ลิขสิทธิ์ : บริษัท อนันดา เอ็มเอฟ เอเชียสามย่าน จำกัด
ปี : 2558
ชื่อเรื่อง : WIND LOAD STUDY FOR Ashton Chula-Silom BUILDING PROJECT BY WIND TUNNEL TEST : โครงการ Ashton Chula-Silom
เมือง : กรุงเทพฯ
ภาษา : ไทย
สถานที่พิมพ์ : สถาบันวิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
นักวิจัย : รองศาสตราจารย์ ดร. วิโรจน์ บุญญภิญโญ
บทคัดย่อ :

รายงานฉบับนี้เป็นรายงานฉบับสุดท้ายเรื่อง การศึกษาแรงลมของโครงการอาคาร Ashton Chula-Silom โดยการทดสอบในอุโมงค์ลม: แรงลมโดยรวม

อาคาร Ashton Chula-Silom ที่ศึกษาเป็นอาคารพักอาศัยสูง 56 ชั้น จำนวน 1 อาคาร อาคารสูงเทียบเท่า 203.80 ม. รูปทรงตัว L อาคารตั้งอยู่บนถนนพระรามสี่ อาคารที่ศึกษาต้องมีการทดสอบต้านทานแรงลม เนื่องจากมีลักษณะดังนี้ 1) อาคารที่มีความสูงและอ่อนตัวมาก 2) อาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอ ไม่เป็นสี่เหลี่ยม และ 3) สภาพแวดล้อมของอาคารที่ตั้งอยู่ในที่มีอาคารสูงหนาแน่น ลักษณะดังกล่าวข้างต้นทำให้หน่วยแรงลมที่เกิดขึ้นจริงจะแตกต่างจากการคำนวณโดยใช้มาตรฐานการคำนวณ ดังนั้นการศึกษาแรงลมโดยการทดสอบในอุโมงค์ จึงมีความจำเป็นเพื่อให้ได้อาคารที่แข็งแรง ปลอดภัย และประหยัด เนื่องจากการทดสอบจะได้แรงลมที่กระทำกับรูปทรงอาคารจริงได้อย่างถูกต้อง ภายใต้สภาพแวดล้อมของอาคารจริง รวมถึงการคำนวณการสั่นไหวของอาคารภายใต้แรงลมได้อย่างถูกต้อง เพื่อไม่ให้ผู้ใช้อาคารรู้สึกไม่สบายหรือเกิดอาการวิงเวียน

การทดสอบอาคารสูงทำโดยการสร้างแบบจำลองอาคารที่ทดสอบให้เหมือนจริง และสร้างแบบจำลองสภาพแวดล้อมอาคารที่เหมือนจริงในรัศมี 400 ม. ในอัตราการย่อส่วน 1 ต่อ 400 แล้วนำแบบจำลองมาวางบนพื้นโต๊ะหมุนในอุโมงค์ลม ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 ม. พื้นโต๊ะหมุนนี้สามารถหมุนได้ 360 องศา หลังจากนั้นเปิดลมแล้ววัดแรงลมที่กระทำกับอาคารโดยรวมที่ฐานอาคาร หรือวัดหน่วยแรงลมเฉพาะที่ที่ผนังอาคาร การทดสอบจะทำการหมุนพื้นโต๊ะหมุนครั้งละ 10 องศา เพื่อศึกษาแรงลมที่กระทำกับอาคารทุกทิศทาง การจำลองลักษณะลมในอุโมงค์ลม ให้เหมือนลักษณะลมในสภาพภูมิประเทศจริง ต้องจำลองลักษณะลมดังนี้ 1. ลักษณะความเร็วลมเฉลี่ยที่แปรเปลี่ยนตามความสูงจากพื้นดิน 2. ลักษณะลมที่แปรปรวน (หรือผันผวน) ในรูปของความเข้มข้นของความแปรปรวน ที่แปรเปลี่ยนตามความสูงจากพื้นดิน และ 3. ค่าสเปกตรัมลมที่แปรปรวน การจำลองลักษณะลมได้อ้างอิงตามมาตรฐาน ASCE 7 ของประเทศสหรัฐอเมริกา

ตามมาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร ของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยผ. 1311-50 ความเร็วลมอ้างอิงสำหรับออกแบบสภาวะจำกัดด้านกำลังของอาคารที่ศึกษา คือ ค่าความเร็วลมเฉลี่ยในช่วงเวลา 1 ชั่วโมง ที่ความสูง 10 เมตรจากพื้นดิน ในสภาพภูมิประเทศโล่ง สำหรับคาบเวลากลับ 50 ปี มีค่าเท่ากับ 25 เมตรต่อวินาที และค่าประกอบไต้ฝุ่นมีค่าเท่ากับ 1.0 ดังนั้นความเร็วลมอ้างอิงที่ยอดอาคารสูงเทียบเท่า 193.30 ม. มีค่าเท่ากับ 30.92 เมตรต่อวินาที ในสภาพภูมิประเทศแบบเมืองใหญ่ แต่ความเร็วลมอ้างอิงสำหรับออกแบบสภาวะจำกัดด้านการใช้งานของอาคารที่ศึกษา คือค่าความเร็วลมเฉลี่ย สำหรับคาบเวลากลับ 10 ปี มีค่าเท่ากับ 20.25 เมตรต่อวินาที และค่าประกอบไต้ฝุ่นมีค่าเท่ากับ 1.0 ดังนั้นความเร็วลมอ้างอิงที่ยอดอาคารสูงเทียบเท่า 193.30 ม. มีค่าเท่ากับ 25.05 เมตรต่อวินาที ในสภาพภูมิประเทศแบบเมืองใหญ่

แรงลมสถิตเทียบเท่า ของอาคารที่ศึกษา

ผลการศึกษาการออกแบบสภาวะจำกัดด้านกำลังของอาคารที่ศึกษา พบว่าค่าโมเมนต์ที่ฐานสูงสุดสำหรับลมทุกทิศทาง ความเร็วลมอ้างอิงสำหรับคาบเวลากลับ 50 ปี คุณสมบัติทางพลศาสตร์ 3 ชุด ($0.8f_o$, f_o, $1.2f_o$) อัตราส่วนความหน่วงของอาคาร 2 ค่า คือ 0.02 และ 0.01 แสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าโมเมนต์ที่ฐานสูงสุด สำหรับลมทุกทิศทาง คุณสมบัติทางพลศาสตร์ 3 ชุด และอัตราส่วนความหน่วงของอาคาร 2 ค่า

Natural Frequency	Damping (ξ)	*My* (MN-m)		*Mx* (MN-m)		*Mz* (MN-m)	
		Peak	Deg.	Peak	Deg.	Peak	Deg.
$0.80f_0$	0.02	1,340	160	-1,287	200	191	140
	0.01	1,643	160	-1,540	200	227	140
f_0	0.02	1,428	150	1,196	120	168	130
	0.01	1,803	150	-1,388	210	189	130
$1.2f_0$	0.02	1,205	140	1,173	120	162	130
	0.01	1,542	140	1,309	120	179	130

ตัวอย่างแรงลมสถิตเทียบเท่า ในทิศทาง X Y และ Z ของชั้นที่ 55 ถึง หลังคา และค่าเฉลี่ยของอาคารที่ศึกษา สำหรับคุณสมบัติทางพลศาสตร์ 3 ชุด ($0.8f_o$, f_o, $1.2f_o$) อัตราส่วนความหน่วงของอาคาร 2 ค่า คือ 0.02 และ 0.01 แสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 แรงลมสถิตเทียบเท่า ในทิศทาง X Y และ Z ของชั้นที่ 55 ถึง หลังคา และค่าเฉลี่ย สำหรับคุณสมบัติทางพลศาสตร์ 3 ชุด ($0.8f_o$, f_o, $1.2f_o$) และอัตราส่วนความหน่วงของอาคาร 2 ค่า

