

碎石桩复合地基大变形非线性固结模型

周亚东^{1,2}, 翟鑫东¹, 李顺群¹, 陈思源¹

(1. 天津城建大学 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 基于分段线性差分法, 建立了一种碎石桩复合地基大变形非线性固结模型 SC1。该模型可以进行等应力和等应变条件下桩土复合地基固结分析, 同时能够考虑涂抹区、井阻、桩土自重、变荷载, 以及固结过程中桩土参数的非线性变化和大变形问题, 并编制了 Fortran 计算程序。分别采用基于等应变假设的桩土复合地基解析解和室内试验数据验证了模型的正确性, 小变形条件下, 该模型数值解与有无井阻及涂抹区的桩土复合地基解析解均能较好吻合; 大变形非线性条件下, 模型计算结果与室内试验数据基本一致。采用该模型预测实际工程, 随固结时间延长, 模型等应力与等应变的沉降量计算值相差逐渐增大, 现场实测值介于等应力和等应变条件下模型计算结果之间。

关键词: 复合地基; 碎石桩; 大变形; 非线性; 固结模型

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2022)10-2777-08

Nonlinear consolidation model of stone column composite foundation considering large strain

ZHOU Ya-dong^{1,2}, ZHAI Xin-dong¹, LI Shun-qun¹, CHEN Si-yuan¹

(1. Key Laboratory of Soft Soils and Engineering Environment of Tianjin Municipality, Tianjin Chengjian University, Tianjin 300384, China;

2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on the piece-linear finite difference approach, a nonlinear consolidation model, called SC1, of stone column composite foundation considering large strain was developed. The model has the ability to analyze the consolidation of pile-soil composite foundation under the conditions of free stress and equal strain, and to consider well resistance, smear area, self-weight of pile-soil, variable load, as well as the nonlinear changes of pile-soil parameters in the consolidation process. The model was validated against the equal strain analytical solution and experiment. Under the condition of small strain, the numerical solutions of the model are in good agreement with the analytical solution of pile-soil composite foundation with or without well resistance and smear area. Under the conditions of large strain and nonlinear consolidation, the model calculation results are basically consistent with the experiment data. Then, the model was used to predict a practical engineering, and it was found that with the extension of consolidation time, the difference between the calculated values of the model based on free stress and equal strain increases gradually, and the field measured value is between the numerical solutions of the model with free stress and equal strain.

Keywords: composite ground; stone column; large strain; nonlinear; consolidation model

1 引言

碎石桩渗透系数大, 相比砂井具有更高的压缩模量, 在软土地基处理工程中得到了广泛的推广应用。准确合理的固结沉降计算对碎石桩复合地基的工程实践具有重要的指导意义。当前碎石桩复合地基固结理论已取得了较多的研究成果, 这些成果通

常基于等应变和小变形假设。例如 Han 等^[1]在 Barron 砂井固结理论^[2]的基础, 给出了理想井条件下碎石桩复合地基超静孔隙水压力和固结度的解析解, 随后又推导出考虑井阻和涂抹区的固结解析解^[3]。碎石桩周围土体受桩体施工扰动程度不同, 其渗透性产生不同变化, Walker^[4]、Xie^[5]、Lu^[6]等先后建立了考虑涂抹区渗透系数变化的碎石桩复合

地基固结理论。郭彪等^[7]给出了考虑荷载分级逐渐施加的碎石桩复合地基解析解。

当土层压缩性较高、桩土压缩模量比较小或荷载较大时,固结过程中土性参数呈非线性变化,基于小变形假设的碎石桩复合地基固结理论与实际工程情况有出入。卢萌盟^[8]、赵明华^[9]等进一步建立了考虑土性参数非线性变化的碎石桩复合地基固结理论,但在推导过程中仍基于小变形理论框架。江辉煌^[10]、孙立强^[11]等给出了砂井地基大变形固结方程和求解方法,认为砂井和土的压缩模量一致,无法对碎石桩复合地基大变形非线性问题进行分析。此外,基于等应变假设的碎石桩复合地基固结理论适用于理想的刚性垫层,而柔性垫层下桩土存在明显的沉降差,此时等应变假设具有一定局限性。Lorenzo 等^[12]给出了等应力和等应变两种情况下桩土复合地基的固结解答,并对比分析了二者的差异。郎瑞卿等^[13]对基于等应变假设的桩土复合地基固结解析解进行了修正。Doan 等^[14]建立了等应力条件下桩土复合地基固结解析解,但未能考虑固结过程中桩土参数的非线性变形。

上述固结理论在小变形或等应变假设方面做出了很多有意义的改进,但目前为止,基于大变形理论框架或算法的碎石桩复合地基固结计算尚未见报道。Fox 等^[15]基于分段线性差分法,建立了可以开展等应力和等应变分析的柔性竖向排水体地基大变形固结模型。本文在此基础上考虑竖向排水体的压缩性和渗透性,建立了碎石桩复合地基大变形非线性固结模型 SC1,该模型可以开展桩土复合地基等应力和等应变条件下固结计算,可以考虑桩土参数的非线性变化和大变形问题,可对变荷载、涂抹区和桩土自重等复杂情况进行固结分析。

