

# 土的内变量蠕变模型研究

王者超<sup>1,2</sup>, 乔丽苹<sup>3</sup>, 李术才<sup>1</sup>, 林春金<sup>1</sup>

(1. 山东大学岩土与结构工程中心, 山东 济南 250061; 2. 卡尔加里大学土木工程系, 阿尔伯塔 卡尔加里 T2N1N4;

3. 山东大学工程力学系, 山东 济南 250061)

**摘要:** 土的蠕变是指在常值应力作用下土的变形随时间而持续增长的现象。沿用传统连续介质力学理论, 在土蠕变性质的研究中, 人们普遍采用与时间相关的蠕变速率描述土的蠕变行为。然而在工程实际中, 土体往往要经历复杂的加卸载过程, 并经历不同应力应变状态下的蠕变过程。在此复杂条件下, 各个蠕变过程的土的内部结构不同, 继续采用传统连续介质力学理论描述土的蠕变行为就遇到了困难。与传统连续介质力学理论不同, 内变量理论是一种采用材料内部结构变量(即内变量)描述材料性质的一种理论。据此, 提出了土的内变量蠕变模型, 该模型采用土的不可恢复应变作为土变形过程中的内变量。模型不但可以反映土所受外部荷载对蠕变行为的影响, 而且可以反映材料的内部结构变化对蠕变行为的影响。为验证模型的合理性, 开展了复杂条件下砂土和黏土的蠕变性质试验, 详细讨论了应力和不可恢复应变对土蠕变性质的影响。此外, 还讨论了内变量蠕变模型与传统幂函数蠕变模型参数之间的关系, 并提出了一种可以加快蠕变试验的方法。通过研究发现: 土的内变量蠕变本构模型可以反映复杂条件下土的蠕变性质。

**关键词:** 蠕变; 内变量; 不可恢复应变; 时间相关性; 应力相关性; 加快蠕变试验方法

**中图分类号:** TU43

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2011)10-1569-07

**作者简介:** 王者超(1980-), 男, 山东高唐人, 博士, 山东大学讲师, 主要从事岩土材料流变性质研究。E-mail: wanz@sdu.edu.cn。

## An internal-variable creep model for soils

WANG Zhe-chao<sup>1,2</sup>, QIAO Li-ping<sup>3</sup>, LI Shu-cai<sup>1</sup>, LIN Chun-jin<sup>1</sup>

(1. Research Center of Geotechnical and Structural Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China; 2. Department of Civil

Engineering, University of Calgary, Calgary, Alberta T2N1N4, Canada; 3. Department of Engineering Mechanics, Shandong University,

Jinan 250061, China)

**Abstract:** Soil creep is such a process that the deformation of soil develops with time under a state of constant stress. Following the tradition of continuum mechanics, the time-dependent creep rate is always employed in the investigations of the soil creep. However, in practices, soils undergo complex loading-unloading cycles and are allowed to creep on the stages at different stress and strain levels. In this complex situation, the initial states (or configurations) of the creep stages are different and thus the traditional continuum mechanics is incapable in describing the soil creep. Different from the traditional continuum mechanics, the internal-variable theory is based on the concept of internal variable, which describes the internal structure of materials. In this study, an internal-variable creep model is proposed, in which the creep rate of soils is dependent on not only applied stress, but also irreversible strain, which is adopted as internal variable for soil deformation. A series of laboratory tests have been performed to verify the proposed creep model. The parametric relation between the proposed internal-variable and the traditional power law creep models is derived. A method to accelerate creep tests is proposed based on the proposed creep model. It is found that the proposed internal-variable creep model is capable in describing the soil creep under complex conditions.

