

文章编号: 1000-7598-(2014) 06-1762-06

改进 Koppejan 蠕变模型及其应用

魏丽敏, 冯胜洋, 何 群, 杨 奇

(中南大学 土木工程学院, 长沙 410075)

摘 要: 将基于固结试验建立的 Koppejan 蠕变模型应力-应变-时间关系改进为增量形式, 并泛化到三维应力空间, 建立了改进的 Koppejan 蠕变模型。基于 ABAQUS 软件对改进模型进行二次开发, 采用上海软黏土的长期固结试验结果对模型进行验证, 结果表明, Koppejan 模型能较好地描述上海软黏土的蠕变特性, 且改进 Koppejan 模型的计算精度比经典 Koppejan 模型高, 两种模型应用于淤泥质粉质黏土的计算效果均比粉质黏土好。将改进 Koppejan 蠕变本构模型应用于某高速铁路桥梁桩基长期变形的三维有限元分析, 与现场实测沉降的对比表明, 改进 Koppejan 模型能较好地应用于实际工程的长期变形计算, 且计算效果较好。

关 键 词: Koppejan 蠕变模型; 模型改进; ABAQUS; 二次开发; 桩基沉降

中图分类号: TU 447

文献标识码: A

Improved Koppejan creep model and its application

WEI Li-min, FENG Sheng-yang, HE Qun, YANG Qi

(School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: The stress-strain-time relationship of the Koppejan creep model based on consolidation tests is improved to the incremental form, which is generalized to 3D stress space, and then the improved Koppejan creep model for soft soil is established in this work by the incremental form. Based on the ABAQUS software, an UMAT is developed by the improved Koppejan model. Using long-term consolidation tests of Shanghai soft clay to validate the model, the results show that the Koppejan model describes the creep property of Shanghai soft clay very well; the computational accuracy of the improved Koppejan model is better than that of the classical Koppejan model, and the two models work better for mucky clay than silty clay. Using the improved Koppejan creep constitutive model to the three-dimensional FEM of a high-speed railway bridge pile foundation long-term deformation, and comparing with the measured settlement, the results indicate that the improved Koppejan can be well used for computing long-term deformation of actual projects.

Key words: Koppejan creep model; model improvement; ABAQUS; secondary development; pile foundation settlement

1 引 言

土体的蠕变特性大多数使用模型理论或经验公式理论进行描述。常见的模型理论有 Maxwell 模型、Kelvin 模型、Burgers 模型等, 这些模型概念直观、物理意义明确, 但要准确模拟土的黏-弹-塑性需要引入更多的元件进行组合, 造成模型参数过多, 给工程应用带来了不便^[1]。经验模型根据土体的蠕变试验数据总结本构关系, 其优势在于只需要使用少量的参数就能达到较好的拟合效果, 所以在工程实践中具有一定的应用价值^[2]。经验公式模型主要有 Singh-Mitchell 模型^[3]、Mesri 模型^[4]、上

海软土蠕变模型^[5]等, 这些经验公式模型在我国使用普遍, 相关的研究内容较为丰富。Koppejan 蠕变模型^[6]是一种在荷兰、比利时等国家较常使用的软土蠕变经验公式模型, 在我国还没有相关文献报道。该蠕变模型由荷兰研究人员 Koppejan 在第二届国际土力学与基础工程会议上提出, 能够较好地反映高灵敏度、高压缩性软黏土的蠕变特性。该模型的参数仅有两个, 通过简单的一维固结试验就可拟合得到, 物理意义明确, 在以高压缩性软黏土为主的低地国家已经得到了广泛应用^[7-8]。

由于经典的 Koppejan 蠕变模型是基于—维固结试验建立的, 而实际工程中软土变形更为普遍的

收稿日期: 2013-06-25

基金项目: 铁道部科技研究开发计划重点项目 (No.2010G018-E-3); 上海铁路局科研计划项目 (No.2011079); 2013 年湖南省研究生科研创新项目; 国家自然科学基金项目 (No.51208518)。

