

格栅套筒加筋碎石桩复合地基沉降计算方法

贺成斌^{1,2}, 赵明华¹, 马宾辉², 陈秋南², 雷 勇²

(1. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2. 湖南科技大学土木工程学院, 湖南 湘潭 411201)

摘要: 为研究格栅套筒加筋碎石桩复合地基的变形特性及沉降计算方法, 开展加筋碎石桩复合地基承载变形机理分析。将复合地基划分为加筋段、非加筋段和下卧层三部分; 基于空间问题的胡克定律和分层总加法思路, 考虑加筋段桩土存在相对滑移但不出现塑性区, 采用桩体单元并利用分层迭代法予以计算; 由于非加筋段桩土竖向和径向变形协调, 引入桩土单元体模型予以分析; 下卧层沉降量则通过分层总加法计算, 从而推导出格栅套筒加筋碎石桩复合地基沉降计算公式。工程实例分析结果表明, 上述沉降计算方法所得结果与实测值较接近, 且克服了现有分析方法所得结果偏于危险的缺陷, 具有较好的合理性与可行性。

关键词: 格栅套筒; 加筋碎石桩; 沉降计算; 竖向变形; 径向变形; 桩土相对滑移

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7647(2017)02-0088-07

Calculation method for settlement of composite foundation reinforced with geogrid-encased stone columns// HE Chengbin^{1,2}, ZHAO Minghua¹, MA Binhui², CHEN Qiunan², LEI Yong² (1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China)

Abstract: An analysis of the bearing and deformation mechanism of a composite foundation reinforced with geogrid-encased stone columns is presented in order to obtain its bearing characteristic and settlement calculation method. The composite foundation is divided into three parts: the reinforced section, the unreinforced section, and the underlying stratum. Based on the Hooke's law of space problem and layer summation method, the settlement of the reinforced section is calculated with the layered iteration method in view of the relative slip displacement between the pile and soil of the reinforced section without a plastic zone. The compatibility of vertical and radial deformation of the unreinforced section is analyzed based on the pile-soil element model. The settlement of the underlying stratum is calculated by the layer summation method. Therefore, the calculation formula can be derived for a composite foundation reinforced with geogrid-encased stone columns. The results of engineering examples show that the settlement result obtained from this method is close to the measured one. Furthermore, the method is more feasible and can be applied in engineering practice, whereas the results calculated with other available methods are more dangerous.

Key words: geogrid-encase; reinforced stone column; settlement calculation; vertical deformation; radial deformation; relative slip between pile and soil

碎石桩作为一种常见的地基加固形式已广泛应用于软土地基加固工程中^[1-2]。碎石桩的承载力主要取决于桩周土提供的侧向约束力。当桩周土提供的侧向约束力不足时, 碎石桩桩身上半段易发生鼓胀变形, 致使其承载力降低、沉降增大而无法达到预期的地基加固效果^[3]。为此, 工程中采用在2~3倍桩径深度范围内对碎石桩包裹土工格栅套筒的处理方法, 利用格栅套筒对桩体的围箍作用, 增大其侧向约束力, 限制桩体鼓胀变形, 从而达到提高承载力和减小沉降的目的。这一新型复合地基可称之为“格栅套筒加筋碎石桩复合地基”。由于格栅套筒的围

箍作用, 碎石桩承载和变形特征均发生变化, 此时简单地套用已有的碎石桩复合地基沉降计算方法进行沉降分析不合时宜。因此, 如何结合格栅套筒加筋碎石桩的特点, 深入探讨加筋碎石桩复合地基沉降计算方法, 对工程设计具有重要的理论指导意义。

目前, 加筋碎石桩复合地基的研究手段多为室内试验、数值模拟和现场测试等, 研究多集中于承载力、稳定性分析方面, 如周志刚等^[4]较早就利用极限平衡理论对土工格栅套筒加筋碎石桩进行了承载力分析; 陈昌富等^[5-7]分别基于圆孔扩张理论、滑块平衡法和极限分析上限法推导了顶部加筋碎石桩承

承载力计算公式;赵明华等^[8-9]基于极限平衡理论进一步考虑土工格栅套筒加筋碎石桩的破坏模式,推导出加筋碎石桩单桩极限承载力计算公式。然而,加筋碎石桩复合地基沉降计算方面的研究相对偏少,曹文贵等^[10]根据桩与桩周土相对滑移量的不同,将加筋碎石桩分为加筋区、非加筋塑性区和非加筋弹性区,并根据不同区段的变形特点分别建立相应的沉降分析模型,从而得到柔性基础下加筋碎石桩复合地基沉降计算方法;吴梦婷等^[11]同样将加固区分为3个区段,基于弹性力学及桩土协调变形推导出各区段沉降计算式。虽然上述理论研究都对加筋碎石桩承载变形机理进行了分析,但仍具有一定的局限性和不足,如对碎石桩加筋段桩土相对滑移导致的桩侧摩阻力考虑得过于复杂;桩体受荷后桩体侧向变形随深度衰减很快,不一定存在塑性区,从而使得分区假设不一定成立;从计算结果来看,理论分析值小于实测值,计算偏于危险。因此,本文拟在前人研究基础上,将格栅套筒加筋碎石桩复合地基分为加筋段、非加筋段和下卧层三部分,并基于空间问题的胡克定律和分层总和法思路,考虑加筋段桩土存在相对滑移但不出现塑性区,采用桩体单元并利用分层迭代法予以计算;由于非加筋段桩土竖向和径向变形协调,引入桩土单元体模型予以分析;下卧层沉降量则通过分层总和法计算,从而提出格栅套筒加筋碎石桩复合地基沉降计算方法。

