

# 考虑风-结构-土耦合作用时高层建筑 顺风向风振响应分析

范存新<sup>1</sup>, 薛松涛<sup>2,3</sup>, 陈 镒<sup>2</sup>, 张 毅<sup>1</sup>

(1. 苏州科技学院土木工程系, 苏州 215011; 2. 同济大学结构与防灾研究所, 上海 200092; 3. 日本近畿大学理工学部建筑学科, 日本)

**摘要:** 本文综合考虑了风-结构-土的耦合作用对高层建筑顺风向风振响应的影响, 研究了在各种参数下高层建筑风振响应的特性。由于在风-结构-土耦合作用问题的整个体系的控制方程中, 既有时域中的耦合关系, 又有频域中的耦合关系, 本文提出采用傅立叶变换—时频迭代法来进行求解, 较好地解决了用普通的方法难以解决的问题。最后采用数值计算的方法比较了考虑风-结构-土的耦合作用和仅考虑土-结构相互作用以及刚性基础的结构位移响应及加速度响应。

**关键词:** 风-结构-土耦合作用; 风振响应; 高层建筑; 傅立叶变换—时频迭代法

**中图分类号:** TU311.3      **文献标识码:** A      **文章编号:** 0254-0053(2004)02-271-8

## Analysis of Wind-induced Vibration Response Along-wind for High-rise Building Considering Wind Structure Soil Interaction

FAN Cun-xin<sup>1</sup>, XUE Song-tao<sup>2,3</sup>, CHEN Rong<sup>2</sup>, ZHANG Yi<sup>1</sup>

(1. Dept. of Civil Engineering, University of Science & Technology of Suzhou, Suzhou, 215011, China;

2. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai, 200092, China;

3. Dept. of Architecture, School of Science and Engineering, Kinki University, Japan)

**Abstract:** The coupling effects of the wind-structure-soil on the along-wind for the wind-induced vibration response of high-rise building were considered. An in-depth study of the wind-induced vibration characters of the high-rise building was carried out. The Fourier transform time domain iteration method was presented to solve the problem because of the complex coupling relationship in time domain and in frequency domain. The method is very useful to solve the problem which is hard to solve by any other common method. The displacement response and the acceleration response result considering wind-structure-soil interaction and considering soil-pile-structure interaction were compared by numerical examples.

**Key words:** wind-structure-soil interaction; wind-induced vibration response; high-rise building; Fourier transform-time domain iteration method

高层建筑对城市建设的影响日趋重要, 随着我国经济的飞速发展, 以及高强轻质材料在土木工程领域的大量使用, 越来越多的高层建筑不断涌现。例如仅在上海地区, 高层建筑已达千幢以上, 其中金茂大厦已高达 420 米以上。由于许多高层建筑和高耸结构均为重要的建筑物, 甚至为标志性建筑, 耗资巨大、人员和物质财产相对集中, 因此必须保证它们在承受外荷载时的安全性和舒适性, 特别是对于结构基频较低的超高层建筑结构, 这是一种典型的柔性结构, 在进行设计分析时, 应全面考虑整体和局部的风振效应。

收稿日期: 2003-05-21

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目(59925820)及苏州市科技项目(SZ02013)资助

作者简介: 范存新(1968-), 男, 江苏苏州人, 博士, 副教授。

但在一般的风振响应分析中,通常只考虑风对结构的作用,而不考虑结构的柔性,即一般不考虑结构弹性对风的反作用,而后者将影响到风荷载的取值。有研究表明,对结构一阶频率高于 0.5Hz 的悬臂型结构,其影响是可以不考虑<sup>[1]</sup>,但对基频较小的高耸结构、超高层建筑来说,考虑与不考虑结构速度与风速的耦合作用,将产生不同的结构响应特征。另外,结构下部的桩和土体也与结构有着相互作用,我们已经对桩和土体与结构在风振时的相互作用做了一些研究和分析<sup>[2]</sup>,为进一步综合研究结构在风荷载作用下的响应,应更深入地考虑风-结构-土的相互耦合作用问题。本文则是按照这一思路,既考虑了风与结构的耦合作用,又考虑了结构与土体的相互作用,细致地研究了风-结构-土的耦合作用对高层建筑顺风向风振响应的影响,所得结论可供设计时参考。