第一作者简介: 魏丽敏, 女, 1965 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程科研与教学工作。E-mail: lmwei@mail.csu.edu.cn

是二维或者三维问题。鉴于此,本文对 Koppejan 蠕变模型进行改进,采用增量形式描述应力-应变-时间之间的关系,构建一般形式的蠕变本构模型,并基于 ABAQUS 二次开发了改进形式的 Koppejan 蠕变本构模型。

2 Koppejan 模型及改进

2.1 Koppejan 模型

Terzaghi^[9]在一维侧限固结试验的基础上,总结出竖向应力 σ 与竖向应变 ε 之间满足如下关系式:

$$\varepsilon = \frac{1}{C} \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \quad (1)$$

式中: C 为压缩系数; σ_0 为初始应力。

Buisman^[10]在 Terzaghi 研究的基础上,通过长期的一维固结试验发现,软黏土的竖向变形是一个长期过程,有明显的时间效应,而且变形与时间在半对数坐标图上近似呈线性关系。因此,在 1936 年举办的第一届国际土力学与基础工程会议上, Buisman 提出了软黏土竖向应力 σ 、竖向应变 ε 与时间 t 之间满足以下关系式:

$$\varepsilon = \sigma[\alpha_p + \alpha_s \lg(t)] \quad (2)$$

式中: α_p 、 α_s 为与应力和应力历史相关的系数。

Koppejan 结合式 (1) 和式 (2),在第二届国际土力学与基础工程会议上提出了 Koppejan 蠕变模型。该模型能够较好地反映软黏土的长期变形特性,既包含软黏土孔隙水压力消散的主固结部分、土颗粒骨架蠕变的次固结部分,而且还考虑了软黏土变形的时间效应,其表达式如下^[6]:

$$\varepsilon = \left[\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \lg(t) \right] \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \quad (3)$$

式中: C_p 、 C_s 为主、次固结参数。 $C_p = (1 + e_0)/C_c$, e_0 为初始孔隙比, C_c 为压缩指数; $C_s = (1 + e_0)/C_a$, C_a 为 $e - \lg t$ 坐标下的次固结系数。

2.2 改进 Koppejan 蠕变模型

由于原有的 Koppejan 蠕变方程是基于无侧向变形的固结试验建立的,为拓展其应用范围,笔者对该模型进行改进,采用增量形式描述其应力-应变-时间之间的关系,以便将其泛化到三维应力空间。

式 (3) 中应变 ε 可分为主固结应变部分 ε_c 和蠕变(次固结)应变部分 ε_s :

$$\varepsilon_c = \frac{1}{C_p} \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \quad (4)$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{C_s} \lg(t) \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \quad (5)$$

主固结应变率 $\dot{\varepsilon}_c$ 可由固结应变 ε_c 对时间 t 求偏导得到

$$\dot{\varepsilon}_c = \frac{\delta \varepsilon_c}{\delta t} = \frac{1}{C_p} \frac{\sigma_0}{\sigma} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma} = \frac{1}{C_p} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma} \quad (6)$$

蠕变应变率 $\dot{\varepsilon}_s$ 可由蠕变应变 ε_s 对时间 t 求偏导得到

$$\dot{\varepsilon}_s = \frac{\delta \varepsilon_s}{\delta t} = \frac{1}{C_s \ln(10)} \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \frac{1}{t} + \frac{\ln(t)}{C_s \ln(10)} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma} \quad (7)$$

根据式 (4) 有

$$\ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) = C_p \varepsilon_c \quad (8)$$

根据式 (5) 可得

$$\frac{1}{t} = \exp \left(- \frac{C_s \varepsilon_s \ln(10)}{\ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)} \right) \quad (9)$$

$$\ln(t) = \frac{\varepsilon_s C_s \ln(10)}{\ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)} \quad (10)$$

