

文章编号:1671-6833(2006)02-0014-04

高层建筑顺风向风振动力反应时程分析

侯爱波¹, 葛楠², 周锡元¹

(1. 北京工业大学抗震减灾研究所, 北京 100022; 2. 中国建筑科学研究院抗震研究所, 北京 100013)

摘要: 采用了谐波叠加法模拟作用在结构上的顺风向脉动风压, 同时为了反映作用在迎风面不同点上脉动风压的相关特性, 首先生成脉动风速互谱密度矩阵, 然后采用三角分解法进行分解, 再以此生成脉动风压作为输入脉动风荷载, 采用 Newmark 方法计算结构的动力反应时程。对两栋高层建筑的风振反应时程计算结果表明, 本方法得到的结构动力反应均方根值与建筑结构荷载规范中采用的谱分析结果有较好的吻合性; 风振反应以共振反应为主, 非共振反应值占次要的部分。这与谱分析法得出的结论也是一致的, 说明了利用谐波叠加法模拟脉动风压时程的准确性。这对于正确估算结构的风振反应值, 为高层建筑风振控制措施设计提供参考依据是有一定意义的。

关键词: 脉动风压; 谱密度函数; 加速度

中图分类号: TU 973 **文献标识码:** A

0 引言

来风在建筑物的周围会形成湍流风场, 并引起建筑物一定幅度的风振振动。对于高层和超高层建筑的风振动力反应主要有以下三方面的考虑: 其一, 由风振产生的惯性力在结构中引起附加应力; 例如我国现行建筑结构荷载规范中考虑了顺风向风振反应惯性力, 高耸结构设计规范中同时考虑了顺风向与横风向风振反应的惯性力; 其二, 由于风振反应发生的频度较高, 有可能使结构产生疲劳效应; 其三, 建筑结构的振动加速度会使生活和工作在其中的人产生不舒适感, 例如我国规程^[1]采用了按最大加速度值控制结构的风振反应, 并规定重现期为 10 年的最大(峰值)加速度限制标准如下: $0.28(\text{m/s}^2)$ (公共建筑), $0.20(\text{m/s}^2)$ (公寓建筑)。对于超过上述限制的情况, 应采取一定的结构措施或控制措施减小加速度值。

由于作用在建筑物外墙上的风荷载是同时沿时间与空间变化的随机荷载, 属于拟序结构, 不能事先确定其随时间变化的过程与空间分布。因此若要得到结构风振动力反应时程, 需要根据结构随机振动理论, 采用人工模拟的方法确定脉动风压随时间变化的过程, 再根据结构动力学理论求

出脉动风压荷载作用下结构风振反应时程。这个问题对于高层建筑结构风振控制设计是具有一定意义的。许多研究者对于求解结构在风荷载作用下的时程响应问题作过研究工作^[2~5], 取得了一些有实用价值的成果。笔者根据我国规范中采用的达文波特脉动风速谱用人工方法模拟多点脉动风压随时间变化的过程, 考虑了顺风向脉动风压的空间相关特性, 并采用 Newmark 分步积分法计算了结构的风振动力反应随时间变化的过程, 为建筑结构的风振控制设计提供参考依据。

1 高层建筑振动运动方程

分析高层与超高层建筑结构风振的一般方法是将高层建筑简化为等效的悬臂梁。为了暂时使问题得到简化, 不考虑建筑物的质心、刚心和几何形心的偏心及平扭耦合振动的影响, 而只考虑脉动风压对结构顺风向振动的影响。根据结构动力学理论, 将悬臂梁在横向外荷载作用下的运动方程可以变换为如下的形式^[6]:

$$\ddot{\eta}_j(t) + 2\xi_j\omega_j\dot{\eta}_j(t) + \omega_j^2\eta_j(t) = F_j \quad (1)$$

式中: $\eta_j(t)$ 为结构第 j 阶广义坐标; ω_j 为结构第 j 阶自振频率; ξ_j 为结构第 j 阶顺风向振动阻尼比;

$$F_j = \frac{1}{M_j^*} \int_0^H \phi_j(z) P(z, t) dz = \frac{1}{M_j^*} \int_0^H \int_0^B \phi_j(z) p'(y,$$

