

复合桩基设计与沉降分析

蒋 刚¹, 宰金珉¹, 陈国兴¹, 胡庆兴¹, 苏静波²

(1. 南京工业大学 土木工程学院, 江苏 南京 210009; 2. 河海大学, 江苏 南京 210098)

摘 要: 介绍了复合桩基的设计理论和步骤, 分析了复合桩基的沉降发展过程, 用 Geddes 应力解的分层总和法计算桩群分担荷载所引起的地基沉降, 以 Boussinesq 应力解的分层总和法计算承台下土分担的荷载所引起的地基沉降, 将二者之和近似作为复合桩基的沉降。对某住宅楼基础采用复合桩基设计, 布桩数约为常规桩基设计的 1/3, 节约造价近 35%。复合桩基最大沉降量较常规桩基设计大, 但仍在基础容许沉降范围内。

关 键 词: 复合桩基; 桩极限承载力; 复合桩基沉降过程; Geddes 应力解; Boussinesq 应力解

中图分类号: TU 473 **文献标识码:** A

Design of composite pile foundation and settlement calculation

JIANG Gang¹, ZAI Jin-min¹, CHEN Guo-xing¹, HU Qing-xing¹, SU Jing-bo²

(1. College of Civil Engineering, Nanjing University of Technology, Nanjing 210009, China; 2. Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The design method of composite pile foundation is introduced. Progress of total settlement of composite pile foundation is analyzed; and the method of settlement calculation is presented. The ground settlement due to the load shared by pile group is calculated with layerwise summation method based on Geddes' stress method; and the ground settlement due to the load shared by soils under pile cap is calculated with layerwise summation method based on Boussinesq's deformation formula; the summation of two settlement above equals the total settlement of composite pile foundation. The design and settlement calculation methods have been applied to certain building with composite pile foundation; the results show that the pile number is decreased about 1/3, and saved cost 35%, while the total settlement increased a little.

Key words: composite pile foundation; progress of settlement of composite pile foundation; ultimate bearing capacity of pile; Geddes' stress method; Boussinesq's stress method

1 绪 言

现行桩基础设计规范中, 要求桩基础设计须由桩承担所有上部结构荷载, 承台下地基土的作用, 仅在群桩效应中计入。将承台下地基土承担的荷载, 计入桩的承载力, 显然这样一种处理方法, 在理论上是含混不清的。Burland^[1]明确提出了减少沉降的桩的概念; 黄绍铭、裴捷在分析桩与承台共同作用的基础上, 提出了减少沉降量桩基设计思想^[2], 并进一步发展为按沉降量控制的复合桩基设计方法^[3, 4], 在上海地区得到了大规模应用; 管自立^[5]将“疏桩基础”的设计思想应用于实际工程, 取得了良好的效果; 宰金珉^[6]利用广义剪切位移法分析桩与地基的共同作用, 提出桩土明确分担荷载的复合桩基理论, 建议在总体安全度大于 2 和总沉降小于容许沉降的双重控制下, 近似按单桩极限承载力设计桩基础, 充分发挥地基土和桩的承载潜力; 杨敏^[7]提出了按变形控制设计桩基础的思想。

不论复合桩基、控制沉降桩基还是疏桩基础概念, 本质上都是充分利用承台下地基土的承载潜力, 根据承台结构-桩-土的非线性共同作用, 达到提高基础的整体承载力, 或减少、控制基础的沉降目的, 是承台结构-桩-土的非线性共同工作相互关联的两个侧面。

2 复合桩基设计

复合桩基是指按大桩距 (一般在 (5~6) d 以上 (d 为桩径)) 稀疏布置的低承台摩擦群桩或端承作用较小的端承摩擦桩和承台底土共同承载的桩基础。群桩中单桩接近或达到其极限承载力状态时, 桩与承台最终有明确的荷载分担。在满足复合桩基的使用条件前提下^[6], 复合桩基的设计和计算步骤如下:

(1) 确定桩数

收稿日期: 2002-04-17

作者简介: 蒋刚, 男, 1971 年生, 2000 年毕业于武汉水利电力大学岩土工程专业, 获工学博士学位。任教于南京工业大学土木工程学院, 主要从事土力学、基础工程的教学与研究工作。

定义 $\psi = \frac{fA}{Q}$; 其中 f 为天然地基承载力设计值; A 为承台底面积; Q 为上部结构荷载与基础自重(含上覆土层)之和。设天然地基承载力设计值 f 的利用系数为 ξ (一般取 $\xi \leq 0.5$; 当 $\psi > 0.6$ 时, ξ 可取更大的值, 详见文献[6]), 单桩极限承载力 P_u 的利用系数为 ζ (一般 ζ 为 $0.8 \sim 0.9$), 桩数 n 确定为

$$n = \frac{Q - \xi f A}{\zeta P_u} = \frac{(1 - \xi \psi) Q}{\zeta P_u} \quad (1)$$

群桩极限承载力 $Q_p = n \zeta P_u$, 则承台底地基土承担荷载 $Q_s = Q - Q_p$ 。定义承台分担比 η 为

$$\eta = \frac{Q_s}{Q} = \psi \xi \quad (2)$$

(2) 单桩荷载与强度验算

上部结构引起竖向荷载偏心时, 式(1)中宜取 $\xi = 0.8$, 各桩顶荷载应满足:

$$P_i \leq P_u \quad (3)$$

$$P_i = \frac{Q - \xi f A}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (4)$$

式中 M_x, M_y 为 Q 对通过桩群重心的 x, y 轴的力矩(假定力矩荷载全由桩承担); x_i, y_i 为各桩坐标。

(3) 按 P_u 和桩顶水平荷载对桩身进行强度和抗裂度验算。

(4) 对复合桩基进行整体安全度和沉降量的双重复核。整体承载力安全度 $K \geq 2$, 沉降量 $s \leq [s]$ 。取天然地基极限承载力 $f_u = 2.5f$, 复合桩基整体承载力安全度可按式估计^[8]:

$$K = \frac{1}{\psi} + \left(2.5 - \frac{\xi}{\psi} \right) \psi \quad (5)$$

陈国兴^[8]通过计算分析发现, 对于刚性承台复合桩基, 由于承台下各桩受荷不均匀, 其中内桩一般难以达到承载力设计值。考虑承台底土分担荷载, 近似按单桩极限承载力设计复合桩基时, 以刚性承台设计复合桩基达不到设计的初衷。

3 复合桩基沉降分析与计算

3.1 复合桩基沉降的发展过程

复合桩基设计要求桩距一般大于 $5d$, 桩群分担荷载以桩侧摩阻力和桩端阻力传递到土中, 可不考虑相互之间的应力迭加, 则桩间土所受摩阻力作用和分布以及桩端土阻力作用即等于单桩时情况。将复合桩基地基土分为两个区域: (1) 桩长范围内土; (2) 桩端以下土。

桩间土压缩量 s_1 为桩身压缩量 s_{ps} 与桩间土受

摩阻力作用所产生的压缩量 s_{ps1} 及桩长范围土体分担荷载所引起的压缩量 s_{c1} 之和, 即

$$s_1 = s_{ps} + s_{ps1} + s_{c1} \quad (6)$$

其中桩身轴向力作用所产生的桩身压缩量, 可按单桩情况用弹性理论计算, 即

$$s_{ps} = \int_0^L \frac{P(z)}{A_p E_p} dz \quad (7)$$

式中 s_{ps} 为桩身弹性压缩量; $P(z)$ 为桩身轴向力沿桩长的分布; A_p 为桩截面积; E_p 为桩弹性模量。

s_1 也就是桩与土之间的相对位移, 必然使得承台下地基土分担上部荷载作用, 这也正是复合桩基设计的初衷。承台下开始产生土反力, 引起承台下土的压缩, 承台下土的压缩会减少桩长范围桩-土的相对位移, 制约桩侧摩阻力的发挥, 是承台-桩-土共同作用的过程。