### 1 考虑风-结构-土耦合作用时的计算模型

本文这里采用框架-剪力墙钢筋混凝土结构来进行考虑风-结构-土耦合作用的风振响应计算,计算时的简化模型如下<sup>[3]</sup>,即将整个框架-剪力墙钢筋混凝土结构按通常常用的方法简化为纵向的一片总的剪力墙和一片总框架组成,楼板被看成为楼层平面位置上刚性连杆,在连杆位置上剪力墙与框架的位移协调。对剪力墙看作为同时承受弯曲与剪切变形因素的层间弯剪模型。框架部分理想化为只承受剪切变形的层间剪切模型(图 1)。对下部承台和桩,假设为如图 2 所示的分析计算模型,即整个地基土分为三层;每层土都是均匀、各向同性、线粘弹性介质,具有不随频率变化的滞后型材料阻尼,在某一层内土的性质是不变的,各层之间土的性质可以是不同的<sup>[4,5]</sup>。

当考虑土-结构相互作用的影响时,整个采用桩基础的弯剪型钢筋混凝土框架剪力墙结构可简化为一底部有弹性支承的悬臂体系,相应的基础提供反力和反力偶,整个体系简化后的力学模型如图 3 所示。

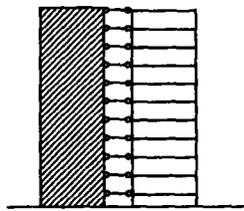


图 1 框剪体系简化图  
Fig. 1 Model of the system

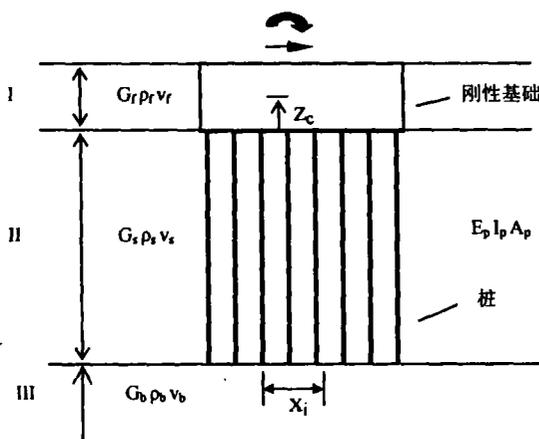


图 2 群桩基础示意图  
Fig. 2 Diagrammatic sketch of pile group

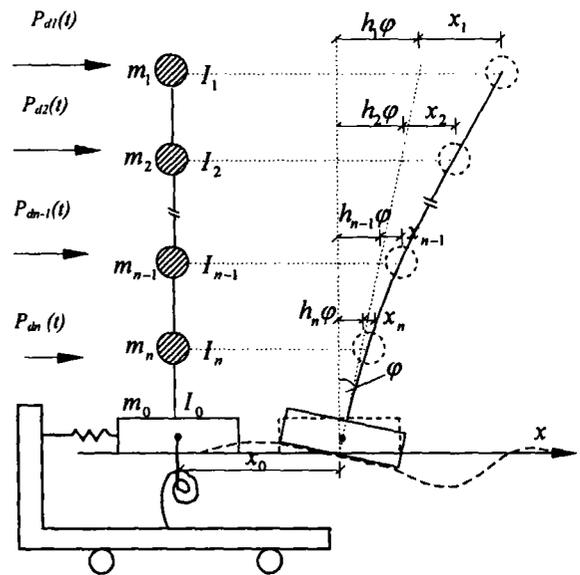


图 3 考虑相互作用的结构模型  
Fig. 3 Structure Model coinciding interaction

## 2 考虑风-结构-土耦合作用时的运动方程及求解

上述结构体系的控制方程为<sup>[3]</sup>:

$$[M]\{\ddot{x}_f^t\} + [C]\{\dot{x}_f^t\} + [K]\{x_f^t\} = \{P_d(t)\} \quad (1)$$

$$\sum m_i \ddot{x}_{fi}^t + m_0(\ddot{x}_0 + h_0 \ddot{\varphi}) + Q(t) = \sum p_{di}(t) \quad (2)$$

$$\sum m_i \ddot{x}_{fi}^t h_i + m_0(\ddot{x}_0 + h_0 \ddot{\varphi}) h_0 + (\sum I_i + I_0) \ddot{\varphi} + M(t) = \sum p_{di}(t) h_i \quad (3)$$

