

# 筋箍碎石桩复合地基桩土应力比的计算与分析\*

张玲<sup>†</sup>, 陈哲, 赵明华

(湖南大学 岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

**摘要:**针对筋箍碎石桩复合地基的受力变形特点,考虑桩-土的初始应力状态,假定桩为具有恒定剪胀角的弹塑性体,且满足摩尔库伦屈服准则与非关联流动法则,土体和加筋体为线弹性材料,考虑桩-筋材-土三者间相互作用,导得了筋箍碎石桩复合地基桩土应力比计算新公式.为验证本文计算公式的可行性,将本文方法计算结果与弹塑性极限分析方法结果进行对比分析,两者吻合良好.在此基础上,分析探讨了筋材刚度、桩周土变形模量、面积置换率等因素对筋箍碎石桩复合地基桩土应力比的影响.分析结果表明:筋材刚度是桩土应力比的主要影响因素,桩土应力比随筋材刚度、面积置换率、桩体内摩擦角的增大而增大,随着桩周土变形模量和桩体剪胀角的增大而减小.

**关键词:**筋箍碎石桩;弹塑性;桩土应力比

**中图分类号:**U416.1;TU 473.1

**文献标志码:**A

## Study on Pile-soil Stress Ratio of Composite Foundation Reinforced with Geosynthetic Encased Stone Columns

ZHANG Ling, CHEN Zhe, ZHAO Minghua

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

**Abstract:**Based on the deformation characteristics of the composite foundation reinforced with encased stone columns under vertical loads, a new calculation formula to estimate the pile-soil stress ratio of geosynthetic-encased stone columns was proposed with consideration of pile-geosynthetic-soil interactions. In the derivation process, initial stresses in soil and a column were taken into account, the column was considered as an elastic-plastic material with constant dilatancy angle and satisfying both the Mohr-Coulomb yield criterion and non-associated flow rule, and the soil and geosynthetic encasement were considered as linear-elastic materials. The proposed formula was validated by comparison with the results of elasto-plastic limit analysis method. Finally, a parametric study was conducted to investigate various parameter effects of encasement stiffness, deformation modulus of soil, and replacement ratio on the behavior of the pile-soil stress ratio. The parametric study shows that the pile-soil stress ratio of the composite foundation with the encased stone column increases with the increase of encasement stiffness, replacement ratio of composite foundation and friction angle of the column, but decreases with the increase of deformation modulus of soil and dilation angle of column. Moreover, among all these parameters, the encasement stiffness

\* 收稿日期:2015-09-25

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51208191,51678231), National Natural Science Foundation of China(51208191,51678231)

作者简介:张玲(1982-),女,浙江临海人,湖南大学助理教授,工学博士

<sup>†</sup> 通讯联系人, E-mail: zhanglhd@163.com

hasd a significant influence on the pile-soil stress ratio.

**Key words:** geosynthetic encased columns; elastic-plastic; pile-soil stress ratio

近十年来,复合地基技术因其能发挥桩土共同承担荷载的优点而广泛应用于公路工程实践。碎石桩复合地基是最早出现的复合地基形式之一,因其取材方便、施工简单、造价低廉,且具有良好的振密挤密、置换、排水固结等加固作用而在软基加固处理中广泛应用。但由于碎石桩自身没有胶结强度,需要桩周土提供侧向约束力才能形成桩体。竖向荷载作用下,当桩周土体强度较低而不能提供足够的侧向约束力时,碎石桩极易发生侧向鼓胀而导致整个复合地基失效。为限制碎石桩在桩顶附近的侧向变形,提高碎石桩的承载力,有效控制复合地基沉降,近年来工程实践中不断出现在传统碎石桩桩顶一定深度范围内或沿桩长设置一土工格栅套筒形成新型的加筋碎石桩复合地基加固技术,本文称之为“筋箍碎石桩复合地基技术”。

在这一处治技术中,由于土工格栅等土工加筋材料具有一定的抗拉强度,在碎石桩外包裹一层土工格栅套筒,其作用类似于钢筋混凝土中的箍筋约束作用,通过土工加筋材料的环箍约束作用,可增加碎石桩的桩身刚度,有效控制桩体鼓胀变形,提高地基承载力和减少沉降。因此,筋箍碎石桩复合地基处治技术自 1985 年被 Van Impé<sup>[1]</sup> 提出以来就不断受到工程界的重视,而且国内外已有学者针对筋箍碎石桩复合地基的承载加固机理开展了一些试验研究与理论分析。高明军等<sup>[2]</sup> 结合工程现场静载试验,探讨了筋箍碎石桩复合地基的优越性,并介绍了土工格栅筋箍碎石桩的施工工艺、作用机理以及检测方法。Murugesan 等<sup>[3]</sup>, Lo 等<sup>[4]</sup>, Chunsik<sup>[5]</sup>, Khabbazian 等<sup>[6-7]</sup>, Malarvizhi 等<sup>[8]</sup> 通过数值分析,探讨分析了土工加筋体的环箍效应对碎石桩侧向变形的限制作用及碎石桩承载力的提高作用。赵明华等<sup>[9]</sup> 通过室内模型试验,对比分析了筋箍碎石桩和传统碎石桩的承载变形特性,进而探讨了筋箍碎石桩的加筋机理和鼓胀变形模式;Raithe<sup>[10]</sup> 和 Pulko<sup>[11]</sup> 等通过建立筋箍碎石桩荷载传递模型,得到筋箍碎石桩的变形及沉降;赵明华等<sup>[12]</sup>,陈昌富等<sup>[13]</sup> 在各自假定的基础上,提出了筋箍碎石桩单桩极限承载力计算公式。但总的来说,筋箍碎石桩复合地基相关的理论研究尚处于初级阶段。

