

Boom Clay 蠕变特性研究

陈卫忠^{1,2}, 袁克阔², 于洪丹², 赵武胜², 龚哲², 李香玲³

(1. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061; 2. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 3. 比利时国家核能研究中心, 比利时 摩尔 2400)

摘要: Boom Clay 为比利时第三纪细密黏土沉积物, 其力学性质十分复杂, 尤其是其显著的蠕变特性更需进行广泛的试验和深入的理论研究。通过室内固结和三轴蠕变试验, 研究不同应力水平下的蠕变特性; 建立以不可恢复应变为变量的不显含时间的分离型屈服面蠕变本构模型, 避免了传统显含时间项的蠕变模型在土体经历加、卸载过程等复杂工况的实际计算中, 具体蠕变时间确定的难题。将所建新型蠕变模型在 ABAQUS 软件中实现二次开发, 并通过不同蠕变参数下的基本性能检验和蠕变试验的模拟, 验证了所建模型的正确性和所编程序的可靠性。

关键词: 岩石力学; Boom Clay; 泥岩; 黏土岩; 蠕变; 本构模型

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2013)10-1981-10

CREEP BEHAVIOR OF BOOM CLAY

CHEN Weizhong^{1,2}, YUAN Kekuo², YU Hongdan², ZHAO Wusheng², GONG Zhe², LI Xiangling³

(1. *Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan, Shandong 250061, China*; 2. *State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China*; 3. *Euridice, SCK · CEN, Belgian Nuclear Research Centre, Mol 2400, Belgium*)

Abstract: The Boom Clay is a kind of tertiary uniform and fine clay sediment. Because of its complicated mechanical characteristics, especially evident creep characteristic, a series of laboratory tests, including one-dimensional compression creep tests(CCT) and triaxial creep tests(TCT) have been conducted; and creep deformation characteristics of Boom Clay are researched under different pressures and different types of experiments. A separated yield surface creep constitutive model implicit time in formula with irreversible strain variable is established after theoretical analysis. It can avoid the difficulty of determining the creep times when resolving the actual calculation under complicated working condition by the traditional model with explicit time. Finally, the numerical implementation of the new creep constitutive model is implemented; and the creep test on Belgian Boom clay is simulated. The results show that the new constitutive model and the UMAT subroutine in ABAQUS have good calculation accuracy and good stability, which could effectively depict the nonlinear creep characteristic of Belgian Boom Clay.

Key words: rock mechanics; Boom Clay; mudstone; clay rock; creep; constitutive model

1 引言

Boom Clay(也称 Boom Formation)是比利时第

三纪细密黏土沉积物, 分布于比利时北部的 Campine 盆地, 比通常所说的泥岩成岩作用弱、完全饱水、更为软弱可塑, 由于其具有低渗透性、均匀少裂隙及遇水损伤自修复等特征, 被认为是一种良好的核

收稿日期: 2013-05-27; **修回日期:** 2013-07-31

基金项目: 国家杰出青年基金资助项目(51225902); 国家自然科学基金资助项目(51109207, 51108448)

作者简介: 陈卫忠(1968-), 男, 博士, 1990年毕业于山东矿业学院采矿工程专业, 现任教授、博士生导师, 主要从事岩土工程方面的教学与研究。E-mail: wzchen@whrsm.ac.cn

废料地质储存介质。

富水土体变形是孔隙流体的流失、孔隙减小、颗粒重新排列或颗粒滑移、骨架错动的结果，其变形不仅与应力有关，还与时间有关。刘用海等^[1-4]根据岩土介质的宏观表象建立其蠕变本构模型；岩土介质的流变本构模型的研究历史^[5]经历了从最初的总结试验结果形成经验公式^[6-7]，到利用弹簧、滑块和黏壶等元件串、并联组成元件模型^[8]，再到现今运用过应力理论和非稳态流动面理论建立弹黏塑性本构模型^[9-12]的过程。2 类理论模型均假定土体的变形由弹性应变 ε^e 和黏塑性应变 ε^{vp} 组成，即

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^{vp} \tag{1}$$

对于非弹性(黏塑性)应变 ε^{vp} 的确定，过应力理论中非弹性应变率与以前的应力历史无关而仅与当前应力状态相关；另外流变性参数 γ 的选取存在难度，目前试验水平较难测得。非稳态流动面模型中，非负的流动系数 S 的具体表达仍然无确定的表达，因屈服函数不同而不同。

纵然基于过应力理论和流动面理论建立的弹黏塑性蠕变模型相较于经验和元件模型能较好地描述土体的应力-应变-时间关系，但其在黏滞系数、过应力函数及流动系数的确定上仍存在相当的难度和随意性。同时，此类蠕变研究主要基于固结试验和次压缩系数展开，在描述剪切蠕变变形时理论基础有待探讨；而且在模型应用中人们普遍采用与时间相关的蠕变速率描述土的蠕变行为，即将土的蠕变速率通常表达为一个与时间相关的函数，但参数与土初始状态密切相关，这使得土蠕变初始状态不同，模型参数也不同^[13]。而另一方面，工程实际中，土体往往经历着复杂的加、卸载过程；在此条件下，土体在各个蠕变过程的内部结构不同，继续采用显含时间项的蠕变模型描述土的蠕变行为无疑遇到了困难。J. H. Yin 等^[13-14]提出采用等效时间概念来解决上述问题(所谓等效时间，即将不同加、卸载过程产生的不可恢复塑性应变转化为时间；采用等效时间，不同加、卸载获得的蠕变行为可以采用一个统一的表达式表述)，但在工程实际中，材料可能受到反复加、卸载的作用，将各个蠕变过程中时间转换为等效时间是十分复杂的。而且还有这样一种情况，即荷载随时间缓慢变化的过程中也发生着蠕变；而目前一般所指的蠕变是在恒定的荷载条件下应变随时间而发展的现象，基于该假设所提出的蠕变模型还不能对荷载缓慢变化情形下的蠕变进行有效描述。再者，目前蠕变模型的研究中通常采用蠕变塑

性统一型的表达，即将黏性与塑性应变看做一项不可恢复的整体应变，虽然一定程度上简化了模型在算法实现上的难度，但将与时间相关的具有有限速率的不可逆应变(纯蠕变) ε^c 与瞬时的不可逆应变(纯塑性应变) ε^p 耦合在一起不加区分的统一为非弹性变形进行考察，即 $\varepsilon^{vp} = \varepsilon^p + \varepsilon^c$ ，其物理本质上有待商榷。Y. F. Dafalias^[15]就通过对黏土的微观和宏观观察指出，岩土流变本构模型的最佳形式应该是，将不可恢复应变考虑为与时间有关的部分和与时间无关的部分的分离形式更加合理。

