

基于风洞试验的超高层建筑结构风振时程分析

何伟球¹ 陈学伟² 韩小雷²

(1、广东省大成注建工程设计有限公司 广州 510640; 2、华南理工大学土木与交通学院高层建筑结构研究所 广州 510640)

摘要:目前超高层建筑结构风振分析常采用的是规范的简化理论方法和基于风洞试验方法频域方法,随着结构体型的复杂化或周边建筑对风场有明显干扰时,进行结构风振时程分析是更为简单直接有效的方法。本文通过编程实现生成风洞试验中风荷载时程数据并导入有限元分析软件进行结构的时程分析,获得整体结构位移、内力以及加速度时程等重要数据,为规范方法不适用的超高层建筑结构风振响应分析及舒适度评估提供了可行的方法。

关键词:高层建筑; 风振响应; 时程分析; 舒适度评估

Research of Wind-induced Vibration Analysis for Ultrahigh-rise Buildings Based on Wind Tunnel Test

He Weiqiu¹ Chen Xuwei² Han Xiaolei²

(1、Guangdong Dacheng Zhujian Engineering Design Institute Co. LTD Guangzhou 510640,China;

2、Tall Building Structure Research Institute, School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology Guangzhou 510640,China)

Abstract: Nowadays, simplified theory method from design codes and frequency domain method based on wind tunnel experiment method are widely used. As to the complication of the structures or obvious disturbance of the surrounding buildings to the wind field, time-history analysis of wind-induced vibration is suggested as a more simple, direct and effective method. In this paper, wind-induced vibration response analysis is carried out to the ultrahigh-rise structure of Synonym Haifeng. The important data of the displacement of the integral structure, the internal force, the acceleration time-history and so on are obtained by time-history analysis, which is realized by introducing the wind load time-history data into the finite element analysis software through programming. A feasible method for the wind-induced vibration response analysis and the evaluation of comfort is put forward in this paper for the ultrahigh-rise building structures beyond codes.

Keywords: ultrahigh-rise building; wind-induced vibration; time-history analysis; comfort evaluation

1 工程概况

某超高层建筑结构总高度 185.2m, 平面 26.1m×28.9m, 高宽比为 7.1; 采用现浇钢筋混凝土部分框支剪力墙结构, 其中中部闭合式核心筒剪力墙及四周角部剪力墙直接落地, 部分剪力墙在首层通过梁式转换结构直接支承于框支柱。结构自振周期接近 5s, 且周围建筑对风场干扰明显, 结构体系对风荷载的作用十分敏感, 故对本工程进行了风洞试验。为保证本工程结构在风载作用下的安全和经济合理, 本文将基于风洞试验的频域分析验算与按现行规范风载设计验算相比较, 并采用基于风洞试验风压时程数据进行结构弹性时程分析验证。

2 结构风振响应研究

塔楼结构的体形较规则, 可用规范方法进行风

荷载作用下的响应分析, 根据规范提供的简化理论公式计算结构顶点的最大加速度^[1]。但规范提供的体型系数或风压系数未具体考虑建筑的周围环境、大气边界层、气流三维流动的影响, 因而其计算结果总体上偏于保守, 某些局部则不够安全。为进一步了解整体结构在风荷载下动态响应过程, 针对该项目进行了风洞试验研究^[2], 并通过获得的风压时程数据进行结构的时程分析研究。

该项目地处沿海城市, 按照规范其基本风压值 ω_0 取值如下: 承载力验算按重现期为 100 年取 0.9kN/m²; 变形验算按重现期为 50 年取 0.85kN/m²; 正常使用状态下的舒适性验算按重现期为 10 年取 0.5kN/m²。地面粗糙度为 C 类, 超高层建筑平面为矩形, 体型系数 $\mu_s=1.4$ 。

2.1 风洞试验

采用有机玻璃制作的刚性模型^[2], 东面紧靠多栋约 100m 的高层建筑, 西面为小高层建筑区。建筑几何外形相似比为 1:250, 如图 1 所示。风洞试验考

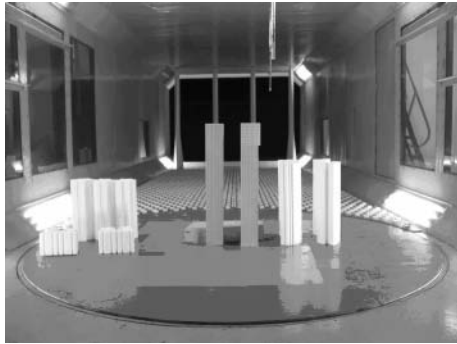


图1 风洞试验模型

考虑了24个风向角(0°~360°之间每隔15°为1个)的影响。在需要测压的部位布置测压孔,并用导管将模型表面垂直方向的动态风压传递给扫描阀。

试验对结构外表面进行风压测试。根据试验要求在结构外表面分为15个区域布置测压点,同时在顶部电梯井里面布置1个区域测压点,在实际建筑上对应的高度和字母代码如图2,测点总数为657个。

