

## 桩-土-结构相互作用对高层建筑风振舒适度的影响

范存新<sup>1</sup> 张毅<sup>1</sup> 薛松涛<sup>2,3</sup> 陈镨<sup>2</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** 推导了脉动风荷载作用下考虑桩-土-结构相互作用时高层建筑顺风向风振加速度响应的计算公式, 通过算例说明桩-土-结构相互作用对结构顺风向风振加速度响应有明显的影响。一般而言, 各参数变化对加速度响应的影响的幅度不同, 在土中阻尼较小时, 考虑相互作用后, 结构的加速度响应要比不考虑桩-土-结构相互作用时大, 即考虑了桩-土-结构相互作用后有可能增加结构风振时的不舒适度。因此, 在高层建筑的风振舒适度设计中应当特别考虑到桩-土-结构相互作用的影响。

**关键词:** 土木工程, 桩-土-结构相互作用, 风振, 加速度响应, 舒适度

**中图分类号:** TU311.3 TU43 **文献标识码:** A

## 0 引言

随着我国经济的飞速发展, 高层建筑对城市建设的影响日趋重要, 越来越多的高层建筑不断涌现。由于许多高层建筑为重要的建筑物, 甚至为标志性建筑, 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, 应全面考虑整体的风振效应。自从上世纪 60 年代初, 现代风工程研究奠基人 A. G. Davenport 教授将概率方法用于风特性研究和结构风响应研究以后, 基本上奠定了结构风工程研究的基础。经过四十多年的努力, 结构风工程研究在理论和应用方面取得很大进步, 解决了大量的工程实际问题<sup>[1-2]</sup>, 但在某些方面的研究还有待于进一步深入。土-结构相互作用对结构风振响应的影响问题, 就是一个需要深入研究的问题<sup>[3-9]</sup>。另外, 风工程的大量研究表明, 风振对人的心理和生理影响起决定作用的是加速度值<sup>[7-8, 16]</sup>。我国的《高层民用建筑钢结构技术规程》中关于风振加速度限值取为:  $0.28m/s^2$  (公共建筑);  $0.20m/s^2$  (公寓建筑)。加拿大规范取为:  $(1-3)\%g$  ( $g$  代表重力加速度), 低限用于公寓建筑, 高限用于办公楼建筑, 这些都说明对风振加速度响应的分析是十分有必要的。

我们曾在文献[9]中对考虑桩-土-结构相互作用的高层建筑顺风向风振响应进行了理论推导和计算分析, 得到了一些结论, 但文中对风振响应的计算分析仅限于位移响应, 而没有涉及加速度响应。有鉴于此, 本文将在前述研究的基础上, 进一步研究考虑桩-土-结构相互作用时, 高层建筑风振加速度响应的特性,

以期更加清楚地了解桩-土-结构相互作用对高层建筑风振响应的的影响。

## 1 考虑相互作用的计算模型和运动方程

所采用的计算模型同文献[9], 计算模型采用框架-剪力墙钢筋混凝土结构, 计算时的简化模型简述如下: 对整个框-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<sup>[10]</sup>。对下部承台和桩, 假设为如图 1 所示的分析计算模型<sup>[11]</sup>, 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。

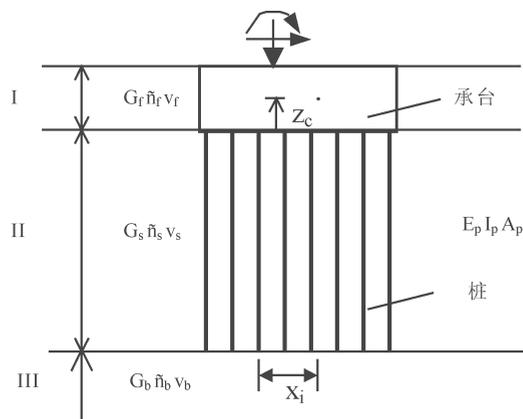


图 1 桩基计算模型

对计算模型中的群桩基础, 采用叠加法, 将求出的单桩阻抗函数根据每两根桩之间的动力相互作用因子进行叠加, 即可得到群桩的阻抗函数<sup>[12-13]</sup>。