因此，本文通过固结和三轴蠕变试验，研究不同应力和应变状态下饱和泥岩的蠕变特性，基于蠕变试验结果和通过理论推导建立不显含时间的分离型蠕变模型。

2 Boom Clay 蠕变特性试验研究

室内蠕变试验是获得岩土体蠕变特性的最直接、最有效的方法之一。

2.1 固结蠕变试验

固结蠕变试验采用 YS-1 型压缩仪，该压缩仪可同时进行 2 种尺寸的固结试验，土样尺寸分别为 $\phi 61.8 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ 和 $\phi 43.7 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ ；最大载荷 4 kN，位移最大量程 10 mm，最小分度值 0.01 mm。

将取于比利时 HADES 地下实验室的 Boom Clay 原状试样，采用人工切削的方式加工成 $\phi 43.7 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ 的试样；为消除偶然误差，进行 2 个平行试验。固结蠕变试验(consolidation creep test, CCT)步骤为：在确认试样与仪器部件上下接触好之后，瞬时增加试样(CCT1, CCT2)轴向应力增加到 25 kPa，以后以 50, 100, 200, 400, 800, 1 600, 2 500, 3 200 kPa 对试样进行加载，每级荷载保持 24 h 进行固结，至 4 800 kPa 下流变 1 个月、6 400 kPa 时流变 5 个月、8 000 kPa 下流变 5 个月；其加载过程如图 1 所示。

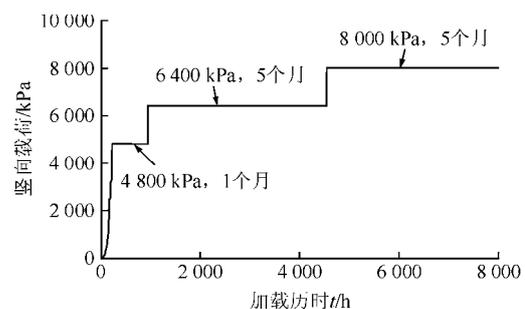


图 1 固结蠕变加载曲线

Fig.1 Loading curve of CCT

固结蠕变试验所得轴向应变 - 时间曲线如图 2 所示。

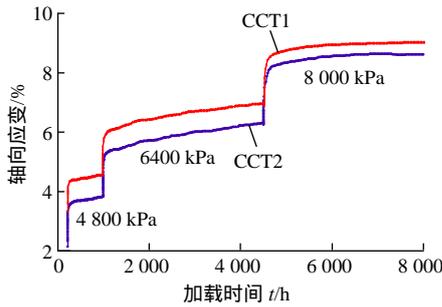


图 2 固结蠕变过程轴向应变 - 时间关系曲线

Fig.2 Relation curves between loading time and axial strain of CCT

2.2 三轴蠕变试验

三轴排水蠕变试验(triaxial creep test, TCT)加荷等级从偏应力 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1.5$ MPa 开始。试验过程主要分为 2 个过程, 首先对试样进行饱和, 待试样内孔压分布均匀后, 在围压 4.7 MPa、反压 2.2 MPa 作用下饱和后, 将试样在不同偏应力($\sigma_1 - \sigma_3 = 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ MPa)下各进行历时 2 个月的排水流变, 加荷直至试样破坏。其加载过程如图 3 所示, 三轴蠕变过程中应变 - 时间曲线如图 4 所示。

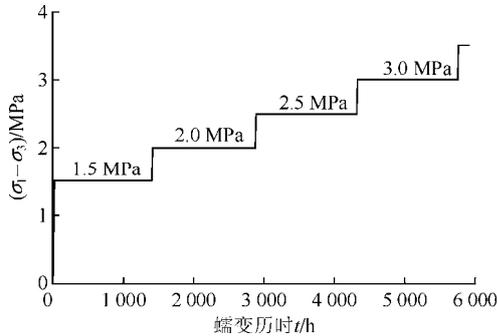


图 3 三轴蠕变加载曲线

Fig.3 Loading curve of TCT

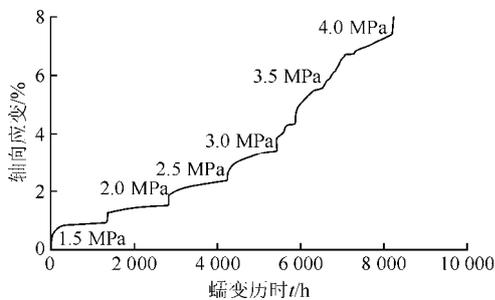


图 4 分级加载下三轴蠕变轴向应变 - 时间关系曲线

Fig.4 Relation curve between loading time and axial strain of TCT under step loading

由图 4 可见, Boom Clay 的三轴蠕变可分为稳态蠕变和非稳态蠕变 2 种。三轴蠕变稳定具有某一

应力范围, 当处于某个应力范围内(如本试验中偏应力小于 3.0 MPa)时, 蠕变变形随着时间将趋于稳定, 而当所受应力较大(如本试验中偏应力大于 3.0 MPa)时, 蠕变变形随时间持续发展。关于加速蠕变的产生机制, 目前的研究多基于岩石的损伤和裂纹扩展说^[16-17], 而对于软弱泥岩等黏土类岩土介质, 其蠕变机制还未有较好的理论解释^[18], 细微观层次上的研究并未深入开展^[19], 其本质机制都还在认识阶段。

因此, 本文重点研究泥岩蠕变的前 2 个阶段, 暂不考虑加速蠕变过程, 原因为: 一是内部机制未能比较清楚了解的情况下, 进行现象拟合也仅仅是纯数学描述; 二是对于构筑物而言, 一旦开始产生加速蠕变, 整个工程物理功能和安全性已完全丧失, 花大气力进行这个丧失过程的描述应该还不是当前岩土工程研究的重点。关于加速蠕变, 只需了解何种岩土体在何种应力状态下能够产生即可。

3 Boom Clay 蠕变模型

基于前述理论分析和试验, 尝试建立一个不显含时间项的分离型蠕变本构模型。

3.1 基本假定

采用分离型表达, 即将土体的变形分为瞬时弹性变形、瞬时塑性变形和蠕变变形 3 部分, 采用增量形式的表达为

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p + d\varepsilon^{cr} \quad (2)$$

式中: ε^p 为与时间无关的瞬时塑性应变, ε^{cr} 与时间相关的蠕变应变。 $\varepsilon^e, \varepsilon^p$ 由传统弹塑性理论求取, ε^{cr} 的求取是研究的重点。假定分离型本构中每类应变遵循各自的本构规律:

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon^e &= \mathbf{D}^{-1} \sigma \\ d\varepsilon^p &= d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \\ d\varepsilon^{cr} &= L(\sigma, \varepsilon, t, \xi) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: \mathbf{D} 为弹性矩阵; σ 为应力, t 为时间, ξ 为其他内变量, λ 为塑性乘子, g 为塑性势函数。