**Key words:** creep; internal variable; irreversible strain; time dependency; stress dependency; method to accelerate creep test

## 0 引言

蠕变是指在常值应力作用下, 土的变形随时间而持续增长的现象。沿用传统黏弹塑性力学理论, 在土

**基金项目:** 岩土力学与工程重点实验室开放课题项目(Z011005); 中国博士后科学基金项目(20110491597); 山东省优秀中青年科学家科研奖励基金项目(BS2011HZ008)

**收稿日期:** 2010-07-12

蠕变性质的研究中,人们普遍采用与时间相关的蠕变速率描述土的蠕变行为。具体到模型,体现在采用时间相关模型描述土的蠕变行为。在该类模型中,土的蠕变速率通常表达为一个与时间相关的函数<sup>[1-4]</sup>。然而研究发现,该类模型的参数与土初始状态密切相关:土蠕变初始状态不同,模型参数也不同<sup>[5-7]</sup>。而另一方面,工程实际中土体往往要经历复杂的加卸载过程。在此过程中,土体要经历不同应力水平、不同应变状态下的蠕变过程<sup>[8]</sup>。在此条件下,各个蠕变过程的土的内部结构不同,继续采用传统黏弹塑性力学理论描述土的蠕变行为就遇到了困难。

与传统连续介质力学理论不同,连续介质力学内变量理论是一种基于材料内部结构变量(即内变量)描述材料性质的一种理论方法。Rice (1971) 在研究金属微观结构变化与宏观塑性关系时,提出了连续介质力学内变量理论<sup>[9]</sup>。从此,内变量理论在材料性质研究中逐步得到应用。近些年来,内变量理论开始应用于岩土材料本构模型研究中<sup>[10-12]</sup>。黄茂松等(2003)通过引入两个硬化内变量,将黏土结构损伤与累积塑性应变发展联系起来,由此建立了可描述天然状态结构性黏土力学特性的各向同性硬化弹塑性模型<sup>[11]</sup>。陈敬虞等(2008)采用内变量理论建立了能反映岩土材料应力历史相关性的弹塑性本构关系<sup>[12]</sup>。依据内变量理论,作为土的力学性质的一个重要方面,土的蠕变性质就不但取决于土所受外部荷载情况,还与材料内变量演化情况有关。在复杂应力应变历史条件下,采用内变量描述土的蠕变性质不失为一种有益的尝试。

本文采用内变量概念,提出采用不可恢复变形作为土变形的内变量;开展了复杂条件下砂土和黏土蠕变性质试验,讨论了应力和不可恢复应变对土蠕变性质的影响;在此基础上,提出了土的内变量蠕变本构模型;最后,讨论了本文提出的内变量蠕变模型与传统幂函数蠕变模型之间的关系,提出了一种可以加快蠕变试验的方法。

## 1 内变量的选取

土是一种常见的材料,在其加载过程中,会产生可恢复和不可恢复变形。一般来讲,可恢复变形由土的弹性引起,而不可恢复变形由黏塑性引起<sup>[13-15]</sup>。在本文土蠕变性质研究中,假设土的应变可按式拆分:

$$\varepsilon = \varepsilon^r + \varepsilon^{ir} = \varepsilon^e + \varepsilon^{vp} = \varepsilon^e + \varepsilon^p + \varepsilon^{cr}, \quad (1)$$

式中,  $\varepsilon$ ,  $\varepsilon^r$ ,  $\varepsilon^{ir}$ ,  $\varepsilon^e$ ,  $\varepsilon^{vp}$ ,  $\varepsilon^p$  和  $\varepsilon^{cr}$  分别是总应变、可恢复应变、不可恢复应变、弹性应变、黏塑性应变、塑性应变和蠕变应变,且有:  $\varepsilon^r = \varepsilon^e$ ,  $\varepsilon^{ir} = \varepsilon^{vp}$ 。