桩端平面以下土的应力可由桩端阻力和承台分担荷载引起土中附加应力的迭加, 相应的压缩量也可看作二者分别引起的压缩量之和, 即

$$s_2 = s_{ps2} + s_{c2} \quad (8)$$

式中 s_{ps2} 为桩端阻力引起的压缩量; s_{c2} 为承台分担荷载引起桩端以下土中附加应力产生的压缩量。

当复合桩基中各桩达到极限承载力 P_u , 桩的工作性状进入非线性阶段, 桩间土摩阻力大小也可确定。随荷载的加大, 土体开始承担全部后续荷载, 沉降量加大, 但桩间土压缩量基本不变, 承台下土的受力和变形开始接近于天然地基的情况, 土体的载荷曲线也明显地进入非线性阶段, 达到了桩和地基土双重非线性工作状态。复合桩基沉降的发展过程, 即为承台-桩-土共同作用和协调的过程。

从以上分析可得出, 复合桩基的沉降按其发生和发展应包含: (1) 桩身轴向力作用所产生的桩身压缩量 s_{ps} ; (2) 桩群分担荷载所引起地基沉降量 s_{ps} ; (3) 承台下地基土分担荷载所引起地基沉降量 s_c 。复合桩基总沉降量为

$$s = s_1 + s_2 \quad (9)$$

根据复合桩基总沉降的组成分析, 可按下述简化方法计算复合桩基沉降: 一般桩身的弹性压缩量 s_{ps} 很小, 可以忽略不计。承台下土的附加应力按桩群和承台分别计算, 忽略二者变形协调作用, 将二者之和作为承台下土的沉降量, 即

$$s = s_{ps} + s_c \quad (10)$$

将桩群和承台引起地基土的附加应力分开考虑, 则相应的地基沉降量可按经典的分层总和法方便的加以计算。本文用基于 Geddes^[9]应力解的分层总和法来计算桩群分担荷载所引起地基沉降 s_{ps} , 基于 Boussinesq 解的分层总和法计算承台下土分担的荷载所引起地基沉降 s_c , 将二者之和作为复合

桩基的沉降。

3.2 桩群分担荷载所引起的地基沉降

Geddes^[9]假定桩顶荷载 P 可分解为下列三种形式: (1) 桩端阻力 $P_b = \alpha P$; (2) 桩侧矩形分布摩阻力 $P_r = \beta P$; (3) 桩侧三角形分布摩阻力 $P_t = (1 - \alpha - \beta)P$ 。 α , β 分别为桩端阻力、桩侧均布摩阻力的荷载分配系数。在三种力作用下, 当计算点离桩轴线水平距离为 r , 离土表面距离为 z 时, 令

$$n = r/l; m = z/l; F^2 = m^2 + n^2;$$

$$A^2 = n^2 + (m-1)^2; B^2 = n^2 + (m+1)^2 \quad (11)$$

式中 l 为桩长。

土体中任一点 (r, z) 的竖向附加应力 σ_z 可表示为由 P_b , P_r 和 P_t 引起的应力 σ_{zb} , σ_{zr} 和 σ_{zt} 之和, 并按下式计算:

$$\sigma_z = \sigma_{zb} + \sigma_{zr} + \sigma_{zt} = [\alpha I_{zb} + \xi \beta I_{zr} + \eta(1 - \alpha - \beta) I_{zt}] P / l^2 \quad (12)$$

式中 ξ 为摩阻矩形分布系数, 对正三角形分布 ξ 取 0, 对矩形、正梯形、倒梯形和倒三角形分布 ξ 取 1; η 为摩阻三角形分布系数, 对正三角形、正梯形分布 η 取 1, 对矩形分布 η 取 0, 对倒三角形分布 η 取 -1, I_{zb} , I_{zr} 和 I_{zt} 均为应力系数。