3.2 蠕变变形

蠕变应变 ε^{cr} 通过增量形式积分求得:

$$\varepsilon^{cr} = \int d\varepsilon^{cr} \quad (4)$$

可见, 每一时刻蠕变增量的确定是蠕变模型建立的核心问题, 也就是式(3)中 $d\varepsilon^{cr} = L(\sigma, \varepsilon, t, \xi)$ 的确定。无论试样初始状态如何, 不论其在恒定载

荷下的变形，还是在荷载极其缓慢变化下的变形，岩土体在荷载作用下的最终表现为产生一定量的不可恢复应变。材料的蠕变速率与不可恢复应变具有内在联系，可以通过建立蠕变速率与不可恢复应变间的定量关系来推求某个时间增量下的蠕变增量。

3.3 不可恢复应变与蠕变速率关系

试验中不可恢复应变为总应变减去弹性应变；固结蠕变试验的弹性应变由固结试验所测回弹模量 κ 计算，三轴蠕变试验中弹性应变由相应围压下的弹性模量计算。当假定竖向应力状态为 1 kPa 时材料的位移值为 0，与零应力状态相同，则不可恢复应变的计算式分别为：

(1) 固结蠕变：

$$\varepsilon_1^{vp} = \varepsilon_1 - \frac{\kappa}{1 + e_0} \ln \sigma_1 \quad (5)$$

(2) 三轴蠕变：

$$\varepsilon_1^{vp} = \varepsilon_1 - \frac{1}{E} (\sigma_1 - 2\mu\sigma_3) \quad (6)$$

式中： ε_1 为轴向总应变， ε_1^{vp} 为轴向不可恢复应变， σ_1 为轴向应力， σ_3 为围压， E 为弹性模量， μ 为泊松比。

本文通过尝试在不同蠕变时段选择不同的时间增量，蠕变初期选取较小的时间增量，蠕变后期则取较大的时间增量，总的来说时间增量确定在 20 ~ 80 min 范围。不同轴向应力下固结蠕变速率 - 不可恢复应变间关系如图 5 ~ 7 所示。

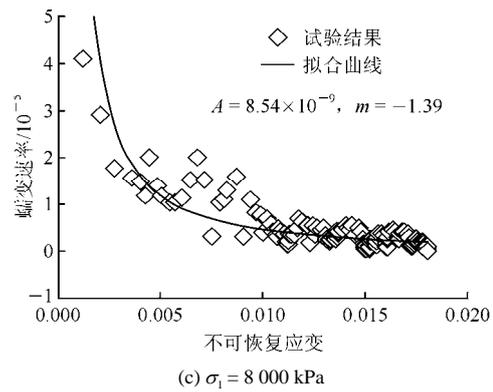
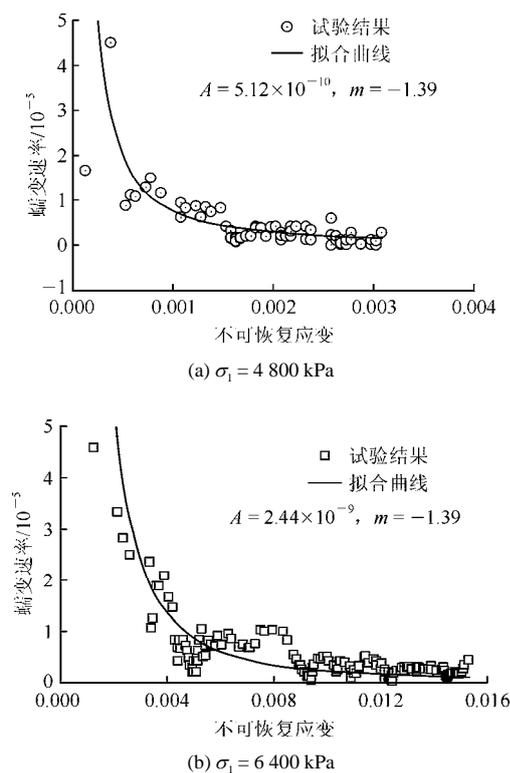


图 5 CCT1 蠕变速率 - 不可恢复应变关系

Fig.5 Relation between creep rates and unrecoverable axial strain of CCT1

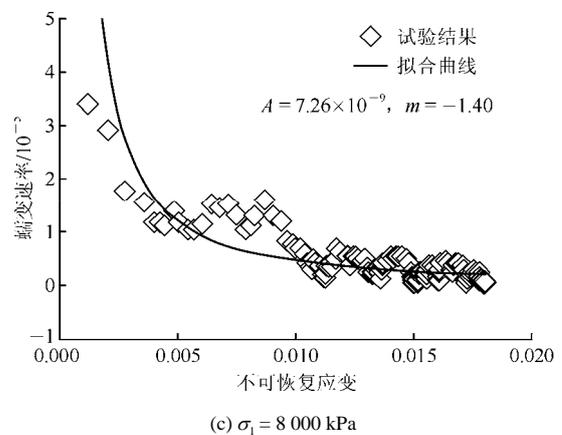
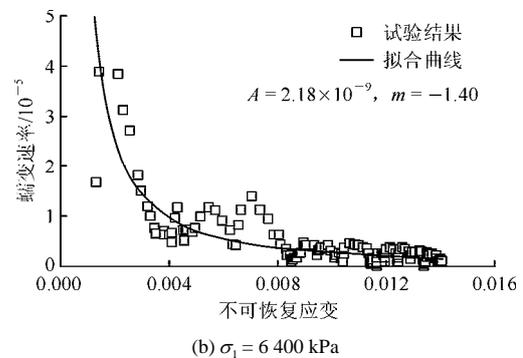
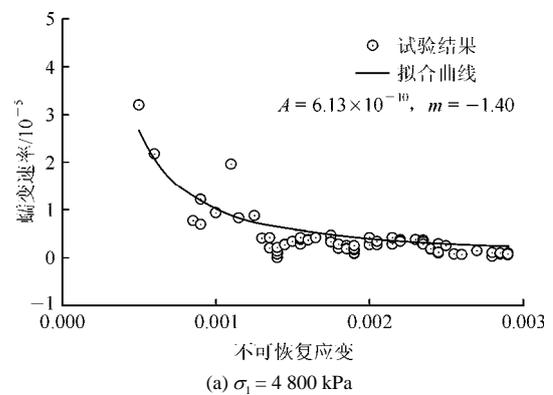


