

考虑成层土路堤荷载下复合地基加固区沉降计算

陈昌富, 曾德森, 吴燕泉, 孙 彦

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘要: 考虑土的成层性, 假定桩周成层土弹性模量的不同不影响桩中性点位置, 应用弹性理论和桩土位移协调条件及边界条件, 推导了路堤荷载下复合地基加固区桩及桩周土压缩量计算的解析式, 同时得到了各层土范围内桩、桩周土竖向应力及桩侧剪应力的表达式, 并利用有限元分析了桩周土弹性模量的变化对桩中性点位置的影响规律, 验证了假定。结果表明: 使用该计算方法分析路堤荷载下复合地基加固区内桩和桩周土的变形, 计算结果与有限元及实测结果比较接近, 满足工程计算精度要求, 能为类似地基土成层分布工程沉降分析提供有益参考。

关键词: 成层土; 路堤荷载; 复合地基; 弹性理论; 中性点; 沉降

中图分类号: TU473.1+2

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2013)01-0058-06

路堤荷载下复合地基沉降规律和刚性基础下复合地基沉降规律是很不相同的, 路堤等柔性基础下复合地基由于基础刚度相对较小, 且桩间土的压缩量远大于桩体, 桩和土的沉降是不相同的, 桩的沉降小于土的沉降, 而刚性基础下复合地基中桩和土的沉降是相同的^[1]。实践表明, 将刚性基础下复合地基沉降计算理论用于路堤等柔性基础下复合地基, 所得沉降计算值与实测值相差较大, 且偏于不安全^[2]。Alamgir 等^[3]考虑了桩土自由应变情况, 选择适当的竖向变形模式, 获得柔性基础下端承桩复合地基沉降计算的解析解; 杨涛、李海芳等国内学者^[4~9]在 Alamgir 等人工作的基础上, 改造桩土竖向变形模式, 得到了柔性基础下(路堤荷载下)桩体复合地基加固区压缩量的解析解。但他们均假设桩周土是均质的, 没有考虑土的成层性, 按土的弹性模量加权平均值进行计算, 计算结果会存在一定的误差。费康等^[10]得到的路堤荷载下复合地基沉降计算方法, 虽然考虑了桩周土的成层性, 但其采用的是基于有限差分的数值计算方法。本文在已有研究基础上, 考虑桩周土为成层土, 基于文献[4]推荐的加固区竖向变形模式, 提出一种更符合实际情况的路堤荷载下复合地基沉降计算方法。

1 基本原理及公式推导

路堤荷载下复合地基受大面积荷载作用, 平均荷载集度为 p 。复合地基表面桩承担的荷载为 p_p , 桩间土承担的荷载为 p_s 。桩的直径为 $d = 2a$, 桩长为 L , 单桩加固范围直径为 $d_e = 2b$ 。 d_e 可由桩间距和布桩方式按 $d_e = c_g s_d$ 确定, 其中 s_d 为桩间距, c_g 为 1.05 (三角形布桩) 或 1.13 (正方形布桩)。桩周土体为成层土, 共 n 层, 各层土的厚度分别为 $h_i (i = 1, 2, 3, \dots, n)$ 。群桩复合地基沉降分析中, 取路堤中线处一根桩及其影响范围内土体组成的同心圆柱体作为典型单元体进行分析, 认为其受力变形特征能代表复合地基的受力变形特征。在竖向均布荷载作用下, 设复合地基中典型单元体外侧边界剪应力为零和径向位移为零。群桩复合地基示意图如图 1 所示, 典型单元体分层模型如图 2 所示。

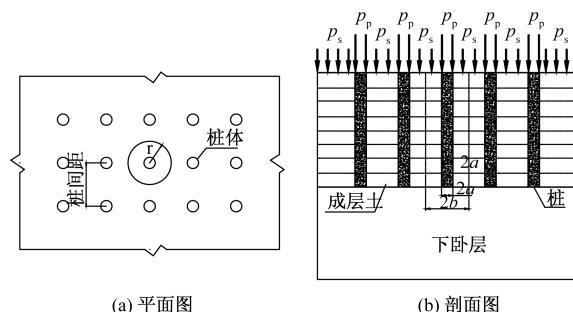


图 1 群桩复合地基示意图

Fig. 1 Schematic diagram of composite foundation of pile group

1.1 基本假定

在分析典型单元体时, 作如下假定:

收稿日期: 2012-05-02; 修订日期: 2012-06-11

基金项目: 国家自然科学基金项目资助(51278186); 高校博士点专项基金资助项目(20110161110018)

作者简介: 陈昌富(1963-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事地基处理、边坡及支挡结构等研究工作。

E-mail: cfchen@163.com

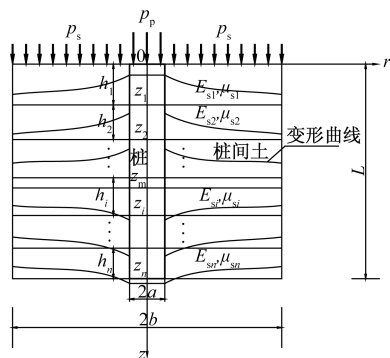


图2 典型单元体分层模型

Fig. 2 Stratified models of typical element

(1) 桩与桩周各层土为均质各向同性的线弹性体, 桩的弹性模量和泊松比分别为 E_p 和 μ_p , 桩周各层土对应的弹性模量和泊松比从上往下依次分别为 E_{si} 和 μ_{si} ($i=1, 2, 3, \dots, n$);

(2) 不考虑不同桩周土弹性模量对桩中性点位置的影响, 中性点为桩侧正负摩阻力之间的转换点;

(3) 在路堤荷载作用下, 桩土只发生竖向位移, 忽略径向位移;

(4) 桩土变形较小, 桩土界面处位移相等, 不产生相对滑移;

(5) 典型单元体位移模式^[4]如下:

$$w_{rz} = w_{pz} + \alpha_{cz} \left(1 - \frac{z}{z_m}\right) \left[\frac{r}{a} - e^{\beta_c \left(\frac{r}{a} - 1\right)}\right] \quad (1)$$

($a \leq r \leq b, 0 \leq z \leq L$)

式中: w_{rz} ——深度 z 、距桩中心径向距离 r 处土体的竖向位移;

w_{pz} ——深度 z 处桩截面竖向位移;

$\alpha_{cz} \sqrt{\beta_c}$ ——待定参数;

z_m ——中性点处深度。

1.2 桩周土剪应力计算及参数 β_c 的确定

由于不考虑径向位移, 由式(1)及弹性力学知识可得单元体桩周土的剪应力:

$$\tau_{rz} = G_{sz} \gamma_{rz} = \frac{E_{sz} \alpha_{cz}}{2a(1 + \mu_{sz})} (1 - \beta_c e^{\beta_c \left(\frac{r}{a} - 1\right)}) \left(1 - \frac{z}{z_m}\right) \quad (2)$$

对式(2)令 $r = a$, 得桩侧剪应力:

$$\tau_{az} = \frac{E_{sz} \alpha_{cz}}{2a(1 + \mu_{sz})} (1 - \beta_c) \left(1 - \frac{z}{z_m}\right) \quad (3)$$

将 $r = b$ 代入式(2), 又由已知条件单元体外侧边界剪应力 $\tau_{rz}|_{r=b} = 0$, 可得:

$$\beta_c e^{\beta_c \left(\frac{b}{a} - 1\right)} = 1 \quad (4)$$

由式(4)可求得待定参数 β_c 。

1.3 各层桩体应力与压缩量计算

由于加固区各层土体的弹性模量和泊松比不同, 需对桩和桩周土在各层深度范围内分别进行受力分析。如图3所示, 在典型单元体第1层桩土范围内 ($0 \leq z \leq z_1$) 深度 z 处取长度为 dz 的桩单元体, 由其竖向受力平衡, 可得:

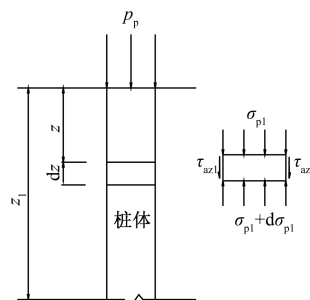


图3 第1层桩土内桩单元体竖向受力平衡

Fig. 3 Vertical equilibrium for pile element in the first soil layer

$$\pi a^2 (\sigma_{p1} + d\sigma_{p1}) - \pi a^2 \sigma_{p1} - 2\pi a \tau_{az1} dz = 0 \quad (5)$$

$$\text{令 } \lambda_i = \frac{E_{si} \alpha_{ci}}{a^2 (1 + \mu_{si}) E_p} (1 - \beta_c)$$