将式 (8) ~ (10) 代入式 (7), 消去 t 和 σ_0 , 得到 $\dot{\varepsilon}_s$ 为

$$\dot{\varepsilon}_s = \varepsilon_c \frac{C_p}{C_s \ln(10)} \exp \left(- \frac{\varepsilon_s C_s \ln(10)}{\varepsilon_c C_p} \right) + \frac{\varepsilon_s}{C_p \varepsilon_c} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma} \quad (11)$$

根据式 (6)、(11), 改进 Koppejan 蠕变模型用增量形式可表示为

$$\Delta \varepsilon_{cs} = \Delta \varepsilon_c + \Delta \varepsilon_s = \left(1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} \right) \frac{1}{C_p} \frac{\Delta \sigma}{\sigma} + \Delta t \varepsilon_c \frac{C_p}{C_s \ln(10)} \exp \left(- \frac{\varepsilon_s C_s \ln(10)}{\varepsilon_c C_p} \right) \quad (12)$$

假定软黏土为各向同性材料,依照弹塑性力学中的做法,将一点的应力状态分解为偏张量和球张量,相应的应变分解为偏应变和体积应变^[5],则改进 Koppejan 蠕变模型泛化到三维应力空间可表示为

$$\Delta \mathbf{e}_{ij}^{cs} = \left(1 + \frac{\mathbf{e}_{ij}^s}{\mathbf{e}_{ij}^c} \right) \frac{1}{C_p} \frac{\Delta \mathbf{S}_{ij}}{\mathbf{S}_{ij}} + \Delta t \mathbf{e}_{ij}^c \frac{C_p}{C_s \ln(10)} \exp \left(- \frac{\mathbf{e}_{ij}^s C_s \ln(10)}{\mathbf{e}_{ij}^c C_p} \right) \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (13)$$

式中: $\Delta \mathbf{e}_{ij}^{cs}$ 为固结蠕变偏应变增量张量; $\mathbf{e}_{ij}^c$ 、 $\mathbf{e}_{ij}^s$ 分别为主、次固结偏应变张量; $\Delta \mathbf{S}_{ij}$ 为偏应力增量的张量; $\mathbf{S}_{ij}$ 为偏应力张量。

由式 (13) 可知, 改进 Koppejan 蠕变模型用增量形式的应力-应变-时间关系代替了状态形式的应力-应变-时间关系, 更符合土的长期变形规律。因为在处理土的长期变形问题时, 土体在施加附加荷载之前所处的应力-应变-时间状态通常不够清晰, 但施加附加荷载之后的应力-应变-时间增量容易获得, 因此, 用增量形式的应力-应变-时间关系描述土体的长期变形规律更方便工程应用。

3 ABAQUS 二次开发

3.1 改进 Koppejan 模型二次开发

对于复杂边界条件的岩土工程问题, 改进 Koppejan 蠕变模型很难求得解析解, 只能应用于数值分析方法。本文基于 ABAQUS 有限元软件, 对该模型进行 UMAT 二次开发, 具体过程如下:

第 1 步, 对已达到平衡的时刻ⁿ t , 提供时间增量 Δt , 总应变增量矩阵 $\{\Delta^n \varepsilon\}$, 总应力矩阵 $\{^n \sigma\}$ 和总应变矩阵 $\{^n \varepsilon\}$, 传递给 UMAT。

第 2 步, 更新应力。若计算单元按照所选取的屈服准则未进入塑性状态, 按照式 (13) 计算第 n 步的固结蠕变应变增量张量 $\Delta^n \varepsilon_j^{\text{cs}}$, 转换成矩阵形式为 $\{\Delta^n \varepsilon^{\text{cs}}\}$, 则第 n 步的弹性应变增量矩阵 $\{\Delta^n \varepsilon^{\text{e}}\} = \{\Delta^n \varepsilon\} - \{\Delta^n \varepsilon^{\text{cs}}\}$, 弹性状态的雅可比矩阵为 $\{J^{\text{e}}\}$ (在 UMAT 中用 DDSDDDE 表示), 应力增量矩阵 $\{\Delta^n \sigma\} = \{J^{\text{e}}\} \cdot \{\Delta^n \varepsilon^{\text{e}}\}$, 更新第 $n+1$ 步的应力矩阵 $\{^{n+1} \sigma\} = \{^n \sigma\} + \{\Delta^n \sigma\}$;

