

DOI: 10.11779/CJGE201709001

# 柔性基础下碎石桩复合地基桩土应力比及沉降计算

赵明华, 牛浩懿, 刘猛, 谭鑫

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

**摘要:**深入研究柔性基础下碎石桩复合地基受力变形机理,考虑到碎石桩复合地基桩体侧向鼓胀及桩体的整体性,在径向位移模式分析中引入横截面剪应力的影响,并由此建立了碎石桩鼓胀段荷载传递模式。然后,结合桩身荷载传递规律,导出了柔性基础下碎石桩鼓胀变形的控制微分方程,获得了柔性基础下碎石桩复合地基桩土应力比及沉降。最后通过实例和数值模拟分析,表明该方法具有较好的合理性与可行性,参数分析表明,增大桩土模量比和减少置换率会提高桩土应力比,荷载水平则会影响径向鼓胀变形的程度。

**关键词:**碎石桩;复合地基;径向位移;荷载传递;桩土应力比;沉降

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)09-1549-08

作者简介:赵明华(1956-),男,湖南邵阳洞口人,教授,博士生导师,主要从事桩基础和软土地基处理等研究。E-mail: mhzhaohd@21cn.com。

## Pile-soil stress ratio and settlement of composite ground with gravel piles in flexible foundation

ZHAO Ming-hua, NIU Hao-yi, LIU Meng, TAN Xin

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

**Abstract:** The deformation mechanism of composite ground with gravel piles in flexible foundation is thoroughly studied, and the effect of a cross-sectional shear stress is introduced in the analysis of radial displacement mode considering the lateral bulging and integrity of the piles. Therefore, a bulging load transfer mode of gravel piles is established. Then, a differential equation for the bulging deformation of gravel piles in flexible foundation is derived based on the load transfer law. The pile-soil stress ratio and settlement flexible foundation are obtained. Finally, the proposed method is proved to be of certain rationality and feasibility through case studies and numerical simulations, and the parameter analysis indicates that increasing pile-soil modulus ratio and reducing the replacement rate will increase the pile-soil stress ratio, while the load level will affect the radial bulging deformation degree.

**Key words:** gravel pile; composite foundation; radial displacement; load transfer; pile-soil stress ratio; settlement

## 0 引言

近年来,碎石桩复合地基因其较好的经济效益和处治效果,被广泛使用于公路、铁路的软土地基处理中。伴随着应用的日益广泛,关于其设计计算理论的研究也日渐增多,尤其在是桩土应力比与沉降计算方面,国内外学者取得了较为丰富的成果。

国内外部分学者,从等应变假设出发,形成了一系列计算碎石桩复合地基沉降与桩土应力比的方法。如Hughes等<sup>[1]</sup>考虑桩身鼓胀影响计算出单根碎石桩的极限承载力;在此基础上盛崇文<sup>[2]</sup>提出沉降模量的概念,得到碎石桩复合地基沉降公式,但其中两个关键指标沉降模量和桩土应力比只能通过载荷试验和原体观察得到;之后,郭蔚东等<sup>[3]</sup>利用应力剪胀理论得到桩土应力比和沉降折减系数计算公式,但没有考虑面

积置换率的影响;Poorooshasb等<sup>[4]</sup>基于厚壁圆筒理论,研究了桩土等应变条件下桩体鼓胀变形;张定<sup>[5]</sup>通过桩土侧向变形协调,结合胡克定律,获得了碎石桩桩土应力比的计算方法;赵明等<sup>[6]</sup>通过引入魏西克圆孔扩张理论与 $p-y$ 曲线法导得碎石桩复合地基桩土应力比计算式;刘杰<sup>[7]</sup>通过引入双剪统一强度理论推导出桩土应力比计算式;孙林娜等<sup>[8]</sup>将碎石桩分为鼓胀段与非鼓胀段,并假定碎石桩受荷前后体积变化规律,获得了碎石桩轴侧向受力状态,提出了相应的沉降计算方法。上述方法均基于桩土竖向等应变这一假设得到的,而大量实践表明,当碎石桩应用于路堤等柔性

基金项目:国家自然科学基金项目(51478178);国家青年自然科学基金项目(51508181)

收稿日期:2016-05-08

基础时, 桩身鼓胀只出现在桩身上部, 碎石桩下部鼓胀并不明显, 因此采用“等应变”假设并不能准确描述柔性基础下碎石桩复合地基桩土相互作用。

基于此, Alamgir 等<sup>[9]</sup>假设桩间土沉降不同, 建立竖向位移模式, 推导了桩身应力、桩侧摩阻力以及加固区沉降计算的解析式。Zhang 等<sup>[10]</sup>引入分层总和法, 在假定桩土界面荷载传递规律的前提下, 利用胡克定律得到了桩身轴、侧向变形, 继而提出了加固区沉降计算方法。曹文贵等<sup>[11]</sup>认为在柔性基础下, 碎石桩不仅会发生鼓胀变形, 同时在桩土界面也会发生相对滑移, 并据此引入桩间土径、竖向位移模式, 提出了同时考虑鼓胀与桩土界面滑移的碎石桩复合地基沉降计算方法。这些方法, 均假设桩侧摩阻力为正摩阻力, 而在柔性基础下, 由于桩土刚度存在差异, 桩间土沉降会大于桩顶沉降, 从而在桩体上部产生负摩阻力。此外, 目前来说, 碎石桩桩土界面本构模型研究尚不成熟, 且套用了黏接材料桩的荷载传递方法, 这显然与碎石桩荷载传递存在差异。

