

文章编号:1673-2049(2018)02-0063-08

超高层建筑结构抗风性能研究

李 宇¹, 付 曜¹, 李 琛²

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 长安大学 建筑学院, 陕西 西安 710061)

摘要:针对按规范公式计算得到的超高层建筑结构风致振动不尽合理的问题,以西安环球贸易中心超高层建筑为工程背景,首先通过风洞试验测得各楼层的风荷载,再利用 ANSYS 参数化设计语言编制了能够精确求解超高层建筑风振系数及等效静风荷载的程序,进而对超高层建筑的抗风性能进行研究。结果表明:当风向角接近 90° 时,结构中部出现了极值位移风振系数,且其迎风面顺风向的变形和内力都达到了最大值,横风向的变形和内力则最小;当风向角为 $20^\circ \sim 70^\circ$ 时,位移风振系数随着楼层的增高而增加,其峰值出现在顶层;随着风向角的变化,结构扭转加速度峰值在各区间都是先减小后增大,特别是风向角呈 45° 左右时,结构扭转变形和基底扭矩达到了最大值;提出的将风洞试验与有限元分析相结合的新方法可为同类工程的抗风设计提供参考。

关键词:超高层建筑;风洞试验;风致振动;风振系数

中图分类号:TU355 **文献标志码:**A

Research on Wind-resistant Performance for Super High-rise Building

LI Yu¹, FU Yao¹, LI Chen²

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China;

2. School of Architecture, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

Abstract: Aiming at the problem of the wind-induced response calculated by code was not accurate, the super high-rise building of Xi'an Global Trade Center was taken to be example. Firstly, wind load of every floor was got through wind tunnel test. Secondly, the ANSYS parametric design language was used to compile one calculation program to calculate the wind-induced vibration coefficients and equivalent aerostatic wind load. Then, the wind-resistant performance was studied. The results show that the extremum wind-induced vibration coefficients are founded in the middle of structure when wind attack angle is 90° . Meanwhile, the along-wind displacement and internal force of windward side also reach the maximum. On the contrary, the across-wind wind-induced response reaches minimum. When the wind attack angle is between 20° and 70° , the displacement wind-induced coefficients are increased with the increase of building and the maximum value occurs on the top floor. The peak torsional acceleration decreases firstly and then increases with the change of wind attack angle in every zone. Especially, when the wind attack angle is about 45° , the torsional deformation and base torsion reach maximum. Consequently, the new method, which combines the wind tunnel test with FEA, can provide some meaning reference for similar project.

Key words: super high-rise building; wind tunnel test; wind-induced vibration; wind vibration

收稿日期:2017-07-22

基金项目:国家自然科学基金项目(51408042)

作者简介:李 宇(1982-),男,福建福州人,副教授,工学博士,博士后,E-mail:liyu@chd.edu.cn。

coefficient

0 引言

风荷载是超高层建筑结构的主要水平向荷载，特别是对于位于台风多发地区的超高层建筑，其风致振动则成为结构设计要考虑的首要因素。随着许多超高层建筑在全国各地的兴建，其抗风性能问题已成为研究热点^[1]。Davenport^[2-3]在研究高层建筑等效静力风荷载时提出阵风荷载因子法；Simiu^[4-5]提出了计算超高层建筑等效静力风荷载的新方法；Solari^[6-7]对超高层建筑结构横风向的风致振动及其计算方法进行了研究；Kasperski 等^[8-9]针对线性和非线性超高层建筑提出了计算最大分布风荷载的方法；Marukawa 等^[10]对棱柱形超高层建筑横风向和扭转向的加速度响应进行了研究；全涌等^[11-17]对超高层建筑进行了气动弹性模型风洞试验研究，探讨了风致振动和等效静力风荷载的计算方法。

目前，中国现行的《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)^[18]采用风振系数来表征高层建筑顺风向的动力风效应，其计算公式仅适用于规则结构，且仅考虑结构基阶振型。超高层建筑往往具有体型复杂、周围建筑密集、气动力干扰明显等特征，按规范公式计算得到的超高层建筑动力风效应不尽合理。因此，本文在上述学者的研究基础上，将风洞试验与有限元计算分析相结合，以此来计算超高层建筑的风致振动响应(风振系数、结构脉动风时程响应、等效静风荷载等)，进而研究超高层建筑的抗风性能。

1 风洞试验测得各楼层的风荷载

本文首先进行了某超高层建筑的风洞试验以测得结构的风压系数^[19]，进而计算出有限元分析所需的各楼层风荷载，为超高层建筑抗风性能研究提供必要数据。

1.1 工程概况

图 1 为某超高层建筑效果图，包含 1[#]楼(主楼)和 2[#]楼(配楼)，由于所处位置海拔较高，且 1[#]楼(主楼)高达 299.3 m，风荷载是其主要荷载之一。为了确保其的抗风安全性，对其进行风洞试验是必要的。

