

软土中群桩承载变形特性与减沉复合疏桩基础设计计算

刘金砺, 邱明兵

(中国建筑科学研究院, 北京 100013)

摘要: 根据大型现场模型试验, 分析了软土中群桩承台、桩、土相互作用特性。试验表明: 随桩距增大, 承台土抗力和桩侧阻力增大, 而端阻力减小; 当桩距增至 $6d$ 时, 侧阻力趋近于单桩, 端阻力仍高于单桩, 承台土抗力发挥率(承台效应系数)仅为 50% 左右, 明显小于其他类土; 桩基沉降变形特征表现为桩端刺入和桩间土压缩为主导; 不同于小桩距群桩的桩、土整体变形特征。根据软土中疏桩基础承载变形特征, 提出减沉复合疏桩基础简化设计方法, 以计算桩间土压缩及桩土相互作用效应确定桩基沉降, 并以十余项实际工程进行了验证。

关键词: 群桩; 软土; 减沉复合疏桩基础; 简化设计方法; 沉降计算

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2008)01-0051-05

作者简介: 刘金砺(1933-), 男, 研究员, 博士生导师, 长期从事浅基础和深基础的研究和开发工作。E-mail: liujinli8@sina.com。

Bearing capacity and deformation behaviour of pile groups in soft soil and design of composite foundation with settlement-reducing piles

LIU Jin-li, QIU Ming-bing

(China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

Abstract: Based on the field model tests on a pile group in soft soil, the cap-pile-soil interaction behaviour was analyzed. It was indicated that lateral friction of the pile group and soil reaction beneath the pile cap increased with the increase of pile spacing, and the point resistance increased with the decrease of pile spacing compared with single pile. When the pile spacing increased to $6d$, the lateral friction of the pile group tended to equal to that of single pile, but the point resistance of pile group was still larger than that of single pile. The soil reaction beneath the pile cap increased with the increase of the pile spacing, and when the pile spacing increased to $6d$, the soil reaction beneath the pile cap only developed 50% which was less than that of other kinds of soil. The settlement of the pile group with large pile spacing was mainly caused by pile punching and soil compression beneath the pile cap, obviously different from block deformation of pile groups with small pile spacing. Based on the above-mentioned characteristics of the pile group with large pile spacing, a simple design method for composite foundation with settlement-reducing piles was proposed to calculate compression of soil beneath the pile cap and pile-soil interaction in order to obtain the settlement of composite pile foundation. The proposed method had been verified with more than ten practical engineering projects.

Key words: pile group; soft soil; composite foundation with settlement reducing piles; simple design method; settlement calculation

0 引言

深厚软土地基多层建筑在天然地基承载力满足要求或相差不大的情况下, 为减小沉降而采用疏布摩擦型桩, 由桩和桩间土共同承担荷载(相应的承台面积减小), 称此为减沉复合疏桩基础或沉降控制复合桩基。上海地区自 20 世纪 80 年代末由黄绍铭等倡导推广应用这种基础形式以来, 目前已成功建成数百万平方米多层建筑, 温州、天津等地也相继应用, 并积累了一定经验^[1-2]。该种基础形式由 Zeevaert^[3]于 1973 年提

出, 其后 Burland^[4]在第九届国际土力学与基础工程会议的综合报告中也曾提及。上述论文中均未涉及具体的设计计算方法, 但提到这种桩应具备足够的“韧性”, 即当沉降增至很大($s > 10 \sim 20$ cm)时, 其桩身受压承载力仍能确保土提供的支承阻力能发挥至极限。这就要求桩身承载力具有较高的可靠性, 桩端持力层不能太刚硬, 容许桩端发生较大刺入变形。关于减沉复合

收稿日期: 2007-01-05

疏桩基础的设计计算方法目前尚不统一,主要原因是这种桩基在工作荷载下桩-土-承台的相互作用机理、承台和桩的荷载分担、沉降性状等的研究还相对滞后。就设计框架而言,大体可分为两大类:①按简化模式求沉降-桩数曲线,确定桩数,然后计算桩基承载力和沉降,如《上海市地基基础设计规范》^[5];②以承载力控制为先导,沉降量计算为后续^[6]。显然,两类方法都应满足承载力和变形两类极限状态。