1 格栅套筒加筋碎石桩复合地基变形机理

一般而言,格栅套筒加筋碎石桩复合地基由垫层、加固区和下卧层组成^[1](图1)。由于垫层的厚度较小、压实度较高,沉降变形在施工阶段就基本完成,因而可以忽略垫层的沉降。故加筋碎石桩复合地基沉降 S 可看作加固区压缩变形量 S_1 与下卧层压缩变形量 S_2 之和:

$$S = S_1 + S_2 \tag{1}$$

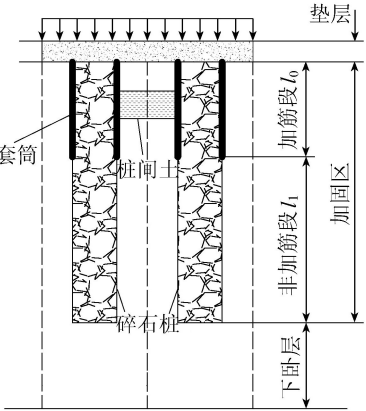


图1 格栅套筒加筋碎石桩复合地基组成

根据已有研究成果^[9-11],加固区根据桩体是否被土工格栅套筒包裹可分为加筋段与非加筋段,故 S_1 可表示为

$$S = S_{11} + S_{12} \tag{2}$$

式中: S_{11} 、 S_{12} 分别为加筋段和非加筋段压缩变形量。

由式(1)(2)可得

$$S = S_{11} + S_{12} + S_2 \tag{3}$$

式(3)即为目前较为常用的加筋碎石桩复合地基沉降计算方法,其中下卧层压缩变形量 S_2 采用传统的分层总和法求解。由此可以看出,加筋碎石桩复合地基沉降计算的关键在于加固区压缩变形量 S_{11} 和 S_{12} 的确定。

1.1 加筋段

由于桩体受到格栅套筒的包裹作用,加筋段的整体性及变形刚度大幅度提高,并借助于格栅形成较为清晰的桩土接触面,其变形机理与柔性桩或半刚性桩类似。但桩体由散体材料构成,本身无黏聚力,在荷载作用下桩体应力集中产生不可忽略的鼓胀变形。当复合地基承受荷载较大时,加筋段桩土界面存在相对位移或位移趋势,导致桩土界面存在桩侧摩阻力。因此,加筋段压缩变形计算需考虑桩土竖向变形、径向变形和桩侧摩阻力的影响。本文分析加筋段沉降量时,采用桩体单元并利用分层迭代法予以计算。

1.2 非加筋段

由于桩体未受到格栅套筒的侧向约束,非加筋段的桩体刚度明显下降,在荷载作用下非加筋段桩体存在竖向和径向变形,特别是加筋段与非加筋段交界处桩体刚度突变,桩身径向变形会异常明显,这也是加筋碎石桩可能发生鼓胀破坏的原因^[12-13]。由于无格栅套筒,碎石桩体与桩周土体相互嵌入咬合,桩土界面界限非常模糊,桩土相对位移很小,可忽略不计,又因应力扩散作用桩体受所附加应力随深度急剧减小,其侧向变形相应减小,因此整个非加筋段鼓胀变形不均匀,但考虑桩土变形连续且协调特点,为简化计算,非加筋段采用桩土单元体进行分析。

由此可知,本文建立的加筋碎石桩复合地基沉降分析方法必须充分反映上述加筋段与非加筋段的变形力学机理。为此,下面将在此基础上分别对加筋段和非加筋段沉降变形进行分析。

2 加固区压缩变形分析

2.1 基本假定

本文研究主要针对采用双向高强土工格栅在碎石桩顶部以下2~3倍桩径深度范围内套筒围箍所形成的加筋碎石桩,为简化计算,作如下基本假定:

①土工格栅套筒具有足够的强度和刚度,不因桩体变形而产生塑性变形或出现拉断;②土工格栅套筒网孔直径小于碎石粒径,且碎石颗粒不会从套筒内鼓出;③在正常工作情况下,桩体和桩周土体视为线弹性体;④仅考虑附加应力对桩体和桩周土体的压缩变形影响,不考虑自重影响;⑤不考虑复合地基的群桩效应;⑥所取微段单元很小,其体积变化量值可忽略。

取桩体及其影响范围内桩周土体组成的单元体为研究对象进行分析,如图 2 所示, a 为桩体半径, b 为桩土单元体半径,由桩体间距和布桩方式得

$$d_e = c_g s_d = 2b \tag{4}$$

式中: d_e 为单元体直径; s_d 为桩间中心距; c_g 为布桩方式影响系数(梅花形或正三角形布桩, $c_g = 1.05$;正方形布桩, $c_g = 1.13$)。在上述条件下,分别探讨加筋碎石桩复合地基加筋段和非加筋段的压缩变形分析方法。