1.2 试验方法

风洞试验在长安大学风洞实验室 CA-1 大气边界层风洞中进行。试验模型为一刚体模型(图 2)，



图 1 西安环球贸易中心超高层建筑
Fig. 1 Super High-rise Building of Xi'an Global Trade Center

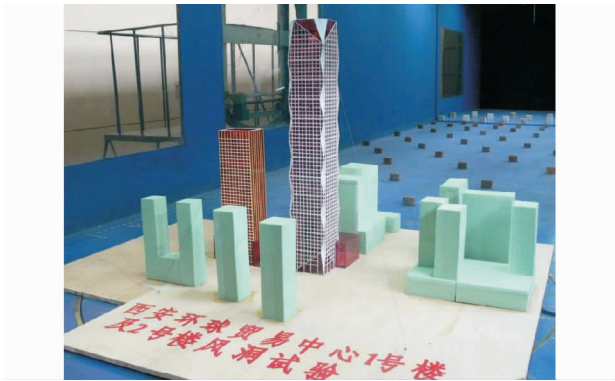


图 2 风洞试验
Fig. 2 Wind Tunnel Test

具有足够的强度和刚度，在 $10\text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 的试验风速下不发生破坏并且不出现振动，保证了测量的精度，模型的几何缩尺比为 $1:280$ 。模型的方位、风向角约定以及坐标轴与风向角的关系如图 3 所示，即 X 轴指向 90° 风向， Y 轴指向 180° 风向， Z 轴为竖直向。采样频率、采样时间、样本长度及时间相似比如表 1 所示。

试验工况为：①全封闭试验，取用 D 类地貌风场；②风向角为 $0^\circ \sim 350^\circ$ ，每隔 10° 设置 1 个测点，共 36 个；③1[#]楼模型共分 14 个区域进行测压，其中模型楼底第 1 区高度为 60.5 mm，第 2~13 区每区高度为 80.4 mm，第 14 区高度为 43.6 mm，第 14 区西侧、北侧及西北侧为双面测压，其余为单面测压，共设测点 328 个；④2[#]楼模型共分 9 个区域进行测压，自模型底 90 mm 起每区高度为 60 mm，其中第 9 区为双面测压，其余为单面测压，共设测点 140 个。

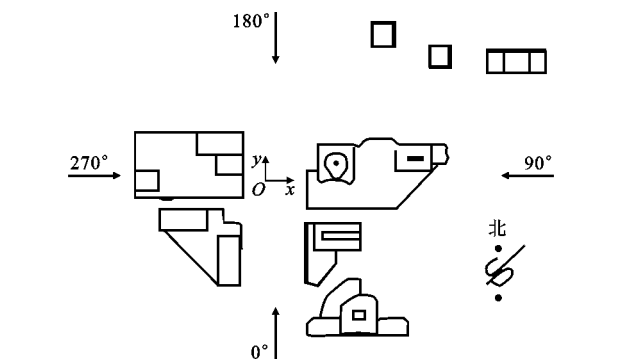


图 3 坐标轴和风向角

Fig. 3 Coordinate Axis and Wind Angle

表 1 试验主要参数

Tab. 1 Main Test Parameters

重现期/ 年	试验采样 频率/Hz	试验采样 长度/点	试验采样 时间/s	原型采样 频率/Hz	原型采样 时间/s	时间相 似比
50	312.5	21 000	67.2	3.348	6 272	93.33

1.3 各楼层风荷载的计算

通过风洞试验可得到不同风向角下结构各测点的脉动风压系数,再通过积分方法可得到结构每一楼层上的分力。设作用在结构某层上沿 X 方向、 Y 方向的总水平风荷载和绕 Z 轴的总扭转风荷载时程分别为 $F_{Xm}(t_m)$, $F_{Ym}(t_m)$, $M_{Zm}(t_m)$,则可以得到各层量纲一的风力系数时程 $\mu_{F_X}(t_m)$, $\mu_{F_Y}(t_m)$, $\mu_{M_Z}(t_m)$ ^[11-12],即

$$\left. \begin{aligned} \mu_{F_X}(t_m) &= F_{Xm}(t_m) / \left(\frac{1}{2} \rho U_m^2 H_m D_{Xm} \right) \\ \mu_{F_Y}(t_m) &= F_{Ym}(t_m) / \left(\frac{1}{2} \rho U_m^2 H_m D_{Ym} \right) \\ \mu_{M_Z}(t_m) &= M_{Zm}(t_m) / \left(\frac{1}{2} \rho U_m^2 H_m D_{Xm} D_{Ym} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: U_m 为与结构某层同高度的试验风速; ρ 为空气密度; t_m 为模型系统的时间; H_m 为结构层高; D_{Xm} , D_{Ym} 分别为 X 向、 Y 向的特征尺寸。

根据时间相似比 λ_t 可得原型的时间序列 $t_{k,p}$ 为

$$t_{k,p} = t_{k,m} / \lambda_t \quad (2)$$

式中: $t_{k,m}$ 为第 k 个采样时刻的模型时间序列, p 代表原型。

这样把式(1)中的模型系统时间改为实际时间,即可得结构原型的风力系数时程 $\mu_{F_X}(t_m)$, $\mu_{F_Y}(t_m)$ 和 $\mu_{M_Z}(t_m)$,进而可确定作用在结构原型上的风荷载(图 4)。设 $F_{X_p}(t_p)$, $F_{Y_p}(t_p)$ 和 $M_{Z_p}(t_p)$ 分别为作用在结构原型某层(离地高度为 Z ,层高为 H_p)质心处沿正交轴 X , Y 方向的水平风荷载和绕 Z 轴的扭转风荷载时程(图 5),则^[14-15]