应力系数 I_{zb} , I_{zr} 和 I_{zt} 分别按下列公式计算:

$$I_{zb} = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left[-\frac{(1-2\mu)(m-1)}{A^3} + \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} - \frac{3(m-1)^3}{A^5} - \frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} - \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right] \quad (13)$$

$$I_{zr} = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} + \frac{2(1-2\mu)(m/n)^2}{F} + \frac{n^3}{A^3} + \frac{4m^2 - 4(1+\mu)(m/n)^2 m^2}{F^3} + \frac{4m(1+\mu)(m+1)(m/n+1/n)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} + \frac{6m^2(m^4 - n^4)n^2}{F^6} + \frac{6m(mn^2 - (m+1)^5/n^2)}{B^5} \right\} \quad (14)$$

$$I_{zt} = \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu)(4m+1) - 2(1-2\mu)(m/n)^2(m+1)}{B} + \frac{2(1-2\mu)m^3/n^2 - 8(2-\mu)m}{F} + \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} + \frac{4\mu m^2 + 4m^2 - 15mn^2 + (m+1)^3}{B^3} + \frac{2(5+2\mu)(m/n)^2(m+1)^3}{B^3} \right\}$$

$$\frac{2(7-2\mu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\mu)(m/n)^2 m^3}{F^3} + \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} - \frac{12(m/n)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} - 2(2-\mu) \ln \left[\frac{A+m-1}{F+m} \frac{B+m+1}{F+m} \right] \quad (15)$$

根据式(12)可计算土体中任一点附加应力 σ_z , 但由桩的侧阻力分布特征可知, 复合桩基不考虑各桩侧阻力分布的迭加, 则桩侧面土体的侧阻力和土体的压缩变形最大, 即可取 $n=0, m>1$, 相应公式可分别用下列公式代替:

$$I_{zb} = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left[\frac{2(2-\mu)}{(m-1)^2} + \frac{(1-2\mu)(5m+1)+3m}{(m+1)^3} + \frac{3(5m+1)}{(m+1)^4} \right] \quad (16)$$

$$I_{zr} = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{4(1-\mu)}{m} + \frac{2(2-\mu)}{(m-1)} - \frac{2(2-\mu)}{(m+1)} - \frac{4m(2-\mu)}{(m+1)^2} + \frac{4m^2}{(m+1)^3} \right\} \quad (17)$$

$$I_{zt} = \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left\{ 2 - \frac{2(2-\mu)m}{(m-1)} + \frac{6(2-\mu)m}{(m+1)} - \frac{2(7-2\mu)m^2}{(m+1)^2} + \frac{4m^3}{(m+1)^3} - 2(2-\mu) \ln[(m^2-1)/m^2] \right\} \quad (18)$$

对一般分层土地基, i 桩桩顶单位荷载作用下引起第 i 桩位移可用下式表示:

$$\delta_{ii} = \sum_{k=1}^{n_i} \int_{z_{k1}}^{z_{k2}} \frac{\sigma_{zii}}{E_{sk}} dz + s_c = \sum_{k=1}^{n_i} \int_{z_{k1}}^{z_{k2}} \frac{(\alpha I_{zbii} + \xi \beta I_{zrii} + \eta(1-\alpha-\beta) I_{zti}) dz}{E_{sk} L_i^2} +$$

$$L_i / [(E_p A_p)_i (1 - \xi \beta / 2 - \eta(1 - \alpha - \beta) / 3)] \quad (19)$$

第 j 根桩桩顶单位荷载作用下引起第 i 根桩桩顶位移可用下式表示 ($i \neq j$):

$$\delta_{ij} = \sum_{k=1}^{n_i} \int_{z_{k1}}^{z_{k2}} \frac{(\alpha I_{zbij} + \xi \beta I_{zrij} + \eta(1-\alpha-\beta) I_{ztij}) dz}{E_{sk} L_j^2} \quad (20)$$