本文以软土地基大型模型试验为依据,对复合疏桩基础的承载力和沉降变形特性进行分析,提出减沉复合疏桩基础的设计、沉降计算模式,最后以实际工程进行验证。

1 软土地基复合疏桩基础的承载力与沉降特性

1.1 软土地基群桩模型试验简介^[1]

试验场地地层为淤泥质粉质黏土,承载力特征值 $f_{ak}=40$ kPa; 桩为 $\Phi 100$ mm 钢管,桩长 4.5 m, $l/d=45$; 先钻 $\Phi 80$ mm 孔,然后静压沉桩; 桩距 $s_a=3d, 4d, 6d$, 桩数 $n=3\times 3, 4\times 4$; 每组群桩有对应单桩试验。试验桩由 5 段无缝钢管组成,接头处设置荷载传感器,侧定桩顶、桩端、桩身荷载; 承台底埋设压力盒测定土压力; 采用 SONDEX 沉降仪结合预埋于桩间土中蛇形管测试分层沉降。

1.2 复合疏桩基础承载力性状

从图 1, 2 看出,软土中群桩的平均极限侧阻力平均值随桩距增大而增大,极限端阻力平均值随桩距增大而减小。也就是说,承台-桩-土相互作用对侧阻力产生削弱效应,对端阻产生增强效应。桩距 $6d$ 条件下,这种群桩效应仍然存在,但主要表现为发挥侧阻和端阻极限值所对应的位移加大,其侧阻极限值接近于单桩,端阻极限值仍高于单桩。

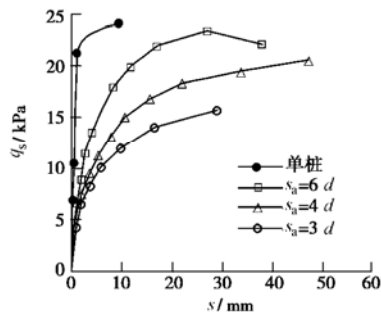


图 1 单、群桩平均侧阻-沉降

Fig. 1 Average lateral friction vs. settlement of pile groups and single piles

由图 3 所示,不同桩距群桩的 $p-s$ 和相应单桩 $nq-s$ (群桩桩数 $n=16$) 曲线可见,桩距 $s_a=6d$ 群桩的

极限承载力 $p_u > 16q_u$, 但群桩效应导致沉降远大于单桩,其 p_u-s 转化为缓变型。这种性状变化对复合疏桩基础工程而言是有利的,上述侧阻和端阻的群桩效应说明疏桩基础的承载力可取单桩承载力之和确定。

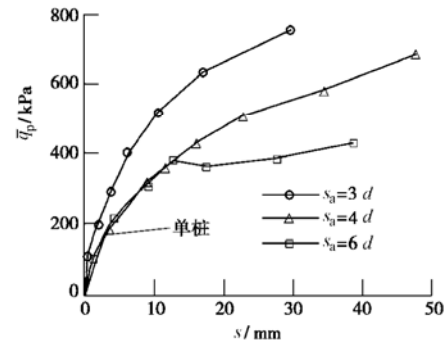


图 2 单、群桩平均端阻-沉降

Fig. 2 Average point resistance vs. settlement of pile groups and single piles

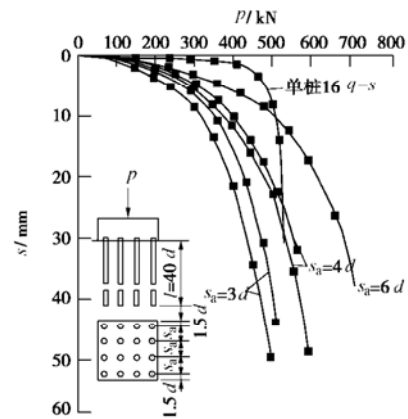


图 3 不同桩距群桩的 $p-s$ 和相应的单桩 $16q-s$ 曲线

Fig. 3 Curves of load-settlement of pile groups ($p-s$) and single pile ($nq-s$)

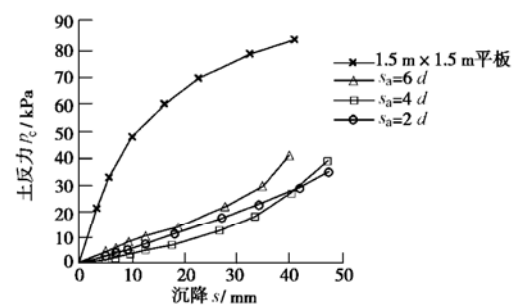


图 4 不同桩距群桩承台及平板试验土反力-沉降曲线

Fig. 4 Average soil reaction vs. settlement beneath pile cap and plate of loading test

