในการแกว่งขึ้นลงของไซน์ซอยด์ โดยจะสัมพันธ์กับความถี่ (Frequency, F) และคาบ (Period, T) ของไซน์ซอยด์ ดังสมการที่ 3.63

$$\omega = 2\pi F = \frac{2\pi}{T} \quad (3.63)$$

โดยที่ความถี่ของไซน์ซอยด์ หมายถึง จำนวนรอบที่ซ้ำกันของฟังก์ชันในช่วงหนึ่งหน่วยของค่า x และคาบของไซน์ซอยด์ หมายถึง ฟังก์ชันซ้ำกันทุก ๆ ค่าใดค่าหนึ่งของช่วงค่า x หรือ $f(x + T) = f(x)$

จากสูตรของออยเลอร์ (Euler's Formula) สามารถเขียนการเปลี่ยนแปลงในรูปแบบไซน์ซอยด์ที่อยู่บนระนาบเชิงซ้อนให้อยู่ในรูปของฟังก์ชันเอ็กโพเนนเชียลเชิงซ้อน (Complex Exponential Function) ได้ดังสมการที่ 3.64

$$f(x) = Ae^{j(\omega x + \phi)} = A \cos(\omega x + \phi) + j \cdot A \sin(\omega x + \phi) \quad (3.64)$$

โดยที่ A , ϕ และ ω คือ แอมพลิจูด, เฟส และความเร็วเชิงมุมในการเปลี่ยนแปลงของฟังก์ชันบนระนาบเชิงซ้อน

3.4.2 อนุกรมฟูรีเยร์ (Fourier Series)

อนุกรมฟูรีเยร์เป็นเครื่องมือทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หรือแยกองค์ประกอบทางความถี่สำหรับฟังก์ชันต่อเนื่องที่เป็นคาบ $f(x)$ ใด ๆ หาก $f(x)$ เป็นฟังก์ชันที่มีคาบเท่ากับ $2L$ และ x เป็นตัวแปรที่ต่อเนื่องแล้ว $f(x)$ สามารถเขียนในรูปผลรวมเชิงเส้นของไซน์ซอยด์ที่มีความถี่ไม่ต่อเนื่องได้ดังสมการที่ 3.65

$$f(x) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left[a_n \cos\left(\frac{n\pi x}{L}\right) + b_n \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \right] \quad (3.65)$$

โดยที่ a_0 , a_n และ b_n เป็นค่าคงที่ คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของการรวม สามารถหาได้จาก

$$a_0 = \frac{1}{2L} \int_{-L}^L f(x) dx \quad (3.66)$$

$$a_n = \frac{1}{L} \int_{-L}^L f(x) \cos\left(\frac{n\pi x}{L}\right) dx \quad (3.67)$$

$$b_n = \frac{1}{L} \int_{-L}^L f(x) \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) dx \quad (3.68)$$

และหากฟังก์ชันคาบดังกล่าวมีลักษณะเป็นฟังก์ชันคู่ (Even Function) หรือฟังก์ชันคี่ (Odd Function) ค่าของ a_0 , a_n และ b_n มีเงื่อนไขและคุณสมบัติดังแสดงในตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 3.3 เงื่อนไขและคุณสมบัติตามประเภทของฟังก์ชัน

ฟังก์ชัน	เงื่อนไข	คุณสมบัติ
คู่ (Even Function)	$f(x) = f(-x)$	$b_n = 0$
คี่ (Odd Function)	$f(x) = -f(-x)$	$a_0 = a_n = 0$

จากสมการ (3.66) จะเห็นได้ว่า $f(x)$ ที่เต็มมีคาบ $2L$ นั้นหรือมีความถี่มูลฐาน (Fundamental Frequency) สามารถเขียนแทนได้ด้วยอนุกรมอนันต์ของโคไซน์ฟังก์ชันและไซน์ฟังก์ชันที่มีความถี่เท่ากับ $\frac{n}{2L}$ ได้ เมื่อ $n = 1, 2, 3, \dots$ นั่นคือ โคไซน์ฟังก์ชันและไซน์ฟังก์ชันที่มีความถี่ n เท่าของความถี่มูลฐานของ $f(x)$ นั้นเอง และเรียกโคไซน์ฟังก์ชันและไซน์ฟังก์ชันเหล่านี้ว่าเป็นฮาร์โมนิกที่ n (n -th Harmonic) ของ $f(x)$

3.4.3 การแปลงฟูรีเยร์ (Fourier Transform)

การแปลงฟูรีเยร์ ใช้ในการวิเคราะห์ห้วงค์ประกอบทางความถี่สำหรับฟังก์ชันต่อเนื่อง (Continuous Function) สำหรับฟังก์ชัน $f(x)$ ใดๆ หาก x เป็นตัวแปรที่ต่อเนื่อง สามารถเขียน $f(x)$ ในรูปผลรวมเชิงเส้นของฟังก์ชันเอกซ์โพเนนเชียลเชิงซ้อนด้วยองค์ประกอบความถี่ที่ต่อเนื่องได้ดังสมการ

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega x} d\omega \quad (3.69)$$

โดยเรียก $F(\omega)$ ว่าเป็นผลการแปลงฟูเรียร์ของ $f(x)$ หรือ สเปกตรัม (Spectrum) เมื่อ ω เป็นความเร็วเชิงมุม ซึ่งเป็นค่าที่ต่อเนื่องโดย $F(\omega)$ สามารถหาได้จาก

$$F(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} f(x) e^{-i\omega x} dx \quad (3.70)$$

$F(\omega)$ ที่ได้นี้สามารถเป็นจำนวนเชิงซ้อนได้ จึงเขียน $F(\omega)$ ให้อยู่ในรูปของ พิกัดเชิงขั้ว (Polar Form) ได้ดังสมการ

$$F(\omega) = |F(\omega)| e^{izF(\omega)} \quad (3.71)$$

โดยเรียก $|F(\omega)|$ ว่า สเปกตรัมเชิงขนาด (Magnitude Spectrum) และเรียก $\angle F(\omega)$ ว่า สเปกตรัมเชิงมุม (Phase Spectrum)

3.4.4 การแปลงฟูเรียร์แบบไม่ต่อเนื่อง (Discrete Fourier Transform)

ในการวิเคราะห์ความถี่โดยใช้คอมพิวเตอร์ที่มีการคำนวณค่าแบบไม่ต่อเนื่องนั้น มักมีการนำการแปลงฟูเรียร์แบบไม่ต่อเนื่องมาช่วย โดยการแปลงฟูเรียร์แบบไม่ต่อเนื่องนั้นใช้สำหรับการวิเคราะห์ความถี่ของฟังก์ชันที่ไม่ต่อเนื่อง หรือสามารถเขียนได้ในรูปลำดับของตัวเลข f_n โดยที่ n เป็นจำนวนเต็ม และผลลัพธ์ของการแปลงนั้นจะออกมาในรูปของฟังก์ชันที่ไม่ต่อเนื่อง F_k โดยที่ k เป็นจำนวนเต็มเช่นเดียวกัน หากให้ f_n เป็นลำดับของตัวเลขใด ๆ ที่มีความยาวจำกัดเท่ากับ N และ $n \in [0, N-1]$ สามารถเขียนลำดับนั้นให้อยู่ในรูปผลรวมเชิงเส้นของฟังก์ชันเอ็กซิโพเนนเชียลเชิงซ้อน ที่มีองค์ประกอบความถี่ที่ไม่ต่อเนื่องได้ดังสมการ

$$f_n = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} F_k e^{i \frac{2\pi nk}{N}} \quad (3.72)$$

โดยเรียกลำดับของตัวเลข F_k ว่าเป็นผลการแปลงฟูเรียร์แบบไม่ต่อเนื่องของ f_n และสามารถหาค่า F_k ได้จาก

$$F_k = \sum_{n=0}^{N-1} f_n e^{-i \frac{2\pi nk}{N}} \quad (3.73)$$

เมื่อ k เป็นจำนวนเต็ม และ F_k ที่ได้จะเป็นลำดับที่เป็นคาบโดยมีคาบเท่ากับ N เช่นเดียวกัน นั่นคือ $F_k = F_{k+N}$

3.5 เกณฑ์การประเมินผลกระทบต่อความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารตามมาตรฐาน ISO 6897-1984

3.5.1 ขอบเขตและการประยุกต์ใช้

1) มาตรฐานสากลฉบับนี้เกี่ยวข้องกับผลกระทบที่เกิดขึ้นกับผู้ใช้งานอาคารจากการสั่นสะเทือนในแนวราบของโครงสร้างที่มีความถี่อยู่ในช่วง 0.063 ถึง 1 เฮิรตซ์ ข้อแนะนำต่าง ๆ ที่อยู่ในมาตรฐานนี้มีการจำแนกเป็นหมวดหมู่ไว้ตามลักษณะการใช้งานของโครงสร้าง โดยการบาดเจ็บของผู้ใช้งานอาคารอันเกิดจากแรงสั่นสะเทือนเชิงโครงสร้างไม่นำมาพิจารณาในมาตรฐานสากลฉบับนี้

2) การสั่นไหวลำตัวที่เกิดจากแรงสั่นสะเทือนที่ถูกกระตุ้นโดยแรงภายนอกแบบนาน ๆ ครั้งจะพิจารณาแยกกับการสั่นไหวลำตัวที่เกิดจากแรงกระทำแบบบ่อยครั้ง ทั้งนี้ แรงกระทำที่เกิดขึ้นบ่อยครั้งอาจเกิดขึ้นจากแหล่งภายนอก เครื่องจักร หรือสิ่งอำนวยความสะดวกในอาคาร เช่น ลิฟต์ พัดลม เครื่องปรับอากาศ เครื่องให้ความร้อน และท่อประปา ซึ่งระดับที่รับรู้ได้ของการสั่นไหวที่ต่ำในแนวราบของโครงสร้างและระดับต่ำสุดที่ทำให้เกิดความรู้สึกนั้น จะนำมาพิจารณาในมาตรฐานนี้ด้วย

หมายเหตุ

(1) การมองเห็นหรือรับรู้การสั่นไหวของสิ่งปลูกสร้าง อิทธิพลของการสั่นสะเทือนในแนวดิ่ง ตลอดจนผลกระทบทางเสียง อาจส่งผลต่อการรับรู้แรงสั่นสะเทือนในสิ่งปลูกสร้าง แต่จะไม่มีผลกระทบเชิงปริมาณในส่วนนี้เกิดขึ้น

(2) แรงระเบิด แผ่นดินไหว จัดอยู่นอกขอบเขตของมาตรฐานสากลนี้

(3) สำหรับโครงสร้างนอกชายฝั่ง ฝังติดอยู่กับพื้นก้นทะเล เช่น แท่นถ่วงหรือแท่นเคลื่อนเหล็กที่มีฐานรากแบบตอม่อ สิ่งปลูกสร้างลอยน้ำ เสายึดตึง และแท่นแบบประกบ จัดอยู่นอกขอบเขตของมาตรฐานสากลนี้

(4) ในสิ่งปลูกสร้างต่าง ๆ นั้น ผลตอบสนองจากการสั่นไหวจะอ้างอิงจากกลุ่มผู้ใหญ่วัยผู้ใหญ่ และแม้ว่าแรงสั่นสะเทือนหลายระดับในชั้นที่พอยอมรับได้นั้นอาจแตกต่างกันไปตามกลุ่มอายุและเพศ แต่ในปัจจุบันก็ยังไม่ปัจจัยแก้ไขที่ชัดเจนในการรับรู้ขนาดความเร่งที่ส่งผลกระทบต่อผู้ใช้งานอาคาร ฉะนั้น ในการประเมินระดับความรู้สึกต่อการสั่นไหวสำหรับสิ่งก่อสร้างนอกชายฝั่งนั้น ควรอ้างอิงจากผู้ที่มีประสบการณ์เท่านั้น

(5) มาตรฐานสากลนี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับการสัมผัสเพื่อนในแนวราบของสิ่งปลูกสร้างที่ผู้ใช้งานอาคารสามารถรับรู้ได้ในทุกทิศทาง เช่น การนั่ง การยืน หรือการเอนหลัง เป็นต้น

3.5.2 เกณฑ์ในการพิจารณาผลตอบสนอง

1. มาตรฐานสากลฉบับนี้ได้พิจารณาถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นกับผู้ใช้งานอาคารต่อแรงสัมผัสเพื่อนในสิ่งปลูกสร้าง โดยแบ่งออกเป็นสามประเภท ได้แก่

ก) เกณฑ์ขั้นต่ำของผลกระทบ

ข) ความตื่นตกใจ และความหวาดกลัว ซึ่งอาจสัมพันธ์กับระดับความรู้สึกต่อการสั่นไหวในระดับเล็กน้อยจนถึงมาก

ค) ผลกระทบต่อกิจกรรมที่ทำอยู่

2. เกณฑ์กำหนดสำหรับแรงสัมผัสเพื่อนที่ทำให้เกิดการสั่นด้วยความถี่ต่ำของอาคารตามแนวราบอันเกิดจากพายุ ส่งผลให้ผู้พักอาศัยในสิ่งปลูกสร้างเกิดความตื่นตกใจ (ประเภท ข ข้างต้น) ระดับของการสั่นด้วยความถี่ต่ำต่อความตื่นตกใจนั้น ขึ้นอยู่กับรอบของการเกิดซ้ำ ยิ่งช่วงห่างของเหตุการณ์สั้นยิ่งทำให้มีการสั่นด้วยความถี่ต่ำสูงขึ้น นอกจากนี้ ยังขึ้นอยู่กับช่วงเวลาที่มีการเคลื่อนที่ในระดับความรุนแรงหนึ่ง ๆ หยุดนิ่งไปในแต่ละครั้ง ทั้งนี้ การรับรู้ความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารนั้นพิจารณาได้โดยสิ่งกระตุ้นตลอดจนการรับรู้เกี่ยวกับปฏิกิริยาหรือโดยอวัยวะทรงตัวมากกว่าที่จะรับรู้ได้จากการมองเห็น ซึ่งการเกิดแรงสัมผัสเพื่อนขึ้นในแต่ละครั้งนั้น แม้จะเล็กน้อยแต่อาจส่งผลกระทบต่ออาการรับรู้แรงสัมผัสเพื่อนทั้งอาคาร

3. สำหรับสิ่งปลูกสร้างโดยทั่วไปนั้น ผู้ใช้งานอาคารจะรับรู้การสั่นไหวซึ่งเกิดจากลมพายุกระโชกแรงสูงสุด 10 นาทีและมีรอบการเกิดซ้ำทุก ๆ 5 ปีหรือมากกว่านั้น โดยเกณฑ์กำหนดให้ไม่เกินร้อยละ 2 หากบางพื้นที่ที่ยังไม่มีการระบุรูปแบบการเกิดซ้ำของลมพายุไว้อย่างเหมาะสมควรใช้รอบการเกิดซ้ำแบบนานขึ้น การขาดแคลนข้อมูลในปัจจุบันส่งผลให้การประมาณเส้นโค้งความเร่งและความถี่ของลมพายุที่มีรอบการเกิดซ้ำต่ำกว่า 5 ปีนั้นทำได้ไม่ชัดเจน

4. สำหรับโครงสร้างนอกชายฝั่งที่ไม่ได้ใช้งานอย่างต่อเนื่องนั้น เกณฑ์ในการกำหนดแรงสัมผัสเพื่อนความถี่ต่ำในแนวราบแบบนานๆ ครั้งของสิ่งปลูกสร้างจะขึ้นอยู่กับพฤติกรรมในการใช้งานของผู้ใช้อาคารนั้นๆ

5. เกณฑ์กำหนดสำหรับการเคลื่อนที่ในแนวราบของสิ่งปลูกสร้างต่าง ๆ จะพิจารณาจากเกณฑ์ขั้นต่ำของผลกระทบต่อการรับรู้การเคลื่อนที่ในแนวราบของผู้ใช้งานอาคารทั่วไปและผู้ใช้งานอาคารที่มีการรับรู้ไว

6. เกณฑ์กำหนดสำหรับการเคลื่อนที่ในแนวราบที่เกิดขึ้นเป็นประจำในสิ่งปลูกสร้างที่มีความถี่สูงกว่า 1 เฮิรตซ์นั้น ระบุไว้ใน ISO 2631 และเอกสารที่เกี่ยวข้อง

หมายเหตุ

(1) ในการใช้มาตรฐานสากลนี้ สมมติให้สิ่งปลูกสร้างที่พิจารณามีการหุ้มวัสดุ และสร้างฉนวนกันเสียงเพื่อลดระดับเสียงที่เกิดจากการสั่นไหวเนื่องจากลมพายุให้อยู่ในระดับที่น้อยที่สุด หากไม่เป็นไปตามข้อสมมติข้างต้น อาจส่งผลให้ระดับการสั่นไหวที่ยอมรับได้ลดลง เนื่องจากผลกระทบของเสียงที่มีต่อผู้ใช้งานอาคารอาจส่งผลกระทบต่อปฏิริยาตอบสนองทางจิตที่มีต่อการเคลื่อนที่

(2) ผู้ที่มีความเคยชินต่อการพักอาศัยในสิ่งก่อสร้างยกต่ำบางประเภท เช่น บ้านโครงไม้อ่อนสองชั้น อาจมีความพร้อมในการรับมือกับการสั่นไหวที่เกิดขึ้นจากเหตุการณ์ซ้ำ ๆ เป็นประจำ เช่น ลมกระโชกหรือรถบรรทุกหนักที่วิ่งผ่านไปมาได้ดีมากกว่าผู้ที่พักอาศัยในอาคารสูง ซึ่งยังไม่มีความพร้อมในการปรับตัวเมื่อต้องสัมผัสกับการสั่นไหว อาจส่งผลให้เกิดอาการตื่นตกใจ ตั้งแต่ครั้งแรกที่เกิดเหตุการณ์

(3) พายุที่มีรอบการเกิดซ้ำทุก 1 ปี ซึ่งมีปริมาณการสั่นไหวที่เพียงพอต่อรอบของการเกิดซ้ำทุก 5 ปีตามข้อกำหนดข้างต้น ที่รอบการเกิดซ้ำทุก 1 ปีนั้นส่งผลให้ผู้ใช้งานอาคารสัมผัสได้ถึงการสั่นไหวที่รุนแรงที่สุด โดยคิดเป็นร้อยละ 12 ทั้งนี้ เพื่อให้ระดับความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารลดกลับมาอยู่ที่ร้อยละ 2 ตามเกณฑ์ข้อกำหนดที่ยอมรับให้ สำหรับพายุที่มีรอบการเกิดซ้ำทุก 1 ปี จึงได้มีการปรับระดับความเร่งที่เพียงพอซึ่งควรอยู่ที่ 0.72 เท่าของระดับพายุในช่วงการเกิดซ้ำทุก 5 ปี

(4) มาตรฐานสากลนี้สมมติให้การสั่นไหวที่เกิดจากลมพายุที่มีช่วงระยะเวลาต่ำกว่า 10 นาทีนั้นไม่มีความรุนแรงพอที่ทำให้ผู้ใช้งานอาคารจดจำความรู้สึกจากการสั่นไหวได้ ยกเว้นแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

(5) ค่าความเร่งต่ำสุดที่ยอมรับได้มักประมาณจากลมพายุกระโชกแรงสูงสุดที่เกิดในระยะเวลาสั้น ๆ แต่ในระดับค่าความเร่งที่สูงขึ้น การประมาณจากพายุช่วงสั้น ๆ ไม่ทำให้ผู้ใช้งานอาคารเกิดการจดจำได้ ยกเว้นการสั่นสะเทือนชั่วขณะนั้นเป็นประเภทที่รุนแรงมากตามที่กล่าวไว้ในหมายเหตุข้อ (4) ซึ่งความเร่งในระดับสูงที่เกิดในช่วงเหตุการณ์พายุรุนแรงสูงสุดเป็นเวลาสั้น ๆ ต่อเนื่อง 10 นาทีนั้นเป็นที่มาของการเกิดค่า R.M.S. ของการสั่นสะเทือนในช่วงลมกระโชกแรงที่สุดของสิ่งปลูกสร้าง

3.5.3 การตรวจวัดแรงสั่นไหวในสิ่งปลูกสร้าง

1. การวัดแรงสั่นไหวในแนวราบเพื่อประมาณทิศทางและระดับความเร่งสูงสุด ควรกระทำในสิ่งปลูกสร้างที่มีพื้นผิวรองรับการวัดค่าการสั่นสะเทือนต่อตัวผู้ใช้งานอาคาร

2. ค่าการสั่นสะเทือนที่ได้จากการตรวจวัดภายใต้ช่วงความถี่ตั้งแต่ 0.063 ถึง 1 เฮิรตซ์ นั้นสามารถเกิดขึ้นพร้อมกันที่คนละช่วงความถี่ได้ ดังนั้น ควรมีการวิเคราะห์และบันทึกการสั่นไหวในโครงสร้างอย่างต่อเนื่องเมื่อเกิดเหตุการณ์ลมกระโชกแรงสูงสุดในระยะเวลา 10 นาที เนื่องจากส่งผลกระทบต่อค่า R.M.S. ซึ่งค่า R.M.S. ของความเร่งที่เกิดจากคลื่นความถี่คนละช่วงนี้

สามารถนำไปใช้ประเมินปฏิกิริยาตอบสนองที่อาจเกิดขึ้นกับผู้ใช้งานอาคารที่มีต่อการสั่นไหวในแนวราบของสิ่งปลูกสร้าง ณ ความถี่แต่ละช่วงที่เลือกมาพิจารณา นอกจากนี้ การสั่นไหวที่มีค่านอกเหนือไปจากช่วงความถี่ 0.063 ถึง 1 เฮิรตซ์นั้น ควรจำกัดไม่ให้ต่ำกว่า 24 dB per octave

3. เมื่อเกิดการสั่นสะเทือนที่มีค่าความถี่ต่างกันหนึ่งความถี่ ควรวิเคราะห์และบันทึกความเร่งของความถี่นั้น

4. เมื่อเกิดการสั่นไหวในแนวราบของสิ่งปลูกสร้างพร้อมกันมากกว่าหนึ่งทิศทาง องค์ประกอบของความเร่งในทิศทางเชิงตั้งฉากจะสามารถวิเคราะห์ได้ตามเกณฑ์ในข้อ 2 และสามารถเพิ่มเติมองค์ประกอบแบบเวกเตอร์ได้ตามช่วงเฟส

5. หากสิ่งปลูกสร้างมีการสั่นไหวแบบสุ่มในแนวราบโดยเกิดขึ้นในช่วงแถบคลื่นแคบที่รวมตัวกันอยู่ที่ one-third octave หรือต่ำกว่านั้น ค่า R.M.S. ในช่วงแถบคลื่นดังกล่าวควรประเมินโดยอ้างอิงจากความถี่ของแถบคลื่นกลางด้วยวิธีการเช่นเดียวกันกับเกณฑ์ในข้อ 2

หมายเหตุ

(1) ในการประเมินและบันทึกค่าความเร่งของสิ่งปลูกสร้างข้างต้นนั้นจะอ้างอิงจากระดับการสั่นไหวที่รุนแรงมากที่สุดตามที่กำหนดไว้ในหมายเหตุข้อ (5) ในหัวข้อ 3.5.2

(2) สำหรับสิ่งปลูกสร้างที่มีลักษณะเป็นอาคารสูงชะลูดนั้น ระดับความเร่งสูงสุดมักจะเกิดที่บริเวณยอดอาคาร ณ ความถี่ธรรมชาติโหมดแรก แต่ก็มีโอกาสที่ระดับความเร่งอาจเกิดกับความถี่ที่โหมดสูง ๆ ด้วยเช่นกัน

(3) ในบางกรณี คลื่นใต้เสียง (Infrasound) ที่เกิดจากการไหลของอากาศในท่อลมอาจกระตุ้นให้ผู้ใช้งานอาคารมีการรับรู้การสั่นไหวในสิ่งปลูกสร้างได้ ดังนั้น การสั่นไหวและผลกระทบจากคลื่นใต้เสียงที่เกิดขึ้นพร้อมกันนั้นไม่นำมาพิจารณารวมกัน เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการรับรู้การสั่นไหวที่สูงเกินความเป็นจริงจนนำไปสู่การประเมินระดับการสั่นสะเทือนของผู้ใช้งานอาคารที่มากเกินไป

(4) ข้อมูลสามารถวัดค่าได้โดยบันทึกค่าผลลัพธ์จากระบบมาตรฐานที่ปรับเทียบแล้ว โดยการจับคู่ค่าความเร่งกับเครื่องขยายให้ตรงกันโดยใช้เครื่องบันทึกเทปสัญญาณความถี่ นอกจากนี้ ยังสามารถทำการลดข้อมูลที่บันทึกในภายหลังได้โดยอาศัยหลักการของ Fast Fourier Transform และใช้ตัวกรองตามข้อ 2 ในหัวข้อ 3.5.3 และอาจต้องมีการเฉลี่ยส่วนของข้อมูลที่บันทึกอย่างต่อเนื่องเพื่อวิเคราะห์เวลาขั้นต่ำสุดที่บันทึกได้ในช่วงการเกิดเหตุการณ์ 10 นาทีนั้น ยกตัวอย่างเช่น เวลาเฉลี่ยของการวิเคราะห์ความถี่แบบ One-Third Octave ควรสูงกว่า 200 วินาที การบันทึกข้อมูลในส่วนที่เกินกว่า 200 วินาทีจึงต้องนำมาใช้ในการวิเคราะห์

3.5.4 การประเมินแรงสั่นสะเทือนเชิงโครงสร้างที่ส่งผลกระทบต่อปฏิบัติการตอบสนองของผู้ใช้งานอาคาร

3.5.4.1 การประเมินแรงสั่นสะเทือนแบบเกิดขึ้นไม่สม่ำเสมอสำหรับสิ่งปลูกสร้างทั่วไปในเหตุการณ์ที่มีระยะเวลามากกว่า 10 นาทีขึ้นไป

1. ค่าแรงสั่นสะเทือนความถี่ต่ำในแนวราบในระดับที่ยอมรับได้สำหรับการเกิดลมพายุต่อเนื่องรุนแรงสูงสุด 10 นาทีและมีรอบการเกิดซ้ำอย่างน้อยทุก 5 ปีนั้น กำหนดไว้ใน Curve 3 ตามภาพที่ 3.13 ค่าดังกล่าวใช้วัดแรงสั่นสะเทือนความถี่ต่ำในแนวราบของสิ่งปลูกสร้างและวัดการสั่นไหวลำตัวของผู้ใช้งานอาคาร ไม่ว่าจะเป็นการนั่ง ยืน หรือเอนหลัง

2. ค่า R.M.S. ของความเร่งที่ยอมรับได้นั้นใช้สำหรับการสั่นสะเทือนที่เกิดคลื่นความถี่ขึ้นคนละช่วง หากเกิดการสั่นสะเทือนที่มีหลายช่วงคลื่นความถี่ หรือเกิดการสั่นสะเทือนแบบสุ่มในช่วงแถบคลื่นแคบ หรือเกิดการสั่นสะเทือนขึ้นหลายแกน ควรประเมินโดยพิจารณาตามเกณฑ์ในหัวข้อ 3.5.3 ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความเหมาะสม

3. หากสิ่งปลูกสร้างมีการเคลื่อนตัวไปในแนวจุดหมุนแม้เกิดการสั่นสะเทือนเพียงเล็กน้อยรอบแกนตามแนวตั้ง การมองเห็นเหตุการณ์ดังกล่าวอาจกระตุ้นให้ผู้ใช้งานอาคารเกิดการรับรู้การเคลื่อนไหวที่มากเกินไปจนส่งผลกระทบต่อค่าความเร่งที่ยอมรับได้นั้นอยู่ในระดับที่ต่ำกว่า Curve 3 ในภาพที่ 3.13

3.5.4.2 การประเมินแรงสั่นสะเทือนแบบเกิดขึ้นไม่สม่ำเสมอสำหรับสิ่งปลูกสร้างนอกชายฝั่งสำหรับเหตุการณ์ที่มีระยะเวลามากกว่า 10 นาทีขึ้นไป

1. ระดับที่ยอมรับได้ของการเคลื่อนไหวความถี่ต่ำ ๆ ในแนวราบสำหรับโครงสร้างนอกชายฝั่ง กำหนดไว้ใน Curve 4 ในภาพที่ 3.13 และเนื่องจากกรณีดังกล่าวไม่เกิดการเคลื่อนไหวเป็นประจำจึงส่งผลทำให้การประมาณค่าการเคลื่อนที่ได้ยากขึ้น

2. ขนาดของความเร่งใน Curve 4 ในภาพที่ 3.13 สำหรับการประมาณค่าความถี่ในกรณีข้อ 1 ข้างต้น มีค่ามากกว่า Curve 3 ในภาพที่ 3.13 ถึงประมาณหกเท่าตัว

3.5.4.3 การประเมินแรงสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นสม่ำเสมอสำหรับสิ่งปลูกสร้างพิเศษในเหตุการณ์ที่มีระยะเวลามากกว่า 10 นาทีขึ้นไป

1. เกณฑ์ขั้นต่ำในการรับรู้การสั่นสะเทือนในแนวราบของผู้ใช้งานอาคารนั้นแสดงไว้ใน Curve 1 ในภาพที่ 3.13 ซึ่งเกณฑ์ดังกล่าวนี้เหมาะสำหรับใช้ในการประเมินความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารกับสิ่งปลูกสร้างที่อยู่ในสภาพแวดล้อมที่สงบ

2. เกณฑ์ขั้นต่ำในการรับรู้การสั่นสะเทือนในแนวราบของผู้ใช้งานอาคารทั่ว ๆ ไปแสดงไว้ใน Curve 2 ในภาพที่ 3.13 ซึ่งเกณฑ์ดังกล่าวนี้เหมาะสำหรับใช้ในการประเมินความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารกับสิ่งปลูกสร้างที่มีลักษณะพิเศษ เช่น เป็นโครงสร้างที่มีความละเอียด

ทางด้านการใช้งาน โดยค่าระดับที่ยอมให้สำหรับเกณฑ์ในการประเมินมีค่ามากกว่าถึง 4 เท่าของค่าระดับในการประเมินตามสถานการณ์ในข้อที่ 1 ข้างต้น

