

DOI: 10.11779/CJGE201602011

考虑负摩阻力的刚性桩复合地基中性面深度及 桩土应力比计算

武崇福¹, 郭维超¹, 李雨浓¹, 铁 瑞²

(1. 燕山大学建筑工程与力学学院, 河北 秦皇岛 066004; 2. 燕山大学科学技术研究院, 河北 秦皇岛 066004)

摘要: 研究了刚性桩复合地基桩侧摩阻力在线性模式下中性面深度及桩土应力比的计算方法。根据刚性桩复合地基各组成部分的沉降变形关系, 推导了垫层-桩-土的变形协调方程。考虑负摩阻力对桩土工作性状的影响, 将桩侧摩阻力分布由试验曲线简化为线性模式, 同时考虑桩顶刺入褥垫层, 桩底刺入下卧层, 结合桩土变形协调方程推导了中性面深度、桩顶平面桩土应力比、中性面桩土应力比的计算公式。分析了多种因素对中性面深度及桩土应力比的影响, 结果表明: 刚性桩复合地基的中性面深度比在 0.15~0.35 之间, 中性面桩土应力比相比桩顶平面桩土应力比增大 10%~40%。最后应用于某工程现场载荷试验和某刚性桩复合地基模型试验, 计算值与试验值吻合较好。

关键词: 刚性桩复合地基; 负摩阻力; 中性面深度; 桩土应力比; 影响因素

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2016)02-0278-10

作者简介: 武崇福(1966-), 男, 教授, 硕士生导师, 主要从事岩土工程教学科研工作及工程应用。E-mail: wcfysu@163.com。

Calculation of neutral surface depth and pile-soil stress ratio of rigid pile composite foundation considering influence of negative friction

WU Chong-fu¹, GUO Wei-chao¹, LI Yu-nong¹, TIE Rui²

(1. College of Civil Engineering and Mechanics, Yanshan University, Qinhuangdao 066004, China; 2. Institute of Science and Technology, Yanshan University, Qinhuangdao 066004, China)

Abstract: The computing method for determining the neutral surface depth and pile-soil stress ratio of rigid pile composite foundation is studied under skin friction of pile using a linear model. A cushion-pile-soil deformation compatibility equation is derived based on the settlement deformation relationship among different constituent parts of rigid pile composite foundation. The distribution of the skin friction is simplified from a test curve to a linear model by taking into account the influence of negative friction on working properties of the pile and soil. Additionally, considering the top of the pile piercing into the cushion and the bottom of the pile into the substratum, and using the cushion-pile-soil deformation compatibility equation, a model is created to describe the neutral surface depth and pile-soil stress ratios on the top surface and neutral surface of the pile. Using the proposed method, the effects of various factors on the neutral surface depth and pile-soil stress ratio are analyzed. The results show that the neutral surface depth ratio of the rigid pile composite foundation is within 0.15~0.35, and that the pile-soil stress ratio on the neutral surface of the pile increases by 10%~40% of the top plane of the pile. Finally, the proposed method is applied to an engineering field test and a rigid pile composite foundation model test, and the calculated values are consistent with the experimental ones.

Key words: rigid pile composite foundation; negative friction; neutral surface depth; pile-soil stress ratio; influence factor

0 引言

刚性桩复合地基是近年来发展较快的一种地基处理技术, 其由褥垫层、刚性桩以及桩间土 3 部分组成。由于褥垫层的设置, 上部荷载通过褥垫层作用在桩和桩间土上, 桩土协调变形, 使桩间土始终参与承载工作, 因此有较好的经济性; 相比在多层建筑中应用较

多的柔性桩复合地基, 刚性桩复合地基可以使地基承载力提高幅度更大, 能够满足高层建筑对地基承载力及沉降的要求, 因此在高层建筑中应用较多^[1]。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408527); 秦皇岛市科学技术研究与发展计划项目(201302A220)

收稿日期: 2014-12-03

刚性桩复合地基在桩土协调变形过程中, 桩土差异沉降使得桩身上下分别形成负摩阻力区和正摩阻力区, 交界面处为中性面^[2]。在负摩阻力区, 土体沉降大于桩体沉降, 桩侧摩阻力向下, 为负摩阻力; 在正摩阻力区, 土体沉降小于桩体沉降, 桩侧摩阻力向上, 为正摩阻力。负摩阻力区的存在使得桩身应力并非在桩顶处最大, 而是在中性面处达到最大, 因此, 考虑了负摩阻力的桩土应力比也在中性面处达到最大, 桩侧摩阻力分布及桩身应力随深度变化示意图如图 1 所示。然而, 桩土应力比作为刚性桩复合地基承载力和沉降计算的重要参数, 在实际工程运用中往往仅考虑桩顶平面桩土应力比, 尤其是在桩体承载力设计时仅以桩顶应力为准, 忽略了桩体中性面处的最大应力, 即没有考虑负摩阻力对桩身应力变化的影响, 这显然与刚性桩复合地基的实际受力情况不符, 在工程设计中是不安全的。因此, 在考虑负摩阻力的情况下对中性面深度及桩土应力比进行研究, 可以真实地计算出中性面处最大桩土应力比以及桩的最不利受力状况, 并根据桩体在中性面的最大受力调整桩体配筋, 具有一定的工程研究价值。

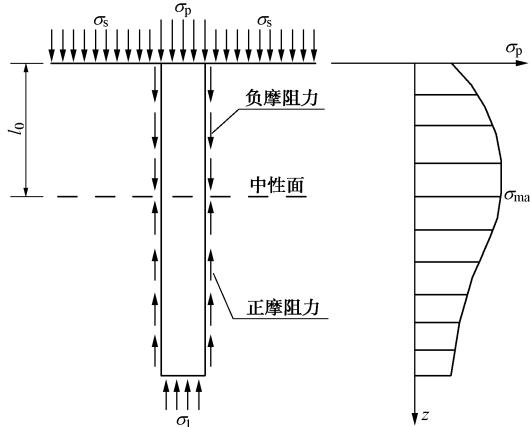


图 1 桩侧摩阻力分布及桩身应力随深度变化示意图

Fig. 1 Variation of pile skin friction distribution and pile stress with depth

近年来, 中国学者针对桩土应力比进行了细致的研究^[3-10], 但多数工作研究的重点仍集中在桩顶平面桩土应力比, 针对中性面桩土应力比的研究还未见有文章报道。如朱世哲等^[3]假设垫层为理想弹性体和理想弹塑性体两种情况, 考虑桩土相互作用, 推导了刚性桩复合地基桩土应力比的计算公式, 但在推导中未考虑负摩阻力的影响, 并且假设桩侧摩阻力均匀分布, 与实际不符; 但汉成等^[4]综合考虑桩体负摩阻力、桩顶刺入垫层和桩端刺入持力层的情况, 采用简化和收敛的方法, 推导了 CFG 桩复合地基桩土应力比的计算公式, 但计算模型较为复杂且在推导中未考虑桩体的压缩变形; Han 等^[5]利用数值分析方法对桩土应力比