Natural Freq	Damping (ξ)	X-direction		Y-direction		Rz-direction	
		Summation (kN)	Average (N/m^2)	Summation (kN)	Average (N/m^2)	Summation (kN.m)	Average (kN-m/m)
$0.80f_0$	0.02	752	1,738	407	2,691	4,160	427
	0.01	924	2,136	524	3,462	5,139	527
f_0	0.02	803	1,855	-342	-2,257	3,487	358
	0.01	1,015	2,347	469	3,097	4,061	417
$1.2f_0$	0.02	677	1,564	-329	-2,176	3,319	340
	0.01	868	2,007	-399	-2,637	3,788	389

การตอบสนองด้านการสั่นไหว (อัตราเร่ง) ของอาคารที่ศึกษา

มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร (มยผ. 1311-50) ของกรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย พศ. 2550 กำหนดให้ค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบทั้งในทิศทางลมและทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลม จะต้องมีค่าไม่เกินกว่า 0.15 เมตรต่อวินาที^{2} (15 mg) ในกรณีของอาคารที่พักอาศัย (residential buildings) หรือ 0.25 เมตรต่อวินาที^{2} (25 mg) ในกรณีของอาคารพาณิชย์ (commercial buildings)

นอกจากนี้ มาตรฐาน ISO 10137 ปี คศ 1992 กำหนดให้ค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบ จะต้องมีค่าไม่เกินกว่า $0.928f^{-0.412}$ (ใน % ของ g) สำหรับคาบเวลากลับ 5 ปี โดยที่ f คือ ความถี่ธรรมชาติของอาคารที่น้อยสุดในหน่วย *Hz*. ดังนั้นจะมีค่าเท่ากับ 19.35 mg และ 23.82 mg สำหรับคาบเวลากลับ 5 ปี และ 10 ปี ตามลำดับ

ผลการศึกษาการออกแบบสภาวะจำกัดด้านการใช้งานของอาคารที่ศึกษา พบว่า ค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบ สำหรับลมทุกทิศทาง ความเร็วลมอ้างอิงสำหรับคาบเวลากลับ 10 ปี (V_{10} and $0.85V_{10}$) คุณสมบัติทางพลศาสตร์ 3 ชุด (0.8 f_o, f_o, 1.2 f_o) และอัตราส่วนความหน่วงของอาคาร 2 ค่า คือ 0.005 และ 0.01 แสดงในตารางที่ 3

การออกแบบที่ประหยัดควรพิจารณาค่าตัวประกอบทิศทางลม เพื่อพิจารณาลดแรงลมในการออกแบบ ซึ่งเกิดมาจาก 2 โอกาส คือ 1. โอกาสในการลดความน่าจะเป็นของการเกิดความเร็วลมสูงสุดในแต่ละทิศทาง และ 2. โอกาสในการลดความน่าจะเป็นของการเกิดหน่วยแรงลมสูงสุดที่กระทำกับอาคารในแต่ละทิศทาง มาตรฐาน ASCE-7 ปี คศ 2005 แนะนำค่าตัวประกอบทิศทางลม สำหรับการออกแบบโครงสร้างหลักต้านทานแรงลม มีค่า 0.85 ดังนั้นค่าตัวประกอบทิศทางลมดังกล่าวจะนำไปใช้ สำหรับการออกแบบสภาวะจำกัดด้านการใช้งานของอาคาร

