

刚性桩复合地基负摩阻区深度的一种计算方法

陈明^{1,2}, 李镜培^{1,2}, 梁发云^{1,2}, 史三元³

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部
重点实验室, 上海 200092; 3. 河北工程大学 土木工程学院, 河北邯郸 056038)

摘要: 根据刚性桩复合地基桩身的受力特性, 从其变形模式出发, 利用 Bjerrum 公式, 推导了考虑桩-土-垫层相互作用时负摩阻区深度 l_0 的计算方法. 与实测数据对比, 验证了该算法的可行性. 参数分析表明, 当桩身的弹性模量 E_p 大于某一数值时, 桩土应力比 n 与 l_0 曲线变化已趋稳定, 此时提高桩体强度对复合地基承载力的影响不显著; 而置换率的合理确定对于复合地基承载力的整体发挥有着重要影响; 桩侧土模量增加时负摩阻区深度会减小, 随着荷载的增加, 减小趋势将变弱; 从参数分析结果对比可以得出, 桩侧土模量变化对负摩阻区深度的变化影响最大, 尤其是在等沉面上部土体模量较小时, l_0 的变化幅度可达 23.6%. 因此, 在软土地区采用刚性桩复合地基处理方法时要充分考虑土体模量对负摩阻区深度的影响.

关键词: 刚性桩复合地基; 变形模式; 桩土应力比; 负摩阻区
中图分类号: TU 472 **文献标识码:** A

A Calculation Method for Depth of Negative Friction Zone of Rigid Pile Composite Foundation

CHEN Ming^{1,2}, LI Jingpei^{1,2}, LIANG Fayun^{1,2}, SHI Sanyuan³

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan 056038, China)

Abstract: Based on the load-bearing characteristic and the deformation model of rigid pile composite foundation, the calculation formula of the negative friction area on piles considering the interaction of pile-soil-cushion is deduced and confirmed through a tested example. Parametric analysis shows that when the pile elastic modulus is over a certain value, the curve of $n-l_0$ tends to be stabilized. Thus, it is not necessary to make a high value of pile strength in composite

foundation design. Rationally determination of the replacement rate has an important impact on developing the whole bearing capacity of composite foundation. The depth of negative friction zone will reduce when the soil modulus on the side of pile increasing and the reduction trend will become weak with the increasing of load. A comparison of the results of parametric analysis shows that the change of soil modulus on the side of pile has the greatest impact on the depth of negative friction zone, especially when the soil modulus is small, the depth changes up to 23.6%. Thus, in soft soil area where the rigid pile composite foundation treatment methods are adopted, full consideration should be taken that the soil modulus has great impact on the depth of the negative friction zone.

Key words: rigid pile composite foundation; deformation model; pile-soil stress ratio; the area of negative skin friction

刚性桩复合地基是在地基土中置入桩身刚度较大的桩, 如素混凝土桩或水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 等, 对不满足承载力或变形要求的地基进行加固所形成的一种人工地基, 在这种复合地基与基础之间铺设一定厚度的级配砂石垫层, 用以调节桩与桩间土的荷载分配, 使桩与桩间土共同承受荷载. 正是由于褥垫层的设置, 使得桩端无论落在软弱土层还是硬土层, 从加荷开始就存在一个负摩阻区, 也就是在初始加荷时即有负摩阻力产生^[1].

复合地基的设计思路是以地基土为主, 通过对地基加固处理, 提高地基土的承载或变形能力, 强调对地基土承载力的利用^[2]. 特别是对于刚性桩复合地基, 由于负摩阻力的存在, 它对提高桩间土的承载力、减少复合土层的变形起着有益的作用. 同时, 负

收稿日期: 2010-04-26

基金项目: 高等学校博士学科点专项科研基金(20070247107)

第一作者: 陈明(1979—), 男, 博士生, 主要研究方向为地基处理、桩基础. E-mail: cmly200856@gmail.com

通讯作者: 李镜培(1963—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为土的工程性质、桩基础与深基础. E-mail: lijip2773@tongji.edu.cn

摩阻力促使桩体很快参与共同工作,对整个地基的承载力的提高有利^[1].