式中 E_{sk} 为第 k 层土的压缩模量; z_{k1}, z_{k2} 分别为第 k 层土的层顶、底深度; n_i 为计算深度范围内土层数。则群桩中任意 i 根桩的桩顶位移 (沉降) s_{psi}

为

$$s_{ps} = \sum_{j=1}^{n_p} \delta_{ij} P_j \quad (21)$$

式中 P_j 为第 j 根桩桩顶荷载。

3.3 承台下土分担荷载引起的地基沉降

根据 Boussinesq 的弹性力学解, 矩形基础表面作用均匀分布荷载 p_0 时, 均质地基中任一点的应力^[10]为

$$\sigma_z = \frac{p_0}{2\pi} \sum_{i=0}^3 (-1)^{i+j} \left[\arctan \frac{X_i Y_j}{z \sqrt{X_i^2 + Y_j^2 + z^2}} + \frac{z X_i Y_j (X_i^2 + Y_j^2 + 2z^2)}{(X_i^2 + z^2)(Y_j^2 + z^2) \sqrt{X_i^2 + Y_j^2 + z^2}} \right] \quad (22)$$

地基表面 $(x, y, 0)$ 处的沉降 s_c 为

$$s_c = \int_0^z \frac{\sigma_z}{E_s} dz = \frac{\alpha p_0 z}{E_s} \quad (23)$$

平均应力系数 α 为

$$\alpha = \frac{1}{2\pi z} \sum_{i=0}^3 (-1)^{i+j} \left[\arctan \frac{X_i Y_j}{z \sqrt{X_i^2 + Y_j^2 + z^2}} + X_i \ln \frac{(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2 - z^2} - Y_j)(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2} + Y_j)}{(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2 + z^2} + Y_j)(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2} - Y_j)} + Y_j \ln \frac{(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2 + z^2} - X_i)(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2} + X_i)}{(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2 + z^2} + X_i)(\sqrt{X_i^2 + Y_j^2} - X_i)} \right] \quad (24)$$

式中 $X_i = x + (-1)^i a$; $Y_j = y + (-1)^j b$; $j = \text{int}[\frac{i}{2}]$; int 表示取整数。

一般分层地基, 按平均附加应力概念, 可写为

$$s_{ci} = \sum_{k=1}^{n_s} \frac{p_0}{E_{sk}} (z_k \alpha_k - z_{k-1} \alpha_{k-1}) \quad (25)$$

3.3 复合桩基的地基沉降

对柔性承台群桩, 承台下各桩同时近似达到极限承载状态是可能的。则桩顶荷载为

$$Q_j = \frac{(1-\eta)P_u}{n_p} \quad (26)$$

桩群中第 i 桩的沉降为

$$s_i = \sum_{j=1}^{n_p} \delta_{ij} (Q_j + Q_{pj}) + s_{ci} \quad (27)$$

式中 Q_{pj} 为第 j 桩的自重。

由整体安全度的定义式(5), 在安全度 $K \geq 2$, 取 $\xi \leq 0.5$, $\zeta = 0.8 \sim 0.9$ 时, 单桩极限承载力利用率:

$$\psi = \frac{(1-\eta)P_u}{n_p P_u} \quad (28)$$

则式(28)可改写为

$$s_i = \sum_{j=1}^{n_p} \delta_{ij} (\psi P_{uj} + Q_{pj}) + s_{ci} \quad (29)$$