ผลการศึกษาการออกแบบสภาวะจำกัดด้านการใช้งานของอาคารที่ศึกษา พบว่าค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบ สำหรับความเร็วลมอ้างอิงสำหรับคาบเวลากลับ 10 ปี ค่าตัวประกอบทิศทางลม 0.85 ($0.85V_{10}$) คุณสมบัติทางพลศาสตร์ f_o และอัตราส่วนความหน่วงของอาคาร 0.01 มีค่าเท่ากับ 16.33 mg ค่าดังกล่าวเกินค่าที่กำหนด ตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 เล็กน้อย (คือ 15 mg ในกรณีของอาคารที่พักอาศัย) แต่ค่าดังกล่าว ต่ำกว่าค่าที่กำหนด ตามมาตรฐาน ISO 10137 อย่างมาก (คือ 23.82 mg) ดังนั้น อาคารที่ศึกษาผ่านข้อกำหนดการออกแบบสภาวะจำกัดด้านการใช้งานตามมาตรฐาน ISO 10137 แต่อาจไม่ผ่านข้อกำหนดตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50

ตารางที่ 3 ค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบ สำหรับลมทุกทิศทาง คุณสมบัติทางพลศาสตร์ 3 ชุด (0.8 f_o, f_o, 1.2 f_o) และอัตราส่วนความหน่วงของอาคาร 2

Natural Freq.	Wind Speed	Damping (ξ)	Total acc, (mg)	
			Peak	Deg.
$0.8f_0$	V10	0.01	36.05	140
	V10	0.005	50.98	140
	0.85V10	0.01	22.88	140
	0.85V10	0.005	32.35	140
f_0	V10	0.01	26.91	250
	V10	0.005	38.05	250
	0.85V10	0.01	16.33	250
	0.85V10	0.005	23.10	250
$1.2f_0$	V10	0.01	22.79	250
	V10	0.005	32.23	250
	0.85V10	0.01	14.25	250
	0.85V10	0.005	20.15	250

Copyright : ANANDA MF ASIA SAMYAN COMPANY LIMITED
Year : 2015
Title : WIND LOAD STUDY FOR Ashton Chula-Silom BUILDING PROJECT BY WIND TUNNEL TEST : โครงการ Ashton Chula-Silom
City : Bangkok
Language : English
Publisher : Thammasat University Research and Consultancy Institute
Researcher : Associate Professor Dr. Virote Boonyapinyo
Abstract :

This report presents final results for overall wind load and wind-induced response study by wind tunnel test with high-frequency force balance technique.

The Ashton Chula-Silom building project comprises 1 residence tower with 56 stories and 203.80 m. equivalent height, with L shape. The project is developed on Rama 4 Roads in Center Bangkok. This building has the following special characteristics: a) the very flexible and high-rise buildings, b) the irregular geometry of the floor area, and c) close spacing of many high-rise buildings. These special characteristics result in pressure distributions significantly different from those specified in the building codes. Accordingly, the wind-tunnel tests are essential to achieve structural designs that are not overly costly and for which the risk of wind damage is realized at the lever chosen for the design.

The studied building was specially constructed by a light-weight rigid model, such as balsa wood model, and the studied model was mounted on a high-frequency base balance. The 1:400 scale models of studied building and its surrounding buildings within 400 m radius from the studied building were mounted on a 2-m diameter turntable, allowing any wind direction to be simulated by rotating the model to the appropriate angle in the wind tunnel. The studied building model and its surroundings were tested in a boundary layer wind tunnel where the mean wind velocity profile, turbulence intensity profile, and turbulence spectrum density function of the winds approaching the study site are simulated. In this study, overall wind load obtained from a wind tunnel test were measured on a direction-by-direction basis for 36 directions at 10-degree intervals, on the 1:400 scale model of the building exposed to an approaching wind.

According to the DPT Standard 1311-50, the reference velocity pressure, q, for the design of main structure and cladding shall be based on a probability of being exceeded in any one year of 1 in 50 (50-year return period) corresponding to reference wind speed of 25 m/s at the height of 10 m in open terrain. Because the proposed building is located in the

urban terrain, the exposure C was applied in this study, and the typhoon factor = 1.0. Then design wind speed is 25 m/s, and corresponding to design wind speed of 30.92 m/s at the 193.30 m equivalent roof height in the exposure C. For the serviceability design, the reference velocity pressure, q, shall be based on 10-year return period corresponding to reference wind speed of 20.25 m/s at the height of 10 m in open terrain**.** Therefore, corresponding design wind speed is 25.05 m/s at the 193.30 m equivalent roof height in the exposure C.