式中各符号含义同文献[3],其中荷载项  $p_d(t)$  应采用下面的表达式<sup>[6,7]</sup>

$$P_d(t) = \frac{1}{2} \rho C_D A v_r^2 \quad (4)$$

式中  $\rho$  为空气密度,  $C_D$  为风压分布系数,  $A$  为迎风面面积,  $v_r$  为相对速度,其表达式为:

$$v_r = v + v(t) - \dot{x}(t) \quad (5)$$

整理后可得风荷载为:

$$P(t) = \frac{1}{2} \rho C_D A v^2 + \rho C_D A v v(t) - \rho C_D A v \dot{x}(t) + \frac{1}{2} \rho C_D A v^2(t) + \frac{1}{2} \rho C_D A \dot{x}^2(t) - \rho C_D A v(t) \dot{x}(t) \quad (6)$$

由以上表达式可见,在方程(1)至(3)中,方程右边的荷载项涉及到在时域中结构速度的一次项和二次项,与风速耦合在一起,而对方程左边的  $Q(t)$  及  $M(t)$ ,我们仅知其频域中有如下的关系<sup>[4]</sup>:

$$\begin{Bmatrix} Q(\omega) \\ M(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx}(\omega) & K_{x\varphi}(\omega) \\ K_{\varphi x}(\omega) & K_{\varphi\varphi}(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0(\omega) \\ \Phi(\omega) \end{Bmatrix} \quad (7)$$

式中符号含义同文献[4],需要指出的是,  $K_{xx}(\omega)$ 、 $K_{x\varphi}(\omega)$ 、 $K_{\varphi\varphi}(\omega)$  即为地基的阻抗函数,均为复型量,其虚部代表了地基的阻尼系数。这样,用普通的方法求解整个体系的运动方程将发生困难。为了解决这一问题,本文这里提出用傅立叶变换一时频迭代法来求解<sup>[8]</sup>,可以较好地解决这一难题,其具体过程简要介绍如下:

首先在(6)式的荷载项表达式中不考虑风速与结构速度的耦合关系,即荷载的表达式为:

$$P(t) = \frac{1}{2} \rho C_D A v^2 + \rho C_D A v v(t) + \frac{1}{2} \rho C_D A v^2(t) \quad (8)$$

式中的  $v(t)$  采用风速模拟的方法产生<sup>[9]</sup>,其中风速谱密度函数采用 Davenport 风速谱,然后即开始采用傅立叶变换一时频迭代法来求解,步骤为:

(1) 利用傅立叶变换对方程(1)至(3)变换,得:

$$\left. \begin{aligned} & (-\omega^2 [M] + i\omega [C] + [K])\{X_f(\omega)\} + [-\omega^2 [M] \mathbf{1} X_0(\omega)] + [-\omega^2 [M] \mathbf{h} \Phi(\omega)] = \{P(\omega)\} \\ & - \sum_i^n m_i \omega^2 X_{fi}(\omega) + [K_{xx}(\omega) - (m_0 + \sum m_i) \omega^2] X_0(\omega) \\ & \quad + [K_{x\varphi}(\omega) - (m_0 h_0 + \sum m_i h_i) \omega^2] \Phi(\omega) = \sum p_i(\omega) \\ & - \omega^2 \sum m_i h_i X_{fi}(\omega) + [K_{\varphi x}(\omega) - (m_0 h_0 + \sum m_i h_i) \omega^2] X_0(\omega) \\ & \quad + [K_{\varphi\varphi}(\omega) - (I_0 + \sum I_i + m_0 h_0^2 + \sum m_i h_i^2) \omega^2] \Phi(\omega) = \sum p_i(\omega) h_i \end{aligned} \right\}$$