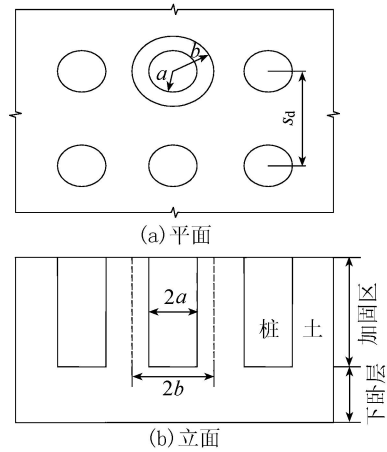


图 2 复合地基桩土单元体

2.2 加筋段压缩变形分析

针对碎石桩桩体特性和变形特点,本文采用分层迭代法进行压缩变形分析,现将加筋段等分为 M 个微段单元,加筋段长度为 l_0 ,则第 i 个微段单元厚度 ΔH_i 为

$$\Delta H_i = \frac{l_0}{M} \tag{5}$$

取加筋段第 i 个桩体微段单元进行分析,如图 3 所示。根据基本假定可知,桩体变形均匀且变形前

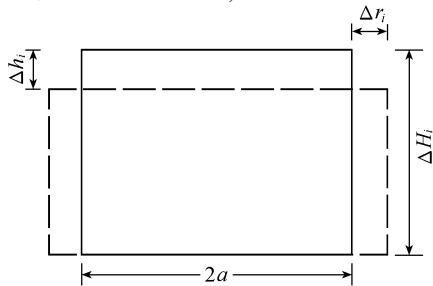


图 3 加筋段第 i 个桩体微段单元变形关系

后体积保持不变,同时忽略高阶微量可得

$$a \Delta h_i = 2 \Delta H_i \Delta r_i \tag{6}$$

式中: Δh_i 、 Δr_i 分别为第 i 个桩体微段单元的竖向和径向变形量。

由于桩土变形协调且连续,可知桩体鼓胀量应等于桩周土体的收缩量,即该微段单元体平均环向应力 $\bar{\sigma}_{\theta pi}$ 等于平均径向应力 $\bar{\sigma}_{r pi}$,根据空间问题中的胡克定律得

$$\begin{aligned} \varepsilon_{zpi} &= \frac{\Delta h_i}{\Delta H_i} = \frac{1}{E_p} [\bar{\sigma}_{zpi} - \mu_p (\bar{\sigma}_{rpi} + \bar{\sigma}_{\theta pi})] = \\ &= \frac{1}{E_p} (\bar{\sigma}_{zpi} - 2\mu_p \bar{\sigma}_{rpi}) \end{aligned} \tag{7}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{rpi} &= \frac{\Delta r_i}{a} = \frac{1}{E_p} [\bar{\sigma}_{rpi} - \mu_p (\bar{\sigma}_{zpi} + \bar{\sigma}_{\theta pi})] = \\ &= \frac{1}{E_p} [(1 - \mu_p) \bar{\sigma}_{rpi} - \mu_p \bar{\sigma}_{zpi}] \end{aligned} \tag{8}$$

式中: ε_{rpi} 、 ε_{zpi} 分别为第 i 个桩体微段单元的径向和竖向应变; E_p 为桩体压缩模量; μ_p 为桩体泊松比; $\bar{\sigma}_{zpi}$ 为第 i 个桩体微段单元的平均竖向附加应力,可取该单元底部附加应力 σ_{zpi} 和顶部附加应力 $\sigma_{zp(i-1)}$ 的平均值,即

$$\bar{\sigma}_{zpi} = \frac{1}{2} (\sigma_{zpi} + \sigma_{zp(i-1)}) \tag{9}$$

由式(7)和式(8)可得第 i 个桩体微段单元产生的竖向和径向变形,即

$$\Delta h_i = \frac{\Delta H_i}{E_p} (\bar{\sigma}_{zpi} - 2\mu_p \bar{\sigma}_{rpi}) \tag{10}$$

$$\Delta r_i = \frac{a}{E_p} [(1 - \mu_p) \bar{\sigma}_{rpi} - \mu_p \bar{\sigma}_{zpi}] \tag{11}$$

将式(9)代入式(10)和式(11)整理得桩体微段单元底部所受附加应力

$$\sigma_{zpi} = A_i \Delta h_i + B_i \Delta r_i - \sigma_{zp(i-1)} \tag{12}$$

其中
$$A_i = \frac{2E_p}{\Delta H_i} \left(1 + \frac{2\mu_p^2}{1 - \mu_p - 2\mu_p^2} \right)$$

$$B_i = \frac{4E_p \mu_p}{(1 - \mu_p - 2\mu_p^2) a}$$

取第 i 个桩体微段单元进行受力分析,如图 4 所示,由桩体竖向静力平衡可得

$$\pi (a + \Delta r_{(i-1)})^2 \sigma_{zp(i-1)} + 2\pi (a + \Delta r_i) \cdot \sigma_{zpi} = \pi (a + \Delta r_i)^2 \sigma_{zp(i-1)} + 2\pi (a + \Delta r_i) \cdot \sigma_{zpi}$$