### 1.1 等效变形过程

大量试验表明:土的蠕变与塑性变形具有相同的势函数<sup>[16]</sup>。在黏弹塑性模型中,该结论被广泛应用于模拟岩土类材料的蠕变性质<sup>[13-14, 17]</sup>。图 1(a) 表示土典型的偏应力-黏塑剪应变关系,图 1(b) 表示黏塑性体应变-黏塑剪应变关系。在图 1(a) 中,有两条路径可以使该试样从状态 A 到状态 C:一种是通过蠕变试验,另一种是通过先加载试样至 B,而后卸载至 C。因为土的蠕变和塑性变形具有相同的势函数,两条路径在黏塑性应变空间内是重合的,如图 1(b) 所示。黏塑性体应变表示试样体积的变化,而黏塑性剪应变表示试样形状的变化。因此,不难得到,蠕变和塑性变形过程在改变试样的大小和形状上是等效的过程,即土的蠕变和塑性变形是等效的。

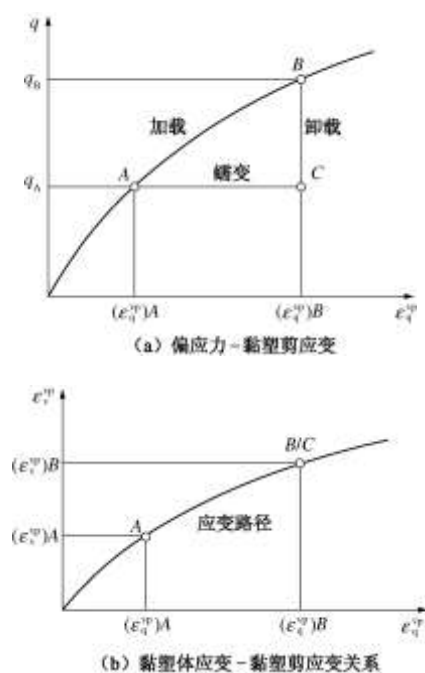


图 1 等效变形过程

Fig. 1 Equivalent deformation processes

### 1.2 不可恢复变形

现代连续介质力学内变量理论中,用内变量描述材料变形的历史相关性。针对土的变形,体积大小和形状是构成土体构形的两个主要因素。土在空间中所占区域的大小可用体应变来表示,而所占区域的形状可用剪应变来表述。从上节分析得知,在改变试样的形状和体积大小上,塑性变形和蠕变过程是等效的<sup>[15]</sup>。无论试样是在常值荷载下变形,还是在变荷载下变形,抑或两者兼有,不可恢复应变可反映试样经过复杂变形历史后宏观结构特点。因此,可以选取不可恢复应变作为土变形过程中的内变量。

## 2 蠕变试验结果

为了研究土的蠕变性质,本文以砂土和冰渍土为

研究对象, 开展了复杂条件下的蠕变试验。其中, 针对砂土开展了侧限蠕变试验, 通过加卸载循环, 在同一应力水平获得了 4 个不同初始状态的蠕变阶段。针对冰渍土开展了常规三轴蠕变试验, 包括分级加载蠕变试验和多阶段蠕变试验。三轴试验中, 围压均为 100 kPa。试验过程中, 为防止温度变化对土蠕变行为产生影响, 通过试验室温度调节器控制室内温度在  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  范围内。

侧限试验中, 试验材料为重塑硅质砂。颗粒形状为圆形。试样初始孔隙比为 0.543。试验使用的压缩仪由不锈钢材料制成, 内径为 63.5 mm, 厚度为 5 mm, 高度为 25.4 mm。试验采用 MTS 系统施加压力, 并采用激光传感器测量试样的位移。

三轴试验中, 试验材料为原状冰渍土。土中黏粒、粉粒和砂粒含量分别约为 30%, 30% 和 40%。经试验测定, 该冰渍土液限和塑性分别为 33.4% 和 15.0%。土中含水量约为 19.2%, 孔隙比为 0.41, 试样密度均为  $2.1 \text{ g/cm}^3$ 。试验是在常规三轴仪中开展的。试验中, 围压由 GDS 水泵提供, 轴压使用重力加载。试样轴向位移采用激光传感器测量。需要说明的是, 尽管两个试样物理指标非常接近, 但试验中表现的力学性质差异却很大。通过试验后检查发现, 由于特殊的生成原因, 两个试样中砾石含量和分布不同。