若计算单元进入塑性状态, 同样按照式 (13) 计算第 n 步的固结蠕变应变增量矩阵 $\{\Delta^n \varepsilon^{\text{cs}}\}$, 则第 n 步的弹塑性应变增量 $\{\Delta^n \varepsilon^{\text{ep}}\} = \{\Delta^n \varepsilon\} - \{\Delta^n \varepsilon^{\text{cs}}\}$, 弹塑性状态下的雅可比矩阵为 $\{J^{\text{ep}}\}$, 应力增量 $\{\Delta^n \sigma\} = \{J^{\text{ep}}\} \cdot \{\Delta^n \varepsilon^{\text{ep}}\}$, 更新第 $n+1$ 步的应力 $\{^{n+1} \sigma\} = \{^n \sigma\} + \{\Delta^n \sigma\}$ 。

第 3 步, 更新第 $n+1$ 步的应变矩阵 $\{^{n+1} \varepsilon\} = \{^n \varepsilon\} + \{\Delta^n \varepsilon\}$ 。

第 4 步, 产生新的总应变增量矩阵 $\{\Delta^{n+1} \varepsilon\}$ 。

第 5 步, 开始新的平衡迭代时刻ⁿ⁺¹ t 。ABAQUS 默认的最大迭代次数为 9 次, 最小容差为 5×10^{-3} 。当程序进行了不大于 9 次的迭代后误差小于最小容差, 即为收敛, 程序自动进行下一增量步的迭代。若不收敛, ABAQUS 主程序自动缩减该增量步的时间增量 Δt , 重新进行迭代计算, 直至结果收敛。

上述过程中, 只有第 2 步由用户子程序 UMAT

完成, 其他步骤均在 ABAQUS 主程序中进行。第 2 步实现的关键是确定弹性状态下雅可比矩阵 $\{J^{\text{e}}\}$ 和弹塑性状态下雅可比矩阵 $\{J^{\text{ep}}\}$, 其中 $\{J^{\text{e}}\}$ 为弹性矩阵, 表示为

$$\{J^{\text{e}}\} = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ \frac{u}{1-\mu} & 1 & & & & \\ \frac{u}{1-\mu} & \frac{u}{1-\mu} & 1 & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix} \quad \text{对称} \quad (14)$$

式中: E 为弹性模量; μ 为泊松比。

本文选取 Drucker-Prager (简称 D-P) 屈服准则, 其屈服函数如下:

$$f = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k = 0 \quad (15)$$

式中: α 、 k 为 D-P 准则材料参数; J_2 为第 2 偏应力不变量; I_1 为第 1 应力不变量。按照 D-P 圆锥与 Mohr-Coulomb (简称 M-C) 六棱锥外接, D-P 准则材料参数 α 、 k 与 M-C 准则的材料参数 c (黏聚力)、 φ (内摩擦角) 之间的关系为

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \\ k &= \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

使用与 D-P 屈服准则相关联的流动法则, 即塑性势函数 g 等于 D-P 屈服函数 f , 根据文献[11]弹塑性张量 C_{ijkl}^{ep} ($i, j, k, l = 1, 2, 3$) 可表示为

$$\left. \begin{aligned} C_{ijkl}^{\text{ep}} &= \left(K - \frac{2}{3} G \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + G (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) - \\ &\quad \frac{1}{h + 9K\alpha^2 + G} P_{ij} P_{kl} \\ P_{ij} &= 3k\alpha \delta_{ij} + \frac{G}{\sqrt{J_2}} S_{ij} \\ S_{ij} &= \sigma_{ij} - \bar{\sigma} \delta_{ij} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中: $K = E/[3(1-2\mu)]$; $G = E/[2(1+\mu)]$; δ_{ij} 为 Kronecker 符号; h 为塑性模量; P_{ij} 为弹塑性模量张量; σ_{ij} 为应力张量; $\bar{\sigma}$ 为平均应力。为了简化