图 4 加筋段第 i 个桩体微段单元受力分析

$$(\Delta H_i - \Delta h_i) \tau_i = \pi(a + \Delta r_i)^2 \sigma_{zpi} \quad (13)$$

式中 τ_i 为第 i 个桩土微段单元桩侧平均摩阻力。

联立式 (12) 和式 (13) 可得一个关于 Δh_i 的一元二次方程, 即

$$F_{1i} \Delta h_i^2 + F_{2i} \Delta h_i + F_{3i} = 0 \quad (14)$$

其中

$$F_{1i} = \frac{a \tau_i}{\Delta H_i} + \frac{a^2 \sigma_{zpi}}{4 \Delta H_i^2}$$

$$F_{2i} = a \tau_i + \frac{a^2 \sigma_{zpi}}{\Delta H_i} - a^2 A_i - \frac{a^3 B_i}{2 \Delta H_i}$$

$$F_{3i} = 2 a^2 \sigma_{zpi} - 2 a \tau_i \Delta H_i$$

由式 (14) 计算可得

$$\Delta h_i = \frac{-F_{2i} + \sqrt{F_{2i}^2 - 4 F_{1i} F_{3i}}}{2 F_{1i}} \quad (15)$$

而桩侧平均摩阻力

$$\tau_i = c_a + k_0 p_{szi} \tan \varphi_a \quad (16)$$

式中: c_a 为桩土间的黏聚力; φ_a 为桩土界面的摩擦角; p_{szi} 为第 i 个桩土微段单元中部深度 z_i 处桩周土体竖向附加应力; k_0 为桩周土的静止土压力系数。

由于桩周土体具有一定的抗剪强度, 不可能传递过大的剪应力, 因此桩侧摩阻力将与土体的抗剪强度相关联且为一有限值, 可认为桩侧摩阻力不超过土体的抗剪强度 τ , 即整个加筋段桩侧摩阻力:

$$\tau_z = c_a + k_0 p_{sz} \tan \varphi_a \leq \tau \quad (17)$$

2.3 非加筋段压缩变形分析

类似于前述方法, 将非加筋段等分为 N 个桩土微段单元, 则第 j 个桩土微段单元厚度 ΔH_j 为

$$\Delta H_j = \frac{l_1}{N} \quad (18)$$

由前述分析可知, 计算非加筋段压缩变形与加筋段压缩变形一样, 需考虑竖向变形和径向变形的影响, 只是非加筋段忽略桩土相对滑移并按桩土单元进行分析。因此, 非加筋段的压缩变形可借鉴加筋段压缩变形的分析方法进行分析。取第 j 个桩土单元体进行受力分析, 如图 5 所示。

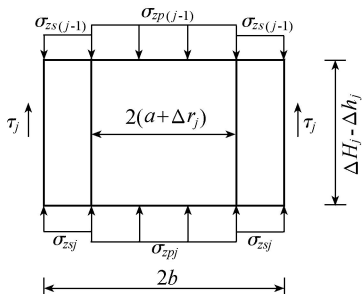


图5 非加筋段第 j 个桩土单元受力分析

考虑到桩土微段单元的对称性以及桩土单元边界处的应力协调性, 桩土微段单元边界处的竖向剪应力 $\tau_j = 0$, 则由桩土微段单元竖向静力平衡得

$$\pi(a + \Delta r_{(j-1)})^2 \sigma_{zp(j-1)} + \pi[b^2 - (a + \Delta r_{(j-1)})^2] \cdot \sigma_{zs(j-1)} = \pi(a + \Delta r_j)^2 \sigma_{zpj} + \pi[b^2 - (a + \Delta r_j)^2] \sigma_{zsj} \quad (19)$$

$$\text{其中} \quad \sigma_{zs(j-1)} = \frac{\sigma_{zp(j-1)}}{n_{(j-1)}} \quad \sigma_{zsj} = \frac{\sigma_{zpj}}{n_j}$$

式中: $\Delta r_{(j-1)}$ 、 Δr_j 分别为第 $j-1$ 、 j 个桩土微段单元径向变形量; $\sigma_{zp(j-1)}$ 、 σ_{zpj} 分别为第 $j-1$ 、 j 个桩土微段单元桩底竖向应力; $\sigma_{zs(j-1)}$ 、 σ_{zsj} 分别为第 $j-1$ 、 j 个桩土微段单元土底竖向应力; $n_{(j-1)}$ 、 n_j 分别为第 $j-1$ 、 j 个桩土单元底部桩土应力比。