(2) 求解上式,即可得结构的位移传递函数  $X_f(\omega)$ 、 $X_0(\omega)$  及  $\Phi(\omega)$ ,

(3) 通过傅立叶逆变换,可得时域中的解为:

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) p(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (9)$$

$$x_0(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} X_0(\omega) p(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (10)$$

$$\varphi(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \Phi(\omega) p(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (11)$$

(4) 由速度、加速度与位移之间的关系, 可得在时域中的速度、加速度响应分别为:

$$\dot{x}(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} i\omega X(\omega) p(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (12)$$

$$\ddot{x}(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} -\omega^2 X(\omega) p(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (13)$$

将求出的结构速度响应(12)式代入(6)式的荷载表达式中, 并代入到(1)至(3)式, 得到新的考虑风-结构-土相互耦合作用的运动方程, 再重复过程(1)至(4), 即可得到由前面(9)至(11)表示的各项位移, 其可视为耦合作用问题的第一次近似解, 用  $x^{(1)}(t)$ ,  $x_0^{(1)}(t)$ ,  $\varphi^{(1)}(t)$  表示, 得到由(12)表示的速度响应后再代回方程并求解, 又可得到第二次近似解  $x^{(2)}(t)$ ,  $x_0^{(2)}(t)$ ,  $\varphi^{(2)}(t)$ 。如此不断地经过傅立叶变换-时域迭代一直到两个相邻的解组  $x^{(i-1)}(t)$ ,  $x_0^{(i-1)}(t)$ ,  $\varphi^{(i-1)}(t)$  和  $x^{(i)}(t)$ ,  $x_0^{(i)}(t)$ ,  $\varphi^{(i)}(t)$  在整个所感兴趣的时间段内一致或其误差的绝对值之和小于某一规定的允许误差  $\epsilon$  为止, 即

$$\sum_j |x^{(i)}(t_j) - x^{(i-1)}(t_j)| < \epsilon \quad (14)$$

这里的  $x(t_j)$  代表  $x(t_j)$ ,  $x_0(t_j)$ ,  $\varphi(t_j)$ 。

### 3 数值计算与分析

本文采用上述方法, 编制程序计算了考虑风-结构-土的耦合作用时高层建筑的风振响应, 为了进行比较, 文中还计算了仅考虑桩-土-结构相互作用时, 以及不考虑任何相互作用(即刚性基础)时高层建筑的风振响应。为区别起见, 考虑风-结构-土的耦合作用情形称为考虑耦合作用, 仅考虑桩-土-结构相互作用的情形称为考虑相互作用。

采用的主要计算参数如下: 上部结构为框架-剪力墙钢筋混凝土结构, 基础为有刚性承台的群桩基础, 结构标准层高为 3.0m; 层数由 20 层到 70 层, 根据所计算的层数不同, 相应的结构标准层平面面积有所变化, 层间刚度也有所不同, 层数较高的对应较大的标准层面积和层间刚度; 每层的楼面荷载为 1 吨每平方米; 基础底面的等效半径为  $r_0 = 15.0\text{m}$ ; 土壤的密度为  $1.8\text{t/m}^3$ ; 土剪切波速取值范围为  $150\text{m/s} \sim 550\text{m/s}$ ; 10 米高度处的标准风压为  $0.55\text{kN/m}^2$ ; 桩采用圆截面, 半径为  $0.25 \sim 0.45\text{m}$ ; 桩长度为 24m、36m、48m 及 60m 四种, 层数较高的结构对应较长的埋入桩; 桩间距为 2.5m;

以下计算中, 若无特别的说明, 剪切波速等取下列数值: 第 1 层基础剪切波速  $V_f = 150\text{m/s}$ , 第 2 层基础剪切波速  $V_s = 350\text{m/s}$ , 第 3 层基础剪切波速  $V_b = 550\text{m/s}$ ; 泊松比  $\mu_s = 0.4$ ,  $\mu_b = 0.25$ 。下面分述各种参数变换时不同的计算结果。