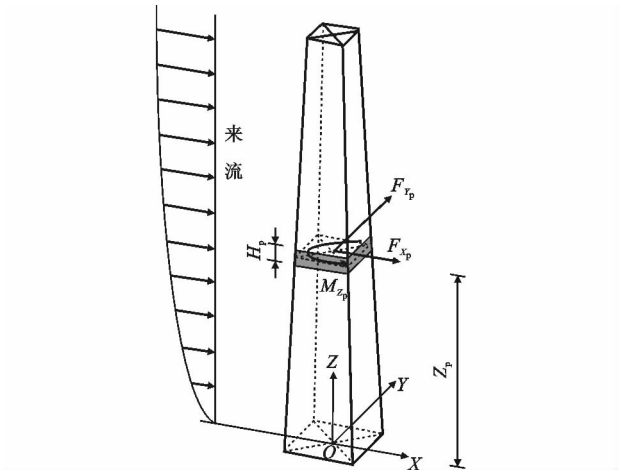


图 4 作用在结构上的风荷载

Fig. 4 Wind Load Applied on Structure

$$\left. \begin{aligned} F_{X_p}(t_p) &= \frac{1}{2} \rho U_Z^2 H_p D_{X_p} \mu_{F_X}(t_p) \\ F_{Y_p}(t_p) &= \frac{1}{2} \rho U_Z^2 H_p D_{Y_p} \mu_{F_Y}(t_p) \\ M_{Z_p}(t_p) &= \frac{1}{2} \rho U_Z^2 H_p D_{X_p} D_{Y_p} \mu_{M_Z}(t_p) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: $\mu_{F_X}(t_p)$, $\mu_{F_Y}(t_p)$, $\mu_{M_Z}(t_p)$ 应根据某层的具体大小取值; D_{X_p} , D_{Y_p} 为结构原型截面特征尺寸; U_Z 为实际边界层风场中高度 Z 处的风速。

限于篇幅以下仅给出顶层(第 64 层, 0° 风向角)的风荷载时程,其他数据参考文献[19]。在得到上述结果后,即可将风荷载输入至有限元模型,进而采用 ANSYS 进行超高层建筑的抗风性能研究。

2 有限元模型的建立

超高层建筑具有结构高、柔性大、小阻尼、自振频率低等特点,属于风敏感性结构,在自然风的作用下易发生共振而受损。本文采用“串联多质点系”力学模型来建立 1# 楼的有限元模型(图 6,其中 M_1 , M_i , M_n 分别为第 1, i , n 层楼的质量)每层质点考虑 2 个方向的平动质量和剪切刚度、绕竖向参考轴的转动惯量和扭转刚度。竖向参考轴取结构每层的质心轴。风荷载考虑 2 个平动方向的水平力及绕竖向参考轴的扭矩。

3 风振系数的计算

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)^[18] 中结构的风振系数定义为“总风荷载的概率统计值与静风荷载的概率统计值的比值”,其中,总风荷载包括平均风荷载和脉动风荷载两部分。由于该荷载风振系数主要针对以第一振动模式为主的结构提出,

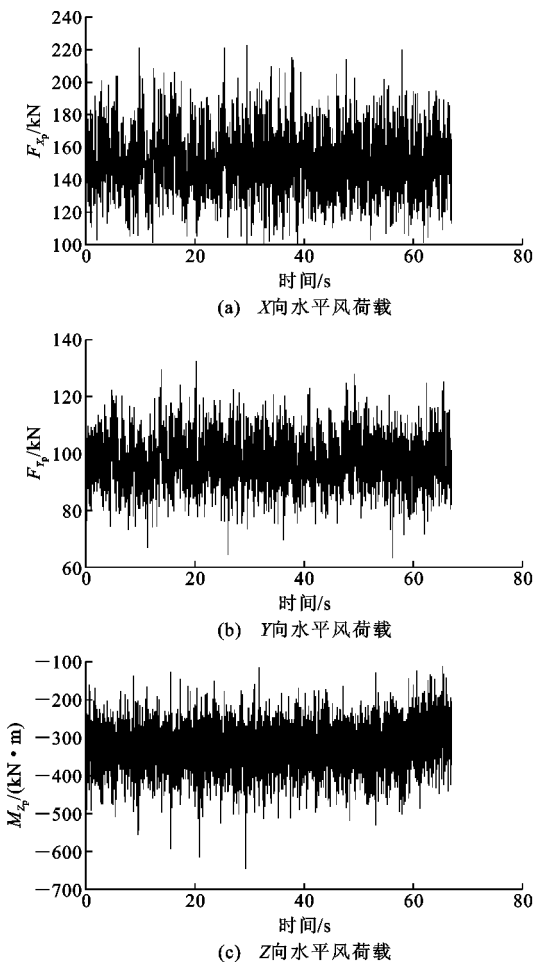


图 5 顶层风荷载时程(0°风向角)
Fig. 5 Wind Load Time-history Curve of
Top Floor (0° Wind Angle)