图 6 CCT2 蠕变速率 - 不可恢复应变关系

Fig.6 Relation between creep rate and unrecoverable axial strain of CCT2

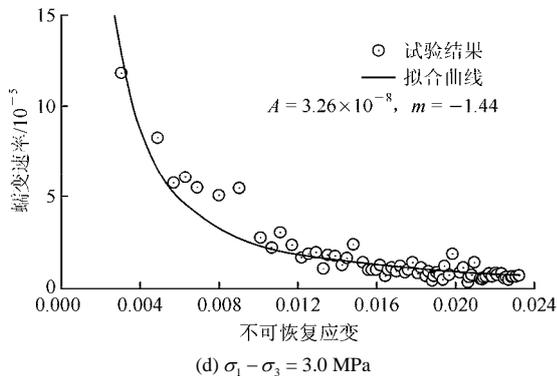
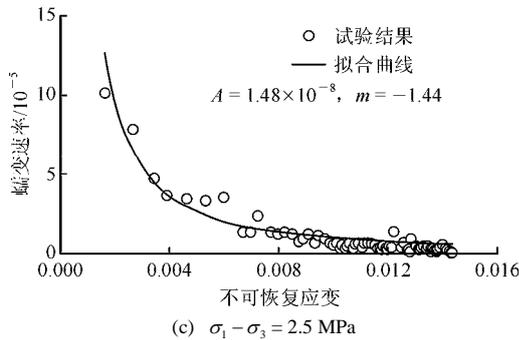
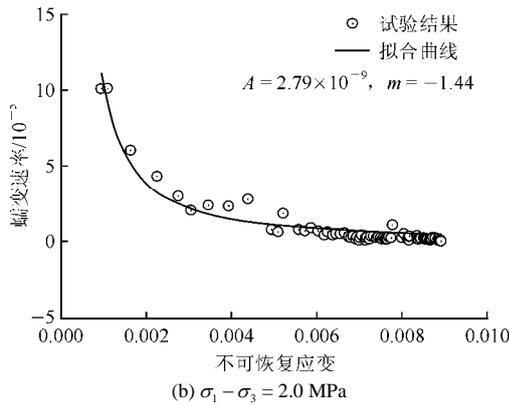
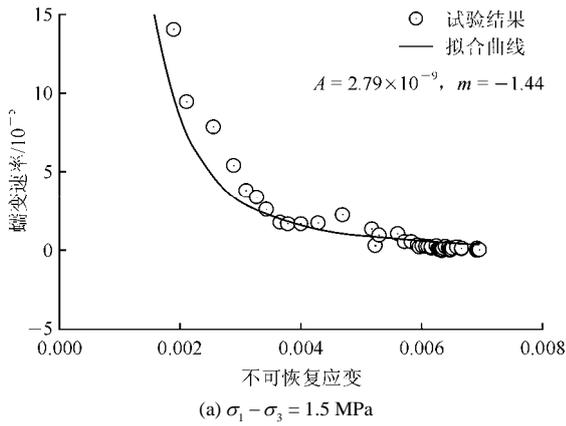


图 7 三轴蠕变速率-不可恢复应变关系($\sigma_3 = 4.7 \text{ MPa}$)

Fig.7 Relation between creep rate and unrecoverable axial strain of TCT($\sigma_3 = 4.7 \text{ MPa}$)

将图 5~7 中试验结果进行拟合, 可得如下幂函数关系:

$$\dot{\epsilon}^{\text{cr}} = A(\epsilon^{\text{vp}})^m \quad (7)$$

与试验结果进行对比可知, 即便不是同一个试验甚至不是相同类型的试验, 拟合所得参数仍然十分相近, 这进一步说明和验证了建立蠕变速率与不可恢复应变间的关系以研究材料蠕变特性是合理的。因为试验中岩样是近乎相同的 Boom Clay 岩样, 其理论上应该具有相同的力学参数, 但实际测取过程中难免存在种种不可避免的误差, 如各图中给出的 m 值所显现的较小差异性。

轴向蠕变速率与不可恢复应变相关外, 与其所处应力状态也密切相关, 故将式(7)中系数 A 可拆写为应力的函数; 经过拟合, 可将拟合的系数 A 与轴向应力的关系写为

$$A = A_c (\sigma^{\text{cr}})^{n_c} \quad (8)$$

式中: A_c, n_c 均为材料参数; σ^{cr} 为蠕变应力, 在三轴流变试验中, $\sigma^{\text{cr}} = \sigma_1 - \sigma_3$ 。

从而蠕变速率可用下式予以描述:

$$\dot{\epsilon}^{\text{cr}} = A_c (\sigma^{\text{cr}})^{n_c} (\epsilon^{\text{vp}})^{m_c} \quad (9)$$

式中: m_c 为材料参数。

对于复杂应力状态下的蠕变, 借用 ABAQUS 软件理论中所用等效应变和等效蠕变应力概念和蠕变应变量的处理方式^[20], 假定蠕变应变率与材料所受等效应力和等效不可恢复应变亦具有与固结蠕变试验拟合结果相同的关系:

$$\dot{\bar{\epsilon}}^{\text{cr}} = A_c (\bar{\sigma}^{\text{cr}})^{n_c} (\bar{\epsilon}^{\text{vp}})^{m_c} \quad (10)$$

蠕变应变增量:

$$d\epsilon_{ij}^{\text{cr}} = d\lambda^c \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (11)$$

其中,

$$d\lambda^c = \dot{\bar{\epsilon}}^{\text{cr}} \Delta t \quad (12)$$

式中: $d\lambda^c$ 为蠕变乘子, $\dot{\bar{\epsilon}}^{\text{cr}}$ 为等效蠕变率, Δt 为时间增量。

对于以修正剑桥模型为基础的本构模型, 由于其推导所依据的能量方程表达式^[21]为

$$dW^p = \sqrt{(p'd\epsilon_v^p)^2 + (qd\gamma^p)^2} \quad (13)$$

式中: dW^p 为塑性变形能增量, $d\epsilon_v^p$ 为塑性体应变增量, $d\gamma^p$ 为塑性剪应变。

故不妨定义等效蠕变应力为

$$\bar{\sigma}^{\text{cr}} = \sqrt{q^2 + p'^2} \quad (14)$$

对于增量型本构理论, 材料单位体积的应变能增量:

$$dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} \quad (15)$$

类似地, 不可恢复应变的应变能增量:

$$\left. \begin{aligned} dW^{vp} &= \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^{vp} \\ d\varepsilon_{ij}^{vp} &= d\varepsilon_{ij}^{pl} + d\varepsilon_{ij}^{cr} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

于是有

$$dW^{vp} = \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^{vp} = \bar{\sigma}^{cr} d\bar{\varepsilon}^{vp} \quad (17)$$

从而应用应变能概念可得等效不可恢复应变 $\bar{\varepsilon}^{vp}$:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\varepsilon}^{vp} &= \int d\bar{\varepsilon}^{vp} \\ d\bar{\varepsilon}^{vp} &= \frac{\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^{vp}}{\bar{\sigma}^{cr}} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