在柔性基础作用下, 碎石桩从上至下并非均匀鼓胀, 在碎石桩横截面上则会产生剪应力, 而目前关于碎石桩的变形分析方法均未考虑这一因素, 也就是说未将碎石桩作为整体考虑。鉴于此, 本文以单桩等效加固范围内复合地基为分析对象, 假定碎石桩截面径向位移模式, 并基于此获得了鼓胀段碎石桩截面剪应力分布, 结合剪应力互等定理, 得出了碎石桩荷载传递模型, 最后结合胡克定律, 建立了柔性基础下碎石桩鼓胀变形的控制微分方程, 获得了柔性基础下碎石桩复合地基桩土应力比及沉降计算方法, 以期为碎石桩复合地基荷载传递与变形分析提供一种新思路。

## 1 计算模型与分析方法

### 1.1 计算模型及基本假定

计算模型如图 1, 2 所示, 将碎石桩复合地基简化为轴对称模型, 桩体和桩间土共同承受柔性基础传递的荷载。从中取一典型碎石桩及其加固范围的桩间土进行分析, 将其简化为由桩和围绕着桩的环形土柱组成的圆柱体。

设桩体半径为  $r_c$ , 单桩加固范围的单元体半径  $r_e$  可通过布桩方式和桩间距得到<sup>[12]</sup>

$$d_e = c_g s_d = 2r_e \quad , \quad (1)$$

式中,  $d_e$  为单桩加固范围直径,  $s_d$  为桩间距,  $c_g$  为布桩方式影响系数 (正方形布桩时取 1.13, 梅花形布桩时取 1.05)。

针对碎石桩复合地基受力变形过程, 同时又鉴于桩土相互作用的复杂性, 故作如下计算假定: ①单元

体之间相互不影响, 即忽略群桩效应对单元体受力特性的影响; ②桩体及桩间土体为均质各向同性的线弹性体; ③只考虑附加应力对桩体及桩周土体压缩变形的影响, 即不考虑复合地基自重应力场对加固区压缩变形的影响。

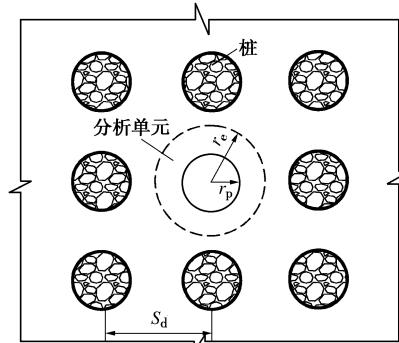


图 1 散体材料桩复合地基

Fig. 1 Composite foundation with discrete material piles

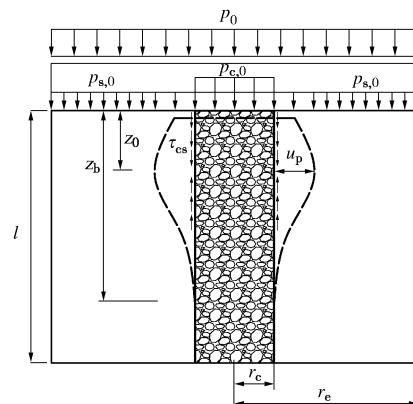


图 2 单桩加固区计算模型

Fig. 2 Computational model for geotextile-encased column

### 1.2 桩身变形分析

沿桩长将桩划分为  $N$  段, 并取其中第  $i$  段微分单元体进行分析, 如图 3 所示。

根据 Hook 定律, 可得

$$\begin{cases} \sigma_{c,z} = \frac{E_c}{1+\mu_c} \left[ \frac{\nu_c}{1-2\nu_c} (2\epsilon_{c,r} + \epsilon_{c,z}) + \epsilon_{c,z} \right] \\ \sigma_{c,r} = \frac{E_c}{1+\mu_c} \left[ \frac{\nu_c}{1-2\nu_c} (2\epsilon_{c,r} + \epsilon_{c,z}) + \epsilon_{c,r} \right] \end{cases} \quad , \quad (2)$$

式中,  $\nu_c$  为桩身竖向泊松比,  $\mu_c$  为桩身径向泊松比,  $r_c$  为桩身半径,  $\epsilon_{c,z}$  为桩身竖向应变,  $\epsilon_{c,r}$  为桩身径向应变,  $E_c$  为桩身弹性模量,  $\sigma_{c,z}$  为桩身竖向应力,  $\sigma_{c,r}$  为桩身径向应力。