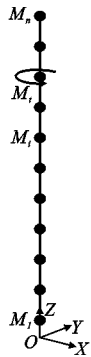


图 6 串联多质点系模型

Fig. 6 Series-wound More Particle Model

对于自振频率分布密集的超高层建筑结构,结构的不同位置、不同构件之间的风振系数存在较大的离散性,因此很难用统一的风振系数来表述整个结构的风振响应特征。通常动荷载可以转化为静荷载与动力效应系数的乘积,其动力效应系数的表示方法有位移风振系数和内力风振系数。已有研究表明^[1-19]:位移和内力风振系数沿超高层建筑的表面

分布比较均匀,采用它们取代规范中的荷载风振系数后,计算所得的内力基本一致,依然可按照荷载规范所采用公式进行结构风荷载计算。

本文将第 1 节计算出的 1~64 层总风荷载时程向量加载到“串联多质点系”有限元模型中的 64 个楼层所对应的节点进行动力时程响应分析,计算脉动风和平均风所产生的位移和内力响应,并根据式(4)计算 1~64 层迎风向和横风向的风振系数 β_z

$$\beta_z = (R_s + R_d) / R_s = 1 + R_d / R_s = 1 + g\sigma_R / R_s \quad (4)$$

式中: R_s 为平均风所产生的结构位移或内力响应; R_d 为脉动风所产生的结构位移或内力响应极值; g 为峰值因子; σ_R 为结构某个响应 R (可以是位移、加速度或内力等)的根方差。

在此基础上,本文计算了不同风向角下 1# 楼“串联多质点系”的 64 个楼层迎风向和横风向的风振系数(图 7)。从图 7 可知:①当风荷载与超高层建筑的迎风面夹角 φ 接近 90°时,其水平向的最大和最小位移风振系数都发生在结构的中部;②当风荷载与超高层建筑的迎风面夹角在 20°~70°之间时,位移风振系数则随着楼层的增高而增加,其峰值则出现在顶层。

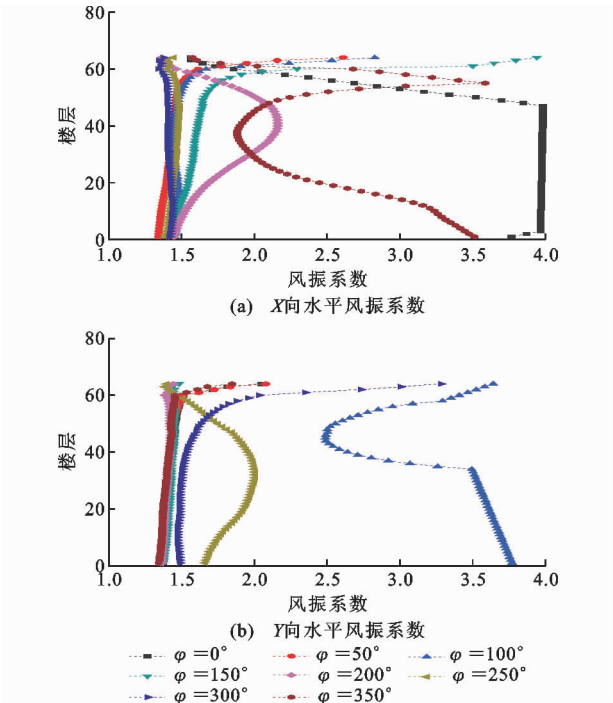


图 7 不同风向角下的风振系数

Fig. 7 Wind Vibration Coefficients with
Different Wind Angles

4 结构的舒适度验算

利用下述方法计算结构的加速度峰值,以验算

超高层建筑的舒适度。设 \bar{A} 和 σ_A 分别为结构加速度响应 A 的平均值及根方差,则加速度峰值 \hat{A}_{Peak} 为

$$\hat{A}_{\text{Peak}} = \bar{A} \pm g\sigma_A \quad (5)$$

式中:“ \pm ”是为了使 \hat{A}_{Peak} 取得绝对值最大。

总响应峰值 $\hat{A}_{\text{Peak},T}$ 为

$$\hat{A}_{\text{Peak},T} = \sqrt{\hat{A}_{\text{Peak}X}^2 + \hat{A}_{\text{Peak}Y}^2} \quad (6)$$

式中: $\hat{A}_{\text{Peak}X}$, $\hat{A}_{\text{Peak}Y}$ 分别为响应 A 在 X 及 Y 方向上的加速度峰值响应。

图 8 给出了 1# 楼顶层的加速度峰值随风向角变化的曲线(10 年重现期,结构阻尼比为 0.01)。从图 8 可见:

(1)结构 X 向加速度峰值发生在 80° 风向角,为 $0.0517 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$; Y 向加速度峰值发生在 180° 风向角,为 $0.0492 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$;最大总加速度峰值发生在 230° 风向角,为 $0.057 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 。可见,上述各加速度峰值都小于高层结构顶部最大加速度限值 $0.25 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ [11-15],即此高层建筑结构满足结构舒适度的要求。