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。影响筋箍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、原地基土强度、碎石桩强度、土工材料加筋体强度、时间等等),但迄今为止,相关研究还鲜有文献报道。目前,关于碎石桩复合地基桩土应力比,已有不少学者作了一些研究。如张定<sup>[14]</sup> 从研究散体材料桩复合地基桩土相互作用机理出发,提出了桩土应力比解析算法;刘杰等<sup>[15]</sup> 在考虑桩体变形协调的基础上,通过引入双剪统一强度理论推导出桩土应力比计算式;赵明等<sup>[16]</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;郭蔚东等<sup>[17]</sup> 利用 Rowe 剪胀理论得到了考虑桩土应力比计算公式;陈振建和盛崇文<sup>[18]</sup> 从有效单元概念出发,得到桩土应力比的公式。

在碎石桩外包裹一层土工材料加筋体后,由于加筋体的侧向环箍效应,碎石桩的承载变形及其破坏模式均可能发生变形。这种特性使筋箍碎石桩复合地基具有不同于传统散体材料桩复合地基或其它复合地基的特点。因此,筋箍碎石桩复合地基的桩土应力比计算不能简单直接套用上述已有公式,而需根据筋箍碎石桩复合地基承载变形特性,考虑桩-加筋体-土三者相互作用,建立桩土应力比计算模型。

为此,本文拟在前人研究的基础上,基于弹塑性理论,考虑筋材的环箍效应,推导筋箍碎石桩复合地基桩土应力比计算新公式。

## 1 基本原理及公式推导

### 1.1 计算模型及基本假定

计算模型如图 1 所示,将筋箍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刚性基础传递的荷载。从中取一典型筋箍碎石桩及其加固范围的桩间土进行分析,按平面上面积相等的原则,将其简化为由桩和围绕着桩的环形土柱组成的圆柱体。圆柱的外径为  $d_c$ ,对于梅花形、正方形的布桩形式, $d_c$  分别为  $1.05s$ ,  $1.13s$ ,其中  $s$  为桩距, $d_c$  为桩径, $q_a$  为基础上部所受的均布荷载, $\sigma_{zc}$  和  $\sigma_{zs}$  分别为桩和土的竖向应力, $\sigma_{rc}$  和  $\sigma_{rs}$  分别为桩体和土体的径向应力, $H$  为桩长, $s_z$  和  $s_r$  分别为桩的竖向与径向位

移,  $T$  为筋材拉力,  $m$  为置换率,  $m = (d_c/d_e)^2$ .

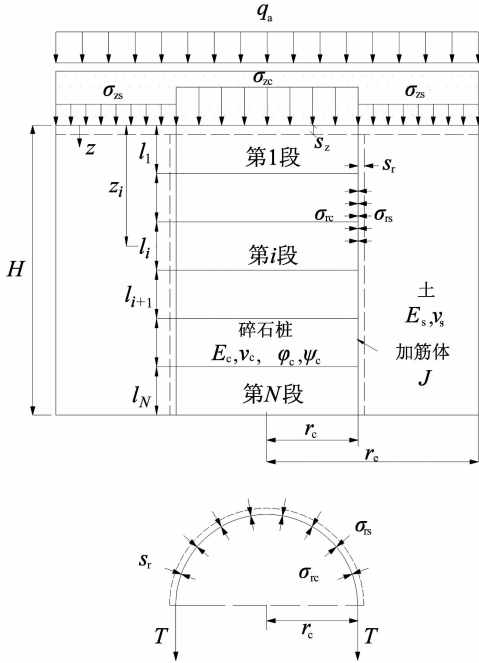


图 1 计算模型  
Fig. 1 Calculation model

在荷载  $q_a$  的作用下, 桩与土的顶部的应力分别为  $\sigma_{zc}$  和  $\sigma_{zs}$ , 为便于分析, 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.

由于桩体碎石料良好的排水性能, 荷载施加初期, 桩间土体基本上处于无超孔隙水压力的完全排水状态, 故本文暂不考虑排水固结对桩土应力比的影响, 即暂不考虑桩土应力比的时间效应. 此外, 为简化计算, 作如下假设:

- 1) 桩与桩间土顶部的沉降相等;
- 2) 土和筋材为线弹性体;
- 3) 桩为满足摩尔库伦屈服准则和非关联流动法则的理想弹塑性体.