在柔性基础作用下, 碎石桩从上至下并非均匀鼓胀, 在碎石桩横截面上则会产生剪应力, 如图 3, 4 所示。为量化该剪应力, 本文假定碎石桩截面径向位移模式为

$$u_{c,r}(z, r) = u_c \frac{r}{r_c}, \quad (3)$$

式中,  $\mu_{c,r}$  表示碎石桩截面距圆心距离为  $r$  处的径向位移。

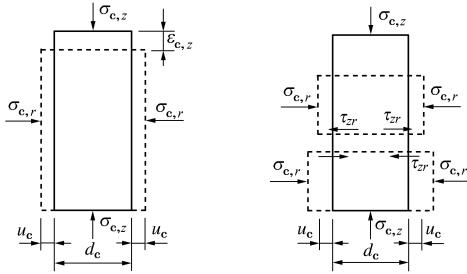


图 3 微分单元受力分析模型

Fig. 3 Model for stress and deformation of unit cell

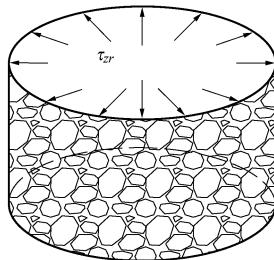


图 4 截面剪应力分布

Fig. 4 Distribution of shear stress

根据式(3)中的位移模式, 碎石桩横截面剪应力分布为

$$\tau_{zr} = G_c u'_c \frac{r}{r_c}, \quad (4)$$

式中,  $G_c$  为桩身剪切模量,  $u'_c$  为桩侧面径向位移对  $z$  的一阶导数。

根据式(4), 可得横截面剪应力代数和为

$$V_h = \frac{2\pi}{3} G_c r_c^2 u'_c. \quad (5)$$

而截面剪应力产生的围限力为

$$\sigma_{r,V} = -\frac{dV_h}{2\pi r_c dz} = -\frac{G_c r_c}{3} u''_c, \quad (6)$$

式中,  $u''_c$  为桩侧面径向位移对  $z$  的二阶导数。

根据式(4)和剪应力互等定理, 桩侧摩阻力为

$$\tau_{cs} = G_c u'_c. \quad (7)$$

根据桩身单元体竖向力平衡, 可得

$$(p_c + dp_c) \pi r_c^2 - p_c \pi r_c^2 - 2\pi r_c \tau_{cs} \cdot dz = 0. \quad (8)$$

整理后可得

$$dp_c = \frac{2}{r_c} \tau_{ps} dz = \frac{2}{r_c} G_c u'_c dz. \quad (9)$$

将式(9)积分, 同时确定待定常数, 可得

$$p_c = \frac{2G_c}{r_c} u_c - \frac{2G_c}{r_c} u_{c,0} + p_{c,0}, \quad (10)$$

式中,  $p_{c,0}$  与  $u_{c,0}$  为桩顶处碎石桩竖向应力与径向位移。

同一单元体范围内, 桩间土竖向应力为

$$p_s = -\frac{2mG_c}{(1-m)r_c} u_c + \frac{2mG_c}{(1-m)r_c} u_{c,0} + \frac{p_0 - mp_{c,0}}{1-m}, \quad (11)$$

式中,  $m$  为置换率,  $p_0$  为上覆荷载。

对于桩侧土提供的围限力, 一般认为, 由碎石桩打入及自重引起的地基变形, 在上部构筑物建造前已完成, 桩间侧土压力亦恢复到静止状态, 本文只考虑上覆荷载引起的变形, 故在文献[13]公式的基础上扣除桩间土自重引起的静止土压力, 如图 5 所示。

$$\sigma_{r,s} = \begin{cases} k_h u_c + K_{0,s} p_s & u_c \leq \delta_{hu} \\ K_{p,s} (p_s + \gamma_s z) + 2c_s \sqrt{K_{p,s}} - K_{0,s} \gamma_s z & u_c \geq \delta_{hu} \end{cases}. \quad (12)$$

式中  $K_{0,s}$  为静止土压力系数,  $K_{0,s} = v_s/(1-v_s)$ ;  $\varphi_s$  为桩间土体摩擦角;  $c_s$  桩间土体黏聚力;  $\gamma_s$  为桩间土重度;  $K_{p,s}$  为被动土压力系数,  $K_{p,s} = \tan^2(\pi/4 + \varphi_s/2)$ ;  $\delta_{hu}$  为桩间土侧土压力从静止土压力发展到极限被动土压力时的水平位移, 可通过三轴试验获得。

式(12)中,  $k_h$  为桩侧土体水平基床系数<sup>[12]</sup>:

$$k_h = \frac{K_{p,s} (p_s + \gamma_s z) + 2c_s \sqrt{K_{p,s}} - K_{0,s} (p_s + \gamma_s z)}{\delta_{hu}}. \quad (13)$$

由于结合式(13)所得到的碎石桩鼓胀变形控制方程为非齐次变系数常微分方程, 难以获得解析解, 为此本文对  $k_h$  进行如下简化:

$$k_h = \frac{K_{p,s} (p_{s,0} + \gamma_s l/2) + 2c_s \sqrt{K_{p,s}} - K_{0,s} (p_{s,0} + \gamma_s l/2)}{\delta_{hu}}. \quad (14)$$

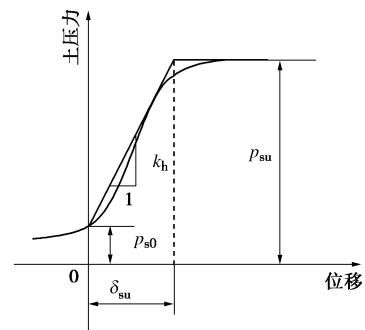


图 5 土压力与位移关系图

Fig. 5 Relationship between lateral earth pressure and displacement

故碎石桩围限力:

$$\sigma_r = \sigma_{r,s} + \sigma_{r,V}. \quad (15)$$

结合上述分析, 根据 Hook 定律得

$$-\frac{u_c}{r_c} = \frac{1}{E_c} \left[ (1-v_c)(k_h u_c + K_0 p_s - \frac{G_c r_c}{3} u''_c) - v_c p_c \right]. \quad (16)$$