由于冰渍土中孔隙水的存在, 试验中试样加载后要经历一个以固结为主的过程。在此过程中, 土的变形由排水过程和土骨架黏性变形共同引起。因此, 在这个过程中施加在试样上的有效应力是变化的, 试样并不表现出真实的蠕变现象。只有当试样的主固结过程完成, 超孔隙水压力消散完毕后, 试样才表现出真实的蠕变现象<sup>[2, 7]</sup>。本研究中, 为获得试样的真实蠕变现象, 试验前对主固结完成时间进行了估算, 约为 20 h。本文对冰渍土蠕变性质的分析都是基于主固结完成后所测得的数据 (加载后 20 h)。

## 2.1 砂土侧限蠕变试验

图 2 为侧限蠕变试验所得硅质砂竖向应力 - 竖向应变关系曲线图。通过加卸载循环, 在竖向应力为 15 MPa 时, 得到了该硅质砂在不同初始应变水平下的 4 个蠕变阶段。每个阶段试样蠕变时间相同, 均为 120 min。但从图中可以看到, 每个蠕变阶段发生的蠕变变形不同, 并且初始应变水平较低的蠕变阶段发生的蠕变变形较大。

图 3 给出了各个蠕变阶段的竖向蠕变速率 - 时间关系曲线。图中, 随着蠕变阶段初始竖向应变的增加, 试样在该蠕变阶段内的蠕变速率变小, 即: 土的蠕变速率 - 时间关系与初始状态有关。从颗粒尺度分析,

应变水平越高, 颗粒排列越紧密, 从而导致颗粒重新排列的难度越大, 因而蠕变速率越小。

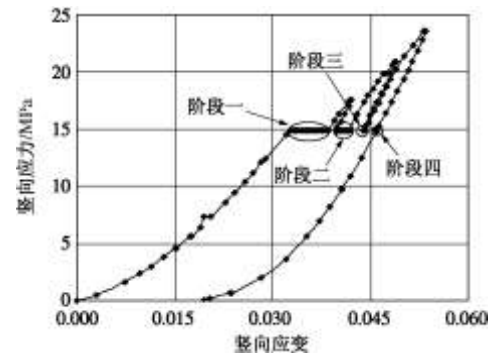


图 2 硅质砂竖向应力 - 竖向应变关系

Fig. 2 Relation between vertical stress and vertical strain of silica sand

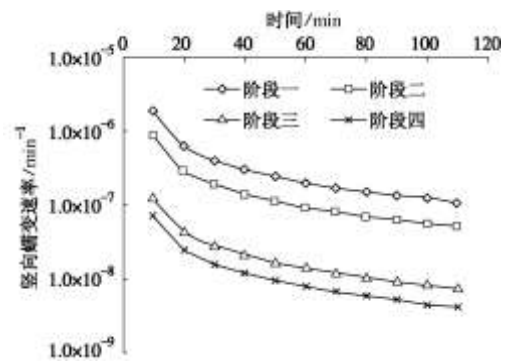


图 3 硅质砂竖向蠕变速率 - 时间关系

Fig. 3 Relation between vertical creep rate and time of silica sand

在土蠕变研究中, 常常使用时间相关的蠕变模型来描述土的蠕变性质。例如, 常见的一维幂函数时间硬化蠕变模型表示为<sup>[12]</sup>

$$\dot{\varepsilon}^{\text{cr}} = A(\sigma)^n (t)^m, \quad (2)$$

式中,  $\dot{\varepsilon}^{\text{cr}}$  为蠕变速率,  $\sigma$  为应力,  $t$  为时间,  $A$ 、 $n$  和  $m$  分别为模型参数。若采用式 (2) 来拟合各阶段的蠕变曲线, 则可得到 4 组不同参数。因此, 时间依赖蠕变模型中参数不是独立的参数, 而是与土的初始状态有关。因此, 在某一特定初始状态下确定的模型参数只适用于同初始状态条件下土蠕变行为的描述。