按前述加筋段压缩变形计算思路, 同理可得第 j 个桩土微段单元的竖向变形量 Δh_j 的一元三次方程:

$$\lambda_{3j} \Delta h_j^3 + \lambda_{2j} \Delta h_j^2 + \lambda_{1j} \Delta h_j = \lambda_j \quad (20)$$

$$\text{其中} \quad \lambda_j = [n_j(a + \Delta r_{(j-1)})^2 + b^2] \sigma_{zp(j-1)} + n_j[b^2 - (a + \Delta r_{(j-1)})^2] \sigma_{zs(j-1)}$$

$$\lambda_{1j} = [b^2 + (n_j - 1)a^2] \left(F_{1j} + \frac{F_{2j}a}{2 \Delta H_j} \right) -$$

$$\frac{(n_j - 1)a^2 \sigma_{zp(j-1)}}{\Delta H_j}$$

$$\lambda_{2j} = \frac{(n_j - 1)a^2}{\Delta H_j} \left(F_{1j} + \frac{\lambda_{2j}a}{2 \Delta H_j} - \frac{\sigma_{zp(j-1)}}{4 \Delta H_j} \right)$$

$$\lambda_{3j} = \frac{(n_j - 1)a^2}{4 \Delta H_j^2} \left(F_{1j} + \frac{F_{2j}a}{2 \Delta H_j} \right)$$

式中 F_{1j} 、 F_{2j} 表达式见公式 (14) 中 F_{1i} 、 F_{2i} 的表达式, 仅需将下标 i 变化为 j 。

由式 (20) 可得解析解, 即

$$\Delta h_j = \sqrt[3]{-\frac{q_j}{2} + \sqrt{\left(\frac{q_j}{2}\right)^2 + \left(\frac{p_j}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{-\frac{q_j}{2} - \sqrt{\left(\frac{q_j}{2}\right)^2 + \left(\frac{p_j}{3}\right)^3}} - \frac{\lambda_{2j}}{3 \lambda_{3j}} \quad (21)$$

其中

$$q_j = \frac{\lambda_{2j}(2 \lambda_{2j}^2 - 9 \lambda_{1j} \lambda_{3j}) - 27 \lambda_{1j} \lambda_{3j}^2}{27 \lambda_{3j}^3}$$

$$p_j = \frac{3 \lambda_{1j} \lambda_{3j} - \lambda_{2j}^2}{3 \lambda_{3j}^2}$$

2.4 加固区压缩变形量的计算

由以上分析可知, 加固区加筋段的压缩变形量

$$S_{11} = \sum_{i=1}^M \Delta h_i, \text{ 加固区非加筋段的压缩变形量 } S_{12} = \sum_{j=1}^N \Delta h_j, \text{ 则整个加固区压缩变形量 } S_1 \text{ 为}$$

$$S_1 = S_{11} + S_{12} = \sum_{i=1}^M \Delta h_i + \sum_{j=1}^N \Delta h_j \quad (22)$$

2.5 相关参数的确定方法

上述已建立加筋碎石桩加固区的沉降分析方法, 由式 (15) 和式 (21) 可知, 加固区压缩变形量 S_1

和复合地基几何参数 a 、 b 、 ΔH_i 、 ΔH_j ，以及应力应变参数 Δr_i 、 σ_{zpi} 、 σ_{zsi} 、 Δr_j 、 σ_{zpj} 、 σ_{zsj} 、 n_j 相关，见式(23)：

$$S_1 = F(a, b, \Delta H_i, \Delta H_j, \Delta r_i, \Delta r_j, \sigma_{zpi}, \sigma_{zsi}, \sigma_{zpj}, \sigma_{zsj}, n_j) \tag{23}$$

各应力应变参数确定方法如下：

步骤1 确定 Δr_i 、 Δr_j 。对于加筋段， Δr_i 为第 $i+1$ 个桩体微段单元顶部（亦即第 i 个桩体微段单元底部）径向变形。由于桩体压缩变形分析是从上往下递推，所以第 i 单元由第 $i-1$ 单元计算得到，以此类推只要求出径向初始变形 Δr_0 即可求得 Δr_i 。由于加筋段第 1 个桩体微段单元紧接基础或垫层底部，基础或垫层对桩体约束比较大，为简化计算可认为 $\Delta r_0=0$ 。非加筋段 Δr_j 采用相同方法，其第 1 个桩体微段单元为加筋段与非加筋段分界面的径向变形，由于受筋材围箍作用和变形协调的影响，其第 1 个桩土单元顶面的径向变形 Δr_0 等于加筋段第 M 个桩土单位底部的径向变形。

步骤2 确定 σ_{zp} 和 σ_{zs} 。对于加筋段， σ_{zpi} 为第 $i+1$ 个桩土单元顶面的竖向附加应力， σ_{zsj} 为该位置处桩侧土的竖向附加应力。与 Δr_i 相同，只需确定初始条件即第 1 个桩土单元的 σ_{zp0} 和 σ_{zs0} 便可求出，可按下式计算：

$$\sigma_{zs0} = p_s = \frac{p}{1 + m(n - 1)} \tag{24}$$

$$\sigma_{zp0} = p_p = np_s \tag{25}$$

式中： p_p 、 p_s 分别为复合地基顶部桩、土所受竖向附加应力； p 为复合地基顶部所受竖向压力； m 为面积置换率； n 为桩土应力比，应取实测值为佳，无实测值时可按下式计算^[12]：