1.3 承台土抗力特性

图 4 所示为不同桩距承台 (桩距 $s_a=3d, 4d, 6d$, 桩数 $n=4\times 4$, 承台面积 $A=1.2\text{ m}\times 1.2\text{ m}$, $1.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}$, $2.1\text{ m}\times 2.1\text{ m}$) 和平板 ($A=1.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}$) 荷载试

验的平均土反力-沉降关系。从中看出, 承台与平板平均土反力-沉降曲线型态不同, 前者随沉降增大而增强, 后者随沉降增大而逐渐屈服。这种现象随桩距增大而更趋明显, 这对发挥疏桩基础桩间土的荷载分担作用是有利的。

另外, 图4还表明, 大桩距 ($s_a=6d$) 的承台效应系数 η_c 最大值 (对应于 $s=40$ mm) 仅为 0.5 左右, 远低于一般黏性土、粉土承台效应系数 $\eta_c=0.7\sim 0.9$ 。这可能由于软土灵敏度大且受到扰动, 以及浇注承台前沉桩引起的超孔隙水压力尚未消散所致。

1.4 复合疏桩基础沉降变形特性

根据分层沉降测试结果, 将大、小桩距桩间土、桩底平面以下土的分层沉降表示于图5。从中看出, 对于小桩距 ($3d$) 群桩, 在工作荷载 ($p=p_u/2=205$ kN) 下, 桩间土基本无压缩变形, 即桩、土呈整体沉降; 超过该荷载后, 桩端以上约 $1/3$ 桩长范围内桩间土出现压缩, 并随荷载增大而增大; 对于大桩距 ($6d$) 群桩, 在工作荷载 ($p=p_u/2=320$ kN) 下, 桩间土的压缩引起的沉降占 90% 以上。

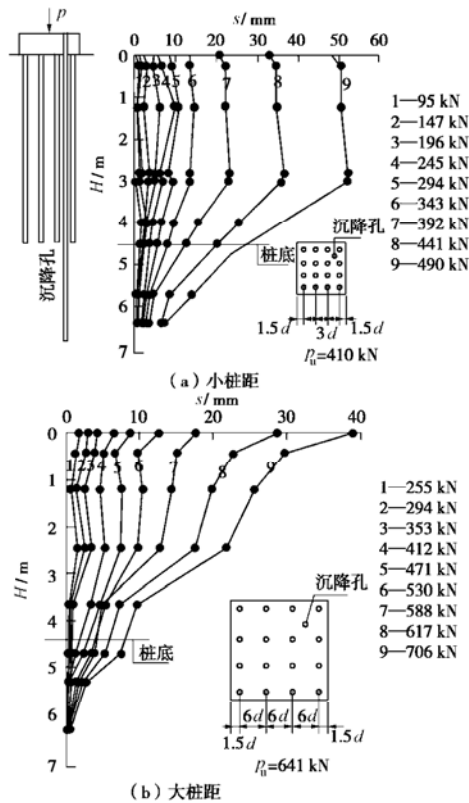


图5 大、小桩距群桩的分层沉降

Fig. 5 Settlement of pile groups with small and large pile spacing

2 复合疏桩基础设计步骤之一: 承台面积和桩数确定

显然, 减沉复合疏桩基础是以减小沉降为目标,

但同时在调整承台面积后, 应满足承载力和变形两种极限状态。由于沉降计算需在承台面积和桩数确定条件下进行, 故先行按承载力公式确定承台面积和桩数, 然后计算沉降, 计算结果不符合要求再调整桩数。

2.1 复合疏桩基础承载力计算

复合疏桩基础的极限承载力可为

$$p_u = nq_u + \eta_c f_u A \quad (1)$$

由式(1)左右边除以桩数和安全系数 $k=2$, 得复合基桩承载力特征值:

$$R = R_u + \eta_c f_{ak} A_c \quad (2)$$

式(1)、(2)中, n 为桩数, q_u 为单桩极限承载力, η_c 为承台效应系数, f_u 为软土地基极限承载力, f_{ak} 为地基承载力特征值, R_u 为单桩承载力特征值, $R_u = q_u/2$, A 为承台总面积, A_c 为单一基桩对应的承台面积。

