

桩-土-结构相互作用对高层建筑顺风向风振响应的影响*

范存新¹ 陈 镭² 薛松涛^{2,3}

(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 大阪 日本)

摘要 推导了高层建筑在脉动风荷载作用下考虑桩-土-结构相互作用时其顺风向风振响应的计算公式,通过算例说明桩-土-结构相互作用对结构顺风向风振响应有明显的影响。一般而言,在结构的风振响应分析中,考虑相互作用并不总是安全的,在土中阻尼较小时,考虑相互作用后,结构弹性位移有可能会大于刚性地基的弹性位移,而结构总响应的幅值总是大于刚性基础时响应的幅值,结构越是高柔,该现象越为明显,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,在高层建筑的风振响应分析中应当综合考虑桩-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, 风振响应, 高层建筑

分类号 TU 311.3, TU 43

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2004)12-2078-07

EFFECT OF PILE-SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON DOWNWIND RESPONSE OF HIGHRISE BUILDING TO WIND-INDUCED VIBRATION

Fan Cunxin¹, Chen Rong², Xue Songtao^{2,3}

(¹Dept. of Civil Engineering, University of Science and Technology of Suzhou, Suzhou 215011 China)

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

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

Abstract Considering the pile-soil-structure interaction (PSSI), the formula of the downwind displacement response is derived for highrise building subjected to fluctuating wind load. Numerical examples show that PSSI has evident effect on downwind displacement response of the building. Generally speaking, it is not always conservative to consider PSSI in the analysis of downwind responses of tall building. When the damping in the soil is small, the elastic relative displacement response of the structure considering the PSSI may be greater than that without considering the PSSI, and the total displacement response of the structure considering PSSI is always greater than that without considering PSSI, which may increase the uncomfotableness of the structure. This phenomenon becomes more significant if the building is higher. So more attention should be paid to the effect of the PSSI in the design of tall building.

Key words civil engineering, pile-soil-structure interaction, wind-induced vibration, highrise building

1 引言

在工程领域,对土-结构动力相互作用(简

称 SSI)的研究已经非常深入^[1],已有国家将有关 SSI 的内容列入相应的设计规范中。而在风工程领域则不然,鲜有考虑土-结构相互作用的^[2-4]。这是由于一般人们认为结构在风振时的运动方程与地震时基

2003 年 4 月 3 日收到初稿,2003 年 6 月 10 日收到修改稿。

* 国家杰出青年科学基金(59925820)及苏州市科技项目(SZ02013)资助课题。

作者 范存新 简介:男,36 岁,博士,1989 年毕业于复旦大学应用力学系,现任副教授,主要从事结构振动方面的教学和研究工作。E-mail: fancx@szcatv.com.cn.

本相同，即使是考虑了土-结构相互作用，列出的方程也与地震时的方程极其相似，所以认为这两种动力问题的特性是相同的或是相似的。在地震工程中一般的观点是：考虑土-结构相互作用后，结构更加安全，这一观点在我国的抗震设计规范中得到明确的反映。但实际上高层高耸结构很多建立在软土地基之上，对于这些结构，地基的变形会显著地影响土-结构系统的动力特性和反应；另外由于风振时荷载的输入形式与地震不同，风的卓越周期与地震不同等等，使得考虑土-结构相互作用后高层高耸结构的动力响应有别于地震时的响应。因此，对这一问题进行细致的分析是十分必要的。

文[5]曾对框架结构考虑土-结构相互作用的风振响应进行了分析，并得到了考虑 SSI 后，结构并不总是安全的，当相对刚度越小时，则弹性位移超过刚性位移越大，结构越不安全的结论。并且文中还曾提到高层及超高层建筑往往广泛地采用群桩基础，建筑的高度也远远高于采用箱型基础的框架结构，因此有必要进一步研究考虑桩-土-结构相互作用时，高层建筑风振响应的特性，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影 响。本文就是按照这一思路对采用群桩基础的框架-剪力墙钢筋混凝土结构进行了考虑桩-土-结构相互作用的顺风向风振响应分析。