的影响因素进行了分析; 吕伟华等^[6]针对高速公路中的刚性桩复合地基, 综合考虑上部路堤荷载转移与加固区桩土相互作用, 提出了一种桩土应力比的计算方法, 但该计算公式仅在路堤填筑高度较高时适用。综上所述, 对桩土应力比的研究仍需进一步深入, 为此, 本文在前人工作的基础上, 拟考虑负摩阻力对桩土工作性状的影响, 将桩侧摩阻力分布由试验曲线简化为线性模式, 利用垫层-桩-土的变形协调方程, 推导中性面深度、桩顶平面桩土应力比以及中性面桩土应力比的计算公式, 以期为刚性桩复合地基承载力和沉降计算提供更为准确的参数。

1 计算模型的建立

1.1 基本假定

(1) 刚性桩复合地基中, 桩体按正方形等间距布置, 不考虑地基整体边界条件的影响。

(2) 刚性桩及桩间土视为各向同性的线弹性体。

(3) 计算单元体法向位移及侧面剪力为零, 不考虑桩体的径向变形。

1.2 建立计算模型

根据基本假定 (1), 取单根桩及其周围加固的土体作为计算单元体进行分析, 如图 2 所示, 图中 S_x , S_y 为桩体中心距。计算单元体在上覆荷载作用下, 由于桩间土表面沉降大于桩顶沉降, 桩顶的一部分会刺入褥垫层; 而在桩端处, 桩体沉降大于土体沉降, 会产生下刺入变形, 变形示意图如图 3 所示, 图中 S_1 为桩间土顶面的沉降量, S_2 为桩体顶面的沉降量, δ_1 为桩体顶面刺入褥垫层的深度, S_3 为桩间土底面的沉降量, S_4 为桩体底面的沉降量, δ_2 为桩体底面刺入下卧层的深度。

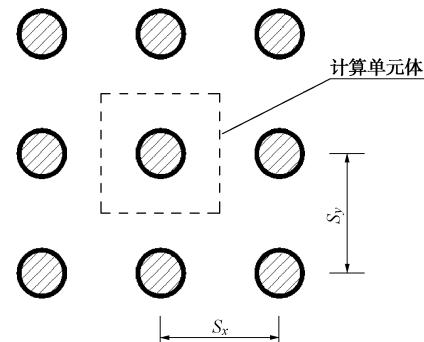


图 2 计算单元体示意图

Fig. 2 Schematic diagram of calculation elements

1.3 桩侧摩阻力的合理简化

根据以往学者的试验研究, 桩侧摩阻力的发挥与桩土相对位移有关, 比较合理的桩侧摩阻力变化曲线如图 4 所示^[11]。陈健等^[12]、郭忠贤等^[13]在分析刚性桩

复合地基的工作性状时将该曲线简化为线性分布, 取得了较好的成果, 如图 5 所示。

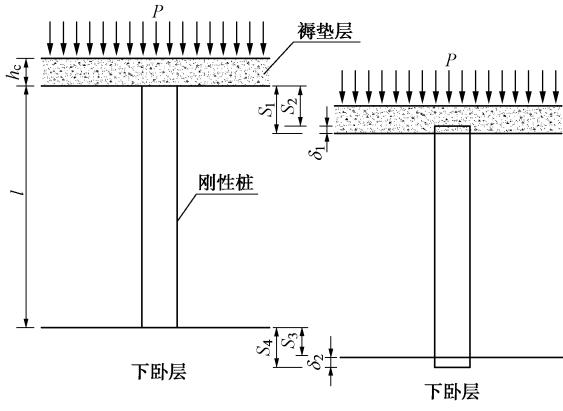


图 3 计算单元体在上覆荷载作用下的变形示意图

Fig. 3 Deformation of calculation element under overlying loads

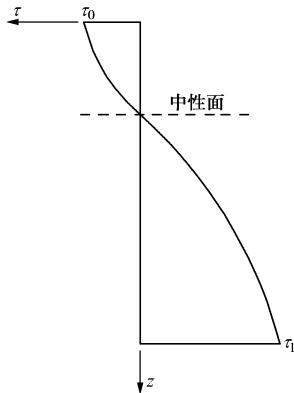


图 4 桩身侧摩阻力试验曲线

Fig. 4 Test curve of pile skin friction

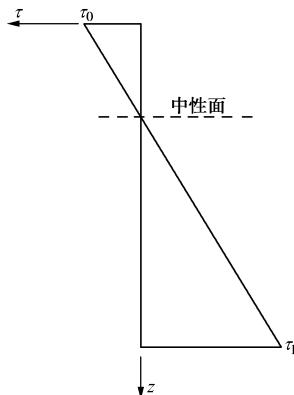


图 5 桩身侧摩阻力简化曲线

Fig. 5 Simplified curve of pile skin friction

这一简化虽与桩侧摩阻力分布的实际情况不完全相符, 但较好的体现了桩侧摩阻力随桩土相对位移变化的性质, 与桩侧摩阻力简化为均匀分布相比更为合理, 与按非线性分布相比更为简单适用。因此, 本文采用这一简化, 桩顶处桩土相对位移最大, 负摩阻力最大, 最大负摩阻力采用 Berrum 公式计算^[14]:

$$\tau_0 = k \tan \varphi \sigma_s, \quad (1)$$

式中, $k = \tan^2(45^\circ + \varphi_0/2)$, 为土体的被动土压力系数, φ_0 为土体的内摩擦角, φ 为桩土摩擦角, σ_s 为桩间土表面竖向应力。中性面处, 桩土相对位移为零, 负摩阻力为零, 则根据桩顶和中性面处的负摩阻力按线性分布确定桩身其余部分的摩阻力 $\tau(z)$:

$$\tau(z) = \tau_0 \left(1 - \frac{z}{l_0}\right), \quad (2)$$

式中, l_0 为中性面的深度, $\tau(z)$ 为正值时, 表示负摩阻力, $\tau(z)$ 为负值时, 表示正摩阻力。

2 变形协调方程的建立

根据图 3 中各部分的沉降变形关系, 易得如下关系:

$$S_s = S_1 - S_3, \quad (3)$$

$$\delta_p = S_2 - S_4, \quad (4)$$

$$S_1 = S_2 + \delta_1, \quad (5)$$

$$S_3 = S_4 - \delta_2, \quad (6)$$

式中, S_s 为桩间土的总压缩变形量, δ_p 为刚性桩的总压缩变形量。将式(5)、(6)代入式(3)并结合式(4), 整理得:

$$S_s = \delta_1 + \delta_2 + \delta_p. \quad (7)$$

刚性桩发生上、下刺入变形时, 在中性面处桩土沉降量相等, 因此可以将中性面作为上下分界面, 则根据式(7), 得中性面上下桩土相互作用时的变形协调方程为

$$S_{su} = \delta_1 + \delta_{pu}, \quad (8)$$

$$S_{sd} = \delta_2 + \delta_{pd}, \quad (9)$$

式中, S_{su} , δ_{pu} 分别为中性面以上桩间土和刚性桩的压缩变形量, S_{sd} , δ_{pd} 分别为中性面以下桩间土和刚性桩的压缩变形量。