整理可得碎石桩鼓胀变形控制方程:

$$u_c'' - \alpha^2 u_c + \alpha^2 \beta_1 u_{c,0} + \alpha^2 \beta_2 = 0 \quad . \quad (17)$$

解得  $z \leq z_b$  范围内碎石桩鼓胀变形为

$$u_c = C_1 e^{\alpha z} + C_2 e^{-\alpha z} + \beta_1 u_{c,0} + \beta_2 \quad , \quad (18)$$

式中,  $C_1$  与  $C_2$  为待定系数,

其中:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \sqrt{\frac{3(1-m)(1-\nu_c)r_c k_h + 6(1-m)G_c - 6(1-\nu_c)mK_{0,s}G_c}{(1-\nu_c)(1-m)r_c^2 G_c}} \\ \beta_1 = -\frac{2((1-m)\nu_c + (1-\nu_c)mK_{0,s})G_c}{(1-m)(1-\nu_c)r_c k_h + 2(1-m)G_c - 2(1-\nu_c)mK_{0,s}G_c} \\ \beta_2 = \frac{((1-m)\nu_c + (1-\nu_c)mK_{0,s})r_c p_{c,0}}{(1-m)(1-\nu_c)r_c k_h + 2(1-m)G_c - 2(1-\nu_c)mK_{0,s}G_c} \\ -\frac{(1-\nu_c)K_{0,s}r_c p_0}{(1-m)(1-\nu_c)r_c k_h + 2(1-m)G_c - 2(1-\nu_c)mK_{0,s}G_c} \end{array} \right. \quad (19)$$

根据上述分析, 碎石桩与桩间土竖向变形可分别通过下式计算:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{c,z} = \frac{p_c - 2\nu_c \sigma_r}{E_c} \\ \varepsilon_{s,z} = \frac{p_s}{E_s} \end{array} \right. , \quad (20)$$

式中,  $\varepsilon_{c,z}$  和  $\varepsilon_{s,z}$  为碎石桩与桩间土竖向应变。

### 1.3 $u_c$ 待定系数求解

上节已得碎石桩径向变形的表达式, 要获得碎石桩变形状态, 尚需确定其待定系数。

根据前人研究成果, 认为桩顶摩阻力达到极限状态, 结合式 (7), 可得

$$\frac{du_c}{dz}(0) = \frac{\tau_{cs} \tan \varphi_{cs}}{G_c} = \frac{(kh \times u_p + K_{0,s} \times p_s)_0}{G_c}, \quad (21)$$

式中,  $\varphi_{cs}$  为桩土接触面摩擦角。

此外, 处于中性点  $z_0$  的位置时, 由于桩土等沉, 故桩侧摩阻力为 0, 即

$$\frac{du_c}{dz}(z_0) = 0 \quad . \quad (22)$$

接下来须确定  $z_0$  的位置。柔性基础对桩土荷载分配的存在如下关系:

$$\Delta s = f(n, p_0) \quad . \quad (23)$$

式中  $\Delta s$  为桩土差异沉降;  $f$  为柔性基础下桩土应力比与桩土差异沉降的函数关系;  $n$  为桩土应力比,  $n = p_{c,0}/p_{s,0}$ 。

同时, 桩土差异沉降是由中性点以上桩土差异压缩量累积造成的:

$$\Delta s = \int_0^{z_0} (\varepsilon_{s,z} - \varepsilon_{c,z}) dz \quad . \quad (24)$$

在确定桩顶荷载分配与差异沉降的条件下, 联立

方程 (21) ~ (24), 可得关于待定系数的代数方程, 可求得  $C_1$  与  $C_2$ , 但由于方程过于复杂, 直接求解较复杂, 解并不唯一。

相比较而言, 利用编程语言计算可以得到理想解, 假定某  $z_0$  代入方程 (22), 并与方程 (21) 联立求得待定系数, 并结合  $z=0$ , 在  $p_{c,0}$  与  $p_{s,0}$  基础上, 得到  $u_{c,0}$ , 即

$$u_{c,0} = \frac{C_1 + C_2 + \beta_2}{1 - \beta_1} \quad . \quad (25)$$

从而可以得到完整的鼓胀位移表达式, 在  $u_c$  的基础上, 可获得  $p_c$ ,  $p_s$  以及  $\sigma_r$  的表达式, 继而根据式 (20) 与 (24), 获得对应的差异沉降  $\Delta s$ , 若该  $\Delta s$  与式 (23) 得到的桩土差异沉降相差在误差范围内, 认为  $n$ ,  $z_0$  即为真实值, 则停止计算, 输出结果 (计算流程见图 6)。