(2)超高层建筑的顶层水平加速度峰值一般发生在风荷载与迎风面相垂直的时候,而且其扭转加速度峰值的变化趋势在每个区间($0^\circ \sim 90^\circ$, $90^\circ \sim 180^\circ$, $180^\circ \sim 270^\circ$, $270^\circ \sim 350^\circ$)都是先减小后增大。

5 结构的刚度验算

利用下述方法计算结构的位移峰值响应,以验算超高层建筑的刚度。设 \bar{D} 和 σ_D 分别为结构位移响应 D 的平均值及根方差,则该响应的峰值 \hat{D}_{Peak} 定义为

$$\hat{D}_{\text{Peak}} = \bar{D} \pm g\sigma_D \quad (7)$$

式中:“ \pm ”是为了使 \hat{D}_{Peak} 取得绝对值最大。

总位移响应峰值 $\hat{D}_{\text{Peak},T}$ 为

$$\hat{D}_{\text{Peak},T} = \sqrt{\hat{D}_{\text{Peak}X}^2 + \hat{D}_{\text{Peak}Y}^2} \quad (8)$$

式中: $\hat{D}_{\text{Peak}X}$, $\hat{D}_{\text{Peak}Y}$ 分别为响应 D 在 X , Y 方向上的位移峰值响应。

图 9 给出了 1# 楼顶层位移峰值随风向角变化的曲线(50 年重现期,结构阻尼比为 0.02)。从图 9 可见:

(1) X 向位移峰值发生在 $250^\circ \sim 270^\circ$ 风向角,为 10.3 cm ; Y 向位移峰值发生在 210° ,为 9.95 cm ;总位移峰值发生在 230° 风向角,为 12.3 cm 。上述位移峰值皆小于结构总高度的 0.1% (29.93 cm),即满足结构刚度验算的要求 [11-15]。