由式(3)、(5)整理并积分可得:

$$\sigma_{p1} = \lambda_1 E_p \left(z - \frac{z^2}{2z_m} + C_1\right) \quad (6)$$

由桩顶应力边界条件有:

$$\sigma_{p1}|_{z=0} = P_p \quad (7)$$

由式(7)可求得 C_1 , 则第1层桩土内桩体总压缩量:

$$S_{p1} = \int_0^{z_1} \frac{\sigma_{p1}}{E_p} dz = \frac{\lambda_1 z_1^2}{2} - \frac{\lambda_1 z_1^3}{6z_m} + \frac{P_p}{E_p} z_1 \quad (8)$$

同理, 可求得第2层桩土内桩体总压缩量:

$$S_{p2} = \int_{z_1}^{z_2} \frac{\sigma_{p2}}{E_p} dz = \lambda_2 \left[\left(\frac{z_2^2}{2} - \frac{z_2^3}{6z_m}\right) - \left(\frac{z_1^2}{2} - \frac{z_1^3}{6z_m}\right) \right] + \left[\frac{P_p}{E_p} + \left(z_1 - \frac{z_1^2}{2z_m}\right) (\lambda_1 - \lambda_2) \right] (z_2 - z_1) \quad (9)$$

依次可得第 n 层桩土内桩体总压缩量:

$$S_{pn} = \lambda_n \left[\left(\frac{z_n^2}{2} - \frac{z_n^3}{6z_m}\right) - \left(\frac{z_{n-1}^2}{2} - \frac{z_{n-1}^3}{6z_m}\right) \right] + \left[\frac{P_p}{E_p} + \sum_{i=2}^n \left(z_{i-1} - \frac{z_{i-1}^2}{2z_m}\right) (\lambda_{i-1} - \lambda_i) \right] (z_n - z_{n-1}) \quad (10)$$

从而加固区桩体总压缩量:

$$S_p = \sum_{i=1}^n S_{pi} = \lambda_n \left(\frac{z_n^2}{2} - \frac{z_n^3}{6z_m} \right) + \sum_{i=2}^n \left(\frac{z_{i-1}^2}{2} - \frac{z_{i-1}^3}{6z_m} \right) (\lambda_{i-1} - \lambda_i) + \sum_{i=2}^n (z_{i-1} - \frac{z_{i-1}^2}{2z_m}) (\lambda_{i-1} - \lambda_i) (z_n - z_{i-1}) + \frac{p_p}{E_p} z_n \quad (11)$$

1.4 各层桩周土应力与压缩量计算

如图4所示,在典型单元体第1层桩土范围内($0 \leq z \leq z_1$)深度 z 、距桩体中心线 r 处取长度为 dz 、宽度为 dr 的土环,由其竖向受力平衡,可得:

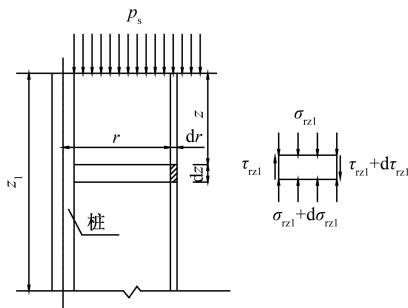


图4 第1层桩土内桩周土竖向受力平衡

Fig.4 Vertical equilibrium for surrounding soil element in the first soil layer

$$(\sigma_{rz1} + d\sigma_{rz1}) [\pi(r+dr)^2 - \pi r^2] - \sigma_{rz1} [\pi(r+dr)^2 - \pi r^2] + 2\pi r \tau_{rz1} dz - 2\pi(r+dr)(\tau_{rz1} + d\tau_{rz1}) dz = 0 \quad (12)$$

$$\text{令 } f(r) = \frac{1 - \beta_c e^{\beta_c (\frac{r}{a} - 1)}}{r} - \frac{\beta_c^2}{a} e^{\beta_c (\frac{r}{a} - 1)}, K_i = \frac{E_{si} \alpha_{ci}}{2a(1 + \mu_{si})}$$