2 模型建立

2.1 几何图形

设碎石桩贯穿整个土层,初始阶段($t=0$) SC1 的几何图形如图 1(a)所示。桩土复合地基上部初始荷载为 q_0 ,桩土初始高度为 H_0 , d_c 、 d_s 、 d_e 分别为碎石桩直径、涂抹区直径和影响区直径, h_{wt} 、 h_{wb} 分别为复合地基上下边界水头。将整个土层分别沿竖向和径向划分为 R_j 层和 R_i 环。每个土层单元的初始高度 $L_0 = H_0 / R_j$,初始宽度 $\Delta r_i = (d_e - d_c) / 2R_i$ 。假设碎石桩仅发生一维竖向变形,将碎石桩沿竖向划分为 R_j 层,每个单元的初始高度与土层单元相等,即 $L_{c0} = L_0$ 。 $z_{c,j}$ 为碎石桩单元 j 的高程, z_{ij} 为土体单元 j 的高程。

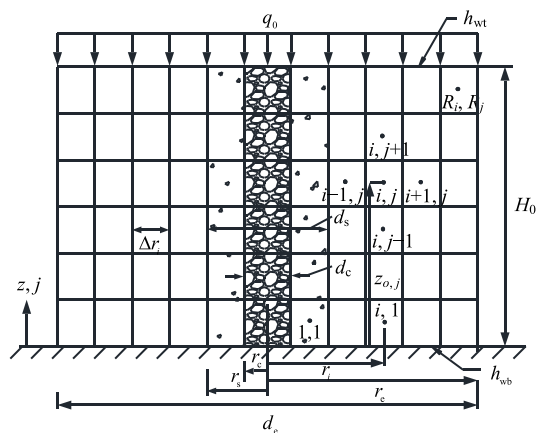
考虑涂抹区时,将涂抹区划分为 R_s 环,涂抹区渗透系数 $k_{sr} = k_r / \eta$,其中 η 为涂抹区渗透系数比。相同位置土层竖向和径向渗透系数存在比例关系,设 k_v 为竖向渗透系数,则径向渗透系数为 $k_r = r_k k_v$,其中 r_k 为渗透系数比。

固结过程中,忽略桩土间的摩擦力和桩体侧向变形。 $t > 0$ 时,在复合地基表面施加竖向荷载 $\Delta q'$,土层中孔隙水在水头差作用下沿径向流入碎石桩,并沿竖向流出边界,碎石桩与土层的荷载及变形如图 1(b)所示。由于桩体压缩性低,其沉降量小于土体,并产生应力集中,作用在桩体和土体单元上的荷载增量发生变化,分别为 $\Delta q'_c$ 和 $\Delta q'_i$ 。

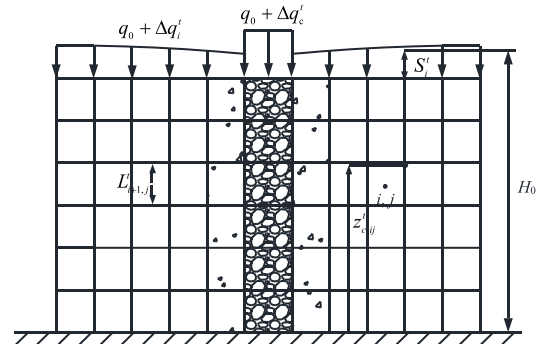
t 时刻,桩体单元 j 的高度和高程分别为 $L'_{c,j}$ 和 $z'_{c,j}$ 。土体单元 j 的高度 L'_{ij} 和中心点高程 z'_{ij} 可表示为

$$\left. \begin{aligned} L'_{ij} &= \frac{z'_{r,i-1,j} - z'_{r,i-1,j-1} + z'_{r,i,j} - z'_{r,i,j-1}}{2} \\ z'_{ij} &= \frac{z'_{r,i-1,j} + z'_{r,i-1,j-1} + z'_{r,i,j} + z'_{r,i,j-1}}{4} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: $z'_{r,ij}$ 为土体单元 ij 的右上顶点高程。



(a) 初始阶段 ($t=0$)



(b) 固结阶段 ($t>0$)

图 1 SC1 几何图形

Fig.1 SC1 model geometry

2.2 非线性关系

在 SC1 模型中考虑碎石桩和土体压缩性和渗透性的非线性变化, 采用与 Fox 等^[15]相同的方法建立如图 2 所示的非线性变化关系。该非线性关系曲线可由试验实测值或理论计算公式得出, 如采用典型的 $e\text{-lg}p$ 和 $e\text{-lg}k$ 模型, 确定图 2 固结过程中土体压缩性和渗透性的非线性变化关系。固结过程中碎石桩压缩性和渗透性变化较小, 实际计算中也可用常数代替。