### 1.2 弹性阶段分析

上部荷载  $q_a$  较小时, 桩、筋、土均处于弹性状态, 此时, 取如图 2 所示第  $i$  段微分单元体进行分析, 压缩为正. 根据叠加原理, 图 2(a) 的变形可分解成图中(b)和(c)两种变形的叠加, 则  $i$  单元段 A 状态时桩、土应力应变分别为:

$$\begin{cases} \sigma_{zc,i} = \sigma_{zcA,i} = \sigma_{zcB,i} + \sigma_{zcC,i} \\ \sigma_{rc,i} = \sigma_{rcA,i} = \sigma_{rcB,i} + \sigma_{rcC,i} \\ \epsilon_{zc,i} = \epsilon_{zcA,i} = \epsilon_{zcB,i} \\ \epsilon_{rc,i} = \epsilon_{rcA,i} = \epsilon_{rcC,i} \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} \sigma_{zs,i} = \sigma_{zsA,i} = \sigma_{zsB,i} + \sigma_{zsC,i} \\ \sigma_{rs,i} = \sigma_{rsA,i} = \sigma_{rsB,i} + \sigma_{rsC,i} \\ \epsilon_{zs,i} = \epsilon_{zsA,i} = \epsilon_{zsB,i} \\ \epsilon_{rs,i} = \epsilon_{rsA,i} = \epsilon_{rsC,i} \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $\sigma$  和  $\epsilon$  分别表示应力和应变; 下标  $z, r$  分别表示竖向和径向; 下标  $c, s$  分别表示桩和土; 下标  $A, B, C$  分别表示 A, B, C 状态; 下标  $i$  表示第  $i$  段.

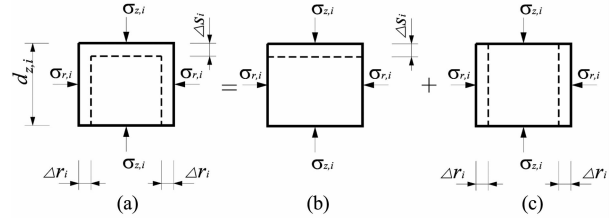


图 2 单元体的应力变形模式  
Fig. 2 Model of stress and deformation for unit cell

桩与桩间土竖向变形协调, 则有:

$$\epsilon_{zc,i} = \epsilon_{zs,i} = \epsilon_{z,i} \quad (3)$$

B, C 状态时桩、土应力应变关系分别分析如下.

B 状态: 桩和桩间土体无侧向变形 ( $\epsilon_r = \epsilon_\theta = 0$ ), 只有竖向变形, 且桩、土竖向变形相等, 由弹性理论可知:

$$\begin{cases} \sigma_{rcB,i} = \lambda_c \epsilon_{zB,i} \\ \sigma_{zcB,i} = (\lambda_c + 2G_c) \epsilon_{zB,i} \end{cases} \quad (4)$$

$$\begin{cases} \sigma_{rsB,i} = \lambda_s \epsilon_{zB,i} \\ \sigma_{zsB,i} = (\lambda_s + 2G_s) \epsilon_{zB,i} \end{cases} \quad (5)$$

式中:  $E$  和  $\mu$  分别为杨氏模量和泊松比;  $\lambda_c, G_c$  和  $\lambda_s, G_s$  分别是桩体和土体的拉梅常数, 可按下式计算:

$$\lambda = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

C 状态: 桩体与土体只有侧向变形, 无竖向变形 ( $\epsilon_{zC,i} = 0$ ). C 状态下桩土界面上桩、土径向应力  $\sigma_{rcC,i}$  和  $\sigma_{rsC,i}$  与桩土界面处的径向变形关系为:

$$s_{rc,i} = \frac{\sigma_{rcC,i}}{2(\lambda_c + G_c)} r_c \quad (6)$$

$$s_{rs,i} = -\frac{(1-m)\sigma_{rsC,i}}{2[m\lambda_s + G_s(1+m)]} r_c \quad (7)$$

式中:  $s_{rc,i}$  和  $s_{rs,i}$  分别为桩和土体界面上的位移, 且有:

$$s_{rc,i} = s_{rs,i} \quad (8)$$

桩-筋-土径向应力协调, 即:

$$\sigma_{rc,i} = \sigma_{rs,i} + \sigma_{rg,i} \quad (9)$$

式中  $\sigma_{rg,i}$  为  $i$  单元段处筋材的应力, 其值为:

$$\sigma_{rg,i} = -J \frac{s_{rc,i}}{r_c} \quad (10)$$

式中:  $J$  为筋材的抗拉刚度。

综合以上各式,整理可得  $i$  段的桩、土应力与竖向应变的关系为:

$$\begin{cases} \sigma_{zc,i} \\ \sigma_{rc,i} \end{cases} = \begin{bmatrix} \lambda_c + 2G_c - 2F\lambda_c \\ \lambda_c - 2F(\lambda_c + G_c) \end{bmatrix} \varepsilon_{z,i} \quad (11)$$

$$\begin{cases} \sigma_{zs,i} \\ \sigma_{rs,i} \end{cases} = \begin{bmatrix} \lambda_s + 2G_s + 2F\lambda_s \frac{m}{1-m} \\ \lambda_s + 2F \frac{m}{1-m} \left[ \lambda_s + G_s \left( 1 + \frac{r_c^2}{r^2} \right) \right] \end{bmatrix} \varepsilon_{z,i} \quad (12)$$