2.2 桩数确定

减沉复合疏桩基础通常将承台设计为条形, 面积控制系数取 $\xi \geq 0.60$ (筏形承台 $\xi = 1.0$), 由此得承台总面积:

$$A = \xi \frac{F_k + G_k}{f_{ak}} \quad (3)$$

复合基桩承载力应满足:

$$F_k + G_k \leq nR_u + \eta_c f_{ak} A \quad (4)$$

由此得桩数:

$$n \geq \frac{F_k + G_k - \eta_c f_{ak} A}{R_u} \quad (5)$$

式(3)、(5)中, F_k , G_k 分别为荷载效应标准组合下作用于承台顶面的竖向力和承台及其上土重标准值。

3 复合疏桩基础设计步骤之二: 沉降的计算

3.1 计算模式

鉴于复合基桩承台底桩、土沉降协调, 由图5可以看出, 大桩距条件下, 桩基沉降计算可取两种模型: ①如同常规桩基那样, 计算桩端以下土的压缩量; ②计算桩间土的沉降。对于前者要涉及桩端塑性刺入, 在理论上难以解决, 而复疏桩基础桩间土的压缩占总沉降量的绝大部分, 故采用计算桩间土的压缩沉降模型。桩间土的沉降为承台底附加压力压缩量 s_s 与桩土相互作用增沉量 s_{sp} 之和。复合疏桩基础中点沉降为

$$s = \psi(s_s + s_{sp}) \quad (6)$$

(1) Boussinesq 解计算承台底土反力引起的压缩量 s_s

式(5)中承台底土反力产生的沉降为

$$s_s = 4p_0 \sum_{i=1}^m \frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{(i-1)} \bar{\alpha}_{(i-1)}}{E_{si}}, \quad (7)$$

$$p_0 = \eta_p \frac{F - nR_a}{A} \quad (8)$$

式(6)~(8)中: z_i, z_{i-1} 为基底至第 i 层、第 $i-1$ 层土底面的距离(见图6); $\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{i-1}$ 为基底至第 i 层、第 $i-1$ 层土层底范围内的角点平均附加应力系数; 根据承台等效面积的计算分块矩形长宽比 a/b 及深宽比 $z_i/b=2z_i/B_c$, 由有关规范附录表确定; 取承台等效宽度 $B_c = B\sqrt{A/L}$, A 为承台总面积, B, L 为建筑物基础外缘平面的宽度和长度; 引入承台总等效宽度和长度的目的在于简化承台荷载相互影响的计算; E_{si} 为基底以下第 i 层土的压缩模量, 应取自重力至自重压力与附加压力段的模量值; m 为地基沉降计算深度范围土层数; 沉降计算深度按 $\sigma_z = 0.1\sigma_c$ 确定 (σ_z 为附加应力, $\sigma_z = \sum_{j=1}^m a_j p_{0j}$, 其中 p_{0j} 为 $1/4$ 分块平均附加

压力, a_j 为 j 分块角点下附加应力系数); p_0 为按荷载效应准永久值组合计算的假想天然地基平均附加压力; F 为荷载效应准永久组合下作用于基底的总附加荷载; η_p 为考虑基桩刺入变形对承台土反力的影响系数; 按桩端持力层土质确定, 砂土为 1.0, 粉土为 1.15, 黏性土为 1.30; ψ 为沉降计算经验系数, 无当地经验时, 可取 1.0。

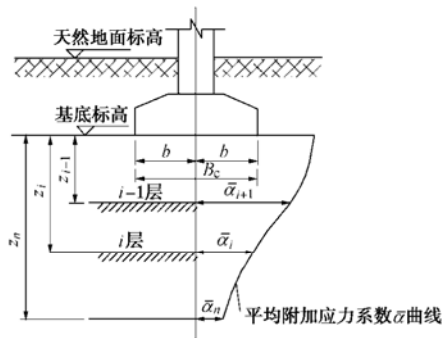


图6 复合疏桩基础沉降计算的分层示意图

Fig. 6 Calculation of soil compression beneath pile cap

(2) 桩-土相互作用增沉量 s_{sp} 计算

桩-土相互影响, 由于摩擦型桩的端阻力很小, 仅考虑侧阻力的影响。由剪切位移法, 离桩中心线 r 处的竖向位移为

$$w_r = \frac{\tau_0 r_0}{G_s} \int_r^{r_m} \frac{d_r}{r} = \frac{\tau_0 r_0}{G_s} \ln \frac{r_m}{r}, \quad (9)$$