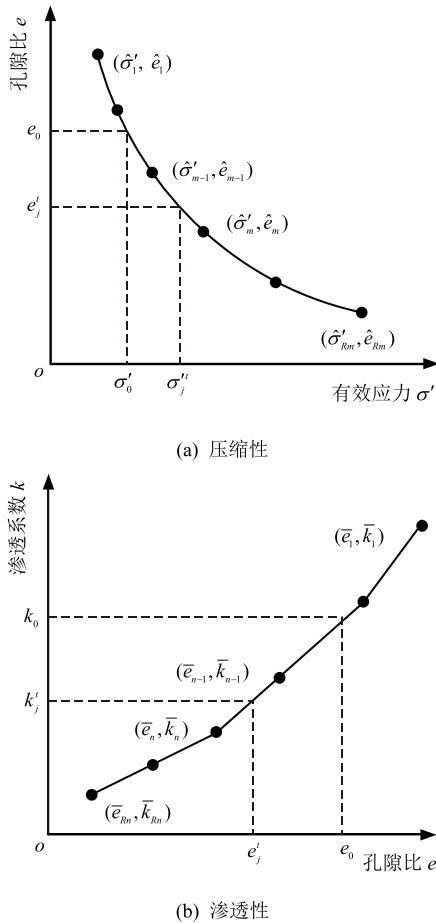


图 2 土体或碎石桩本构关系

Fig.2 Soil or stone column constitutive relationships

2.3 应力计算

结合 SC1 几何图形, 每个桩体单元中心点的总应力为上部荷载、水和桩体自重之和。当 $t > 0$ 时, 桩体单元 j 中心节点的总应力为

$$\sigma_{c,j}^t = (h_{wt}^t - H_c^t)\gamma_w + q_0 + \Delta q_c^t + \frac{L_{c,j}^t \gamma_{c,j}^t}{2} + \sum_{m=j+1}^{R_j} L_{c,m}^t \gamma_{c,m}^t \quad (2)$$

式中: h_{wt}^t 为 t 时刻水位高度; H_c^t 为 t 时刻桩的高度; γ_w 为水的重度; $L_{c,j}^t$ 为 t 时刻桩体单元 j 的高

度; $\gamma_{c,j}^t = \gamma_w (G_c + e_{c,j}^t) / (1 + e_{c,j}^t)$ 为 t 时刻桩体单元 j 的重度, $e_{c,j}^t$ 为 t 时刻桩体单元 j 的孔隙比, G_c 为碎石颗粒相对密度。

同理, 土体单元 ij 中心点的总应力为

$$\sigma_{ij}^t = \left(h_{wt}^t - \frac{z_{r,i-1,R_j}^t + z_{r,i,R_j}^t}{2} \right) \gamma_w + q_0 + \Delta q_i^t + \frac{V_{ij}^t \gamma_{ij}^t}{4\pi r_i \Delta r_i} + \sum_{m=j+1}^{R_i} \frac{V_{im}^t \gamma_{im}^t}{2\pi r_i \Delta r} \quad (3)$$

式中: $\gamma_{ij}^t = \gamma_w (G_s + e_{ij}^t) / (1 + e_{ij}^t)$ 为 t 时刻土体单元 ij 的重度, e_{ij}^t 为 t 时刻土体单元 ij 的孔隙比, G_s 为土颗粒相对密度; V_{ij}^t 为 t 时刻土体单元 ij 的体积。

t 时刻桩体有效应力 $\sigma_{c,j}^t$ 和土体有效应力 σ_{ij}^t 可由压缩性关系及该时刻分别对应的孔隙比 $e_{c,j}^t$ 、 e_{ij}^t 计算得出。根据有效应力原理, 可进一步计算得出 t 时刻桩体单元 j 中心点处的孔隙水压为 $u_{c,j}^t$ 和土体单元 ij 中心点处的孔隙水压为 u_{ij}^t 。

2.4 渗流计算

设 t 时刻桩体单元竖向渗透系数为 $k_{c,j}^t$, t 时刻单位时间内桩单元 j 和 $j+1$ 之间渗流量 $q_{c,j}^t$ 为

$$q_{c,j}^t = k_{c,j}^t i_{c,j}^t \pi r_c^2 \quad (4)$$

$$i_{c,j}^t = \frac{h_{c,j+1}^t - h_{c,j}^t}{z_{c,j+1}^t - z_{c,j}^t} \quad (5)$$

$$h_{c,j}^t = z_{c,j}^t + \frac{u_{c,j}^t}{\gamma_w} \quad (6)$$

式中: $i_{c,j}^t$ 为桩体竖向水力梯度; $h_{c,j}^t$ 为桩体单元 j 中点的水头。

固结过程中每个土体单元固结速率不同, t 时刻竖向渗透系数 $k_{z,ij}^t$ 可由 Harr 渗透系数模型^[16]计算:

$$k_{z,ij}^t = \frac{k_{v,ij}^t}{\sin^2 \theta_{ij}^t + \frac{\cos^2 \theta_{ij}^t}{r_k}} \quad (7)$$

式中: θ_{ij}^t 为 t 时刻土体单元 ij 水平方向与初始竖直方向的夹角。

相邻两个土体单元 ij 和 $i,j+1$ 之间的等效竖向渗透系数为

$$k_{zs,ij}^t = \frac{k_{z,i,j+1}^t k_{z,ij}^t (L_{i,j+1}^t + L_{i,j}^t)}{L_{i,j+1}^t k_{z,ij}^t + L_{i,j}^t k_{z,i,j+1}^t} \quad (8)$$