式中:

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(1-m)}{2[m(\lambda_s + G_s - \lambda_c - G_c) + \lambda_c + G_c + G_s] + (1-m) \frac{J}{r_c}}$$

因此,弹性状态时筋箍碎石桩复合地基桩土应力比为:

$$n_i = \frac{\sigma_{zc,i}}{\sigma_{zs,i}} = \frac{\lambda_c + 2G_c - 2\lambda_c F}{\lambda_s + 2G_s + 2\lambda_s F \frac{m}{1-m}} \quad (13)$$

### 1.3 塑性阶段分析

若上部荷载  $q_a$  进一步加大,桩周土、筋材、碎石桩的应力应变将呈现非常复杂的非线性关系.但若较全面考虑桩、筋、土这三者复杂的非线性关系,则会导致问题异常复杂甚至不可解.考虑到实际设计计算过程中,筋箍碎石桩的径向位移在很小范围内,故本文为简化起见,参考 Balaam 等<sup>[19]</sup> 和 Abdelkrim 等<sup>[20]</sup> 提出的桩土塑性阶段简化计算模型,假定桩周土、筋材仍为线弹性体,仅考虑碎石桩的塑性变形特性.

假设在任意深度  $z_j$  处,桩体进入塑性状态,且满足 Mohr-Coulomb 屈服准则,即有:

$$\frac{\gamma_c z_j + \Delta\sigma_{zc}^y(z_j)}{K_0 \gamma_s z_j + \Delta\sigma_{rc}^y(z_j)} = \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = K_{pc} \quad (14)$$

式中:  $\Delta\sigma_{zc,i}^y$  和  $\Delta\sigma_{rc,i}^y$  分别是桩的极限弹性轴向和径向应力增量;  $\gamma_c$  和  $\gamma_s$  分别是桩体和土体的有效重度;  $K_0$  为静止土压力系数;  $\varphi_c$  为碎石桩的内摩擦角.

联合式(11)和式(14),得桩屈服荷载  $\sigma_{zc}^y$  及相应的屈服应变  $\varepsilon_z^y$  为:

$$\sigma_{zc}^y(z_j) = (\lambda_c + 2G_c - 2F\lambda_c) \varepsilon_z^y(z_j) \quad (15)$$

$$\varepsilon_z^y(z_j) =$$

$$\frac{(K_{pc} K_0 - \frac{\gamma_c}{\gamma_s}) \gamma_s z_j}{2G_c(1 + FK_{pc}) + \lambda_c(1 - 2F)(1 - K_{pc})} \quad (16)$$

在深度  $z_i$  处,若  $\sigma_{zc,i} > \sigma_{zc}^y(z_i)$ ,则桩体将发生屈服.假定桩体在塑性状态下轴向和竖向应力增量 ( $\Delta\sigma_{zc,i}^p$ ,  $\Delta\sigma_{rc,i}^p$ ) 满足 Mohr-Coulomb 屈服准则,其轴向和竖向塑性应变增量 ( $\Delta\varepsilon_{zc,i}^p$ ,  $\Delta\varepsilon_{rc,i}^p$ ) 满足具

有恒定剪胀角  $\psi_c$  ( $\psi_c \neq \varphi_c$ ) 的非关联流动法则,即有:

$$\frac{\Delta\sigma_{zc,i}^p}{\Delta\sigma_{rc,i}^p} = \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = K_{pc} \quad (17)$$

$$-\frac{\Delta\varepsilon_{zc,i}^p}{2\Delta\varepsilon_{rc,i}^p} = \frac{1 - \sin \psi_c}{1 + \sin \psi_c} = K_{\psi c} \quad (18)$$

式中:  $\Delta\sigma_{zc,i}^p = \sigma_{zc,i} - \sigma_{zc}^y(z_i)$ ,  $z_i = \sum_{j=1}^{i-1} l_j + \frac{1}{2} l_i$ .

假定桩间土仍处于弹性状态,其应力应变关系为:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{rs,i}^p \\ \Delta\sigma_{zs,i}^p \end{cases} = \begin{bmatrix} \lambda_s + 2F \frac{m}{1-m} \left[ \lambda_s + G_s \left( 1 + \frac{r_c^2}{r^2} \right) \right] \\ \lambda_s + 2G_s + 2F\lambda_s \frac{m}{1-m} \end{bmatrix} \varepsilon_{z,i}^p \quad (19)$$

桩-筋-土径向应力平衡,则有:

$$(\Delta\sigma_{rc,i}^p - \Delta\sigma_{rs,i}^p) r_c = -J \varepsilon_{rc,i}^p \quad (20)$$