3 中性面深度及桩土应力比求解

计算单元体的受力简图如图 6 所示, 图中 σ_p , σ_s 为上部荷载经褥垫层调整后引起的桩顶及桩间土表面竖向应力。设刚性桩复合地基上部结构传至垫层顶面的均布荷载为 P , 桩体面积置换率为 m , 则有如下关系^[15]:

$$P = m\sigma_p + (1 - m)\sigma_s. \quad (10)$$

以桩间土顶面为基准面, 在深度 z 处取桩间土微单元体, 列竖向静力平衡方程:

$$\sigma_{sz} A_s - (\sigma_{sz} + d\sigma_{sz}) A_s - \tau(z) u_p dz = 0, \quad (11)$$

式中, σ_{sz} 为深度 z 处桩间土中竖向应力, A_s 为计算单元体桩间土的面积, u_p 为桩截面周长。令 $\lambda = u_p / A_s$, 整理式(11)得

$$\frac{d\sigma_{sz}}{dz} + \lambda\tau(z) = 0 \quad . \quad (12)$$

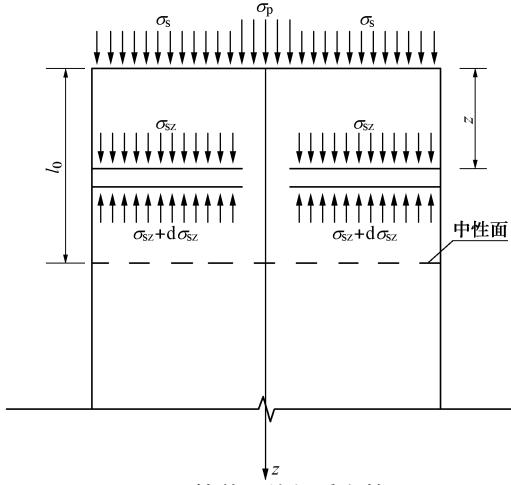


图 6 计算单元体的受力简图

Fig. 6 Forces acting on calculation element

将式(2)带入式(12)并求解得

$$\sigma_{sz} = \frac{\lambda\tau_0}{2l_0}z^2 - \lambda\tau_0z + C_1 \quad . \quad (13)$$

对中性面以上的桩间土, 当 $z=0$ 时, $\sigma_{sz}=\sigma_s$, 将此边界条件带入式(13), 可解得 $C_1=\sigma_s$, 代回式(13)得

$$\sigma_{sz} = \frac{\lambda\tau_0}{2l_0}z^2 - \lambda\tau_0z + \sigma_s \quad . \quad (14)$$

深度 z 处刚性桩的桩身应力 σ_{pz} 为

$$\sigma_{pz} = \sigma_p + \frac{1}{A_p} \int_0^z \tau(z)u_p dz \quad , \quad (15)$$

式中, A_p 为桩体的截面面积。将式(2)带入式(15)并令 $\gamma=u_p/A_p$, 整理得

$$\sigma_{pz} = \sigma_p + \gamma \left(\tau_0 z - \frac{\tau_0}{2l_0} z^2 \right) \quad . \quad (16)$$

根据式(14), 可得中性面以上和以下桩间土的压缩变形, 分别为

$$S_{su} = \int_0^{l_0} \frac{\sigma_{sz}}{E_s} dz = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_s l_0 - \frac{\lambda\tau_0}{3} l_0^2 \right) \quad , \quad (17)$$

$$\begin{aligned} S_{sd} &= \int_{l_0}^l \frac{\sigma_{sz}}{E_s} dz \\ &= \frac{1}{E_s} \left(\frac{\lambda\tau_0}{6l_0} l^3 - \frac{\lambda\tau_0}{2} l^2 + \sigma_s l - \sigma_s l_0 + \frac{\lambda\tau_0}{3} l_0^2 \right) \end{aligned} \quad , \quad (18)$$

式中, E_s 为加固区桩间土的压缩模量, 当为分层土时, E_s 取各层土的加权压缩模量, 即

$$E_s = \frac{E_{s1}l_1 + E_{s2}l_2 + \dots + E_{sn}l_n}{l} \quad , \quad (19)$$

式中, $E_{s1}, E_{s2}, \dots, E_{sn}$ 为各土层的压缩模量, l_1, l_2, \dots, l_n 为各土层的厚度, l 为加固区土层的总厚度。

根据式(16), 可得中性面以上和以下刚性桩的压缩变形, 分别为

$$\delta_{pu} = \int_0^{l_0} \frac{\sigma_{pz}}{E_p} dz = \frac{1}{E_p} \left(\sigma_p l_0 + \frac{\gamma\tau_0}{3} l_0^2 \right) \quad , \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \delta_{pd} &= \int_{l_0}^l \frac{\sigma_{pz}}{E_p} dz \\ &= \frac{1}{E_p} \left(-\frac{\gamma\tau_0}{6l_0} l^3 + \frac{\gamma\tau_0}{2} l^2 + \sigma_p l - \sigma_p l_0 - \frac{\gamma\tau_0}{3} l_0^2 \right) \end{aligned} \quad , \quad (21)$$

式中, E_p 为刚性桩的弹性模量。

刚性桩刺入垫层深度 δ_1 可按下式计算^[14]:

$$\delta_1 = c_u (\sigma_p - \sigma_s) \quad , \quad (22)$$

式中, c_u 为桩顶作用于褥垫层单位压力时的竖向刺入量,

$$c_u = L_c / E_c \quad , \quad (23)$$

其中, L_c 为褥垫层的厚度, E_c 为褥垫层的压缩模量。

刚性桩桩端刺入下卧层的深度 δ_2 可按下式计算:

$$\delta_2 = c_d (\sigma_{pl} - \sigma_{sl}) \quad , \quad (24)$$

$$c_d = 1/K = \frac{(1 - \mu_0^2)w\sqrt{A_d}}{E_0} \quad . \quad (25)$$

式中 c_d 为桩端作用于下卧层单位压力时的竖向刺入量, 按式(25)计算^[16]; K 为桩端土体的基床系数; μ_0 为桩端土的泊松比; A_d 为桩体的底面积; w 为沉降影响系数, 根据文献[16]由基础底面长宽比确定取值, 此处取 0.79; E_0 为桩端土的变形模量; σ_{sl} , σ_{pl} 分别为桩端处桩间土及桩体的竖向应力。将 $z=l$ 代入式(14)、(16)便得到二者的表达式:

$$\sigma_{sl} = \frac{\lambda\tau_0}{2l_0} l^2 - \lambda\tau_0 l + \sigma_s \quad , \quad (26)$$

$$\sigma_{pl} = \sigma_p + \gamma \left(\tau_0 l - \frac{\tau_0}{2l_0} l^2 \right) \quad . \quad (27)$$

将式(26)、(27)代入式(24)整理得

$$\delta_2 = c_d \left[\sigma_p - \sigma_s + (\gamma + \lambda)\tau_0 l - \frac{(\gamma + \lambda)\tau_0 l^2}{2l_0} \right] \quad . \quad (28)$$

将式(17)、(20)、(22)代入式(8)得

$$\frac{1}{E_s} \left(\sigma_s l_0 - \frac{\lambda\tau_0}{3} l_0^2 \right) = c_u (\sigma_p - \sigma_s) + \frac{1}{E_p} \left(\sigma_p l_0 + \frac{\gamma\tau_0}{3} l_0^2 \right) \quad . \quad (29)$$