动力相互作用因子是无量纲、频率相关的复数, 在分析中忽略其它桩对两根桩间相互作用的影响, 因而群桩的动力特性可以根据每两根桩之间的相互作用因子来近似表示, 其定义如下:

$$\alpha_{ij} = \frac{\text{桩 } j \text{ 处施加荷载, 桩 } i \text{ 处引起的动力位移}}{\text{桩 } j \text{ 处施加荷载, 桩 } j \text{ 处的动力位移}}$$

其中, 桩  $j$  称为主动桩 (或称为源桩), 桩  $i$  称为被动桩, 以上的动力位移是在单桩情况下求得, 位移包括平动和摆动两种。

当考虑桩-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壁体系, 相应的基础提供反力和反力偶。

对整个结构体系, 容易得到其上部结构的运动方程为:

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

式中  $x_f^t$  为总位移向量, 角标 “ $f$ ” 表示柔性地基, 即考虑桩-土-结构相互作用的影响,

$$x_{fi}^t = x_0 + h_i \varphi + x_{fi} \quad (2)$$

$h_i$  为质量  $m_i$  至基础底面的高度。

对整个结构体系建立  $x$  方向的动力平衡方程, 得:

$$\sum m_i \ddot{x}_{fi}^t + m_0 (\ddot{x}_0 + h_0 \ddot{\varphi}) + Q(t) = \sum P_{di}(t) \quad (3)$$

式中:  $h_0$  为基础质心至底面的高度,

$x_0$  为基础底面形心由于地基变形引起的水平位移,

$\varphi$  为基础质心由于地基变形引起的转角,

$Q(t)$  为基础与地基之间的相互作用力。

对整个结构体系建立对于基础底面转动轴的力矩动力平衡方程, 得:

$$\sum m_i \ddot{x}_{fi}^t h_i + m_0 (\ddot{x}_0 + h_0 \ddot{\varphi}) h_0 + (\sum I_i + I_0) \ddot{\varphi} + M(t) = \sum P_{di}(t) h_i \quad (4)$$

式中:  $I_i$  为质量  $m_i$  关于其质心的转动惯量 ( $i = 0, 1, \dots, n$ ),

$M(t)$  为基础与地基之间的相互作用力偶。

式 (1) 中的刚度矩阵采用下式计算

$$[K] = [K_w] + [K_Q] \quad (5)$$

其中  $[K_Q]$  即为剪切型框架的刚度矩阵,  $[K_w]$  为剪力墙的刚度矩阵, 可通过柔度矩阵  $[f]$  求逆的方法得到,

$$[f] = \begin{bmatrix} \hat{\varphi}_1 & \hat{\varphi}_2 & \dots & \hat{\varphi}_n \\ \hat{\varphi}_1 & \hat{\varphi}_2 & \dots & \hat{\varphi}_n \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \hat{\varphi}_1 & \hat{\varphi}_2 & \dots & \hat{\varphi}_n \end{bmatrix} \quad (6)$$

利用虚功原理, 可直接得到各系数的表达式为<sup>[14]</sup>

$$\hat{\varphi} = \hat{\delta} = \sum_{k=1}^i \frac{k}{E I_k} \left[ d_{jk} d_{jk} + \frac{1}{2} k (d_{jk} + d_{jk}) + \frac{1}{3} \dot{k} \right] + \sum_{k=1}^i \frac{k}{G F_k} \quad (7)$$

式中  $d_{jk}$  为质点间的高度差, 即

$$d_{jk} = H_j - H_k \quad d_{jk} = H_i - H_k \quad (8)$$

$E$  为材料的弹性模量,  $G$  为剪切模量,  $F_k$  为  $k$  层的截面面积。

根据求得的柔度矩阵, 求逆后即可得到结构的刚度矩阵  $[K]$ 。

方程 (1)、(3)、(4) 即是考虑桩-土-结构相互作用时的结构风振运动方程, 可以看出, 这是  $n+2$  个联列方程。应当指出,  $Q(t)$  及  $M(t)$  中包含了地基的阻尼力。由文献 [12], 在频域中, 线性粘弹性半空间表面无质量刚性圆盘与地基相互作用力与基础位移之间有如下关系:

$$\begin{Bmatrix} Q(\omega) \\ M(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx}(\omega) & K_{x\varphi}(\omega) \\ K_{\varphi x}(\omega) & K_{\varphi\varphi}(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0(\omega) \\ \Phi(\omega) \end{Bmatrix} \quad (9)$$

式中:  $Q(\omega), M(\omega)$ ——无质量刚性圆盘与地基间相互作用力  $Q(t), M(t)$  在频域内的幅值;