t 时刻单位时间土体单元 ij 和 $i,j+1$ 之间渗流

量 $q'_{z,ij}$ 为

$$q'_{z,ij} = k'_{zs,ij} i'_{z,ij} 2\pi r_i \Delta r_i \quad (9)$$

$$i'_{z,ij} = \frac{h'_{i,j+1} - h'_{ij}}{z'_{i,j+1} - z'_{ij}} \quad (10)$$

$$h'_{ij} = z'_{ij} + \frac{u'_{ij}}{\gamma_w} \quad (11)$$

式中: $i'_{z,ij}$ 为竖向水力梯度; h'_{ij} 为单元 j 中点的水头。

如果底面排水, 则 $i'_{z,i,0} = (h'_{i,1} - h_{wb}) / z'_{i,1}$, $i'_{c,0} = (h'_{c,1} - h_{wb}) / z'_{c,1}$, 否则 $i'_{z,i,0} = i'_{c,0} = 0$ 。如果顶面排水, 则 $i'_{z,i,R_j} = 2(h_{wt} - h'_{i,R_j}) / L'_{i,R_j} \sin \theta'_{i,R_j}$, $i'_{c,R_j} = 2(h_{wt} - h'_{c,R_j}) / L'_{c,R_j}$, 否则 $i'_{z,i,R_j} = i'_{c,R_j} = 0$ 。

同理, 相邻两个土体单元 ij 和 $i+1, j$ 之间的等效径向渗透系数为

$$k'_{rs,ij} = \frac{r_k (\Delta r_i + \Delta r_{i+1}) k'_{v,i+1,j} k'_{v,ij}}{\Delta r_{i+1} k'_{v,ij} + \Delta r_i k'_{v,i+1,j}} \quad (12)$$

t 时刻, 单位时间土体单元 ij 和 $i+1, j$ 之间的渗流量 $q'_{r,ij}$ 为

$$q'_{r,ij} = k'_{rs,ij} i'_{r,ij} 2\pi \left(r_i + \frac{\Delta r_i}{2} \right) (z'_{r,ij} - z'_{r,i,j-1}) \sin \theta'_{ij} \quad (13)$$

$$i'_{r,ij} = \frac{h'_{i+1,j} - h'_{ij}}{\sqrt{(r_{i+1} - r_i)^2 + (z'_{i+1,j} - z'_{ij})^2}} \quad (14)$$

$$k'_{rs,j} = \frac{(\Delta r_i + r_c) r_k k'_{v,i,j} k'_{v,j}}{\Delta r_i k'_{v,j} + r_c r_k k'_{v,i,j}} \quad (15)$$

式中: $i'_{r,ij}$ 为径向水力梯度; $k'_{rs,j}$ 为桩土间的等效渗透系数。

桩土间的渗流量 $q'_{r,0,j}$ 为

$$q'_{r,0,j} = k'_{rs,j} i'_{r,0,j} 2\pi r_c (z'_{r,0,j} - z'_{r,0,j-1}) \quad (16)$$

式中: $i'_{r,0,j} = \frac{h'_{1,j} - h'_{c,j}}{\sqrt{r_1^2 + (z'_{1,j} - z'_{c,j})^2}}$ 。

假设在时间步长 Δt 内, 则 $t+\Delta t$ 时刻桩单元 j 更新后的体积 $V_{c,j}^{t+\Delta t}$ 和孔隙比 $e_{c,j}^{t+\Delta t}$ 分别为

$$V_{c,j}^{t+\Delta t} = V_{c,j}^t - (q'_{r,0,j} + q'_{c,j} - q'_{c,j-1}) \Delta t \quad (17)$$

$$e_{c,j}^{t+\Delta t} = \frac{V_{c,j}^{t+\Delta t} (1 + e_{c0,j})}{V_{c0}} - 1 \quad (18)$$

同理, 则 $t+\Delta t$ 时刻土体单元 ij 更新后的体积

$V_{ij}^{t+\Delta t}$ 和孔隙比 $e_{ij}^{t+\Delta t}$ 分别为

$$V_{ij}^{t+\Delta t} = V_{ij}^t - (q'_{r,ij} - q'_{r,i-1,j} + q'_{z,i,j} - q'_{z,i,j-1}) \Delta t \quad (19)$$

$$e_{ij}^{t+\Delta t} = \frac{V_{ij}^{t+\Delta t} (1 + e_{0,i})}{V_{0,i}} - 1 \quad (20)$$

2.5 沉降量及固结度

桩体单元表面沉降量 $S_c^{t+\Delta t}$ 为

$$S_c^{t+\Delta t} = H_0 - \left(z_{c,R_j}^{t+\Delta t} + L'_{c,R_j} / 2 \right) \quad (21)$$

土体单元 i, R_j 表面沉降量 $S_i^{t+\Delta t}$ 为

$$S_i^{t+\Delta t} = H_0 - z_{r,i,R_j}^{t+\Delta t} \quad (22)$$

土体平均沉降量 $S_{avg}^{t+\Delta t}$ 和平均固结度 $U_{avg}^{t+\Delta t}$ 分别为

$$S_{avg}^{t+\Delta t} = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (V_{0,i} - V_{ij}^{t+\Delta t})}{\pi(r_c^2 - r_c'^2)} \quad (23)$$

$$U_{avg}^{t+\Delta t} = \frac{S_{avg}^{t+\Delta t}}{\bar{S}_f} \quad (24)$$

式中: $\bar{S}_f$ 为土层表面最终平均沉降量。

2.6 时间增量控制方法

为计算模型运算过程中单元属性更新所需的时间增量, 参考文献[15]中时间增量计算方法, 桩体单元采用两个判别准则, 并取二者中的最小值:

$$\Delta t_1 = \min \left\{ \frac{\alpha \gamma_w a'_{v,c,j} (L'_{c,j})^2}{k'_{c,j} (1 + e'_{ij})}, \left| \frac{0.001 W_{0,c} (e_{0,c,j} - e_{f,c,j})}{(1 + e_{0,c,j}) (q'_{r,0,j} + q'_{c,j} - q'_{c,j-1})} \right| \right\} \quad (25)$$