หมายเหตุ

(1) ความถี่ในการเกิดเหตุการณ์หมายถึงมีเหตุการณ์เกิดขึ้นเป็นปกติในทุก ๆ วัน

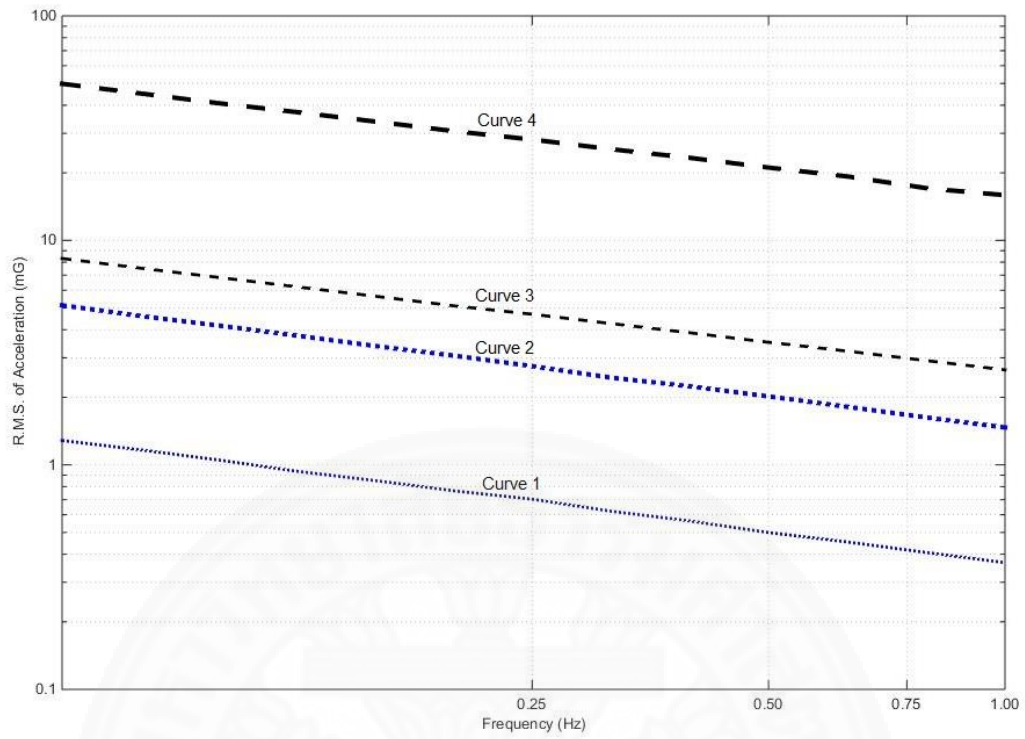
(2) การรับรู้การสั่นไหวตามแรงสั่นสะเทือนของผู้ใช้งานอาคารนั้นมาจากการรับรู้ผ่านทางอากัปกิริยา เช่น การนั่ง ยืน หรือทรงตัว มากกว่าการรับรู้ผ่านการมองเห็น นอกจากนี้การเกิดแรงสั่นสะเทือนรอบแกนในแนวตั้งที่มีค่าน้อยที่สุดก็อาจส่งผลให้ระดับความแรงที่ยอมให้สำหรับประเมินความรู้สึกของผู้ใช้งานอาคารนั้นมีค่าที่สูงมากเกินจริงได้

3.5.4.4 การประเมินแรงสั่นสะเทือนสำหรับเหตุการณ์ที่มีระยะเวลาน้อยกว่า 10 นาที

สำหรับการเกิดแรงสั่นสะเทือนในช่วงระยะเวลาเพียงสั้น ๆ นั้น เมื่อนำค่าความถี่มาพิจารณา พบว่า ค่า R.M.S. ของความแรงที่ยอมให้มีค่าสูงกว่าที่กำหนดไว้ใน Curve 2 ในภาพที่ 3.13 และจะไม่มีภาวะวิเคราะห้เกิดขึ้นหากพิจารณาค่าความถี่ในเหตุการณ์นั้น ๆ แล้วพบว่า ค่า R.M.S. ของความแรงอยู่ในระดับต่ำกว่าข้างต้น ซึ่งขั้นตอนในการประเมินแรงสั่นสะเทือนในช่วงระยะเวลาสั้น ๆ นั้นสามารถเรียบเรียงได้ในภายหลังเมื่อมีข้อมูลมารองรับมากขึ้น

ตารางที่ 3.4 ค่าความเร่งสำหรับความถี่แบบ One-Third Octave
เพื่อการประเมินระดับการสั่นสะเทือน

Frequency (centre frequency of one-third octave band) Hz	Acceleration R.M.S. , m/s^2			
	Curve 1 Figure 3.13	Curve 2 Figure 3.13	Curve 3 Figure 3.13	Curve 4 Figure 3.13
0.063	0.0126	0.0504	0.0815	0.4890
0.080	0.0114	0.0450	0.0735	0.4410
0.100	0.0103	0.0409	0.0670	0.4000
0.125	0.0092	0.0370	0.0610	0.3660
0.160	0.0083	0.0330	0.0550	0.3300
0.200	0.0075	0.0300	0.0500	0.3000
0.250	0.0069	0.0270	0.0460	0.2760
0.315	0.0061	0.0240	0.0418	0.2500
0.400	0.0055	0.0219	0.0379	0.2280
0.500	0.0049	0.0198	0.0345	0.2070
0.630	0.00445	0.0178	0.0315	0.1890
0.800	0.00398	0.0159	0.0285	0.1670
1.000	0.00360	0.0144	0.0260	0.1560



ภาพที่ 3.13 เกณฑ์สำหรับพิจารณาการสั่นไหวของโครงสร้างที่มีผลกระทบต่อ
ผู้ใช้งานอาคารตามมาตรฐาน ISO 6897-1984

บทที่ 4 วิธีการวิจัย

4.1 การเก็บรวบรวมข้อมูลความเร็วลมและระดับการสั่นสะเทือนจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

ในขั้นตอนนี้เป็นการรวบรวมข้อมูลสำคัญที่ใช้ในการศึกษาเพื่อประเมินระดับความรุนแรงของปัญหาการสั่นสะเทือนของอาคารที่ทำการศึกษา โดยเริ่มทำการเก็บข้อมูลตั้งแต่เดือนเดือนพฤศจิกายน 2557 ถึงเดือนสิงหาคม 2559 ซึ่งข้อมูลที่ทำการศึกษาสำรวจนั้นได้มาจากค่าการโยกตัวการสั่นสะเทือนของอาคารที่บริเวณยอดอาคารจากเครื่องมือวัดที่ติดตั้งไว้อย่างต่อเนื่อง และความเร็วลมได้มาจากการติดตั้งเครื่องมือวัดไว้บริเวณใกล้เคียงกับอาคารที่ทำการศึกษา

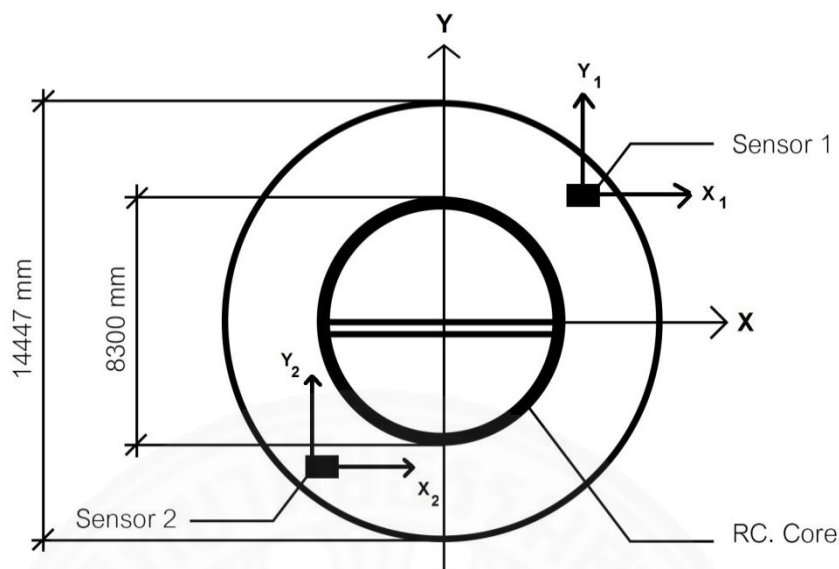
จากการติดตั้งเครื่องวัดการสั่นสะเทือนในแนวราบ 2 แกน จำนวน 2 หัว มีความสูงจากพื้นดิน 124 เมตร พิจารณาหัววัดที่ 1 และ 2 ตั้งอยู่ที่ตำแหน่งเยื้องกัน ดังภาพที่ 4.1 กำหนดให้ความเร็วที่วัดได้จากหัววัดที่ 1 และ 2 ในทิศทาง X และ Y มีค่าเป็น X_1 , Y_1 , X_2 และ Y_2 ตามลำดับ ค่าความเร็วที่ได้ในแต่ละตำแหน่งสามารถนำมาคำนวณเป็นการเคลื่อนที่ ณ จุดกึ่งกลางของชั้นที่ทำการติดตั้งเครื่องมือในทิศทาง X, Y รวมถึงการบิดตัวของอาคารได้ ดังสมการที่ 4.1 ถึง 4.3

$$X_c = \frac{(X_1 + X_2)}{2} \quad (4.1)$$

$$Y_c = \frac{(Y_1 + Y_2)}{2} \quad (4.2)$$

$$\theta_c = \frac{(Y_1 - Y_2)}{2R} \quad (4.3)$$

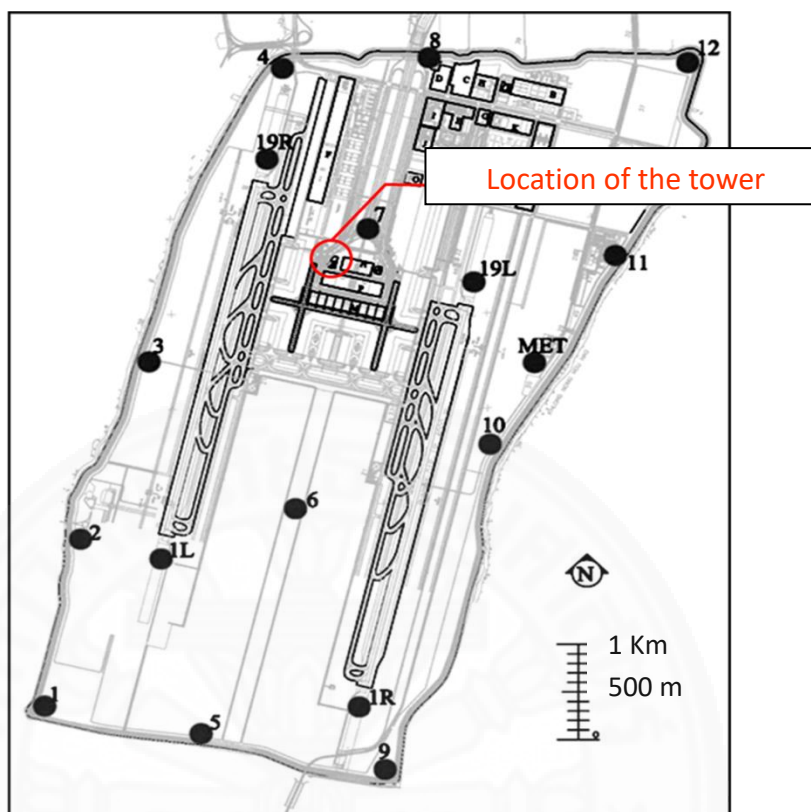
เมื่อ R คือ รัศมีของตัวอาคาร



ภาพที่ 4.1 ลักษณะอาคารและตำแหน่งการวางหัววัดความเร็ว

หัววัดความเร็วแต่ละหัวทำการบันทึกข้อมูล 100 ข้อมูลในเวลา 1 วินาที และทำการวัดต่อเนื่องตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน 2557 ถึงเดือนสิงหาคม 2559 จากข้อมูลที่ได้ก็นำมาประมวลผลเป็นค่าสูงสุดใน 1 นาที และนำเสนอเพื่อศึกษาพฤติกรรมการสั่นสะเทือนของตัวอาคารในแนวราบและแนวดิ่ง

การศึกษาค่าความเร็วลมที่ส่งผลต่ออาคารเป็นการศึกษาเพื่อดูขนาดและทิศทางของลมที่ส่งผลกระทบต่อตัวอาคารมากที่สุด ในการวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาข้อมูลความเร็วลมเฉลี่ยทุก 2 นาที ที่สถานี 19R จากจำนวนสถานีที่ติดตั้งบริเวณรอบ ๆ อาคารทั้งสิ้น 17 สถานี ดังแสดงในภาพที่ 4.2 ซึ่งแต่ละสถานีทำการบันทึกข้อมูลรายนาที มีหน่วยเป็น KT (knot) หรือ 0.514 เท่าของ meter per second (m/s) รวมทั้งบันทึกทิศทางของลมเป็นองศาเทียบกับทิศเหนือ



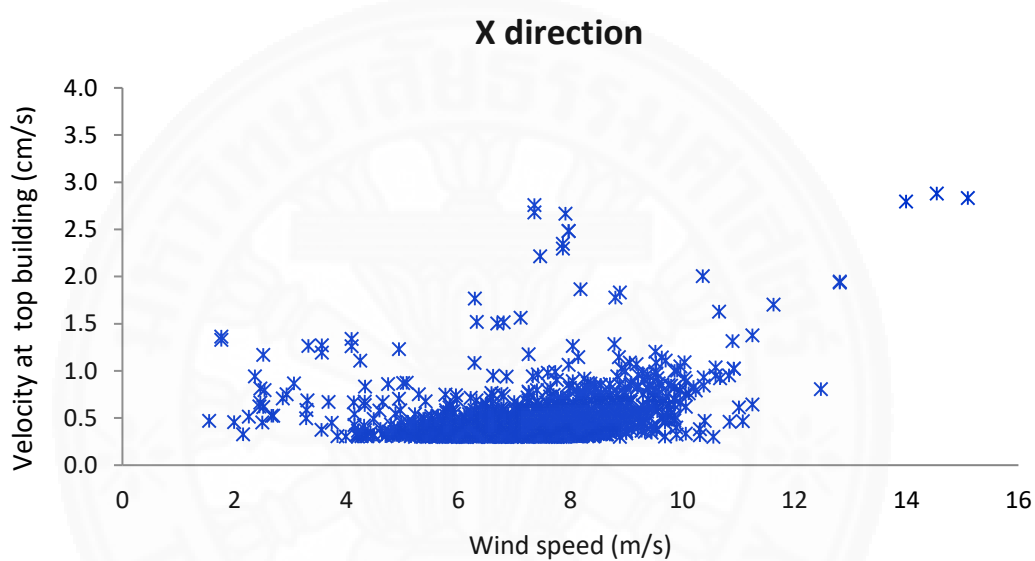
ภาพที่ 4.2 สถานีตรวจวัดความเร็วลมจำนวน 17 สถานีและตำแหน่งของอาคารที่ทำการศึกษา

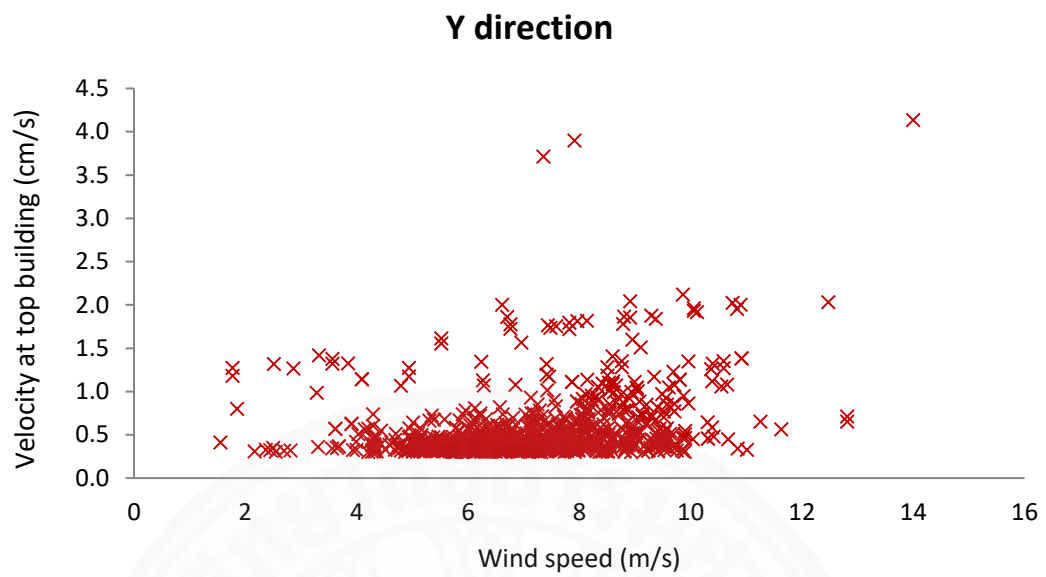
ในขั้นตอนแรกของการวิจัยเป็นการบันทึกค่าการสั้นสะเทือนที่ยอดอาคารเปรียบเทียบกับค่าความเร็วลมจากสถานีตรวจวัดของกรมอุตุนิยมวิทยาที่ตรวจวัดเฉลี่ย 2 นาที ตลอดจนวิเคราะห์ข้อมูลความเร็วและทิศทางของแรงลมที่วัดเทียบกับทิศเหนือในทิศทางตามเข็มนาฬิกา จากนั้นจึงนำข้อมูลการสั้นสะเทือนและข้อมูลความเร็วลมมาพิจารณาความสัมพันธ์และประเมินผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงลมดังกล่าว

4.2 การระบุปัญหาการสั้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากความเร็วลมจากข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัด

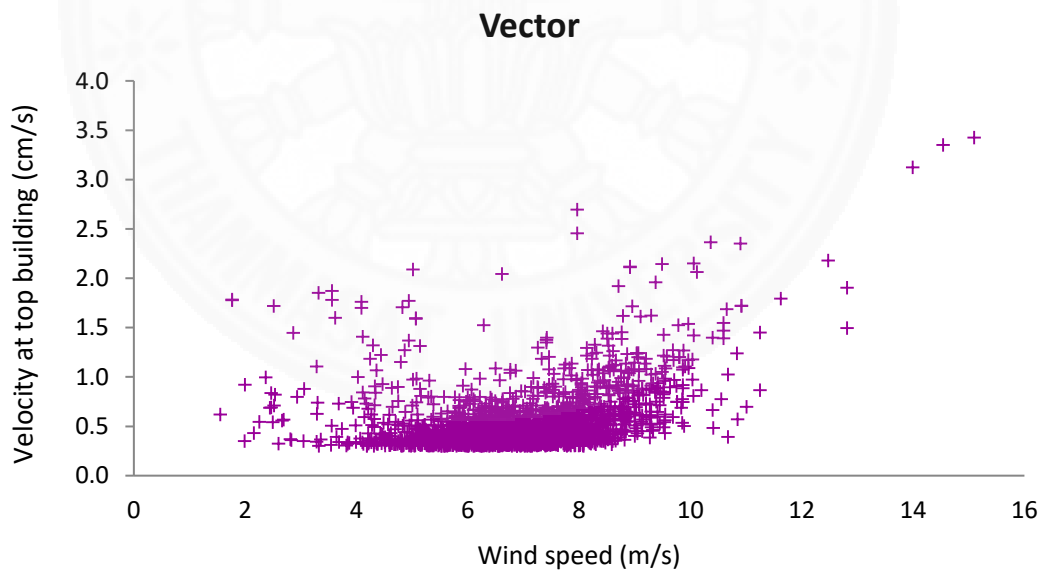
ในขั้นตอนการระบุปัญหาและวิเคราะห์ระดับการสั้นสะเทือนของตัวอาคารที่ได้ทำการศึกษา พิจารณาโดยนำข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดจริงมาแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับการสั้นสะเทือนที่ยอดอาคารกับความเร็วลมเพื่อพิจารณาความสัมพันธ์และประเมินผลตอบสนองที่แปรผันกับความเร็วลม ตลอดจนทำนายแนวโน้มต่อไปของกราฟดังกล่าวเมื่อมีความเร็ว

ลมที่มีค่าสูง ๆ มากกระทำกับอาคาร ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 4.3 เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วลมสถานี 19R กับค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารเบื้องต้นในแนวแกน X และแนวแกน Y และเนื่องจากความเร็วของการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นนั้นเป็นปริมาณเวกเตอร์ที่ต้องบอกทั้งขนาดและทิศทาง ดังนั้น การหาแรงลัพธ์ที่เกิดจากการสั่นสะเทือนในแนวแกน X และแนวแกน Y นั้นสามารถคำนวณแบบผลรวมของสององค์ประกอบแบบเวกเตอร์ได้ จึงมีการพิจารณาผลของทิศทางในรูปแบบดังกล่าวด้วย





(ข) แนวแกน Y



(ค) ผลรวมแบบเวกเตอร์

ภาพที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วกับค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคาร

4.3 การประเมินผลกระทบจากการสั่นที่เกิดขึ้นต่อผู้ใช้อาคารและต่อโครงสร้างอาคาร

4.3.1 การศึกษามาตรฐานข้อกำหนด ISO 6897:1984

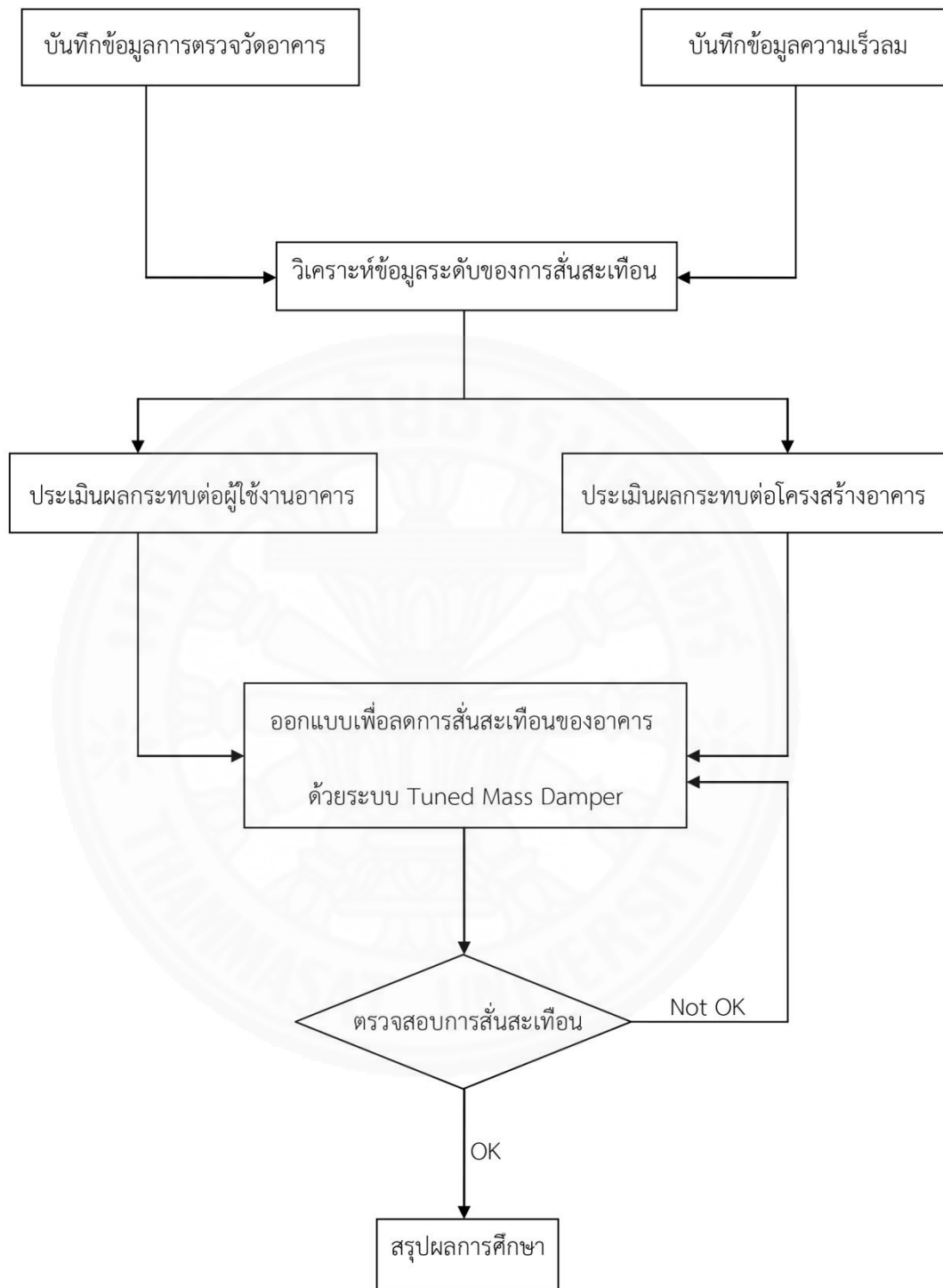
ในขั้นตอนนี้ทำการศึกษาข้อกำหนดต่าง ๆ ตามมาตรฐาน ISO 6897:1984 เพื่อประเมินการสั่นไหวของโครงสร้างอาคารที่มีผลต่อการตอบสนองของผู้ใช้งานอาคาร ได้แก่ ขอบเขตและการประยุกต์ใช้ทฤษฎีเกณฑ์การตอบสนอง การตรวจวัดการเคลื่อนที่ในสิ่งก่อสร้าง การประเมินแรงสั่นสะเทือนเชิงโครงสร้างโดยเกี่ยวข้องกับผลตอบสนองของผู้ใช้งานอาคาร เป็นต้น เนื่องจากมาตรฐาน ISO 6897:1984 เป็นมาตรฐานที่ใช้ประเมินระดับการสั่นสะเทือนในช่วงความถี่ต่ำ ๆ ตั้งแต่ 0.063 ถึง 1 เฮิรตซ์ และอาคารที่ได้ทำการศึกษามีความถี่ประมาณ 0.25 เฮิรตซ์ มาตรฐาน ISO นี้จึงมีความเหมาะสมในการใช้ประเมินอาคารดังกล่าว

4.3.2 การวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างทางพลศาสตร์

เมื่อสามารถระบุปัญหาและวิเคราะห์ระดับการสั่นสะเทือนของตัวอาคารที่ได้ทำการศึกษา ในขั้นตอนนี้เป็นการนำปัญหาที่พบมาประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างโดยใช้การวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างทางพลศาสตร์ พิจารณาน้ำหนักที่เกิดขึ้นตามชิ้นส่วนต่าง ๆ ภายใต้ระดับการโยกตัวที่ใกล้เคียงกับค่าที่ตรวจวัดได้จริง เพื่อประเมินผลการสั่นของอาคารต่อ Stress ใน Member หรือต่อองค์ประกอบย่อย ๆ ในโครงสร้างอาคาร

4.4 การเสนอแนวทางแก้ไข/ปรับปรุง ออกแบบให้อาคารมีประสิทธิภาพที่ดีขึ้นภายใต้แรงลม

ในขั้นตอนนี้เป็นการนำเสนอแนวทางแก้ไขและปรับปรุงอาคารที่ทำการศึกษาจากการประเมินผลกระทบการสั่นที่เกิดขึ้นต่อผู้ใช้อาคารและต่อโครงสร้างอาคารในขั้นตอนที่ 4.3 โดยใช้ทฤษฎีทางพลศาสตร์ในการออกแบบมวลหน่วง (Tuned Mass Damper) เพื่อลดการสั่นไหวของอาคารสูงที่ทำการศึกษาภายใต้แรงลม หลักการคือ ออกแบบให้มวลหน่วงมีค่าความถี่ธรรมชาติในการสั่นเท่ากับหรือใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างอาคาร จากนั้นตรวจสอบการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นอีกครั้ง แล้วจึงสรุปผลการศึกษาในขั้นตอนสุดท้าย ดังแสดงในแผนภาพที่ 4.4



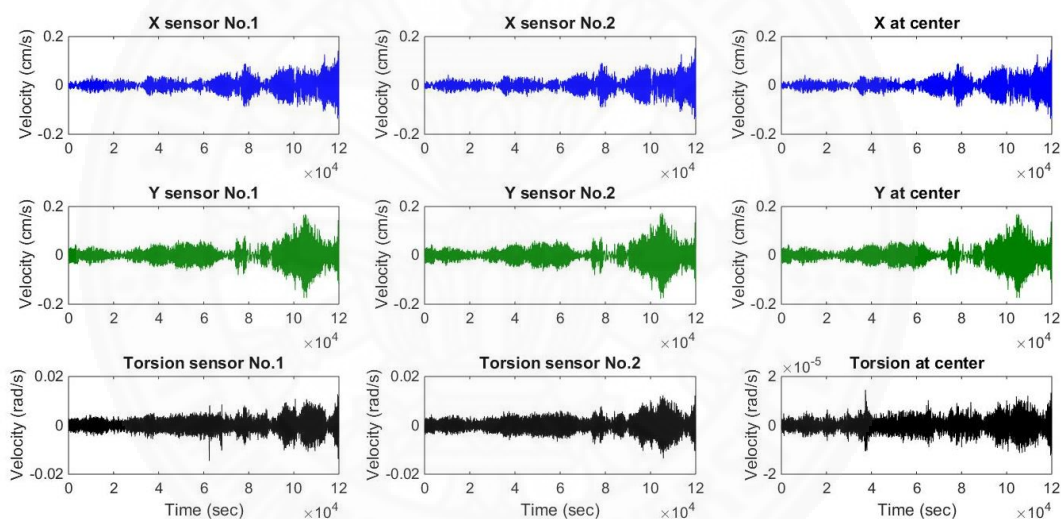
ภาพที่ 4.4 แผนภาพขั้นตอนการศึกษาและวิธีวิจัย

บทที่ 5

ผลการวิจัยและอภิปรายผล

5.1 ผลการศึกษาข้อมูลค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

จากการรวบรวมข้อมูลความเร็วการสั่นสะเทือนจากสถานีตรวจวัดที่ทำการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง ตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน 2557 ถึงเดือนสิงหาคม 2559 โดยสัญญาณของข้อมูลที่บันทึกมาจากการติดตั้งเครื่องวัดความเร็วการสั่นสะเทือนในแนวราบ 2 แกน จำนวน 2 หัว แล้วนำค่าที่ได้จากทั้งสองหัวมาเฉลี่ยเป็นสัญญาณที่กึ่งกลางอาคาร ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 5.1