$$n = \frac{E_p}{2k_p E_s \ln(b/a)} + \frac{k_s}{k_p} \tag{26}$$

式中： E_s 为土体压缩模量； k_p 为桩体侧压力系数； k_s 为桩周土体侧压力系数。

对于非加筋段，由应力连续性可知，非加筋段顶部桩土竖向附加应力等于加筋段底部桩土附加应力，即

$$\sigma_{zpj} \Big|_{j=0} = \sigma_{zpi} \Big|_{i=M} \tag{27}$$

$$\sigma_{zsj} \Big|_{j=0} = \sigma_{zsi} \Big|_{i=M} \tag{28}$$

步骤3 确定 n_j 。考虑到碎石桩划分单元体较多且厚度较小，则桩土应力比沿单元体变化很小，为简化计算可假设单元体桩土应力比保持不变，即

$$n_j = \frac{\sigma_{zpj}}{\sigma_{zsj}} \approx \frac{\sigma_{zp(j-1)}}{\sigma_{zs(j-1)}} \approx \frac{\sigma_{zp0}}{\sigma_{zs0}} \tag{29}$$

3 工程实例

3.1 实例1

当加筋碎石桩加筋段长度为零时，上述加筋碎

石桩复合地基沉降计算方法即可转化为普通碎石桩复合地基沉降计算方法。为验证上述计算方法的通用性和合理性，首先引入一个普通碎石桩复合地基工程实例进行分析。

以文献[14]中某水利工程为例，某水闸拟建于粉土和粉砂地基上，表层 2.0~4.5 m 为粉土，地基承载力为 100 kPa；该层以下是青灰色粉砂，地基承载力为 80 kPa。地下水位于地面以下 2 m。闸室地基选用了振冲碎石桩加固。文献[14]采用有限元法对碎石桩加固地基进行了分析，模拟桩径 1 m，桩长 11 m，地基总计算深度 12 m，其他具体参数见文献[14]。当上部荷载为 150 kPa 时，按有限元法计算复合地基沉降为 4.76 cm。现利用上述资料采用本文方法对该工程进行沉降计算：复合地基加筋段长度设为零，非加筋段等分为 50 个单元体，计算得 $S_{12} = 3.97$ cm；下卧层采用分层总和法计算得 $S_2 = 0.87$ cm；该工程总沉降量为 $S = 4.84$ cm，与有限元法计算结果接近，表明本文方法具有合理性，可退化为普通碎石桩复合地基沉降计算方法。

3.2 实例2

该工程为四川某高速公路互通式立交桥 A 匝道，采用土工格栅套筒-碎石桩-砂垫层方法对路基进行加固处理^[15]。复合地基参数如下：垫层厚度 10 cm，垫层压缩模量 20 MPa；加筋碎石桩桩体直径 0.6 m，桩长 6 m，采用梅花桩布桩，桩间中心距 $s_d = 2$ m，碎石桩体内摩擦角 $\varphi_p = 38^\circ$ ，泊松比 $\mu_p = 0.35$ ，土工格栅套筒加筋深度 $l_0 = 2$ m，加筋段桩体压缩模量 $E_p = 100$ MPa，非加筋段 $E_p = 20$ MPa，其他土层结构和参数如图 6 所示。对处理后的路基表面施加平均荷载 $p = 120$ kPa，测得桩土应力比 $n = 3.12$ ，路基沉降量 $S = 11.0$ cm。

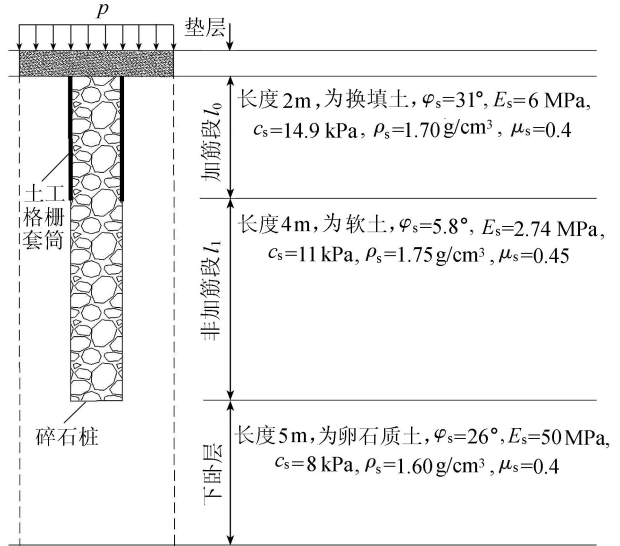


图6 实例2 土层结构及计算参数

现利用上述资料采用本文方法对该路基工程进行沉降计算,具体过程如下:①计算复合地基面积置换率 $m=8.2\%$,又桩土应力比 $n=3.12$,由式(24)(25)可得桩土顶面处所承受的荷载为 $\sigma_{z0}=350.84\text{ kPa}$, $\sigma_{z0}=112.45\text{ kPa}$ 。②按第2.2节方法计算加筋段压缩变形 S_{11} :将加筋段等分为10个单元体,从上往下逐一单元体进行分析计算,最终得加筋段压缩变形 $S_{11}=10\sum_{i=1}^n \Delta h_i=2.547\text{ cm}$ 。③按第2.3节方法计算非加筋段压缩变形 S_{12} :将加筋段等分为20个单元体,按从上往下逐一单元体进行分析计算,最终得非加筋段压缩变形 $S_{12}=\sum_{j=1}^{20} \Delta h_j=8.251\text{ cm}$ 。④计算下卧层压缩变形量:采用分层总和法得下卧层沉降量 $S_2=1.072\text{ cm}$ 。⑤由式(3)可知加筋碎石桩复合地基总变形量 $S=11.87\text{ cm}$ 。