#### 3.1 剪切波速 $V_f$ 的影响

表 1 不同  $V_f$  时结构响应最大值比较表

Tab. 1 Maximum value of the structure response with different  $V_f$

剪切波速	位移最大值 (考虑相互作用) $U_1$	位移最大值 (考虑耦合作用) $U_2$	位移最大值 (刚性基础) $U_3$	比值 $U_1/U_3$	比值 $U_2/U_3$	加速度最大值 (考虑相互作用) $a_1$	加速度最大值 (考虑耦合作用) $a_2$	加速度最大值 (刚性基础) $a_3$	比值 $a_1/a_3$	比值 $a_2/a_3$
100	0.6019	0.5773	0.3509	1.72	1.65	0.9548	0.9320	0.9193	1.04	1.01
150	0.5889	0.5612	0.3509	1.68	1.60	0.9598	0.9321	0.9193	1.04	1.01
200	0.5801	0.5520	0.3509	1.65	1.57	0.9854	0.9528	0.9193	1.07	1.04
250	0.5729	0.5429	0.3509	1.63	1.55	1.0389	1.0002	0.9193	1.13	1.09
300	0.5613	0.5328	0.3509	1.60	1.52	1.0825	1.0377	0.9193	1.18	1.13
350	0.5524	0.5219	0.3509	1.57	1.49	1.0968	1.0484	0.9193	1.19	1.14

表 1 为第 1 层地基土中剪切波速  $V_f$  变化时 50 层结构顶层位移及加速度响应最大值的比较表,表中位移单位为 m,加速度单位为  $m/s^2$ 。其中比值  $U_1/U_3$  指考虑相互作用的位移最大值与刚性基础的位移最大值的比值,比值  $U_2/U_3$  指考虑耦合作用的位移最大值与刚性基础的位移最大值的比值,比值  $a_1/a_3$  指考虑相互作用的加速度最大值与刚性基础的加速度最大值的比值,比值  $a_2/a_3$  指考虑耦合作用的加速度最大值与刚性基础的加速度最大值的比值,下面的表格中含义、单位等相同。

由上表可见,不同的  $V_f$  对结构的位移、加速度响应有不同的影响,但考虑相互作用与考虑耦合作用后对比刚性基础,响应的幅值均有所增加。其中考虑了耦合作用后,响应的幅值又比仅考虑相互作用后的幅值又均有所减小, $V_f$  越大,减小的程度越大。

### 3.2 剪切波速 $V_s$ 的影响

表 2 不同  $V_s$  时结构响应最大值比较表

Tab. 2 Maximum value of the structure response with different  $V_s$

剪切波速	位移最大值 (考虑相互作用) $U_1$	位移最大值 (考虑耦合作用) $U_2$	位移最大值 (刚性基础) $U_3$	比值 $U_1/U_3$	比值 $U_2/U_3$	加速度最大值 (考虑相互作用) $a_1$	加速度最大值 (考虑耦合作用) $a_2$	加速度最大值 (刚性基础) $a_3$	比值 $a_1/a_3$	比值 $a_2/a_3$
150	0.7983	0.7677	0.3509	2.28	2.19	1.0973	1.0760	0.9193	1.19	1.17
200	0.7008	0.6721	0.3509	2.00	1.92	1.0564	1.0344	0.9193	1.15	1.13
250	0.6432	0.6153	0.3509	1.83	1.75	1.0098	0.9845	0.9193	1.10	1.07
300	0.6017	0.5738	0.3509	1.71	1.64	0.9742	0.9509	0.9193	1.06	1.03
350	0.5889	0.5612	0.3509	1.68	1.60	0.9598	0.9321	0.9193	1.04	1.01
400	0.5631	0.5328	0.3509	1.60	1.52	0.9575	0.9311	0.9193	1.04	1.01
450	0.5412	0.5113	0.3509	1.54	1.46	0.9521	0.9289	0.9193	1.04	1.01
500	0.5401	0.5099	0.3509	1.54	1.45	0.9488	0.9281	0.9193	1.03	1.01
550	0.5392	0.5091	0.3509	1.54	1.45	0.9456	0.9274	0.9193	1.03	1.01