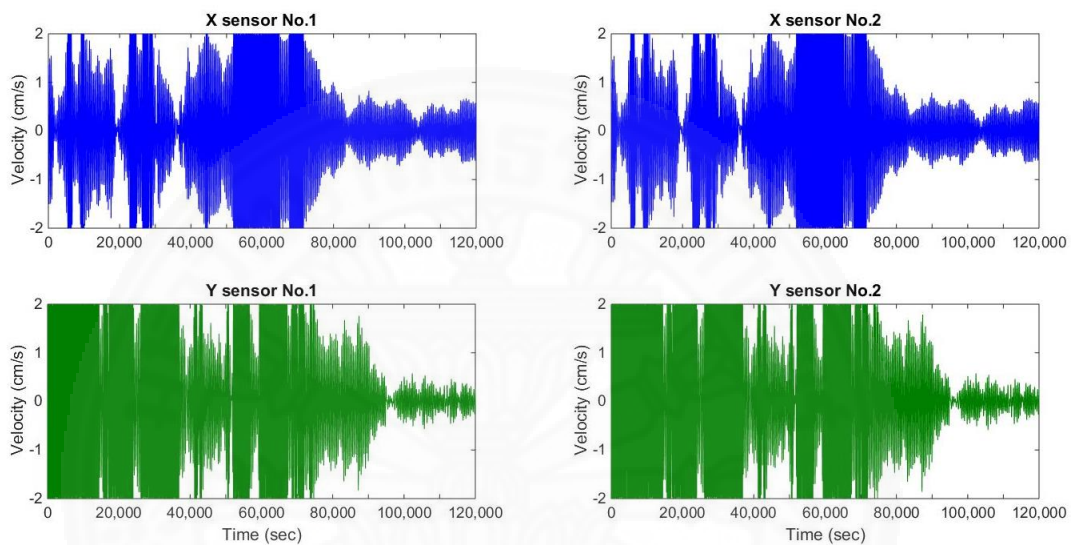
(ก) สัญญาณจากหัววัดที่ 1 (ข) สัญญาณจากหัววัดที่ 2 (ค) ค่าเฉลี่ยของสัญญาณที่กึ่งกลางอาคาร

ภาพที่ 5.1 ตัวอย่างสัญญาณการสั่นสะเทือนในระยะเวลา 1 ชั่วโมง ทิศทาง X ,Y และแกนบิด

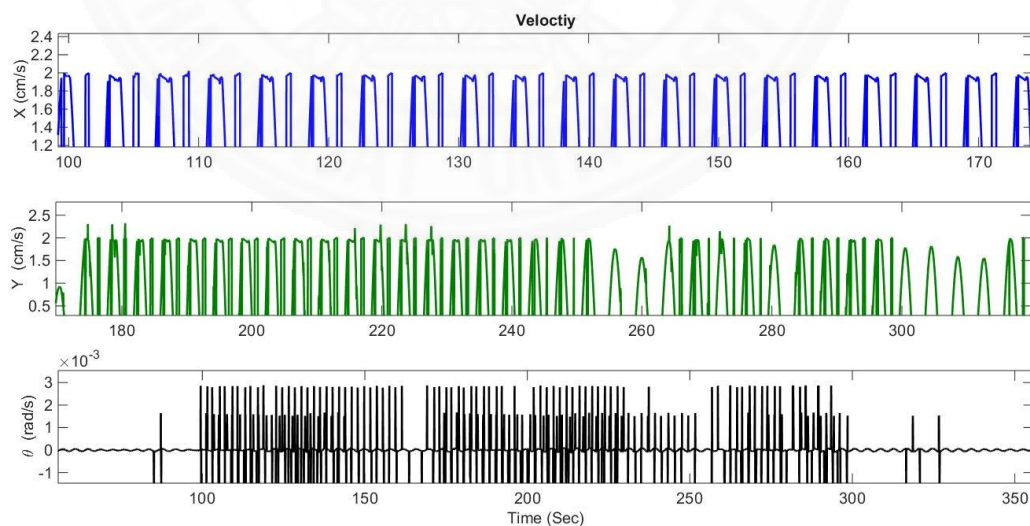
จากภาพด้านบน เป็นการรวบรวมข้อมูลระดับการสั่นสะเทือนในรูปแบบของสัญญาณซึ่งบันทึกผลรายชั่วโมง และบันทึก 100 ข้อมูลในเวลา 1 วินาที ส่งผลให้เห็นถึงลักษณะการสั่นสะเทือนของอาคารที่ทำการศึกษาได้อย่างชัดเจน จากข้อมูลที่ได้ก็นำมาประมวลผลเป็นค่าสูงสุดใน 1 นาทีเพียงค่าเดียวเพื่อกระชับข้อมูลและระยะเวลาให้สั้นลง แล้วจึงทำการพิจารณาระดับการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นสูงสุดต่อไป

จากการรวบรวมข้อมูลทั้งหมด พบว่า ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดทั้งในแนวแกน X และในแนวแกน Y โดยส่วนใหญ่มีค่าอยู่ที่ประมาณ 2.00 cm/s เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือวัดระดับ

การสั่นสะเทือนที่สามารถวัดค่าสูงสุดได้เพียง 2.00 cm/s เท่านั้น สามารถเห็นได้อย่างชัดเจนจากสัญญาณห้วงวัดความเร็วที่อ่านได้มีลักษณะของข้อมูลที่ถูกตัดไป ดังแดงในภาพที่ 5.2 ส่งผลทำให้ตัวเลขข้อมูลการสั่นสะเทือนสูงสุดที่บันทึกได้ในบางเดือนผิดไปจากความเป็นจริง จึงไม่สามารถทำนายเส้นกราฟในอนาคตระหว่างผลตอบสนองการสั่นสะเทือนของอาคารกับความเร็วลมที่เข้ามากระทำได้



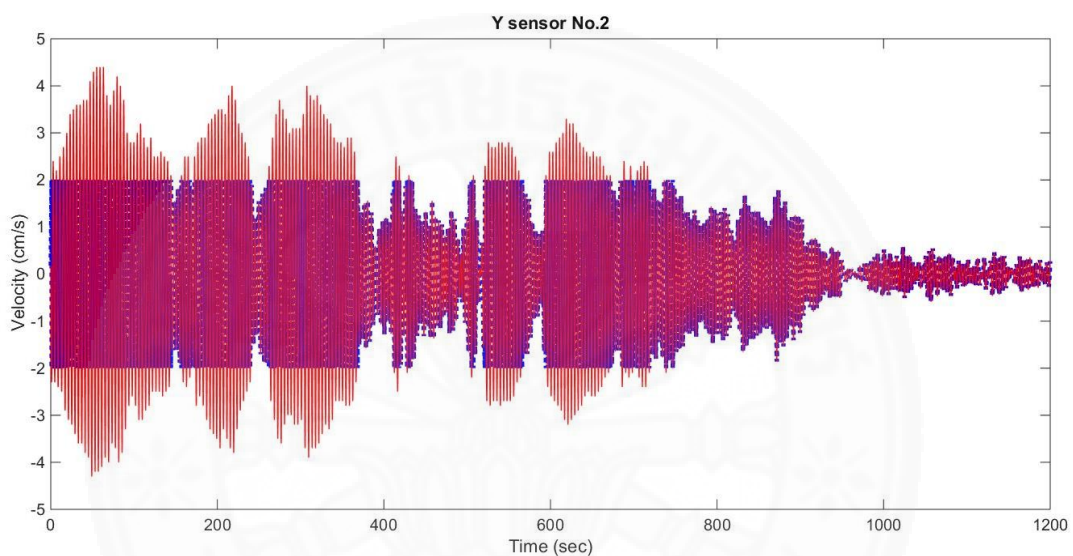
(ก) สัญญาณของข้อมูลการสั่นสะเทือนถูกตัดอยู่ที่ 2.00 cm/s



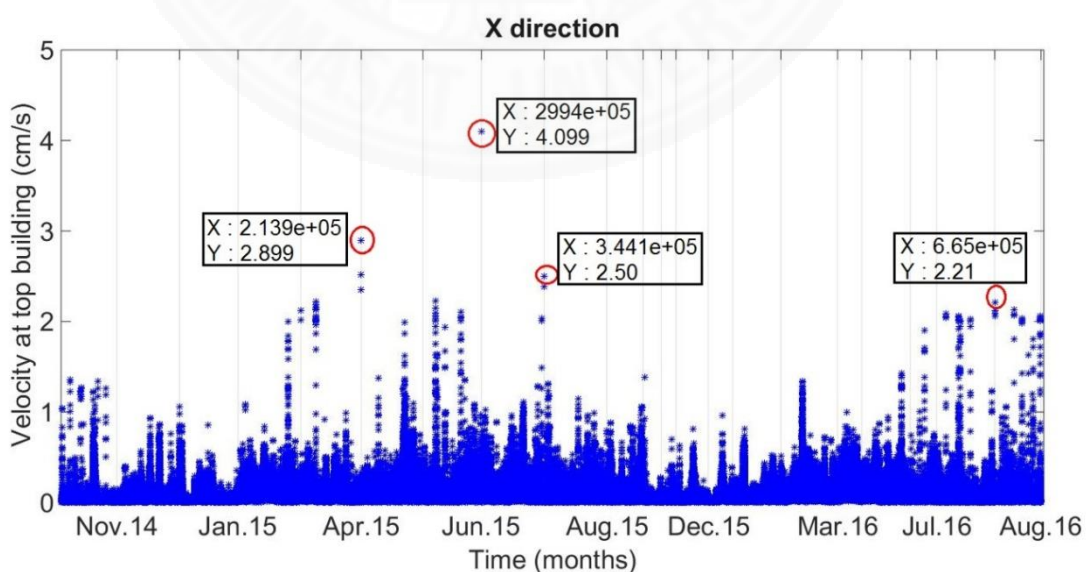
(ข) ภาพขยายความเร็วการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารขณะถูกตัด ณ ระดับ 2.00 cm/s

ภาพที่ 5.2 ข้อมูลความเร็วการสั่นสะเทือนที่วัดได้ระดับ 2.00 cm/s
เนื่องด้วยข้อจำกัดของเครื่องมือ

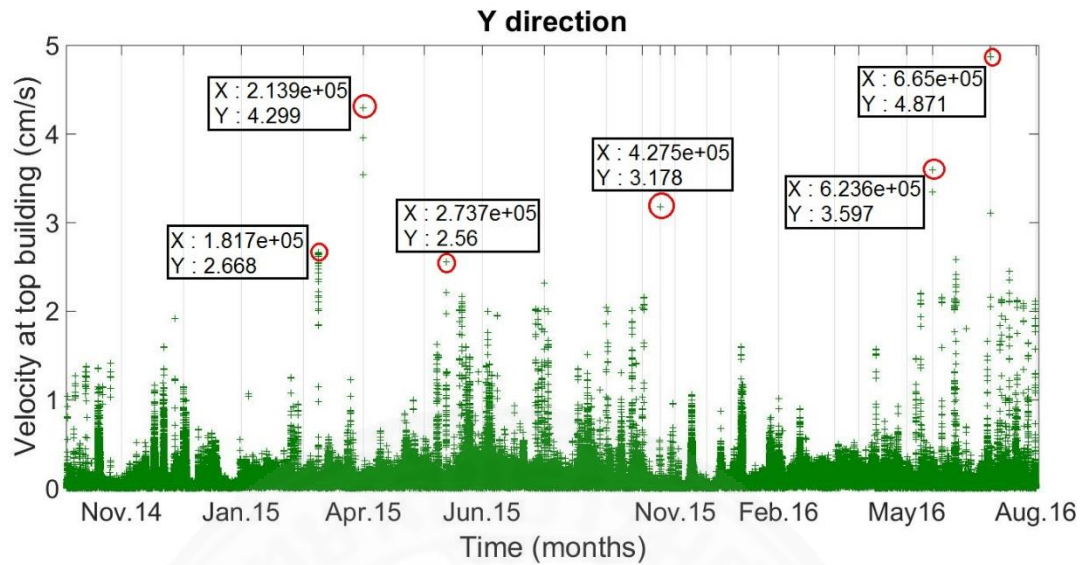
เมื่อไม่สามารถหาค่าผลตอบสนองแท้จริงที่เกิดขึ้นได้ จึงต้องทำการปรับแก้สัญญาณ ข้อมูลให้มีความใกล้เคียงกับผลที่เกิดขึ้นจริง โดยนำสัญญาณที่มีลักษณะหัวตัด ณ ระดับ 2.00 cm/s มาทำการวิเคราะห์เพื่อประมวลค่าการสั่นสะเทือนที่ควรเกิดขึ้นจริง ดังแสดงในภาพที่ 5.3 จากนั้นพิจารณาภาพรวมทั้งหมดของผลการบันทึกข้อมูลความเร็วการสั่นสะเทือนจากสถานีตรวจวัดที่ทำการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง ตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน 2557 จนถึงเดือนสิงหาคม 2559 ในทิศทางแกน X, Y และแกนบิด ดังแสดงไว้ในภาพที่ 5.4 (ก) ถึง (ค)



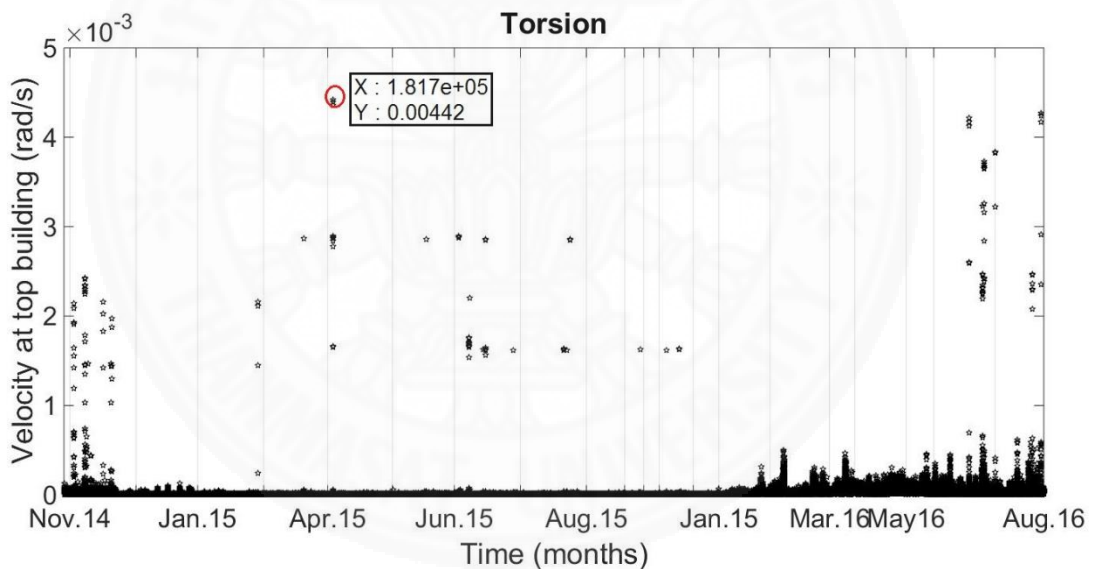
ภาพที่ 5.3 ลักษณะสัญญาณหัวตัดเมื่อผ่านการวิเคราะห์สำหรับประมาณค่าจริงที่ควรเกิดขึ้น



(ก) ข้อมูลการสั่นสะเทือนที่ตรวจวัดได้ทั้งหมดเฉลี่ยที่กึ่งกลางอาคารในแนวแกน X



(ข) ข้อมูลการสั่นสะเทือนที่ตรวจวัดได้ทั้งหมดเฉลี่ยที่กึ่งกลางอาคารในแนวแกน Y



(ค) ข้อมูลการสั่นสะเทือนที่ตรวจวัดได้ทั้งหมดเฉลี่ยที่กึ่งกลางอาคารในแนวแกนบิด

ภาพที่ 5.4 ผลการรวบรวมข้อมูลความเร็วการสั่นสะเทือนทั้งหมดตลอดระยะเวลาที่ทำการศึกษา

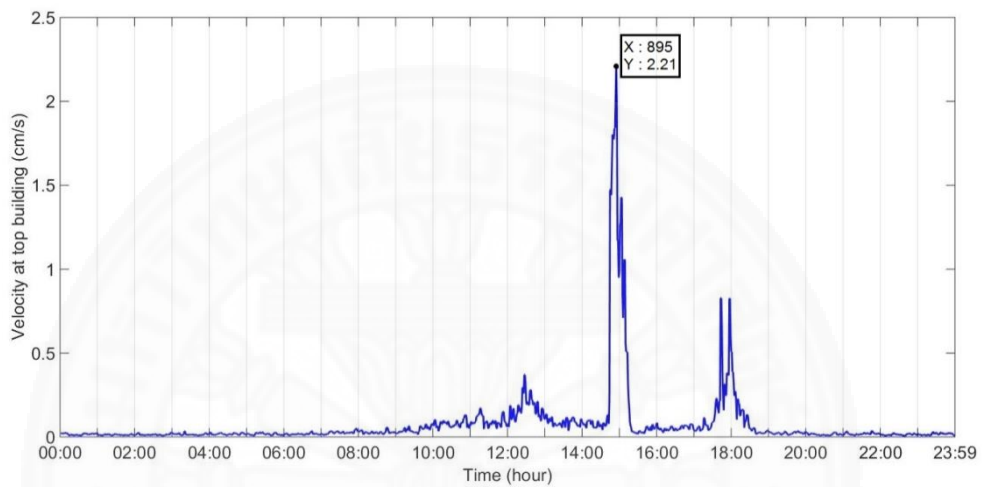
ผลการตรวจวัดอาคารในงานวิจัยนี้ได้ทำการเก็บข้อมูลเป็นระยะเวลาประมาณ 2 ปี ต่อเนื่องกันเพื่อต้องการครอบคลุมทุกฤดูกาลรวมถึงช่วงเวลาที่มึฝนตกและช่วงที่มีลมแรงกระทำกับอาคาร ซึ่งผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่องในระยะยาวสามารถสรุปให้ทราบถึงผลโดยทั่วไปได้ ดังแสดงในภาพที่ 5.4 (ก) ถึง (ค) โดยแกนนอนแสดงถึงระยะเวลาในการเก็บข้อมูล แกนตั้งแสดงถึงค่า

ความเร็วของการสั่นสะเทือนที่ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือมีหน่วยเป็นเซนติเมตรต่อวินาทีสำหรับผลในแนว X , Y และหน่วยเป็นเรเดียนต่อวินาทีสำหรับผลในแนวบิด ผลการศึกษาพบว่าการตอบสนองมักมีค่ารุนแรงในช่วงเวลาที่เป็นฤดูของลมมรสุมหรือพายุฤดูร้อน ได้แก่ เดือนมีนาคมถึงเดือนพฤษภาคม วัดค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดในแนวแกน X , Y และแกนบิดได้ที่ 4.099 เซนติเมตรต่อวินาที , 4.871 เซนติเมตรต่อวินาที และ 4.420×10^{-3} เรเดียนต่อวินาที ตามลำดับ นอกจากนี้ยังพบว่าอาคารมีการสั่นสะเทือนค่อนข้างแรงในหลาย ๆ วัน ดังแสดงในตารางที่ 5.1 ส่วนในช่วงที่ลมสงบเช่นในเดือนพฤศจิกายนถึงเดือนมกราคม มักเป็นช่วงที่ไม่มีพายุจึงทำให้ค่าสูงสุดของการตอบสนองอยู่ในระดับต่ำเมื่อเทียบกับช่วงเวลาอื่น ๆ ของปี

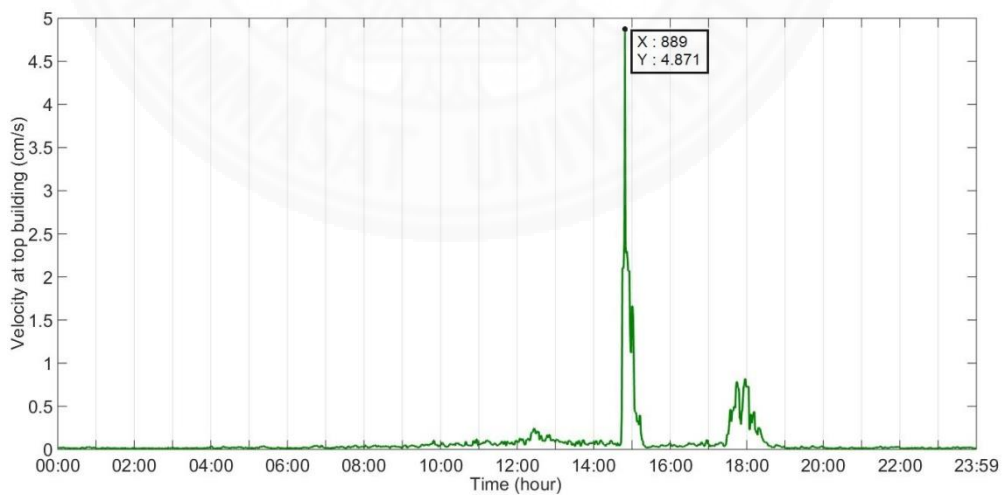
ตารางที่ 5.1 ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดในวันที่มีลมแรงตลอดระยะเวลาการเก็บข้อมูล

วันที่	ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่กึ่งกลางอาคาร		
	X (cm/s)	Y (cm/s)	Torsion (rad/s)
27 ธันวาคม 2557	0.761	1.917	0.000127
25 มีนาคม 2558	2.013	1.258	0.002869
8 เมษายน 2558	2.899	4.299	0.000245
22 พฤษภาคม 2558	1.989	0.737	0.002856
8 มิถุนายน 2558	4.099	1.628	0.000079
13 มิถุนายน 2558	1.937	3.349	0.000143
27 กรกฎาคม 2558	0.801	2.025	0.001631
30 กรกฎาคม 2558	2.500	1.802	0.000036
2 สิงหาคม 2558	1.316	2.041	0.000039
1 กันยายน 2558	0.692	2.046	0.001623
10 ตุลาคม 2558	1.386	3.178	0.000066
7 มิถุนายน 2559	1.900	3.348	0.001277
5 กรกฎาคม 2559	2.087	2.163	0.004218
12 กรกฎาคม 2559	2.062	2.048	0.003234
13 กรกฎาคม 2559	2.210	4.871	0.002844

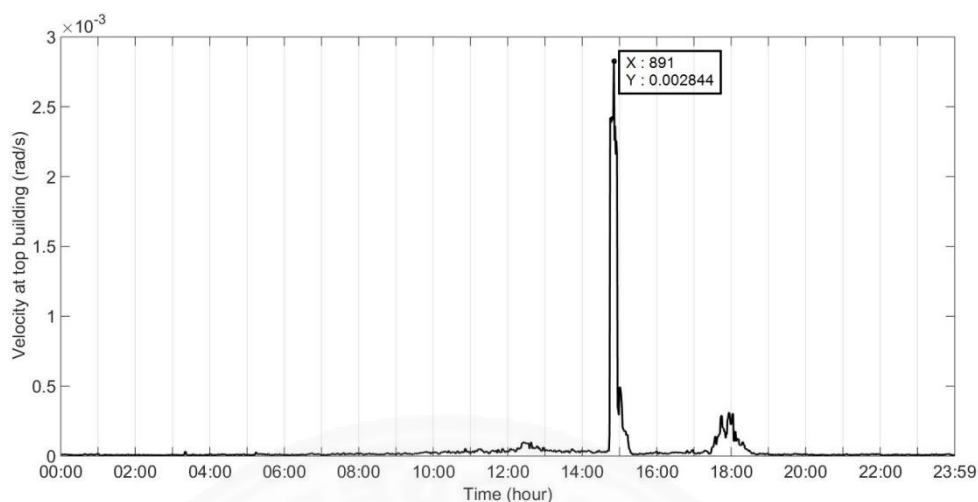
จากผลการบันทึกข้อมูลทั้งหมด ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดเฉลี่ยที่กึ่งกลางอาคารที่เลือกนำมาแสดงต่อไปนี้ เป็นค่าการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นที่ยอดอาคารที่เวลาทุก 1 นาที ในวันที่ 13 กรกฎาคม 2559 ทิศทางแนวแกน X, Y และแนวแกนบิด ซึ่งเป็นวันที่วัดลมที่กระทำกับตัวอาคารได้ค่อนข้างสูงและมีค่าการสั่นสะเทือนในระดับสูงที่สุดตลอดช่วงระยะเวลาที่ทำการรวบรวมข้อมูล ดังแสดงในภาพที่ 5.5 (ก) ถึง (ค)



(ก) ค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารในแกน X



(ข) ค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารในแกน Y

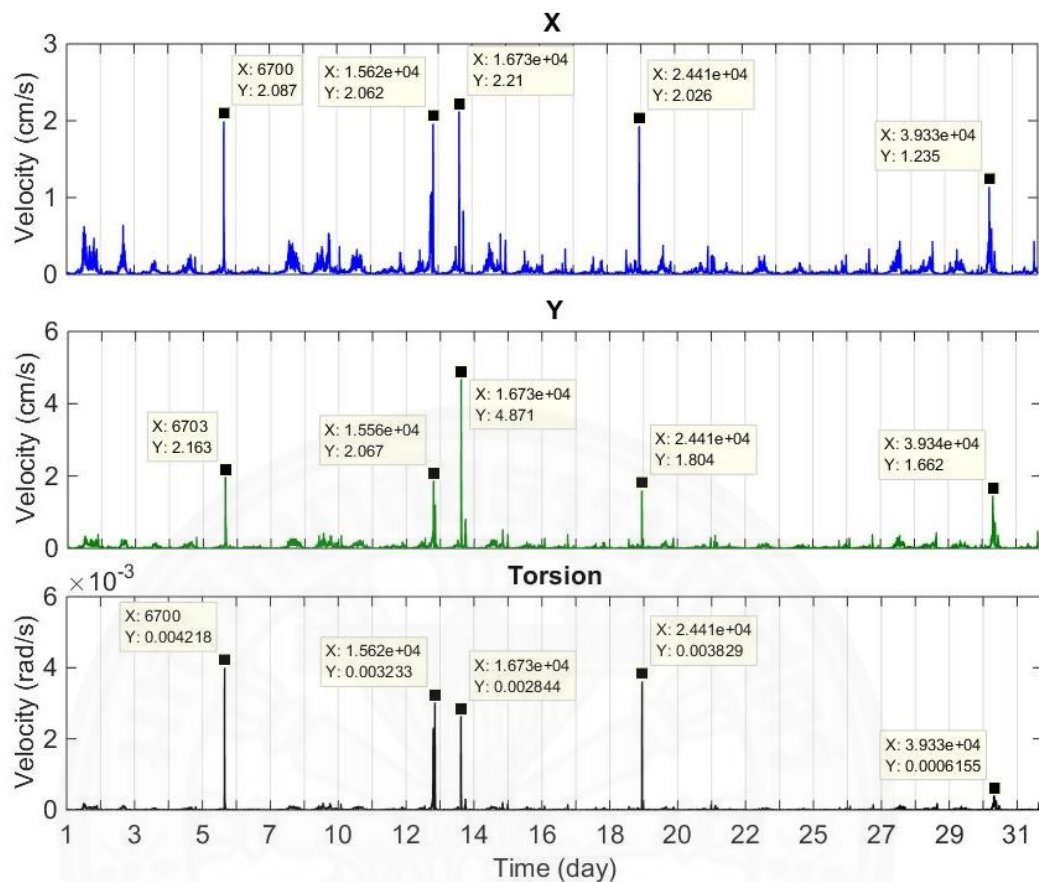


(ค) ค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารในแนวแกนบิด (Torsion)

ภาพที่ 5.5 ค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารที่เวลาทุก 1 นาที ในวันที่ 13 กรกฎาคม 2559

จากภาพที่ 5.5 (ก) พบค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่เกิดขึ้นบริเวณยอดอาคารในวันที่ 13 กรกฎาคม 2559 ในแนวแกน X มีระดับการสั่นที่ 2.21 cm/s เกิดขึ้นที่เวลา 14:55 น. ในขณะที่ภาพ (ข) เป็นค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดบริเวณยอดอาคารที่เกิดขึ้นในแนวแกน Y มีค่า 4.871 cm/s เกิดขึ้นในเวลา 14:49 น. และในภาพ (ค) ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่ยอดอาคารในแนวแกนบิด มีค่า 0.002844 rad/s เกิดขึ้นที่เวลา 14:51 น. จากการพิจารณา พบว่า ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่ยอดอาคารเกิดขึ้นในช่วงเวลาไล่เลี่ยกันทั้งสามทิศทาง

เมื่อนำข้อมูลการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารมาแสดงตลอดเดือนกรกฎาคม ดังภาพที่ 5.6 พบว่า ค่าการสั่นสะเทือนในแนวแกน X มีค่าเฉลี่ยตลอดเดือนประมาณ 0.051 cm/s ในขณะที่ค่าการสั่นสะเทือนในแนวแกน Y ตลอดทั้งเดือนมีค่าเฉลี่ยตลอดเดือนประมาณ 0.048 cm/s และค่าการสั่นสะเทือนในแนวแกนบิดมีค่าเฉลี่ยตลอดเดือนประมาณ 0.0000239 rad/s ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าว พบว่าการสั่นสะเทือนในแนวแกน X, Y และแกนบิดมีแนวโน้มและความสัมพันธ์ไปด้วยกัน ดังตัวอย่างในวันที่ 5, 12, 13, 18 และ 30 กรกฎาคม กล่าวคือ เมื่อเกิดการสั่นไปในทิศทางใดทิศทางหนึ่งมาก ทิศทางที่เหลือก็มีการสั่นในระดับที่สูงด้วย โดยที่ค่าสูงสุดในทิศทางใดทิศทางหนึ่งนั้นอาจมาจากผลของทิศทางลมที่เข้ามากระทำ