式中, τ_0 为桩侧阻力平均值, r_0 为桩半径, G_s 为土的剪切模量 $G_s = E_0/2(1+\nu)$, ν 为泊松比, 软土取 $\nu=0.4$, E_0 为土的变形模量, $E_0 = 1 - \frac{2\nu^2}{(1-\nu)} E_s \approx 0.5E_s$, E_s 为土的压缩模量, r_m 为桩侧土剪切位移

最大半径, 软土 $r_m = 8d$ (d 为桩直径)。

将式(9)积分得桩侧碟形位移体积:

$$V_{sp} = \int_0^{2\pi} \int_0^{r_m} \frac{\tau_0 r_0}{G_s} r \ln \frac{r_m}{r} dr d\theta = \frac{2\pi\tau_0 r_0}{G_s} \left(\frac{r_0^2}{2} \ln \frac{r_0}{r_m} + \frac{r_m^2}{4} - \frac{r_0^2}{4} \right) \quad (10)$$

由于有一定刚度的承台对土位移起均化作用, 故桩土相互作用引起的承台平均沉降, 可将桩侧位移体积除以碟形沉降面积 $\pi(r_m^2 - r_0^2)$ 求得, 当 r_m 大于等效桩距 $\bar{s}_a$ 时, 引入近似重叠系数 $\pi(r_m/\bar{s}_a)^2$, 且令 $\tau_0 = \bar{q}_{su}$, 则

$$s_{sp} = \frac{V_{sp}}{\pi(r_m^2 - r_0^2)} \pi \frac{r_m^2}{\bar{s}_a^2} = \frac{8(1+\nu)\pi\tau_0 r_0}{E_s} \left(\frac{r_0^2}{2} \ln \frac{r_0}{r_m} + \frac{r_m^2}{4} - \frac{r_0^2}{4} \right) \pi \frac{r_m^2}{\bar{s}_a^2} \quad (11)$$

考虑到 $r_m = 8d \gg r_0$, 且 $\nu=0.4$, 式(11)可简化为

$$s_{sp} = \frac{280q_{su}}{E_s} \frac{d}{(\bar{s}_a/d)^2}, \quad (12)$$

式中, d 为桩径, 方形桩 $d=1.25b$ (b 为方形桩截面边长), $\bar{s}_a/d$ 为等效距径比, 对于圆形桩, $\bar{s}_a/d = \sqrt{A}/(nd)$, 方形桩, $\bar{s}_a/d = 0.886\sqrt{A}/(nb)$ 。一般地, $\bar{q}_{su}=30$ kPa, 桩侧 $\bar{E}_s=2$ MPa, $\bar{s}_a/d=6$, $d=0.4$ m。

由式(11)得

$$s_{sp} = 280 \times \frac{30}{2 \times 10^3} \times \frac{1}{36} \times 0.4 = 0.047 \text{ m} \quad (13)$$

3.2 沉降计算方法工程验证

对收集到的 14 项减沉复合疏桩基础工程实测沉降与按本文方法计算结果对比列于表 1。结果表明, 计算值与实测值符合程度较好。

4 复合疏桩基础设计步骤之三: 桩身受压承载力计算

减沉复合疏桩基础自加载起, 存在桩顶荷载与桩间土荷载一定程度的转换, 故桩身满足承载要求至关重要。桩身受压承载力验算式为

$$N \leq \psi_c f_c A_{ps} + 0.9 f_y' A_s' \quad (14)$$

式中 N 为荷载效应基本组合下的桩顶轴向压力设计值; ψ_c 为基桩成桩工艺系数, 预制桩 $\psi_c=0.85$, 泥浆护壁灌注桩 $\psi_c=0.8$; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值, A_{ps} 为桩身横截面面积; f_y' 为纵向主筋抗压强度设计值, A_s' 为纵向主筋截面面积; 当桩顶以下 $5d$ 范围内箍筋未加密时, 不宜计入纵筋的承压作用。

表 1 软土地基减沉复合疏桩基础计算沉降与实测沉降

Table 1 Calculated settlements compared with mesured values of composite foundation with settlement-reducing piles