忽略高阶无穷小,结合(2)式,对(12)式进行积分得:

$$\sigma_{rz1} = K_i f(r) \left(z - \frac{z^2}{2z_m} \right) + D_1 \quad (13)$$

由桩周土顶面应力边界条件有:

$$\sigma_{rz1} \Big|_{z=0} = p_s \quad (14)$$

由式(14)可求得 D_1 ,则第1层桩土内桩周土总压缩量:

$$S_{s1} = \int_0^{z_1} \frac{\sigma_{rz1}}{E_{s1}} dz = \frac{K_1}{E_{s1}} f(r) \left(\frac{z_1^2}{2} - \frac{z_1^3}{6z_m} \right) + \frac{p_s}{E_{s1}} z_1 \quad (15)$$

同理,可求得第2层桩土内桩周土总压缩量:

$$S_{s2} = \int_{z_1}^{z_2} \frac{\sigma_{rz2}}{E_{s2}} dz = \frac{K_2}{E_{s2}} f(r) \left[\left(\frac{z_2^2}{2} - \frac{z_2^3}{6z_m} \right) - \left(\frac{z_1^2}{2} - \frac{z_1^3}{6z_m} \right) \right] + \frac{f(r)}{E_{s2}} \left(z_1 - \frac{z_1^2}{2z_m} \right) (K_1 - K_2) (z_2 - z_1) + \frac{P_s}{E_{s2}} (z_2 - z_1) \quad (16)$$

依次可得第 n 层桩土内桩周土总压缩量:

$$S_{sn} = \int_{z_{n-1}}^{z_n} \frac{\sigma_{rzn}}{E_{sn}} dz = \frac{K_n}{E_{sn}} f(r) \left[\left(\frac{z_n^2}{2} - \frac{z_n^3}{6z_m} \right) - \left(\frac{z_{n-1}^2}{2} - \frac{z_{n-1}^3}{6z_m} \right) \right] + \frac{f(r)}{E_{sn}} (z_n - z_{n-1}) \sum_{i=2}^n \left[\left(z_{i-1} - \frac{z_{i-1}^2}{2z_m} \right) (K_{i-1} - K_i) \right] + \frac{P_s}{E_{sn}} (z_n - z_{n-1}) \quad (17)$$

从而加固区桩周土总压缩量:

$$S_s = \sum_{i=1}^n S_{si} = \frac{K_n}{E_{sn}} f(r) \left(\frac{z_n^2}{2} - \frac{z_n^3}{6z_m} \right) + f(r) \left[\sum_{i=2}^n \left(\frac{K_{i-1}}{E_{si-1}} - \frac{K_i}{E_{si}} \right) \left(\frac{z_{i-1}^2}{2} - \frac{z_{i-1}^3}{6z_m} \right) \right] + f(r) \left[\sum_{i=2}^n \frac{z_i - z_{i-1}}{E_{si}} \left[\sum_{j=2}^i (z_{j-1} - \frac{z_{j-1}^2}{2z_m}) (K_{i-1} - K_i) \right] + \sum_{i=1}^n \frac{P_s}{E_{si}} (z_i - z_{i-1}) \right] \quad (18)$$

1.5 桩土应力 p_p 和 p_s 及参数 α_{cz} 的确定

由假设桩土界面处桩土位移相等,当 $r=a$ 时,有 $S_p = S_s$,由式(11)和式(18)得:

$$\lambda_n \left(\frac{z_n^2}{2} - \frac{z_n^3}{6z_m} \right) + \sum_{i=2}^n \left(\frac{z_{i-1}^2}{2} - \frac{z_{i-1}^3}{6z_m} \right) (\lambda_{i-1} - \lambda_i) + \sum_{i=2}^n (z_{i-1} - \frac{z_{i-1}^2}{2z_m}) (\lambda_{i-1} - \lambda_i) (z_n - z_{i-1}) + \frac{p_p}{E_p} z_n = \frac{K_n}{E_{sn}} f(a) \left(\frac{z_n^2}{2} - \frac{z_n^3}{6z_m} \right) + f(a) \left[\sum_{i=2}^n \left(\frac{K_{i-1}}{E_{si-1}} - \frac{K_i}{E_{si}} \right) \left(\frac{z_{i-1}^2}{2} - \frac{z_{i-1}^3}{6z_m} \right) \right] + f(a) \left[\sum_{i=2}^n \frac{z_i - z_{i-1}}{E_{si}} \left[\sum_{j=2}^i (z_{j-1} - \frac{z_{j-1}^2}{2z_m}) (K_{i-1} - K_i) \right] + \sum_{i=1}^n \frac{P_s}{E_{si}} (z_i - z_{i-1}) \right] \quad (19)$$