式中： $d\bar{\varepsilon}^{cr}$ 为等效蠕变增量； $d\bar{\varepsilon}^{vp}$ 等效不可恢复应变增量； $\bar{\sigma}^{cr}$ 等效应力，不同的本构具体形式不一。

由试验知蠕变具有门槛应力值，同时为了量纲统一，将式(10)写为

$$\dot{\bar{\varepsilon}}^{cr} = A_c \left(\frac{\langle \bar{\sigma}^{cr} - \bar{\sigma}_s \rangle}{\bar{\sigma}_r} \right)^{n_c} (\bar{\varepsilon}^{vp})^{m_c} \quad (19)$$

式中： $\bar{\sigma}_s$ 为蠕变等效门槛应力值； $\bar{\sigma}_r$ 为参考应力值，主要作用是消去应力量纲，通常可取 1，其单位与计算所用应力单位相同。为了书写方便，将式(19)中各参数的下标去掉，即各蠕变参数记为 A, m, n ； $A > 0, n > 0, m < 0$ 。

3.4 蠕变势

蠕变量的大小(蠕变乘子)通过上文已经确定，若能再确定各蠕变应变的方向，则可求解蠕变应变分量。王者超等^[2-3, 22]的研究证明蠕变与塑性变形具有相同的势函数。因此对于蠕变的研究，关于屈服函数和势函数的选择，可取的方法是采用或改进弹塑性模型的势函数。

富水软弱原状岩土介质具有与坚硬岩石不同的特殊力学特征，如在较低的静水压力作用下产生塑性体积变形、超固结和结构性以及卸载再加载过程的累积塑性变形等。因此，本文 Boom Clay 蠕变模型的塑性与蠕变势均借用前期改进的上、下加载面修正剑桥模型^[23]，即

$$g^{cr} = f^{cr} = \frac{q^2}{M^2} + p(p - p_c) = 0 \quad (20a)$$

其中，

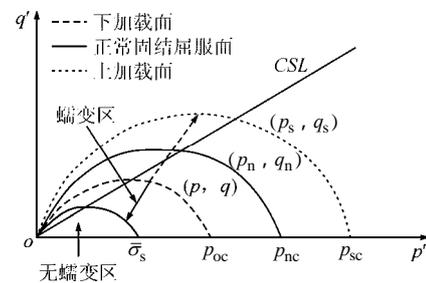
$$\left. \begin{aligned} p_c &= \frac{R}{R^*} p_{nc} \\ R &= \frac{p_{oc}}{p_{sc}} \\ R^* &= \frac{p_{nc}}{p_{sc}} \end{aligned} \right\} (0 < R < 1, 0 < R^* < 1) \quad (20b)$$

式中： p_{oc} 为下加载面大小， p_{nc} 为正常固结屈服面大小， p_{sc} 为上加载面大小。

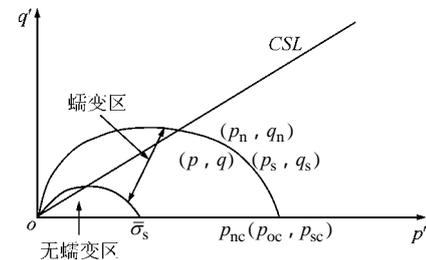
在模型的数值实现过程中，若在塑性加载阶段，则 R, R^* 以增量的形式进行更新，即 $R = R^i + dR, R^* = R^{*i} + dR^*$ ，其与时间无关的弹塑性类似，只不过考虑了蠕变产生的压缩体变对前期固结应力的拟似超固结影响。

3.5 硬化规律

上、下加载面弹塑性蠕变模型如图 8 所示，图 8(a)为超固结原状材料的蠕变面与屈服面，当材料超固结和结构性完全消除后，各屈服面重合到当前应力状态所在的正常固结屈服面上，即为图 8(b)所示的完全扰动态蠕变面和屈服面。



(a) 超固结原状材料的蠕变面



(b) 正常固结完全扰动态蠕变面

图 8 上、下加载面修正剑桥蠕变模型子午面上的蠕变面

Fig.8 Super-subloading modified Cam Clay creep model in p - q plane

依据塑性模型为改进修正剑桥模型，因此硬化规律也采用塑性体积硬化，即材料在荷载下发生塑性和蠕变变形过程中，瞬时的塑性体应变与随时间而发展的蠕变体应变均对材料的强化有贡献，瞬时的塑性变形的贡献为塑性硬化，蠕变应变的贡献为时间硬化(拟超固结)。因而有如下硬化规律：

$$\left. \begin{aligned} dp_c &= \frac{\partial p_c}{\partial R} dR + \frac{\partial p_c}{\partial R^*} dR^* + \frac{\partial p_c}{\partial p_{nc}} dp_{nc} \\ dp_{nc} &= \chi p_{nc} (d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^{cr}), dp_{sc} = \chi p_{sc} d\varepsilon_v^{cr} \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

式中： $\chi = \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa}$ ，其中， e_0 为初始孔隙比， λ 为压缩指数， κ 为回弹指数； $\varepsilon_v^p, \varepsilon_v^{cr}$ 分别为塑性体应

变与蠕变体应变。

同样，超固结参数 R 与结构性参数 R^* 的衰减仅由塑性应变产生，退化规律^[24]为

$$\left. \begin{aligned} dR &= -\frac{vM}{\lambda - \kappa} m \ln Rd\gamma^p \\ dR^* &= \frac{vM}{\lambda - \kappa} R^* (1 - R^*) d\gamma^p \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

式中： M 为临界状态线斜率； m, a 为材料参数，分别控制状态变量 R 和 R^* 的变化速率。

当然，随着不可恢复体应变的累积和硬化，门槛应力值也随之增大，这里仍用体积硬化规律，即

$$d\bar{\sigma}_s = \chi \bar{\sigma}_s d\varepsilon_v^{vp} \quad (23)$$

3.6 蠕变模型材料参数获取

本构模型的建立和相关参数的正确选取是计算岩土力学的基本课题。本文所建蠕变模型依托于弹塑性模型，为袁克闯等^[23]的改进修正剑桥模型，蠕变模型中新增加的材料参数为 A, m, n 。尽管前文基于试验数据推求了蠕变速率和不可恢复应变的定量关系，但由于为了理论的完善和数值实现的方便，引入了临界应力值 $\bar{\sigma}_s$ 、等效蠕变应力 σ^{cr} 等参数，使得完善后的模型材料参数不能简单地从试验结果获取，需通过试验结果进行参数反分析以有效获取材料参数，反演具体过程详见贾善坡等^[25-26]。