将式(18)、(21)、(28)代入式(9)得

$$\begin{aligned} &\frac{1}{E_s} \left(\frac{\lambda\tau_0}{6l_0} l^3 - \frac{\lambda\tau_0}{2} l^2 + \sigma_s l - \sigma_s l_0 + \frac{\lambda\tau_0}{3} l_0^2 \right) \\ &= \frac{1}{E_p} \left(-\frac{\gamma\tau_0}{6l_0} l^3 + \frac{\gamma\tau_0}{2} l^2 + \sigma_p l - \sigma_p l_0 - \frac{\gamma\tau_0}{3} l_0^2 \right) + \\ &c_d \left[\sigma_p - \sigma_s + (\gamma + \lambda)\tau_0 l - \frac{(\gamma + \lambda)\tau_0 l^2}{2l_0} \right] \end{aligned} \quad . \quad (30)$$

将式(1)带入式(29)并整理得

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} = \frac{\alpha_1}{\alpha_2}, \quad (31)$$

式中, n 为桩顶平面桩土应力比, $\alpha_1 = \frac{l_0}{E_s} + \frac{c_u - \lambda k \tan \varphi l_0^2}{3E_s} - \frac{\gamma k \tan \varphi l_0^2}{3E_p}$, $\alpha_2 = c_u + \frac{l_0}{E_p}$ 。

将式(1)带入式(30)并整理得

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} = \frac{\alpha_3}{\alpha_4}, \quad (32)$$

式中,

$$\begin{aligned} \alpha_3 &= \frac{1}{E_s} \left(\frac{\lambda k \tan \varphi l^3}{6l_0} - \frac{\lambda k \tan \varphi l^2}{2} + l - l_0 + \frac{\lambda k \tan \varphi l_0^2}{3} \right) - \\ &\quad \frac{1}{E_p} \left(-\frac{\gamma k \tan \varphi l^3}{6l_0} + \frac{\gamma k \tan \varphi l^2}{2} - \frac{\gamma k \tan \varphi}{3} l_0^2 \right) - \\ &\quad c_d \left[-1 + (\gamma + \lambda) k \tan \varphi l - \frac{(\gamma + \lambda) k \tan \varphi l^2}{2l_0} \right], \\ \alpha_4 &= c_d + \frac{l}{E_p} - \frac{l_0}{E_p}. \end{aligned}$$

联立式(31)、(32)得

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_2} = \frac{\alpha_3}{\alpha_4}, \quad (33)$$

以上 α_1 , α_2 , α_3 , α_4 只包含 l_0 一个未知量, 带入已知量, 便可解得中性面深度 l_0 的值。将 l_0 带回式(31)便得到桩顶平面桩土应力比的值。

联立式(10)、(31)解得

$$\sigma_p = \frac{P}{m + (1-m) \frac{\alpha_2}{\alpha_1}}, \quad (34)$$

$$\sigma_s = \frac{\alpha_2 P}{\alpha_1 m + \alpha_2 (1-m)}. \quad (35)$$

将 $z = l_0$ 代入式(14)、(16)便得到中性面处桩土应力比的表达式:

$$n_0 = \frac{\sigma_{p l_0}}{\sigma_{s l_0}} = \frac{2\sigma_p + \gamma \tau_0}{2\sigma_s - \lambda \tau_0}. \quad (36)$$

由于在式(33)中已经解得 l_0 的值, 则式(34)~(36)全为已知量。至此, 中性面深度 l_0 、桩顶平面桩土应力比 n 以及中性面桩土应力比 n_0 已经全部解出。

4 中性面深度及桩土应力比影响因素分析

根据第3节推导的公式可知, 刚性桩复合地基中性面深度及桩土应力比与多种因素有关。为了探求各因素对中性面深度及桩土应力比的影响, 现假定某刚

性桩复合地基, 刚性桩的物理力学参数: 桩长=10 m, 桩径=0.4 m, 密度=2200 kg/m³, 弹性模量=12000 MPa, 泊松比=0.2。褥垫层、桩间土、下卧层的物理力学参数见表1, 其他计算参数为: 上覆荷载为300 kPa, 褥垫层厚度为300 mm, 桩间距为2.0 m, 桩土摩擦角为16°。本文重点探讨褥垫层厚度、褥垫层模量、桩长、桩径、桩间土压缩模量、桩体中心距6种因素对中性面深度及桩土应力比的影响。计算时不考虑各因素相互叠加的影响, 每次只改变一个因素, 根据第3节推导的公式分别计算中性面深度比(中性面深度与桩长的比值)、桩顶平面桩土应力比以及中性面桩土应力比。

表1 褥垫层、桩间土、下卧层物理力学参数^[18]

Table 1 Physical and mechanical parameters of cushion, soil between piles and underlying layer

| 材料 | 压缩模量 /MPa | 泊松比 | 密度 /kg·m ⁻³ | 黏聚力 /kPa | 内摩擦角 /° |
|-----|-----------|------|------------------------|----------|---------|
| 褥垫层 | 40 | 0.3 | 1950 | — | 35 |
| 桩间土 | 18 | 0.35 | 1900 | 30 | 20 |
| 下卧层 | 18 | 0.35 | 1900 | 30 | 20 |

注: 桩间土为多层土时, 压缩模量为各层土加权压缩模量。

4.1 褥垫层厚度对中性面深度及桩土应力比的影响

褥垫层厚度分别取100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800 mm, 其他计算参数按前面取值, 分别计算不同褥垫层厚度下中性面深度比及桩土应力比的值, 计算结果如图7, 8所示。

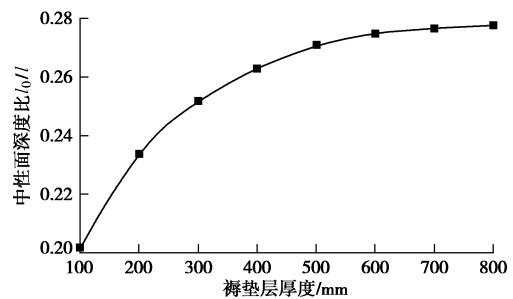


图7 褥垫层厚度对中性面深度的影响曲线

Fig. 7 Curve of cushion thickness vs. depth ratio of neutral plane

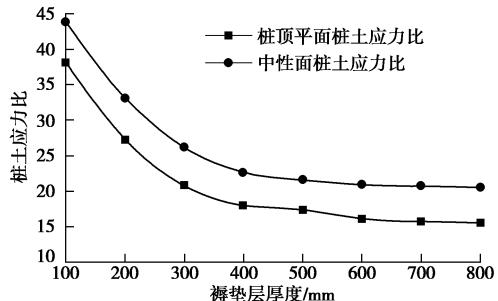


图8 褥垫层厚度对桩土应力比的影响曲线

Fig. 8 Curves of cushion thickness vs. pile-soil stress ratio

根据图7, 8可知, 随着褥垫层厚度的增大, 中性面深度比增大, 桩土应力比减小, 但增幅和减幅都逐渐减小, 说明褥垫层厚度对二者的影响是有限的。褥垫层厚度较小时, 桩土应力比较大, 桩间土的承载能