ภาพที่ 5.6 ค่าการสั่นสะเทือนตลอดเดือนกรกฎาคม 2559 ในแกน X, Y และแกนบิด

5.2 ผลการศึกษาข้อมูลความเร็วลมจากการตรวจวัดจริงอย่างต่อเนื่อง

นอกจากค่าความเร็วการสั่นสะเทือนที่บริเวณยอดอาคารจากเครื่องมือวัดที่บันทึกและนำมาประมวลผลนั้น ข้อมูลสำคัญอีกด้านหนึ่งซึ่งทำให้มีความเข้าใจผลกระทบเนื่องจากแรงลมที่ส่งผลให้อาคารเกิดการสั่นสะเทือนมากขึ้น คือ ความเร็วลมที่บันทึกได้ ณ สถานีวัดลมในบริเวณใกล้เคียง การศึกษาค่าความเร็วลมเป็นการศึกษาเพื่อดูขนาดและทิศทางของลมที่ส่งผลต่อตัวอาคารมากที่สุด โดยแต่ละสถานีวัดความเร็วลมบริเวณรอบอาคาร เครื่องวัดความเร็วลมบันทึกข้อมูลทุก 1 นาที มีหน่วยเป็น KT (knot) หรือ 0.514 เท่าของ meter per second (m/s) และบอกทิศทางของลมเป็นองศาเทียบกับทิศเหนือ ซึ่งข้อมูลความเร็วลมดังกล่าวสามารถบันทึกได้จากสถานีตรวจวัดของกรมอุตุนิยมวิทยา

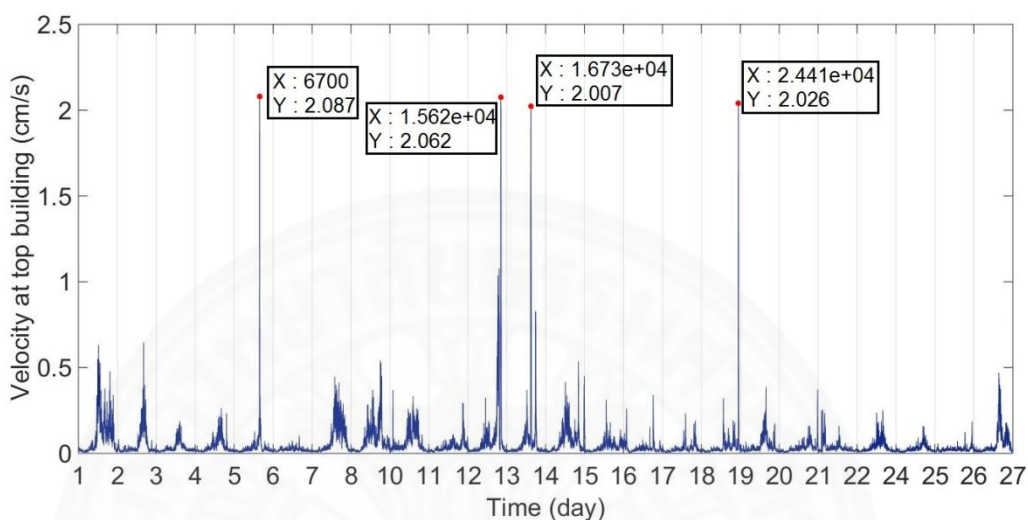
ผลการตรวจวัดความเร็วลมเฉลี่ยทุก 2 นาทีแบบต่อเนื่องที่สถานี 19R ซึ่งเป็นสถานีลมที่อยู่ใกล้กับตัวอาคารที่ทำการศึกษามากที่สุด โดยทำการบันทึกข้อมูลต่อเนื่องตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน

2557 ถึงเดือน สิงหาคม 2559 และทิศทางของแรงลมที่กระทำวัดอ้างอิงจากทิศเหนือ พบค่าสูงสุดของความเร็วมเฉลี่ยในแต่ละเดือนที่น่าสนใจสรุปได้ดังตารางที่ 5.2

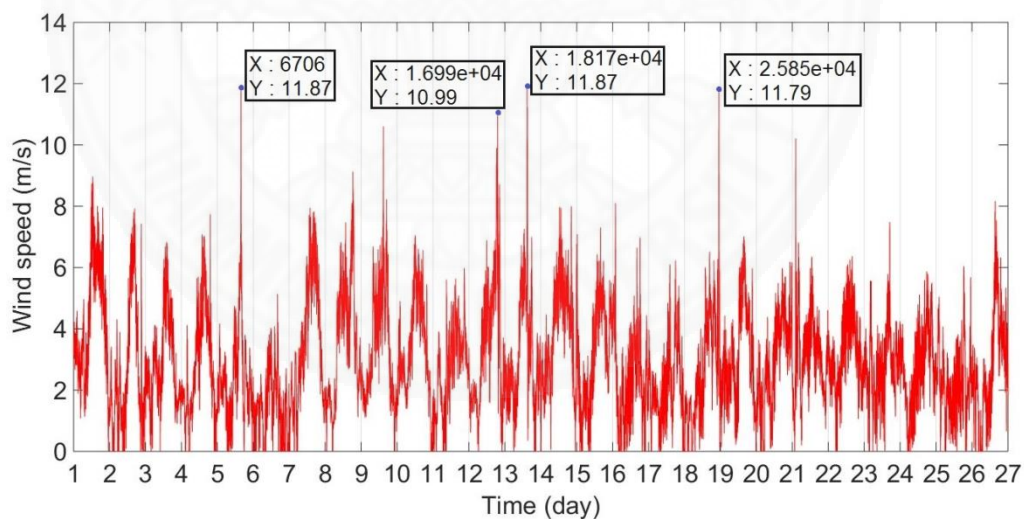
ตารางที่ 5.2 ค่าความเร็วมสูงสุดเฉลี่ย 2 นาทีจากผลการตรวจวัดแบบต่อเนื่องในวันที่มีลมแรง

วันที่	ความเร็วมสูงสุด (m/s)	ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่กึ่งกลางอาคาร (cm/s)		
		X (cm/s)	Y (cm/s)	Torsion (rad/s)
27-12-57	10.55	0.761	1.917	0.000127
25-03-58	12.81	2.013	1.258	0.002869
08-04-58	16.41	2.899	4.299	0.000245
09-05-58	11.25	1.377	0.651	0.0000291
22-05-58	10.77	1.989	0.737	0.002856
08-06-58	11.61	4.099	1.628	0.000079
13-06-58	12.49	1.937	3.349	0.000143
27-07-58	12.47	0.801	2.025	0.001631
30-07-58	9.787	2.500	1.802	0.000036
02-08-58	10.84	1.316	2.041	0.000039
17-08-58	10.59	1.144	1.344	0.000031
01-09-58	10.03	0.692	2.046	0.001623
10-09-58	10.45	0.463	0.235	0.000028
13-09-58	10.39	0.827	2.010	0.001618
18-09-58	11.48	0.904	1.031	0.000018
08-11-58	11.08	0.702	0.609	0.0000214
17-12-58	10.18	0.809	1.053	0.0000387
01-04-59	10.89	0.594	0.440	0.0002112
05-07-59	11.87	2.087	2.163	0.004218
12-07-59	10.99	2.062	2.048	0.003234
13-07-59	11.87	2.210	4.871	0.002844
18-07-59	11.79	2.026	1.804	0.003833
27-07-59	11.65	0.204	0.369	0.000144

และเมื่อพิจารณาค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารในทิศทางแกน X เปรียบเทียบกับค่าความเร็วลมที่ตรวจวัดได้ พบว่ากราฟทั้งสองมีลักษณะค่อนข้างสอดคล้องกันดังผลของการตรวจวัดในเดือนกรกฎาคมดังแสดงในภาพที่ 5.7 (ก) และ (ข)



(ก) ค่าการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารตลอดเดือนกรกฎาคม 2559 ในทิศทางแกน X



(ข) ค่าความเร็วมที่ตรวจวัดได้ ณ สถานี 19R ตลอดเดือนกรกฎาคม 2559

ภาพที่ 5.7 การเปรียบเทียบข้อมูลระหว่างค่าการสั่นสะเทือนกับความเร็วมที่ตรวจวัดได้

จากภาพด้านบน พบว่า ลักษณะกราฟการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารกับความเร็วมที่ตรวจวัดได้ตลอดเดือนกรกฎาคมเป็นไปในทิศทางเดียวกัน กล่าวคือ ในวันที่ความเร็วมมีค่าสูงส่งผลให้การสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารมีค่าสูงตามไปด้วย ดังเช่น ในวันที่ 5 , 12, 13 และ 18 กรกฎาคม

ลักษณะของกราฟการสั่นสะเทือนและกราฟความเร็วลมมีความสัมพันธ์กันอย่างไรเห็นได้ชัดเจน คาดว่าในวันดังกล่าวเกิดลมกระโชกขึ้นจึงทำให้ความเร็วลมมีค่าสูงส่งผลให้การสั่นสะเทือนบริเวณยอดอาคารมีค่าสูงตามไปด้วย

5.3 ผลตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้ความเร็วลม

ผลการตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้แรงลมของอาคารที่ทำการศึกษารูปไว้ในตารางที่ 5.3

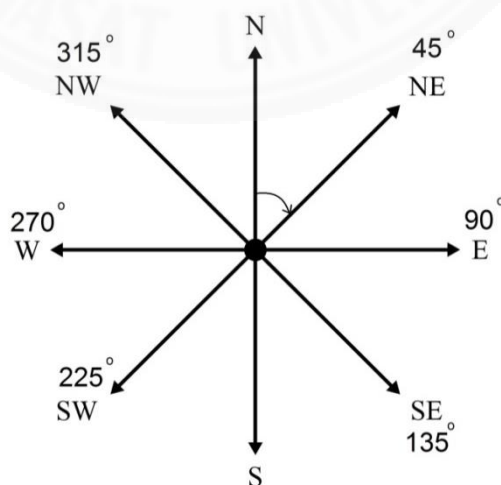
ตารางที่ 5.3 ทิศทางและค่าความเร็วลมสูงสุดในวันที่มีลมแรงตลอดระยะเวลาการบันทึกข้อมูล

วันที่	ความเร็วลมสูงสุด (m/s)	ทิศทางของลมวัดเทียบกับทิศเหนือ (degree)	ทิศทางโดยเฉลี่ย
27-12-57	10.55	84 – 90	E
25-03-58	12.81	17 – 28	N
08-04-58	16.41	92 – 113	E
09-05-58	11.25	158 – 169	SE
22-05-58	10.77	197 – 203	SW
08-06-58	11.61	349 – 360	N
13-06-58	12.49	259 – 270	W
27-07-58	12.47	264 – 287	W
30-07-58	9.787	169 – 186	S
02-08-58	10.84	259 – 270	W
17-08-58	10.59	197 – 209	S
01-09-58	10.03	287 – 293	W
10-09-58	10.45	197 – 208	S
13-09-58	10.39	298 – 315	NW
18-09-58	11.48	253 – 264	W
08-11-58	11.08	197 – 203	S

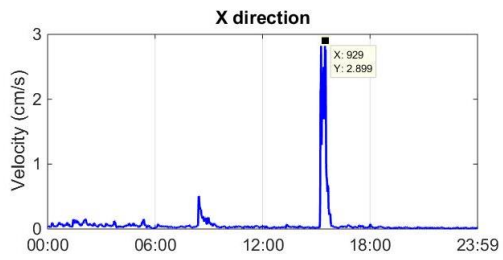
ตารางที่ 5.3 (ต่อ) ทิศทางและค่าความเร็วลมสูงสุดในวันที่มีลมแรงตลอดระยะเวลาการบันทึกข้อมูล

วันที่	ความเร็วลม สูงสุด (m/s)	ทิศทางของลม วัดเทียบกับทิศเหนือ (degree)	ทิศทาง โดยเฉลี่ย
17-12-58	10.18	84 - 90	E
01-04-59	10.89	186 - 197	S
05-07-59	11.87	203 - 214	SW
05-07-59	11.87	203 - 214	SW
12-07-59	10.99	191 - 208	S
13-07-59	11.87	287 - 293	W
18-07-59	11.79	163 - 182	S

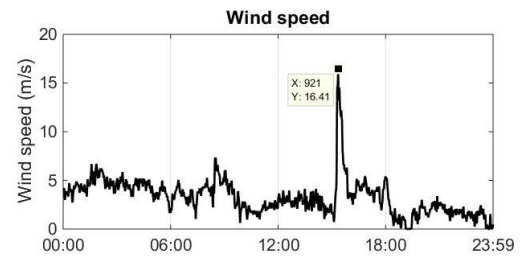
พิจารณาข้อมูลความเร็วลมที่รวบรวมได้จากลักษณะการเปลี่ยนแปลงตามเวลา (Time History) และวัดอ้างอิงจากทิศเหนือในทิศทางตามเข็มนาฬิกามีหน่วยเป็นองศา ดังแสดงในภาพที่ 5.9 ทั้งนี้ ผลตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารที่เลือกนำมาแสดงนี้เป็นผลการตรวจวัดในวันที่ 8 เมษายน 2558 และ 8 มิถุนายน 2558 ซึ่งเป็นวันที่วัดแรงลมที่กระทำกับอาคารได้ค่อนข้างสูง โดยแกนนอนแสดงเวลาและแกนตั้งแสดงการสั่นสะเทือนในแนวแกน X , Y , ความเร็วลม และทิศทางลมโดยเฉลี่ยตามลำดับ



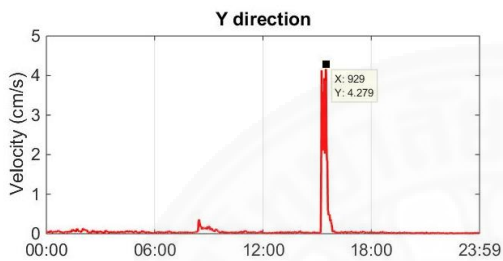
ภาพที่ 5.8 แกนอ้างอิงของความเร็วลมโดยเริ่มต้นจากทิศเหนือและวัดในทิศทางตามเข็มนาฬิกา



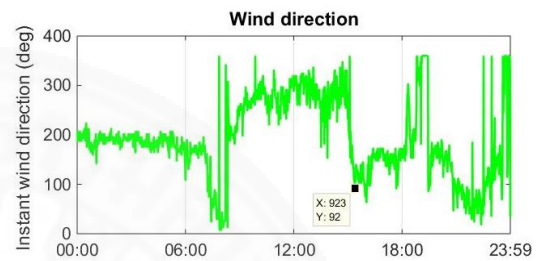
(ก) การสั่นสะเทือนในแนวแกน X



(ค) ความเร็วลมเฉลี่ยทุก 2 นาที

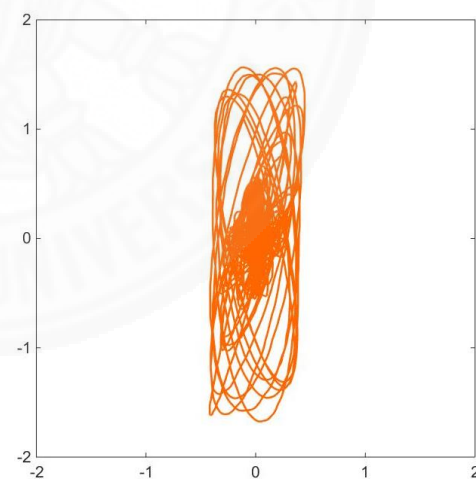
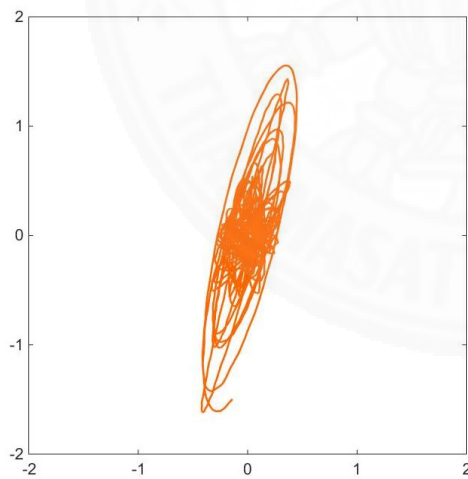


(ข) การสั่นสะเทือนในแนวแกน Y

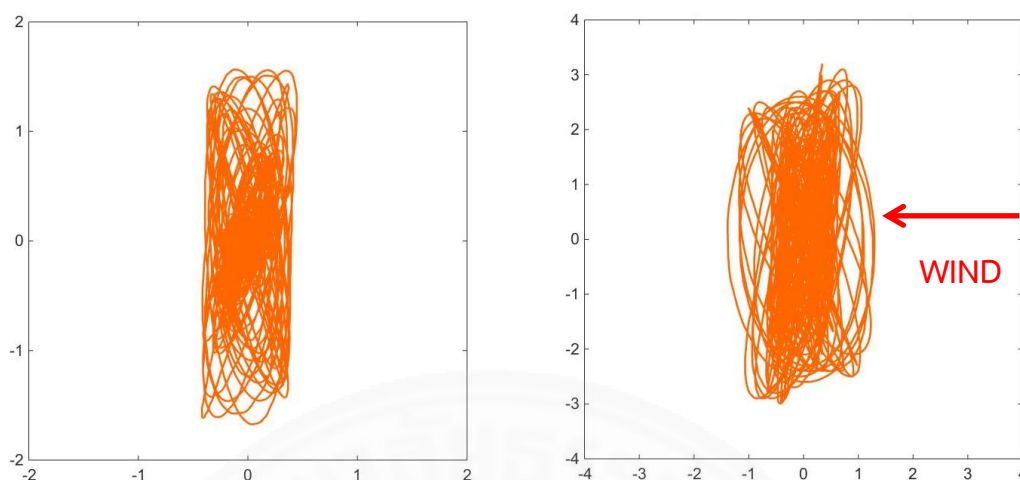


(ง) ทิศทางลม

ภาพที่ 5.9 การสั่นสะเทือน ความเร็วลม และทิศทางลมในวันที่ 8 เมษายน 2558



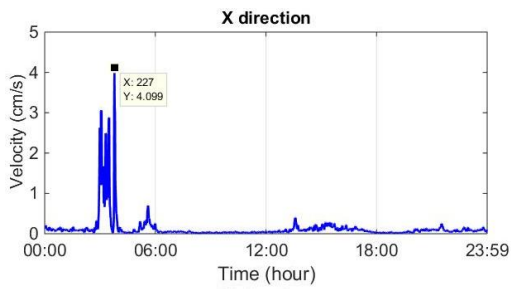
(ก) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 10 วินาที (ข) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 20 วินาที



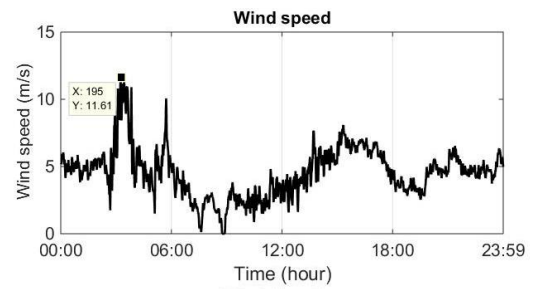
(ค) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 30 วินาที (ง) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 1 นาที

ภาพที่ 5.10 ผลตอบสนองทิศทางการเคลื่อนตัวภายใต้ความเร็วลมในวันที่ 8 เมษายน 2558

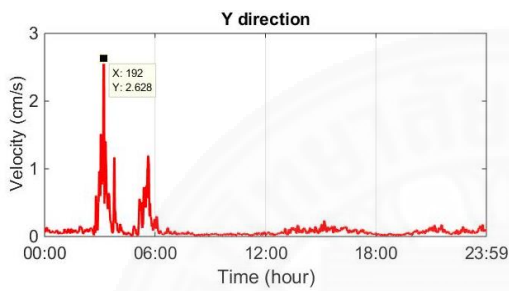
จากการวิเคราะห์ข้อมูลความเร็วลมในวันที่ 8 เมษายน 2558 พบว่าตั้งแต่เวลา 00:00 น. จนถึง 08:00 น. ความเร็วลมที่กระทำต่ออาคารค่อนข้างคงที่เฉลี่ยประมาณ 5 เมตรต่อวินาที มีทิศทางโดยเฉลี่ย 216 องศา เป็นลมปกติที่พัดมาจากทิศใต้ จนกระทั่งเวลา 08:26 น. ได้เกิดลมแรงขึ้น สังเกตได้จากกราฟการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารในแนวแกน X , Y และความเร็วลมในภาพที่ 5.10 (ก) ถึง (ค) มีลักษณะสูงขึ้นจากปกติ ตลอดจนทิศทางของลมมีการเปลี่ยนแปลงแบบฉับพลันอย่างเห็นได้ชัด ดังภาพที่ 5.10 (ง) รวมระยะเวลาประมาณครึ่งชั่วโมงจึงลดระดับลงมาอยู่ในระดับปกติ จากนั้นในช่วงเวลาประมาณ 15:00 น. ถึง 16:00 น. ได้เกิดลมแรงขึ้นอีกครั้งโดยวัดความเร็วลมสูงสุดขณะนั้นได้ 16.41 เมตรต่อวินาที ส่งผลให้ตัวอาคารเกิดการสั่นในแนวแกน X ที่ระดับ 2.899 เซนติเมตรต่อวินาที และเกิดการสั่นในแนวแกน Y มากถึง 4.279 เซนติเมตรต่อวินาที นอกจากนี้ยังพบว่าทิศทางของลมที่กระทำกับอาคารมีการเปลี่ยนแปลงแบบฉับพลันจากเดิมเฉลี่ย 280 องศา ลดลงมาเหลือเพียงประมาณ 92 – 113 องศาเท่านั้น ทั้งนี้ ลักษณะของลมดังกล่าวเป็นลมที่พัดมาจากทิศตะวันออกซึ่งสอดคล้องกับผลตอบสนองของการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารในทิศทางตั้งฉากลม (Across Wind) ดังแสดงในภาพที่ 5.11 (ก) ถึง (ง) แสดงให้เห็นถึงผลตอบสนองของอาคารในช่วงระยะเวลาต่าง ๆ ตั้งแต่ก่อนจนกระทั่งเกิดลมกระทำ



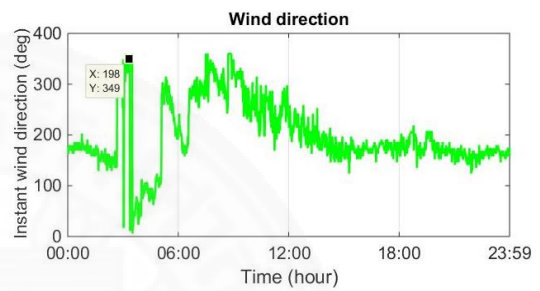
(ก) การสั่นสะเทือนในแนวแกน X



(ค) ความเร็วลมเฉลี่ยทุก 2 นาที

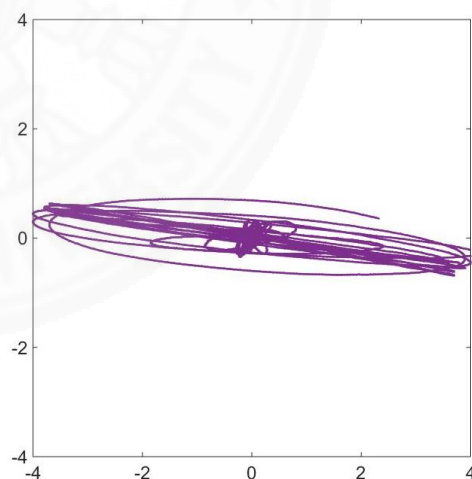
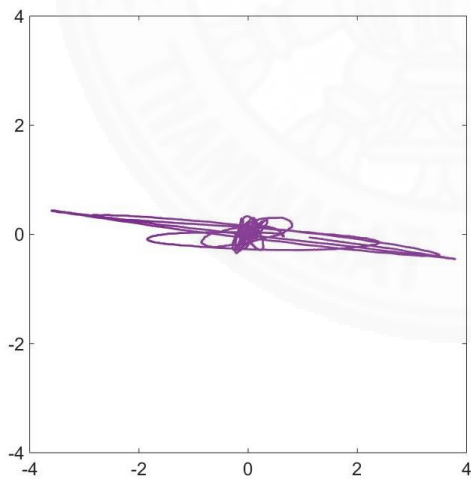


(ข) การสั่นสะเทือนในแนวแกน Y

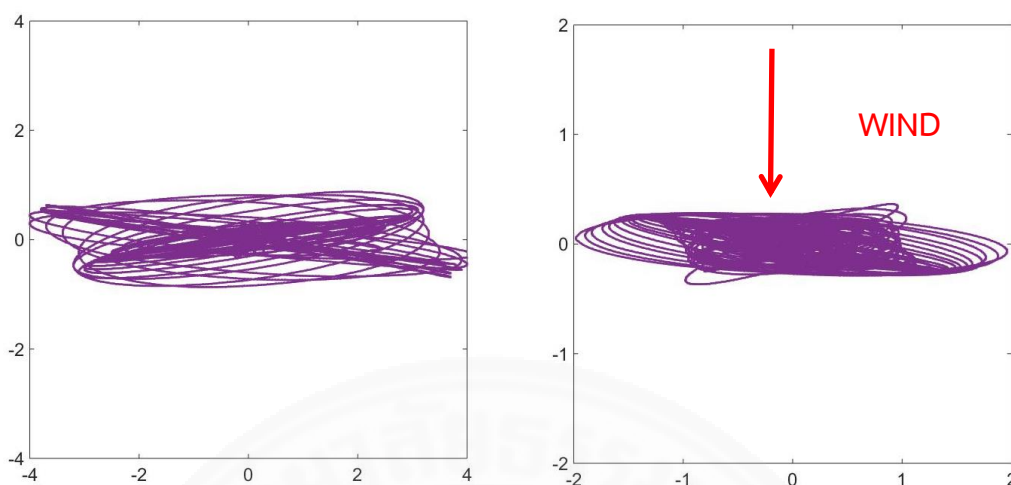


(ง) ทิศทางลม

ภาพที่ 5.11 การสั่นสะเทือน ความเร็วลม และทิศทางลมในวันที่ 8 มิถุนายน 2558



(ก) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 10 วินาที (ข) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 20 วินาที

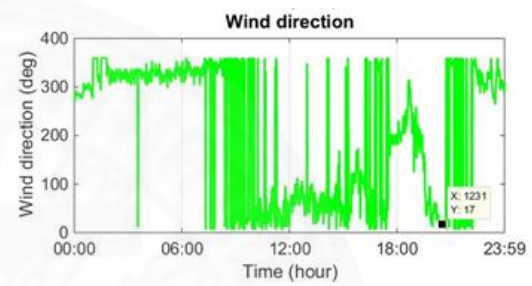
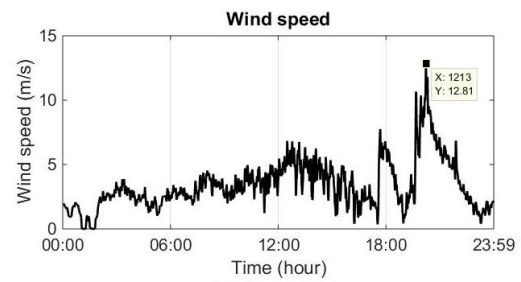
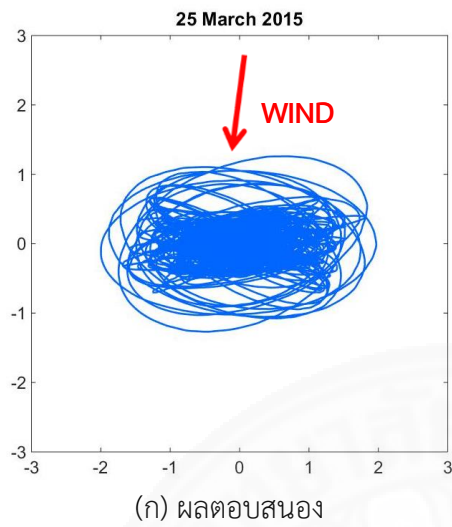


(ค) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 30 วินาที (ง) ผลตอบสนองของอาคารในช่วงเวลา 1 นาที

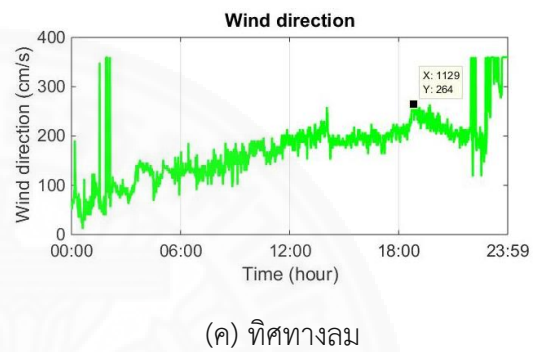
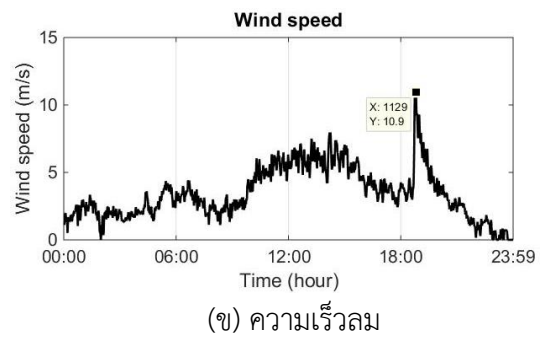
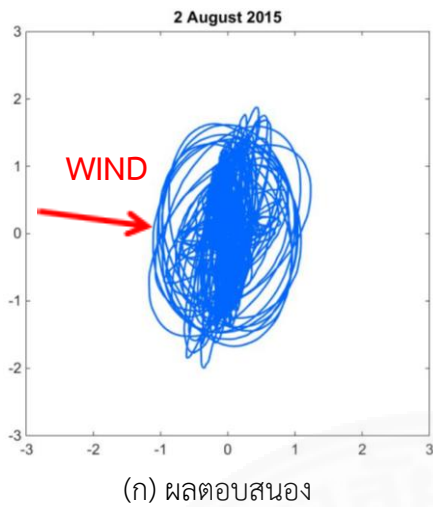
ภาพที่ 5.12 ผลตอบสนองทิศทางการเคลื่อนตัวภายใต้ความเร็วลมในวันที่ 8 มิถุนายน 2558