表 2 为第 2 层地基土中剪切波速  $V_s$  变化时 50 层结构顶层位移及加速度响应最大值的比较表。由以上表中可见,不同的  $V_s$  对结构的位移、加速度响应也有不同的影响,但考虑相互作用与考虑耦合作用后对比刚性基础,响应的幅值均有所增加,且随  $V_s$  的增大,相应增加的程度减少。其中考虑了耦合作用后,响应的幅值比仅考虑相互作用后的幅值又均有所减小, $V_s$  越大,位移响应减小的程度越大,但  $V_s$  对加速度响应减小的影响程度可以看出是较小的。

### 3.3 剪切波速 $V_b$ 的影响

表 3 不同  $V_b$  时结构响应最大值比较表

Tab. 3 Maximum value of the structure response with different  $V_b$

剪切波速	位移最大值 (考虑相互作用) $U_1$	位移最大值 (考虑耦合作用) $U_2$	位移最大值 (刚性基础) $U_3$	比值 $U_1/U_3$	比值 $U_2/U_3$	加速度最大值 (考虑相互作用) $a_1$	加速度最大值 (考虑耦合作用) $a_2$	加速度最大值 (刚性基础) $a_3$	比值 $a_1/a_3$	比值 $a_2/a_3$
350	0.5993	0.5699	0.3509	1.71	1.62	0.9688	0.9421	0.9193	1.05	1.02
400	0.5952	0.5676	0.3509	1.70	1.62	0.9639	0.9377	0.9193	1.05	1.02
450	0.5921	0.5644	0.3509	1.69	1.61	0.9624	0.9356	0.9193	1.05	1.02
500	0.5905	0.5628	0.3509	1.68	1.60	0.9601	0.9329	0.9193	1.04	1.01
550	0.5889	0.5612	0.3509	1.68	1.60	0.9598	0.9321	0.9193	1.04	1.01

表 3 为第 3 层地基土中剪切波速  $V_b$  变化时 50 层结构顶层位移及加速度响应最大值的比较表。由以上表中可见,不同的  $V_b$  对结构的位移、加速度响应的影响已经很微弱了,但考虑相互作用与考虑耦合作用后对比刚性基础,响应的幅值均有微弱的增加。其中考虑了耦合作用后,响应的幅值比仅考虑相互作用

用后的幅值又略有所减小,具体数值通过表中的比值可以清晰地看出。

### 3.4 结构高度的影响

表4 不同高度时结构响应最大值比较表

Tab. 4 Maximum value of the structure response with different height

结构层数	位移最大值 (考虑相互作用) $U_1$	位移最大值 (考虑耦合作用) $U_2$	位移最大值 (刚性基础) $U_3$	比值 $U_1/U_3$	比值 $U_2/U_3$	加速度最大值 (考虑相互作用) $a_1$	加速度最大值 (考虑耦合作用) $a_2$	加速度最大值 (刚性基础) $a_3$	比值 $a_1/a_3$	比值 $a_2/a_3$
20	0.1734	0.1709	0.1513	1.15	1.13	0.9012	0.8998	0.8984	1.00	1.00
25	0.1982	0.1941	0.1910	1.04	1.02	0.9637	0.9512	0.9243	1.04	1.03
30	0.2543	0.2477	0.2234	1.14	1.11	0.9923	0.9668	0.9329	1.06	1.04
35	0.3127	0.3025	0.2647	1.18	1.14	1.1027	1.0797	0.9983	1.10	1.08
40	0.3845	0.3687	0.2816	1.37	1.31	1.0903	1.0499	0.9624	1.13	1.09
45	0.4303	0.4097	0.3125	1.38	1.31	1.0887	1.0558	0.9567	1.14	1.10
50	0.5889	0.5612	0.3509	1.68	1.60	0.9598	0.9321	0.9193	1.04	1.01
55	0.6943	0.6521	0.4277	1.62	1.52	0.9337	0.9279	0.9046	1.03	1.03
60	0.8432	0.7855	0.4982	1.69	1.58	0.8412	0.8176	0.8029	1.05	1.02
65	1.1004	1.0127	0.5594	1.97	1.81	0.7987	0.7543	0.7321	1.09	1.03
70	1.2862	1.1787	0.6169	2.08	1.91	0.8308	0.7818	0.7531	1.10	1.04