综合式(18)~(20),得桩体在塑性状态下桩体与土体应力应变为:

$$\begin{cases} \varepsilon_{zc,i}^p \\ \varepsilon_{rc,i}^p \end{cases} = \begin{bmatrix} \frac{2K_{\psi c}}{C_1 K_{pc}} \\ -\frac{1}{C_1 K_{pc}} \end{bmatrix} (\sigma_{zc,i} - \sigma_{zc}^y(z_i)) \quad (21)$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{zc,i}^p \\ \Delta\sigma_{rc,i}^p \end{cases} = \begin{bmatrix} 1 \\ \frac{1}{K_{pc}} \end{bmatrix} (\sigma_{zc,i} - \sigma_{zc}^y(z_i)) \quad (22)$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{zs,i}^p \\ \Delta\sigma_{rs,i}^p \end{cases} = \frac{2K_{\psi c}}{C_1 K_{pc}} \begin{bmatrix} \lambda_s + 2G_s + 2F\lambda_s \frac{m}{1-m} \\ \lambda_s + 2F \frac{m}{1-m} \left[ \lambda_s + G_s \left( 1 + \frac{r_c^2}{r^2} \right) \right] \end{bmatrix} \times (\sigma_{zc,i} - \sigma_{zc}^y(z_i)) \quad (23)$$

式中:

$$C_1 = 2K_{\psi c} \left\{ \lambda_s + 2F \frac{m}{1-m} \left[ \lambda_s + G_s \left( 1 + \frac{r_c^2}{r^2} \right) \right] \right\} + \frac{J}{r_c}$$

联合式(11),(12),(22)和(23),可得到桩体弹性状态下筋箍碎石桩复合地基桩土应力比为:

$$n_i = \frac{\sigma_{zc,i}}{\sigma_{zs,i}} = \frac{\sigma_{zc}^y(z_i) + \Delta\sigma_{zc,i}^p}{\sigma_{zs}^y(z_i) + \Delta\sigma_{zs,i}^p} = \frac{\sigma_{zc,i}}{(\lambda_s + 2G_s + 2F\lambda_s \frac{m}{1-m}) \left[ \varepsilon_z^y(z_i) + \frac{2K_{\psi c}}{C_1 K_{pc}} (\sigma_{zc,i} - \sigma_{zc}^y(z_i)) \right]} \quad (24)$$

### 1.4 竖向应力分析

由第  $i$  单元段竖向力的平衡条件,可得深度  $z_i = \sum_{j=1}^{i-1} l_j + \frac{1}{2} l_i$  处的桩体竖向应力  $\sigma_{zc,i}$  为:

$$\sigma_{zc,i} = \sigma_{zc,i-1} - \frac{2\tau_{cs,i-1} l_{i-1}}{r_c + \Delta r_{c,i-1}} \quad (25)$$

式中:  $\tau_{cs,i-1}$  为  $(i-1)$  段桩土界面摩阻力,  $\tau_{cs,i-1} = \sigma_{rc,i-1} \cdot \tan \varphi_{cs} + c_{cs}$ ;  $\varphi_{cs}$ ,  $c_{cs}$  为桩土接触面处的内摩

擦角和粘聚力。

显然,桩土顶面处( $z=0$ )桩土竖向应力满足:

$$q_a = \sigma_{zc} |_{z=0} m + \sigma_{zs} |_{z=0} (1 - m) \quad (26)$$

## 2 算例验证

为验证上述筋箍碎石桩复合地基桩土应力比计算公式的正确性,将本文方法所得结果与经过实验验证的 PLAXIS 极限数值分析方法<sup>[21]</sup>结果进行对比分析。计算参数同文献<sup>[21]</sup>,具体如下: $E_c = 9 \text{ MPa}$ ,  $E_s = 2.5 \text{ MPa}$ ,  $\mu_c = 0.3$ ,  $\mu_s = 0.2$ ,  $\gamma_c = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_s = 12 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi_c = 40^\circ$ ,  $\Psi_c = 13^\circ$ ,  $K_0 = 0.6$ ,  $m = 0.3$ ,  $r_c = 0.075 \text{ m}$ ,  $H = 0.375 \text{ m}$ 。

不同筋材强度  $J$  条件下,本文方法计算所得筋箍碎石桩复合地基桩土应力比  $n$  随上部荷载  $q_a$  的变化曲线,及其与 PLAXIS 极限数值分析方法结果的对比分析见图 3。

由图 3 可见,不同筋材强度情况下,当上部荷载  $q_a$  较小时,本文方法计算得到的  $q_a \sim n$  曲线与极限数值分析方法得到的  $q_a \sim n$  曲线接近,进而验证了本文桩土应力比计算公式的正确性。但在加荷后期,本文方法计算结果与有限元法结果差异增大,这是由于荷载作用后期,桩周土也出现了非线性变形特性,而本文的土体假定为线弹性体所致。

此外,由图 3 亦可见,筋箍碎石桩复合地基桩土应力比  $n$  先随上部荷载  $q_a$  的增加而增加,即荷载作用初期,更多的上部荷载由刚度更大的筋箍桩体承担;随后当荷载增加到一定值时,筋箍碎石桩发生屈服,复合地基桩土应力比随之降低。