桩基的负摩阻力^[3-8]是工程界比较关心的问题之一.在 20 世纪 60 年代,中性点的概念被提出,并先后给出了多种计算方法.然而,目前我国对于刚性桩复合地基负摩阻力的理论研究尚少,实际工程中一般也不加考虑,对负摩阻区深度的计算方法还未见有文献报道.在工程设计中若能知道负摩阻区深度,则可以更准确地计算刚性桩复合地基的承载力及沉降.因此,本文通过 Bjerrum 公式,采用总应力法,考虑了桩-土-垫层的相互作用,推导建立了刚性桩复合地基负摩阻区深度 l_0 的计算关系式.在工程应用中可以通过试验或数值计算得到桩土应力比 n 后再求解 l_0 .

1 负摩阻区深度的计算关系式推导

1.1 刚性桩复合地基变形模式

图 1 给出了刚性桩复合地基变形示意图.图 1a 代表荷载 $P=0$ 时的状态,图 1b 代表加荷后($P>0$)桩的受力状态.

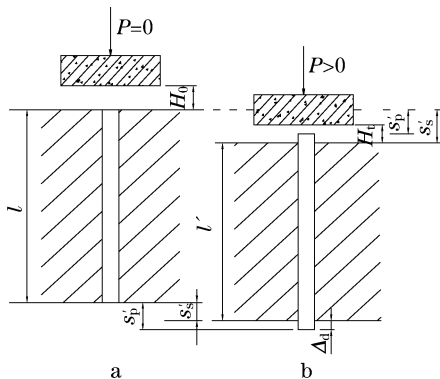


图 1 复合地基变形示意图

Fig.1 Deformation of composite foundation

由于桩间土表面的沉降大于桩顶的沉降,桩顶的一部分进入褥垫层中,称之为上刺入变形,以 Δ_u 表示;在桩端处,桩的沉降大于土的沉降,即产生下刺入变形,以 Δ_d 表示.桩长 l 范围内(也即加固区)土的压缩量 s_1 等于上刺入量与下刺入量及桩身压缩量 Δ_p 之和,即

$$s_1 = \Delta_u + \Delta_d + \Delta_p \quad (1)$$

1.2 基本假设

- (1) 刚性桩为理想线弹性体.
- (2) 桩侧摩阻力采用 Bjerrum 公式计算^[9],即

$$\tau(z) = \alpha \sigma_{sz} \quad (2)$$

式中: $\alpha = k_0 \tan \varphi$, k_0 为土的侧压力系数, φ 为桩土之间的摩擦角; σ_{sz} 为土中竖向总应力.

(3) 在等沉面上下土体具有不同的力学性质,土体压缩模量分别用 E_{s1} 和 E_{s2} 表示(如有多层土则分别取等沉面上下范围内土体压缩模量的加权平均值),侧压力系数分别用 k_{01} 和 k_{02} 表示,桩、土摩擦角分别用 φ_{a1} , φ_{a2} 表示.

(4) 等效单元体侧面剪力和法向位移等于零,桩体的径向变形忽略不计.

(5) 忽略负摩阻力的群桩效应.

1.3 理论推导

由于设置了褥垫层,当刚性桩复合地基受到荷载作用时,在桩顶以下一定深度 l_0 处会出现桩与地基土沉降相等的等沉面.等沉面以上桩受负摩阻力,方向向下;等沉面以下桩受正摩阻力,方向向上.

对于刚性桩复合地基,每个桩体具有一定的加固范围,即如图 2 所示的等效单元体,其外侧表面摩阻力可略去.桩体的径向变形与轴向变形相比非常小,可不考虑,故等效单元体的桩体面积 A_p 与桩侧土体面积 A_s 之比 $M = A_p/A_s = m/(1-m)$ 为一定值,其中 m 为复合地基面积置换率.设桩、土所受的应力分别为 p_p , p_s ,所受外荷载为 p ,则有

$$pA = p_p A_p + p_s A_s$$

$$p = \frac{1 + Mn}{(1 + M)} p_s \quad (3)$$

式中: A 为等效单元体面积.

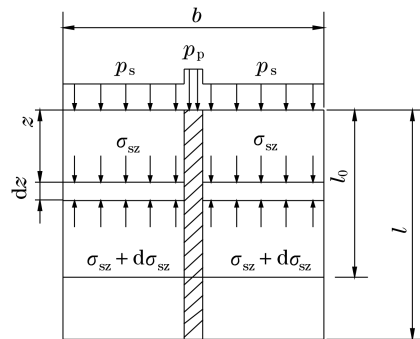


图 2 桩土相互作用的等效单元体

Fig.2 Equivalent unit body of pile-soil interaction

考虑土中 z 处的竖向静力平衡条件,可得出下式(仅考虑土中附加应力作用):

$$A_s \sigma_{sz} - A_s (\sigma_{sz} + d\sigma_{sz}) + \pi d \tau(z) dz = 0 \quad (4)$$

式中: $\tau(z)$ 为桩侧摩阻力,等沉面以上取负,以下取正; σ_{sz} 为土层面所受应力.