表4为不同高度时(用结构层数变化表示),结构顶层位移及加速度响应最大值的比较表。由以上表中可见,上部结构的高度对结构顶层位移、加速度响应的影响是显著的,随着结构层数的增加(即高度增加),在其位移响应呈单调增大的同时,相互作用与耦合作用的影响也增大。考虑相互作用后,20层结构的位移最大值比刚性基础的位移最大值增大14.6%,考虑耦合作用的位移最大值比刚性基础的位移最大值增大12.9%,可见考虑耦合作用的位移最大值比考虑相互作用的位移最大值又降低了1.49%,而对70层结构的这一降低幅度则可达到9.12%。可见结构越高,相互作用、耦合作用对位移响应的影响也越大。对加速度响应的影响也有类似的关系,但幅度略小。

### 3.5 结构阻尼的影响

表5 不同阻尼比时结构响应最大值比较表

Tab. 5 Maximum value of the structure response with different damping ratio

阻尼比	位移最大值 (考虑相互作用) $U_1$	位移最大值 (考虑耦合作用) $U_2$	位移最大值 (刚性基础) $U_3$	比值 $U_1/U_3$	比值 $U_2/U_3$	加速度最大值 (考虑相互作用) $a_1$	加速度最大值 (考虑耦合作用) $a_2$	加速度最大值 (刚性基础) $a_3$	比值 $a_1/a_3$	比值 $a_2/a_3$
0.01	0.5369	0.5187	0.6537	0.82	0.79	1.6937	1.54	2.1493	0.79	0.72
0.015	0.5126	0.5065	0.5479	0.94	0.92	1.5649	1.444	1.7329	0.90	0.83
0.02	0.4612	0.4556	0.4903	0.94	0.93	1.3987	1.304	1.4936	0.94	0.87
0.03	0.5429	0.5258	0.4254	1.28	1.24	1.2438	1.2391	1.2194	1.02	1.02
0.04	0.6072	0.5788	0.3829	1.59	1.51	1.1336	1.0848	1.0608	1.07	1.02
0.05	0.5889	0.5612	0.3509	1.68	1.60	0.9598	0.9321	0.9193	1.04	1.01

结构阻尼对是否考虑风-结构-土的耦合作用影响较大,表5所示的为不同阻尼比时结构位移、加速度响应最大值比较。工程上对钢结构常取0.02,对钢筋混凝土结构常取0.05,本文作为理论研究,阻尼比幅值由0.01变化到0.05。这里结构层数仍取50层,由计算可见,阻尼比较小时(计算时为 $\xi < 0.027$ ),考虑相互作用的弹性位移甚至小于刚性基础的刚性位移,也就是说,这时考虑相互作用的影响是减少了弹性位移,但当 $\xi > 0.027$ 后,结构的弹性位移大于刚性位移。结构第一振型阻尼比增大时,这种关系变化非常

明显,阻尼比为 0.01 时,考虑耦合作用的结构顶层位移最大值与考虑相互作用的结构顶层位移最大值与刚性基础的比值分别为 0.79 和 0.82,而阻尼比为 0.05 时,这一比值变为 1.60 和 1.68。

### 3.6 结构刚度的影响

表 6 结构刚度变化时结构响应最大值比较表

Tab. 6 Maximum value of the structure response with different structural stiffness

刚度系数	位移最大值 (考虑相互作用) $U_1$	位移最大值 (考虑耦合作用) $U_2$	位移最大值 (刚性基础) $U_3$	比值 $U_1/U_3$	比值 $U_2/U_3$	加速度最大值 (考虑相互作用) $a_1$	加速度最大值 (考虑耦合作用) $a_2$	加速度最大值 (刚性基础) $a_3$	比值 $a_1/a_3$	比值 $a_2/a_3$
0.5	0.9043	0.8264	0.7126	1.27	1.16	1.1523	1.0673	1.0436	1.10	1.02
0.7	0.7812	0.7225	0.4998	1.56	1.45	1.0927	1.0247	1.0125	1.08	1.01
0.9	0.6749	0.6335	0.3915	1.72	1.62	1.0453	0.9922	0.9886	1.06	1.00
1.1	0.5213	0.4945	0.3234	1.61	1.53	0.9998	0.9602	0.9587	1.04	1.00
1.3	0.4535	0.4386	0.2763	1.64	1.59	0.9779	0.9491	0.8929	1.10	1.06
1.5	0.3997	0.3882	0.2431	1.64	1.60	0.9642	0.9441	0.8734	1.10	1.08