模型二次开发难度,假定土为理想弹塑性材料,则塑性模量 $h=0$ 。同样根据文献[11],将弹塑性张量 C_{ijkl}^p 转换为弹塑性状态下的雅可比矩阵 $\{J^p\}$ 。

按照以上方法使用 Intel Visual Fortran 11.1 编制了基于改进 Koppejan 蠕变模型的 UMAT 程序。

3.2 改进 Koppejan 模型的验证

使用上海软黏土的长期固结试验结果对改进 Koppejan 蠕变本构模型进行验证。土样分别为淤泥质粉质黏土和粉质黏土,计算参数分别见表1中土样②、⑥。固结试验土样的直径为 61.8 mm,高为 20 mm。蠕变试验各加载阶段采用 24 h 内竖向变形量小于 0.01 mm 作为稳定标准。淤泥质粉质黏土加载级别为 50、100、200、300 和 400 kPa,加载时间分别为 7、23、9、9 和 29 d;粉质黏土加载级别分别为 50、100、200、400、800 和 1 200 kPa,加载时间分别为 4、7、11、7、9 和 9 d。

使用 ABAQUS 建立固结试验土样的三维有限元分析模型,材料本构模型使用本文建立的改进 Koppejan 模型,荷载和持续时间与土样长期固结试验一致,土样的侧面边界约束水平方向的位移,底面边界约束竖向的位移。改进 Koppejan 蠕变模型数值模拟结果、经典 Koppejan 蠕变模型计算结果、试验值之间的对比如图 1 所示。

其中,经典 Koppejan 蠕变模型多级荷载下的叠加方法如下:

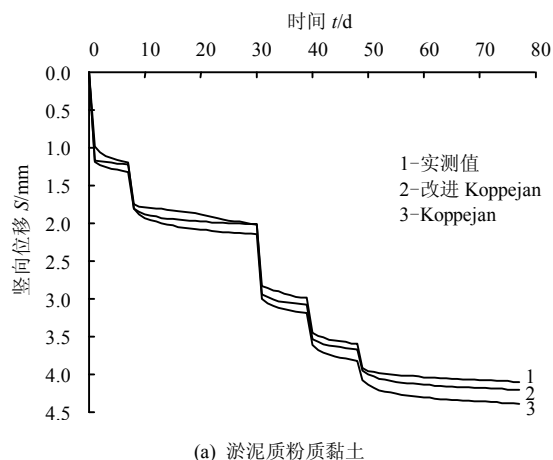
$$\varepsilon_n(t) = \left[\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \lg(t) \right] \ln \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0} \right) + \left[\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \lg(t-t_1) \right] \ln \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right) + \dots + \left[\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \lg(t-t_{n-1}) \right] \ln \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{n-1}} \right) \quad (18)$$

式中: $\varepsilon_n(t)$ 为第 n 级荷载下的应变; σ_n 为第 n 级荷载下的应力; t_{n-1} 为第 $n-1$ 级荷载的结束时刻。