将 $\tau(z) = \alpha \sigma_{sz}$ 代入并整理得

$$\frac{d\sigma_{sz}}{dz} + \zeta\sigma_{sz} = 0 \quad (5)$$

式中: $\zeta = \frac{4}{d}\alpha M$, d 为桩体的直径.

对等沉面以上地基土,当 $z = 0$ 时, $\sigma_{sz} = p_s$,则由式(5)求得土中应力为

$$\sigma_{sz1} = p_s e^{-\zeta_1 z} \quad (6)$$

式中: $\zeta_1 = \frac{4}{d}\alpha_1 M$, $\alpha_1 = k_{01} \tan \varphi_{a1}$.

同理,对于等沉面以下地基土,由式(5)求得土中应力为

$$\sigma_{sz2} = p_s e^{-\zeta_1 l_0} e^{\zeta_2(z-l_0)} \quad (7)$$

式中: $\zeta_2 = \frac{4}{d}\alpha_2 M$, $\alpha_2 = k_{02} \tan \varphi_{a2}$.

对等沉面以上加固区利用式(6)可得桩侧土的压缩变形量为

$$s_{11} = \int_0^{l_0} \frac{\sigma_{sz1}}{E_{s1}} dz = \frac{p_s}{E_{s1} \zeta_1} (1 - e^{-\zeta_1 l_0}) \quad (8)$$

同理,对于等沉面以下的加固区,利用式(7)可得桩侧土的压缩变形量

$$s_{12} = \frac{p_s}{E_{s2} \zeta_2} e^{-\zeta_1 l_0} [e^{\zeta_2(l-l_0)} - 1] \quad (9)$$

桩顶刺入垫层中的变形量^[9]为

$$\Delta_u = c_0(p_p - p_s) \quad (10)$$

式中: c_0 为桩顶作用于垫层单位压力时的竖向刺入变形量, $m \cdot kPa^{-1}$.

桩底端刺入下卧层的变形量^[9]为

$$\Delta_d = c_1(p_{p1} - p_{s1}) = c_1 \left[p_p + \frac{p_s}{M} - p_s \left(1 + \frac{1}{M} \right) e^{-\zeta_1 l_0} e^{\zeta_2(l-l_0)} \right] \quad (11)$$

式中: c_1 为桩端作用于下卧层单位压力时的竖向刺入变形量, $m \cdot kPa^{-1}$.

由于桩体模量大,桩身压缩小,则计算桩身压缩量为

$$\Delta_p = \frac{p_p l}{E_p} \quad (12)$$

令 $e^{-\zeta_1 l_0} = \lambda_1$, $e^{\zeta_2(l-l_0)} = \lambda_2$ 则由式(1), (8), (9)可得

$$l_0 = -\frac{1}{\zeta_1} \ln \left[\frac{c_0(n-1) + c_1 \left(n + \frac{1}{M} \right) + \frac{nl}{E_p}}{\frac{1-\lambda_1}{E_{s1} \zeta_1 \lambda_1} + \frac{\lambda_2-1}{E_{s2} \zeta_2} + c_1 \lambda_2 \left(1 + \frac{1}{M} \right)} \right] \quad (13)$$

在方程(13)中,由于 l_0 为隐式表达, λ_1, λ_2 中也有 l_0 这个因子,计算时一般可先假定一个 l_0 值,计算出 λ_1, λ_2 后代入式(13),求出新的 l_0 . 若此计算值与假定值相比误差小于 5% (在工程应用中精度已满足要求), 可选用, 否则用此计算出的 l_0 重新计算 λ_1, λ_2 , 再求出新的 l_0 , 如此反复迭代, 直至假定值与计算值相比误差满足上述条件为止.

2 算例验证

北京市某住宅小区采用素混凝土桩复合地基处理, 现场试验数据见文献[10], 场地土质情况见表 1.