由复合地基表面处的受力平衡有:

$$p = mp_p + (1 - m)p_s \quad (20)$$

式中: m ——面积置换率。

结合式(19)和式(20)可求得 p_p 和 p_s 。

假设桩顶处桩侧摩阻力达到了其极限值的某一水平,即当 $z=0$ 时, $\tau_{az} = -R\tau_f$ 。结合式(3)可求得:

$$\alpha_{c1} = -R\tau_f \frac{2a(1 + \mu_{s1})}{E_{s1}(1 - \beta_c)} \quad (21)$$

式中: R ——桩顶平面处侧摩阻力发挥水平系数,根据具体工程情况确定, $0 \leq R \leq 1$;

τ_f ——桩顶平面处土的不排水抗剪强度。

如果加固区地基土为软土,其不排水抗剪强度较小,可认为桩顶处桩侧摩阻力已达到了极限值,即取 $R=1$ 。此时土的不排水抗剪强度即可认为是桩侧极限摩阻力 τ_f ,可采用 β 法确定^[11]:

$$\tau_f = \beta \sigma'_v = \beta \gamma' z \quad (22)$$

式中: β ——桩侧摩阻力系数;

σ'_v ——桩顶平面深度处上覆有效应力;

γ' ——路堤填土有效重度;
 z ——路堤顶面到复合地基表面的距离。
《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)^[12]中给出了计算负摩擦力时 β 的取值(规范中是以 ξ_n 表示,称为负摩阻力系数)。

由第一二层桩土分界面剪应力协调,有:
$$\tau_{a1}|_{z=z_1} = \tau_{a2}|_{z=z_1} \quad (23)$$
结合式(3)、式(21)及式(22)可得:

$$\alpha_{c2} = -R\tau_f \frac{2a(1+\mu_{s2})}{E_{s2}(1-\beta_c)} \quad (24)$$

同理可得: $\alpha_{ci} = -R\tau_f \frac{2a(1+\mu_{si})}{E_{si}(1-\beta_c)}$ (25)

1.6 土体弹性模量的确定

由弹性力学理论公式推导,可得土体变形模量 E_0 与压缩模量 E_s 的关系为 $E_0 = \eta E_s$,且其中 η 与土的泊松比有关,并小于1。

$$\eta = 1 - 2\mu_s^2 / (1 - \mu_s) \quad (26)$$

式中: μ_s ——土的泊松比;
 η ——土体变形模量与压缩模量之比。

在弹性阶段,土体变形模量与弹性模量是相等的。文献[13]指出,根据统计资料,对于软土, E_0 与 ηE_s 的值比较接近;对于较硬的土,可能 $E_0 = (2 \sim 8) \eta E_s$ 。据此,本文计算需要的弹性模量,对软土层取为压缩模量的 η 倍,对硬土层取为压缩模量的 $(2 \sim 8) \eta$ 倍。

1.7 求解步骤

具体的计算步骤为:由(4)式求得 β_c ,由(25)式求得 α_{ci} ,代入(19)式并联立(20)式可求得 p_p 和 p_s 。将 p_p 代入(11)式可求得复合地基桩体压缩量 S_p ,将 p_s 代入(18)式可求得复合地基加固区桩间土压缩量 S_s ,它和下卧层压缩量之和即为整个复合地基的沉降量。

2 中性点位置假定有限元验证

Poorooshasb 等^[14]用简化的数值方法研究发现:荷载大小对中性点位置影响很小,可以忽略不计;而地基土成层分布时,桩端土刚度对中性点位置影响较大。中性点处深度 z_m 可按文献[13]给出的范围进行估算。即当持力层土为粘性土或粉土时,取 $z_m = (0.5 \sim 0.6) L$;持力层土为中密以上砂时,取 $z_m = (0.7 \sim 0.8) L$;持力层土为砾石或卵石时,取 $z_m = 0.9L$;持力层土为基岩时,取 $z_m = 1.0L$ 。

前面假定桩周土弹性模量的不同不影响桩中性点位置,于是现在利用 ANSYS 有限元线弹性方法分析桩周土弹性模量的变化对中性点位置的影响,以期验证假定。

有限元模型基本参数为加固区桩长 6m,桩径 0.5m,典型单元体直径 2m,桩的弹性模量为 2.55×10^4 MPa,泊松比为 0.2;土的泊松比为 0.3,桩周土为均质土时土体弹性模量分为 5 组(表 1),桩周土为成层土(共 3 层,每层厚度均为 2m)时土体弹性模量分为 6 组(表 2);下卧层深度取 30m,土体弹性模量为 5MPa,泊松比为 0.3;上覆均布荷载为 100kPa。建立的典型单元体网格划分模型如图 5 所示。