(2)超高层建筑的顶层位移峰值也是发生在风荷载与迎风面相垂直的时候,此时迎风面的顺风向

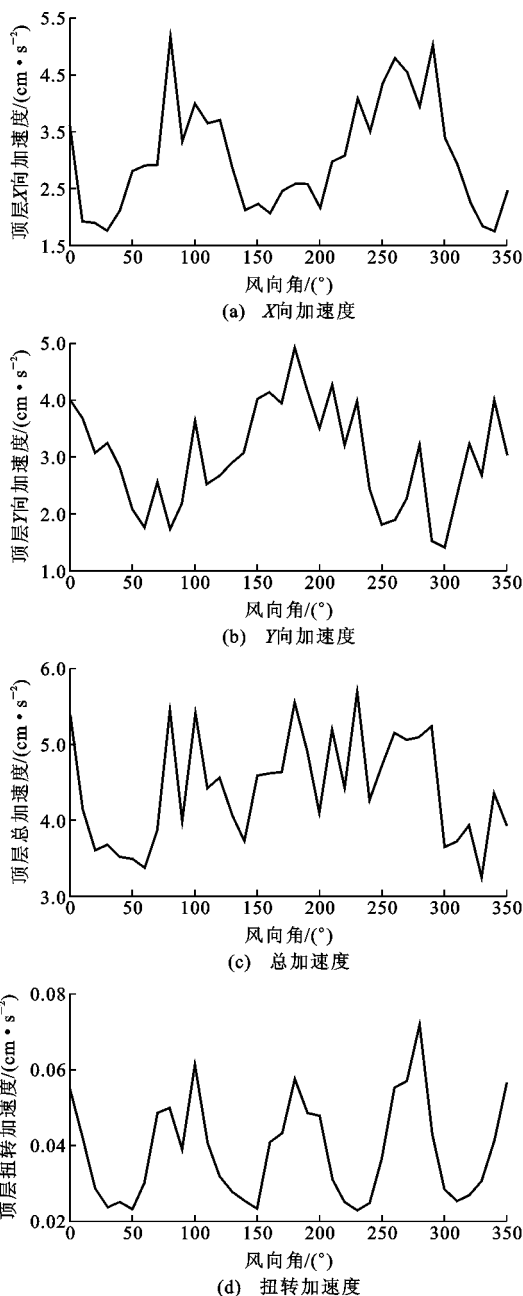


图 8 加速度峰值随风向角的变化

Fig. 8 Variations of Peak Acceleration with Wind Angle

位移达到最大值,而其横风向位移则相应地最小。这是因为超高层建筑的前 2 阶主要振型都是以水平向运动为主。

(3)当风荷载与迎风面呈 45° 左右的夹角时,超高层建筑的扭转变形达到最大值,这与超高层建筑的第 3 阶振型以扭转变形为主密切相关。

6 结构的强度验算

利用下述方法计算结构的峰值内力响应,以验算超高层建筑的强度。设 \bar{F} 和 σ_F 分别为结构内力响应 F (层间剪力、弯矩)的平均值及根方差,则该响

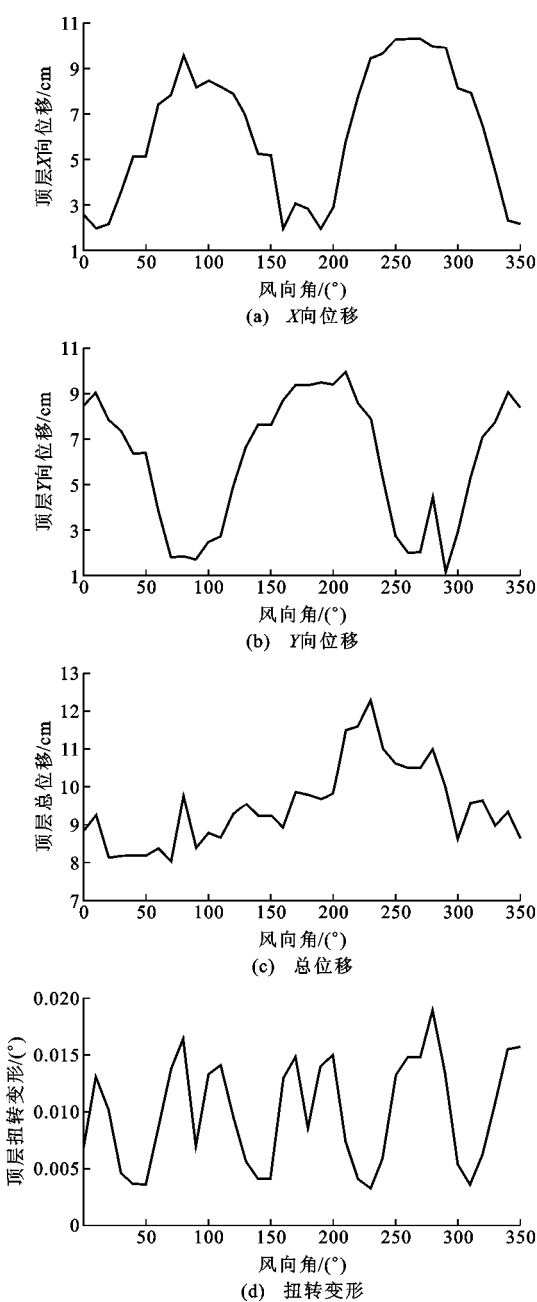


图 9 位移峰值随风向角的变化

Fig. 9 Variations of Peak Displacement with Wind Angle

应的峰值 \hat{F}_{Peak} 定义为

$$\hat{F}_{\text{Peak}} = \bar{F} \pm g\sigma_F \tag{9}$$

式中：“±”是为了使 \hat{F}_{Peak} 取得绝对值最大。

总内力响应峰值 $\hat{F}_{\text{Peak},T}$ 为

$$\hat{F}_{\text{Peak},T} = \sqrt{\hat{F}_{\text{Peak}X}^2 + \hat{F}_{\text{Peak}Y}^2} \tag{10}$$

式中： $\hat{F}_{\text{Peak}X}$ 、 $\hat{F}_{\text{Peak}Y}$ 分别为响应 F 在 X, Y 方向上的内力峰值响应。

图 10 给出了 1# 楼基底峰值剪力、峰值扭矩和倾覆力矩随风向角变化的曲线(100 年重现期, 结构阻尼比为 0.04)。从图 10 可见：

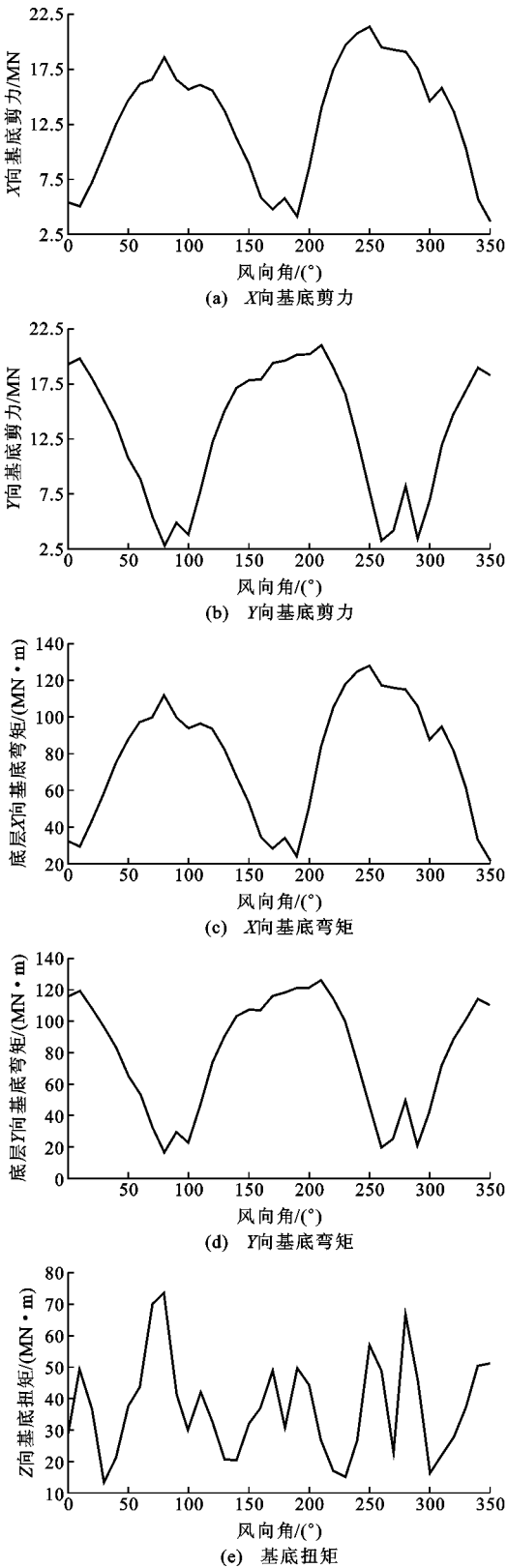


图 10 内力峰值随风向角的变化

Fig. 10 Variations of Peak Internal Force with Wind Angle

(1) X 轴向峰值剪力发生在 250° 风向角, 为 21 400 kN; Y 轴向峰值剪力发生在 210° 风向角, 为 21 000 kN; 绕 X 轴峰值倾覆力矩发生在 250° 风向