4 非线性蠕变模型的程序实现

有限元计算的本质还是平衡方程、物理方程和几何方程三大方程的联合求解，而各有限元软件中平衡方程和几何方程的求解基本相同，物理方程的求解即材料本构模型的数值实现却一直是研究的重点。由于 ABAQUS 软件拥有强大的非线性有限元分析功能及优秀的前、后处理界面，前述所建蠕变模型的数值实现基于 ABAQUS 软件进行，蠕变模型子程序设计框图如图 9 所示。

蠕变模型的积分算法与常规弹塑性模型类似，基本步骤是首先进行蠕变应变增量 $\Delta\varepsilon^c$ 的计算、应力状态的更新，然后应用屈服条件进行状态判断、塑性修正、塑性迭代平衡后进行应力、应变等变量更新，具体流程如下：

第一步：在 t_n 时刻，ABAQUS 主程序提供应力张量 σ_n 、总应变 ε_n 、总应变增量 $\Delta\varepsilon_n$ 以及时间增量 Δt ；在此基础上，依下式进行应变增量的确定及应力更新：

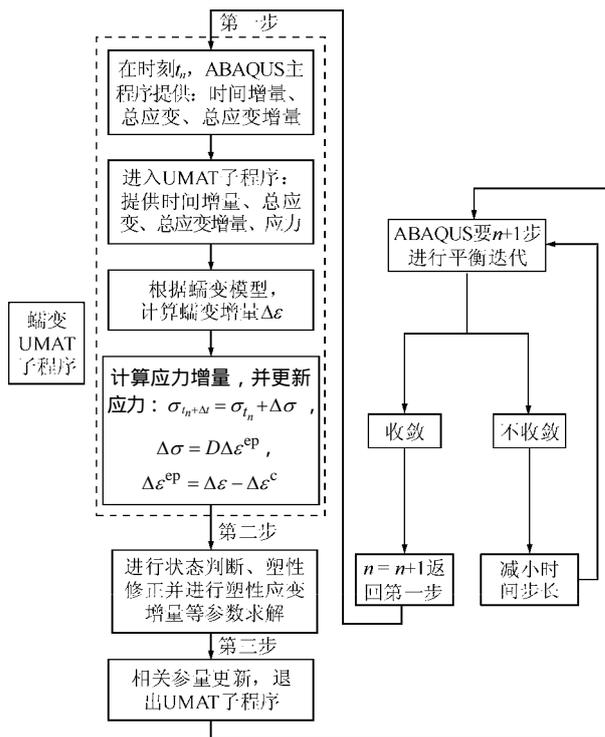


图 9 蠕变模型数值实现流程图

Fig.9 Calculation flow chart of UMAT for creep model

$$\left. \begin{aligned} \sigma^{ep} &= D^e \Delta\varepsilon^{ep} = 2G\Delta\varepsilon_{ij} + K\Delta\varepsilon_v \delta_{ij} \\ \Delta\varepsilon^{ep} &= \Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon^c, \sigma^{ep} = \sigma_n + \Delta\sigma^{ep} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

式中： D^e 为弹性矩阵， G 为剪切模量， K 为体积模量， ε^{ep} 为弹塑性应变， ε^c 为蠕变应变。

第二步：根据屈服函数，采用初应力状态 σ^{ep} 进行状态判断以确定是否发生屈服，若屈服函数大于 0，则采用欧拉算法进行的塑性修正，并计算塑性参数、相关塑性应变及弹塑性刚度矩阵，具体见袁克闯等^[23]的弹塑性本构模型的数值实现过程。

5 蠕变模型程序验证

5.1 蠕变模型基本性能检验

为了验证所建蠕变模型的有效性，首先对所建蠕变模型进行理论上的数值模拟计算。表 1 中给出了基本性能检验所用的基本物理力学参数，模拟过程改变不同蠕变参数。

表 1 蠕变模型基本特性检验用材料参数

Table 1 Material parameters for inspection of creep model

初试孔隙比 e_0	压缩指数 λ	回弹指数 κ	泊松比 μ	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	前期固结压力 p_c / MPa	渗透系数 $k / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	初始静水压力 p_0 / kPa
0.67	0.078	0.010	0.3	646.45	18	5.5	10^{-12}	5.5

模拟过程中围压保持为 5.5 MPa，轴向压力保持为 7.0 MPa(即保持轴向应力差为 1.5 MPa)的蠕变 2 个月，图 10 为不同蠕变参数下的模拟结果。

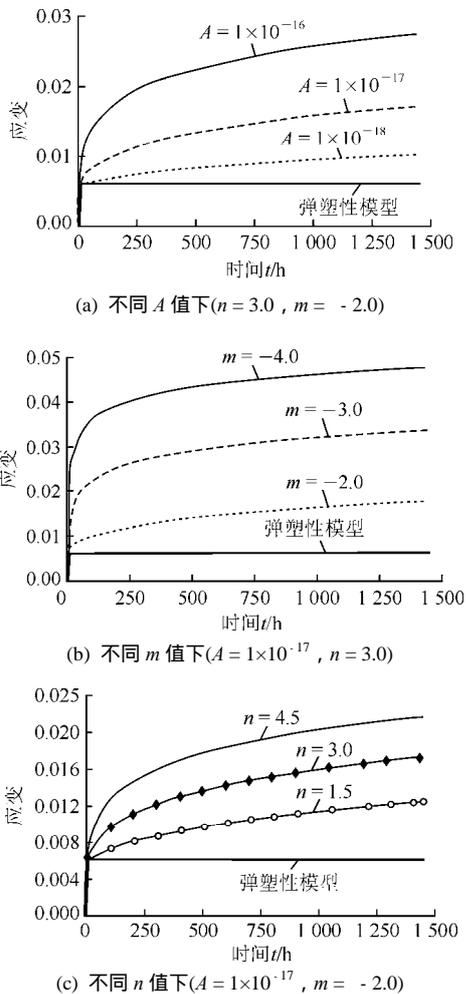


图 10 不同蠕变参数下的蠕变曲线
Fig.10 Creep curves with different parameters

由图 10 可见，应用所建立的蠕变模型可得应变随时间增长而不断发展，并逐渐趋于平缓的蠕变特征，而应用不考虑蠕变的常规弹塑性模型所得应变与加载时间无关。

不同参数对蠕变规律的影响不同： A, n 主要影响蠕变应变的大小； m 影响蠕变曲线的形状， m 值越小蠕变曲线变化越剧烈，使得蠕变开始时刻蠕变率较高，产生很大的蠕变应变增量，而随着蠕变应变的累积，蠕变速率急剧减小，蠕变很快趋于稳定。

在本节计算中发现，在蠕变增量的确定过程中进一步证实了蠕变增量计算是有条件稳定的，在积分点上，若蠕变增量过大(如 $d\varepsilon_{ij}^{cr}$ 超过 1×10^{-3})，计算不稳定，不易收敛。特别是蠕变起始阶段，蠕变率变化剧烈，计算极度不稳定，故蠕变开始的增量步内时间步长宜取很小值(由应力水平和蠕变特性