表 6 所示的为结构刚度变化时结构的位移、加速度响应最大值比较。这里结构层数仍取 50 层,结构刚度的变化仍然采用将层间刚度乘以一系数的方法,系数从 0.5 变化到 1.5。由以上表中可见,刚度变大时,耦合作用的影响变小,刚度模拟系数为 0.5 时,考虑耦合作用的结构顶层位移最大值与考虑相互作用的结构顶层位移最大值与刚性基础的比值分别为 1.16 和 1.27,当刚度模拟系数为 1.5 时,这两个比值分别为 1.60 和 1.64。

## 4 结论

根据以上计算,可以得到以下结论:1. 本文首次综合考虑了风-结构-土的耦合作用对高层建筑的风振响应的影响,为更合理地高层建筑进行风振设计,更合理地计算风荷载的数值,应综合考虑风-结构-土的耦合作用。

2. 各种参数或多或少地均对风-结构-土的耦合作用的影响效果起一定的作用,通过计算表明,考虑了风-结构-土的耦合作用或仅考虑土-结构相互作用后,大多使结构的响应增大,但考虑了耦合作用后会使得结构响应小于考虑相互作用后的结构响应,不过一般还是比刚性基础的响应要大。

3. 在风-结构-土耦合作用问题的整个体系的控制方程中,既有时域中的耦合关系,又有频域中的耦合关系,是一个十分复杂的理论问题。本文提出用傅立叶变换—时频迭代法来进行求解,较好地解决了用普通的方法难以解决的问题。

4. 上部结构的参数变化对耦合作用效果的影响更大,如结构的高度、阻尼比、刚度等。计算表明考虑相互作用后比刚性基础,位移响应最大可增加 128%,加速度响应最大可增加 19%,而考虑耦合作用后,这一数值有所降低,位移响应最大可增加 119%,加速度响应最大可增加 17%。这些表明在工程设计时,应该综合考虑风-结构-土的耦合作用。

5. 计算表明,对超高层钢结构( $\xi = 0.015 - 0.025$ ),考虑桩-土-结构相互作用后的风振响应偏于安全,而对钢筋混凝土或混合型超高层结构( $\xi = 0.03 - 0.05$ ),考虑桩-土-结构相互作用后的风振响应是偏于不安全。

### 参考文献:

- [1] 楼文娟,孙炳贾. 风与结构的耦合作用及风振响应分析[J]. 工程力学, 2000, 17(5): 16-22.
- [2] 陈镛,薛松涛,王远功等. 土-结构相互作用对结构风振响应的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 309-316.
- [3] 范存新. 高层高耸结构考虑风-结构-土耦合作用时的风振研究[D]. 同济大学学位论文, 2002.
- [4] 俞载道,付公康. 桩-土-高层框剪结构动力相互作用分析[J]. 同济大学学报, 1984, (1): 66-79.

- [5] Veletsos A S, Verbic B. Vibration of Viscoelastic Foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*[J], 1973, 2(1): 87-102.
- [6] 张相庭. 高层建筑抗风抗震设计计算[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [7] 埃米尔·希尔、罗伯特·H. 斯坎伦著, 刘尚培、项海帆、谢霖明译. 风对结构的作用-风工程导论[M]. 同济大学出版社, 1992.
- [8] 俞载道, 陈裕, 付公康. 固定式海洋平台的抗震分析[J]. 同济大学学报. 1984, (4): 1-7.
- [9] Attilio Iannuaai, Paolo Spinelli. Artificial wind generation and structural response[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1987, 113(12): 2382-2398.