2 考虑相互作用的结构模型和运动方程

当建筑物结构层数较多，高度较高时，一般基础采用桩基础，结构的变形形式主要为弯剪型，这里采用框架-剪力墙钢筋混凝土结构为例来说明桩-土-结构相互作用对高层建筑风振响应的影响。

对整个框架-剪力墙钢筋混凝土结构按常用的方法简化为纵向的一片总的剪力墙和一片总框架，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。剪力墙看作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^[6](图 1)。对下部承台和桩，假设为如图 2 所示的分析计算模型^[7]，即整个地基土分为 3 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。

当考虑桩-土-结构相互作用的影响时，整个采

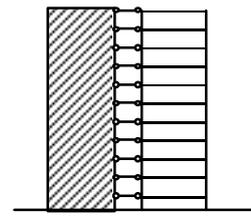


图 1 框剪体系简化图

Fig.1 Model of system

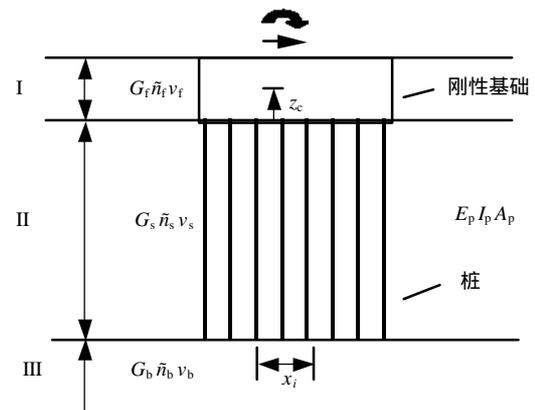


图 2 群桩基础示意图

Fig.2 Diagrammatic sketch of pile group

用桩基础的弯剪型框架-剪力墙钢筋混凝土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，整个体系简化后的力学模型如图 3 所示。

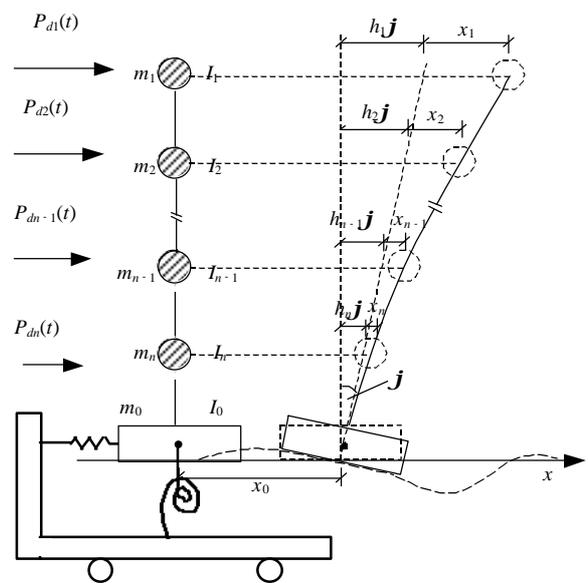


图 3 考虑相互作用的结构模型

Fig.3 Structure model considering interaction

对图 3 所示的结构体系，容易得到其上部结构的运动方程为

文下面计算了20层、35层、50层及70层的弯剪型框架-剪力墙钢筋混凝土结构的频响函数。

图4~7分别为结构顶层的位移频响函数(20, 35, 50, 70层)。图中横轴为干扰圆频率,纵轴为顶层位移频响函数模的幅值。图中刚性位移指的是不考虑桩土结构相互作用效应时结构的位移;弹性位移指的是考虑桩-土-结构相互作用效应时结构质量相对于基础的位移;总位移指的是考虑桩-土-结构相互作用效应时结构的总位移。由图可以看出,结构顶层位移频响函数的特性在考虑桩-土-结构相互作用后发生了变化,其变化规律与文[1]的规律相似,但由于体系的不同,有所差别。首先是采用了桩基础,减少了相对刚度,使相同层数的结构(20层)位移频响的改变幅值不同。在文[1]中,20层的剪切型框架结构考虑土结构相互作用后,总位移的最大值为刚性位移的2.18倍,而20层的具有群桩基础的框剪-剪力墙钢筋混凝土结构考虑桩-土-结构相互作用后,总位移的最大值只有刚性位移的