为便于比较分析,现采用其他方法对上述加筋碎石桩工程实例进行计算,结果如表1所示。由表1可知,本文方法与其他方法计算结果都与实测值较为接近。本文方法计算结果比实测值偏大而其他方法偏小。考虑到理论推导一般为地基最终沉降量,而实测值为某一时刻的沉降量,其值一般小于最终沉降,因此本文方法更符合实际情况,避免了现有其他方法分析结果偏于危险的缺陷。因此,采用本文方法计算加筋碎石桩复合地基沉降,不仅计算量较小,而且更具合理性与可行性。但不可否认的是,本文方法仍存在一定的计算误差,其原因主要是研究对象限于采用双向高强土工格栅在碎石桩顶部以下2~3倍桩径深度范围内围箍桩体所形成的加筋碎石桩复合地基,且推导公式时利用了连续均匀介质的假定和弹性力学的基本原理,认为单元体的桩土应力比不变,而实际工程中加筋碎石桩复合地基沉降受许多因素的综合影响,如碎石桩本身具有较大离散性,且当上部荷载较大时,格栅套筒加筋段会出现较大非线性变形,桩土应力比会随着荷载的增大而增大等。

表1 不同方法沉降计算结果

计算方法	计算值/cm	实测值/cm	相对误差/%
文献[10]方法	10.80	11.0	-1.82
有限元方法 ^[15]	10.90	11.0	-0.91
本文方法	11.87	11.0	7.90

4 结 语

本文结合格栅套筒加筋碎石桩复合地基承载变形机理分析,探讨了此类复合地基的沉降计算方法。理论分析表明,格栅套筒有效限制了碎石桩上半段

的径向变形,使得碎石桩桩身上半段呈柔性或半刚性,碎石桩的荷载传递能力更强,变形更小。因此,考虑加筋段桩土存在相对滑移和非加筋段桩土竖向和径向变形协调特征,将加筋碎石桩复合地基分为加筋段、非加筋段和下卧层三部分分别建立沉降计算模型,符合加筋碎石桩复合地基的承载和变形特征,最终推导出格栅套筒加筋碎石桩复合地基沉降计算公式。工程实例分析表明,本文提出的格栅套筒加筋碎石桩复合地基沉降计算方法具有较高的精度,且克服了现有分析方法计算结果偏于危险的缺陷,更具合理性与可行性。

参考文献:

[1] 王保田,张福海,王炳奇.碎石桩复合地基及其在水利工程中的应用[J].水利水电科技进展,2001,21(4):56-58. (WANG Baotian, ZHANG Fuhai, WANG Bingqi. Development of stone column compound foundation and its application in hydraulic projects[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2001,21(4):56-58. (in Chinese))

[2] 张福海,王保田,王炳奇,等.大粒径碎石桩在饱和超软土地基中的应用[J].河海大学学报(自然科学版),2006,34(4):430-434. (ZHANG Fuhai, WANG Baotian, WANG Bingqi, et al. Application of large grain-size gravel piles to strengthening saturated super-soft ground [J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2006,34(4):430-434. (in Chinese))

[3] 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.

[4] 周志刚,张起森.土工格栅碎石桩的承载力分析[J].岩土工程学报,1997,19(1):18-21. (ZHOU Zhigang, Zhang Qisen. Analysis on the bearing capacity of geogrid reinforced stone-column [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(1):18-21. (in Chinese))

[5] 陈昌富,李其泽.基于圆孔扩张理论顶部加箍碎石桩承载力计算[J].湖南大学学报(自然科学版),2011,38(10):7-12. (CHEN Changfu, LI Qize. Calculation of bearing capacity of geosynthetic-encased gravel pile based on cavity expansion theory [J]. Journal of Hunan university (Natural Science), 2011,38(10):7-12. (in Chinese))

[6] 陈昌富,吴梦婷.基于滑块平衡法顶部加箍碎石桩承载力计算方法[J].岩土工程学报,2013,35(7):1253-1260. (CHEN Changfu, WU Mengting. Computational method for bearing capacity of upper geosynthetic-encased stone columns based on block limit equilibrium method [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(7):1253-1260. (in Chinese))