角,为 128 000 kN·m;绕 Y 轴峰值倾覆力矩发生在 210°风向角,为 126 000 kN·m;绕 Z 轴峰值扭矩发生在 80°风向角,为 73 600 kN·m。上述内力峰值皆小于规范要求^[11-15],即满足结构强度验算。

(2)超高层建筑的基底内力与风向相关:当风荷载与迎风面相垂直时,迎风面的基底剪力与弯矩达到最大值,而其横风向的基底剪力与弯矩则相应地最小。基底扭矩的峰值发生在风荷载与迎风面的夹角为 45°时。

7 等效静力风荷载

如果能用一组静力荷载施加在结构上,使其产生的响应正好与按照随机振动理论计算得到的结构各处极值位移或者内力响应基本相符,那么就可将这组静力荷载作为等效静力风荷载,这是联系结构抗风研究和结构抗风设计的桥梁。根据《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)^[18]第 8.1.1 条,垂直于建筑物表面上的风荷载标准值应按下式确定

$$W_k=\beta_z\mu_s\mu_z\omega_0 \tag{11}$$

式中: W_k 为风荷载标准值; μ_s 为风荷载体型系数; μ_z 为风压高度变化系数; ω_0 为基本风压,10,50,100 年一遇的基本风压分别为 0.20,0.35,0.40 kPa。

根据公式(11),本文在考虑了周边建筑的气动干扰效应以及横风向风振等问题的基础上,计算了对应于不同风向角(0°~350°)下“串联多质点系”力学模型 1# 楼的各层等效静风风压,并乘以相应的几何参数,进而给出以质心为作用点,按内力响应峰值等效的等效静力风荷载 F_x, F_y, M_z (对应于图 4 所示的模型坐标系)。

图 11 给出了 1# 楼的等效静力风荷载随风向角变化的曲线(50 年重现期,结构阻尼比为 0.04)。从图 11 可见:各楼层的等效静力风荷载与风向角的变化密切相关,水平等效静力风荷载随着楼层的增加其变化规律较为一致,而扭转等效静力风荷载的变化规律则比较复杂。

8 结 语

(1)当风荷载与超高层建筑的迎风面夹角接近 90°时,其水平向的位移风振系数极值发生在结构中上部;当夹角在 20°~70°之间时,位移风振系数随着楼层的增高而增加,其峰值出现在顶层。

(2)超高层建筑的顶层水平加速度峰值、顶层水平位移峰值和基底剪力与弯矩都是发生在风荷载与迎风面相垂直的时候,此时迎风面顺风向的变形和

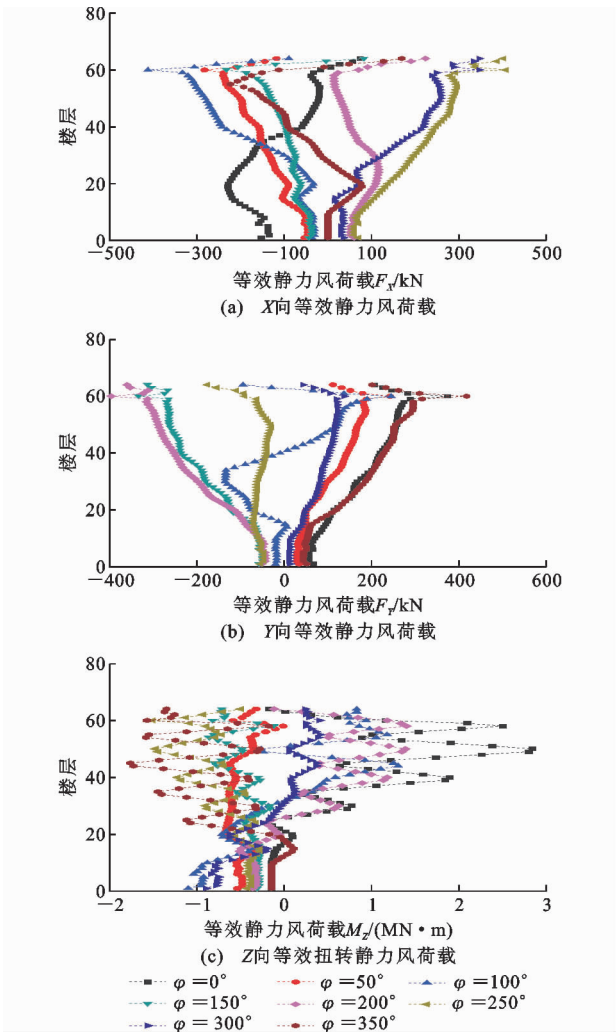


图 11 不同风向角下的等效静力风荷载

Fig. 11 Equivalent Aerostatic Force Loads with Different Wind Angles

内力都达到了最大值,而其横风向的变形和内力则最小。

(3)随着风向角的变化,超高层建筑的扭转加速度峰值在每个区间(0°~90°,90°~180°,180°~270°,270°~350°)都是先减小后增大。特别是当风荷载与迎风面呈 45°左右夹角的时候,超高层建筑的扭转变形和基底扭矩达到了最大值,这与超高层建筑的第 3 阶振型以扭转变形为主密切相关。