收稿日期: 2006-01-08; 修订日期: 2006-02-28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50078003)

作者简介: 侯爱波(1977-), 男, 山东莱芜人, 北京工业大学在读博士研究生, 主要从事风工程与工程抗震方面的万方数据 研究。

$z, t) dy dz$ 是第 j 阶广义力; $M_j^* = \int_0^H \bar{m}(z) \phi_j^2(z) dz$ 是第 j 阶广义质量。

通常在高层建筑风振反应分析中只考虑第一振型. 因此在式(1)中只要确定了脉动风压 $p'(y, z, t)$ 随时间变化的过程, 就可以确定风振反应 $x(z, t)$ 随时间变化的过程. 可以利用分步积分法(Newmark 法)求得式(1)的解。

2 顺风向脉动风压的模拟

2.1 脉动风速随机过程的模拟

在迎风面各点上, $p'(y, z, t)$ 是沿顺风向的来风引起的脉动风压, 可以表示为多维零均值的随机过程. 在利用人工方法模拟脉动风压的随机过程时, 需考虑它们之间的相关性. 根据随机过程理论, 零均值多维随机过程 $\vec{p}'(y, z, t) = \{p'_1, p'_2, p'_3, \dots, p'_m\}$ 的模拟可以采用三角函数模型. 若给出随机过程的互谱密度函数矩阵, 则其随时间变化的过程可按式模拟^[7,8]

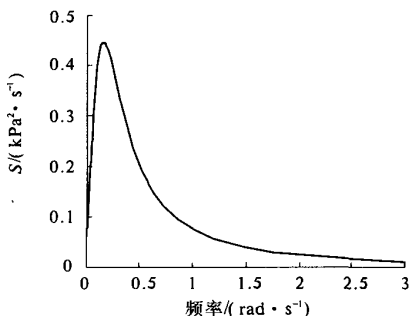
$$p'_i(t) = \sum_{k=1}^i \sum_{j=1}^N H_{ik}(\omega_j) \sqrt{2\Delta\omega} \cdot \cos(\omega_j t + \alpha_{ik}(j) + \theta_{kj}) \quad (2)$$

式中: $p'_i(t)$ 为第 i 个脉动风压随机过程; $\Delta\omega$ 为频率增量; ω_j 为第 j 个频率, $\omega_j = j\Delta\omega$; θ_{kj} 为第 j 个谐波的初始相位角, 均匀分布在 $(0, 2\pi)$ 之间, 而且关于 k, j 相互独立; $H_{ik}(\omega_j)$ 是脉动风压互谱密度矩阵 $S_{p'_i p'_j}(y_i, y_j, z_i, z_j, \omega)$ 的三角分解式元素. 根据随机过程理论, 当 N 足够大时, 式(2)的值接近于高斯随机过程。

2.2 顺风向脉动风压谱密度函数

顺风向脉动风压互谱密度函数(互谱密度矩阵元素)为如下的形式^[9]:

$$S_{p'_i p'_j}(y_i, z_i, y_j, z_j, \omega) = \rho^2 \mu_s^2 \bar{U}(z_i) \bar{U}(z_j) \cdot \coth(r, \omega) S_v(\omega) \quad (3)$$



(a) 脉动风压谱密度函数

$S_v(\omega)$ 是 Davenport 脉动风速谱. 规格化 Davenport 脉动风速谱的表达式如下^[10]:

$$\frac{n S_v(n)}{\bar{U}_{10}^2} = \frac{4 k x^2}{(1 + x^2)^{4/3}} \quad (4)$$

式中: $S_v(n)$ 为脉动风速谱函数, $m^2 \cdot s$, 不随空间位置的变化而变化; n 为风速脉动频率, Hz; $x = 1200n/\bar{U}_{10}$, 1200 为湍流长度, 具有长度的因次, m ; k 为地面粗糙度系数, 取 $0.003 \sim 0.03$; z 为距地面高度, m ; \bar{U}_{10} 为距地面 10 m 高度处平均来风速度, m/s . 根据达文波特的研究结果, 顺风向脉动风速的空间相干函数可以表示为以下的形式

$$\coth(r, \omega) = e^{-c} \quad (5)$$

其中: c 是衰减系数, 它与地面粗糙度、离地高度、平均风速及湍流强度等因素有关. 一些研究表明^[9], 指数衰减系数 c 对结构风振反应的影响不是一个很敏感的系数. 而且上式规定得有些保守。