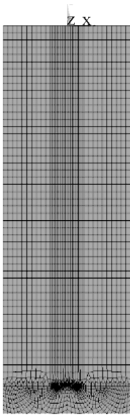


图 5 典型单元体网格划分
Fig. 5 Mesh generation of typical element

经过分析得到桩侧摩阻力随桩周土弹性模量的变化规律分别如图 6(均质情况)及图 8(成层情况)所示。中性点位置随桩周土弹性模量的变化规律分别如表 1、图 7(均质情况)及表 2(成层情况)所示。

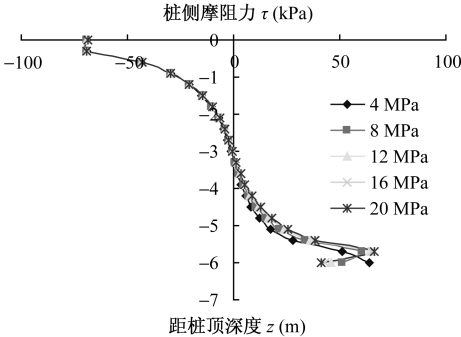


图 6 土的不同弹性模量下桩侧摩阻力(均质土)
Fig. 6 Skin friction of pile against varied elastic modulus of surrounding soil (homogeneous soil)

表 1 土的不同弹性模量下中性点位置(均质土)
Table 1 Positions of neural point against varied elastic modulus of surrounding soil (homogeneous soil)

中性点位置	E_s (MPa)				
	4.0	8.0	12.0	16.0	20.0
深度 z_m (m)	3.233	3.138	3.099	3.077	3.063
相对深度 z_m/L	0.539	0.523	0.516	0.513	0.511

表2 土的不同弹性模量下中性点位置(成层土)

Table 2 Positions of neural point against varied elastic modulus of surrounding soil (stratified soil)

计算方案	E_s (MPa)			中性点相对深度 z_m/L
	第1层	第2层	第3层	
方案1	4	8	12	0.548
方案2	4	12	8	0.540
方案3	8	4	12	0.532
方案4	8	12	4	0.528
方案5	12	4	8	0.505
方案6	12	8	4	0.507

从表1、表2及图6、图7、图8可以看出,中性点深度 z_m 值随桩周土弹性模量的变化较小,且基本处在文献[12]给出的范围之内。因此,可以认为桩周土弹性模量的变化对中性点位置的影响很小,可以忽略,从而验证了前面的假设。

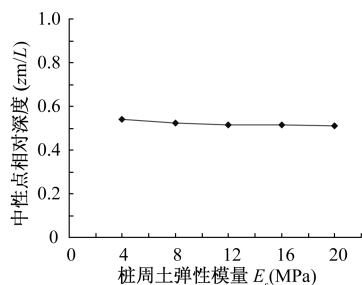


图7 中性点深度随桩周土弹性模量变化(均质土)

Fig. 7 Variation in depth of neural point against varied elastic modulus of surrounding soil (homogeneous soil)

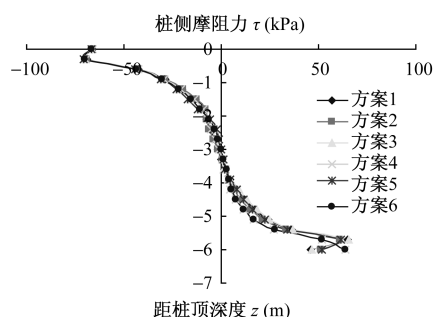


图8 土的不同弹性模量下桩侧摩阻力(成层土)

Fig. 8 Skin friction of pile against varied elastic modulus of surrounding soil (stratified soil)

3 算例

3.1 算例1

宁通一级公路(南通段)引河大桥桥头和过渡段采用二灰土桩加固^[4]。二灰土桩的配比为生石灰:粉煤灰:土=1:4.5:4.5,桩长 $L=6\text{m}$,直径 $d=0.55\text{m}$,呈