而另一方面, 如果切换到蠕变速率 - 不可恢复应变空间, 可以发现该硅质砂的竖向蠕变速率与不可恢复竖向应变之间存在确定关系, 并且该关系与土在各个蠕变阶段的初始状态无关。图 4 给出了该硅质砂的蠕变速率 - 不可恢复应变关系。由于试验中侧压力系数变化<sup>[18]</sup>, 试样的应力状态也发生变化, 为此图 4 用趋势线大体描述各个阶段的蠕变速率 - 不可恢复应变关系。据此, 如果已知试样当前的不可恢复应变, 那么就可以确定它的蠕变速率, 而无需考虑试样的加载历史。

从土的微观和宏观结构关系分析, 土的应变是土微观结构的宏观反映。土变形过程中, 土中颗粒的排

列方式、级配变化等微观结构变化信息在宏观上表现为试样体积和形状的变化<sup>[15, 19-21]</sup>。而土的蠕变性质由土当前的微观结构决定<sup>[8, 15]</sup>。因此, 土的蠕变速率与不可恢复应变具有内在联系。与此不同, 时间对蠕变行为的影响则有赖于加载历史, 因为加卸载循环中产生的塑性变形同样改变了土的微观结构, 继而改变土的蠕变行为。

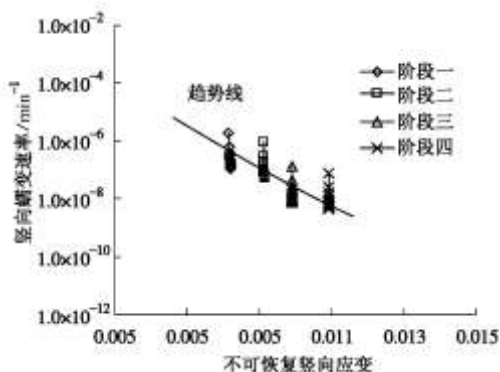


图4 硅质砂竖向蠕变速率 - 不可恢复竖向应变关系

Fig. 4 Relation between vertical creep rate and irreversible axial strain of silica sand

## 2.2 冰渍土三轴分级加载蠕变试验

三轴分级加载蠕变试验中冰渍土的偏应力 - 轴向应变关系见图 5。试验在围压为 100 kPa 条件下开展。由于试验采用重力加载, 各偏应力水平间的应力 - 应变关系并不代表试样的力学响应。试样的偏应力 - 轴向应变关系上共有 7 个水平段, 其中, 前 2 个水平段上对应试样固结过程 (时间各为 20 h), 后 5 个水平段上 (偏应力分别为 207, 265, 325, 360 和 395 kPa), 试样既出现固结过程, 又出现固结完成后的蠕变过程。

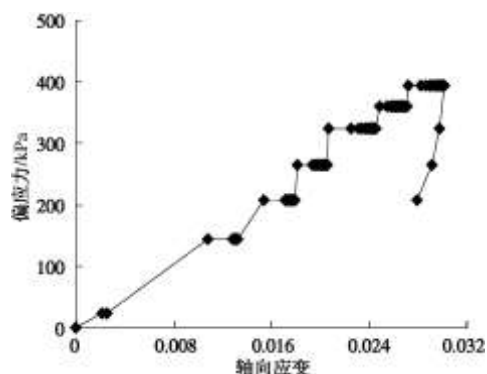


图5 分级加载蠕变试验中冰渍土偏应力 - 轴向应变关系

Fig. 5 Relation between deviatoric stress and axial strain of till in stepwise creep tests

蠕变过程中, 试样蠕变速率 - 时间关系如图 6 所示。在每个阶段, 试样的轴向蠕变速率随时间而减小。但是, 各阶段蠕变速率不一定随应力增加而增加: 例如, 试样在偏应力为 360 kPa 作用下蠕变速率小于 325 kPa 作用下的蠕变速率。经分析, 这是由各阶段初始状态不同引起的。在该分级加载蠕变试验中, 偏应力