图7 结构顶层频响函数(70层)

Fig.7 Displacement transfer functions for top floor (70 stories)

1.05倍。不过,当结构变为70层时,这一比例关系则变为2.05倍。

图4 结构顶层频响函数(20层)

Fig.4 Displacement transfer functions for top floor (20 stories)

图5 结构顶层频响函数(35层)

Fig.5 Displacement transfer functions for top floor (35 stories)

图6 结构顶层频响函数(50层)

Fig.6 Displacement transfer functions for top floor (50 stories)

表5 不同阻尼比时结构频响函数最大值比较表

Table 5 Maximum value of displacement transfer functions with different damping ratio

阻尼比	不考虑相互作用的第一共振频率/ $\text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$	考虑相互作用的第一共振频率/ $\text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$	刚性位移最大值 U_g/m	弹性位移最大值 U_e/m	总位移最大值 U_t/m	比值 U_e/U_g	比值 U_t/U_g
0.010	1.85	1.475	0.299 9	0.154 7	0.218 0	0.52	0.73
0.015	1.85	1.475	0.202 1	0.132 4	0.186 6	0.66	0.92
0.020	1.85	1.475	0.152 1	0.115 7	0.163 1	0.76	1.07
0.030	1.85	1.475	0.101 7	0.105 4	0.130 4	1.04	1.28
0.040	1.85	1.475	0.076 3	0.078 0	0.108 6	1.05	1.42
0.050	1.85	1.475	0.061 1	0.065 8	0.094 2	1.08	1.54

表6 结构刚度变化时结构频响函数最大值比较表

Table 6 Maximum value of displacement transfer functions with different structural stiffness

刚度模拟系数	不考虑相互作用的第一共振频率/ $\text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$	考虑相互作用的第一共振频率/ $\text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$	刚性位移最大值 U_g/m	弹性位移最大值 U_e/m	总位移最大值 U_t/m	比值 U_e/U_g	比值 U_t/U_g
0.5	1.300	1.175	0.121 8	0.128 8	0.155 5	1.06	1.28
0.7	1.550	1.350	0.087 1	0.092 0	0.118 6	1.06	1.36
0.9	1.750	1.475	0.067 9	0.072 7	0.099 7	1.07	1.47
1.1	1.925	1.575	0.055 2	0.059 1	0.087 3	1.07	1.58
1.3	2.100	1.650	0.046 8	0.050 6	0.077 7	1.08	1.65
1.5	2.250	1.725	0.040 6	0.044 1	0.071 4	1.09	1.76

弹性位移和总位移均方根值分别为 0.331 0 m 和 0.415 6 m, 分别降低了 1.15% 和 42.96%。

(3) 剪切波速 V_b 的影响

表 3 为第 3 层地基土剪切波速 V_b 变化时 50 层结构顶层频响函数最大值的比较表。由计算可见, 不同的 V_b 对结构位移响应的影响就明显小多了。图中弹性位移、总位移曲线接近一平直线, 由表中数据也可见, 剪切波速 V_b 对频响函数最大值的影响只有 2.6%。剪切波速 V_b 为 350 m/s 时的弹性位移和总位移均方根值分别为 0.342 4 m 和 0.520 8 m; 剪切波速 V_b 为 550 m/s 时的弹性位移和总位移均方根值分别为 0.340 1 m 和 0.518 2 m, 分别降低了 0.67% 和 0.50%。

(4) 结构高度的影响

上部结构的高度对结构顶层位移响应的影响是显著的, 表 4 为不同高度时结构频响函数最大值比较表, 由计算可见, 随着结构层数的增加(即高度增加), 结构的第 1 共振频率降低, 其位移响应呈单调增大的趋势, 并且桩-土-结构相互作用的影响也增