Equivalent Static Wind Loads of Studied Building

For strength consideration with three natural frequencies (0.8 f_o, f_o, 1.2 f_o), two damping ratio ξ (0.02, 0.01), and V_{50}, the results are shown in Table 1 and can be summarized as follows.

Natural Frequency	Damping (ξ)	*My* (MN-m)		*Mx* (MN-m)		*Mz* (MN-m)	
		Peak	Deg.	Peak	Deg.	Peak	Deg.
$0.80f_0$	0.02	1,340	160	-1,287	200	191	140
	0.01	1,643	160	-1,540	200	227	140
f_0	0.02	1,428	150	1,196	120	168	130
	0.01	1,803	150	-1,388	210	189	130
$1.2f_0$	0.02	1,205	140	1,173	120	162	130
	0.01	1,542	140	1,309	120	179	130

Table 1 Comparisons of the expected peak base moments and torques from all wind-direction for three sets of dynamic properties, and two values of damping ratios.

1. For natural frequency f_o, and damping ratio = 0.02, the peak base moments M_x of 1,196 MN-m, M_y of 1,428 MN-m and torque M_z of 168 MN-m occur at wind direction 120, 150, and 130 degree, respectively. It should be noted that the peak base moments M_x and M_y are caused by the alongwind load..
2. For natural frequency f_o, and damping ratio = 0.01, the peak base moments M_x of -1,388 MN-m, M_y of 1,803 MN-m and torque M_z of 189 MN-m occur at wind direction 210, 150, and 130 degree, respectively. Similar to damping ratio 0.02, the peak base moments M_x and M_y are caused by the alongwind load..
3. For studied building, the peak base moments M_x and M_y are significantly reduced when damping ratio is increased from 0.01 to 0.02 because increasing damping ratio results in significantly reducing resonant moment parts.
4. For studied building, the peak base moments are significantly reduced when building natural frequencies are increased from f_o to 1.2 f_o. In contrast, the peak base

moments are significantly increased when building natural frequencies are reduced from f_o to 0.80 f_o.

Comparisons of the summation and average of equivalent static wind load at the 55st - roof floor of building along X-, Y- and Rz- directions for three sets of dynamic properties, and two values of damping ratios are shown in Table 2. For natural frequency f_o, and damping ratio = 0.02, the summation of equivalent static wind load at the 55st - roof floor of building along X-, Y- and Z- directions are 803 kN (1,855 N/m^2), -342 kN (-2,257 N/m^2) and 3,487 kN-m (358 kN-m/m), respectively. They were obtained from the largest (100%) base moments and torques in Table 4.3.1a to 4.3.1c and from the procedure in Appendix A. Details of equivalent static wind loads with height are shown in Table 4.4, Fig. 4.5, and wind load combinations are shown in Table 4.6.

Natural Freq	Damping (ξ)	X-direction		Y-direction		Rz-direction	
		Summation (kN)	Average (N/m^2)	Summation (kN)	Average (N/m^2)	Summation (kN.m)	Average (kN-m/m)
0.80f_0	0.02	752	1,738	407	2,691	4,160	427
	0.01	924	2,136	524	3,462	5,139	527
f_0	0.02	803	1,855	-342	-2,257	3,487	358
	0.01	1,015	2,347	469	3,097	4,061	417
1.2f_0	0.02	677	1,564	-329	-2,176	3,319	340
	0.01	868	2,007	-399	-2,637	3,788	389

Table 2 Comparisons of the summation and average of equivalent static wind load at the 55st - roof floor of building along X-, Y- and Rz- directions for three sets of dynamic properties, and two values of damping ratios.