式中: α 取 0.4; $e_{0,c,j}$ 和 $e_{f,c,j}$ 分别为桩体单元 j 的初始和最终孔隙比。

土体单元时间增量采用 3 个判别准则:

$$\Delta t_2 = \min \left\{ \frac{\alpha \gamma_w a'_{v,ij} (L'_{ij})^2}{k'_{z,ij} (1 + e'_{ij})}, \frac{\alpha \gamma_w a'_{v,ij} (\Delta r_i)^2}{k'_{r,ij} (1 + e'_{ij})}, \left| \frac{0.001 W_{0,i} (e_{0,i} - e_{f,i})}{(1 + e_{0,i}) (q'_{r,ij} - q'_{r,i-1,j} + q'_{z,i,j} - q'_{z,i,j-1})} \right| \right\} \quad (26)$$

式中: $e_{0,i}$ 和 $e_{f,i}$ 分别为土体单元 ij 的初始和最终孔隙比。

式 (25)、(26) 中第一类判别准则基于太沙基固结方程差分形式的数值解得出, 但仅依靠该判别准则计算时间增量容易导致边界附近单元渗流量过大, 影响模型的计算精度。因此, 有必要引入第二

类时间增量判别准则，控制时间增量前后每个单元体积变化不超过其最终变形量的 0.1%。最终时间步由式 (25)、(26) 计算得出的最小值确定：

$$\Delta t = \min \{ \Delta t_1, \Delta t_2 \} \quad (27)$$

对上述公式采用 Fortran 编写计算程序，程序运行时首先读取土体和碎石桩的压缩性和渗透性，以及模型计算参数：复合地基初始几何尺寸 (H_0 、 d_c 、 d_s 、 d_e)，初始荷载 q_0 ，单元个数 (R_m 、 R_n)，土颗粒及碎石颗粒相对密度 (G_s 、 G_c)，边界条件，应变条件和程序终止条件等，其中单元数由模型计算精度和计算时间决定^[15]。应变条件可设为等应力或等应变，等应力条件下桩土顶面单元的保持荷载不变；等应变条件下，通过调整桩土顶面单元的荷载分布控制桩土差异沉降。然后，程序根据读入参数计算初始情况下各单元的几何属性，并根据土体和碎石桩的压缩性和所受应力计算出各单元初始孔隙比 $e_{0,ij}$ 。施加外部荷载 Δq^t 后，程序进入循环阶段，时间步由式 (27) 计算，该阶段各单元属性随时间步不断更新，直至达到程序终止条件。

3 模型验证

3.1 小变形成析解验证

目前碎石桩复合地基固结理论通常基于等应变和小变形假设建立。为验证模型 SC1，首先在小变形条件下与 Han-Ye 固结理论^[1]进行对比分析。Han-Ye 固结理论为不考虑井阻及涂抹区的简化解析解。模型参数：黏土层厚 10 m， $q_0=20$ kPa，碎石桩直径 $d_c=0.8$ m，影响区域直径 $d_e=2$ m。土层初始孔隙比 $e_0=1.5$ ，压缩系数 $a_v=0.0025$ kPa⁻¹，渗透系数 $k_v=2 \times 10^{-9}$ m/s， $r_k=1$ ；碎石桩压缩模量 $E_c=10$ MPa（桩土压缩模量比 $n_s=10$ ），不考虑土体及碎石桩的自重影响 ($G_s=G_c=1$)。SC1 计算时，取单元数 $R_i=R_j=51$ ，仅考虑土体径向渗流，将土体底面和顶面设为不排水边界，碎石桩顶面设为排水边界。施加 $\Delta q=1$ kPa 荷载并保持不变，碎石桩复合地基产生较小变形。

图 3 分别给出了不同条件下土体平均沉降量和平均固结度随时间的变化。如图所示，相同时刻等应力条件下土体平均沉降量大于等应变，且差值随时间逐渐增大，从等应力到等应变，土体最终平均沉降量从 10.0 mm 降到 4.2 mm，对应的应变量分别为 0.1% 和 0.042%，变形较小。等应变条件下，碎石桩应力集中效应加快复合地基固结速率，固结度的 SC1 数值解与 Han-Ye 解析解吻合。等应力条件

下，碎石桩失去应力集中作用，土体固结速率变慢，且由于不考虑井阻作用碎石桩仅作为排水通道，此时 SC1 数值解与 Fox 等^[15]建立的 RCS1 模型一致。后者在小变形情况下等应力与等应变计算结果相同，而 SC1 由于碎石桩应力集中，即使在小变形情况下计算结果仍存在明显差异。