力得不到充分发挥, 经济性较差; 而褥垫层厚度较大时, 桩土应力比的变化已不再明显, 此时增大褥垫层厚度不但不能减少刚性桩承担的荷载, 还会加大桩间土承担的荷载, 进而导致桩间土产生较大的塑性变形而破坏。因此, 在工程应用时, 应该从经济角度和合理确定桩土荷载分配两个方面综合考虑, 确定适当的褥垫层厚度。

4.2 褥垫层模量对中性面深度及桩土应力比的影响

褥垫层模量分别取 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80 MPa, 其他计算参数按前面取值, 分别计算不同褥垫层模量下中性面深度比及桩土应力比的值, 计算结果如图 9, 10 所示。

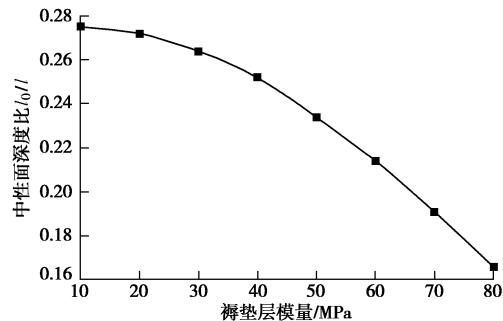


图 9 褥垫层模量对中性面深度的影响曲线

Fig. 9 Curve of cushion modulus vs. depth ratio of neutral plane

根据图 9, 10 可知, 随着褥垫层模量的增大, 中性面深度比减小, 桩土应力比增大。这是因为褥垫层模量越大, 刚度也就越大, 桩顶向垫层的刺入越困难, 刺入量也就越少, 导致桩顶应力越集中, 桩土应力比越大。在工程应用时, 为了使桩间土充分参与承载工作, 应选择合理的垫层模量, 使桩土应力比不致过大。

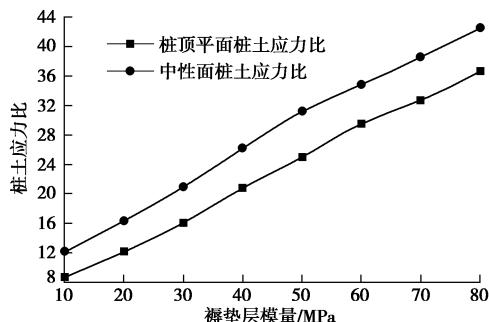


图 10 褥垫层模量对桩土应力比的影响曲线

Fig. 10 Curves of cushion modulus vs. pile-soil stress ratio

4.3 桩长对中性面深度及桩土应力比的影响

桩长分别取 10, 14, 18, 22, 26, 30, 34, 38 m, 其他计算参数按前面取值, 分别计算不同桩长下中性面深度比及桩土应力比的值, 计算结果如图 11, 12 所示。

根据图 11, 12 可知, 随着桩长的增大, 中性面深度比略有减小, 但负摩阻力区的长度会增大, 说明桩长越长, 中性面深度越深。另外, 随着桩长的增大, 桩

土应力比增大, 但增幅逐渐减小, 说明增大桩长有利于充分发挥桩体的承载能力, 但桩长超过一定值后, 增大桩长对桩体承载能力的提高已不再明显。因此, 在工程应用时, 桩长绝非越长越好, 应该从合理确定桩土荷载分配和满足沉降要求两个方面综合考虑, 确定合理桩长。

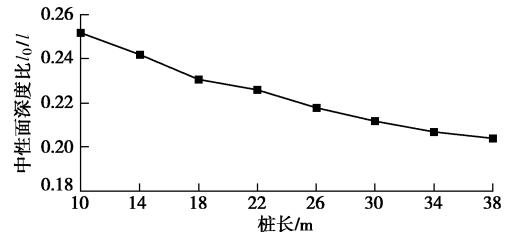


图 11 桩长对中性面深度的影响曲线

Fig. 11 Curve of length of pile vs. depth ratio of neutral plane

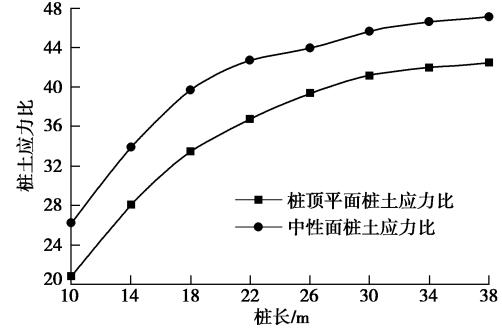


图 12 桩长对桩土应力比的影响曲线

Fig. 12 Curves of length of pile vs. pile-soil stress ratio

4.4 桩径对中性面深度及桩土应力比的影响

桩径分别取 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7 m, 其它计算参数按前面取值, 分别计算不同桩径下中性面深度比及桩土应力比的值, 计算结果如图 13, 14 所示。

根据图 13, 14 可知, 桩径增大, 中性面深度比增大, 桩土应力比减小。在桩间距一定时, 增大桩径相当于增大复合地基置换率, 会使得桩体分担的荷载增大, 但这并不意味桩体应力会增大。反过来, 桩径较小时, 桩顶应力趋于集中, 桩土应力比会增大, 此时可能发生桩间土还未充分发挥承载性能刚性桩就已经破坏的情况。因此, 在工程应用时, 桩径不宜过小, 但也不是越大越好, 合理的桩径既要经济, 又要满足承载力的要求。

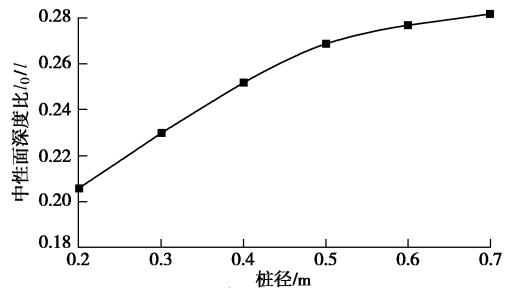


图 13 桩径对中性面深度的影响曲线

Fig. 13 Curve of diameter of pile vs. depth ratio of neutral plane

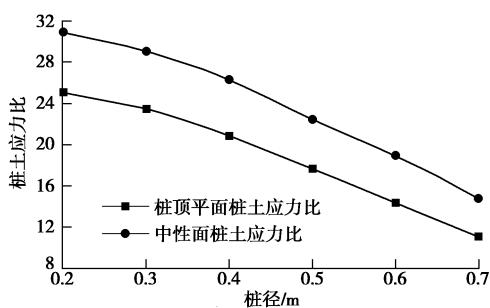


图 14 桩径对桩土应力比的影响曲线

Fig. 14 Curves of diameter of pile vs. pile-soil stress ratio

4.5 桩间土压缩模量对中性面深度及桩土应力比的影响

桩间土压缩模量分别取 6, 12, 18, 24, 30, 36, 42, 48 MPa, 其他计算参数按表 1 和表 2 取值, 分别计算不同桩间土压缩模量下中性面深度比及桩土应力比的值, 计算结果如图 15, 16 所示。