$X_0(\omega), \Phi(\omega)$ ——由于地基变形引起的无质量刚性位移  $x_0(t), \varphi(t)$  在频域中的幅值;

$K_{xx}(\omega), K_{x\varphi}(\omega), K_{\varphi\varphi}(\omega)$ ——即前面提及的地基阻抗函数, 均为复型量, 其虚部代表了基础的阻尼系数。具体表达式较为复杂, 请参见文献 [12]。

$$\left. \begin{aligned} x_f(t) &= X_f(\omega) e^{i\omega t} \\ \text{若令 } x_0(t) &= X_0(\omega) e^{i\omega t} \\ \varphi(t) &= \Phi(\omega) e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} \text{代入式 (1)、(3)}$$

及 (4), 得:

$$\left. \begin{aligned} &(-\omega^2 [M] + i\omega [C] + [K]) \{X_f(\omega)\} \\ &+ [-\omega^2 [M] X_0(\omega)] + [-\omega^2 [M] h \Phi(\omega)] = \{P\} \\ &- \sum_i^n m_i \omega^2 X_{fi}(\omega) + [K_{xx}(\omega) - (m_0 + \sum_m) \\ &\omega^2] X_0(\omega) + [K_{x\varphi}(\omega) - (m_0 h_0 + \sum m_i h_i) \omega^2] \Phi(\omega) \\ &= \sum p_i \\ &- \omega^2 \sum m_i h X_{fi}(\omega) + [K_{\varphi x}(\omega) - (m_0 h_0 + \sum m_i h_i) \\ &\cdot \omega^2] X_0(\omega) + [K_{\varphi\varphi}(\omega) - (I_0 + \sum I_i + m_0 h_0^2) + \\ &\sum m_i h_i^2 \omega^2] \Phi(\omega) = \sum p_i h_i \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中  $I = [1, 1, \dots, 1] T$

$h = [h_1, h_2, \dots, h_n] T$

解 (6) 式, 即可得结构考虑 SSI 效应的位移频响函数  $X_f(\omega), X_0(\omega)$  及  $\Phi(\omega)$ 。由此可得总位移  $x_f^t(t)$  的位移传递函数如下:

$$X_f^t(\omega) = X_f(\omega) + I X_0(\omega) + h \Phi(\omega) \quad (11)$$

若不考虑各质量之间的空间相关性, 则各质量位移响应的根方差为<sup>[9]</sup>

$$\sigma_{x_i} = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} |X_i(\omega)|^2 S_v(\omega) d\omega} \quad (12)$$

式中  $S_v(\omega)$  即为风速谱密度函数, 计算中采用 Davenport 风速谱。

求出了考虑相互作用结构体系的位移频响函数后, 加速度响应的计算可按下面方法计算<sup>[13]</sup>:

设速度  $\dot{v}_d(t)$  的傅立叶变换为  $\bar{v}_d(\omega)$ , 则土结构相互作用体系的位移响应为:

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

则其加速度响应为:

$$\{\ddot{x}(t)\}_f = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} -\omega^2 \{\bar{X}(\omega)\}_f \bar{v}_d(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (14)$$

故加速度的频响函数为

$$\{\ddot{x}(\omega)\}_f = -\omega^2 \{\bar{X}(\omega)\}_f \quad (15)$$

此即相互作用体系各质量相对加速度与基础加速度组成的加速度频响函数向量, 由于这里考虑的是相互作用体系, 故各质量的总加速度的频响函数为:

$$\begin{aligned} \ddot{X}_i'(\omega) = \ddot{X}_0(\omega) + h_i \ddot{\Phi}(\omega) + \ddot{X}_i(\omega) = \\ -\omega^2 [\bar{X}_0(\omega) + h_i \bar{\Phi}(\omega) + \bar{X}_i(\omega)] \end{aligned} \quad (16)$$

式中  $\bar{X}_0(\omega)$ 、 $\bar{\Phi}(\omega)$ 、 $\bar{X}_i(\omega)$  分别为基础平移、转角及第  $i$  个质量相对位移的频响函数。

总加速度频响函数已经求得, 则可由下式计算出第  $i$  个质量总加速度的均方根值。

$$\sigma_{\ddot{x}_i} = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} |\ddot{X}_i'(\omega)|^2 S_v(\omega) d\omega} \quad (17)$$