而定)，后期可逐渐放大。该过程将导致计算量急剧增大，可见蠕变分析是一项复杂的计算工作。

5.2 蠕变试验结果的模拟

(1) 固结蠕变试验模拟

应用本文提出的蠕变模型对 Boom Clay 岩样的固结蠕变试验进行模拟。固结蠕变的有限元模型如图 11 所示，模拟过程分为以下几个计算步：依固结试验条件，施加底端和侧向边界约束，并进行初始应力平衡；轴向压力加载到 4 800 kPa；进行蠕变；轴向压力加载到 6 400 kPa；进行蠕变；轴向压力加载到 8 000 kPa；进行蠕变。数值模拟蠕变中蠕变时间与实际试验过程中一致。根据室内试验所得岩样基本参数见表 1，蠕变模型用到的特殊参数 A, m, n 无法直接由试验取得，需通过基于试验结果的反演进行获取；反演所得固结蠕变参数 $A = 3.1 \times 10^{-21}, m = -1.79, n = 8.8$ 。

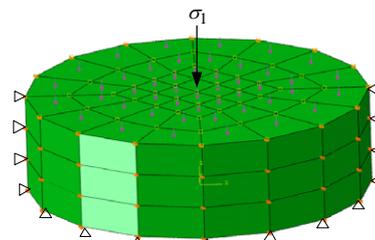


图 11 固结蠕变试验有限元计算模型(C3D8P)

Fig.11 Finite element calculation model for CCT(C3D8P)

图 12 给出了各级轴向压力下的固结蠕变过程中轴向应变-时间曲线。由图中试验曲线和数值计算曲线的比较可见，本文所提模型模拟结果与试验结果较为接近，变形随时间的发展趋势及数值均能很好符合试验结果，说明所建模型能很好地描述软岩蠕变。

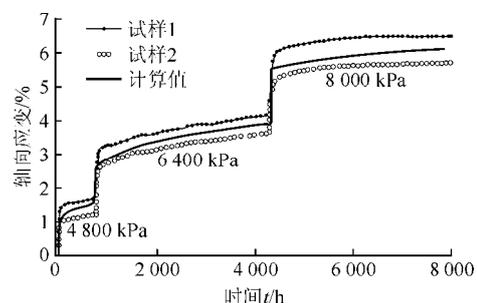


图 12 固结蠕变试验结果与模拟结果比较

Fig.12 Comparison of creep curves between simulated and CCT experimental results

(2) 三轴蠕变模拟

三轴蠕变试验有限元模型见袁克阔等^[23, 27]，有限元计算分为以下几个步：试样底端轴向约束，

径向施加接地弹簧单元 spring 而非固定约束, 同时施加 4.7 MPa 围压, 并进行初始应力平衡; 偏应力加载到 1.5 MPa ($\sigma_1 = 6.2$ MPa); 偏应力加载到 2.0 MPa ($\sigma_1 = 6.7$ MPa); 偏应力加载到 2.5 MPa ($\sigma_1 = 7.2$ MPa); 偏应力加载到 3.0 MPa ($\sigma_1 = 7.7$ MPa)。第一步施加载荷, 加载时间设定为 24 h; 第二步进行蠕变分析, 蠕变时间为 2 个月。图 13 为不同加载应力级别下的有限元模拟所得蠕变曲线。反演所得三轴蠕变参数为 $A = 1.67 \times 10^{-21}$, $m = -2.3$, $n = 8.4$ 。

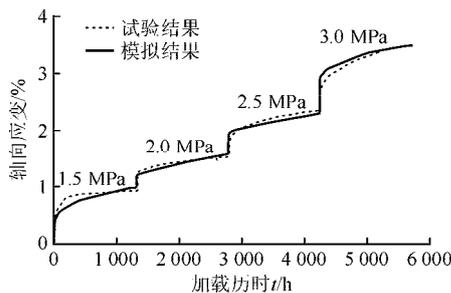


图 13 三轴蠕变试验结果与模拟结果比较

Fig.13 Comparison of creep curves between simulated and TCT experimental results

由图 13 可见, 模拟结果能很好符合试验结果, 进一步说明所提模型对于软岩蠕变具有很好的刻画能力。另外, 由固结蠕变和三轴蠕变试验反演所得蠕变参数极为接近, 说明了本文建立蠕变模型的正确性。

需要指出并说明的是, 该数值模拟过程与试验过程完全相同, 都是分级施加荷载后进行弹塑性和蠕变变形, 蠕变时间是累积计时的而非分段计时将各级荷载下的蠕变分别模拟, 整个变形曲线包括弹塑性和蠕变全过程, 这在目前蠕变模型中是难以实现的。证明了所建模型的合理性和所编弹塑性蠕变本构模型程序的正确性, 能够反映复杂应力历史下的蠕变特性。

6 结 论

针对富水 Boom Clay 泥岩具有显著的非线性, 本文首先进行了室内特长时间的固结和三轴蠕变试验, 认为蠕变变形特性的研究重点应在于稳态蠕变过程; 通过理论分析认为, 稳态蠕变模型的结构应该为不显含时间的分离型模型。基于岩土工程中塑性变形与蠕变变形均改变岩土介质微观结构, 微观结构的改变又密切影响岩土介质的塑性变形和蠕变

的认识, 建立了以不可恢复应变为变量的、不显含时间的新型蠕变模型。通过本构模型积分算法, 基于 ABAQUS 有限元软件实现了所建蠕变模型的数值模拟, 并通过对 Boom Clay 的蠕变模拟结果表明, 本文建立的蠕变模型可以很好地反映稳态蠕变; 模拟结果证实了理论的正确性。

参考文献(References) :