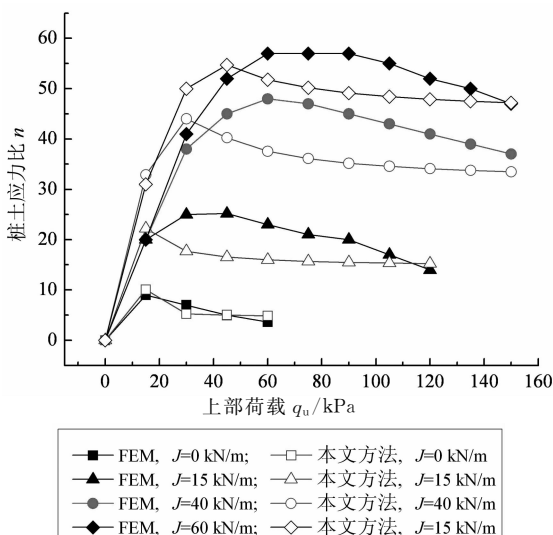


图 3 本文方法与有限单元法的比较  
Fig. 3 Comparison between finite element analysis and author's method

## 3 影响参数分析

为进一步研究筋材强度  $J$ , 上部结构荷载  $q_a$ , 桩体剪胀角  $\Psi_c$ , 内摩擦角  $\varphi_c$  等因素对筋箍碎石桩复合地基桩土应力比影响,对某一筋箍碎石桩复合地基进行分析,计算时,基本参数取值参考文献<sup>[22]</sup>,具体如下: $E_c = 40 \text{ MPa}$ ,  $E_s = 1 \text{ MPa}$ ,  $\mu_c = 0.3$ ,  $\mu_s = 0.3$ ,  $\gamma_c = 21 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi_c = 40^\circ$ ,  $\Psi_c = 10^\circ$ ,  $K_0 = 0.6$ ,  $m = 0.25$ ,  $r_c = 0.5 \text{ m}$ ,  $H = 10 \text{ m}$ ,  $q_a = 100 \text{ kPa}$ 。

### 3.1 筋材强度的影响

图 4 为筋箍碎石桩复合地基桩土应力比  $n$  随筋材强度  $J$  的变化曲线。由图 4 可见,无论是弹性解还是弹塑性解,复合地基桩土应力比均随着筋材强度的增加而增大。其原因是筋材强度愈大,其对碎石桩发挥的环箍效应愈大,相应的碎石桩的刚度(强度)愈大,故同一荷载水平下,刚度愈大的碎石桩分担愈多的荷载,即桩土应力比愈大。

此外,由图 4 亦可见,若不考虑碎石桩的塑性鼓胀变形,即采用弹性解答所得筋箍碎石桩复合地基桩土应力比主要受桩土弹性模量比控制,筋材强度对桩土应力比的影响较小,且比考虑碎石桩塑性变形时(弹塑性解答)的桩土应力比大得多。弹塑性解答时,筋材强度对桩土应力比的影响比较明显,当筋材强度  $J$  从  $0 \text{ kN/m}$  增加到  $3000 \text{ kN/m}$  时,筋箍碎石桩复合地基桩土应力比  $n$  从  $3.3$  增至  $9.9$ 。

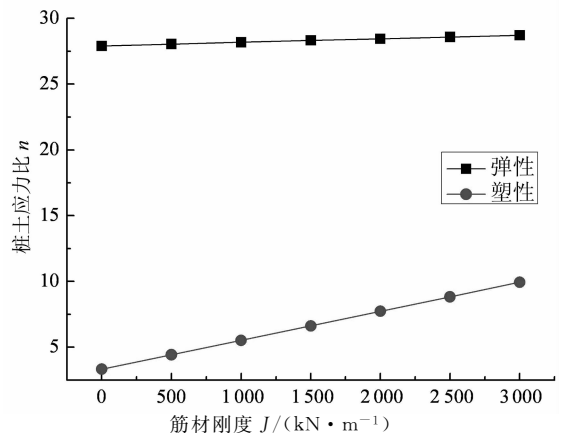


图 4 桩土应力比与筋材刚度的关系  
Fig. 4 Relationship between pile-soil stress ratio and the encasement stiffness

### 3.2 桩周土变形模量的影响

图 5 为其它条件不变,不同筋材强度 ( $J = 0 \text{ kN/m}$ ,  $J = 500 \text{ kN/m}$ ,  $J = 1000 \text{ kN/m}$ ), 桩周土弹

性模量从 1 MPa 变化至 10 MPa 时的复合地基桩土应力比变化情况. 如图 5 所示, 桩土应力比随桩周土变形模量的增加而减小. 由于桩周土弹性模量愈大, 即强度愈大, 其分担荷载的应力愈大, 故其它条件不变时, 复合地基桩土应力比反而愈小.