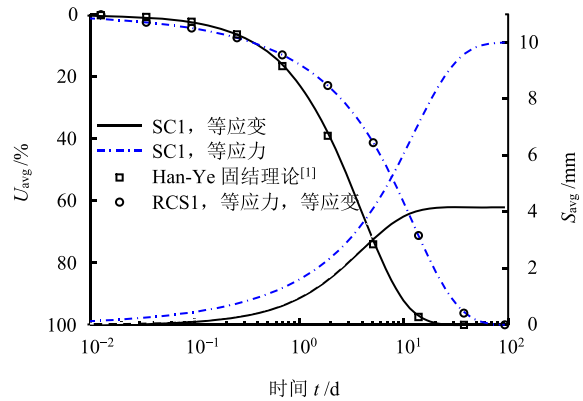


图 3 土体平均沉降量和平均固结度随时间变化 (无井阻及涂抹区)

Fig.3 Average settlement and average consolidation degree vs. time (without well resistance and smear area)

为评估碎石桩复合地基等应力与等应变计算结果的差异，定义 E 为等应力和等应变条件下土体平均沉降量的差异度：

$$E = \frac{S_{fs, avg} - S_{cs, avg}}{S_{cs, avg}} \times 100\% \quad (28)$$

式中： $S_{fs, avg}$ 和 $S_{cs, avg}$ 分别为等应力和等应变条件下土体表面平均沉降量。

图 4 给出了等应力和等应变土体平均沉降量差异度 E 和等应变条件下桩土应力比 n 随时间的变化曲线。固结前期及中期，等应力与等应变条件下的土体平均沉降量差异较小，等应变条件下复合地基固结至 3.6 d，土体平均固结度达到 60%，此时差异度 E 仅为 19%，此后差异度 E 快速增加，固结末期达到 128.6%。值得注意的是，该差异度 E 与等应变条件下桩土应力比 n 随时间的变化规律相似，最终桩土应力比 n 接近桩土压缩模量比 n_s 。

在上述验证的基础上，考虑涂抹区及井阻作用，取涂抹区直径 $d_s=0.96$ m，涂抹区渗透系数比 $\eta=5$ ，碎石桩渗透系数 $k_c=2 \times 10^{-6}$ m/s。如图 5 所示，等应变条件下固结度的 SC1 数值解与考虑涂抹区及井阻作用的 Han-Ye 解析解^[3]完全吻合。当 $n_s=1$ 时，桩土压缩性相同，碎石桩退化为砂井。 $n_s=1$ 条件下，

考虑井阻及涂抹区作用的 SC1 数值解与谢康和等^[17]砂井固结解基本吻合。

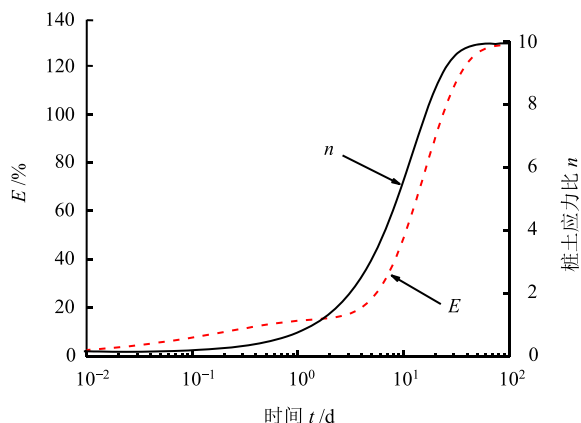


图 4 沉降差异度和桩土应力比随时间的变化

Fig.4 Degree of settlement difference and pile-soil stress ratio vs. time

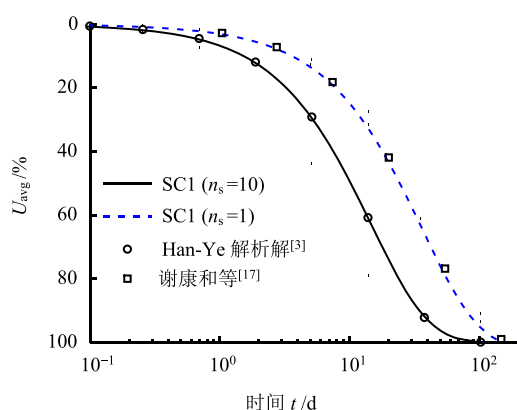


图 5 土体平均沉降量和平均固结度随时间变化 (考虑井阻及涂抹区)

Fig.5 Average settlement and average consolidation degree vs. time (considering well resistance and smear area)

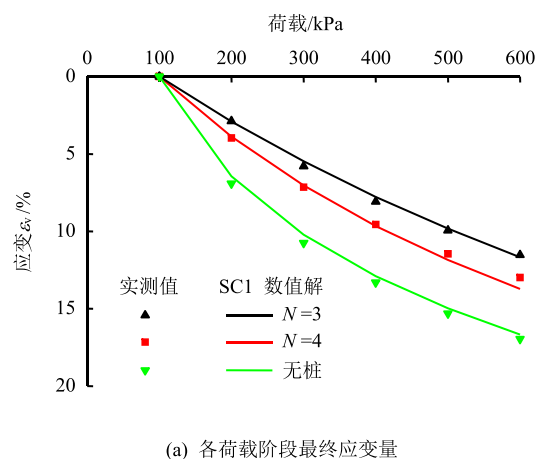
3.2 大变形试验验证

文献[18]开展了碎石桩复合地基室内固结试验, 本文采用文献[18]试验结果对 SC1 模型进行验证。试验所用土样为高岭土, 初始孔隙比 $e_0=1.427$, 压缩指数 $C_c=0.53$, 渗透指数 $C_k=C_c=0.53$, 初始渗透系数 $k_v=2.31 \times 10^{-9}$ m/s, 碎石桩压缩模量 $E_c=21.5$ MPa。试样直径 $d_c=254$ mm, 高 $H=146$ mm, 碎石桩直径 $d_c=63.5$ 、 84.67 mm, 对应的桩径比分别为 $N=4$ 、 3 。试验加载板为刚性, 可认为等应变固结。试验过程中初始荷载 $q_0=100$ kPa, 此后分阶段加载至固结完成, 每阶段荷载 100 kPa。