将式(4)中的频率 n 替换成 ω , 并改写成易于计算的形式有

$$S_v(\omega) = \frac{916 \ 732 k \omega \bar{U}_{10}^{8/3}}{(\bar{U}_{10}^2 + 36 \ 476 \omega^2)^{4/3}} \quad (6)$$

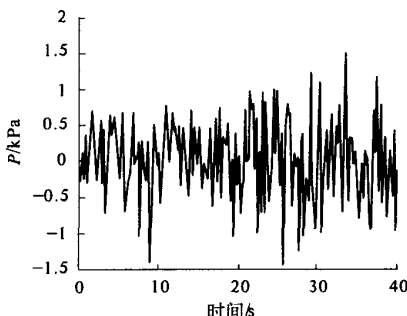
其中: ω 为圆频率。

根据风速剖面分布指数定律, z 高度处平均风速为 $\bar{U}(z) = \left(\frac{z}{10}\right)^a \bar{U}_{10}$, 因此, 根据式(3), 迎风面上任一点脉动风压的互谱密度函数值(互谱密度函数矩阵的元素)为

$$S_{p'_i p'_j}(y_i, z_i, y_j, z_j, \omega) = \rho^2 \mu_s^2 \bar{U}_{10}^{14/3} \left(\frac{z_i}{10}\right)^a \left(\frac{z_j}{10}\right)^a \cdot \frac{916 \ 732 k \omega}{(\bar{U}_{10}^2 + 36 \ 476 \omega^2)^{4/3}} \coth(r, \omega) \quad (7)$$

其中: ρ 为空气质量密度, $0.001 \ 29 \ t/m^3$; $\bar{U}(z_i)$, $\bar{U}(z_j)$ 分别为距地面 z_i, z_j 高度处的平均风速; μ_s 为风荷载体形系数, 在迎风面取 0.8。

谱密度函数曲线与风速时程曲线如图 1 所示。



(b) 模拟脉动风压时程

图1 脉动风压谱与脉动风压时程($z = 10 \text{ m}$, $U_{10} = 40 \text{ m/s}$)

3 实例分析计算

所选取建筑物的基本参数见表 1. 所列出的建筑是一座 18 层保险公司的钢结构办公楼与一座银行大楼^[5]. 表中的建筑单位容积重量是根据对比同类结构荷载类型确定的, 地面粗糙度根据建筑物周围的地貌条件拟定为 B 类, 粗糙度指数为 0.16, 粗糙度系数 $k = 0.003\ 3$. 设结构的基阶振型近似按直线分布, 即: $\phi_1(z) = z/H$. 为了便于比较取 10 m 高处的来风速度分别为: $\bar{U}_{10} = 10$

~ 60 m/s, 根据以上的公式用数值积分计算建筑物顶部的顺风向加速度及位移随时间变化过程, 计算结果见图 2、图 3 及表 2 所示. 其中的谱分析结果根据参考文献[9]中的方法得出, 最大值是在计算时段内出现的正最大值或负最大值.

表 1 建筑物基本参数

Tab.1 Specifications of Building A and B

编号	高度	宽度	长度	单位容重	基阶自振	顺风向
	H/m	B/m	D/m	$\gamma/(\text{t} \cdot \text{m}^{-3})$	频率/Hz	阻尼比
A	68	48	35.7	0.18	0.556	0.009 5
B	180	40	40	0.2	0.250	0.020 0