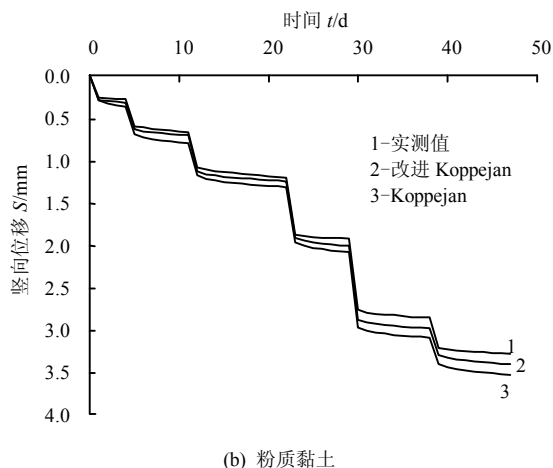
由图 1 可知,改进 Koppejan 蠕变模型计算土样的竖向位移较经典 Koppejan 模型计算结果更接近试验值:改进 Koppejan 模型计算淤泥质粉质黏土竖向位移与试验值的最大相对误差为 8.3%,粉质黏土的最大相对误差为 12.8%;经典 Koppejan 模型计算淤泥质粉质黏土竖向位移与试验值的最大相对位差为 15.5%,粉质黏土的最大相对位差为 31.9%。

上述结果表明:① Koppejan 模型能较好地描述上海软黏土的蠕变特性,且改进 Koppejan 模型的计算精度比经典 Koppejan 模型高;② 经典与改进

Koppejan 模型对淤泥质粉质黏土的计算效果比粉质黏土好;③ 本文使用 ABAQUS 开发的改进 Koppejan 蠕变本构模型具有较高的计算精度。



(a) 淤泥质粉质黏土



(b) 粉质黏土

图 1 粉质黏土竖向位移的数值模拟结果与实测值的比较
Fig.1 Comparison between numerical simulation results and measured ones of silty clay settlements

4 工程应用

某高速铁路桥梁桩基采用 8 根 $\Phi 1.00$ m 等长的混凝土钻孔灌注桩,桩长为 62 m,承台尺寸为 $8.6 \text{ m} \times 6.3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$,布桩形式如图 2 所示。承台和桩使用弹性本构模型,弹性模量为 32.3 GPa,泊松比为 0.17,密度为 2.5 g/cm^3 。建模时,对软土使用改进 Koppejan 蠕变本构模型,对蠕变变形不明显的粉土和粉砂使用 M-C 本构模型。桩土接触面摩擦系数 $\eta = \tan 0.75\varphi$, φ 为接触土体的内摩擦角。计算参数如表 1 所示。

由于该桥梁桩基为对称结构,取其 1/4 建立三维有限元分析模型,如图 3 所示。结合现场实际施工情况,将桩基所受荷载简化为 4 个阶段,分别为墩身浇筑阶段、架梁阶段、轨道铺设阶段和工后阶

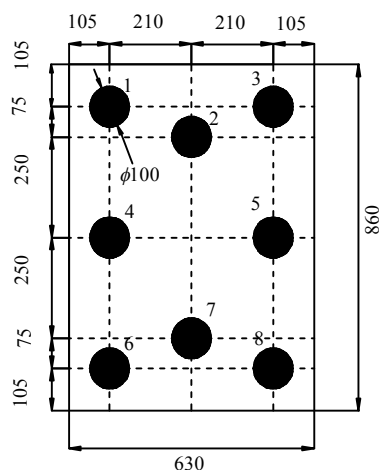


图2 承台及布桩平面示意图(单位: cm)

Fig.2 Pile foundation design drawing(unit: cm)