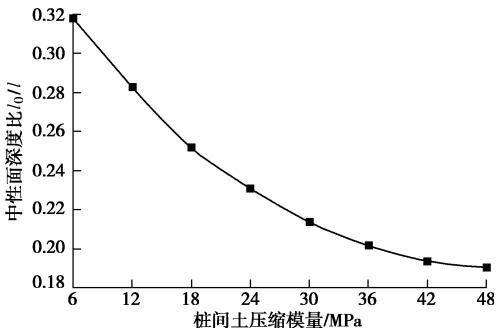


图 15 桩间土压缩模量对中性面深度的影响曲线

Fig. 15 Curves of compressive modulus of soil between piles vs. depth ratio of neutral plane

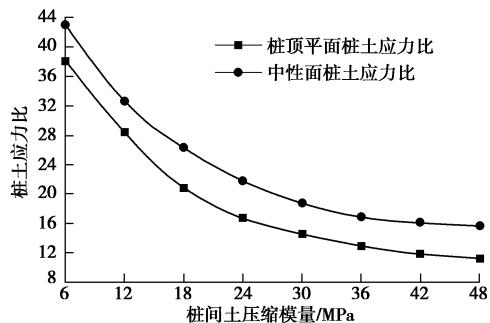


图 16 桩间土压缩模量对桩土应力比的影响曲线

Fig. 16 Curves of compressive modulus of soil between piles vs. pile-soil stress ratio

根据图 15, 16 可知, 随着桩间土压缩模量的增大, 中性面深度比减小, 桩土应力比减小。这是因为桩间土压缩模量越大, 其刚度越大, 其分担的荷载也就越多, 桩体承担的荷载相对减少。另外, 根据计算结果, 当桩间土压缩模量在较低水平时, 其变化对桩土应力比的影响较大, 当在较高水平时, 其变化对桩土应力比的影响已不再明显。

4.6 桩体中心距对中性面深度及桩土应力比的影响

桩体中心距分别取 0.8, 1.2, 1.6, 2.0, 2.4, 2.8, 3.2 m, 其他计算参数按前面取值, 分别计算不同桩体中心距下中性面深度比及桩土应力比的值, 计算结果如图 17, 18 所示。

根据图 17, 18 可知, 随着桩体中心距的增大, 中性面深度比增大, 桩土应力比增大。这是因为当桩体中心距较小时, 桩数多, 桩承担的总荷载虽然较大, 但每根单桩承担的荷载较小, 桩土应力比也较小, 此时桩和桩间土的承载能力都未得到充分发挥; 随着桩间距的增大, 桩承担的总荷载减小, 但每根单桩承担的荷载会增大, 桩土应力比随之增大, 这时桩和桩间土的承载能力都将逐步得到充分发挥; 当桩间距增大到一定程度后, 桩顶会产生应力集中, 上刺入量增加, 桩间土承担的荷载继续加大, 此时可能会发生桩或桩间土承载能力不足而破坏的情况。因此, 在工程应用时, 应选择合理的桩间距, 使桩和桩间土的承载能力都能得到较为充分的发挥, 又要保证安全。

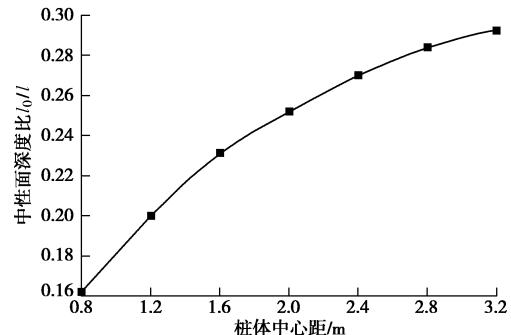


图 17 桩体中心距对中性面深度的影响曲线

Fig. 17 Curve of pile spacing vs. depth ratio of neutral plane

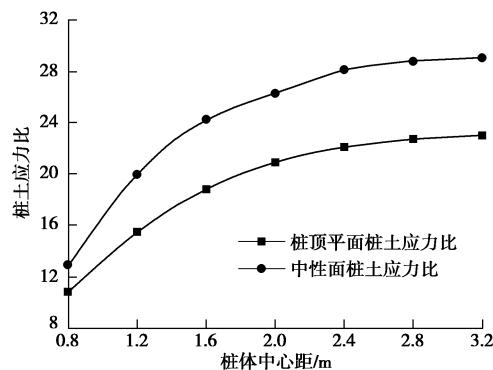


图 18 桩体中心距对桩土应力比的影响曲线

Fig. 18 Curves of pile spacing vs. pile-soil stress ratio

总结图 7~18 中性面深度比和桩土应力比的计算结果, 刚性桩复合地基的中性面深度比在 0.15~0.35 之间, 中性面桩土应力比相比桩顶平面桩土应力比增大 10%~40%, 增大部分正是桩土相互作用时桩侧负摩阻力引起的, 因此在工程应用时不应忽略负摩阻力对桩土工作性状的影响, 在承载力和沉降计算中仅采

用桩顶平面桩土应力比也是不合理的。建议刚性桩复合地基在桩体承载力设计时, 采用中性面桩土应力比作为桩土荷载分配计算的指标, 并根据中性面深度取值在中性面附近对桩体进行加固设计; 而在沉降计算和桩间土承载力验算时采用桩顶平面桩土应力比作为桩土荷载分配计算的指标。这样采用更符合工程实际, 偏于安全。

5 实例验证

5.1 工程实例验证

位于秦皇岛市的某居民住宅楼工程, 采用刚性桩复合地基。根据地质勘察报告, 复合地基加固区范围内的土层分布及主要参数列于表 2。

表 2 土层分布及主要参数

Table 2 Distribution and parameters of soils

| 土层 | 厚度 /m | 重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) | 黏聚力 /kPa | 摩擦角 /($^{\circ}$) | 压缩模量 /MPa |
|------|-------|---------------------------------------|----------|---------------------|-----------|
| 细砂 | 1.4 | 18.0 | 0.0 | 10 | 5.0 |
| 粉质黏土 | 3.8 | 19.6 | 30.0 | 12 | 8.0 |
| 中粗砂 | 1.5 | 19.5 | 2.0 | 28 | 20.0 |
| 粉质黏土 | 2.0 | 19.6 | 30.0 | 12 | 8.0 |
| 中粗砂 | 2.2 | 20.0 | 2.0 | 30 | 30.0 |
| 砂质黏土 | 3.9 | 19.5 | 40.0 | 13. | 12.0 |

本工程刚性桩复合地基多为正方形布桩, 局部为梅花形布桩, 桩体为长螺旋钢筋混凝土灌注桩, 弹性模量 $E_p = 3.15 \times 10^4 \text{ MPa}$, 桩径 $d = 0.6 \text{ m}$, 桩间距 $D = 2.1 \text{ m}$; 桩间土持力层为粉质黏土, 桩端持力层为中粗砂, 局部为砂质黏土; 垫层厚度 $h_c = 0.25 \text{ m}$, 压缩模量 $E_c = 45 \text{ MPa}$ 。该复合地基设计承载力特征值为 600 kPa, 选取 3 根桩进行 3 组原位静载试验, 试验最大加载量为 1200 kPa, 分 12 级加载, 其中一根桩的 $p-s$ 曲线如图 19 所示。