参考文献:

References:

[1] 克拉夫 R W,彭津 J. 结构动力学[M]. 王光远,译. 北京:科学出版社,1981.
CLOUGH R W, PENZIEN J. Dynamics of Structure [M]. Translated by WANG Guang-yuan. Beijing: Science Press, 1981.
[2] DAVENPORT A G. Gust Loading Factors[J]. Jour-

- nal of the Structural Division, 1967, 93(3): 11-34.
- [3] DAVENPORT A G. The Response of Slender, Link-like Structures to a Gust Wind[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1962, 23(3): 389-408.
- [4] SIMIU E. Equivalent Static Wind Loads for Tall Buildings Design[J]. Journal of the Structural Division, 1976, 102(4): 719-737.
- [5] SIMIU E. Revised Procedure for Estimating Along-wind Response[J]. Journal of the Structural Division, 1980, 106(1): 1-10.
- [6] SOLARI G. Alongwind Response Estimation: Closed Form Solution[J]. Journal of the Structural, Division, 1982, 108(1): 225-244.
- [7] SOLARI G. Analytical Estimation of the Alongwind Response of Structures[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1983, 14(1/2/3): 467-477.
- [8] KASPERSKI M. Extreme Wind Load Distributions for Linear and Nonlinear Design [J]. Engineering Structures, 1992, 14(1): 27-34.
- [9] KASPERSKI M, NIEMANN H J. The L. R. C. (Load-response-correlation)-method: A General Method of Estimating Unfavorable Wind Load Distributions for Linear and Non-linear Structural Behaviour [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992, 41(1/2/3): 1753-1763.
- [10] MARUKAWA H, OHKUMA T, MOMOMURA Y. Across-wind and Torsional Acceleration of Prismatic High Rise Buildings[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992, 42(1/2/3): 1139-1150.
- [11] 全 涌. 超高层建筑气动弹性模型的风洞试验研究[D]. 上海: 同济大学, 1999.
QUAN Yong. Experimental of Aerodynamic Elasticity of Super-high Rise Buildings in Wind Tunnel[D]. Shanghai: Tongji University, 1999.
- [12] 全 涌. 超高层建筑横风向风荷载及响应研究[D]. 上海: 同济大学, 2002.
QUAN Yong. Super High Rise Buildings' Wind Loads and Response in Across Wind Direction[D]. Shanghai: Tongji University, 2002.
- [13] 周 印. 高层建筑静力等效风荷载和响应的理论与实验研究[D]. 上海: 同济大学, 1998.
ZHOU Yin. Theoretical and Experimental Investigations on Effective Static Wind Loads on High Rise Buildings[D]. Shanghai: Tongji University, 1998.
- [14] 全 涌, 顾 明. 超高层建筑横风向气动力谱[J]. 同济大学学报, 2002, 30(5): 627-632.
QUAN Yong, GU Ming. Power Spectra of Across-wind Loads on Super High-rise Buildings[J]. Journal of Tongji University, 2002, 30(5): 627-632.
- [15] 全 涌, 顾 明. 方形断面高层建筑的气动阻尼的风洞试验研究[J]. 工程力学, 2004, 21(1): 26-30.
QUAN Yong, GU Ming. Wind Tunnel Test Study of Aerodynamic Damping of Super High-rise Buildings [J]. Engineering Mechanics, 2004, 21(1): 26-30.
- [16] 叶 丰. 高层建筑顺、横风向和扭转方向风致响应及静力等效风荷载研究[D]. 上海: 同济大学, 2004.
YE Feng. Study on Along-wind, Across-wind and Torsion Response and Equivalent Static Wind Loads of High-rise Buildings[D]. Shanghai: Tongji University, 2004.
- [17] 叶 丰. 高层建筑顺风向风荷载及其响应研究[D]. 上海: 同济大学, 2000.
YE Feng. Study on Along-wind Loads and Responses of High-rise Buildings[D]. Shanghai: Tongji University, 2000.
- [18] GB 50009—2012, 建筑结构荷载规范[S].
GB 50009—2012, Load Code for the Design of Building Structures[S].
- [19] 长安大学风洞实验室. 西安环球贸易中心一号楼及二号楼风洞试验[R]. 西安: 长安大学风洞实验室, 2014.
Wind Tunnel Laboratory of Chang'an University. Wind Tunnel Test for No. 1 and No. 2 Building of Xi'an World Trade Center[R]. Xi'an: Wind Tunnel Laboratory of Chang'an University, 2014.