จากการวิเคราะห์ข้อมูลความเร็วลมในวันที่ 8 มิถุนายน 2558 พบว่า ในช่วงเวลา 00:00 น. ถึงเวลา 02:21 น. ความแรงของลมค่อนข้างคงที่โดยเฉลี่ยประมาณ 4 – 6 เมตรต่อวินาที มีทิศทางโดยเฉลี่ย 170 องศา ลักษณะเป็นลมปกติที่พัดมาจากทิศใต้ จากนั้นเมื่อเวลาผ่านไปจนกระทั่งเวลา 03:16 น. วัดค่าความเร็วลมได้สูงสุดที่ 11.61 เมตรต่อวินาที ทิศทางลมมีการเปลี่ยนแปลงแบบฉับพลันขึ้นไปประมาณ 349 – 360 องศา และเป็นลมที่เปลี่ยนทิศทางทางทิศเหนือกระทำกับอาคาร ส่งผลให้ผลตอบสนองของการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารสัมพันธ์กับทิศทางตั้งฉากของลม (Across Wind) ดังแสดงในภาพที่ 5.12 (ก) ถึง (ง) แสดงให้เห็นถึงผลตอบสนองของอาคารในช่วงระยะเวลาต่าง ๆ ตั้งแต่ก่อนจนกระทั่งเกิดลมกระทำ ทั้งนี้ คาดว่าการเกิดลมในช่วงเวลาดังกล่าวเกิดจากลมฝนฟ้าคะนองเนื่องจากวัดค่าได้ค่อนข้างสูงและมีการเปลี่ยนทิศแบบฉับพลันจึงส่งผลให้ตัวอาคารมีค่าการสั่นสะเทือนมากถึง 4.099 เซนติเมตรต่อวินาทีแล้วจึงกลับมาอยู่ในระดับปกติอีกครั้งโดยกลุ่มระยะเวลาในการเกิดทั้งสิ้นประมาณหนึ่งชั่วโมงเศษ จากนั้นในช่วงเวลาประมาณ 05:00 น. ถึง 06:00 น. ได้เกิดลมแรงขึ้นอีกครั้ง สังเกตได้จากกราฟการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคารในแนวแกน X , Y และความเร็วลมในภาพที่ 5.11 (ก) ถึง (ค) มีลักษณะสูงขึ้นไปตลอดจนทิศทางของลมมีการเปลี่ยนแปลงแบบฉับพลันอีกครั้งหนึ่ง ดังภาพที่ 5.11 (ง) จากนั้นจึงลดลงมาอยู่ในระดับปกติตลอดวัน

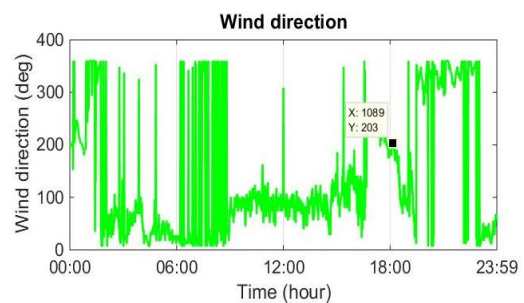
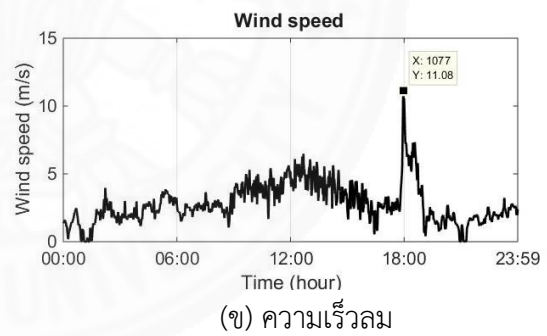
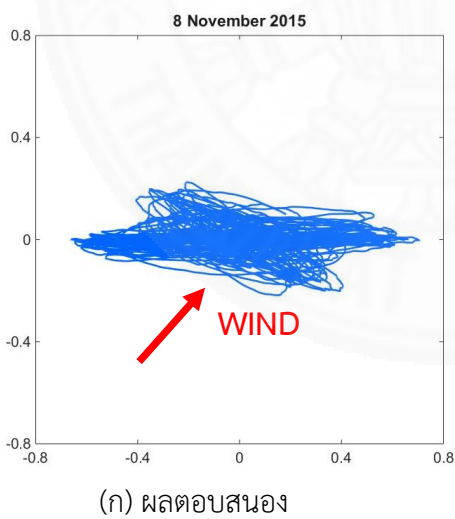
เพื่อให้เห็นถึงรูปแบบที่แตกต่างกันออกไปในหลาย ๆ ลักษณะ ผลการตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวภายใต้ความเร็วลมในวันที่มีลมแรงกระทำกับอาคารจึงได้แสดงเพิ่มเติมไว้ในภาพที่ 5.13 ถึง 5.17



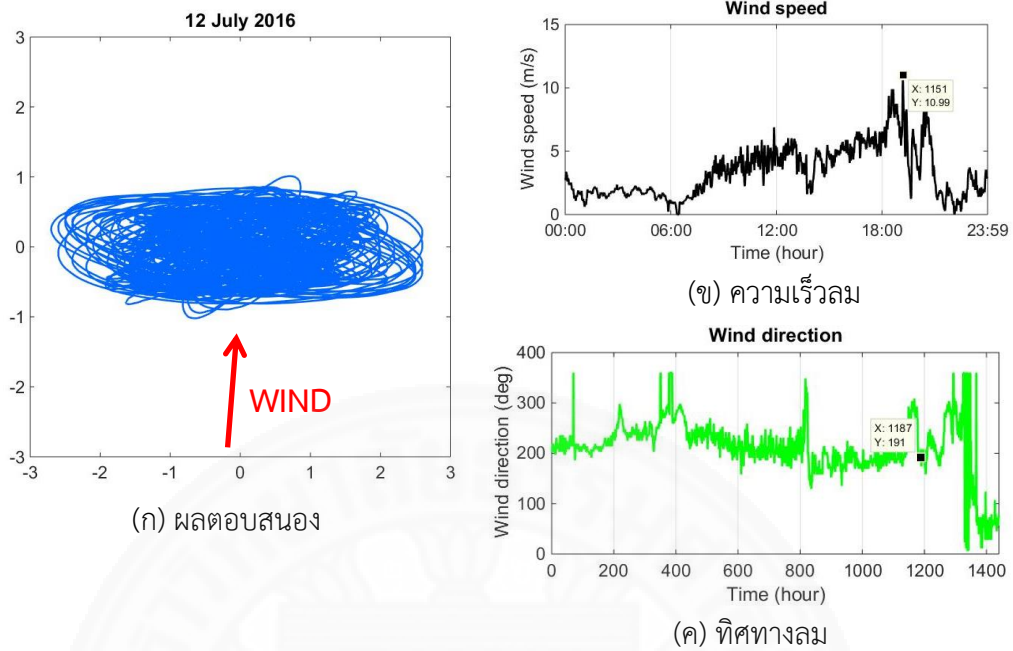
ภาพที่ 5.13 ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ
ในวันที่ 25 มีนาคม 2558



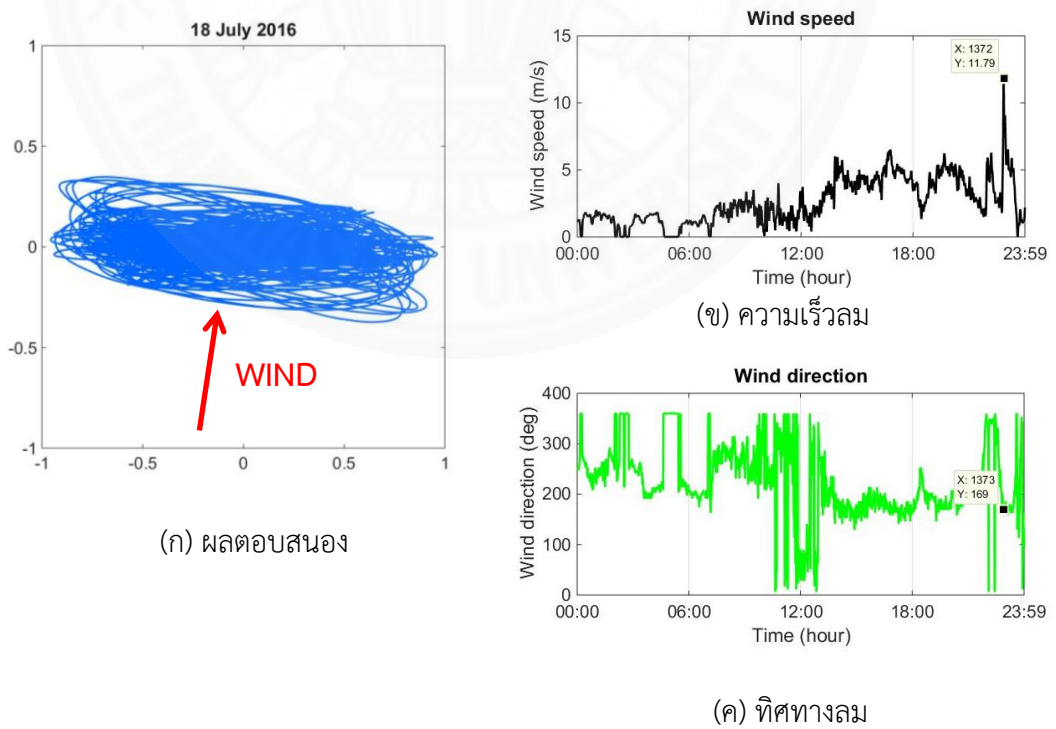
ภาพที่ 5.14 ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ ในวันที่ 2 สิงหาคม 2558



ภาพที่ 5.15 ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ ในวันที่ 8 พฤศจิกายน 2558



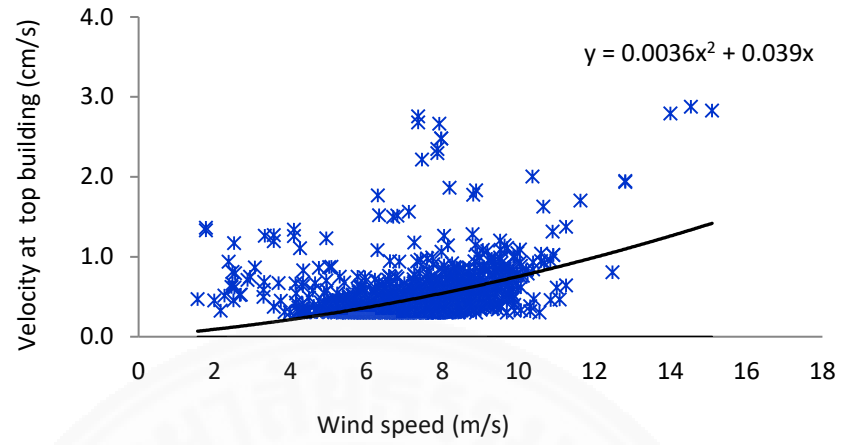
ภาพที่ 5.16 ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ
ในวันที่ 12 กรกฎาคม 2559



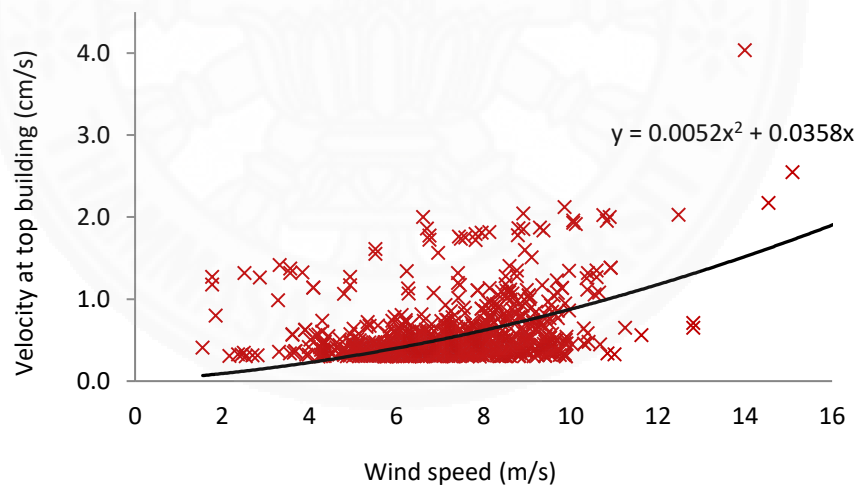
ภาพที่ 5.17 ผลตอบสนองของความเร็วในการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารและทิศทางที่ลมกระทำ
ในวันที่ 18 กรกฎาคม 2559

5.4 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วลมและการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคาร

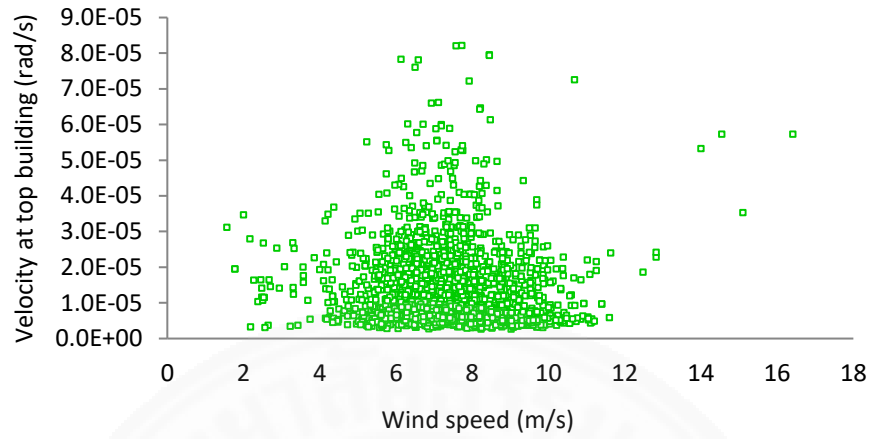
จากทฤษฎีของอากาศพลศาสตร์ แรงจากอากาศพลศาสตร์ขึ้นอยู่กับความหนาแน่นของอากาศและกำลังสองของค่าความเร็วลม ดังนั้นจากการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร ค่าดังกล่าวควรมีความสัมพันธ์กับกำลังสองของความเร็วลม งานวิจัยนี้จึงนำค่าสูงสุดของผลตอบสนองของอาคารมาแสดงความสัมพันธ์กับความเร็วลมโดยแกน X เป็นค่าความเร็วลมมีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาทีและแกน Y เป็นค่าผลตอบสนองในทิศทางต่าง ๆ ดังแสดงในภาพที่ 5.18 (ก) ถึง (ง) ในภาพ (ก) เป็นความสัมพันธ์ของผลตอบสนองในแนวแกน X กับความเร็วลม จากผลของภาพนี้พบว่า ข้อมูลมีการกระจายตัวในช่วงความเร็วลมตั้งแต่ 1 ถึง 11 เมตรต่อวินาที และมีระดับการสั่นสะเทือนประมาณ 2 เซนติเมตรต่อวินาที หลังจากนั้นจึงเริ่มมีการกระจายตัวและมีแนวโน้มสูงเพิ่มขึ้นจนกระทั่งพบค่าสูงสุดของการสั่นสะเทือนอยู่ที่ประมาณ 3 เซนติเมตรต่อวินาที มีเส้นแนวโน้มที่เกิดจากสมการ $y = 0.0036x^2 + 0.039x$ และค่า $R^2 = 0.1115$ ภาพ (ข) แสดงความสัมพันธ์ของผลตอบสนองในแนวแกน Y กับความเร็วลม พบค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดอยู่ที่ประมาณ 4 เซนติเมตรต่อวินาที ระดับการสั่นสะเทือนมีการกระจายตัวกันมากในช่วงความเร็วลมตั้งแต่ 1 ถึง 11 เมตรต่อวินาที มีเส้นแนวโน้มที่เกิดจากสมการ $y = 0.0052x^2 + 0.0358x$ และค่า $R^2 = 0.162$ ภาพ (ค) แสดงความสัมพันธ์ของผลตอบสนองในแนวแกนบิดกับความเร็วลม วัดค่าการบิดตัวโดยเฉลี่ยของอาคารได้ที่ประมาณ 0.001 เรเดียนต่อวินาที ระดับการสั่นสะเทือนมีการกระจายตัวกันมากในช่วงความเร็วลมตั้งแต่ 2 ถึง 10 เมตรต่อวินาที และเมื่อรวมผลของสององค์ประกอบตั้งฉากแบบเวกเตอร์ ในภาพ (ง) พบว่า ค่าความเร็วของการสั่นสะเทือนมีค่ามากถึง 5 เซนติเมตรต่อวินาทีโดยประมาณ โดยมีความเร็วลมสูงสุดขณะนั้นอยู่ที่ 16 เมตรต่อวินาทีโดยประมาณ มีเส้นแนวโน้มที่เกิดจากสมการ $y = 0.0075x^2 + 0.0199x$ และค่า $R^2 = 0.2236$ และจากการสังเกตสามารถเห็นถึงแนวโน้มของการเพิ่มขึ้นของการตอบสนองของอาคารตามค่ากำลังสองของความเร็วลม แต่อย่างไรก็ตามพบว่าค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของผลตอบสนองทั้งในแนวแกน X , Y และผลรวมของสององค์ประกอบตั้งฉากแบบเวกเตอร์มีค่าไม่สูงนัก ซึ่งผลที่ได้อาจไม่ตรงกับทฤษฎีอย่างสมบูรณ์



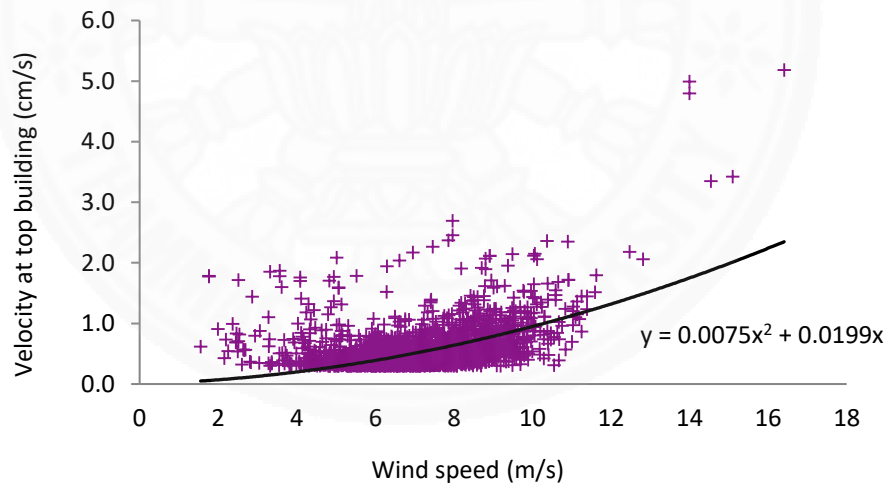
(ก) แนวแกน X



(ข) แนวแกน Y



(ค) แนวแกนบิด



(ง) ผลรวมขององค์ประกอบตั้งฉากแบบเวกเตอร์

ภาพที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วลมกับการสั่นที่ยอดอาคาร
ตลอดช่วงเวลาที่ทำการศึกษา

5.5 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลการสั่นสะเทือนเปรียบเทียบเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897(1984)

จากการรวบรวมข้อมูลความเร็วการสั่นสะเทือนตลอดช่วงระยะเวลาที่ทำการศึกษา โดยแปลงให้เป็นค่าความเร่งแล้วพิจารณาค่า R.M.S (Root Mean Square) ตามช่วงความถี่แบบ One Third Octave พบว่า วันที่มีลมกระโชกแรงจนส่งผลให้อาคารมีการสั่นสะเทือนมากสามารถนำมาวิเคราะห์รวมถึงประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อผู้ใช้งานอาคารได้โดยอ้างอิงจากเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) สรุปเป็นวันที่น่าสนใจได้ดังตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 5.4 การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคาร ตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในวันที่มีลมแรง

วันที่	ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุด (cm/s)	ช่วงเวลาที่	ค่าความเร่ง R.M.S (mG)	ค่าความเร่งตามเกณฑ์มาตรฐาน ISO 6897(1984) ที่ระดับความถี่ 0.25 Hz โดยที่ Curve 1 = 0.703 mG Curve 2 = 2.752 mG Curve 3 = 4.689 mG Curve 4 = 28.130 mG
27-12-58	1.917	2	0.939	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	0.786	สัมผัส Curve 1 พอดี
		10	0.703	ต่ำกว่า Curve 1
25-03-58	2.013	2	1.608	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.244	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	0.952	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
08-04-58	4.299	2	3.851	อยู่ระหว่าง Curve 2 และ Curve 3
		5	3.512	อยู่ระหว่าง Curve 2 และ Curve 3
		10	2.921	อยู่ระหว่าง Curve 2 และ Curve 3

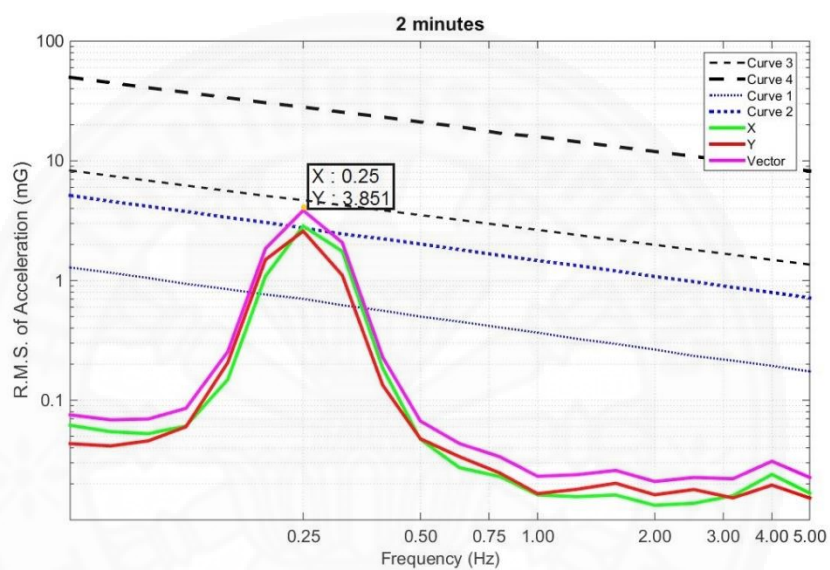
ตารางที่ 5.4 (ต่อ) การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคาร
ตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในวันที่มีลมแรง

วันที่	ค่าการ สั่นสะเทือน สูงสุด (cm/s)	ช่วงเวลาที่	ค่าความเร่ง R.M.S (mG)	ค่าความเร่งตามเกณฑ์มาตรฐาน ISO 6897(1984) ที่ระดับความถี่ 0.25 Hz โดยที่ Curve 1 = 0.703 mG Curve 2 = 2.752 mG Curve 3 = 4.689 mG Curve 4 = 28.130 mG
22-05-58	1.989	2	1.244	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	0.971	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	0.854	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
08-06-58	4.099	2	2.984	สัมผัส Curve 2 พอดี
		5	1.883	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.316	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
13-06-58	3.349	2	2.295	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.833	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.704	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
27-07-58	2.025	2	1.832	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.254	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.14	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
30-07-58	2.500	2	1.824	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.529	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.165	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
02-08-58	2.041	2	1.532	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.442	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.202	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2

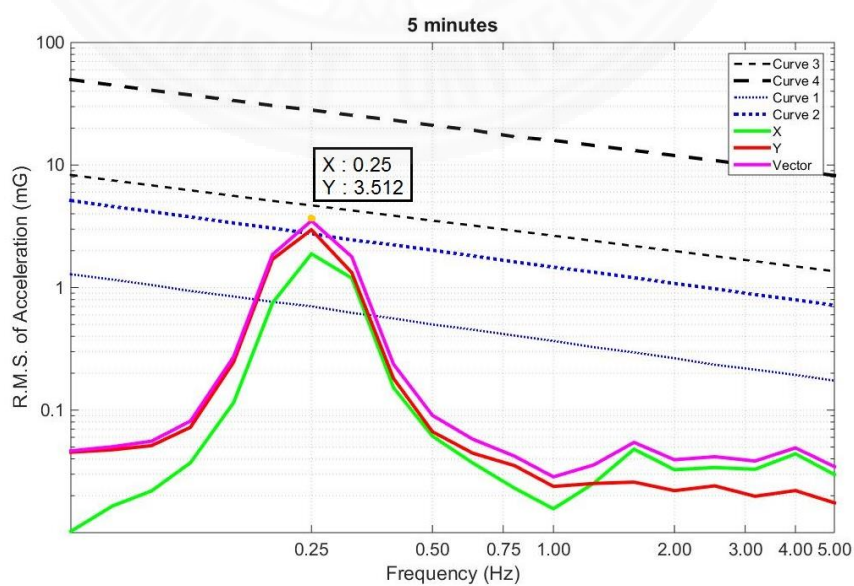
ตารางที่ 5.4 (ต่อ) การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคาร
ตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในวันที่มีลมแรง

วันที่	ค่าการ สั่นสะเทือน สูงสุด (cm/s)	ช่วงเวลาที่	ค่าความเร่ง R.M.S (mG)	ค่าความเร่งตามเกณฑ์มาตรฐาน ISO 6897(1984) ที่ระดับความถี่ 0.25 Hz โดยที่ Curve 1 = 0.703 mG Curve 2 = 2.752 mG Curve 3 = 4.689 mG Curve 4 = 28.130 mG
01-09-58	2.046	2	1.501	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.221	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	0.931	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
10-10-58	3.178	2	2.429	สัมผัส Curve 2 พอดี
		5	1.948	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.405	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
07-06-59	3.348	2	1.996	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.485	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.519	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
05-07-59	2.163	2	3.006	สัมผัส Curve 2 พอดี
		5	1.994	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.433	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
12-07-59	2.062	2	1.859	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		5	1.763	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.406	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
13-07-59	4.871	2	3.070	อยู่ระหว่าง Curve 2 และ Curve 3
		5	2.290	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2
		10	1.858	อยู่ระหว่าง Curve 1 และ Curve 2

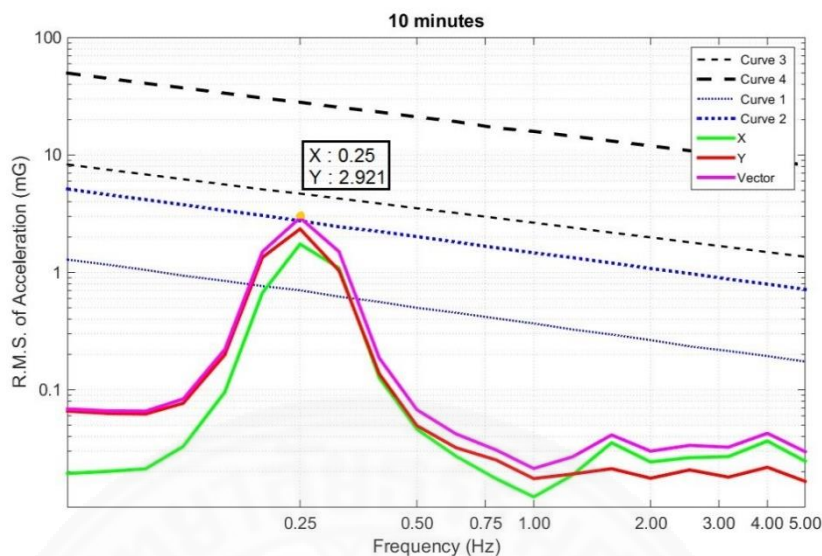
จากตารางด้านบน พบว่า อาคารที่ทำการศึกษามีการสั่นสะเทือนที่ค่อนข้างสูง ในที่นี้
 เลือกแสดงตัวอย่างการวิเคราะห์ผลกระทบต่อผู้ใช้งานอาคารเนื่องจากการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นในวันที่
 8 เมษายน 2558 , 8 มิถุนายน 2558 และ 13 กรกฎาคม 2559 ซึ่งเป็นวันที่มีค่าการสั่นสะเทือน
 เกิดขึ้นสูง โดยพิจารณาจากความเร่งที่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาการสั่นสะเทือน 2 นาที , 5 นาที และ
 10 นาที ตามลำดับ จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์และประเมินผลอ้างอิงจากเกณฑ์การยอมรับตาม
 มาตรฐาน ISO 6897 (1984)



(ก) 2 นาที



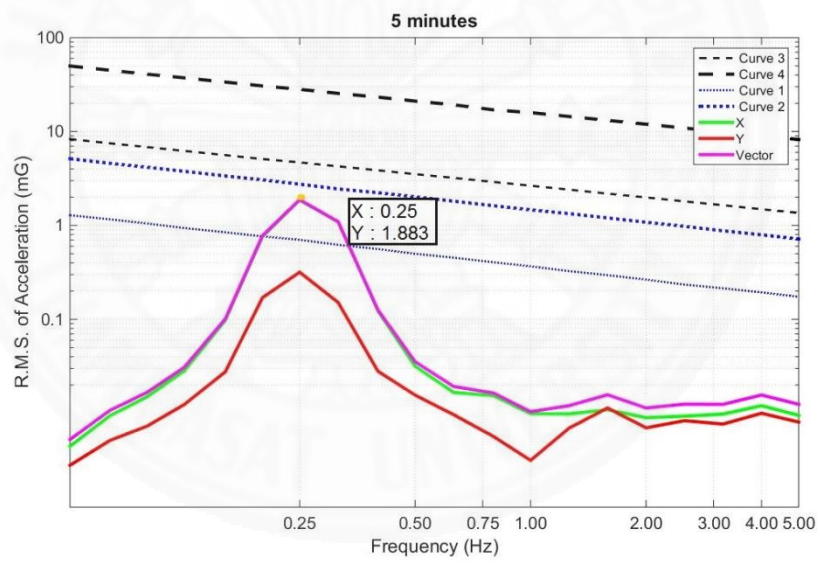
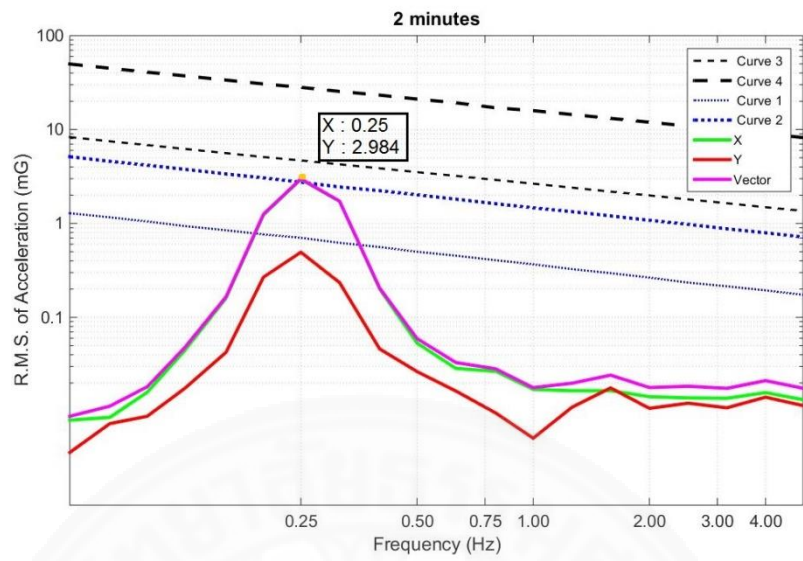
(ข) 5 นาที