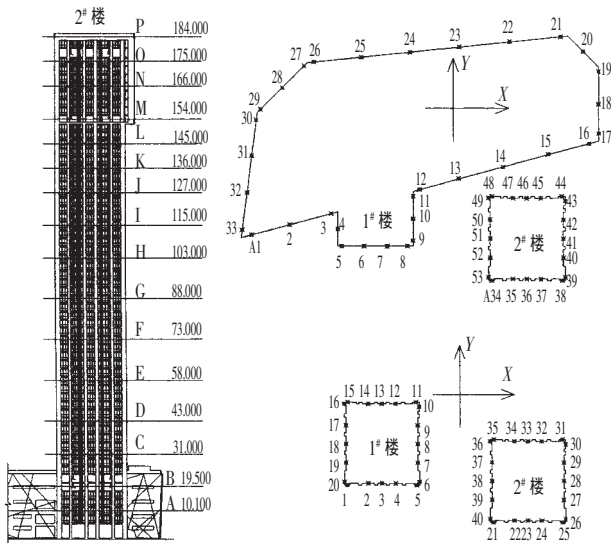


图2 建筑立面、裙楼及塔楼测点布置图

我国荷载规范^[3]规定,根据风洞测压试验数据可以获得建筑物上用于整体结构计算某一局部的等效风压 ω_i ,即:

$$\omega_i = \mu_H \omega_0 C_{pa} \beta_z \quad (1)$$

式中: μ_H 为参考点处风压高度转换系数; ω_0 为基本风压; C_{pa} 为测点*i*平均风压与参考点处平均风压之比,即风压系数平均值; β_z 为风振系数。

2.2 风振时程分析

首先需确定作用在结构上的风荷载时程,目前常用的方法一是通过风荷载的时程模拟,在风洞试验的基础上将风速时程转换为风荷载时程^[4];二是

直接通过风洞试验测得的结构表面各测点的基于顶部高度的风压系数时程数据,再结合各测点所属面积转换为风荷载时程。

基于刚性楼板假定,对楼层各测点在瞬时状态下求合力及合力矩,可得到瞬时的楼层力荷载时程,包括2个方向水平力 F_x 、 F_y 及扭矩 M_z 。本文运用面向对象编程语言Delphi编制具有图形界面的风洞试验风压时程生成程序,能实现风荷载时程的转换、生成、求取合力及导入有限元程序等功能,其界面如图3。

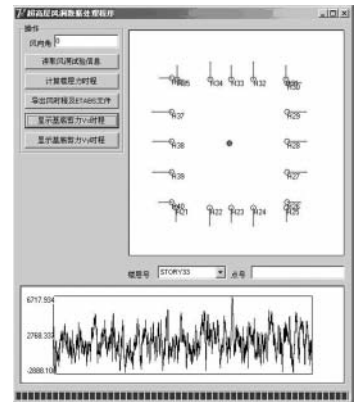


图3 风荷载时程转换程序界面图

通过输入结构表面测点的空间位置、刚性楼板属性,读取风洞试验的相关数据信息,程序将数据文件进行转换计算得到结构的风荷载时程。该程序与ETABS可实现自动接口,生成的风荷载时程文件可以批量保存,批量导入ETABS模型中,实现结构的风振时程分析。某楼层荷载时程分析结果如图4。

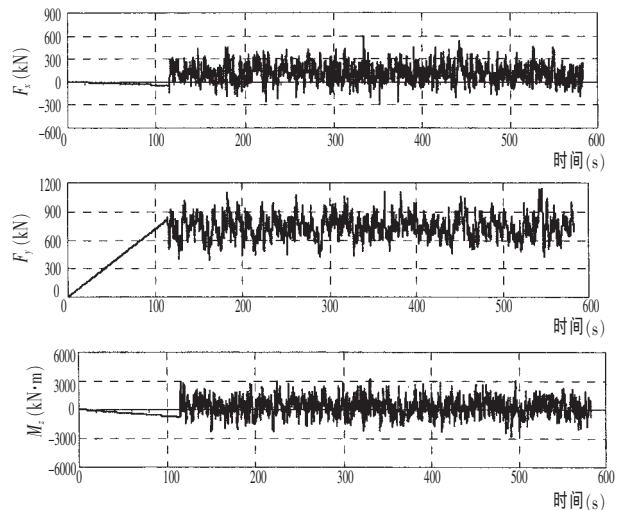


图4 某楼层 F_x 、 F_y 及 M_z 作用力时程

风洞试验中脉动风压测量采样频率为313Hz,采样时间间隔约为0.003194s,根据风洞试验的尺寸相似比例、风速相似比例和风压测量的时间步长,可以确定实际模型的风压时程的时间步长为0.1144s。需要转换的风压时程共有657个测点的数据,每个测点的采样点为4098个。