大。20 层结构频响函数中弹性位移最大值与刚性位移最大值之比为 1.01, 总位移最大值与刚性位移最大值之比为 1.06; 而对 70 层结构, 频响函数最大值的这一比例关系分别变为 1.16 和 2.05。可见结构越高, 相互作用的影响也越大。

(5) 结构阻尼的影响

结构阻尼对结构的位移响应也有较大的影响。表 5 所示为不同阻尼比时结构频响函数最大值比较, 这里结构层数仍取 50 层, 其余参数同前所述。这里变化的是结构第 1 振型阻尼比, 工程上对钢结构常取 0.02, 对钢筋混凝土结构常取 0.05; 本文考虑阻尼比幅值为 0.01 ~ 0.05 的情况。由计算可见, 虽然结构阻尼的变化对第 1 共振频率没有影响, 但对结构体系的位移响应有显著影响。阻尼比较小时(如 $\alpha < 0.027$), 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 $\alpha > 0.027$ 后, 结构的弹性位移大于刚性位移。这即表明, 对超高层钢结构($\alpha = 0.015 \sim 0.025$), 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($\alpha = 0.03 \sim 0.05$)，考虑桩-土-结构相互作用后的风振响应是偏于不安全。

(6) 结构刚度的影响

上部结构的刚度对整个体系的位移响应也有较大的影响。表5为结构刚度变化时结构频响函数最大值的比较，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 α 为0.5~1.5。由计算可见，随着结构刚度的增大，结构位移响应也随之减少，且相互作用的影响趋大。如 α 为0.5时的 U_v/U_s 为1.06， U_d/U_s 为1.28；当 α 为1.5时分别增大到1.09和1.76。

4 结 论

本文对考虑桩-土-结构相互作用的高层建筑风振响应进行了理论推导和计算分析，得出主要结论如下：

(1) 考虑桩-土-结构相互作用后结构的弹性位移一般会超过刚性地基的位移，而结构的总位移则大大超过刚性地基的位移，结构越是高柔，即相对刚度越小，则该现象越明显，结构越不安全。算例中70层结构的总位移幅值是刚性位移幅值的2倍还多。

(2) 对于考虑桩-土-结构相互作用的弯剪型框架-剪力墙钢筋混凝土结构，计算中没有引入小幅振动的假设。计算结果表明，考虑桩-土-结构相互作用后，其基本规律与文[5]中的剪切型框架-剪力墙钢筋混凝土结构考虑土-结构相互作用后的规律相似。虽然由于体系的不同，有所差别，比如由于采用了桩基础，减少了相对刚度，使相同层数的结构(20层)位移频响的改变幅值有所不同，但其它规律基本相同。

(3) 以上结论进一步说明了不论是对剪切型框架结构还是对超高层钢筋混凝土或混合型超高层结构，考虑土-结构相互作用后不一定有利，不考虑土-结构相互作用是偏于不安全的。

参 考 文 献

- 1 孙树民. 土-结构动力相互作用研究进展[J]. 中国海洋平台, 2001, 16(5/6): 31~37
- 2 希尔 H, 斯坎伦 R H. 风对结构的作用—风工程导论[M]. 刘尚培, 项海帆, 谢霖明译. 上海: 同济大学出版社, 1992
- 3 Galsworthy J K, El Naggar M H. Across-wind response of reinforced concrete chimneys with soil-structure interaction[A]. In: Proc. of 50th Canadian Geotechnical Conference[C]. Ottawa: [s. n.], 1997, 364~371
- 4 Ahsan Kareem. Dynamic response of high-rise buildings to stochastic wind loads[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992, (41/42/43/44): 1101~1112
- 5 陈 镭, 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
- 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 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
- 8 Veletsos A S, Verbic B. Vibration of viscoelastic foundations[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1973, 2(1): 87~102
- 9 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
- 10 Davenport A G. How can we simplify and generalize wind loading[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1995, (54/55): 657~669