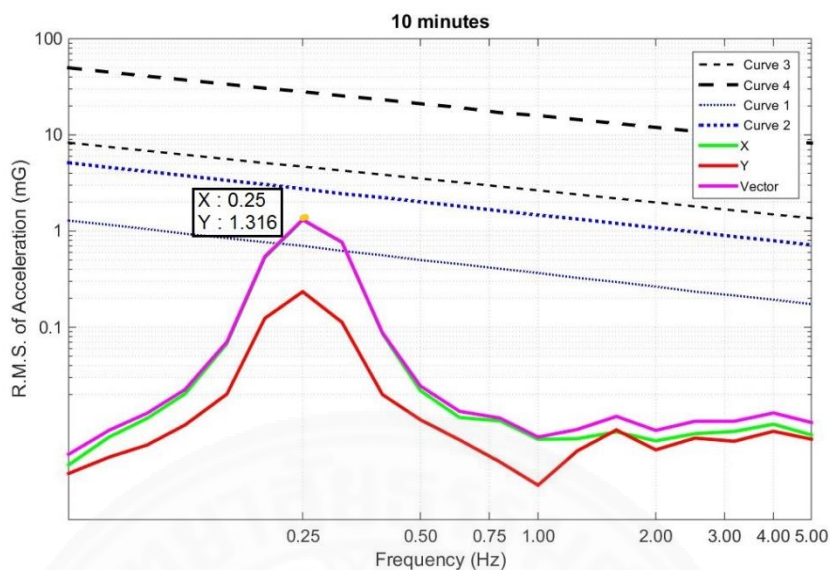


(ค) 10 นาที

ภาพที่ 5.19 การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้อาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) สำหรับการสั่นสะเทือนในวันที่ 8 เมษายน 2558

จากผลการบันทึกข้อมูลในวันที่ 8 เมษายน 2558 พบว่า เมื่อเวลา 15:28 น. มีความเร็วลมกระทำกับอาคาร 16.41 เมตรต่อวินาที เป็นลมที่พัดมาจากทิศตะวันออกเฉียงเหนือออกกระทำกับตัวอาคารในทิศทางตั้งฉากลม (Across Wind) ส่งผลให้อาคารมีค่าการสั่นสะเทือนสูงสุด 4.299 เซนติเมตรต่อวินาทีในแนวแกน Y จากนั้น เมื่อนำค่าการสั่นสะเทือนดังกล่าวในช่วงเวลา 2 นาที , 5 นาที และ 10 นาที มาวิเคราะห์เปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในช่วงความถี่ 5 Hz พบว่า มีค่าความเร่งสูงสุดแบบ R.M.S ที่ระดับ 3.851 mG , 3.512 mG และ 2.921 mG ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 5.19 (ก) ถึง (ค) จากผลการศึกษา พบว่า ค่าความเร่ง R.M.S ที่พิจารณาทั้งสามช่วงเวลาอยู่ในระหว่าง Curve 2 และ Curve 3 ซึ่งเป็นช่วงเกณฑ์ในการประเมินการรับรู้การสั่นไหวของผู้ใช้งานสำหรับอาคารที่ใช้งานเฉพาะจุดประสงค์ กล่าวคือ เมื่อค่าความเร่งอยู่ในช่วงดังกล่าว ผู้ใช้งานอาคารสามารถรับรู้ถึงการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นได้

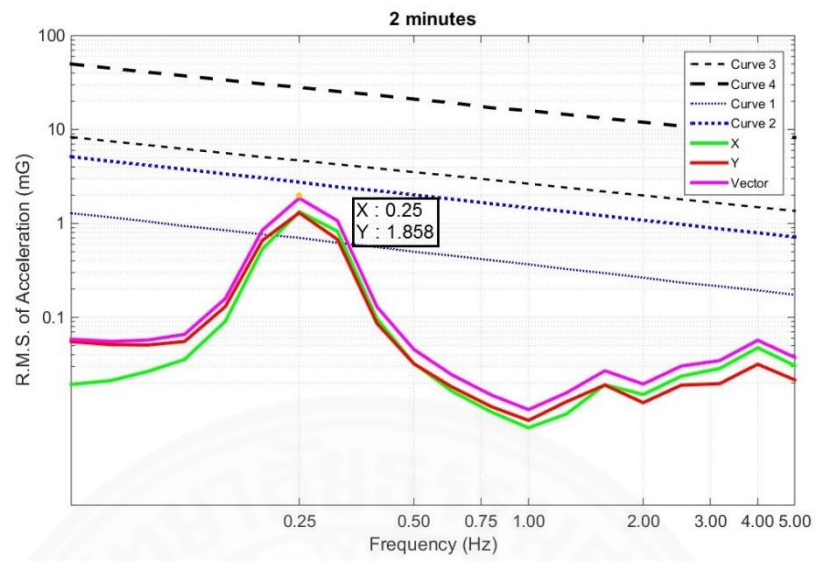




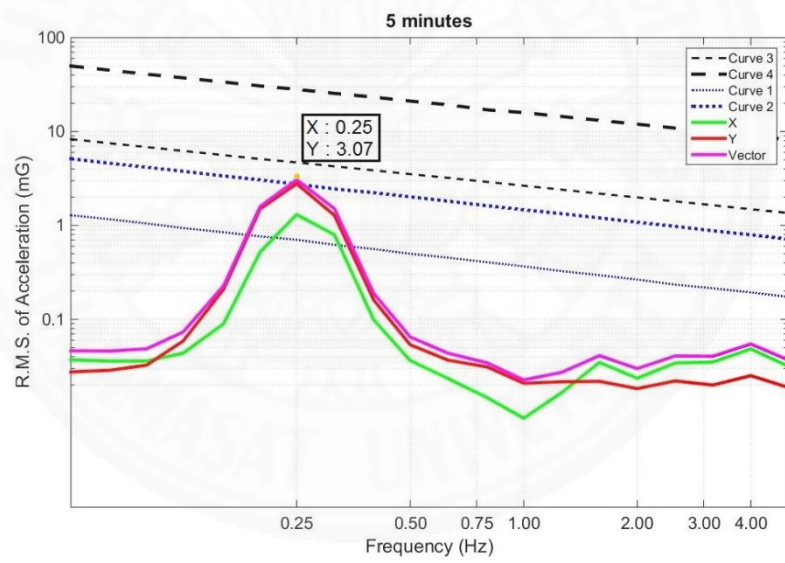
(ค) 10 นาที

ภาพที่ 5.20 การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้อาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) สำหรับการสั่นสะเทือนในวันที่ 8 มิถุนายน 2558

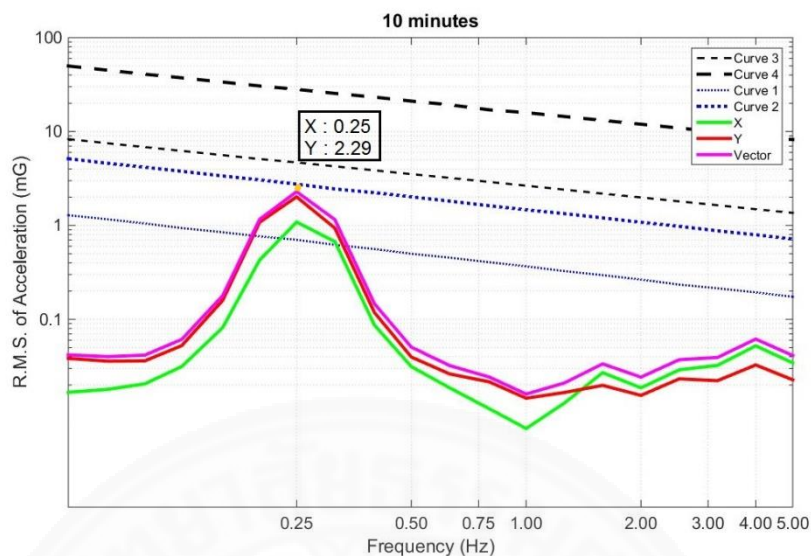
จากการบันทึกข้อมูลในวันที่ 8 มิถุนายน 2558 พบว่า เมื่อเวลา 03:46 น. มีความเร็วลม 11.61 เมตรต่อวินาทีกระทำกับอาคารในทิศทางตั้งฉากลม (Across Wind) โดยเป็นลมที่พัดมาจากทิศเหนือและมีทิศทางลมเฉลี่ย 356 องศา ส่งผลให้อาคารเกิดการสั่นไหวสูงสุดที่ระดับ 4.099 เซนติเมตรต่อวินาทีในแนวแกน X จากนั้น เมื่อนำค่าการสั่นสะเทือนดังกล่าวในช่วงเวลา 2 นาที , 5 นาที และ 10 นาที มาวิเคราะห์เปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในช่วงความถี่ 5 Hz พบค่าความเร่งสูงสุดแบบ R.M.S ที่ระดับ 2.984 mG , 1.883 mG และ 1.316 mG ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 5.20 (ก) ถึง (ค) จากผลการศึกษาพบว่าค่าความเร่ง R.M.S ในช่วงการสั่นสะเทือน 2 นาทีสัมผัสกับ Curve 2 พอดี แต่ค่าความเร่ง R.M.S ในช่วงการสั่นสะเทือน 5 นาที และ 10 นาทีอยู่ในระหว่าง Curve 1 และ Curve 2 ซึ่งเป็นช่วงเกณฑ์ในการประเมินการรับรู้การสั่นไหวของผู้ใช้งานสำหรับอาคารที่ใช้งานเฉพาะจุดประสงค์และอยู่ภายในพื้นที่ที่มีสภาพแวดล้อมสงบนิ่ง และระดับความเร่งดังกล่าวอยู่สูงกว่า Curve 1 ซึ่งเป็นขั้นต่ำสุดของการเริ่มรู้สึก ดังนั้น ผู้ใช้งานอาคารจึงเริ่มรู้สึกถึงการสั่นไหวเมื่อมีการสั่นสะเทือนเกิดขึ้น



(ก) 2 นาที



(ข) 5 นาที



(ค) 10 นาที

ภาพที่ 5.21 การเปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้อาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) สำหรับการสั่นสะเทือนในวันที่ 13 กรกฎาคม 2559

จากการบันทึกข้อมูลในวันที่ 13 กรกฎาคม 2559 พบว่า เมื่อเวลา 14:55 น. มีความเร็วลมสูงสุด 11.87 เมตรต่อวินาที เป็นลมที่พัดมาจากทิศตะวันตกเฉียงเหนือและมีทิศเฉลี่ย 307 องศากระทำกับอาคารส่งผลให้เกิดการสั่นสะเทือนสูงสุด 4.871 เซนติเมตรต่อวินาทีในแนวแกน Y จากนั้นเมื่อนำค่าการสั่นสะเทือนดังกล่าวในช่วงเวลา 2 นาที, 5 นาที และ 10 นาที มาวิเคราะห์เปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในช่วงความถี่ 5 Hz พบค่าความเร่งสูงสุดแบบ R.M.S ที่ระดับ 3.070 mG, 2.290 mG และ 1.858 mG ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 5.24 (ก) ถึง (ค) จากผลการศึกษาพบว่า ค่าความเร่ง R.M.S ในช่วงการสั่นสะเทือน 2 นาทีอยู่ในระหว่าง Curve 2 และ Curve 3 ซึ่งเป็นช่วงกราฟที่ใช้ประเมินการรับรู้การสั่นไหวของผู้ใช้งานสำหรับอาคารที่ใช้งานเฉพาะจุดประสงค์ แต่ค่าความเร่ง R.M.S ในช่วงการสั่นสะเทือน 5 นาที และ 10 นาทีอยู่ในระหว่าง Curve 1 และ Curve 2 ซึ่งเป็นช่วงเกณฑ์ในการประเมินการรับรู้การสั่นไหวของผู้ใช้งานสำหรับอาคารที่ใช้งานเฉพาะจุดประสงค์และอยู่ในพื้นที่ที่มีสภาพแวดล้อมสงบนิ่ง และค่า R.M.S ที่เกิดขึ้นในทุกช่วงของการสั่นสะเทือนดังกล่าวอยู่สูงกว่า Curve 1 ซึ่งเป็นขั้นต่ำสุดของการเริ่มรู้สึก ดังนั้น ผู้ใช้งานจึงเริ่มรับรู้ถึงการสั่นไหวได้เมื่อมีการสั่นสะเทือนเกิดขึ้น

การพิจารณาผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารตามเกณฑ์มาตรฐาน ISO 6897 (1984) มีเกณฑ์พิจารณาทุกคาบการเกิดซ้ำในรอบ 5 ปี แต่อย่างไรก็ตาม แม้ข้อมูลที่ตรวจวัดได้อยู่ในช่วงระยะเวลาเพียง 2 ปี ก็พบว่า การสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นในหลาย ๆ เหตุการณ์ส่งผลให้ผู้ใช้งานอาคารรู้สึกได้ ดังนั้น หากพิจารณาที่คาบเวลาการเกิดซ้ำทุก 5 ปี จึงคาดว่าจะพบเหตุการณ์ที่รุนแรงมากกว่าปัจจุบันและผลกระทบจากการสั่นสะเทือนดังกล่าวส่งผลให้ผู้ใช้งานอาคารรับรู้ถึงการสั่นไหวได้เช่นกัน

5.6 ผลการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารและการเกิดปรากฏการณ์ Lock-in

5.6.1 ผลการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติของอาคาร

นอกจากค่าการสั่นสะเทือนและความเร็วลมที่ได้ทำการวิเคราะห์ไปก่อนหน้านี้ ข้อมูลสำคัญที่ต้องพิจารณาร่วมด้วยคือ ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) เพื่อนำไปสู่การประเมินและวิเคราะห์ถึงการเกิดการสั่นพ้อง (Resonance) ซึ่งส่งผลให้โครงสร้างเกิดการสั่นสะเทือนที่รุนแรงและเป็นอันตรายอย่างมาก ดังนั้นในการวิเคราะห์การสั่นสะเทือนของโครงสร้างจึงจำเป็นต้องทราบค่าความถี่ธรรมชาติของระบบเป็นสำคัญ

สำหรับการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติในการศึกษาครั้งนี้ ได้ทำการตรวจวัดจำนวน 2 โหมด โดยโหมดแรกสามารถหาค่าได้ในทิศทาง X , Y และ θ และในโหมดที่สองสามารถหาค่าได้เฉพาะทิศทาง X และ Y และทำการบันทึกข้อมูลอย่างต่อเนื่องตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน 2557 ถึงเดือนสิงหาคม 2559 เพื่อให้ครอบคลุมทุกฤดูกาล ดังแสดงในตารางที่ 5.5

ตารางที่ 5.5 ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

เดือน	Natural Frequency Mode	ทิศทาง	ค่าเฉลี่ย \bar{x}	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D.
ธันวาคม 2557	1	X	0.2614	0.0048
		Y	0.2566	0.0044
		θ	2.7572	0.0433
	2	X	1.6175	0.0362
		Y	1.5650	0.0385
พฤศจิกายน 2557	1	X	0.2614	0.0044
		Y	0.2564	0.0040
		θ	2.7626	0.0432
	2	X	1.6176	0.0345
		Y	1.5645	0.0393
มกราคม 2558	1	X	0.2619	0.0045
		Y	0.2566	0.0039
		θ	2.7647	0.0415
	2	X	1.6178	0.0359
		Y	1.5657	0.0393
มีนาคม 2558	1	X	0.2606	0.0043
		Y	0.2559	0.0043
		θ	2.7553	0.0402
	2	X	1.6164	0.0466
		Y	1.5671	0.0309
เมษายน 2558	1	X	0.2603	0.0041
		Y	0.2555	0.0043
		θ	2.7155	0.0489
	2	X	1.6137	0.0388
		Y	1.5624	0.0313

ตารางที่ 5.5 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษามาจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

เดือน	Natural Frequency Mode	ทิศทาง	ค่าเฉลี่ย \bar{x}	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D.
พฤษภาคม 2558	1	X	0.2599	0.0039
		Y	0.2552	0.0044
		θ	2.6971	0.0459
	2	X	1.6079	0.0562
		Y	1.5595	0.0301
มิถุนายน 2558	1	X	0.2515	0.0477
		Y	0.2559	0.0044
		θ	2.6333	0.4517
	2	X	1.6470	0.2054
		Y	1.5631	0.0478
กรกฎาคม 2558	1	X	0.2603	0.0042
		Y	0.2556	0.0043
		θ	2.7333	0.0425
	2	X	1.6083	0.0677
		Y	1.5618	0.0484
สิงหาคม 2558	1	X	0.2605	0.0042
		Y	0.2559	0.0043
		θ	2.7369	0.0422
	2	X	1.6134	0.0492
		Y	1.5637	0.0424
กันยายน 2558	1	X	0.2561	0.0043
		Y	2.7452	0.0408
		θ	1.6108	0.0623
	2	X	0.2610	0.0045
		Y	1.5639	0.0463

ตารางที่ 5.5 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษามาจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

เดือน	Natural Frequency Mode	ทิศทาง	ค่าเฉลี่ย \bar{x}	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D.
กันยายน 2558	1	X	0.2561	0.0043
		Y	2.7452	0.0408
		θ	1.6108	0.0623
	2	X	0.2610	0.0045
		Y	1.5639	0.0463
ตุลาคม 2558	1	X	0.2625	0.0046
		Y	0.2571	0.0037
		θ	2.7526	0.0424
	2	X	1.6216	0.0220
		Y	1.5716	0.0295
พฤศจิกายน 2558	1	X	0.2611	0.0044
		Y	0.2565	0.0039
		θ	2.7461	0.0426
	2	X	1.6187	0.0185
		Y	1.5662	0.0279
ธันวาคม 2558	1	X	0.2607	0.0042
		Y	0.2559	0.0042
		θ	2.7425	0.0513
	2	X	1.6171	0.0242
		Y	1.5643	0.0330
มกราคม 2559	1	X	0.2613	0.0046
		Y	0.2565	0.0042
		θ	2.7536	0.0456
	2	X	1.6168	0.0363
		Y	1.5686	0.0297

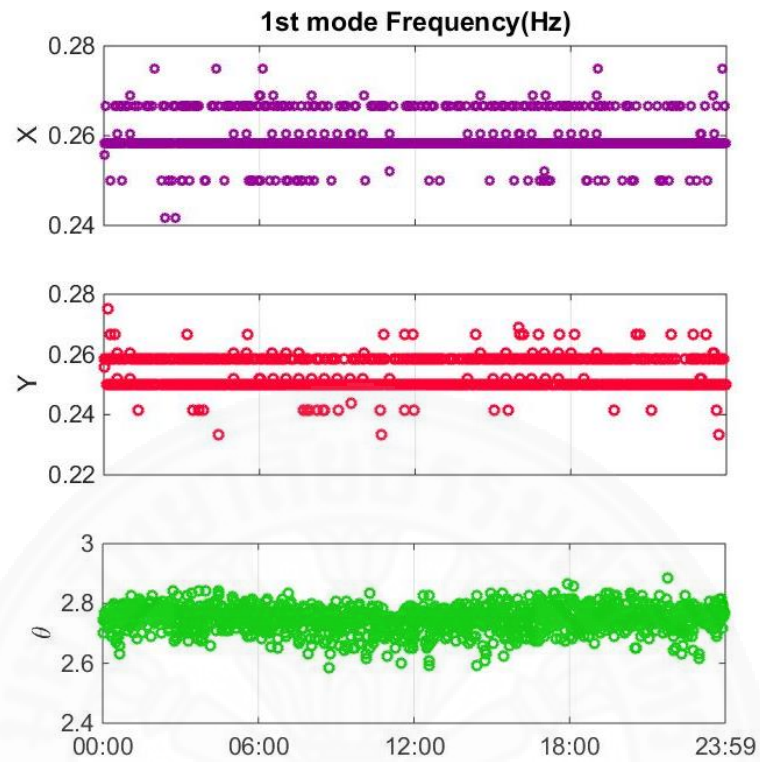
ตารางที่ 5.5 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษาจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

เดือน	Natural Frequency Mode	ทิศทาง	ค่าเฉลี่ย \bar{x}	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D.
กุมภาพันธ์ 2559	1	X	0.2599	0.0041
		Y	0.2553	0.0046
		θ	2.7482	0.0422
	2	X	1.6130	0.0365
		Y	1.5637	0.0371
มีนาคม 2559	1	X	0.2593	0.0038
		Y	0.2549	0.0046
		θ	2.7491	0.0419
	2	X	1.6086	0.0561
		Y	1.5635	0.0307
เมษายน 2559	1	X	0.2592	0.0037
		Y	0.2605	0.2521
		θ	2.7471	0.0421
	2	X	1.6053	0.0665
		Y	1.5629	0.0323
พฤษภาคม 2559	1	X	0.2592	0.0039
		Y	0.2546	0.0047
		θ	2.7489	0.0413
	2	X	1.6092	0.0511
		Y	1.5629	0.0315
มิถุนายน 2559	1	X	0.2602	0.0043
		Y	0.2559	0.0045
		θ	2.7542	0.0403
	2	X	1.6131	0.0431
		Y	1.5687	0.0313

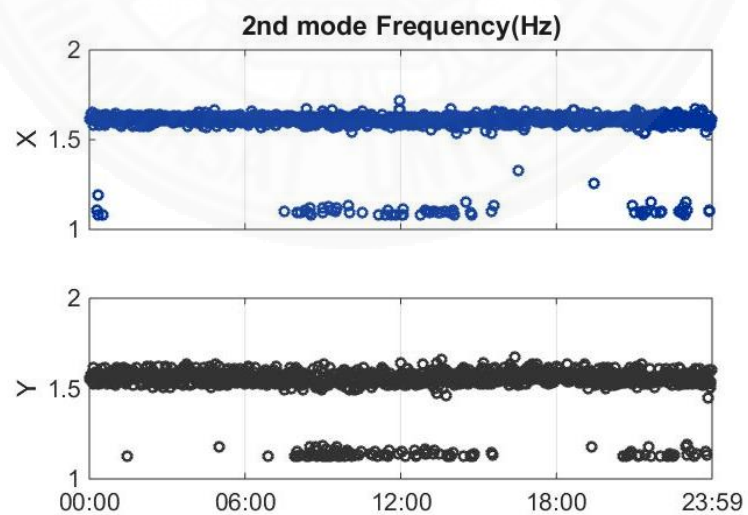
ตารางที่ 5.5 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษาจากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

เดือน	Natural Frequency Mode	ทิศทาง	ค่าเฉลี่ย \bar{x}	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D.
กรกฎาคม 2559	1	X	0.2606	0.0044
		Y	0.2563	0.0044
		θ	2.7572	0.0397
	2	X	1.6165	0.0385
		Y	1.5696	0.0312
สิงหาคม 2559	1	X	0.2603	0.0042
		Y	0.2559	0.0044
		θ	2.7528	0.4095
	2	X	1.6146	0.0451
		Y	1.5679	0.0375

ตัวอย่างกราฟค่าความถี่ธรรมชาติแสดงได้ดังภาพที่ 5.22



(ก) โหมดที่ 1



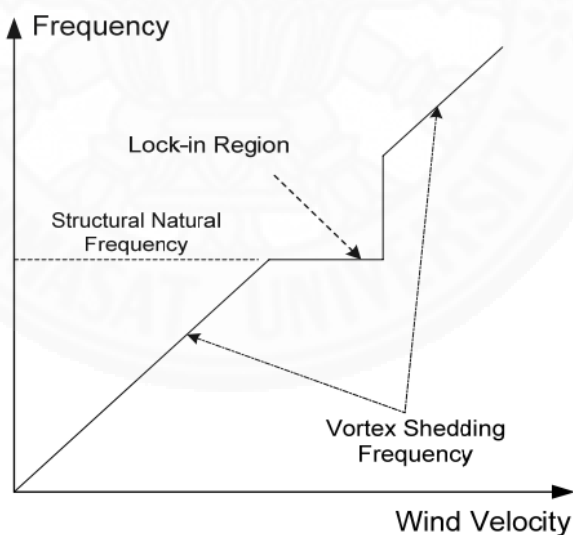
(ข) โหมดที่ 2

ภาพที่ 5.22 ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษาในช่วงระยะเวลา 1 วัน

ผลการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติตลอดช่วงระยะเวลาประมาณ 2 ปีของอาคาร ที่ทำการศึกษานี้ในตารางที่ 5.5 พบว่า ค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 โดยเฉลี่ยในทิศทาง X, Y และ แกนบิดมีค่าประมาณ 0.26 , 0.25 และ 2.7 ตามลำดับ ส่วนค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 2 โดยเฉลี่ยในทิศทาง X และ Y มีค่าประมาณ 1.61 และ 1.56 ตามลำดับ ทั้งนี้พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติ โดยเฉลี่ยในแนวแกน X และ Y ทั้งสองทิศทางมีค่าใกล้เคียงกันมาก แสดงให้เห็นถึงความสมมาตรของ อาคารที่ทำการศึกษา และเมื่อนำค่าความถี่ธรรมชาติในแนวแกน X, Y และแกนบิดมาแสดงใน 1 วัน ซึ่งเป็นช่วงระยะเวลาสั้น ๆ ดังภาพที่ 5.22 พบว่าข้อมูลมีการกระจายตัวอยู่รอบ ๆ ค่าเฉลี่ยซึ่งไม่มี นัยสำคัญถึงความแตกต่างของระดับข้อมูล ดังนั้น ค่าความถี่ธรรมชาติที่ตรวจวัดได้ของอาคารหลังนี้ ทั้งในแนวแกน X, Y และแกนบิดไม่ขึ้นอยู่กับการเปลี่ยนแปลงของฤดูกาล

5.6.2 ผลของแรงลมที่ตรวจวัดได้กับปรากฏการณ์ Lock-in

เมื่อความถี่ของ Vortex Shedding ตรงกันกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง จะทำให้เกิดการกำทอนขึ้น (Resonance) เกิดเป็นปรากฏการณ์ Lock-in ส่งผลให้เกิดการ สั่นสะเทือนที่แรงมากขึ้นกว่าเดิม ซึ่งโครงสร้างเกิดการสั่นไหวด้วยแอมพลิจูดที่เพิ่มขึ้น และเกิดการ Lock-in ดังภาพ



ภาพที่ 5.23 การเกิดปรากฏการณ์ Lock-in

และเมื่อความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญจากความถี่ ของ Vortex Shedding โครงสร้างจึงเริ่มเกิดการสั่นไหวเล็กน้อย เรียกความถี่นี้ว่า Strouhal Frequency

$$f_s = \frac{SU}{D} \quad (5.1)$$

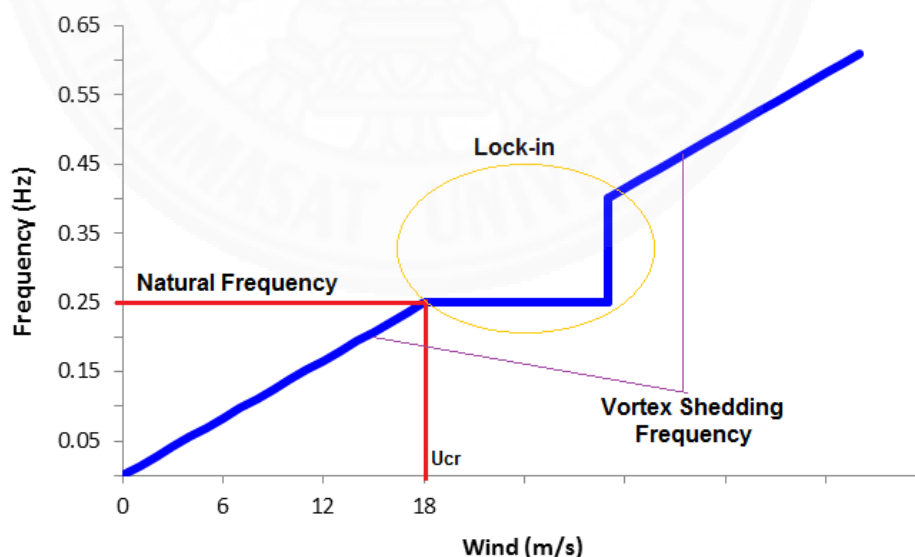
เมื่อ f_s คือ ความถี่ของ Vortex Shedding

S คือ Strouhal number สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีหน้าตัดเป็นวงกลมมีค่าประมาณ 0.2

U คือ ความเร็วลม

D คือ Typical Cross Flow Dimension

จากการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ทำการศึกษา พบว่า มีค่า $f_s = 0.256\text{Hz}$ และเส้นผ่านศูนย์กลางของอาคารหลังนี้มีค่าเท่ากับ 14.44 เมตร จะได้ว่า $U_{cr} = \frac{0.256 \times 14.47}{0.2} = 18.52 \text{ m/s}$ ดังนั้นการเกิดปรากฏการณ์ Lock-in ของอาคารที่ทำการศึกษานี้คาดว่าจะเกิดภายหลังความเร็วลมที่มีค่าประมาณ 18.52 m/s แสดงความสัมพันธ์ได้โดยประมาณดังภาพที่ 5.24 ซึ่งช่วงของความเร็วลมที่ทำให้เกิดการ Lock-in นั้นยังไม่สามารถทราบได้แน่นอน แต่คาดว่าจากผลการตรวจวัดที่ผ่านมามีความเร็วลมในบางช่วงเวลาถึงค่าความเร็วลมวิกฤตของอาคารแล้ว