在风振分析研究中,材料的性能一般表现为线性弹性,结构的几何变形始终为小变形。本文采用美国CSI公司开发的ETABS V9.1.2进行结构动力分析。

数值计算采用快速非线性分析(FNA)法,通过较小时间步长中力的线性变化处理,可以精确求解模态方程组,并且没有引入数值阻尼和使用较大时间步长的积分误差,提高了求解精度及收敛速度。计算时计算振型取前18阶,参与质量达到95.16%,风振加速度计算时结构阻尼比取0.03。

3 分析结果

3.1 结构内力及位移

在风荷载风向角分别为0°、90°作用下,将采用规范方法的内力和位移计算结果与风振时程分析结果进行对比,其结果见表1。可见两种方法的结果是相似的,但前者相对较保守,应用于设计偏于安全。

表1 风荷载作用下的结构内力和位移对比

作用方向	分析方法	基底剪力 (kN)	基底弯矩 (kN·m)	最大层间位移角	最大楼层位移 (mm)
X	规范	13997	1581921	1/845	182
	时程	12458	1438133	1/869	173
Y	规范	12344	1395036	1/1062	143
	时程	11504	1305826	1/1214	124

3.2 结构舒适度

该结构风振舒适度研究采用了以下3种方法:
①简化理论方法, JGJ 98-99《高层民用建筑钢结构技术规程》^[5]中给出了具有简单外形的建筑结构在顺风向和横风向风荷载作用下的顶点最大加速度的计算公式;
②基于风洞试验的频域分析法^[6];
③基于风洞试验数据的时程分析法。

采用方法③计算结构风振加速度,荷载时程由风洞试验确定。由于该工程的风洞试验在1个角度风向角下只给出1个原型时间450s的风压系数时程数据,因此采用统计方法计算长时间内风振加速度代表值。本分析采用0°、90°两个最不利风向角进

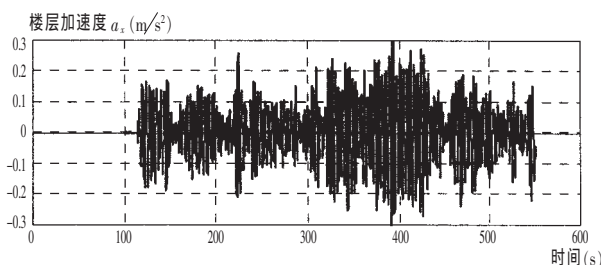


图5 Wind-Y工况横风向顶点加速度 a_x 时程曲线

行风振时程分析,其对应工况分别为Wind-Y、Wind-X工况。经时程分析后,提取Wind-Y工况第57楼层横风向加速度时程曲线,如图5所示。

采用实际风洞实验得到的风时程进行时程分析,得到的反应加速度时程往往会出现很大但极为罕见的值,以此来对比舒适度标准,即不恰当又无必要。对于这种情况,可参考日本标准的制定过程^[7],反应加速度波形峰值的分布特点,取具有85%保证率的加速度峰值乘以1.6的系数,作为峰值概率最大加速度。风振加速度频数统计分析如果如下:

(1) 当风向角为0°时,即Wind-Y工况85%保证率峰值加速度 $a_{x,0.85}=0.14\text{m/s}^2$,如图6;风振加速度代表值 $a_x=0.14 \times 1.6=0.224\text{m/s}^2$;

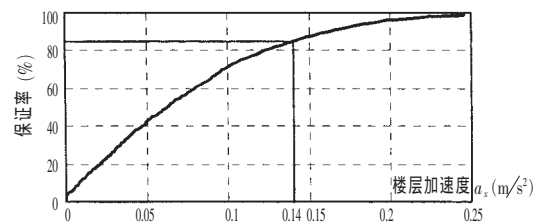


图6 Wind-Y下风振加速度 a_x 频数统计曲线

(2) 当风向角为90°时,即Wind-X工况85%保证率峰值加速度 $a_{y,0.85}=0.13\text{m/s}^2$;风振加速度代表值 $a_y=0.13 \times 1.6=0.208\text{m/s}^2$ 。

Wind-Y工况下风振加速度分析结果见表2,可知在10年一遇风荷载作用下,在顺风向上按规范简化理论方法得到的顶点加速度值明显小于

表2 风振加速度对比 (m/s²)