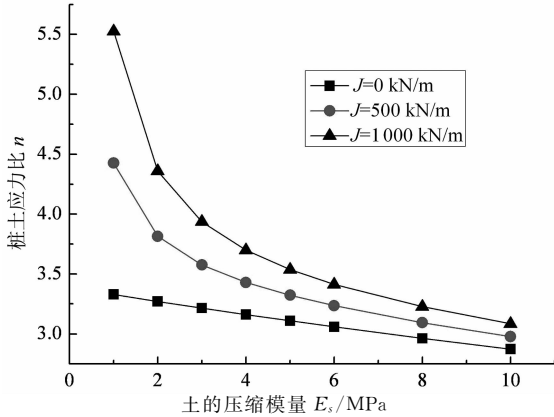


图 5 桩土应力比与桩周土变形模量的关系

Fig. 5 Relationship between pile-soil stress ratio and deformation modulus of soil

### 3.3 面积置换率的影响

图 6 为桩土应力比  $n$  与面积置换率  $m$  的关系曲线. 由图 6 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增大, 但增大幅度不大. 当  $J=500$  kN/m, 置换率  $m$  从 0.1 增至 0.4, 桩土应力比  $n$  从 4.1 增至 4.8, 增大了 17.0%.

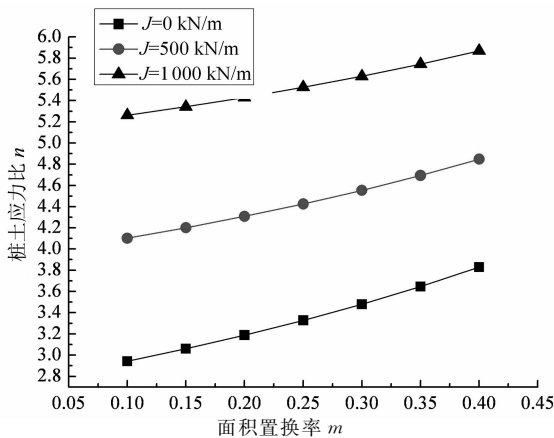


图 6 桩土应力比与面积置换率的关系

Fig. 6 Relationship between pile-soil stress ratio and the replacement ratio

### 3.4 桩体剪胀角的影响

桩土应力比  $n$  与桩体剪胀角  $\psi$  的关系如图 7 所示. 由图 7 可见, 当筋材强度  $J=0$  时, 即对于普通碎石桩, 桩体剪胀角对桩土应力比影响很小; 当筋材强度  $J>0$  时, 桩土应力比随桩体剪胀角的增大而减小. 其原因是剪胀角的增加致使桩体扩容率增大,

桩体达到屈服状态前需经历更多的压缩变形, 同时桩体的鼓胀变形量减小, 筋箍碎石桩加筋效果降低, 桩土应力比随之减小.

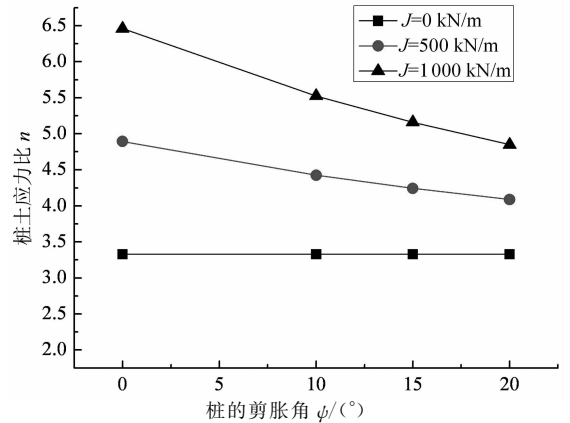


图 7 桩土应力比与桩体剪胀角的关系

Fig. 7 Relationship between pile-soil stress ratio and dilation angle of the column

### 3.5 桩体内摩擦角的影响

图 8 为不同筋材强度时, 筋箍碎石桩复合地基桩土应力比  $n$  与桩体内摩擦角  $\varphi_c$  的关系曲线. 由图 8 可见, 当其它计算参数不变时, 桩土应力比随桩体内摩擦角的增大而增大, 如  $J=500$  kN/m 时, 当  $\varphi_c$  由  $30^\circ$  增至  $45^\circ$ ,  $n$  由 2.9 增至 5.6, 增加了 93.1%. 因为随着桩体内摩擦角的增大, 桩体的承载性提高, 故桩土应力比随之增大.

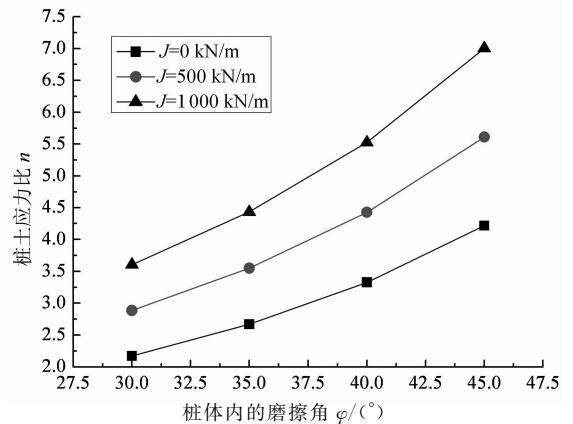


图 8 桩土应力比与桩体内摩擦角的关系

Fig. 8 Relationship between pile-soil stress ratio and friction angle of the column