三角形布置,间距和排距都为2m。地基土分为4层,第1层为亚粘土,平均厚度2.9m,压缩模量为5.657MPa;第2层为淤泥质粘土,平均厚度10.1m,压缩模量为2.840MPa;第3层为粉砂与亚粘土互层,平均厚度15.4m,压缩模量为12.681MPa;第4层为亚粘土夹亚砂土,压缩模量为6.170MPa。路堤高度为4.76m,重度 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 。

采用本文方法计算时,加固区共两层土,泊松比 $\mu_{s1}=\mu_{s2}=0.3$,由式(26),相应的弹性模量按其压缩模量的0.74倍计算,桩的弹性模量 $E_p=33.88\text{MPa}$ 。和文献[4]一样,取中性点深度 $z_m=0.55L$,桩顶平面土的不排水抗剪强度可根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)^[12]所给桩侧摩阻力系数 β 范围取 $\tau_f=25\text{kPa}$,其发挥水平系数 R 取为1。

表3 加固区沉降计算值与实测值比较

Table 3 Comparison of the calculated settlements with measured values of reinforced region of composite foundation

计算方法	沉降量 (cm)
复合模量法 ^[4]	9.8
文献[4]方法	12.5
本文方法	16.5
实测值	15.7

从表3可以看出,采用本文方法考虑成层土时加固区压缩量(单元体外边缘土体)为16.5cm,与实测结果很接近,且偏于安全;而复合模量法过分高估了桩体的作用,计算结果明显偏小;文献[4]方法按均质土计算结果与实测值相比误差较大,本文考虑成层土计算结果相对误差较小,且更接近于实测结果,说明按本文计算方法计算考虑土的成层性复合地基加固区沉降是可行的,且能提高计算精度。

3.2 算例2

复合地基表面平均荷载集度为100kPa,典型单元半径 $b=1\text{m}$, $b/a=4$;桩长 $L=6\text{m}$,桩的弹性模量为500MPa,桩周土为水平成层土,共3层,每层厚度分别为2m。各层土弹性模量从上往下依次为 $E_{s1}=12\text{MPa}$ 、 $E_{s2}=4\text{MPa}$ 及 $E_{s3}=8\text{MPa}$, $\mu_{s1}=\mu_{s2}=\mu_{s3}=0.3$,取中性点深度 $z_m=0.53L$,桩顶平面土体不排水抗剪强度 $\tau_f=25\text{kPa}$,其发挥水平系数为1。

表4为典型单元体外边缘土体压缩量计算结果,从表4可以看出,按厚度加权均质土(不考虑土体成层性)计算结果误差较大,按成层土计算结果与有限元法比较接近,说明采用本文考虑成层土计算方法可使计算结果更精确。

表 4 加固区压缩量计算结果
Table 4 Calculated compressive deformation of
reinforced region of composite foundation

计算方法	不考虑土体成层性 (按厚度加权均质土)	考虑成层性 (本文法)	考虑成层性 有限元法
压缩量(mm)	20.9	30.9	32.5

4 结论

(1)假定桩周土弹性模量的不同不影响桩中性点位置,提出了考虑土的成层性路堤荷载下复合地基加固区压缩量计算方法,同时得到了各层土范围内桩、桩周土竖向应力及桩侧剪应力计算的表达式。

(2)利用 ANSYS 有限元分析了桩周土弹性模量的变化对桩中性点位置的影响规律,分析表明桩周土弹性模量的变化对桩中性点位置的影响很小,可以忽略,从而验证了假设。

(3)两个算例结果表明,使用本文计算方法考虑土的成层性,分析路堤荷载下复合地基加固区内桩和桩周土的变形,计算结果与有限元方法及实测结果较为接近,满足工程计算精度要求。

参考文献:

[1] 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 X N. Theory of composite foundations and engineering applications [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007. (in Chinese)]

[2] 龚晓南. 广义复合地基理论及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 1 - 13. [GONG X N. Generalized composite foundation theory and engineering application [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 1 - 13. (in Chinese)]

[3] Alamgir M, Miura N, Poorooshasb H B, Madhav M R. Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions[J]. Computers and Geotechnics, 1996, 18(4): 267 - 290.