表 2 建筑物 A 和 B 的风振动力反应值

Tab.2 Dynamic Response on Building A & B

建筑 物	$U_{10}/$ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	位移 /m			速度 /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)			加速度 /($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)		
		谱分析	时程分析	最大值	谱分析	时程分析	最大值	谱分析	时程分析	最大值
A	10	0.000 145	0.000 152	0.000 52	0.000 191	0.000 196	0.000 712	0.000 655	0.000 682	0.002 53
	20	0.000 911	0.000 940	0.003 10	0.001 628	0.001 710	0.005 970	0.005 596	0.005 793	0.021 43
	30	0.002 591	0.002 720	0.008 57	0.005 895	0.006 023	0.020 270	0.020 342	0.021 510	0.070 80
	40	0.005 556	0.005 766	0.020 14	0.014 600	0.015 100	0.053 000	0.050 510	0.052 220	0.178 90
	50	0.010 224	0.010 820	0.036 38	0.029 244	0.030 120	0.104 100	0.101 380	0.104 700	0.361 00
	60	0.019 860	0.021 230	0.070 70	0.051 199	0.052 519	0.186 400	0.177 760	0.185 600	0.662 80
B	10	0.003 235	0.003 621	0.011 58	0.004 346	0.004 528	0.015 73	0.006 868	0.007 12	0.027 36
	20	0.015 780	0.016 240	0.056 81	0.021 840	0.024 160	0.078 84	0.034 540	0.036 52	0.127 84
	30	0.039 490	0.042 100	0.146 50	0.056 010	0.059 130	0.212 80	0.088 640	0.091 20	0.368 20
	40	0.075 500	0.078 620	0.262 70	0.109 000	0.113 800	0.390 20	0.172 600	0.181 40	0.628 70
	50	0.124 600	0.131 000	0.449 80	0.182 100	0.192 500	0.622 70	0.288 600	0.312 10	1.070 70
	60	0.187 300	0.195 900	0.629 30	0.276 200	0.291 600	0.939 10	0.438 200	0.462 80	1.616 00

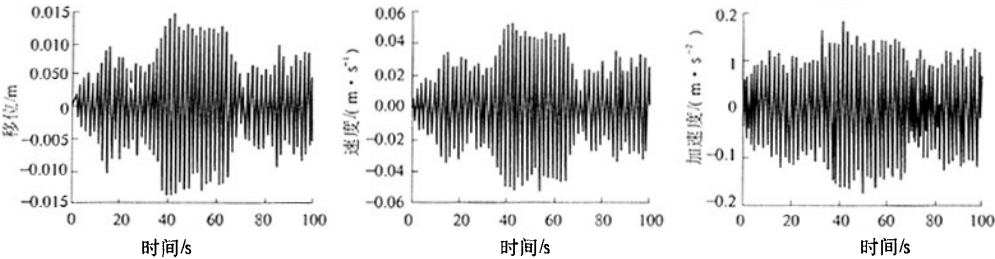


图 2 建筑物 A 顶部风振反应时程 ($U_{10} = 40\text{ m/s}$, $z = H$)

Fig.2 Time history of dynamic response at top of building A

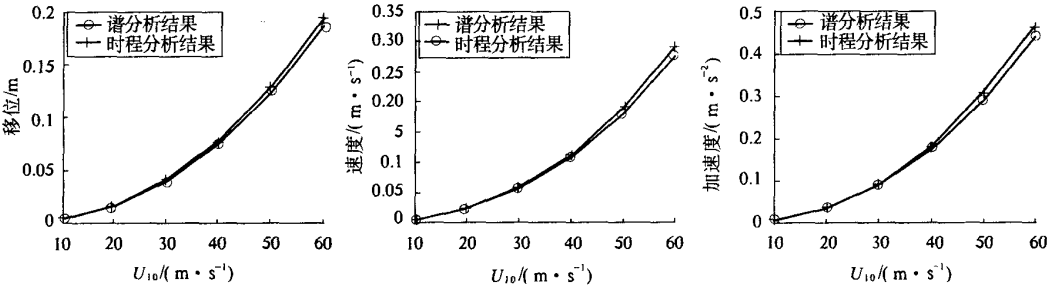


图 3 建筑物 A 动力反应均方根值 ($U_{10} = 40\text{ m/s}$, $z = H$)

Fig.3 Wind induced dynamic response on building A

4 计算结果分析讨论

由计算结果可以看出,随着来风速度的增加, 万万数据

建筑物顶部的风振反应值急剧地增大. 作者给出了 $\bar{U}_{10} = 60\text{ m/s}$ 范围内的计算结果. 顺风向风振反应以共振反应为主, 非共振反应仅占次要的部

分.由于结构的基阶振动频率集中于一个较小的范围之内,相近的频率的振动之间互相叠加与抵消,所以在两个建筑物的动力反应时程中均存在类似于拍振的现象.