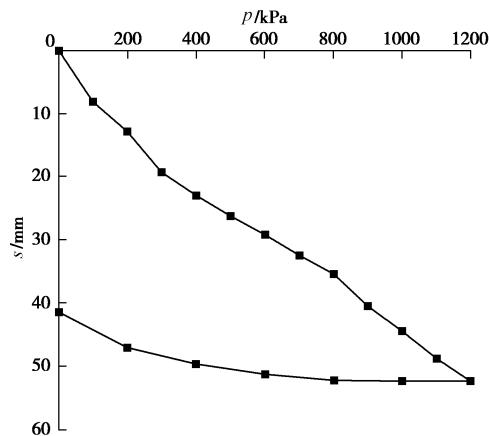


图 19 复合地基载荷试验 $p-s$ 曲线图

Fig. 19 $p-s$ curves of load tests on composite foundation

根据图 19 可知, 试验加载量从 0~1200 kPa, 荷载与沉降基本呈直线关系, 表明复合地基整体处于弹性状态, 正常工作, 即复合地基的承载力特征值可达 600 kPa, 满足设计要求。试验时分别在桩顶及相应平面的桩间土中埋设土压力盒, 以获得桩顶及桩间土在各级荷载作用下的应力, 进而得到桩顶平面的桩土应力比。将以上试验参数带入本文计算方法, 计算各级荷载作用下中性面深度、桩顶平面桩土应力比以及中性面桩土应力比的值。由于实际工程中更关注承载力特征值附近的桩土应力比, 故本文主要给出试验加载量为 600 kPa 时的试验值与计算值对比, 具体结果见表 3。

表 3 试验结果与理论计算结果对比

Table 3 Comparison between experimental and theoretical results

| 桩号 | 桩长 /m | 桩顶平面桩土应力比 | | 中性面桩土应力比 | 中性面深度比 |
|----|-------|-----------|------|----------|--------|
| | | 试验值 | 计算值 | | |
| 1 | 8.8 | 11.8 | 13.3 | 17.6 | 0.31 |
| 2 | 10.4 | 13.1 | 14.9 | 19.1 | 0.28 |
| 3 | 11.7 | 13.8 | 15.8 | 19.5 | 0.27 |

根据表 3 分析, 桩顶平面桩土应力比的试验值与计算值误差较小, 吻合性较好。由于试验中无法测得中性面深度和中性面桩土应力比, 故无法与计算结果进行对比, 但根据计算结果可知, 中性面深度比在 0.3 左右, 中性面桩土应力比相比桩顶平面桩土应力比增大 20%~40%。

5.2 模型试验验证

为了进一步验证本文方法的可行性, 将本文方法与文献[19]中刚性桩复合地基模型试验的结果进行对比分析。该模型试验为 4 组 9 桩模型试验, 以褥垫层厚度为基本变量获得了中性面位置以及桩、土的应力变化规律, 此处不考虑试验中垫层厚度为 0 的情况, 只选取垫层厚度为 50, 100, 150 mm 的 3 种情况进行计算。试验参数为: 上覆荷载 $p = 100 \text{ kPa}$; 桩体采用 PP-R 管材, 弹性模量 $E_p = 1.27 \times 10^3 \text{ MPa}$, 泊松比 $\mu = 0.36$, 桩长 $l = 900 \text{ mm}$, 桩的外径 $d_1 = 25 \text{ mm}$, 内径 $d_2 = 18 \text{ mm}$, 桩间距为 $6d$; 褥垫层、桩间土及桩端土均采用无黏性中砂, 压缩模量 $E_s = 9.92 \text{ MPa}$, 变形模量根据压缩模量进行估算^[16], 取 $E_0 = 8.27 \text{ MPa}$, 内摩擦角 $\varphi_0 = 41.4^{\circ}$, 桩土摩擦角 $\varphi = 22^{\circ}$ 。将以上试验参数带入本文计算方法, 分别计算垫层厚度为 50, 100, 150 mm 时中性面深度及桩土应力比的值。将中性面深度比、桩顶平面桩土应力比的计算结果与试验结果进行对比, 如图 20, 21 所示, 中性面桩土应力比的计算结果如图 22 所示。

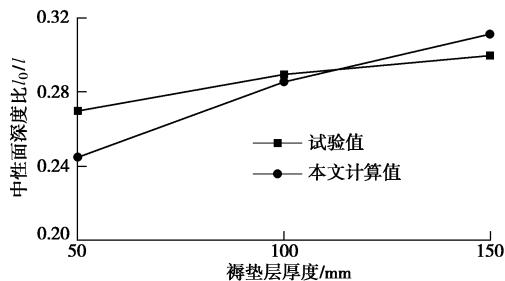


图 20 中性面深度比计算值与试验值对比

Fig. 20 Comparison between calculated and test values of neutral surface depth ratio

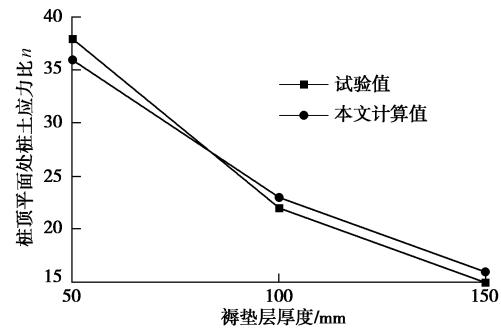


图 21 柱顶平面桩土应力比计算值与试验值对比

Fig. 21 Comparison between calculated and test values of pile-soil stress ratio on top plane of pile

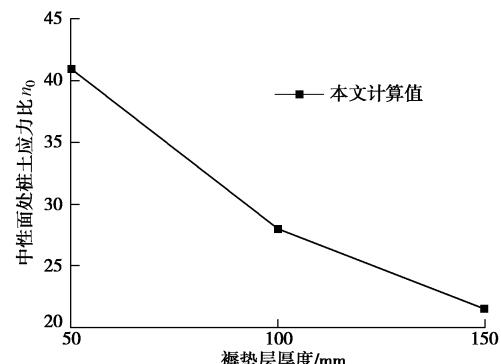


图 22 中性面桩土应力比计算结果

Fig. 22 Calculated results of pile-soil stress ratio on neutral surface

根据图 20 可知, 随着褥垫层厚度的增大, 中性面深度增大, 增幅较小, 深度比 l_0/l 在 0.20~0.30 之间, 计算值与试验值虽有一定误差, 但在可接受范围内, 适用性较好。根据图 21 可知, 随着褥垫层厚度的增大, 桩土应力比减小, 柱顶平面桩土应力比的计算值与试验值吻合性较好。由于试验中没有给出中性面桩土应力比的试验值, 故无法与计算值进行比较, 但根据图 21 和图 22 可知, 中性面桩土应力比计算值相比柱顶平面桩土应力比计算值增大 10%~30%。综上所述, 模型试验得到的结果与本文方法计算得到的结果吻合性较好。