地点	建筑物层数(地下)/附加压力	基础平面尺寸/(m×m)	桩径 d/桩长 L	承台埋深/桩数	桩端持力层	计算沉降/mm	按实测推算的最终沉降/mm
上海	6/61210	53×11.7	0.2×0.2/16	1.6/161	黏土	108	77
上海	6/52100	52.5×11	0.2×0.2/16	1.6/148	黏土	76	81
上海	6/49718	42×11	0.2×0.2/16	1.6/118	黏土	120	69
上海	6/43076	40×10	0.2×0.2/16	1.6/139	黏土	76	76
上海	6/45490	58×12	0.2×0.2/16	1.6/250	黏土	132	127
绍兴	6/49505	35×10	Φ0.4/12	1.45/142	粉土	55	50
上海	6/43500	40×9	0.2×0.2/16	1.27/152	黏土夹砂	158	150
天津	—/56864	46×16	Φ0.42/10	1.7/161	黏质粉土	63.7	40
天津	—/62507	52×15	Φ0.42/10	1.7/176	黏质粉土	62	50
天津	—/74017	62×15	Φ0.42/10	1.7/224	黏质粉土	55	50
天津	—/62000	52×14	0.35×0.35/17	1.5/127	粉质黏土	100	80
天津	—/106840	84×15	0.35×0.35/17	1.5/220	粉质黏土	100	90
天津	—/64200	54×14	0.35×0.35/17	1.5/135	粉质黏土	95	90
天津	—/82932	56×18	0.35×0.35/12.5	1.5/155	粉质黏土	161	120

5 结 论

(1)软土地基复合桩基的平均侧阻力因群桩效应而削弱,平均端阻力因群桩效应而增强。当桩距增大到 6d 时,其侧阻力极限值趋近于单桩,端阻力极限值仍高于单桩,但发挥至极限值所需沉降均大于单桩。

(2)软土地基群桩承台土抗力发挥值随桩距增大而增大,但在 6d 桩距条件下仍受桩的影响,其承台效应系数 η_c 仅为 50%左右,低于一般黏性土、粉土和砂土。承台土抗力与平板不同,呈现沉降硬化现象。

(3)减沉复合疏桩基础的极限承载力可取各单桩极限承载力之和,再加上桩间土极限承载力乘以承台效应系数。

(4)软土复合疏桩基础的沉降变形性状明显不同于小桩距群桩,后者在工作荷载下,桩、土基本呈整体沉降;复合疏桩基础受荷后即出现桩间土压缩,桩端刺入变形明显,在工作荷载下桩间土压缩引起的沉降占绝大部分,桩端平面以下土的压缩沉降较小。

(5)软土复合疏桩基础的设计可简化为按复合桩基承载力确定桩数,然后计算桩基沉降。

(6)根据复合疏桩基础的沉降变形特性,以计算桩间土地基压缩量与桩-土相互作用增沉量之和,取代传统的计算桩端以下土体压缩的计算模式,更符合实际,并可回避计算桩端塑性刺入的困难和不确定性。

参考文献:

[1] 刘金砺, 黄 强, 李 华, 胡文龙. 软土中群桩承载性能的

试验研究[C]//第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集. 上海: 同济大学出版社, 1991. (LIU Jin-li, HUANG Qiang, LI Hua, HU Wen-long. Experiment on the behaviour of pile groups under vertical load[C]// Proc 6th National Symposium on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Shanghai: Tongji University Press, 1991. (in Chinese))

[2] 黄绍铭, 等. 软土中桩基沉降计算[C]//第四届全国土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983. (HUANG Shao-ming, et al. Caculation on settlement of pile foundation in soft soil [C]// Proc 4th National Symposium on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Beijing: China Architecture & Building Press, 1983. (in Chinese))

[3] ZEEVAERT L. Foundation engineering for difficult subsoil conditions[M]. Van Nostrand-Reinhold Co, 1973.

[4] BURLAND J B, BROMS B B, DEMELLO V H B. Behaviour of Foundation and structure[C]// Proc 9th Int Conf SMFE, Tokyo, 1977(II).

[5] DGJ08-11-1999 上海市工程建设规范一地基基础设计规范[S]. (DGJ08-11-1999 Foundation design code-Shanghai construction engineering code[S]. (in Chinese))

[6] 宰金珉. 复合桩基设计的新方法[C]//第七届全国土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994. (ZAI Jin-min. A new design method for composite pile foundation[C]// Proc 4th National Symposium on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Beijing: China Architecture & Building Press, 1994. (in Chinese))