## 2 数值计算及参数影响分析

数值计算中采用的主要计算参数同文献[9], 主要为: 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  $1 \text{ t/m}^2$ ; 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  $150 \text{ m/s} \sim 550 \text{ m/s}$ ;  $10 \text{ m}$  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  $24 \text{ m}$ 、 $36 \text{ m}$ 、 $48 \text{ m}$  及  $60 \text{ m}$  四种, 层数较高的结构对应较长的埋入桩; 桩间距为  $2.5 \text{ m}$ ; 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  $\mu_s = 0.4$   $\mu_b = 0.25$ 。

在研究方法上, 采用变动某一参数, 而其余的参数

保持不变分析方法, 对影响加速度响应的参数进行了计算分析, 将计算结果介绍如下。

### (1) 剪切波速 $V_f$ 的影响

图 2 为第 1 层地基土中剪切波速  $V_f$  变化时 50 层结构顶层加速度的均方根值, 由图可见, 不同的  $V_f$  对结构的加速度响应有一定的影响,  $V_f$  越大, 相应的加速度均方根值越大, 剪切波速  $V_f$  为  $350 \text{ m/s}$  时的加速度均方根值为  $0.9962 \text{ m/s}^2$ , 剪切波速  $V_f$  为  $100 \text{ m/s}$  时的加速度均方根值为  $0.9739 \text{ m/s}^2$ , 增加仅  $2.24\%$ 。

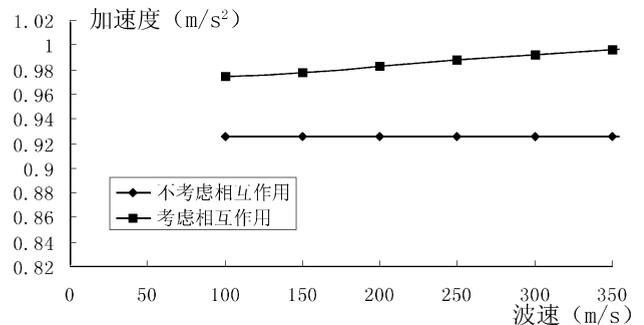


图 2  $V_f$  不同时结构顶层加速度均方根值

### (2) 剪切波速 $V_s$ 的影响

图 3 为第 2 层地基土中剪切波速  $V_s$  变化时 50 层结构顶层加速度的均方根值, 由图可见, 不同的  $V_s$  对结构的加速度响应有明显的影 响,  $V_s$  越大, 相应的加速度均方根值越小, 剪切波速  $V_s$  为  $150 \text{ m/s}$  时的加速度均方根值为  $1.0948 \text{ m/s}^2$ , 比刚性地基的  $0.9253 \text{ m/s}^2$  增加  $18.3\%$ ; 当剪切波速  $V_s$  为  $550 \text{ m/s}$  时, 加速度均方根值为  $0.9833 \text{ m/s}^2$ , 比刚性地基增加为  $6.26\%$ 。加速度的这一变化特征与位移随  $V_s$  的变化情形类似, 均表明第二层土质越软, 相互作用的影响越明显。

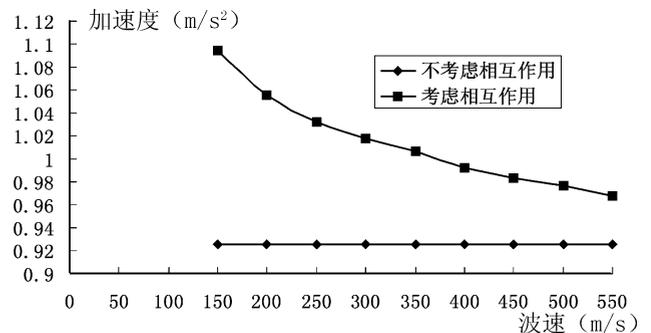


图 3  $V_s$  不同时结构顶层加速度均方根值

### (3) 剪切波速 $V_b$ 的影响

图 4 为第 3 层地基土中剪切波速  $V_b$  变化时 50 层结构顶层加速度的均方根值, 由图可见, 当  $V_b$  越大, 相应的加速度均方根值略微减少, 剪切波速  $V_b$  为  $350 \text{ m/s}$  时的加速度均方根值为  $1.0009 \text{ m/s}^2$ , 当剪切波速  $V_b$  为  $550 \text{ m/s}$  时, 加速度均方根值为  $0.9923 \text{ m/s}^2$ , 只减少了  $1\%$ 。这说明第 3 层地基土中剪切波速  $V_b$  对相互作用