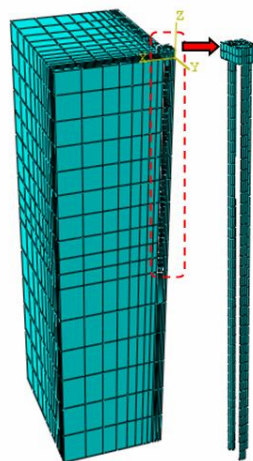


图3 桥梁桩基三维有限元分析模型

Fig.3 Three-dimensional FEM of pile foundation

表1 计算参数
Table 1 Calculation parameters

土层编号	土层名称	厚度 H/m	变形模量 E/MPa	泊松比 μ	密度 $\rho/(\text{g}/\text{cm}^3)$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(\text{°})$	C_p	C_s	摩擦系数
①	粉质黏土	6.0	6.94	0.30	1.89	21.0	19.2	13.33	75.67	0.26
②	淤泥质粉质黏土	20.6	2.05	0.40	1.79	18.0	7.5	5.52	34.31	0.10
③	粉质黏土	20.2	4.53	0.30	1.90	38.0	15.7	13.77	59.34	0.21
④	粉土	5.7	7.23	0.28	1.98	5.1	24.0			0.33
⑤	粉砂	9.5	12.07	0.25	1.95	0.1	30.0			0.41
⑥	粉质黏土	62.0	7.10	0.30	1.89	41.0	15.3	9.54	109.33	0.20

段:墩身浇筑阶段荷载 6 999 kN, 时间为 160 d; 架梁阶段荷载 13 275 kN, 时间为 178 d; 铺轨阶段 17 115 kN, 时间为 48 d; 工后阶段 17 115 kN, 时间为 36 500 d(100 a 设计寿命)。

数值模拟的各施工阶段桩基竖向位移如图 4 所示。由图可知, 该桥墩桩基设计年限(100 a)的沉降量为 105.48 mm, 铺轨时已完成的沉降量为 85.86 mm, 占总沉降量的 81.4%; 计算的工后沉降为 19.62 mm, 满足《高速铁路设计规范(试行)》关于“无砟轨道墩台基础的工后沉降值不应超过 20 mm”之规定。

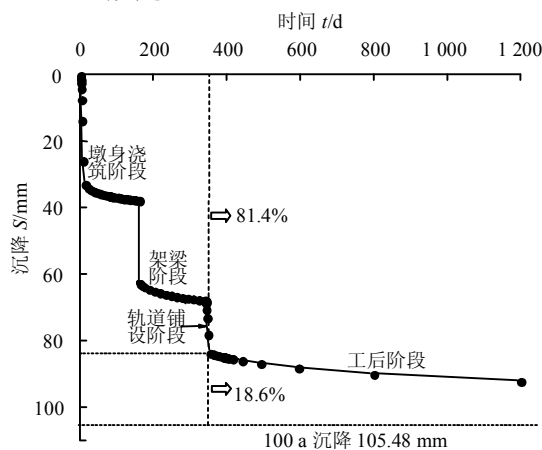


图4 数值模拟的各施工阶段桩基沉降值

Fig.4 Numerical simulation result of foundation settlements in each construction stage

桥梁桩基工后沉降与实测结果的对比如图 5 所示。由图可知, 改进 Koppejan 蠕变模型计算得到的工后沉降与实测值较为接近: 铺轨后 0~90 d 两者比较接近, 最大相对误差仅为 8.5%; 90~172 d 相差较大, 两者相差不超过 33.6%。

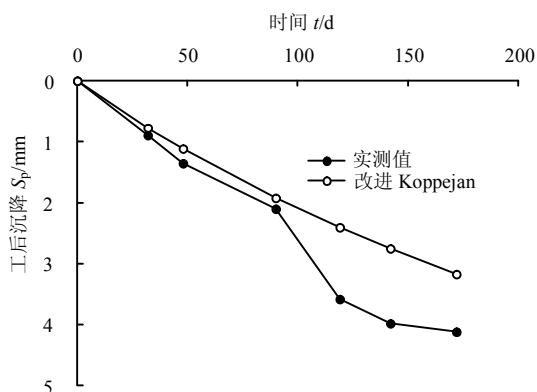


图5 桥梁桩基工后沉降实测值与计算值对比

Fig.5 Comparison chart of pile foundation post-construction settlement and calculated values

5 结 论

(1) 改进 Koppejan 蠕变模型用增量形式的应力-应变-时间关系代替了经典 Koppejan 蠕变模型状态形式的应力-应变-时间关系, 更便于描述土体

的长期变形规律。

(2) 泛化到三维应力空间的改进 Koppejan 蠕变模型采用 ABAQUS 二次开发后可方便地用于复杂应力状态的软黏土长期变形计算。所需计算参数少, 物理意义明确, 通过长期固结试验就可确定。