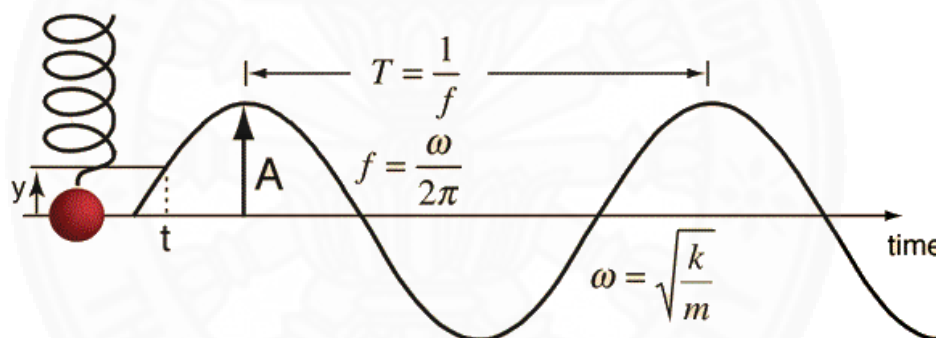


ภาพที่ 5.24 ปรากฏการณ์ Lock-in จากความถี่ของลมที่พัดผ่านอาคารที่ทำการศึกษา

5.7 ผลการประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างอาคาร

ปัญหาการสั่นสะเทือนของตัวอาคารภายใต้แรงลมอาจส่งผลให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างอาคารได้ ผลกระทบที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอาคารนั้น มักแสดงรอยร้าวออกมาตามผนัง และหากมีการทรุดตัวเกิดขึ้นอาจทำให้อาคารพังทลายลงมา การศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวและการควบคุมการสั่นสะเทือนสำหรับอาคารสูงจึงเป็นสิ่งที่ต้องให้ความสำคัญไม่น้อยไปกว่าขั้นตอนในการก่อสร้างเพื่อให้อาคารมีความแข็งแรงและต้านทานน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิต ในงานวิจัยนี้จึงได้ทำการประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการสั่นสะเทือนต่อโครงสร้างอาคารดังนี้

อาคารที่ทำการศึกษานี้มีการสั่นเนื่องจากแรงภายนอกที่มากระทำแบบ Harmonic ดังแสดงในภาพที่ 5.25



ภาพที่ 5.25 ลักษณะการสั่นสะเทือนตามฟังก์ชัน Sine (Sinusoidal)

การขจัด ณ เวลาใด ๆ สามารถหาได้ดังสมการที่ 5.2

$$y = A \sin \omega t \quad (5.2)$$

เมื่อ A = การขจัดที่มากที่สุดของการเคลื่อนที่

$$T = \text{คาบการสั่น} = \frac{2\pi}{\omega} \text{ (วินาที)}$$

$$\omega = \text{ความถี่เชิงมุม} = 2\pi f \text{ (Rad./sec)}$$

$$f = \text{ความถี่ของการสั่น} = \frac{1}{T} = \frac{\pi}{2\omega} \text{ (Hz.)}$$

แต่

$$v = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta y}{\Delta t} = \frac{dy}{dt} \quad (5.3)$$

หา v จากสมการที่ 5.2 จะได้

$$v = \frac{dy}{dt} = A \frac{d \sin \omega t}{dt} \quad (5.4)$$

$$v = (A \cos \omega t) \frac{d\omega t}{dt} \quad (5.5)$$

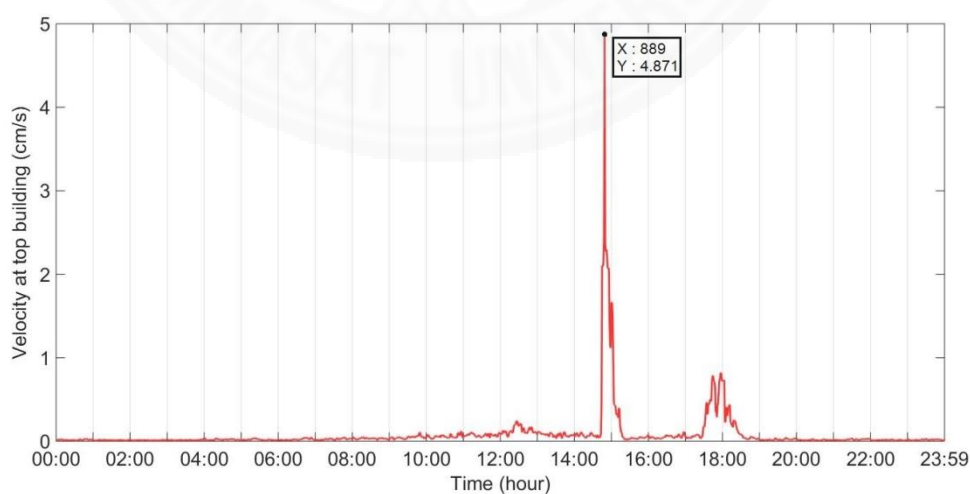
สมการอัตราเร็ว ณ การขจัดที่เวลาใด ๆ จึงเขียนได้เป็น

$$v = \omega A \cos \omega t \quad (5.6)$$

ดังนั้น

$$v = \omega A \quad (5.7)$$

จากข้อมูลการตรวจวัด พบว่า อาคารที่ทำการศึกษาวัดค่าความเร็วการสั่นสะเทือนสูงสุดได้ที่ 4.871 cm/s ดังแสดงในภาพที่ 5.26



ภาพที่ 5.26 ค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดที่ได้จากการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง

จากสมการที่ 5.7 เมื่อ $v_{\max} = 4.871 \text{ cm/s}$ จะได้ $\Delta = \frac{0.04871}{2\pi(0.256)} = 0.03 \text{ m}$

ดังนั้น ค่าการโก่งตัวที่ยอดอาคารมีค่าประมาณ 0.03 เมตร

เมื่อพิจารณาการโก่งตัวด้านข้าง (Lateral Deflection) เทียบกับเกณฑ์ของมยผ. ซึ่งในการออกแบบพิจารณาจาก 2 เกณฑ์ คือ สภาวะจำกัดด้านการใช้งาน (Serviceability Limit State) และสภาวะจำกัดด้านกำลัง (Safety Limit State) โดยในแง่ของสภาวะจำกัดด้านการใช้งานให้เกณฑ์ไว้ว่า ระยะโก่งตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้น ณ ยอดอาคาร สำหรับน้ำหนักบรรทุกจากแรงดึงดูดของโลก (Gravity Loads) ร่วมกับแรงลมสถิตเทียบเท่าที่ความเร็วลมอ้างอิงเนื่องจากความเร็วลมเฉลี่ยทุก 1 ชั่วโมงสำหรับคาบการเกิดซ้ำทุก 10 ปี ต้องไม่เกิน 1/500 ของความสูงของอาคาร ดังนั้น พิจารณา ค่าการโก่งตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นที่ยอดอาคารตามเกณฑ์ของมยผ. เท่ากับ $\frac{140}{500} = 0.28$ เมตร สำหรับคาบการเกิดซ้ำทุก 10 ปี แต่ค่าการโก่งตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นจริงของอาคารหลังนี้มีค่าประมาณ 0.03 เมตร ซึ่งเป็นข้อมูลที่ตรวจวัดในรอบ 2 ปีและพิจารณาที่ความเร็วลมเฉลี่ยทุก 2 นาทีเท่านั้น จึงต้องแปลงข้อมูลดังกล่าวให้กลายเป็นคาบการเกิดซ้ำ 10 ปี โดยใช้สมมติฐานเพิ่มเติมอ้างอิงจากเกณฑ์มยผ. เมื่อกำหนดให้

$$\frac{V_2}{V_{50}} = 0.54 \quad (5.8)$$

$$\frac{V_{10}}{V_{50}} = 0.81 \quad (5.9)$$

จะได้อัตราส่วน ดังสมการ

$$\frac{V_2}{V_{10}} = 0.667 \quad (5.10)$$

โดยสมการข้างต้นประมาณจากความเร็วลมอ้างอิงที่คาบเวลากลับ (Return Period) 10 ปีสำหรับการออกแบบที่สภาวะจำกัดด้านการใช้งาน ดังนั้น ความรุนแรงสำหรับคาบการเกิดซ้ำทุก 10 ปีจะเพิ่มขึ้นจากค่าที่ได้จากการตรวจวัดในรอบ 2 ปีประมาณ $\left(\frac{1}{0.667}\right)^2 = 2.25$ เท่า และเมื่อการโก่งตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นจริงในรอบ 2 ปีที่ความเร็วลมเฉลี่ย 2 นาที มีค่าประมาณ 0.03 เมตร ค่าการโก่งตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นในรอบ 10 ปีจึงมีค่าประมาณ $\Delta = 3 \times 2.25 = 6.75$ เซนติเมตร หรือประมาณ 7 เซนติเมตร ซึ่งมีค่าน้อยกว่าเกณฑ์มยผ.อยู่มาก จะเห็นได้ว่าแม้ไม่ได้ทำการแปลงข้อมูลความเร็วลมเฉลี่ย 2 นาทีให้กลายเป็นความเร็วลมเฉลี่ย 1 ชั่วโมงตามเกณฑ์มยผ. ก็พบว่าค่าการโก่งตัว

ที่เกิดขึ้นจริงมีค่าไม่เกินเกณฑ์ของมยผ.แล้ว หากมีการแปลงข้อมูลดังกล่าวจึงคาดว่าผลที่ได้จะมีค่าที่ต่ำกว่าเดิมมาก ทั้งนี้เป็นการประมาณโดยคร่าวเท่านั้น ดังนั้น อาคารที่ทำการศึกษานี้จึงไม่มีผลกระทบเนื่องจากแรงลมต่อชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non - Structure Component) เช่น ความเสียหายของกระจกหรือผนังของอาคาร เป็นต้น

นอกจากพิจารณาผลกระทบจากการสั่นไหวที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างด้านสภาวะจำกัดด้านการใช้งานแล้ว ยังพิจารณาถึงหน่วยแรงเนื่องจากโมเมนต์สำหรับคาบการเกิดซ้ำทุก 50 ปีในแง่ของสภาวะจำกัดด้านกำลังอีกด้วย จากลักษณะโครงสร้างของอาคารที่ทำการศึกษานี้ พบว่า มีโครงสร้างเป็นคานยื่น และโดยทั่วไปหน่วยแรงดึงสูงสุดที่ผิวล่างของหน้าตัดกึ่งกลางคานขณะที่คานเกิดการวิบัติจะเท่ากับกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบการดัดของคอนกรีตล้วน จึงสามารถพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้จากสมการที่ 5.11

$$\sigma = \frac{M_{cr} C}{I} \quad (5.11)$$

เมื่อ $C = r_{out}$

I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดวงแหวน

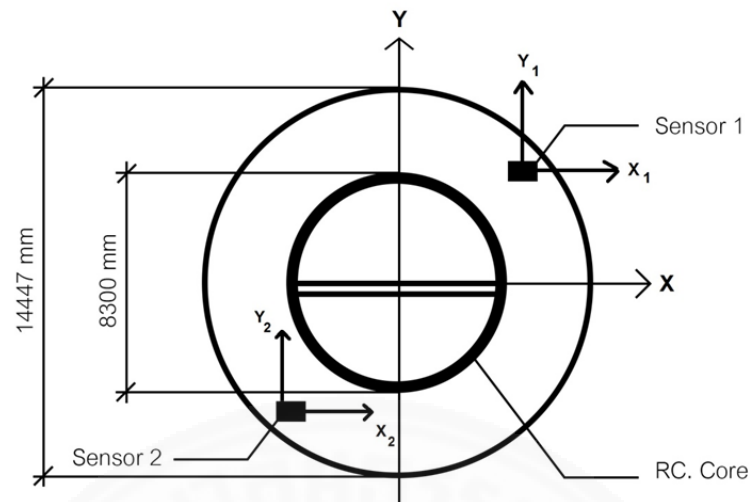
พิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจาก Bending Moment ของอาคารที่ทำการศึกษาได้จาก

$$I_x = \frac{\pi}{4} (r_{out}^4 - r_{in}^4) \quad (5.12)$$

เมื่อ r_{out} คือ รัศมีภายนอกของหน้าตัด

r_{in} คือ รัศมีภายในของหน้าตัด

โดยที่อาคารนี้มีรัศมีภายนอก 4.15 เมตร มีความหนาของตัวอาคาร 0.7 เมตร และมีความสูง 140 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 5.27



ภาพที่ 5.27 ลักษณะหน้าตัดของตัวอาคารที่ทำการศึกษา

$$\text{ดังนั้น } I_x = \frac{\pi}{4} (4.15^4 - 3.45^4) = 121.69 \text{ m}^4$$

กำหนด ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต $f'_c = 350 \text{ ksc}$

Young's modulus ของคอนกรีต $E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 282495 \text{ kg/cm}^2$

หาแรงกระทำด้านข้างได้จากสมการ

$$F = k\Delta \quad (5.13)$$

เมื่อ k คือ ค่า Stiffness ของคานยื่น มีค่าเท่ากับ $\frac{3EI}{H^3}$

Δ คือ ระยะการโก่งตัว

$$\text{ดังนั้น } F = \frac{3EI}{H^3} \Delta = \frac{3 \times 282495 \times 121.7 \times 10^8}{14000^3} \times 3 = 11276.12 \text{ kg}$$

ค่าหน่วยแรงของอาคารหาได้จากสมการที่ 5.11 จะได้

$$\sigma = \frac{11276.12 \times 14000 \times 415}{121.7 \times 10^8} = 5.38 \text{ ksc} \text{ ซึ่งเป็นข้อมูลที่ตรวจวัดในรอบ 2 ปีและ}$$

พิจารณาที่ความเร็วลมเฉลี่ยทุก 2 นาทีเท่านั้น จึงต้องแปลงข้อมูลดังกล่าวให้กลายเป็นคาบการเกิดซ้ำ 50 ปี โดยใช้สมมติฐานเพิ่มเติมอ้างอิงจากเกณฑ์มยผ. ดังสมการที่ 5.8

โดยสมการข้างต้นประมาณจากความเร็วลมอ้างอิงที่คาบเวลากลับ (Return Period) 50 ปีสำหรับการออกแบบที่สภาวะจำกัดด้านกำลัง ดังนั้น ความรุนแรงสำหรับคาบการเกิดซ้ำทุก

50 ปีจะเพิ่มขึ้นจากค่าที่ได้จากการตรวจวัดในรอบ 2 ปี ซึ่งมีค่าประมาณ $\left(\frac{1}{0.54}\right)^2 = 3.5$ เท่า

และเมื่อหน่วยแรงทั้งหมดที่เกิดขึ้นจริงในรอบ 2 ปี มีค่าประมาณ 5.38 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ดังนั้น หน่วยแรงทั้งหมดที่เกิดขึ้นในรอบ 50 ปี จึงมีค่าประมาณ $3.5 \times 5.38 = 18.84$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตรหรือประมาณ 19 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับกำลังรับแรงอัดโดยทั่วไปแล้ว กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตมีค่าประมาณ 1/10 เท่าของกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่านั้น นั่นคือ หน่วยแรงดึงที่ยอมให้มีค่าเท่ากับ $0.1f_c = 0.1 \times 350 = 35$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร แต่หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในอาคารหลังนี้มีค่าประมาณ 19 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งมีค่าน้อยกว่าเกณฑ์ และแม้ไม่ได้ทำการแปลงข้อมูลความเร็วลมเฉลี่ย 2 นาทีให้กลายเป็นความเร็วลมเฉลี่ย 1 ชั่วโมงตามเกณฑ์มยผ. ก็พบว่าค่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้นจริงมีค่าไม่เกินเกณฑ์ของมยผ.แล้ว หากมีการแปลงข้อมูลดังกล่าว จึงคาดว่าผลที่ได้จะมีค่าที่ต่ำกว่าเดิมมาก ทั้งนี้ เป็นการประมาณโดยคร่าวยังไม่รวมผลเนื่องจากแรงอัดจากน้ำหนักตายตัวของอาคาร ดังนั้นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้ไม่มีผลต่อชิ้นส่วนในโครงสร้าง (Structural Component) ของอาคารที่ทำการศึกษา

5.8 ผลการออกแบบระบบ TMD ให้มีประสิทธิภาพสูงสุด (Optimization Control)

ระบบ TMD สามารถเพิ่มความหน่วงหรือลดการสั่นสะเทือนได้อย่างมีประสิทธิภาพเมื่อมีการออกแบบค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่เป็นคุณสมบัติของ TMD อย่างเหมาะสม (Optimal Design Parameters) ได้แก่ Mass ratio (μ), Tuning ratio (γ) และ Damping ratio (ξ) หากระบบมีค่า Damping ratio มากเกินไปเสมือนกับว่าโครงสร้างมีมวลของ TMD เพิ่มเข้ามาย่อมส่งผลให้ระบบไม่สามารถทำงานได้ และในทำนองเดียวกัน หากค่า Damping ratio ในระบบมีน้อยเกินไป ระบบจะทำงานได้อย่างไม่มีประสิทธิภาพโดยโครงสร้างมีการแยกความถี่ออกมาแต่ไม่สามารถลดผลตอบสนองที่เกิดขึ้นได้ ดังนั้นจึงต้องทำการหาค่า Damping ratio ที่เหมาะสมที่สุดเพื่อให้ระบบมีประสิทธิภาพสูงสุด

ในงานวิจัยนี้มีสมมติฐานในการออกแบบระบบ TMD โดยติดตั้ง ณ ตำแหน่งยอดอาคาร ซึ่งเป็นตำแหน่งที่มีการโยกตัวสูงสุด มีแรงภายนอกกระทำแบบ Harmonic Excitation และกำหนดให้ Mass ratio มีค่าเพียง 1 % รวมถึงควบคุมการสั่นไหวใน 1 รูปแบบการสั่นไหวเท่านั้น (1 Mode Shape)

5.8.1 ขั้นตอนการออกแบบค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของอาคารที่ทำการศึกษ

คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์พื้นฐานของอาคารที่ทำการศึกษา ดังต่อไปนี้

m_s คือ มวลของโครงสร้างหลัก เท่ากับ 1,385,800 กิโลกรัม จากสมการ

$$m_s = \int_0^h m(z) \phi_j^2(z) dz \quad (5.14)$$

เมื่อ $m(z)$ คือ Modal Mass

$$\phi_j(z) = \sin a_n z - \sinh a_n z + \frac{\sin a_n l + \sinh a_n l}{\cos a_n l + \cosh a_n l} (\cosh a_n z - \cos a_n z)$$

m_T คือ มวลของระบบมวลห้วง จากสมการที่ 5.14

$$\mu = \frac{m_T}{m_s} \quad (5.15)$$

เมื่อกำหนดให้ $\mu = 0.01$ คือคิดเป็น 1 % ของมวลโครงสร้างหลัก ดังนั้น มวลของระบบ TMD คือ $m_T = 0.01 \times 1,385,800 = 13,858$ กิโลกรัม โดยสามารถออกแบบเป็นวงแหวนเหล็ก ซึ่งความยาวในการแขวนประมาณได้จากสมการที่ 5.16

$$L = \frac{g}{\omega^2} = \frac{9.81}{(2\pi \times 0.256)^2} = 3.97 \text{ m} \quad (5.16)$$

นั่นคือความยาวในการแขวนมวลนี้ประมาณ 4 เมตร

f_s คือ ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคาร ซึ่งผลการตรวจวัดของอาคารหลังนี้มีค่าเท่ากับ 0.256 Hz ดังนั้น $\omega_s = 2\pi f_s = 1.646 \text{ Rad/s}$

k_s คือ ค่าสติเฟนสของโครงสร้างหลัก จากสมการที่ 5.16

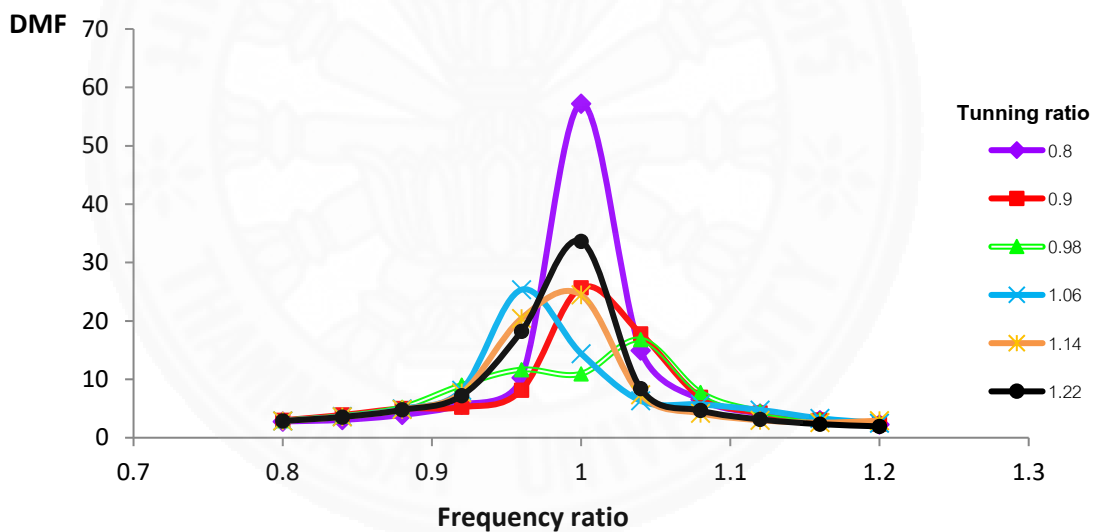
$$k_s = \omega_s^2 m_s \quad (5.17)$$

ดังนั้น $k_s = 3,753,164.656 \text{ N/m}$

c_s คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของโครงสร้างหลัก กำหนดให้เท่ากับศูนย์
 ในเบื้องต้นกำหนดให้ค่า γ คือ Tuning ratio (อัตราส่วนความถี่ธรรมชาติ
 ของ TMD ต่อความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง) มีค่าตั้งแต่ 0.8 ถึง 1.2 และกำหนดให้ค่า Damping
 ratio, ζ (อัตราส่วนความหน่วงของ TMD) มีค่า 5 % เมื่อมีแรงภายนอกกระทำกับอาคารดังสมการ

$$P = 0.1m_s \sin(2\pi\bar{f}t) \quad (5.18)$$

เมื่อ \bar{f} มีค่าตั้งแต่ $0.8f_s$ ถึง $1.2f_s$ จะได้กราฟดังแสดงในภาพที่ 5.29



ภาพที่ 5.28 ผลตอบสนองของโครงสร้างในรูปของค่า DMF ที่ค่า γ ต่างกัน

การออกแบบพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของ TMD เป็นการปรับค่า Tuning ratio (γ) และ Damping ratio (ζ) ให้ผลตอบสนองสูงสุดของกราฟอยู่ในระดับใกล้เคียงกัน อีกทั้งต้องทำให้เส้นโค้งที่อยู่ระหว่างผลตอบสนองสูงสุดมีลักษณะแบนราบที่สุดอีกด้วย จากภาพที่ 5.29 แสดงการตอบสนองของโครงสร้างในรูปของ Dynamic Magnification Factor (DMF) ดังสมการที่ 5.18 เมื่อกำหนดให้ TMD มีค่า Mass ratio 1 % , Damping ratio 5 % และมี Tuning ratio ที่แตกต่างกัน 5 ค่า ซึ่งสัมพันธ์กับอัตราส่วนความถี่ของแรงกระทำต่อความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง

(Frequency ratio) จากภาพพบว่า เส้นกราฟของผลตอบสนองที่ใกล้เคียงเกณฑ์ดังกล่าวคือเส้นกราฟที่มีค่า $\gamma = 0.98$ ในขณะที่ $\xi = 0.05$ แต่อย่างไรก็ตามยังไม่ใช่ลักษณะของการออกแบบ TMD ที่ดีที่สุด ดังนั้น ค่า γ และ ξ ที่เหมาะสม (Optimal Design Parameters) จึงพิจารณาได้จากสมการที่ 5.20 และ 5.21 ตามลำดับ

$$DMF = \frac{u_s}{P_0 / k_s} \quad (5.19)$$

โดยที่ $u_s =$ Dynamic Response

$P_0 / k_s =$ Static Response ($P_0 =$ Force Amplitude, $k_s =$ Structural Stiffness)

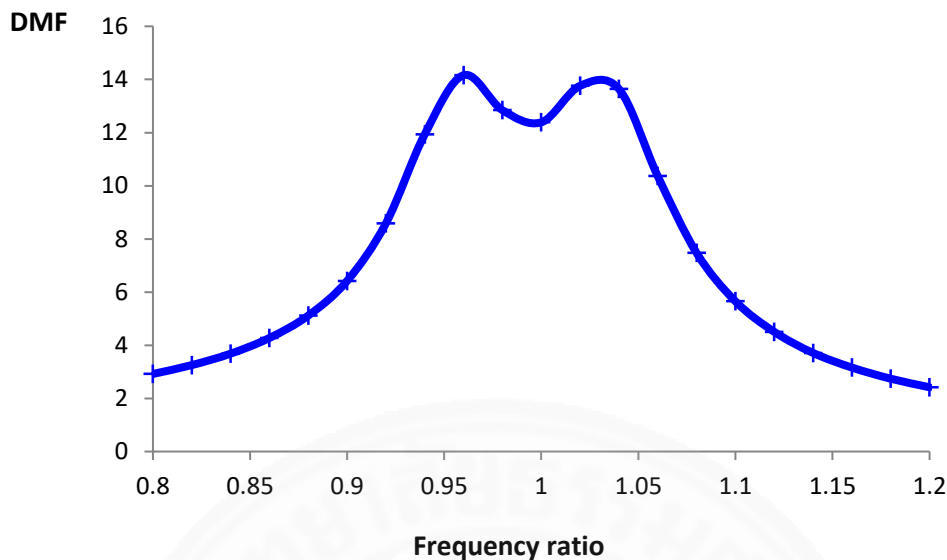
$$\gamma_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (5.20)$$

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (5.21)$$

เมื่อ μ มีค่า 0.01 จะได้

$$\gamma_{opt} = \frac{1}{1 + 0.01} = 0.99 \quad \text{และ} \quad \xi_{opt} = \sqrt{\frac{3(0.01)}{8(1 + 0.01)}} = 0.061$$

นำมาแสดงกราฟผลตอบสนองดังภาพที่ 5.29



ภาพที่ 5.29 ผลตอบสนองของโครงสร้างในรูปของค่า DMF ที่ γ_{opt} และ ξ_{opt}

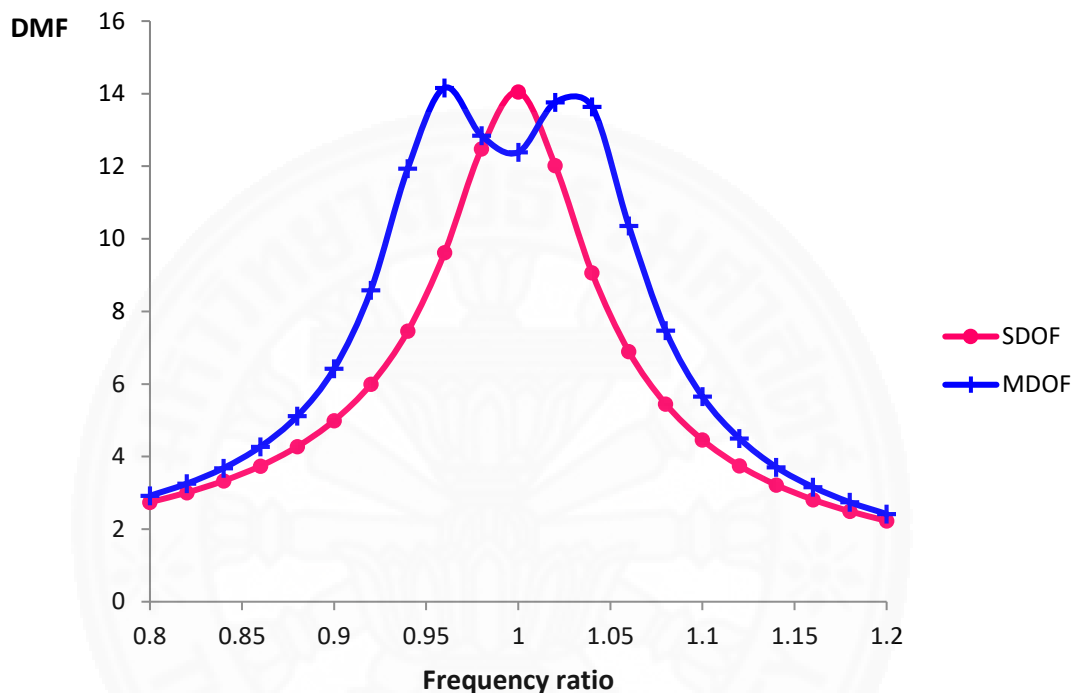
จากกราฟในภาพบน เมื่อทำการปรับตัวแปรที่ Optimal Design แล้ว พบว่า จุดสูงสุดของกราฟผลตอบสนองมีการปรับเปลี่ยนตำแหน่งขึ้นลง ซึ่งการปรับให้ γ เป็นค่าที่เหมาะสม ส่งผลให้จุดสูงสุดของการตอบสนองอยู่ในระดับใกล้เคียงกัน และการปรับค่า ξ จนถึงระดับที่เหมาะสมสามารถทำให้จุดสูงสุดของการตอบสนองของโครงสร้างทั้งสองลดลงมาจนเกือบเป็นระนาบเดียวกันอีกด้วย

5.8.2. การประเมินประสิทธิภาพของระบบ TMD

ประสิทธิภาพของระบบ TMD นอกจากขึ้นกับการปรับค่า Tuning ratio (γ) และ Damping ratio (ξ) แล้ว Mass ratio (μ) เป็นอีกตัวแปรหนึ่งที่สำคัญที่สุดในระบบ เนื่องจาก μ เป็นตัวกำหนดค่าที่เหมาะสมของ Tuning ratio (γ) และ Damping ratio (ξ) ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 5.7.1 เมื่อกำหนดให้ μ มีค่า 1 % ส่งผลให้มีค่า γ และ ξ ที่เหมาะสม (Optimal Design Parameters) อยู่ชุดหนึ่งนั่นคือ $\gamma_{opt} = 0.99$ และ $\xi_{opt} = 0.061$ ด้วยเหตุนี้จึงได้มีการนำเสนอ Closed-form-formula ที่ใช้ในการกำหนดค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมต่าง ๆ สำหรับแรงกระตุ้นที่แตกต่างกันโดยกำหนดให้เป็นฟังก์ชันของ μ ดังแสดงไว้ในตารางที่ 3.2