[4] 杨涛. 路堤荷载下柔性悬桩复合地基的沉降分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(6): 741 - 743. [YANG T. Settlement analysis of composite foundation improved by flexible floating piles under road embankment [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(6): 741 - 743. (in Chinese)]

[5] 李海芳, 温晓贵, 龚晓南. 路堤荷载下复合地基加固区压缩量的解析解法[J]. 土木工程学报, 2005, 38(3): 77 - 80. [LI H F, WEN X G, GONG X N. Analytical function for compressive deformation of stabilized layer in composite foundation under load of embankment[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(3): 77 - 80. (in Chinese)]

[6] 张仪萍, 徐栋. 柔性桩复合地基的沉降分析[J]. 浙江大学学报:工学版, 2007, 41(1): 71 - 75. [ZHANG Y P, XU D. Settlement analysis of flexible pile composite foundation [J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2007, 41(1): 71 - 75. (in Chinese)]

[7] 刘天福, 潘卫东. 路堤荷载下刚性桩复合地基加固沉降简化计算[J]. 路基工程, 2009, 142(1): 112 - 113. [LIU T F, PAN W D. Simplified calculation for settlement of stabilized layer in rigid pile composite foundation under load of filled soil[J]. Subgrade Engineering, 2009, 142(1): 112 - 113. (in Chinese)]

[8] 吕文志, 俞建霖, 龚晓南. 柔性基础下桩体复合地基的解析法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(2): 401 - 408. [LV W Z, YU J L, GONG X N. Analytical mothod of pile composite foundation under flexible foundation[J]. Chinese Journal of Mechanics and Engineering, 2010, 29(2): 401 - 408. (in Chinese)]

[9] 刘杰, 张可能. 复合地基荷载传递规律及变形计算[J]. 中国公路学报, 2004, 17(1): 20 - 23. [LIU J, ZHANG K N. Load transfer law and deformation calculating of the composite foundation [J]. China Journal of Highway and Transport, 2004, 17(1): 20 - 23. (in Chinese)]

[10] 费康, 刘汉龙, 高玉峰. 路基荷载下 PCC 刚性桩复合地基沉降简化计算[J]. 岩土力学, 2004, 25(8): 1244 - 1248. [FEI K, LIU H L, GAO Y F. Settlement differential analysis of PCC rigid pile composite ground under road embankment loading [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(8): 1244 - 1248. (in Chinese)]

[11] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007. [ZHANG Z M. Pile foundation engineering [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007. (in Chinese)]

(下转第 72 页)

increases, the top of the pile reaction tends to be average, and the maximum bending moment of the raft gradually decreases. Piled raft foundation under the conditions of uniform cloth pile was at the middle edge of the small "dish type" distribution. Differential settlement is due to the upper structure of the secondary stress and raft internal force. Through adjustment of five pile foundation stiffness of foundation soil and pile length, pile diameter, pile spacing, etc, the influence of different foundation stiffness to differential subsidence can be learned. Change in pile lengths of pile form of cloth and combination with the center cloth pile of the foundation soil stiffness adjustment in the form are the optimal design for high-rise building pile raft foundation.

Key words: superstructure; pile-raft foundation; foundation; co-effect; finite element; variable stiffness; optimal design

责任编辑:张明霞

(上接第 63 页)

- [12] JGJ 94 - 2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. [JGJ 94 - 2008 Technical code for building pile foundations [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008. (in Chinese)]
- [13] 张季荣, 朱向荣. 简明建筑基础计算与设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. [ZHANG J R, ZHU

- X R. Design and calculation of the architecture foundation [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1997. (in Chinese)]
- [14] Poorooshasb H B, Alamgir M, Miura N. Negative skin friction on rigid and deformation piles[J]. Computers and Geotechnics, 1996, 18(2): 109 - 126.

Settlement of reinforced region for composite foundation under loads of embankment in stratified soil

CHEN Chang-fu, ZENG De-miao, WU Yan-quan, SUN Yan

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha, Hunan 410082, China)

Abstract: Provided that the neutral point of a pile is insensitive to the variance of elastic modulus for stratified soil, which is verified by finite element stimulation in the following section, analytical formulas of compressive quantity for pile and surrounding soil in reinforced region of composite foundation under embankment loads were derived along with the expressions for vertical stress of pile and surrounding soil, and shear stress of pile surrounding in each soil layer, by applying elasticity, compatibility of pile-soil displacement and boundary conditions. Comparison between results of the calculation approach and those of finite element and in situ measurements indicates that a good agreement for the deformation of pile and surrounding soil within the precision tolerance of engineering computation is obtained. This work will benefit the settlement analysis for cases in similar stratified soil.

Key words: stratified soil; embankment loads; composite foundation; elasticity; neutral point; settlement

责任编辑:张明霞