越高, 试样初始轴向应变越大。结合上节讨论, 应变越大, 蠕变速率越低。因此, 在分级加载蠕变试验中, 不同应力水平下各阶段的蠕变速率并不具有可比性。

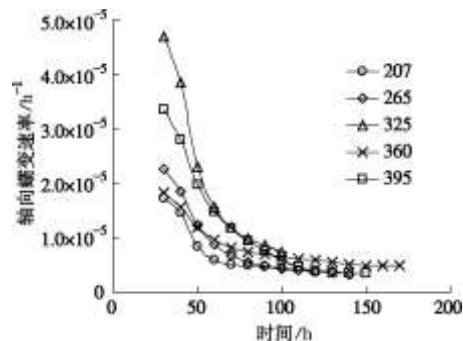


图6 分级加载蠕变试验中冰渍土轴向蠕变速率 - 时间关系

Fig. 6 Relation between axial creep rate and time of till in stepwise creep tests

图 7 是该冰渍土试验中的轴向蠕变速率 - 不可恢复轴向应变关系。从图中看, 在某特定偏应力水平下, 蠕变速率随不可恢复轴向应变增加而降低。结合图 6 试验结果, 可以推测出, 在某特定不可恢复应变水平下, 蠕变速率随偏应力增加而增加。

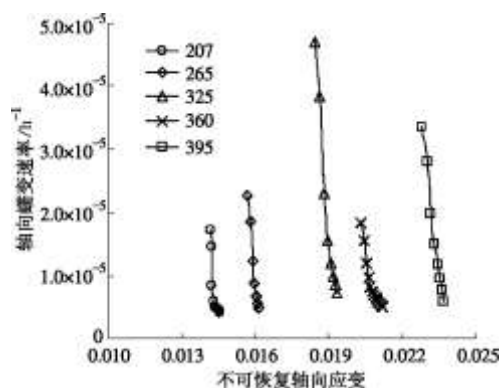


图7 分级加载蠕变试验中冰渍土轴向蠕变速率 - 不可恢复轴向应变关系

Fig. 7 Relation between axial creep rate and irreversible axial strain of till in stepwise creep tests

## 2.3 冰渍土三轴多阶段加载蠕变试验

为了研究土在不同应力和应变水平下蠕变性质, 本文开展了黏土三轴多阶段蠕变试验。试验中试样的偏应力 - 轴向应变关系如图 8 所示。试验中, 在围压为 100 kPa 条件下, 共获得试样在 3 个偏应力水平下 (207, 360, 406 kPa) 的 6 个蠕变阶段 (其它水平段为固结过程)。同样由于试验采用重力加载, 各应力水平间的应力 - 应变关系并不代表试样的力学响应。

各个阶段的轴向蠕变速率 - 时间关系如图 9 所示。与上述试验结果类似, 在相同偏应力水平下, 不可恢复轴向应变越大, 蠕变速率越小。

在该试验中, 阶段 360-3 与阶段 406-1 的不可恢复应变相差不大。比较两个阶段的蠕变速率可以发现, 试样在阶段 406-1 的蠕变速率大于阶段 360-3, 即: 相

同不可恢复应变水平下, 蠕变速率随偏应力增加而增加。从颗粒尺度分析, 在相同排列密度下, 粒间力越大, 颗粒的重新排列越容易, 因此试样的宏观蠕变速率越高。图 10 是该冰渍土在该多阶段蠕变试验中的轴向蠕变速率 - 不可恢复轴向应变关系。从图中看, 在某特定偏应力水平下, 蠕变速率随不可恢复轴向应变增加而变小; 在某特定不可恢复应变水平下, 蠕变速率随偏应力增加而变大。