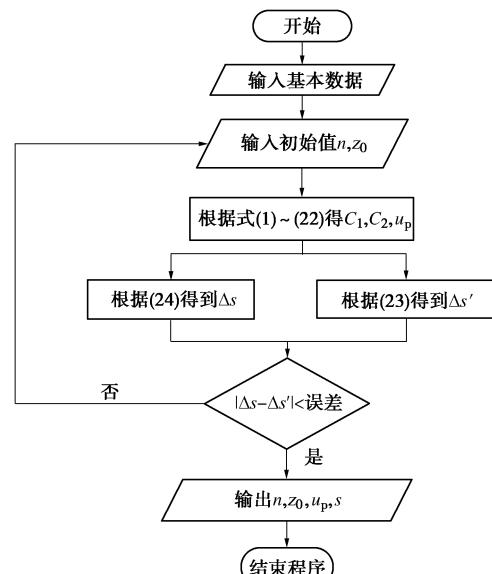


图 6 计算流程图

Fig. 6 Flow chart of calculation

编程算法中, 利用多循环语句, 设置相应值可一次性求出桩土应力比及中性点, 进一步求出碎石桩鼓胀变形表达式和沉降。本文将编程算法进行了优化, 步骤如下:

(1) 给定试算区间  $[n_1, n_2]$ ,  $[z_{0,1}, z_{0,2}]$ , 使真实值  $n$ ,  $z_0$  位于区间内, 令单次计算  $\Delta s$  的过程为  $F_n$ , 从  $n_1$ ,  $z_{0,1}$  开始循环计算。

(2) 将结果与式 (23) 得到的  $\Delta s$  相比较, 若  $|F_n(z_0) - \Delta s| \leq \delta$  ( $\delta$  为允许误差)。

说明  $n$ ,  $z_0$  符合条件。

(3) 若不满足则按照 (1)、(2) 步骤继续计算, 直到满足误差要求停止计算, 输出结果。

上述计算方法, 效率较高, 流程简洁, 可短时间

内达到精度要求。

至此, 在给定桩顶处差异沉降及荷载条件下, 碎石桩鼓胀段鼓胀位移表达式便可得到。在此基础上, 可求得碎石桩桩身竖向附加应力  $p_c$  及应变  $\varepsilon_{c,z}$ , 桩间土竖向附加应力  $p_s$  及应变  $\varepsilon_{s,z}$ 。

#### 1.4 桩土应力比及沉降计算

柔性基础下, 碎石桩分为鼓胀段与非鼓胀段, 在确定了鼓胀段鼓胀位移表达式的条件下, 鼓胀段深度  $z_b$  可由方程(26)确定:

$$u_c(z_b) = 0 \quad (26)$$

根据本文假定, 非鼓胀段鼓胀位移  $u_c$  恒为 0, 故桩土间不存在摩阻力, 桩与桩间土竖向附加应力不变。

$$n = \frac{p_c}{p_s} \quad (27)$$

桩间土下卧土层的沉降  $s'_s$ , 可用分层总和法进行计算, 故碎石桩复合地基桩与桩间土沉降分别为

$$\begin{cases} s_c = \int_0^l \varepsilon_{c,z} dz + \Delta s_b + s'_s \\ s_s = \int_0^l \varepsilon_{s,z} dz + s'_s \end{cases} \quad (28)$$

## 2 算例验证

为了验证本文方法的合理性与可行性, 选取一室内试验和一工程案例, 采用本文方法进行计算分析, 具体内容如下。

### 2.1 碎石桩复合地基试验

为研究碎石桩复合地基受力变形机理, 文献[14]中开展了相关模型试验。模型箱尺寸为 6000 mm × 4000 mm × 3000 mm, 其中路堤采用压实性能较好的黄色黏土填筑, 碎石垫层砂石粒径最大直径  $d_{\max} < 25$  mm, 软基土采用河漫滩冲洪积软土, 桩身碎石采用干净碎石, 最大直径  $d_{\max} < 40$  mm, 梅花形布桩。其相关计算参数具体如下:  $E_c=12.5$  MPa,  $E_s=3.5$  MPa,  $\mu_c=0.3$ ,  $\mu_s=0.35$ ,  $\gamma_c=22$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_s=17$  kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi_c=10^\circ$ ,  $c=8.5$  kPa,  $r_c=0.1$  m,  $L=2.8$  m,  $S_d=0.5$  m。填筑等工作完成后, 在路堤顶面施加荷载, 加载量为 52 kN 的钢锭荷载。

将上述参数代入本文方法, 计算得到的桩土应力比、沉降值及鼓胀值与实测值对比如表 1 所示。

表 1 实测与计算结果

Table 1 Test and calculated results

数据来源	桩土应力比 $n$	沉降 $s/\text{mm}$	最大径向位移/mm	径向位移长度/m
实测值	2~8	55.0	1.0	1.0
本文方法	6.5	53.8	1.0	1.1
文献[14]方法	6	52.0	1.3	1.0

由表 1 可知, 采用本文方法计算的桩土应力比在

合理区间内, 沉降计算值较实测值稍低, 但也在可接受的误差范围内, 这是由于试验中施工荷载和成桩工艺的影响, 而理论计算时未能考虑。且文献[14]方法准确性依赖于桩土应力比的选取, 这容易导致人为误差。