- [1] 刘用海. 宁波软土工程特性及其本构模型应用研究[博士学位论文][D]. 杭州: 浙江大学, 2008.(LIU Yonghai. Study on engineering property and application of constitutive model for Ningbo soft clay[Ph. D. Thesis]. Hangzhou: Zhejiang University, 2008.(in Chinese))
- [2] 王者超, 乔丽苹. 土蠕变性质及其模型研究综述与讨论[J]. 岩土力学, 2011, 32(8): 2 251-2 260.(WANG Zhechao, QIAO Liping. A review and discussion on creep behavior of soil and its models[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(8): 2 251-2 260.(in Chinese))
- [3] 王者超, 乔丽苹, 李术才, 等. 土的内变量蠕变模型研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(10): 1 569-1 575.(WANG Zhechao, QIAO Liping, LI Shucai, et al. An internal-variable creep model for soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(10): 1 569-1 575.(in Chinese))
- [4] 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 Xiaonan, YI Deqing. Comparison study on rheological constitutive models[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(6): 772-779.(in Chinese))
- [5] 李兴照, 黄茂松, 王录民. 流变性软黏土的弹塑性界面本构方程[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(7): 1 393-1 401.(LI Xingzhao, HUANG Maosong, WANG Lumin. Bounding surface elasto-viscoplastic constitutive model for rheological behaviors of soft clays[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(7): 1 393-1 401.(in Chinese))
- [6] SINGH A, MITCHELL J K. General stress-strain-time function for soils[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 1968, 94(1): 21-46.
- [7] MESRI G, REBRES-CORDERO E, SHIELDS D R, et al. Shear stress-strain-time behaviour of clays[J]. Geotechnique, 1981, 31(4): 537-552.
- [8] 夏才初, 金 磊, 郭 锐. 参数非线性理论流变力学模型研究进展及存在的问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(3): 454-463.(XIA Caichu, JIN Lei, GUO Rui. Nonlinear theoretical rheological model for rock: a review and some problems[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(3): 454-463.(in Chinese))
- [9] PERZYNA P. Fundamental problems in visco-plasticity[C]// Recent

- Advances in Applied Mechanics. New York : Academic Press , 1966 : 244 – 368.
- [10] 袁 静, 龚晓南, 刘兴旺, 等. 软土各向异性三屈服面流变模型[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1) : 88 – 94. (YUAN Jing , GONG Xiaonan , LIU Xingwang , et al. An anisotropic time-dependent trinal-yield-surface model for the stress-strain-time behavior of soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering , 2004 , 26(1) : 88 – 94. (in Chinese))
- [11] 詹美礼, 钱家欢, 陈绪禄. 软土流变特性试验及流变模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3) : 54 – 62. (ZHAN Meili , QIAN Jiahuan , CHEN Xulu. Tests on rheological behavior of soft soil and rheologic model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering , 1993 , 15(3) : 54 – 62. (in Chinese))
- [12] 尹振宇. 天然软黏土的弹黏塑性本构模型 : 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9) : 1 357 – 1 369. (YIN Zhenyu. Elastic viscoplastic models for natural soft clay : review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering , 2011 , 33(9) : 1 357 – 1 369. (in Chinese))
- [13] YIN J H , GRAHAM J. Equivalent times and one-dimensional elastic viscoplastic modelling of time-dependent stress-strain behaviour of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal , 1994 , 31(1) : 45 – 52.
- [14] YIN J H , ZHU J G , GRAHAM J. A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays : theory and verification[J]. Canadian Geotechnical Journal , 2002 , 39(1) : 157 – 173.
- [15] DAFALIAS Y F. Bounding surface elastoplasticity viscoplasticity for particulate cohesive media[C]// Proceedings of IUTAM Symposium on Deformation and Failure of Granular Materials. Rotterdam : A. A. Balkema , 1982 : 97 – 107.
- [16] 余寿文, 冯西桥. 损伤力学[M]. 北京 : 清华大学出版社, 1997 : 237 – 242. (YU Shouwen , FENG Xiqiao. Damage mechanics[M]. Beijing : Tsinghua University Press , 1997 : 237 – 242. (in Chinese))
- [17] 杨圣奇. 岩石流变力学特性的研究及其工程应用[博士学位论文][D]. 南京 : 河海大学, 2006. (YANG Shengqi. Study on rheological mechanical properties of rock and its engineering applications[Ph. D. Thesis][D]. Nanjing : Hohai University , 2006. (in Chinese))
- [18] 施 斌, 王宝军, 宁文务. 各向异性粘性土蠕变的微观力学模型[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(3) : 7 – 13. (SHI Bin , WANG Baojun , NING Wenwu. Micromechanical model on creep of anisotropic clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering , 1997 , 19(3) : 7 – 13. (in Chinese))
- [19] 谷任国, 房莹光. 软土流变的物质基础及流变机制探索[J]. 岩土力学, 2009, 30(7) : 1 915 – 1 919. (GU Renguo , FANG Yingguang. Exploration of substance bases and mechanism of soft soil rheology[J]. Rock and Soil Mechanics , 2009 , 30(7) : 1 915 – 1 919. (in Chinese))
- [20] ABAQUS Inc.. ABAQUS documentation , Abaqus theory manual[R]. Rhode Island , USA : [s. n.] , 2011 : 6 – 12.
- [21] 李广信. 高等土力学[M]. 北京 : 清华大学出版社, 2004 : 75 – 80. (LI Guangxin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing : Tsinghua University Press , 2004 : 75 – 80. (in Chinese))
- [22] LADE P V , LIU C T. Experimental study of drained creep behavior of sand[J]. Journal of Engineering Mechanics , 1998 , 124(8) : 912 – 920.
- [23] 袁克阔, 陈卫忠, 赵武胜, 等. 考虑黏聚力的上下加载面修正剑桥模型及数值实现[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(4) : 842 – 848. (YUAN Kekuo , CHEN Weizhong , ZHAO Wusheng , et al. Super-subloading surface modified Cam-Clay model considering cohesion and its numerical implementation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering , 2013 , 32(4) : 842 – 848. (in Chinese))
- [24] HASHIGUCHI K. Subloading surface model in unconventional plasticity[J]. International Journal of Solids and Structures , 1989 , 25(8) : 917 – 945.
- [25] 贾善坡, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 泥岩渗流 – 应力耦合蠕变损伤模型研究(II) : 数值仿真和参数反演[J]. 岩土力学, 2011, 32(10) : 3 163 – 3 170. (JIA Shanpo , CHEN Weizhong , YU Hongdan et al. Study of the hydro-mechanical-damage coupled creep constitutive model of mudstone , part II : numerical algorithm and parameter inversion[J]. Rock and Soil Mechanics , 2011 , 32(10) : 3 163 – 3 170. (in Chinese))
- [26] 贾善坡, 伍国军, 陈卫忠. 基于粒子群算法与混合罚函数法的有限元优化反演模型及应用[J]. 岩土力学, 2011, 32(增 2) : 598 – 603. (JIA Shanpo , WU Guojun , CHEN Weizhong. Application of finite element inverse model based on improved particle swarm optimization and mixed penalty function[J]. Rock and Soil Mechanics , 2011 , 32(Supp.2) : 598 – 603. (in Chinese))
- [27] 袁克阔, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 考虑拉压不等效应的修正剑桥模型及数值实现[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(8) : 1 574 – 1 579. (YUAN Kekuo , CHEN Weizhong , YU Hongdan , et al. Modified Cam-Clay model considering cohesion and S-D effect and its numerical implementation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering , 2012 , 31(8) : 1574 – 1 579. (in Chinese))