从式(7)可知,脉动风压的互相关函数矩阵不仅取决于来风风速等因素,也取决于脉动风压的相干函数,如何反映脉动风压空间上的相关性类似于确定频域分析中的相干函数问题^[9],这仍是结构抗风设计中的一个不确定问题.

从图中可以看出,谱分析得出数值与时程分析得出的数值吻合较好,这也说明了按式(2)模拟多维随机过程的准确性,但其缺点是计算时间较长,应用不便.

5 结论

(1) 建筑物的顺风向风振加速度反应以共振响应为主,而非共振响应仅占很小一部分.这与地震荷载对建筑物的影响是一致的,与谱分析方法得出的结论也是一致的.

(2) 随来风速度的增大,当 $\bar{U}_{10} \geq 30 \sim 40$ m/s 时,建筑物的风振反应值急剧地增大,最大加速度值对风速值的增加变得较为敏感,对风振控制措施的设计可能有较大的影响.

(3) 笔者只考虑了顺风向脉动风压对结构顺风向振动的影响,而没有计入建筑物的质心、刚心与几何形心的偏心、平扭耦合振动及建筑物体形等对风振动力反应影响,因此实际的风振动力反

应值可能偏大,应对这一问题作进一步的研究.

参考文献:

- [1] JGJ99-98,高层民用建筑钢结构技术规程[S].
- [2] 齐辉,黄本才,张昕,等.体育场大悬挑屋盖的振动特性及风振应用[J]. 郑州大学学报(工学版), 2004, 25(1): 31~36.
- [3] 向阳,沈士钊,李军.薄膜结构的非线性风振响应分析[J]. 建筑结构学报, 1999, 12(6): 38~46.
- [4] KHANDURI A C, STATHOPOULOS T, Behard C. Wind-induced in terference effects on tall buildings a review of the state-of the-art[J]. Engineering Structures, 1998, 20(7): 617~630.
- [5] OHKUM T, MARUKAWA H. Full scale measurement of wind pressure and response acceleration of a high-rise building[J]. Journal of Wind Engineering and Industry Aerodynamics, 1991, 38: 185~195.
- [6] 龙驭球,包世华. 结构力学(下)[M]. 北京:人民教育出版社, 1979.
- [7] SHINOZUKA M, JAN C M. Digital simulation of random processes and its applications[J]. Sound and Vibration, 1972, 25(1): 111~128.
- [8] 李桂青,李秋胜. 工程结构时变可靠度理论及其应用[M]. 北京:科学出版社, 2001.
- [9] 黄本才. 结构抗风原理及其应用[M]. 上海:同济大学出版社, 2001.
- [10] DAVENPORT A G. The Spectrum of horizontal gustiness near ground in high winds[J]. Royal Meteorol Soc, 1961, (87): 194~211.

Evaluation of Time History of Wind Induced Vibration in the Wind Blowing Direction on High Rise Buildings

HOU Ai-bo¹, GE Nan², ZHOU Xi-yuan¹

(1. Institute of Earthquake Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100022, China; 2. Department of Aseismic Engineering, China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

Abstract: In order to derive the time history of dynamic response of high rise buildings under wind pressure fluctuation load, the method of harmonic wave superposition has been used to generate the time history of wind pressure fluctuation in wind blowing direction according to Davenport fluctuating velocity spectrum density function. The Cholesky factorization is adopted to the matrix of cross spectrum function to take the relativity of pressure fluctuation into consideration. In the computation approach, the Newmark step-by-step method is used to derive the time history of dynamic response. Evaluation work has been done for a 68m building and a 180m building and the results show that they correspond well to those obtained with the frequency domain method which has been used in current designing code. It seems that the resonant response makes the significant part of the total dynamic response, the same conclusion as in the case of frequency domain method. The correspondence of the data shows that the harmonic wave superposition method is an effective method to generate time history of man-made pressure fluctuation. The method can be used as a meaningful reference for wind vibration control design and the modification of relative specifications in designing code.

关键词: fluctuating pressure; spectral density function; acceleration