计算得到的径向位移如图 7 所示。

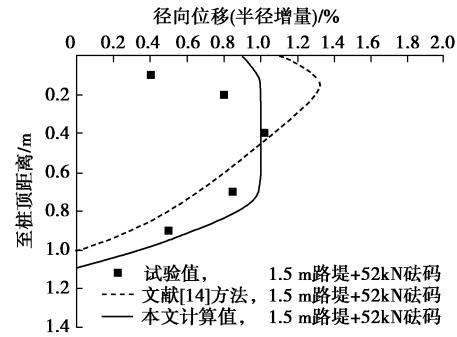


图 7 碎石桩鼓胀变形对比

Fig. 7 Comparison of deformation of gravel piles between authors' method and other test methods

文献[14]方法中考虑了垫层与桩间土水平摩阻力的有利影响, 桩周土体对散体材料桩的侧向约束力采用静止土压力系数, 较实际情况偏小, 故理论计算结果偏大, 最大鼓胀变形位置上移。而同等条件下本文计算方法所得的碎石桩最大鼓胀变形与鼓胀位置均更接近实测值。

### 2.2 工程算例

以某水库沥青混凝土心墙土石坝<sup>[15]</sup>进行分析, 其采用碎石桩进行加固处理, 正方形布桩。其相关计算参数具体如下:  $E_c=35.0$  MPa,  $E_s=15.0$  MPa,  $\mu_c=0.35$ ,  $\mu_s=0.4$ ,  $\gamma_c=25$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_s=20$  kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi_c=25^\circ$ ,  $c=18$  kPa,  $r_c=0.5$  m,  $L=9.0$  m,  $S_d=1.8$  m。复合地基表面荷载为 345 kN。

将上述参数代入本文方法, 计算得到测点碎石桩复合地基沉降值与实测值对比如表 2 所示。

表 2 实测与计算结果

Table 2 Measured and calculated results

数据来源	桩土应力比	沉降 $s/\text{mm}$	沉降相对误差/%
实测值	3.3	42.0	—
本文方法	2.9	40.3	4.05
张定方法 <sup>[5]</sup>	—	71.0	69.05
复合模量法 <sup>[15]</sup>	—	51.0	21.43
张土乔方法 <sup>[17]</sup>	—	50.8	20.95

其中张定方法的计算误差超过 60%, 不能够满足工程对沉降计算精度的要求。而规范中推荐的复合模量法和张土乔改进方法计算所得沉降值与实测值的相

对误差均大于 20%。本文计算所得沉降值比实测沉降值稍大, 计算方法考虑整体性和桩身荷载传递规律, 精度也能够满足工程要求, 所以本文提出的沉降计算方法具有优越性。

### 2.3 数值模拟分析

为验证上述碎石桩复合地基桩土应力比和沉降计算公式的正确性, 采用有限元数值模拟软件 SIMULIA ABAQUS 建立模型, 将本文方法所得结果与数值模拟方法结果进行对比分析。

本文模型为单桩等效加固范围的碎石桩复合地基简化模型, 其中数值模型参数同文献[14]。此模型单元为 Soidl 模型, 采用 Hex 网格控制和 C3D8R 计算单元, 桩土之间采用主从面接触, 桩周土远处边界处的边界条件均为允许竖向位移, 在模型底面处为完全固定, 加载方式为均布荷载, 如图 8 所示。

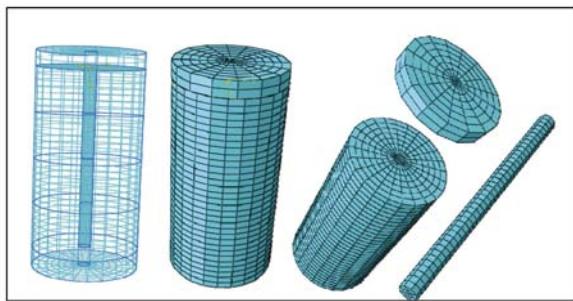


图 8 数值模拟模型

Fig. 8 Numerical model

结合图 9 数值模拟位移云图, 可以看出在柔性基础上碎石桩复合地基桩顶向上刺入褥垫层, 桩底向下刺入持力层, 且桩身发生鼓胀变形。在应力云图中, 可以看出桩体所承受的竖向应力远比桩周土体的大, 呈现应力集中现象, 充分显示了其作为竖向增强体的作用。

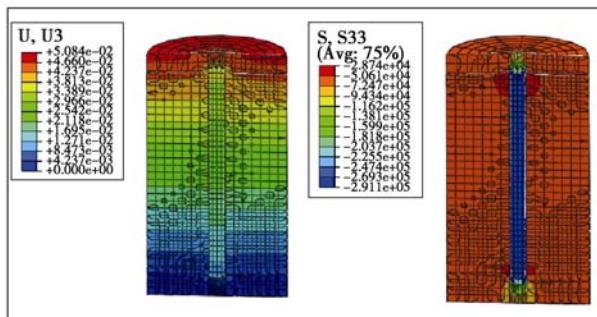


图 9 数值模拟模型计算结果

Fig. 9 Results of numerical model

本文方法计算得到的参数与数值分析方法对比如表 3 所示, 其结果接近, 进而验证了本文桩土应力比和沉降计算公式的正确性。

表 3 数值模拟与计算结果

Table 3 Numerical simulations and calculated results

数据来源	碎石桩顶	软土顶	桩土应 力比 $n$	沉降 $s/mm$
	部应力 /kPa	部应力 /kPa		
数值模拟方法	290	42	6.9	50.0
本文方法	307	47	6.5	53.8