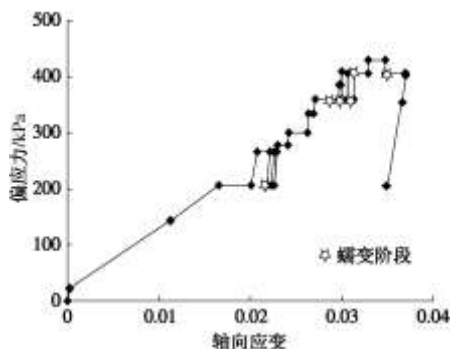


图 8 多阶段蠕变试验冰渍土中偏应力 - 轴向应变关系  
Fig. 8 Relation between deviatoric stress and axial strain of till in multiple stage creep tests

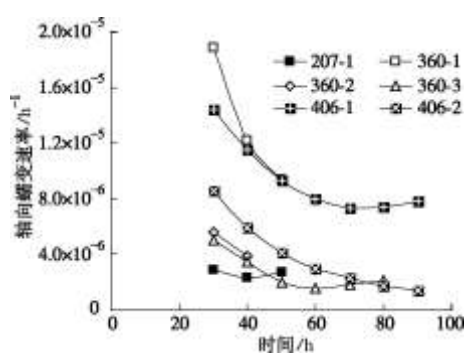


图 9 多阶段蠕变试验中冰渍土轴向蠕变速率 - 时间关系  
Fig. 9 Relation between axial creep rate-time of till in multiple stage creep tests

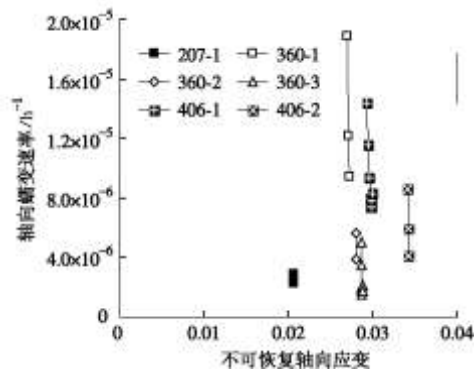


图 10 多阶段蠕变试验中冰渍土轴向蠕变速率 - 不可恢复轴向应变关系  
Fig. 10 Relation between axial creep rate and irreversible axial strain of till in multiple stage creep tests

### 3 土的内变量蠕变模型

黏弹塑性理论中, 蠕变势函数用于指明流动方向, 而流动方程表明材料的流动特性<sup>[22-23]</sup>。有关岩土材料蠕变势的讨论, 请参考文献[13]和[23]。根据人们对蠕变机制的不同理解, 流动方程中流动因子, 即蠕变速率大小, 可以通过不同应变分量以及应变不变量来表达, 选用函数形式也不尽相同<sup>[5]</sup>。

#### 3.1 蠕变速率表达式

根据上文讨论, 土的蠕变速率依赖于施加的应力水平和土的不可恢复应变。在相同不可恢复应变条件下, 施加的应力水平越高, 土的蠕变速率越高; 在施加相同应力条件下, 土的不可恢复应变越小, 土的蠕变速率越高。借用 ABAQUS 中的等效应变和等效应力概念<sup>[17]</sup>, 土的蠕变速率可以用下式表达:

$$\dot{\bar{\epsilon}}^{\text{cr}} = A_a \left( \bar{\sigma}^{\text{cr}} \right)^{n_a} \left( \bar{\epsilon}^{\text{vp}} \right)^{m_a} \quad (3)$$

式中,  $\dot{\bar{\epsilon}}^{\text{cr}}$  为等效蠕变速率,  $\bar{\sigma}^{\text{cr}}$  为等效蠕变应力,  $\bar{\epsilon}^{\text{vp}}$  为等效不可恢复应变,  $A_a$ ,  $n_a$  和  $m_a$  为参数。