表 1 土性指标

Tab.1 Indexes of soil

土质类型	厚度/m	压缩模量 E_s /MPa		内摩擦角 φ /°	内聚力 c /kPa	桩极限侧阻力/kPa	承载力特征值 f_k /kPa
		100~200 kPa	100~300 kPa				
砂质粉土	1.0	15.3	19.0	31	32	50	200
粉质粘土	3.2	10.5	12.3	22	30	45	200

注: 桩端有 300 mm 进入粉细砂层, 为方便计算按粉质粘土考虑.

现场试验桩长为 4.2 m, 桩径为 400 mm, 桩身混凝土强度等级为 C15, 铺设厚 200 mm 的细砂垫层, 试验压板采用直径为 1.0 m 的圆形载荷板, 相应的置换率 $m = 0.16$, E_{s1}, E_{s2} 取两个压力段的平均值分别为 17.2, 11.4 MPa, $\varphi_{a1} = 31^\circ$, $\varphi_{a2} = 22^\circ$.

图 3 是本文推导方法计算值与实测值的比较结果. 从图 3 可以看出, 负摩阻区深度的计算值略大于实测值, 这主要是由于计算中所采用的土体压缩模量是 100~200 kPa 及 100~300 kPa 的平均值, 而实际的压缩模量是随着荷载的增加而增大的. 在荷载较小时计算曲线与实测曲线偏差较大, 达到 10.4%,

当越来越接近极限荷载时, 计算曲线和实测曲线也越来越接近, 其偏差减小到 6.3%. 通过对比曲线可以看出, 本文推导的计算负摩阻区深度的方法具有较好的适用性, 并且在计算式中能够考虑桩径、桩长、置换率、桩体及桩侧土强度等因素.

3 计算参数影响分析

刚性桩复合地基负摩阻区深度与置换率、桩土相对刚度、桩长径比密切相关, 图 4~8 是根据式(13)的计算结果, 分别列出这些因素变化时对 l_0 的

影响. 计算所用参数详见文献[10].

由图 4 看出, 当 E_p 取 600 MPa 以上时计算曲线与实测值^[11] 具有较好的吻合性, 并且当 $E_p \geq 600$ MPa 时, 计算出的负摩阻区深度会趋于定值, 这表明当桩体强度大于某一数值时, 再提高桩体强度对复合地基的承载力几乎没有影响. 因此, 刚性桩复合地基设计时, 从技术合理、经济节约的角度出发, 不必将桩体强度设置过高, 这

与文献[1]中得到的结论是一致的.

由图 5 看出, 增大置换率 m 可以减小刚性桩复合地基的负摩阻区深度, 但是减小的程度并不明显, 并且随着荷载的增大, 在 4 种置换率下, 负摩阻区深度与桩长之比趋于定值. 因此, 对于提高整个地基承载力, 保证桩间土能够更好地发挥作用而言, 刚性桩复合地基在设计时不宜取过大的面积置换率.

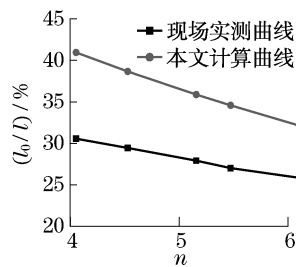


图 3 l_0 计算值与实测值的比较
Fig.3 Results comparison between the calculated and the measured l_0

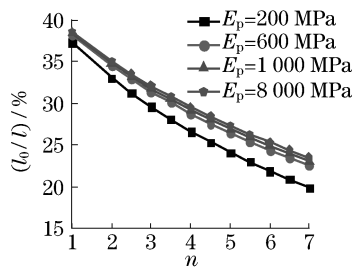


图 4 桩身 E_p 变化时 n 与 l_0/l 关系曲线
Fig.4 Changes of $n-l_0/l$ curve with E_p

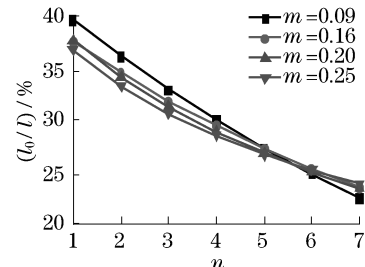


图 5 置换率变化时 n 与 l_0/l 关系曲线
Fig.5 Changes of $n-l_0/l$ curve with the replacement rate m

图 6 中长径比 l/d 的变化仅考虑由桩长改变引起的变化, 由桩径 d 引起的变化规律与此不同, 因桩径的改变引起了置换率的改变.