### 3 参数分析

桩土应力比是复合地基设计中的重要参数之一, 是反映复合地基工作性状和承载变形计算的重要参数指标。影响碎石桩复合地基桩土应力比的因素很多(包括荷载水平、桩土模量比、桩土面积置换率等等)。为进一步说明此类复合地基的工作机制, 下面以本文工程算例中参数为基础, 分别分析了置换率  $m$ 、桩土模量比  $E_p/E_s$  以及荷载  $P$ 、桩长  $L$  对碎石桩桩土应力比及径向变形的影响, 分析结果如下。

#### 3.1 桩土模量比的影响

改变桩土模量比从 2 变化到 12, 其他参数不变。图 10 为碎石桩复合地基桩土应力比  $n$  随桩土模量比  $E_p/E_s$  的变化曲线。由图 10 可见, 碎石桩桩土应力比均随着桩土模量比的增加而增大。其原因是桩刚度越大或者桩周土变形模量越小, 桩土模量比越大, 相应在同一荷载水平下, 刚度比越大的碎石桩分担越多的荷载, 即桩土应力比越大。在普遍情况下, 一般认为随桩土模量比的增大, 桩土应力比近于呈线性的增长。

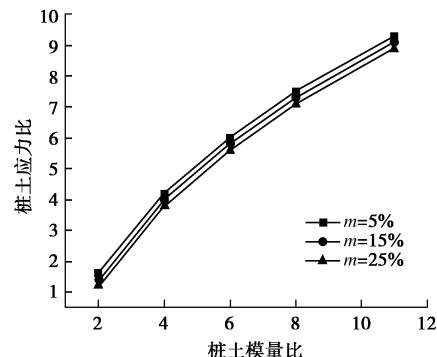


图 10 桩土应力比与桩土模量比的关系

Fig. 10 Relationship between pile-soil stress ratio and pile-soil modulus ratio

#### 3.2 置换率的影响

调整桩间距, 使碎石桩复合地基置换率在工程实际范围内变化。图 11 为桩土应力比  $n$  与面积置换率  $m$  的关系曲线。由图 11 可见, 当其它条件不变时, 桩土应力比随着面积置换率的增加而减小, 但减小幅度不大。

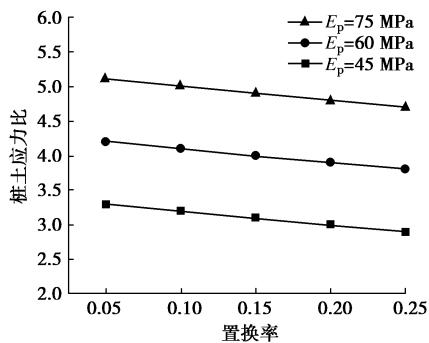


图 11 桩土应力比与面积置换率的关系

Fig. 11 Relationship between pile-soil stress ratio and replacement ratio

### 3.3 荷载水平

碎石桩通过侧向鼓胀、挤压周围土体而获得侧向约束, 进而发挥桩体承载力。由图 12 可知当桩体材料及桩周土条件不变时, 桩体鼓胀变形应随桩顶竖向荷载的增加而逐渐增大。

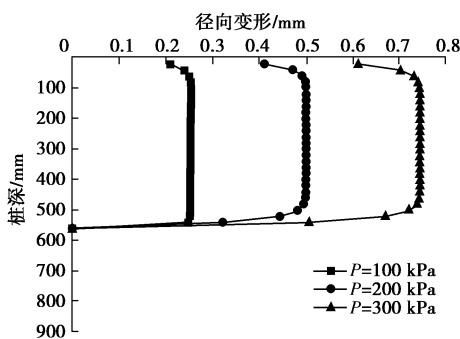


图 12 荷载水平与径向位移的关系

Fig. 12 Relationship between applied load and radial displacement

## 4 结 论

(1) 对桩身位移模式进行研究, 考虑碎石桩整体性, 引入桩身不均匀鼓胀变形时横截面上的剪应力, 根据剪力互等定理, 同时对桩身荷载传递模式进行分析。

(2) 建立了碎石桩荷载传递模型及碎石桩鼓胀变形的控制微分方程, 得到了碎石桩复合地基的鼓胀曲线、桩土应力比和沉降的计算公式, 并给出了适合电算的简化计算方法。

(3) 参数分析表明, 可以通过在软基中设置刚度相对较大的碎石桩, 使其承担更多上部荷载, 增加地基的承载能力; 而在设置桩径时, 也应考虑选取一个较为合适的置换率, 在满足经济适用基础上, 充分发挥桩和土的承载性能。