用体系的影响甚少。

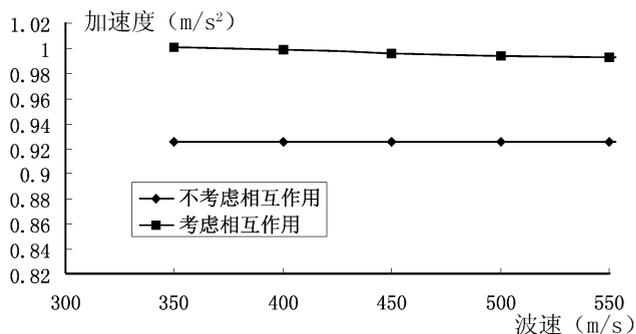


图 4  $V_b$  不同时结构顶层加速度均方根值

#### (4) 桩半径和基础刚性体底面折算半径的影响

图 5 绘出了桩半径  $r_{op}$  不同时 50 层结构顶层加速度均方根值变化情况, 图 6 绘出了基础刚性体底面折算半径  $r_e$  不同时结构顶层加速度均方根值变化情况。从这两个图我们可以看出, 桩半径的增大能适当减少结构的加速度响应, 而基础刚性体底面折算半径的增大能适当增大对结构的加速度响应, 但它们的影响均甚少, 由图 5 可见, 桩半径为 0.25m 时, 加速度均方根值为  $0.9924 \text{ m/s}^2$ , 当桩半径为 0.45m 时, 响应减少到  $0.9759 \text{ m/s}^2$ , 减少 1.7%。由图 6 可见, 折算半径为 10m 时, 结构加速度均方根值为  $0.9923 \text{ m/s}^2$ , 当折算半径为 15m 时, 结构加速度均方根值变为  $1.0042 \text{ m/s}^2$ , 增大了 1.2%。

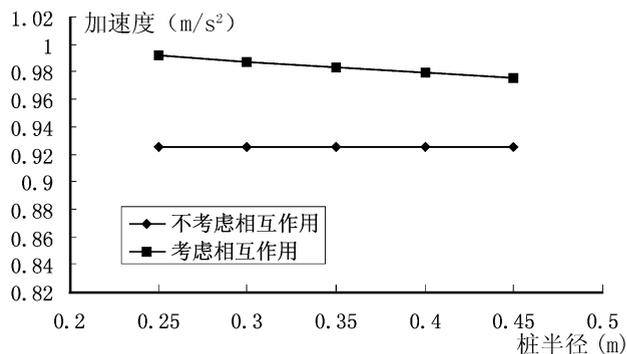


图 5 不同  $r_{op}$  时结构顶层加速度均方根值

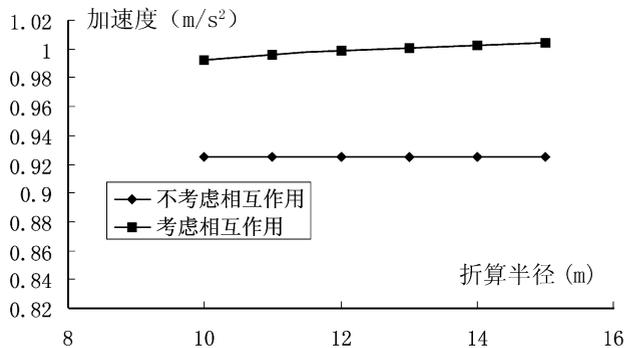


图 6 不同  $r_e$  时结构顶层加速度均方根值

#### (5) 结构高度的影响

图 7 显示的是高度变化时 (用结构层数表示) 结构顶层加速度均方根值, 从此图中可以看出, 结构高度的变化对体系的加速度响应是有影响的, 由前所述, 由于对不同的层数, 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, 层数较高的结构对应较大的标准层面积和层间刚度并对应较长的埋入桩, 所以这样导致计算得到的加速度响应不具备单调特性。但仍可以看出, 层数较高 (即高度较高) 的结构, 相互作用的影响较大。20 层结构的加速度均方根值对刚性地基为  $0.8206 \text{ m/s}^2$ , 考虑相互作用为  $0.8272 \text{ m/s}^2$ , 70 层结构的加速度均方根值对刚性地基为  $0.6537 \text{ m/s}^2$ , 考虑相互作用则为  $0.7406 \text{ m/s}^2$ , 可见考虑相互作用以后加速度响应还是有所增大, 且结构较高时影响也大, 但影响幅度没有剪切型结构大。