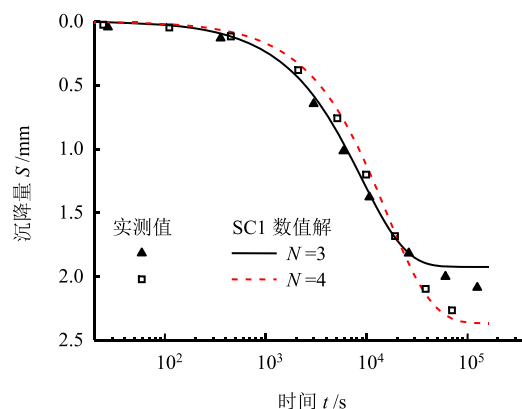
由于试验时试样顶面和底面均可排水, 因此 SC1 计算模型取试样高度一半, 即 $H_0=73$ mm, 并将顶面设为排水边界、底面设为不排水边界, 模型

计算单元数为 $R_j=R_i=25$, 不考虑井阻及涂抹区作用, 采用等应变条件计算。

图 6(a)给出了不同荷载阶段下最终应变实测值与等应变条件下 SC1 计算值。如图所示, 桩径比为 $N=3$ 、 4 和无桩的情况下, 试验实测值最终应变分别达到 11.52%、12.98%和 16.96%, 变形较大。各荷载阶段最终应变的试验实测值与模型计算结果基本吻合。以 200~300 kPa 荷载阶段为例, 图 6(b)给出了桩径比 $N=3$ 、 4 情况下, 该荷载阶段沉降量随时间的变化关系。如图所示, 碎石桩直径越大固结速率越快, 最终沉降量越小。沉降量的试验实测值与 SC1 模型计算值吻合较好。



(a) 各荷载阶段最终应变量



(b) 200~300 kPa 荷载阶段沉降量变化曲线

图 6 试验验证

Fig.6 Test verification

4 工程实例

马来西亚穆尔平原某路堤修建采用挤密砂桩进行地基处理^[19-20], 砂桩和土性参数为: 软土层厚 $H_0=20$ m, 砂桩呈正方形布置间距 2.2 m, 单桩影响区域直径 $d_c=2.486$ m, 砂桩直径 $d_c=1.2$ m, 涂抹区 $d_s/d_c=2$ 。初始荷载 $q_0=10$ kPa, 上部土层初始孔隙

比 $e_0=2.2$, 压缩指数 $C_c=0.38$, 渗透系数 $k_v=2.7 \times 10^{-9}$ m/s, $r_k=1$, $\eta=9$; 桩土压缩模量比 $n_s=4.7$, 考虑井阻效应, 砂桩渗透系数 $k_c=2 \times 10^{-6}$ m/s; 并考虑桩土自重, 取 $G_s=G_c=2.65$ 。SC1 模型计算单元数为 $R_j=R_i=51$, 土体顶面和砂桩排水, 底面不排水。路堤分 3 个阶段填筑, 总高为 9 m, 荷载随时间变化如图 7 所示。

SC1 模型计算时分别采用等应变和等应力两种条件计算。图 7 给出了沉降量的工程实测值和两种 SC1 数值解。如图所示, 550 d 时工程实测沉降量为 285.6 cm, 应变量为 14.3%。采用 SC1 模型对该工程固结沉降过程进行模拟, 结果表明: 固结前 200 d SC1 模型等应力和等应变计算结果相差不大, 且二者均与现场实测值接近。随着固结时间延长, 等应力与等应变计算结果差异逐渐增大, 这与图 4 得出的规律一致。与现场实测值相比, 等应力条件下 SC1 沉降量计算结果偏大, 等应变条件下 SC1 沉降量计算结果偏小。显然, 等应力和等应变均为桩土复合地基的两种极限条件, 实际工程中, 采用 SC1 模型可以较好地评估碎石桩复合地基沉降量的变化范围。

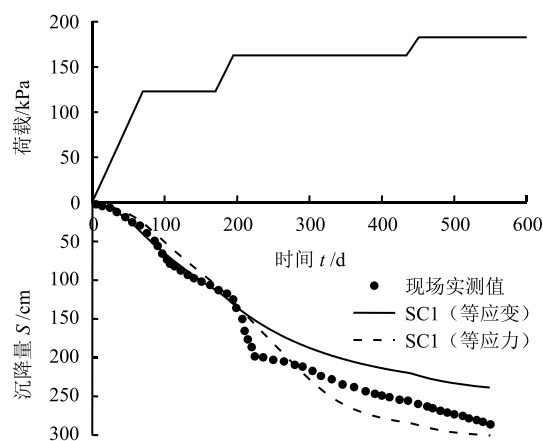


图 7 加载及土体表面平均沉降量随时间变化曲线
Fig.7 Loading and average settlement curves vs. time

5 结 论

本文建立了一种碎石桩复合地基非线性固结模型 SC1, 采用前人解析解和室内试验数据对模型进行了验证, 并对实际工程进行了预测, 得出如下结论:

(1) 该模型可以考虑碎石桩复合地基固结过程中桩土参数的非线性变化, 可以分析等应力和等应变条件下复合地基固结问题, 可对变荷载、涂抹区

和桩土自重等复杂情况进行固结分析。

(2) 小变形情况下, SC1 等应变数值解与基于等应变假设的碎石桩复合地基解析解吻合; 大变形情况下, SC1 数值解与室内试验实测数据接近。

(3) 固结前期等应力和等应变计算的土体平均沉降量相差不大, 固结后期二者差异快速增加。与工程实测值相比, 等应变条件下的模型计算结果偏小, 等应力条件下的模型计算结果偏大。

参 考 文 献

- [1] HAN J, YE S L. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2001, 127(7): 597-603.
- [2] BARRON R A. Consolidation of fine-grained soils by drain wells[J]. *Geotechnique*, 1948, 31(1): 718-742.
- [3] HAN J, YE S L. A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects[J]. *The International Journal of Geomechanics*, 2002, 2(2): 135-151.
- [4] WALKER R, INDRARATNA B. Vertical drain consolidation with parabolic distribution of permeability in smear zone[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, 132(7): 937-941.
- [5] XIE K H, LU M M, LIU G B. Equal strain consolidation for stone columns reinforced foundation[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2009, 33(15): 1721-1735.
- [6] LU M M, XIE K H, GUO B. Consolidation theory for a composite foundation considering radial and vertical flows within the column and the variation of soil permeability within the disturbed soil zone[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, 47(2): 207-217.
- [7] 郭彪, 龚晓南, 李亚军. 考虑桩体径竖向渗流的碎石桩复合地基固结解析解[J]. *岩土工程学报*, 2017, 39(8): 1485-1492.
- [8] GUO Biao, GONG Xiao-nan, LI Ya-jun. Analytical solution for consolidation of stone column-reinforced foundations considering radial and vertical flows in columns[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, 39(8): 1485-1492.
- [8] 卢萌盟, 谢康和, 王玉林, 等. 碎石桩复合地基非线性固结解析解[J]. *岩土力学*, 2010, 31(6): 1833-1840.

- LU Meng-meng, XIE Kang-he, WANG Yu-lin, et al. Analytical solution for nonlinear consolidation of stone column reinforced composite ground[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(6): 1833-1840.
- [9] 赵明华, 陈侃, 刘猛, 等. 考虑桩体压缩变形的碎石桩复合地基非线性固结分析[J]. 公路交通科技, 2015, 32(6): 46-53.
- ZHAO Ming-hua, CHEN Kan, LIU Meng, et al. Analysis of nonlinear consolidation of gravel pile composite foundation considering compression deformation of pile[J]. **Journal of Highway and Transportation Research and Development**, 2015, 32(6): 46-53.
- [10] 江辉煌. 砂井处理超软土地基固结计算[D]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2009.
- JIANG Hui-huang. Consolidation solution of super-soft ground with vertical drains[D]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2009.
- [11] 孙立强, 贾天强, 闫澍旺, 等. 基于大变形的未打穿砂井固结理论研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(2): 504-512.
- SUN Li-qiang, JIA Tian-qiang, YAN Shu-wang, et al. Study on consolidation theory of foundation with partially penetrated sand wells based on large strain[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2017, 36(2): 504-512.
- [12] LORENZO G A, BERGADO D T. New consolidation equation for soil-cement pile improved ground[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2003, 40(2): 265-275.
- [13] 郎瑞卿, 杨爱武, 闫澍旺. 修正等应变假定下刚性桩复合地基固结特性分析[J]. 岩土力学, 2020, 41(3): 813-822.
- LANG Rui-qing, YANG Ai-wu, YAN Shu-wang. Analysis of consolidation properties of rigid pile composite foundation based on modified equal strain assumption[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(3): 813-822.
- [14] DOAN S, FATAHI B. Analytical solution for free strain consolidation of stone column-reinforced soft ground considering spatial variation of total stress and drain resistance[J]. **Computers and Geotechnics**, 2020, 118: 103291.
- [15] FOX P J, DI NICOLA M, QUIGLEY D W. Piecewise-linear model for large strain radial consolidation[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2003, 129(10): 940-950.
- [16] HARR M E. Groundwater and seepage[M]. New York: McGraw-Hill, 1962.
- [17] 谢康和, 曾国熙. 等应变条件下的砂井地基固结解析理论[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(2): 3-17.
- XIE Kang-he, ZENG Guo-xi. Analytical theory of sand-drained ground under equal strain condition[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1989, 11(2): 3-17.
- [18] CASTRO J, CIMENTADA A, DA COSTA A, et al. Consolidation and deformation around stone columns: comparison of theoretical and laboratory results[J]. **Computers and Geotechnics**, 2013, 49: 326-337.
- [19] REDANA I W. Effectiveness of vertical drains in soft clay with special reference to smear effect[D]. Wollongong: University of Wollongong, 1999.
- [20] SUDIP BASACK, BUDDHIMA INDRARATNA, CHOLACHAT RUJIKIATKAMJORN. Modeling the performance of stone column-reinforced soft ground under static and cyclic loads[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2016, 142(2): 04015067.