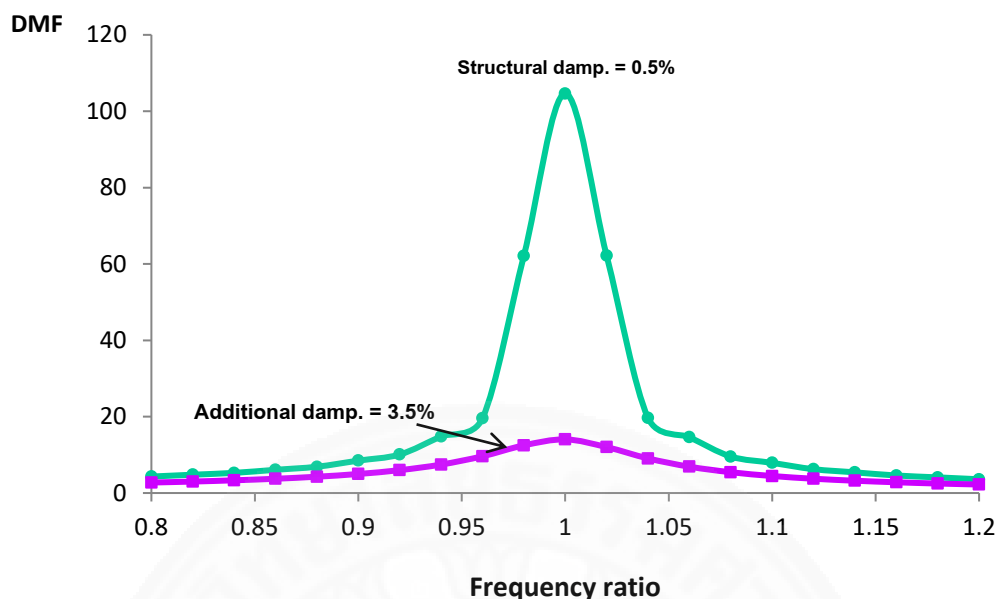
อาคารที่ทำการศึกษานี้สามารถวิเคราะห์และประเมินอย่างง่ายโดยพิจารณาให้เป็นระบบ Single Degree of Freedom (SDOF) หลักการคือ จำลองระบบที่ติดตั้ง TMD ให้กลายเป็นระบบ Structure เดิมแล้วเพิ่ม Damping ratio ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจาก TMD เข้าไปในระบบ เรียกว่า Additional Damping ($\Delta\xi$) ซึ่งเป็น Damping ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจาก TMD ที่เทียบเท่ากัน

เมื่อทำการวิเคราะห์โดยพิจารณาที่ μ เท่ากับ 1 % จะได้ $\Delta\xi$ ประมาณ 0.0353 และได้กราฟที่มีค่าการตอบสนองสูงสุดใกล้เคียงกับกรณีที่พิจารณาระบบแบบเดิม (MDOF) ดังแสดงในภาพที่ 5.30 ทั้งนี้ การใช้รูปแบบดังกล่าวมีความง่ายกว่าอีกทั้งยังสามารถอธิบายพฤติกรรมตลอดจนประสิทธิภาพของระบบ TMD ได้



ภาพที่ 5.30 การเปรียบเทียบระบบ SDOF และ MDOF ที่ใช้ในการวิเคราะห์ TMD

จากการวิเคราะห์อาคารที่ทำการศึกษา โดยการเลือกใช้ค่า Mass ratio 1 % สำหรับการออกแบบ และควบคุมการสั่นไหวใน 1 รูปแบบการสั่นไหว (1 Mode Shape) พิจารณาให้เป็นระบบ Single Degree of Freedom (SDOF) พบว่า หากไม่มีการติดตั้ง TMD ในระบบเลย โครงสร้างจะมีการตอบสนองเป็นไปตามเส้นกราฟสูงสุด ดังแสดงในภาพที่ 5.32 ซึ่งแสดงถึงการเกิด Resonance และมีค่าแอมพลิจูดที่สูงมาก แต่เมื่อทำการวิเคราะห์ให้ระบบมีการติดตั้ง TMD ที่มีค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมตามตาราง Closed-form-formula แล้ว พบว่า โครงสร้างมีการตอบสนองลดลงจากเดิมมาก โดยค่าสูงสุดของกราฟได้ลดลงมาถึง 4.72 เท่าจากระดับเดิม นั่นแสดงถึงการทำงานของระบบ TMD ที่ติดตั้งในโครงสร้างนี้ช่วยลดการสั่นไหวได้ถึง 4 เท่าเมื่อเปรียบเทียบกับระบบก่อนการติดตั้งอีกด้วย



ภาพที่ 5.31 การเปรียบเทียบระบบก่อนและหลังการติดตั้ง TMD

ในการประมาณค่า $\Delta\xi_{eq}$ (Equivalent Added Damping ratio) หรือค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าที่เพิ่มขึ้นในโครงสร้างเมื่อติดตั้ง TMD ที่ Optimal Design Parameters เป็นฟังก์ชันของ Mass ratio (μ) เช่นเดียวกับกับ γ_{opt} และ ξ_{opt} โดยค่าอัตราส่วนเทียบเท่าที่เพิ่มขึ้นในโครงสร้างนี้เป็นดัชนีวัดประสิทธิภาพของระบบ TMD ในการเพิ่มความหน่วงให้กับโครงสร้างและลดระดับของการตอบสนองในช่วงที่เกิดการสั่นพ้องขึ้น

อาคารที่ทำการศึกษานี้มีมีแรงภายนอกกระทำแบบ Harmonic Excitation จึงเลือกใช้การออกแบบ ค่า Equivalent Added Damping ratio จากตาราง Closed-form-formula

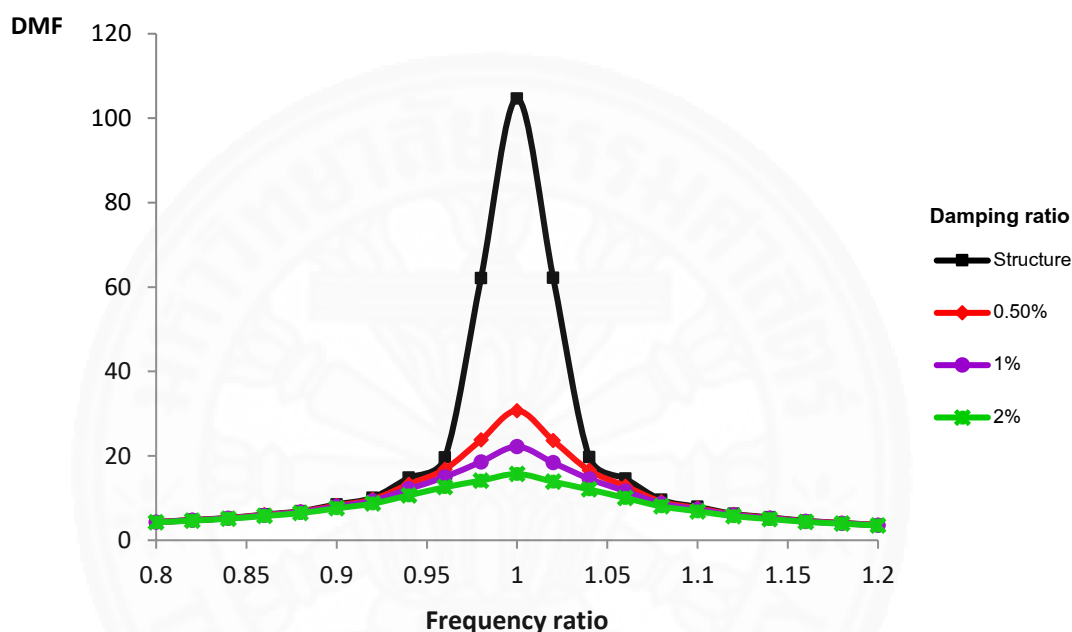
ในรูปแบบของ Harmonic Force ซึ่งกำหนดค่า $\Delta\xi_{eq} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu}{2+\mu}}$ และพิจารณา μ ที่ 0.5 % ,

1 % และ 2 % ตามลำดับ จะได้ค่า $\Delta\xi_{eq}$ ดังตารางที่ 5.6

ตารางที่ 5.6 ค่า Equivalent Added Damping ratio ที่ Mass ratio ต่าง ๆ

μ (%)	$\Delta\xi_{eq}$
0.5	0.025
1	0.035
2	0.049

จากตารางที่ 5.6 พบว่า เมื่อค่า Mass ratio (μ) เพิ่มสูงขึ้น (เมื่อพิจารณาที่ γ_{opt} และ ξ_{opt}) ส่งผลให้ $\Delta\xi_{eq}$ มีค่าเพิ่มสูงตามไปด้วย แสดงถึงความสำคัญของ μ ในการเพิ่มค่า Damping ratio ให้กับโครงสร้าง ซึ่งเป็นตัวควบคุมการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้างในช่วงที่เกิดการสั่นพ้อง ดังภาพที่ 5.32 แสดงการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของ Optimal TMD ที่มีค่า Mass ratio แตกต่างกัน

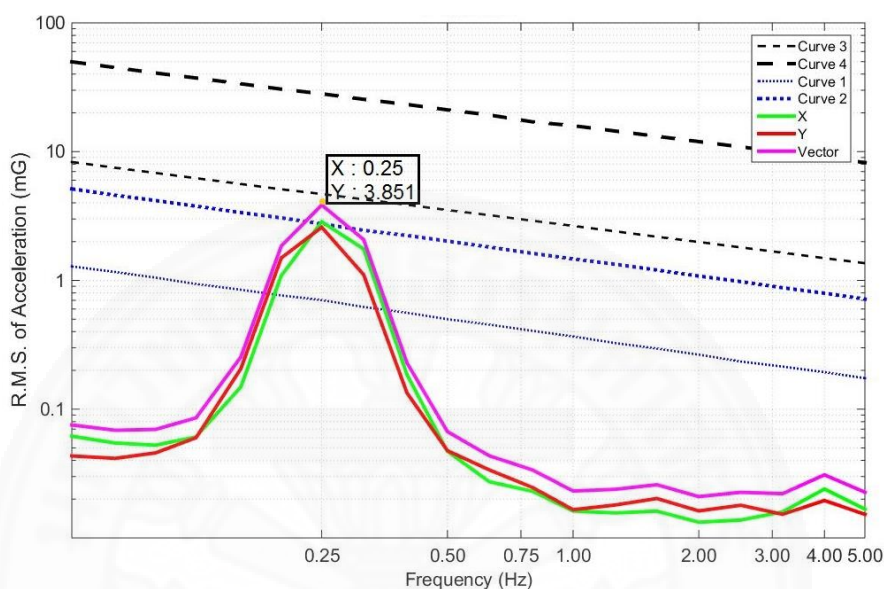


ภาพที่ 5.32 ประสิทธิภาพของ Optimal TMD ที่มีค่า Mass ratio แตกต่างกัน

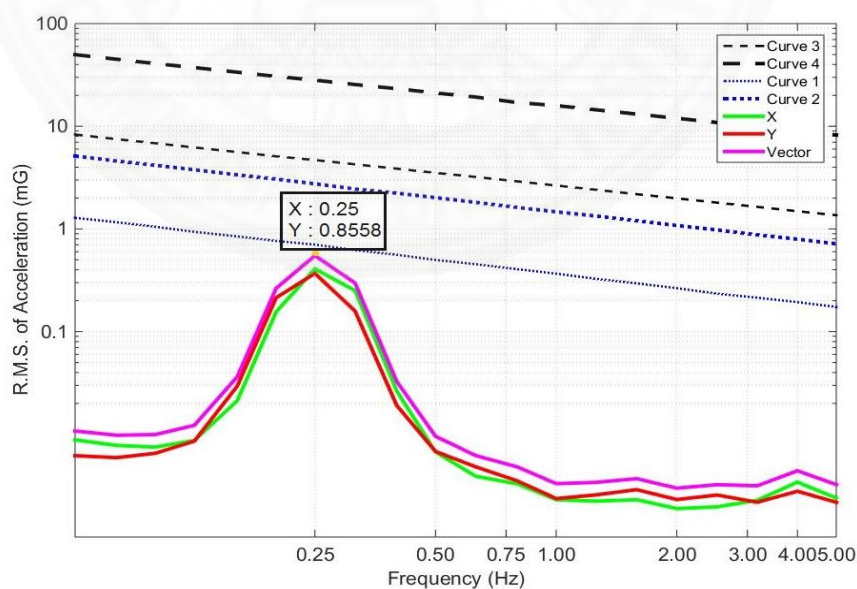
จากภาพด้านบนพบว่า เมื่อ Mass ratio มีค่าเพิ่มสูงขึ้น ส่งผลให้การตอบสนองสูงสุดในช่วงการเกิด Resonance มีระดับที่ลดลงมากแปรผันตามค่าของ μ อย่างไรก็ตาม ถึงแม้การเลือกออกแบบ TMD ที่มีค่า Mass ratio สูง ๆ นั้นสามารถลดระดับการตอบสนองลงไปได้มาก แต่ในทางตรงกันข้ามการมีมวลของตัวสั่นสะเทือนมากเกินไปก็อาจเป็นการเพิ่มภาระให้กับโครงสร้างและอาจมีผลต่อกำลังของระบบโครงสร้างอีกด้วย

เมื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897 (1984) ในช่วงความถี่ 5 Hz ในวันที่ 8 เมษายน 2558 ซึ่งเป็นวันที่มีการสั่นสะเทือนสูงสุด พบว่า มีค่าความเร่งสูงสุดแบบ R.M.S ที่ระดับ 3.851 mG ดังแสดงในภาพที่ 5.33 และเมื่อค่าความเร่งอยู่ในช่วงดังกล่าว ผู้ใช้งานอาคารสามารถรับรู้ถึงการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นได้ ทั้งนี้ เมื่อโครงสร้างอาคารมีการติดตั้งระบบ TMD ซึ่งสามารถลดการสั่นสะเทือนได้มาก

ถึง 4 เท่าจากเดิม จึงคาดว่าค่าความเร่งสูงสุดแบบ R.M.S ที่เกิดจากการสั่นสะเทือนดังกล่าวจะสามารถช่วยลดผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อผู้ใช้งานอาคารหลังนี้ให้อยู่ต่ำกว่าเกณฑ์ที่ประเมินไว้ได้ดังแสดงในภาพที่ 5.34



ภาพที่ 5.33 ผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารก่อนการติดตั้งระบบ TMD



ภาพที่ 5.34 การทำนายผลกระทบจากการสั่นสะเทือนต่อผู้ใช้งานอาคารภายหลังที่มีการติดตั้งระบบ TMD ในโครงสร้าง

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

จากการตรวจวัดข้อมูลระยะยาวอย่างต่อเนื่องและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อผู้ใช้งานอาคารและต่อโครงสร้างอาคาร รวมถึงเสนอแนวทางแก้ไขและปรับปรุงอาคารสูงรูปทรงกระบอกเพื่อลดปัญหาการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นในการศึกษานี้ สามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

6.1 ผลการตรวจวัดข้อมูล

จากการตรวจวัดข้อมูลอย่างต่อเนื่องเป็นระยะเวลาประมาณ 2 ปี ครอบคลุมทุกช่วงฤดูกาลรวมถึงช่วงเวลาที่ฝนตกและช่วงที่มีลมแรงกระทำกับอาคาร พบว่า การตอบสนองมักมีค่ารุนแรงในช่วงฤดูลมมรสุมหรือพายุฤดูร้อน ได้แก่ เดือนมีนาคมถึงเดือนพฤษภาคม บันทึกค่าการสั่นสะเทือนสูงสุดในแนวแกน X , Y และแกนบิดได้ 4.099 เซนติเมตรต่อวินาที , 4.871 เซนติเมตรต่อวินาที และ 4.420×10^{-3} เรเดียนต่อวินาที ตามลำดับ ส่วนในช่วงลมสงบเช่นในเดือนพฤศจิกายนถึงเดือนมกราคม มักเป็นช่วงที่ไม่มีพายุจึงทำให้ค่าสูงสุดของการตอบสนองอยู่ในระดับต่ำเมื่อเทียบกับช่วงเวลาอื่นของปี

6.2 ผลการตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้ความเร็วลม

ผลตอบสนองในแนวแกน X และ Y มีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกันแสดงถึงความแข็งแรงและสมมาตรของอาคารที่ทำการศึกษา และจากการวิเคราะห์เหตุการณ์ที่มีการสั่นไหวที่รุนแรงของอาคารหลังนี้ ผลตอบสนองและทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้ความเร็วลมที่รุนแรงสำหรับทุก ๆ เหตุการณ์ล้วนแต่เป็นการสั่นในทิศทางตั้งฉากลม (Across Wind) ทั้งสิ้น ซึ่งเป็นปัญหาจากระลอกของลมที่ทำให้เกิดความผันผวนของแรงดันลมในทิศทางตั้งฉากกับแนวลม

6.3 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วและการสั่นสะเทือนที่ยอดอาคาร

จากผลการตรวจวัดข้อมูลประมาณ 2 ปี เมื่อนำค่าสูงสุดของการสั่นสะเทือนในแกน X, Y, แกนบิด และผลรวมของสององค์ประกอบตั้งฉากแบบเวกเตอร์มาแสดงความสัมพันธ์กับความเร็วลม พบว่า ข้อมูลมีการกระจายตัวกันค่อนข้างมากแต่ยังสามารถพบแนวโน้มความสัมพันธ์ของ

ผลตอบสนองที่ขึ้นอยู่กับกำลังสองของความเร็วลมซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของอากาศพลศาสตร์ โดยพบความสัมพันธ์ดังกล่าวในทิศทาง การสั่นในแนวราบ แต่สำหรับการสั่นในแนวบิดไม่พบความสัมพันธ์อย่างชัดเจนกับความเร็วลม

6.4 ผลการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติของอาคาร

จากการตรวจวัดรูปแบบการสั่นไหวของอาคาร (Mode Shape) จำนวนทั้งสิ้น 2 รูปแบบ พบว่า ค่าความถี่ธรรมชาติสำหรับโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 ในทิศทาง X และ Y มีค่าใกล้เคียงกันมาก แสดงให้เห็นถึงความสมมาตรของอาคารที่ทำการศึกษา โดยวัดได้เฉลี่ยประมาณ 0.256 Hz และ 1.616 Hz ตามลำดับในทั้งสองทิศทางและค่าดังกล่าวไม่ขึ้นอยู่กับ การเปลี่ยนแปลงของฤดูกาล นอกจากนี้เมื่อความเร็วลมวิกฤติมีค่าประมาณ 18.52 m/s ซึ่งเป็นความเร็วลม ณ ขณะที่ความถี่ของ Vortex Shedding ตรงกับความถี่ธรรมชาติของอาคาร อาจส่งผลให้เกิดปรากฏการณ์ Lock-in ขึ้น โดยช่วงของความเร็วลมที่ทำให้เกิดการ Lock - in นั้นยังไม่สามารถทราบได้แน่นอน แต่คาดว่าจากผลการตรวจวัดข้อมูลที่ผ่านมาอาจมีความเร็วลมในบางช่วงเวลาลงถึงค่าความเร็วลมวิกฤตของอาคารแล้ว

6.5 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลการสั่นสะเทือนเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897(1984)

จากการวิเคราะห์เหตุการณ์การสั่นไหวที่รุนแรงที่สุดในช่วงระยะเวลาที่ทำการศึกษา เมื่อนำมาประเมินผลกระทบต่อผู้ใช้งานอาคารตามเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐาน ISO 6897(1984) พบว่า เหตุการณ์ดังกล่าวเกินเกณฑ์สำหรับอาคารที่ต้องใช้งานภายใต้ความละเอียดสูง ผู้ใช้งานอาคารรับรู้ถึงการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นได้

6.6 ผลการประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างอาคาร

จากการวิเคราะห์อาคารที่ทำการศึกษาพบว่า ระยะการโก่งตัวที่ยืดอาคารมีค่าประมาณ 3 เซนติเมตร เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับเกณฑ์ของมยพ. ในแง่ของสภาวะจำกัดด้านการใช้งาน (Serviceability Limit State) พบว่า ระยะการโก่งตัวที่ยืดอาคารของอาคารหลังนี้ไม่มีความเสี่ยงหรือผลกระทบทางด้านชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non - Structure Component) เช่น

ความเสียหายของกระจกหรือผนังของอาคาร ส่วนในแง่ของสภาวะจำกัดด้านกำลัง (Safety Limit State) พบว่า หน่วยแรงที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าเกณฑ์มาก จึงไม่มีผลกระทบต่อชิ้นส่วนในโครงสร้าง (Structural Component) ด้วยเช่นกัน

6.7 ผลการออกแบบระบบ TMD ให้มีประสิทธิภาพสูงสุด (Optimization Control)

เมื่อออกแบบระบบ TMD สำหรับอาคารที่ทำการศึกษาโดยกำหนด Mass ratio เท่ากับ 1 % พบว่า ค่า Tuning ratio และ Damping ratio ที่เหมาะสม (Optimal Design Parameters) มีค่า 0.99 และ 0.061 ตามลำดับ และเมื่อพิจารณาระบบให้เป็น Single Degree of Freedom (SDOF) โดยจำลองระบบที่ติดตั้ง TMD ให้กลายเป็นระบบ Structure เดิมแล้วเพิ่ม Damping ratio ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจาก TMD เข้าไปในระบบ พบว่าให้ผลการตอบสนองที่ใกล้เคียงกับการจำลองระบบแบบ Multi Degree Of Freedom (MDOF) และสามารถลดการสั่นสะเทือนลงได้ถึง 4 เท่าเมื่อเทียบกับโครงสร้างที่ไม่มีระบบ TMD โดยคาดว่าระบบดังกล่าวช่วยลดผลกระทบจากการสั่นที่เกิดขึ้นต่อผู้ใช้อาคารให้อยู่ต่ำกว่าเกณฑ์ได้ นอกจากนี้ ประสิทธิภาพของระบบ TMD ขึ้นอยู่กับ Mass ratio เป็นสำคัญ การเลือกค่า Mass ratio สูง ๆ เป็นการเพิ่มค่า Damping ratio ให้กับโครงสร้าง ซึ่งส่งผลให้โครงสร้างลดระดับการตอบสนองลงไปได้มาก แต่อย่างไรก็ตามควรพิจารณาที่ค่าเหมาะสม หากออกแบบค่า Mass ratio มากเกินไปอาจเป็นการเพิ่มภาระและมีผลต่อกำลังของระบบโครงสร้างโดยไม่จำเป็น

6.8 ข้อเสนอแนะ

1. ผลการศึกษา TMD ในงานวิจัยนี้สามารถนำไปใช้ในการติดตั้งกับอาคารที่ทำการศึกษได้จริง เพราะใช้พื้นที่ไม่มากหากออกแบบเป็นวงแหวนเหล็ก และความยาวในการแขวนอยู่ในช่วงที่ทำงานได้ อย่างไรก็ตามควรมีการศึกษาระบบอื่น ๆ เช่น Tuned Liquid Damper (TLD) หรือ Multiple Tuned Mass Damper (MTMD) ร่วมด้วย เพื่อพิจารณาถึงความเป็นไปได้และทางเลือกที่ดีที่สุดสำหรับนำไปใช้งาน

2. ควรมีการวิเคราะห์ผลกระทบต่อโครงสร้างที่เกิดจากแรงลมแบบ Vortex Excitation ตลอดจนทำนายพฤติกรรมตอบสนองด้วยทฤษฎีเกี่ยวกับการสั่นสะเทือนเนื่องจากแรงลมในแบบดังกล่าวด้วย

รายการอ้างอิง

- Campbell, S., Kwok, K.C.S. and Hitchcock, P.A. (2005). **Dynamic characteristics and wind-induced response of two high-rise residential buildings during typhoons**. Journal Wind Eng Ind Aerod. 93(6), 461-482.
- Claes Dyrbye and Svend Hansen. (1993). **Wind loads on structures**. Department of Structural Engineering, and Materials Technical University of Denmark.
- Den Hartog, J.P.(1993). **Mechanical Vibrations**. 4th ed. New York : McGraw – Hill.
- Emil Simiu and Robert H. Scanlan (1986). **Wind Effect on Structures**. second edition, John Wiley & sons.
- Gupta, Y.P. and Chandrasekaran, A.R. (1969). **Absorber system for earthquake excitations**. Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chile.
- Igusa T, Xu K.(1991). **Vibration reduction characteristics of distributed tuned mass dampers**. Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics.
- International Organization for Standardization (1984). **Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz) ISO 6897:1984**. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.
- Kaynia, A. M., Veneziano, D. and Biggs, J. M. (1981). **Seismic effectiveness of tuned mass dampers**. Journal Structural Division ASCE 107(8), 1465-1484.
- Kenny.C.S. Kwok et al. (2009). **Perception of vibration and comfort in wind-excited tall buildings**. School of Engineering, University of Western Sydney, Australia. CLP Power Wind/Wave Tunnel Facility, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong SAR, Advanced Technology and Research, Overseas Chinese University, Hong Kong, Arup and Partners, London, UK

- Kijewski-Correa, et al. (2013). **Dynamic behavior of tall buildings under wind : insights from full-scale monitoring**. Structural Design Tall Spec. Build. 16, 471-486
- Kwok, K.C.S., Melbourne, W.H. (1981). **Wind Induced Lock-in Excitation of Tall Structures**. Journal of Structural Division, ASCE, Vol.107, No.ST1, pp.57-72
- Li, Q. S., Fang, J. Q., Jeary, A. P., Wong, C. K. (1998). **Full scale measurement of wind effects on tall buildings**. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 74-76: 741-750.
- Li, Q.S., Xiao, Y.Q. and Wong, C.K. (2005). **Full-scale monitoring of typhoon effects on super tall buildings**. Journal Fluid Structural, 20(5), 697-717.
- Praveen K. Malhotra. (1987). **Tuned Mass Damper (TMD) for Suppressing Wind Effects in Cable Stayed Bridge Decks**. Master thesis, Asian Institute of Thechnology , Thailand.
- Vickery, B.J., Steckley, A.(1993). **Aerodynamic Damping and Vortex Excitation on an Oscillating Prism In Turbulent Shear Flow**. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 49, pp.121-14.
- Warburton, G.B.(1981). **Optimum Absorber Parameters for Minimizing Vibration Response**. Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol.9 : 251-262.
- Yamaguchi H, Harnpornchai N (1993). **Fundamental characteristics of multiple tuned mass dampers for suppressing harmonically forced oscillations**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics ; 22 (1), 51-62.
- Yamaguchi, Hiroki.(1992). **Structural Dynamics**. Thailand : Asian Institute of Technology.
- เป็นหนึ่งใน วานิชชัย. ณัฐพงษ์ อาริมิตร. (2544). **Vibration suppression of a 90-m-tall steel stack by using a high-damping tuned mass damper**. Paper No. 1316. The Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. 5-7 December 2001, Nanyang Technological University, Singapore.
- เยาวพรรณ ไชยคำภา. ชาญชัย อรพินท์พงษ์. (2550). **การศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูงปานกลางและอาคารหอบังคับการบินสุวรรณภูมิโดยการตรวจวัด**. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.คณะวิศวกรรมศาสตร์. สาขาวิศวกรรมโยธา.

- โสภาค กาญจนโณสล. (2542). **ตัวหนังสือแบบไม่เชิงเส้นที่เหมาะสมสำหรับระบบมวลหนังสือ**.
 วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต.มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.คณะวิศวกรรมศาสตร์.
 สาขาวิศวกรรมโยธา.
- กรมโยธาธิการและผังเมืองกระทรวงมหาดไทย. (2550). **มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการ
 ตอบสนองของอาคาร (มยผ.1311-50)**. กรุงเทพฯ: บริษัท เอส.พี.เอ็ม. การพิมพ์ จำกัด.
- ซ์ชชา มหาสินรุ่งโรจน์. กำจร จรรย์านพิวาทย์. (2555). **การออกแบบอาคารสูงต้านทานแรงลม**.
 วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. คณะวิศวกรรมศาสตร์.
 สาขาวิศวกรรมโยธา.
- ณัฐพล มากเทพพงษ์. (2555). **ผลตอบสนองภายใต้แรงลมของอาคารสูงรูปร่างขลุ่ยจากการ
 ตรวจวัดแบบต่อเนื่อง**. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. คณะ
 วิศวกรรมศาสตร์. สาขาวิศวกรรมโยธา.
- พิภพ โหมกขาว. (2551). **การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานช่วงยาวโดยการทดสอบในอุโมงค์
 ลมและการลดการตอบสนอง**. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต.
 มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. คณะวิศวกรรมศาสตร์. สาขาวิศวกรรมโยธา.
- พีระศักดิ์ พานิชไตรภพ. (2543). **การควบคุมการสั่นสะเทือนของสะพานแขวนช่วงยาวภายใต้
 แรงลมด้วยมวลหนังสือที่เหมาะสม**. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต.
 มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. คณะวิศวกรรมศาสตร์. สาขาวิศวกรรมโยธา.
- รุ่งศักดิ์ สุทธิมงคล. (2552). **การวิเคราะห์ลมฝนฟ้าคะนองและผลกระทบที่มีต่อโครงสร้าง**.
 วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. คณะวิศวกรรมศาสตร์.
 สาขาวิศวกรรมโยธา.
- สายันต์ ศิริมนตรี. (2550). **การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน**. โรงพิมพ์
 มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.
- สุกนต์ธี พูลชัย. ชาตรี ยินดี. (2557). **การสั่นไหวของอาคารสูงเนื่องจากแรงลมที่ส่งผลต่อผู้ใช้
 อาคาร**. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. คณะวิศวกรรมศาสตร์. สาขาวิศวกรรมโยธา.

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ

นางสาวณัชชา เมธาคุณากร

วันเดือนปีเกิด

17 พฤษภาคม พ.ศ. 2535

ตำแหน่ง

วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธาและการ
บริหารการก่อสร้าง มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