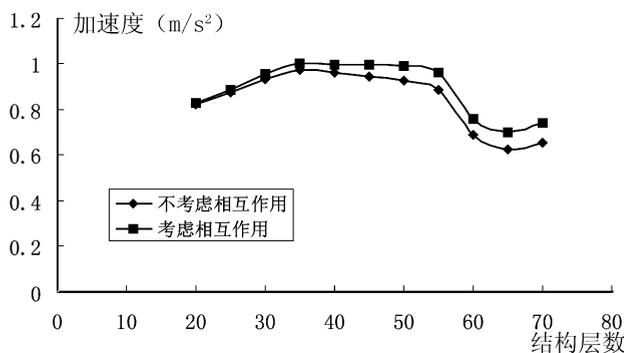


图 7 高度变化时结构顶层加速度均方根值

#### (6) 结构阻尼的影响

结构阻尼对结构的加速度响应也有明显的影响, 图 8 绘出了阻尼比变化时结构顶层加速度均方根值, 结构层数仍取 50 层, 这里变化的仍是结构第一振型阻

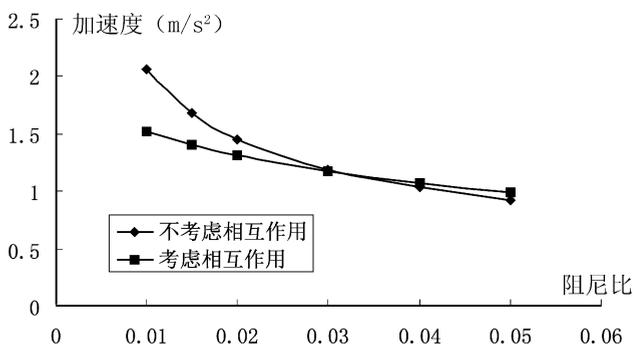


图 8 阻尼比变化时结构顶层加速度均方根值

尼比, 同位移研究一样, 阻尼比幅值由 0.01 变化到 0.05。由上图可见, 阻尼比较小时, 考虑相互作用体系的加速度响应甚至小于刚性基础的加速度响应, 当阻尼比大于 0.03 时, 考虑相互作用体系的加速度响应大于不考虑相互作用体系的加速度响应。这进一步表明, 对超高层钢结构 ( $\xi=0.015-0.03$ ) 考虑桩-土-

结构相互作用后的风振舒适度有所改善,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-结构相互作用后则会加大其不舒适性。另外可见,随着结构阻尼比的增大,加速度响应呈单调减少的趋势。

### (7) 结构刚度的影响

上部结构的刚度对整个体系的加速度响应也有显著的影响,图 9 为结构刚度变化时结构顶层位移均方根值。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  $\alpha$  从 0.5 变化到 1.5。由图 9 可见,随着结构刚度的增大,结构加速度响应也随之减少,但相互作用的影响趋大,当  $\alpha$  为 0.5 时,考虑相互作用体系的顶层加速度均方根值比刚性地基的同一量值高出 4.3%,而当  $\alpha$  为 1.5 时,这一百分比为 9.6%。

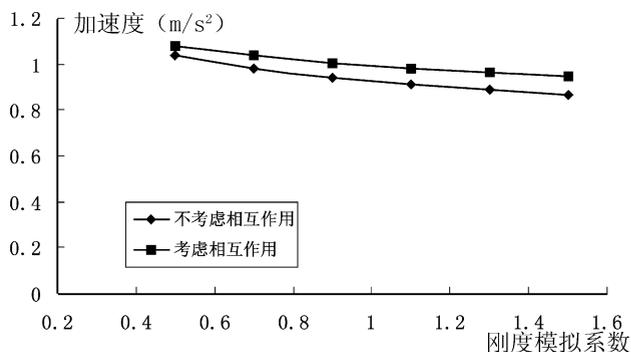


图 9 结构刚度变化时结构顶层加速度均方根值

## 3 结论与讨论

针对考虑桩-土-结构相互作用的高层建筑风振加速度响应进行了理论推导和计算分析,主要结论如下:

1) 考虑与否桩-土-结构相互作用的效果对结构的加速度响应是有影响的,各参数变化对加速度响应的不同。

2) 一般而言,考虑桩-土-结构相互作用以后,结构的加速度响应要比不考虑桩-土-结构相互作用时大(小阻尼时除外)。

3) 对小阻尼情形(阻尼比小于 0.03),考虑相互作用体系的加速度响应则小于刚性基础的加速度响应,即对超高层钢结构 ( $\xi=0.015-0.03$ ) 考虑桩-土-结构相互作用后的风振舒适度有所改善,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-结构相互作用后则会加大其不舒适性。

4) 由以上主要结果可见,桩-土-结构相互作用对高层建筑在风荷载作用下的加速度响应有影响,进一步地,即其舒适度有一定的影响。一般情况下,考虑相互作用后系统的加速度响应将会超过刚性地基的加速度响应,算例中最大可超出达 18%,这可能使人产生明显的不舒适感。因此,在进行高层建筑的抗风设计中,应综合考虑其影响。

### 参考文献

- 1 Davenport A G. How can we simplify and generalize wind loading. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 1995; 54-55: 667-669
- 2 埃米尔·希尔·罗伯特·H. 斯坎伦著,刘尚培、项海帆、谢黎明译,风对结构的作用——风工程导论[M]. 上海:同济大学出版社,1992
- 3 梁青槐. 土-结构动力相互作用数值分析方法的评述[J]. *北方交通大学学报*, 1997; 21(6): 690-694
- 4 Galsworthy J K, El Naggar M H. A cross wind response of reinforced concrete chimneys with soil structure interaction [C]. *Proc 50th Canadian Geotechnical Conference Ottawa 1997*; 364-371
- 5 Novak M. Dynamic Stiffness and Damping of Piles [J]. *Can Geotech J* 1974(2): 574-598
- 6 Ahsan Kareem. Dynamic response of high rise buildings to stochastic wind loads [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 1992; 41-44: 1101-1112
- 7 项海帆,瞿伟廉. 高层建筑风振控制基于规范的实用设计方法[J]. *振动工程学报*. 1999; 12(2): 151-156
- 8 李春祥,熊学玉. 高层钢结构 TMDs 风振舒适度控制最优参数与简化设计[J]. *振动与冲击*, 2002; 21(2): 86-90
- 9 范存新,陈镭,薛松涛. 桩-土-结构相互作用对高层建筑顺风向风振响应的影响[J]. *岩石力学与工程学报*. 2004; 23(6): 2078-2084
- 10 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
- 11 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
- 12 Veletsos A S, Verric B. Vibration of Viscoelastic Foundations [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1973; 2(1): 87-102
- 13 范存新,张毅,薛松涛等. 考虑桩土动力相互作用时群桩阻抗函数的分析[J]. *西安科技大学学报*, 24(3): 284-288
- 14 王光远. 建筑结构的振动[M]. 北京:科学出版社,1978
- 15 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
- 16 郑 罡,高赞明,倪一清. 高层建筑 M/TMD 风振控制的参数优化. *振动与冲击*, 2004; 23(3): 117-120

## APPLICATION OF HILBERT-HUANG TRANSFORM TO DAMAGE DETECTION FOR WINGBOX SECTION

*Chen Huanguo Yan Yunju Jiang Jiesheng Liu Qin*

(Northwestern Polytechnic University, Institute of Vibration Engineering Xi'an 710072)

**Abstract** In the paper an approach for detecting tiny damage of a structure is proposed. Vibration-based detection of crack damage for a cantilever wingbox section is studied using the Hilbert-Huang Transform (HHT). By introducing a axis symmetric Signal Extension method, end effects during EMD are solved. The dynamic response signals under exciting of a square wave signal are calculated. MFs of dynamic response signal are decomposed using EMD method. Then instantaneous frequencies corresponding to MFs are calculated, and damage information, i.e. the change quantity of instantaneous frequencies  $\Delta f$  is extracted as the damage feature parameter.