分析方法	风振加速度对比 (m/s²)	
	顺风向	横风向
频域分析	0.15	0.22
时程分析	0.13	0.224
简化理论	0.04	0.23
文献[5] 公寓	0.20	0.20
限值 公建	0.28	0.28
文献[8] 公寓	0.15	0.15
限值 公建	0.25	0.25

频域方法及时程分析的结果,说明简化理论法在结构顺风向舒适度评估方面误差较大,其原因是规范公式是基于单自由度系统推导的,忽略了高振型的影响。从表中还可看出结构舒适度受横风向控制,顺风向结构顶点加速度基本不起控制作用,横风向上3种分析的结果基本一致,说明对结构进行基于风洞试验数据的时程分析是高效和可行的。

(下转第28页)

表1 两算例计算结果与传统方法的计算精度和计算时间比较

计算方法	算例1				算例2			
	样本数 (万)	失效概率 (%)	误差 (%)	验算点	样本数 (万)	失效概率 (%)	误差 (%)	计算时间 (s)
传统响应面法	--	2.49	2.73	(0.4561,2.1589,	--	0.52	7.14	0.438
本文方法	10	2.53	1.17	33.4158)	10	0.58	3.57	2.225
传统蒙特卡罗法	10	2.56	--	--	10	0.56	--	21.563

弹性模量均为 $E, I_i = a_i A_i^2 (i=1, 2)$ (式中 I_i 为截面惯性矩; A_i 为单元截面积)。随机变量取 A_1, A_2 及 E , 其彼此独立, 统计特征见表2。以节点3的水平位移 u_3 作为需控制的结构变形, 可建立极限状态方程为:

$$Z = [u] - u_3 = 0.007 - u_3 = 0 \quad (6)$$

式中: $[u]$ 为允许的最大水平位移, 取 7mm。

表2 随机变量的统计特征

随机变量	均值	标准差	分布类型	a_i
$A_1(m^2)$	0.36	0.036	对数正态	0.8333e-01
$A_2(m^2)$	0.18	0.018	对数正态	0.1667
$A_3[\times 10^6 kN/m^2]$	2.0	0.2	正态	--

采用两种传统方法和本文方法的计算结果及其相应的计算时间见表2, 可见本文方法在计算效率方面明显优于传统蒙特卡罗法。值得指出的是, 本算例

结构相当简单, 还可采用传统蒙特卡罗法求解, 但遇到复杂结构或非线性等复杂问题时则传统方法效率更低甚至无法实施。

6 结论

对于工程中常见的功能函数不能明确表达的情况, 采用响应面法进行结构可靠度分析, 较其他方法更为简便。本文结合蒙特卡罗法提出一种改进的结构可靠度分析法即响应面-蒙特卡罗法。数值计算表明, 该法比传统响应面法具有更高精度, 同时在计算效率方面也明显优于传统蒙特卡罗法, 具有较好的实用性, 本文可为相关的研究与应用提供参考。

参 考 文 献

[1] 佟晓利, 赵国藩. 一种与结构可靠度分析几何法相结合的响应面法[J]. 土木工程学报, 1997(4)

[2] Wong F S. Slope reliability and response surface method [J]. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 1985(1)

[3] 吴世伟. 结构可靠度分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 1990



(上接第16页)

4 结语

对于超高层结构, 由于结构体形的复杂化及邻近建筑对风场的影响, 可以利用风洞试验获得结构表面风压系数时程数据, 对结构响应过程进行时程分析, 并获得结构在任意时刻的位移、内力、加速度等重要数据。

本文采用程序编制将风洞试验中风压系数时程转换成风荷载时程, 可直接导入结构有限元分析软件中进行结构的风振时程分析。通过该工程实例对比发现, 将风洞试验与结构的风振时程分析相结合用于研究结构的风振响应是可行的, 将其应用于具有复杂体形或处于受邻近建筑影响较明显的风场的建筑结构风振响应分析也具有较深远的推广意义。随着计算机技术发展, 结构风振时程分析法可以成为解决工程实际问题的工具。

参 考 文 献

[1] 黄本才. 结构抗风分析原理及应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 2001

[2] 广东省建筑科学研究院. 珠海天朗海峰项目风洞动态测压试验报告[R], 2007

[3] GB 50009-2001 建筑结构荷载规范[S]

[4] 陈学伟, 韩小雷等. 高层建筑结构风振时程分析软件的技术研究[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2008(3)

[5] JGJ 98-99 高层民用建筑钢结构技术规程[S]

[6] 广东省建筑科学研究院. 珠海天朗海峰项目2#楼风振计算报告[R], 2008

[7] Guidelines for the evaluation of habitability to building vibration[S]. Architectural Institute of Japan, 2004

[8] JGJ 3-2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]