## 4 结 语

本文在传统碎石桩理论的基础上考虑土工强加筋材料对碎石桩的环箍效应, 假定桩为具有恒定剪胀角的弹塑性体, 且满足摩尔库伦屈服准则与非关联流动法则, 土体和加筋体为线弹性材料, 考虑桩-

筋材-土的应力与变形协调, 导得筋箍碎石桩复合地基桩土应力比计算解析解。通过与弹塑性极限分析方法计算结果的对比分析, 验证了本文方法的解析解的正确性。在此基础上, 分析探讨了筋材刚度、面积置换率、桩周土变形模量等因素对筋箍碎石桩复合地基桩土应力比的影响。通过分析表明: 桩土应力比随筋材刚度、桩体面积置换率和桩体内摩擦角的增大而增大; 随桩周土变形模量和桩体剪胀角的增大而减小。

此外, 筋箍碎石桩复合地基承载变形极为复杂。本文方法对土体和加筋体均作简化处理, 假定其为线弹性材料。如何在桩土应力比分析中考虑桩周土、加筋体的非线性变形特性等仍有待进一步研究。

## 参考文献

- [1] VAN IMPE W F. Soil improvement techniques and their evolution[M]. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1989.
- [2] 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.
- [3] MURUGESAN S, RAJAGOPAL K. Geosynthetic • encased stone columns; numerical evaluation [J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2006, 24(6): 349—358.
- [4] LO S R, ZHANG R, MAK J. Geosynthetic—encased stone columns in soft clay: A numerical study[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010, 28(3): 292—302.
- [5] CHUNGSIK Y. Performance of geosynthetic-encased stone columns in embankment construction: numerical investigation [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 136(8): 1148—1160.
- [6] KHABBAZIAN M, KALIAKIN V N, MEECHAN C L. 3D analyses of geosynthetic encased stone columns[C]//Proceeding of International Foundations Congress and Equipment Expo 09 (IFCEE09). ASCE, 2009.
- [7] KHABBAZIAN M, MEECHAN C L, KALIAKIN V N. Numerical study of effect of encasement on stone column performance[C]//Advances in Analysis, Modeling & Design. Proceedings of the Geo Florida 2010 Conference. GeoFlorida 2010.
- [8] MALARVIZHI S N, ILAMPARUTHI K. Comparative study on the behaviour of encased stone column and conventional stone column[J]. *Soils and Foundations*, 2007, 47(5): 873—885.
- [9] 赵明华, 顾美湘, 张玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, 36(9): 1587—1593.  
ZHAO Minghua, GU Meixiang, ZHANG Ling, *et al.* Model test on influence of vertical geosynthetic-encasement performance of stone columns[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, 36(9): 1587—1593. (In Chinese)
- [10] RAITHEL M, KEMPFERT H G. Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns [C]// Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering GeoEngg—2000. Melbourne.
- [11] PULKO B, MAJES B, LOGAR J. Geosynthetic—encased stone columns; analytical calculation model[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2011, 29(1): 29—39.
- [12] 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]. *Highway and Transportation Research and Development Journal*, 2011, 28(8): 7—12. (In Chinese)
- [13] 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 Sciences*, 2011, 38(10): 7—12. (In Chinese)
- [14] 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)
- [15] 刘杰, 赵明华. 基于双剪统一强度理论的碎石单桩复合地基形状研究[J]. *岩土工程学报* 2005, 27(6): 707—711.  
LIU Jie, ZHAO Minghua. Researches on behaviour of composite foundation with single granular column based on unified twin shear strength theory[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, 27(6): 707—711. (In Chinese)
- [16] 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 Minghua, CHEN Changfu. New pile—soil stress ratio calculation method in rushed stone pile composite foundation[J]. *Journal of Hunan University: Natural Sciences*, 2002, 29(2): 112—116. (In Chinese)
- [17] 郭蔚东, 钱鸿晋. 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 Weidong, QIAN Hongjin. The settlement estimation of foundation on saturated loess reinforced with granular piles [J]. *China Civil Engineering Journal*, 1989, 22(2): 13—21. (In Chinese)
- [18] 陈振建, 盛崇文. 满堂加固碎石桩地基承载力[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 1987: 35—43.  
CHEN Zhenjian, SHENG Chongwen. Bearing capacity of ground reinforced with infinitely large group of stone columns [D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 1987: 35—43. (In Chinese)
- [19] BALAAM N P, BOOKER J R. Effects of stone columns yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1985, 9(4): 331—351.
- [20] ABDELKRIM M, DE BUHAN P. An elastoplastic homogenization procedure for predicting the settlement of a foundation on a soil reinforced by columns [J]. *European Journal of Mechanics and Solids*, 2007, 26(4): 736—757.
- [21] MALARVIZHI S N, ILAMPARUTHI K. Comparative study on the behavior of encased stone column and conventional stone column[J]. *Soils and Foundations*, 2007, 47(5): 873—885.
- [22] CASTRO J, SAGASETA C. Deformation and consolidation around encased stone columns[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010, 29(3): 268—276.