此处计算桩径按文献[10]中取为 400 mm. 可以看出, 在小荷载作用时, 不同桩长的负摩阻区深度比较接近. 此时, 外部荷载主要由地基土来承担, 说明桩长对小荷载阶段的桩土分担影响不大. 随着荷载的增加, 长短桩不同的承载力才使不同桩长的负摩阻区深度有了区别, 但是这种区别随着桩长的增长而逐渐变小. 如 $l/d = 20.0, 25.0, 37.5$ 时曲线没有多大差别, 说明当桩长增加到一定值后, 会出现临界桩长的现象.

在相同荷载水平下, 负摩阻区深度和桩土应力比随等沉面上部土体模量的增大而减小, 但减小的幅度不一样, 桩侧土体模量小时减小的幅度大, 模量大时减小的幅度小. 另外, 在施加的荷载较小时, 减小的幅度较大, 随着荷载的增加, 这种减小趋势已变

得较弱. 值得注意的是在接近极限荷载时, 虽然桩侧土体强度不同, 但负摩阻区深度和桩土应力比的变化会趋于定值. 这是由于上部土层往往埋深浅、强度小, 在受到荷载作用时等沉面以上桩侧阻力很快就能达到极限值. 如图 7 所示.

在相同荷载水平下增大等沉面下部土体强度时, 负摩阻区深度与桩土应力比也呈减小的趋势. 在本文分析中, 当 $E_{s2} = 10$ MPa 和 $E_{s2} = 20$ MPa 时减小趋势较明显, 在 $E_{s2} \geq 30$ MPa 时, 减小趋势已变得较弱. 在荷载较小时, 等沉面下部土体强度对负摩阻区深度和桩土应力比的影响不大, 但随着荷载的增加, 对负摩阻区深度与桩土应力比变化曲线的影响增大. 这是由于在荷载较大时, 桩侧阻力发挥得比较完全, 土体模量大, 压缩性小, 桩侧土体分担的荷载较大. 因此, 4 条曲线在接近极限荷载时显出的差别加大. 如图 8 所示.

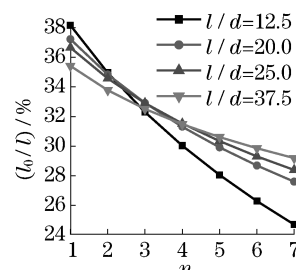


图 6 桩长径比变化时 n 与 l_0/l 关系曲线
Fig.6 Curve of $n-l_0/l$ changed with l/d

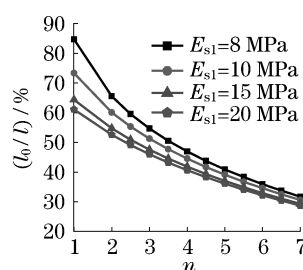


图 7 等沉面上部土体强度变化时 n 与 l_0/l 关系曲线
Fig.7 Changes of $n-l_0/l$ curve with E_{s1}

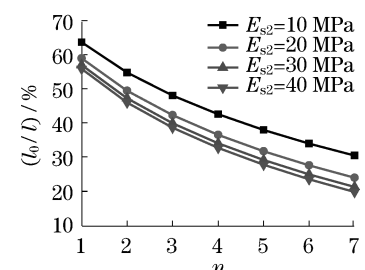


图 8 等沉面下部土体强度变化时 n 与 l_0/l 关系曲线
Fig.8 Changes of $n-l_0/l$ curve with E_{s2}

从图7,8中可以看出,随桩侧土模量变化时,负摩阻区深度的变化趋势是一致的,当桩侧土体强度大于某一值时(本文分析中为 $E_{s1} \geq 15 \text{ MPa}$, $E_{s2} \geq 30 \text{ MPa}$),负摩阻区深度随土体强度增大而减少的趋势已不明显,这反映出在桩侧土体模量较小时将对负摩阻区深度的变化产生较大的影响。

综合对比上述几种参数对负摩阻区深度的影响,可知桩侧土模量变化时对负摩阻区深度的变化影响最大,尤其是在等沉面上部土体模量较小时, l_0 的变化幅度可达23.6%。因此,在软土地区采用刚性桩复合地基处理方法时要充分考虑土体模量对负摩阻区深度的影响。