[7] 王纯子,陈昌富,赵阳.顶部加箍碎石桩极限承载力上

- 限分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(6): 1801-1805. (WANG Chunzi, CHEN Changfu, ZHAO Yang. Upper-bound limit analysis of ultimate bearing capacity of upper geosynthetic-encased stone column[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(6): 1801-1805. (in Chinese))
- [8] 赵明华, 陈庆, 张玲, 等. 加筋碎石桩承载力计算[J]. 公路交通科技, 2011, 28(8): 7-12. (ZHAO Minghua, CHEN Qing, ZHANG Ling, et al. Calculation of bearing capacity of geosynthetic-encased stone columns[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(8): 7-12. (in Chinese))
- [9] 赵明华, 张赞威, 刘猛, 等. 筋箍碎石桩复合地基极限承载力计算[J]. 水文地质工程地质, 2014, 41(1): 67-73. (ZHAO Minghua, ZHANG Zanwei, LIU Meng, et al. Calculation of ultimate bearing capacity of composite foundation with geosynthetic encased stone columns[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2014, 41(1): 67-73 (in Chinese))
- [10] 曹文贵, 杨泽华. 柔性基础下碎石桩加筋复合地基沉降分析方法[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 1997-2004. (CAO Wengui, YANG Zehua. Method for analyzing settlement of reinforced-pile composite ground under flexible foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(11): 1997-2004. (in Chinese))
- [11] 吴梦婷, 陈昌富. 顶部加箍碎石桩复合地基沉降计算方法[J]. 中国科技论文, 2013, 8(11): 1095-1099. (WU Mengting, CHEN Changfu. Settlement computation of composite foundation of upper geosynthetic-encased stone column[J]. China Science Paper, 2013, 8(11): 1095-1099. (in Chinese))
- [12] 高明军. 管式格栅加筋碎石桩的承载特性试验研究[D]. 南京: 河海大学, 2008.
- [13] BAUMANN V, BAUER G E A. The performance of foundation on various soils stabilized by the vibro-compaction method[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1974, 3(2): 509-530.
- [14] 俞伟, 苏枋, 唐新军. 碎石桩加固软土地基处理的有限元分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2013, 11(5): 114-117. (YU Wei, SU Fang, TANG Xinjun. Finite element analysis on soft soil foundation reinforcement with gravel pile[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2013, 11(5): 114-117. (in Chinese))
- [15] 黄兵. GPS 软基加固系统机理及其在成都绕城高速公路的应用研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2002.
- (收稿日期: 2015-11-09 编辑: 骆超)

(上接第 72 页)

- [8] 谢平, 陈广才, 雷红富. 变化环境下基于趋势分析的水资源评价方法[J]. 水力发电学报, 2009, 28(2): 14-19. (XIE Ping, CHEN Guangcai, LEI Hongfu. The assessment method of water resources based on trend analysis of changing environments[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2009, 28(2): 14-19. (in Chinese))
- [9] 李国芳. 感潮河段水文计算方法研究[D]. 南京: 河海大学, 2003.
- [10] GUMBEL E J. Multivariate exeme distributions[J]. Bulletin of the International Statistical Institute, 1960, 39(2): 471-475.
- [11] 熊立华, 郭生练. 两变量极值分布在洪水频率分析中的应用研究[J]. 长江科学院院报, 2004, 21(2): 35-37. (XIONG Lihua, GUO Shenglian. Application study of a bivariate extremal distribution in flood frequency analysis[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2004, 21(2): 35-37. (in Chinese))
- [12] 林荣, 李国芳. 黄浦江风暴潮位、区间降雨量和上游来水量遭遇分析[J]. 水文, 2000, 20(3): 1-5. (LIN Rong, LI Guofang. Analysis of the upstream floods meeting with storm tide and interval rainfall in the Huangpu River[J]. Journal of China Hydrology, 2000, 20(3): 1-5. (in Chinese))
- [13] 谢华, 黄介生. 两变量水文频率分布模型[J]. 水科学进展, 2008, 19(3): 443-452. (XIE Hua, HUANG Jiesheng. A review of bivariate hydrological frequency distribution[J]. Journal of Advances in Water Science, 2008, 19(3): 443-452. (in Chinese))
- [14] 杜江, 陈希镇, 于波. Archimedean Copula 函数的参数估计[J]. 科学技术与工程, 2009(3): 637-640. (DU Jiang, CHEN Xizhen, YU Bo. Parameter estimation of Archimedean Copula[J]. Science Technology and Engineering, 2009(3): 637-640. (in Chinese))
- [15] 南波. 基于 K-S 检验法的雪荷载统计分析[J]. 兰州理工大学学报, 2002, 38(1): 115-119. (NAN Bo. Statistical analysis of snow load based on K-S inspection method[J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2002, 38(1): 115-119. (in Chinese))
- [16] 单国莉, 陈东峰. 一种确定最优 Copula 的方法及应用[J]. 山东大学学报(理学版), 2005(4): 66-69. (SHAN Guoli, CHEN Dongfeng. A method to determinate the optimal Copulas and its application[J]. Journal of Shandong University(Natural Science), 2005(4): 66-69. (in Chinese))
- [17] WANG Cheng, CHANG Nibin, YEH G T. Copula-based flood frequency analysis at the confluences of river system[J]. Hydrological Processes, 2009(2): 7273-7288.
- [18] 傅湘, 王丽萍. 洪水遭遇组合下防洪区的洪灾风险率估算[J]. 水电能源科学, 1999, 17(4): 23-26. (FU Xiang, WANG Liping. Estimating flood hazard risk rate of flood control region under flood encountering combination[J]. Water Resources and Power, 1999, 17(4): 23-26. (in Chinese))
- (收稿日期: 2016-01-31 编辑: 熊水斌)