其中 s_{ci} 可由式(25)求得。

4 实例分析

4.1 工程概况

南京某住宅楼上部结构为 6 层砖混结构, 场地面积 $12 \text{ m} \times 60 \text{ m}$, 位于秦淮河畔, 场地地貌为古秦淮河河漫滩, 地势平坦, 表层因冲淤回填抬高。根据野外勘察及室内土工试验成果分析, 场地西部表层由人工冲淤形成 $0.6 \sim 1.0 \text{ m}$ 厚的冲填土, 场地东部表层主要为新近堆积土①-2 层, 场区中深度 8.0 m 以内主要为河流冲洪积成因的②-1、②-3、②-4 层粉质粘土、粉土层。场地东南角夹②-2 层淤泥质粉质粘土, 中部为冲淤积成因的②-5 层淤泥质粉质粘土, 底部为②-7 和②-7a 层的粉质粘土夹砂粉(粉土)层。场地土层分布较复杂, 土层典型剖面如图 1。各土层土工试验基本值及承载力标准值见表 1。地下水埋藏类型为潜水, 平均埋深 1.0 m , 呈季节性变化, 年变化幅度为 0.50 m 。

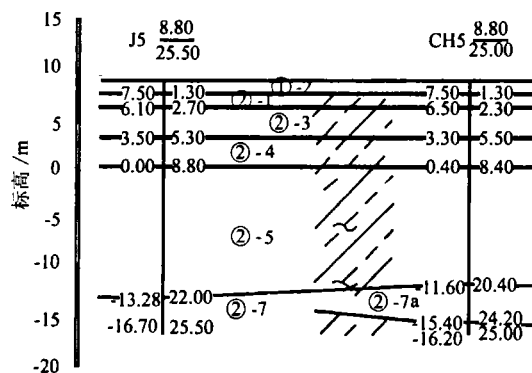


图 1 场地土层典型剖面示意图^[11]

Fig.1 Representative section plane of field strata

根据场地岩土工程勘察报告, 进行试设计, 若采用天然地基, 持力层承载力满足要求, 而经下卧层验算, 埋藏较浅的②-5 层淤泥质粉质粘土不能满足承载力设计要求, 且基础沉降量过大, 故桩基设计的主要目的是控制沉降量。

4.2 复合桩基设计与沉降计算

根据《南京地区地基基础设计规范》(DB22/112-95), 该住宅楼按常规桩基设计方案, 可选取②-7 粉质粘土夹砂层作为桩端持力层, 采用施工速度快, 施工质量容易保证的沉管灌注桩, 桩径 425 mm , 有效桩长 22 m 。经计算, 单桩承载力设计值可取 460 kPa , 共需布桩 217 根。对桩基的沉

表1 各土层土体物理力学指标^[11]
Table 1 Physical and mechanical parameters of soil strata

土层层号	w/%	$\gamma / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	E	I_p	I_L	a_{1-2}/MPa^{-1}	E_{1-2}/MPa	c/kPa	$\varphi / (^\circ)$	f_k/kPa
①-2	31.0	19.0	0.879	14.5	0.75	0.446	6.955	22.9	24.5	
②-1	30.5	19.1	0.855	12.5	0.81	0.277	7.563	18.7	23.2	120
②-2	42.5	17.7	1.190	13.7	1.55	0.667	3.802	12.9	23.5	65
②-2a	34.2	18.7	0.929	10.2	1.19	0.175	11.97	14.6	28.4	110
②-3	34.1	18.5	0.976	9.82	1.22	0.227	10.24	14.2	28.9	120
②-4	36.8	18.2	1.059	10.21	1.35	0.278	8.101	13.5	28.0	130
②-5	41.1	17.6	1.181	12.6	1.51	0.506	4.449	13.0	24.1	80
②-6	34.6	18.6	0.977	16.4	0.83	0.363	5.782	21.8	16.3	100
②-7	37.9	17.8	1.112	11.0	1.55	0.355	6.297	12.3	26.3	90
②-7a	31.8	18.2	0.953			0.214	9.900			150

降采用等效实体基础方法计算, 沉降量 $s=5.16 \text{ mm}$ 。

本工程土层条件符合复合桩基的适用条件:

(1) 天然地基承载力满足率 $\psi \geq 0.5$ (天然地基承载力本来就满足要求, 只是下卧层及基础沉降量不能满足设计要求); (2) 单桩为摩擦桩或端承作用较小的端承摩擦桩。按复合桩基理论^[6]进行设计, 充分发挥地基土的承载力, 可以大大减少桩的数量。按复合桩基设计, 以②-1层作为承台持力层, 天然地基承载力设计值经计算取 $f=143 \text{ kPa}$, 仍采用沉管灌注桩, 桩径 425 mm, 有效桩长 22m, 单桩极限承载力 $P_u=650 \text{ kPa}$ 。取天然地基承载力设计值 f 的利用系数 $\xi=0.5$, 单桩极限承载力 P_u 的利用系数 $\zeta=0.8$, 则确定桩数 $n=84$ 根。复合桩基整体安全度 $K=3.48$ 。经初步预算, 复合桩基布桩数仅为常规桩基的 1/3, 造价为常规设计的 65 %。复合桩基沉降计算采用上述方法, 将地基土层简化为倾斜成层分布时, 计算最大沉降量 $s=28.24 \text{ mm}$, 筏板的最大倾斜为 0.3 %, 局部倾斜为 0.07 %。复合桩基的沉降量较常规桩基设计大, 但仍在容许沉降范围内。

5 结 语

通过该工程的复合桩基设计与计算比较, 可以得出如下结论:

(1) 按复合桩基理论设计, 明确承台下地基土的荷载分担作用, 理论上更科学、合理, 实践中也是可行的。

(2) 根据复合桩基的沉降发展过程, 复合桩基的总沉降可简化为桩群和承台底土分担荷载引起的地基沉降之和, 用基于 Geddes 应力解的分层总和法计算桩群分担荷载引起的地基沉降, 基于 Boussinesq 解的分层总和法计算承台底土分担荷载

引起的地基沉降, 将两者之和作为复合桩基的沉降, 是一种有效的实用算法。

(3) 本工程住宅楼采用复合桩基设计, 布桩数仅为常规桩基的 1/3, 节约造价约 35 %, 有显著的经济效益, 并且复合桩基的沉降量仍在容许沉降范围内。

参 考 文 献

- [1] Burland J B, Broms B B, de Mello V F B. Behavior of foundation and structures[A]. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Foundation Eng[C]. Rotterdam: Balkema A A, 1977. 495-546.
- [2] 黄绍铭, 王迪民, 裴捷等. 减少沉降量桩基的设计与初步实践[A]. 第六届土力学及基础工程学术会议论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991.
- [3] 黄绍铭, 王迪民, 裴捷等. 按沉降量控制的复合桩基设计方法(上)[J]. 工业建筑, 1992, 22 (7): 34-36.
- [4] 黄绍铭, 王迪民, 裴捷等. 按沉降量控制的复合桩基设计方法(下)[J]. 工业建筑, 1992, 22 (7): 41-44.
- [5] 管自立. 软土地基上“疏桩基础”应用实例报告[A]. 城市改造中的岩土工程问题学术讨论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990.
- [6] 宰金珉. 桩土明确分担荷载的复合桩基及其设计方法[J]. 建筑结构学报, 1995, 16 (4): 66-74.
- [7] 杨敏. 减少沉降桩基础的设计理论和工程实践[A]. 岩土工程青年专家学术论坛文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998, 129-136.
- [8] 陈国兴, 金永彬, 宰金珉. 高层建筑桩基沉降分析与优化设计方法研究[J]. 南京建筑工程学院学报, 2000. Sum. 52 (1): 1-9.
- [9] Geddes J D. Stress in Foundation Soils due to Vertical Subsurface Loading [J]. *Geotechnique*, 1966, 16 (3): 231-255.
- [10] 陆培俊. 关于土的变形[J]. 同济大学学报, 1997, 25 (1): 39-45.
- [11] 胡庆兴, 倪红, 陈国兴等. 复合桩基的设计与监测评价[J]. 南京建筑工程学院学报, 2001, Sum58 (3): 37-44.