6 结 论

(1) 本文根据刚性桩复合地基各组成部分在上

覆荷载作用下的沉降变形关系推导了垫层-桩-土的变形协调方程, 将桩侧摩阻力分布由试验曲线简化为线性模式, 结合垫层-桩-土的变形协调方程推导了中性面深度、桩顶平面桩土应力比以及中性面桩土应力比的计算公式。

(2) 利用本文方法分析了多种因素对中性面深度及桩土应力比的影响, 分析表明: 选择合理的桩径、桩长、桩间距及垫层材料能够充分发挥刚性桩复合地基的承载能力。根据计算结果, 刚性桩复合地基的中性面深度比在 0.15~0.35 之间, 中性面桩土应力比相比柱顶平面桩土应力比增大 10%~40%, 因此刚性桩复合地基用于工程实践时, 不应忽略负摩阻力的影响。建议刚性桩复合地基在桩体承载力设计时, 采用中性面桩土应力比作为桩土荷载分配计算的指标, 并根据中性面深度取值在中性面附近对桩体进行加固设计; 而在沉降计算和桩间土承载力验算时采用桩顶平面桩土应力比作为桩土荷载分配计算的指标。这样采用更符合工程实际, 偏于安全。

(3) 利用本文方法分别对某工程现场载荷试验和某刚性桩复合地基模型试验进行了计算, 并与试验结果进行比较, 吻合性较好。

参 考 文 献:

- [1] 陶景晖, 梁书亭, 樊有维, 等. 高承载素混凝土桩复合地基现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 693~700.
(TAO Jing-hui, LIANG Shu-ting, FAN You-wei, et al. Field tests on high-bearing composite foundation with plain concrete piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4): 693~700. (in Chinese))
- [2] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007. (GONG Xiao-nan. The theory and application of composite foundation[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007. (in Chinese))
- [3] 朱世哲, 徐日庆, 杨晓军, 等. 带垫层刚性桩复合地基桩土应力比的计算与分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 814~823.
(ZHU Shi-zhe, XU Ri-qing, YANG Xiao-jun, et al. Computation and analysis of ratio of pile stress to soil stress of rigid pile composite foundation with cushion [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(5): 814~823. (in Chinese))
- [4] 但汉成, 李亮, 赵炼恒, 等. CFG 桩复合地基桩土应力比计算与影响因素分析[J]. 中国铁道科学, 2008, 29(5): 7~12. (DAN Han-cheng, LI Liang, ZHAO Lian-heng, et al. Calculation and influence factors analysis on pile-soil stress ratio of CFG pile composite foundation[J]. China Railway Science, 2008, 29(5): 7~12. (in Chinese))

- [5] HAN J, GABR M A. Numerical analysis of geosynthetic reinforce and pile supported earth platforms over soft soil[J]. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2002, **128**(1): 44 - 53.
- [6] 吕伟华, 缪林昌. 刚性桩复合地基桩土应力比计算方法[J]. *东南大学学报*, 2013, **43**(3): 624 - 628. (LÜ Wei-hua, MIAO Lin-chang. Calculation method of pile-soil stress ratio of rigid pile composite foundation[J]. *Journal of Southeast University*, 2013, **43**(3): 624 - 628. (in Chinese))
- [7] 雷金波, 姜弘道, 郑云扬, 等. 带帽桩复合地基复合桩土应力比的计算及影响因素分析[J]. *岩土工程学报*, 2005, **27**(11): 1300 - 1305. (LEI Jin-bo, JIANG Hong-dao, ZHENG Yun-yang, et al. Calculation and analysis of composite pile-soil stress ratio of composite foundation with capped rigid pile[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, **27**(11): 1300 - 1305. (in Chinese))
- [8] 赵明华, 陈 庆, 张 玲. 考虑桩顶刺入变形的刚性桩复合地基桩土应力比计算[J]. *公路交通科技*, 2009, **26**(10): 38 - 43. (ZHAO Ming-hua, CHEN Qing, ZHANG Ling. Calculation of pile soil stress ratio of rigid pile composite foundation with consideration of piles upward puncture deformation[J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2009, **26**(10): 38 - 43. (in Chinese))
- [9] 周同和, 王 菲, 赵 宏, 等. 多桩型刚性承台下刚性长短桩复合地基载荷试验分析[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(1): 105 - 111. (ZHOU Tong-he, WANG Fei, ZHAO Hong, et al. Bearing capacity tests on multi-type-pile composite foundation with rigid cap[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(1): 105 - 111. (in Chinese))
- [10] 赵明华, 刘 猛, 张 锐, 等. 路堤荷载下双向增强复合地基荷载分担比及沉降计算[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(12): 2161 - 2169. (ZHAO Ming-hua, LIU Meng, ZHANG Rui, et al. Calculation of load sharing ratio and settlement of bidirectional reinforced composite foundation under embankment loads[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(12): 2161 - 2169. (in Chinese))
- [11] 陈 健. 带褥垫层刚性桩复合地基作用机理研究[D]. 武汉: 华中科技大学, 2006. (CHEN Jian. Study on mechanism of rigid pile composite ground with cushion[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2006. (in Chinese))
- [12] 陈 健, 郑俊杰, 陈保国, 等. 考虑负摩阻力的刚性桩复合地基工作性状分析[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(7): 1955 - 1959. (CHEN Jian, ZHENG Jun-jie, CHEN Bao-guo, et al. Analysis of working behavior of rigid pile composite ground considering influence of negative skin friction[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(7): 1955 - 1959. (in Chinese))
- [13] 郭忠贤, 霍 达. 刚性桩复合地基桩土应力比计算及承载特性分析[J]. *岩土力学*, 2006, **27**: 797 - 802. (GUO Zhong-xian, HUO Da. Computation of stress ratio of piles to soil and bearing behavior of rigid pile composite foundation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, **27**: 797 - 802. (in Chinese))
- [14] 折学森. 软土地基沉降计算[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998. (SHE Xue-sen. Settlement calculation of the soft soil[M]. Beijing: China Communications Press, 1998. (in Chinese))
- [15] GB/T 50783—2012 复合地基技术规范[S]. 2012. (GB/T 50783—2012 Technical code for composite foundation[S]. 2012. (in Chinese))
- [16] 陈祥福. 沉降计算理论及工程实例[M]. 北京: 科学出版社, 2005. (CHEN Xiang-fu. Settlement calculation theory and engineering example[M]. Beijing: Science Press, 2005. (in Chinese))
- [17] 熊 刚. CFG 桩复合地基桩土共同作用形状研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2009. (XIONG Zhao. Study on characters of pile-soil cooperative work in the composite foundation with CFG-pile[D]. Chongqing: Chongqing University, 2009. (in Chinese))
- [18] 常士骠, 张苏民. 工程地质手册[M]. 4 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007. (CHANG Shi-biao, ZHANG Su-min. Engineering geology manual[M]. 4th ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007. (in Chinese))
- [19] 赵 捷. 刚性桩复合地基三位数值分析与模型试验研究[D]. 郑州: 河南大学, 2007. (ZHAO Jie. Three-dimensioned numerical analysis of rigid pile composite foundation and modal experimental study[D]. Zhengzhou: Henan University, 2007. (in Chinese))