(3) Koppejan 模型能较好地描述上海软黏土的蠕变特性, 且改进 Koppejan 模型的计算精度比经典 Koppejan 模型高, 两种模型应用于淤泥质粉质黏土的计算效果均比粉质黏土好。

(4) 改进 Koppejan 模型能较好地应用于实际工程的长期变形计算, 且计算效果较好。

参考文献

- [1] 袁静, 龚晓南, 益德清. 岩土流变模型比较研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(6): 772—779.
YUAN Jing, GONG Xiao-nan, YI De-qing. Comparison of rheological constitutive model[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2001, 20(6): 772—779.
- [2] 张先伟, 王常明. 饱和软土的经验型蠕变模型[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2011, 42(3): 791—796.
ZHANG Xian-wei, WANG Chang-ming. Empirical creep model for saturated soft soil[J]. *Journal of Central South University(Science and Technology)*, 2011, 42(2): 772—779.
- [3] SINGH A. MITCHELL J K. General stress-strain-time function for soils[J]. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, ASCE, 1968, 94(1):21—46.
- [4] MESRI G, FEBRES-CORDERO E, SHIELDS D R, et al. Shear-stress-strain-time behavior of clays[J]. *Geotechnique*, 1981, 31(4): 537—552.
- [5] 孙钧. 岩土材料流变及工程应用[M]. 北京: 建筑工业出版社, 1999.
- [6] KOPPEJAN A W. A formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect[C]//Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: [s.n.], 3: 89—96.
- [7] VERRUIJT A. Soil Mechanics[M]. Delft: Delft University of Technology, 2001.
- [8] BAARS S. Soft soil creep modelling of large settlements[C]//2nd International Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology. Malaysia: [s.n.], 2003: 192—203.
- [9] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley, 1940.
- [10] BUISMAN K. Results of long duration settlement tests[C]//Proceedings of the first International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Harvard: [s.n.], 1936, 103—106.
- [11] 陈明祥. 弹塑性力学[M]. 武汉: 科学出版社, 2007.

第10届国际冻土工程会议

“国际冻土工程会议”是冻土研究领域重要的国际学术交流平台, 于1993年在俄罗斯赤塔举办第一届会议, 随后分别在中国哈尔滨(1996)、俄罗斯赤塔(1998年)、中国兰州(2000年)、俄罗斯雅库茨克(2002)、中国兰州(2004)、俄罗斯赤塔(2007)、中国西安(2009)、俄罗斯米尔内(2011)成功举办了第二届至第九届会议, 并得到广大学者的积极参与响应, 对深化中、俄及其他国家在冻土科学与工程领域的交流合作有重要的意义。

为了进一步探究寒区冻土与气候、环境、工程、生态的相互作用, 继续深化中、俄及其他国家在冰冻圈、冻土科学与工程领域的交流合作, 第10届“国际冻土工程会议”将于2014年8月20—22日在中国哈尔滨召开, 会议主题为“Challenge and Adaption of Permafrost Engineering in Changing Climate”。

会议日期: 2014年08月20—22日

会议地址: 中华人民共和国黑龙江省哈尔滨市

主办单位: 中国科学院寒区旱区环境与工程研究所冻土工程国家重点实验室

联系电话: 0451-86604094; E-mail: ispe10_hanshui7@126.com

会议网站: <http://www.allconfs.org/meeting/index.asp?id=1857>

会议论题: 1.冻土与气候、社会活动、环境及其它问题的相互作用; 2.冻土水文效应及水利工程抗冻技术; 3.冻土地区工程建设; 4.冻土研究模型与冻土物理力学性质; 5.冻土、冰、雪监测; 6.中国东北典型寒区工程研究

摘自中国岩土网