**Key words** HHT, EMD, Wing Box Section, damage detection

## DYNAMIC RESPONSES OF A SEISMIC ISOLATION SYSTEM USING SMA-RUBBER BEARING

*Zhuang Peng<sup>1</sup> Xue Suduo<sup>1</sup> Li Binshuang<sup>2</sup>*

(1 The School of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100022)

(2 Beijing General Municipal Engineering Design and Research Institute, Beijing 100045)

**Abstract** By using hysteretic damping result from superelastic deformation of shape memory alloy (SMA), a new type of SMA-rubber bearing for seismic isolation is developed in this paper. A mechanical model of the bearing is established. Based on the simulation analysis for dynamic responses of a SDOF isolation system applying SMA-rubber bearing, the dynamic property is studied in detail. The results show that the SMA-rubber bearing has excellent performance of seismic isolation and energy dissipation.

**Key words** SMA-rubber bearing, seismic isolation, dynamic responses, simulation analysis

## EFFECT OF PILE-SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON COMFORTABLE LEVEL OF TALL BUILDING TO WIND-INDUCED VIBRATION

*Fan Cunxin<sup>1</sup> Zhang Yi<sup>1</sup> Xue Songtao<sup>2,3</sup> Chen Rong<sup>2</sup>*

(1 Dept. of Civil Engineering, University of Science & Technology of Suzhou, Suzhou 215014)

(2 Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092)

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

**Abstract** Considering pile-soil-structure interaction (PSSI), formula of downwind acceleration response is derived for a high rise building subjected to fluctuating wind load. Numerical examples show that PSSI has evident effect on the downwind acceleration response of the building. Generally speaking, different parameter has different effect on acceleration response of tall building to wind-induced vibration. When the damping in the soil is small, the acceleration response of the structure considering PSSI may be greater than that of the structure without considering PSSI, which may increase the uncomfatableness of the structure. Some attention should be paid to the effect of PSSI in the design of tall building on its comfortable level to wind-induced vibration.

**Key words** civil engineering pile-soil structure interaction wind-induced vibration acceleration response comfortable level

## STUDY ON THE DYNAMIC RESPONSE OF HIGH SPEED RAILWAY BRIDGE-SUBGRADE TRANSITION SECTION

*Chen Xuehua Lü Wentian Wang Yonghe*

(Civil Engineering and Architecture Institute, Central South University, Changsha 410075)

**Abstract** Based on the field test, the dynamic response of a roadbed-bridge transition section on which a dispersed locomotive with high speed is running are studied in this paper. The longitudinal distributive regularities of the dynamic stress of the roadbed-bridge transition section, relationships between the speed of the train and the dynamic stress and changes the dynamic stress with the depth of the subgrade are analyzed. The analysis indicates that the longitudinal dynamic stress grows in varying degrees with the train speed increased. The dynamic stress attenuates fast with increasing the depth of the subgrade, with increase in the depth, the dynamic stress is closer to the static stress. The dynamic coefficient of the train speed for the bridge-subgrade transition section is smaller than 0.3. The dynamic coefficient of the train speed can be used to indicate intuitively the dynamic action of the train speed on the roadbed.

**Key words** high speed railway, bridge-subgrade transition section, dynamic response, roadbed

## STUDY ON DAMAGE DIAGNOSIS OF BEAM-LIKE STRUCTURES BY SUPPORT VECTOR REGRESSION

*Liu Long Meng Guang*

(State Key Lab. of Vibration, Shock and Noise, Shanghai Jiao Tong Univ., Shanghai 200240)

**Abstract** The SVM (Support Vector Machine) is a machine learning algorithm based on statistical learning theory and it is also a class of regression method with the good generalization ability. This paper introduces the support vector regression which is applied to the structure damage monitoring. Damage features formed by vibration modal frequencies are used as characteristic parameters to train the SVM to realize locating the damage and its level identifying. The SVM is used to verify the simulation for the damage identification of a cantilever beam and the results show that the SVM is very applicable to the damage diagnosis of structures.

**Key words** Support Vector Regression, damage diagnosis, modal frequencies

## DYNAMIC CHARACTERISTICS ANALYSIS FOR STOCHASTIC TRUSS BASED ON FULL-PROBABILITY

*Luo Weiting Chen Jianjun Hu Taibin Liu Deping*

(School of Electronic & Mechanical Engineering, Xidian University, Xi'an 710071)

**Abstract** Based on full-probability, a new solving method for probability density of natural frequency of a stochastic truss is proposed. In study of the truss structural dynamic characteristics analysis, randomness of the structural physical parameters and geometric ones are all considered. The finite element model of the stochastic truss is built and the random functions of its natural frequencies are obtained by use of the Rayleigh quotient. Employing probabilistic distribution function expression for the random functions through a series of mathematical processing including determination of limits of