4 结论

本文推导的计算负摩阻区深度的方法,能够考虑桩径、桩长、置换率、桩土应力比、桩体强度以及桩侧土体的强度等因素的影响。通过与试验实测数据对比,表明本文推导的计算 l_0 的公式具有良好的适用性。工程实践表明在刚性桩复合地基中,桩体发生破坏的情形极少,通过采用桩周和桩端土对桩的支承力来计算其极限承载力是合理的,因此通过本文计算得到的 l_0 可以更准确地确定刚性桩复合地基的承载力。另外,由于目前应用于刚性桩复合地基加固区土层压缩量的计算方法如复合模量法、应力修正法等都没有考虑刚性桩桩体的上下刺入变形的特性,其计算结果往往有较大的偏差。利用本文的公式在计算出 l_0 后,可以准确地计算加固区土层的压缩量,这对刚性桩复合地基的沉降计算是一个有益的补充,也为相应的理论研究提供了新的思路。

通过参数分析可以得出:当 E_p 大于某一数值时,负摩阻区深度将趋于定值。此时,桩体材料刚度的变化对刚性桩复合地基承载性能的影响不大。因此,复合地基设计时,不必把桩体强度取得很高。同时,对于提高整个地基承载力,保证桩间土能够更好地发挥作用而言,在刚性桩复合地基设计时也不宜取过大的面积置换率。负摩阻区深度随桩侧土强度的增加而减小,但在荷载增加时这种减小趋势将变弱。

参数分析结果对比表明:桩侧土模量变化时对负摩阻区深度的变化影响最大,尤其是在等沉面上部土体模量较小时, l_0 的变化幅度可达23.6%。因此,在软土地区采用刚性桩复合地基处理方法时要

充分考虑土体模量对负摩阻区深度的影响。

参考文献:

- [1] 阎明礼,张东刚. CFG桩复合地基技术及工程实践[M]. 第2版. 北京:中国水利水电出版社,2006.
YAN Mingli, ZHANG Donggang. Technology and engineering practice of CFG composite foundation[M]. 2nd ed. Beijing: China Water Power Press, 2006.
- [2] 梁发云. 混合桩型复合地基工程性状的理论与试验研究[D]. 上海:上海交通大学建工学院,2004.
LIANG Fayun. Theoretical and experimental studies on composite foundation with hybrid piles[D]. Shanghai: Shanghai Jiaotong University. School of Civil Engineering and Mechanics, 2004.
- [3] Chandler R J, Martins J P. An experimental study of skin friction around piles in clay [J]. Geotechnique, 1982, 32(2):119.
- [4] 周国林. 单桩负摩阻力传递机理分析[J]. 岩土力学, 1991, 12(3):35.
ZHOU Guolin. The analysis on negative friction of piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 1991, 12(3):35.
- [5] 马时冬. 桩身负摩阻力的现场测试与研究[J]. 岩土力学, 1997, 18(1):8.
MA Shidong. Study on the field measurement of negative friction of piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, 18(1):8.
- [6] Lee C J, Bolton M D, AL Tabbaa A. Numerical modeling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundation [J]. Geotechnique, 2002, 52(5):325.
- [7] 陈显新,徐新跃. 桩身负摩阻力的若干问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(1):4615.
CHEN Xianxin, XU Xinyue. Several issues about negative skin friction of piles [J]. Chinese Journal of Mechanics and Engineering, 2004, 23(1):4615.
- [8] Emilioms M Comodromos, Spyridoula V Bareka. Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis [J]. Computers and Geotechnics, 2005, 32:210.
- [9] 折学森. 软土地基沉降计算[M]. 北京:人民交通出版社,1998.
ZHE Xuesen. Calculation of soft ground[M]. Beijing: China Communications Press, 1998.
- [10] 池跃君,宋二祥,金淮,等. 素混凝土桩复合地基荷载传递机理的试验研究[J]. 工业建筑, 2001, 31(4):39.
CHI Yuejun, SONG Erxiang, JIN Huai, et al. Study on loads transferring mechanism of composite grounds with concrete piles[J]. Industrial Construction, 2001, 31(4):39.
- [11] 池跃君,宋二祥,高文新. 刚性桩复合地基承载及变形特性试验研究[J]. 中国矿业大学学报, 2002, 31(3):237.
CHI Yuejun, SONG Erxiang, GAO Wenxin. Experimental research of load-bearing and deformation characteristics of rigid pile composite ground[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2002, 31(3):237.