Acceleration Response of Studied Building

According to the DPT Standard 1311-50 [DPT 2007] and NBCC code [NBCC 2005], the recommended serviceability design for human comfort criteria for the studied building is that the peak acceleration under a 10 year return period should be less than 15 mg and 25 mg for residential buildings and commercial buildings, respectively.

Other criteria have also been published that depend on the building's lowest natural frequency (not depend on types of buildings). The ISO criteria [ISO 1992] can be expressed as a peak acceleration not exceeding $0.928 f^{-0.412}$ (in % of g) once every 5 years, where f is the lowest natural frequency in *Hz*. This results in a 5-year criteria of 1.93 % of g (or 19.35 mg) when natural frequencies of studied building = f_o (see section 4.1). Then, based on the above various standards, the recommendation for human comfort criteria for the studied

building should be below of 19.35 mg and 23.82 mg ((0.81/0.73)^2*19.35) for 5- and 10-year return periods, respectively.

For serviceability consideration, three natural frequencies (0.8 f_o , f_o, and 1.2 f_o), two damping ratios ξ (0.005 and 0.01), and two wind speeds (V_{10} and 0.85V_{10}), the results are shown in Table 3 and can be summarized as follows.

1. For studied building, the peak accelerations are significantly reduced when damping ratio is increased from 0.005 to 0.01. This is because the peak acceleration responses are mainly caused by the resonant parts of acrosswind and alongwind loads.
2. For studied building, the peak accelerations are moderately reduced when building natural frequencies are increased from f_o to 1.2 f_o. In contrast, the peak accelerations are moderately increased when building natural frequencies are reduced from f_o to 0.8 f_o.

Natural Freq.	Wind Speed	Damping (ξ)	Total acc, (mg)	
			Peak	Deg.
0.8f_0	V10	0.01	36.05	140
	V10	0.005	50.98	140
	0.85V10	0.01	22.88	140
	0.85V10	0.005	32.35	140
f_0	V10	0.01	26.91	250
	V10	0.005	38.05	250
	0.85V10	0.01	16.33	250
	0.85V10	0.005	23.10	250
1.2f_0	V10	0.01	22.79	250
	V10	0.005	32.23	250
	0.85V10	0.01	14.25	250
	0.85V10	0.005	20.15	250

Table 3 Comparisons of the predicted peak accelerations from all wind-direction for three sets of dynamic properties, and two values of damping ratios.

Details of RMS and peak acceleration responses are shown in Tables 4.7 – 4.8 and Figs. 4.6 without wind directionality factor and Figs. 4.7 – 4.9 with wind directionality factor. The predicted peak accelerations calculated with V_{10} and damping ratio of 0.01 (without considering wind directionality factor) indicates that the predicted peak accelerations of 26.91 mg occur at wind direction 250 degree. This value is significantly higher than the

recommended criteria of 15 mg [NBCC 2005; DPT 2007] and slightly higher the recommended criteria of 23.82 mg [ISO 1992].

For serviceability consideration with economic design, the acceleration response of the studied building shall consider the wind directionality factor. This factor accounts for two effects: (1) The reduced probability of maximum winds coming from any given direction and (2) the reduced probability of the maximum pressure coefficient occurring for any given direction. ASCE-7 Standard [2005] recommends a value of 0.85 for main wind force resisting system of buildings. Therefore, this value is adopted only for calculation of acceleration response with V_{10}.

When considering damping ratio of 0.01 and wind directionality factor of 0.85 with V_{10}, the predicted peak acceleration of 16.33 mg is slightly higher than the recommended criteria of 15 mg [NBCC 2005; DPT 2007] but significantly lower than the recommended criteria of 23.82 mg [ISO 1992]. Therefore, the studied building is acceptable for human comfort criteria of ISO [ISO 1992] but may not be acceptable for human comfort criteria of DPT [DPT 2007] and NBCC [NBCC 2005].