(4) 在分析桩土相互作用时, 仅考虑了附加应力

的作用, 未考虑土体侧向变形刚度及其沿深度的变化情况, 以期在下一步工作中继续完善。

## 参 考 文 献:

- [1] HUGHES J M O, WITHERS N J, GREENWOOD D A. A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil[J]. Géotechnique, 1975, **25**(1): 31 – 44.
- [2] 盛崇文. 碎石桩复合地基的沉降计算[J]. 土木工程学报, 1986, **19**(1): 72 – 80. (SHEN Chong-wen. Settlement calculation for stone column composite foundation[J]. China Civil Engineering Journal, 1986, **19**(1): 72 – 80. (in Chinese))
- [3] 郭蔚东, 钱鸿缙. 饱和黄土碎石桩地基沉降计算[J]. 土木工程学报, 1989, **22**(2): 13 – 21. (GUO Wei-dong, QIAN Hong-jin. The settlement estimation of foundation on saturated loess reinforced with granular piles[J]. China Civil Engineering Journal, 1989, **22**(2): 13 – 21. (in Chinese))
- [4] POOROOSHAB H B, MEYERHOF G G. Analysis of behavior of stone columns and lime columns[J]. Computers and Geotechnics, 1997, **20**(1): 47 – 70.
- [5] 张定. 碎石桩复合地基的作用机理分析及沉降计算[J]. 岩土力学, 1999, **20**(2): 81 – 86. (ZHANG Ding. Functional mechanism analysis and settlement computation on composite foundation of gravel pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 1999, **20**(2): 81 – 86. (in Chinese))
- [6] 赵明, 赵明华, 陈昌富. 确定碎石桩复合地基桩土应力比的一种新方法[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2002, **29**(2): 112 – 116. (ZHAO Ming, ZHAO Ming-hua, CHEN Chang-fu. New pile-soil stress ratio calculation method[J]. Journal of Hunan University(Natural Sciences), 2002, **29**(2): 112 – 116. (in Chinese))
- [7] 刘杰. 基于双剪统一强度理论的碎石桩复合地基承载及变形性状研究[J]. 株洲工学院学报, 2006, **20**(4): 78 – 82. (LIU Jie. Effect of pile-end soils in load transferring for large-diameter piles[J]. Journal of Zhuzhou Institute of Technology, 2006, **20**(4): 78 – 82. (in Chinese))
- [8] 孙林娜, 龚晓南. 散体材料桩复合地基沉降计算方法的研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(3): 846 – 848. (SUN Lin-na, GONG Xiao-nan. Research on settlement calculation method of composite foundation of discrete material piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(3): 846 – 848. (in Chinese))
- [9] ALAMGIR M, MIURA N, POOROOSHAB H B, et al. Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions[J]. Computers and Geotechnics, 1996, **18**(4): 267 – 290.

- [10] ZHANG L, ZHAO M, SHI C, et al. Settlement calculation of composite foundation reinforced with stone columns[J]. International Journal of Geomechanics, 2012, 13(3): 248 - 256.
- [11] 曹文贵, 杨泽华. 考虑桩土滑移和鼓胀影响的碎石桩复合地基沉降分析方法[J]. 水文地质工程地质, 2012, 39(5): 42 - 48. (CAO Wen-gui, YANG Ze-hua, A study of settlement calculation of the gravel pile composite ground considering the influence of slip between pile and soil as well as lateral displacement[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2012, 39(5): 42 - 48. (in Chinese))
- [12] POOROOSHAB H B, MEYERHOF G G. Analysis of behavior of stone columns and lime columns[J]. Computers and Geotechnics, 1997, 20(1): 47 - 70.
- [13] ZHANG L, ZHAO M. Deformation analysis of geotextile-encased stone columns[J]. International Journal of Geomechanics, 2014, 15(3): 1 - 10.
- [14] 张 玲. 双向增强复合地基承载机理及其设计计算理论研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2012. (ZHANG Ling. Working mechanism of bidirectional reinforced composite foundation and its design method[D]. Changsha: Hunan University, 2012. (in Chinese))
- [15] 余 震, 张玉成, 张玉平. 振冲碎石桩加固软土地基试验研究[J]. 重庆建筑大学学报, 2007, 29(6): 57 - 61. (YU Zhen, ZHANG Yu-cheng, ZHANG Yu-ping. Test study on vibro replacement stone columns to improve soft soil foundation[J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2007, 29(6): 57 - 61. (in Chinese))
- [16] JGJ79—2002 建筑地基处理技术规范[S]. 2002. (JGJ79—2002 Code for design of building foundation[S]. 2002. (in Chinese))
- [17] 张土乔, 龚晓南. 水泥土桩复合地基固结分析[J]. 水利学报, 1991(10): 32 - 37. (ZHANG Tu-qiao, GONG Xiao-nan. Consolidation analysis of composite ground with Cement-clay piles[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1991(10): 32 - 37. (in Chinese))

## 2017年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术 (二号通知)

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程测试面临着更严峻的挑战, 对相关测试技术也有着更高的要求。为顺应国家、社会需求, 探讨解决岩土工程测试技术面临的重大问题, 组织召开“2017年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术”学术会议。

**主办单位:** 中国工程院土木、水利与建筑工程学部; 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心。

**支持单位:** 浙江省科协技术协会。

**协办单位:** 浙大永拓信息经济与智慧城市发展研究中心; 浙江开天工程技术有限公司; 杭州市勘测设计研究院; 浙江省建筑设计研究院有限公司; 中交天津港湾工程有限公司; 中淳高科桩业股份有限公司(浙东建材)。

**会议时间:** 2017年11月9~10号(8日报到)。

**会议地点:** 杭州梅地亚宾馆。

**会议主题:** 岩土工程测试理论、技术新进展。

**大会秘书处:** 秘书: 陆水琴15967126989, lusq87@163.com; 王笑笑13646828087, wangxiuxiu713@163.com。

(大会组委会 供稿)