在三轴压缩蠕变试验中, 等效应变和等效应力可定义如下<sup>[15]</sup>:

$$\bar{\epsilon}^{\text{cr}} = \epsilon_1^{\text{cr}} \quad (4)$$

$$\bar{\epsilon}^{\text{vp}} = \epsilon_1^{\text{vp}} \quad (5)$$

$$\bar{\sigma}^{\text{cr}} = \frac{q - p' \tan \beta}{1 - \frac{1}{3} \tan \beta} \quad (6)$$

式中,  $\epsilon_1^{\text{cr}}$  和  $\epsilon_1^{\text{vp}}$  为最大蠕变应变和最大不可恢复应变,  $p'$ ,  $q$  分别为有效平均主应力和偏应力,  $\beta$  为  $p' - q$  空间内摩擦角。

#### 3.2 模型验证

为了验证本文提出的蠕变模型, 进行了三轴冰渍土蠕变试验数据拟合。假设该冰渍土摩擦角  $\beta$  为  $40^\circ$  (相当于 Mohr-Coulomb 模型中摩擦角  $30^\circ$ ), 利用轴向蠕变数据拟合模型, 得到的蠕变参数如表 1 所示。图 11 为分级加载蠕变试验数据与拟合结果比较, 图 12 为多阶段蠕变试验数据与拟合结果比较。从图中不难看出, 本文所提模型可以较好地反映土在复杂条件下的蠕变行为。

表 1 蠕变参数表

Table 1 List of creep parameters

试验	参数		
	$A_a$	$n_a$	$m_a$
分级加载试验	$5.380 \times 10^{-22}$	1.913	-3.500
多阶段试验	$6.944 \times 10^{-20}$	1.630	-0.920

### 4 讨 论

#### 4.1 土的内变量蠕变模型与传统蠕变模型参数关系

由于塑性应变与时间无关, 所以:  $\dot{\varepsilon}_1^{vp} = \dot{\varepsilon}_1^{cr}$ , 于是式 (3) 可写为

$$\dot{\varepsilon}_1^{vp} = A_a (\bar{\sigma}^{cr})^{n_a} (\varepsilon_1^{vp})^{m_a} \quad (7)$$

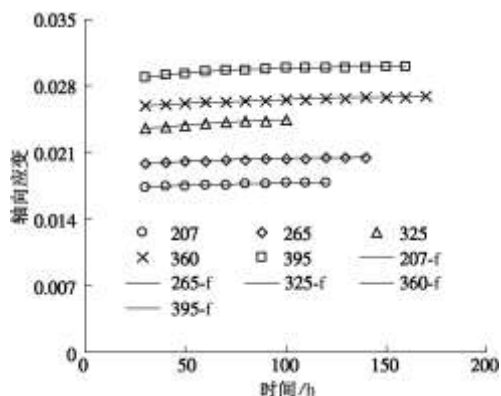


图 11 冰渍土分级加载蠕变试验数据和模型预测对比

Fig. 11 Comparison between test data and model prediction for stepwise creep tests

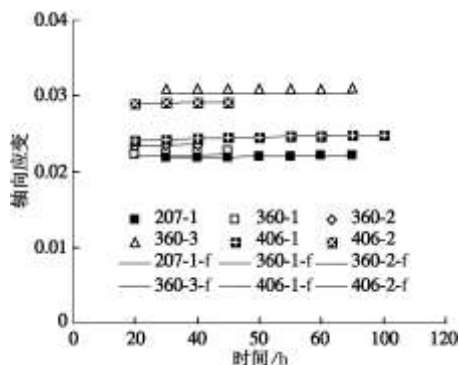


图 12 冰渍土多阶段蠕变试验数据和模型预测对比

Fig. 12 Comparison between test data and model prediction for multiple stage creep tests

式 (7) 对时间积分有

$$\varepsilon_1^{vp} = \frac{1}{1-m_a} \sqrt[1-m_a]{(1-m_a) A_a (\bar{\sigma}^{cr})^{n_a} (t) + \varepsilon_{01}^{vp}} \quad (8)$$

式中,  $\varepsilon_{01}^{vp}$  为蠕变初始状态下土的最大不可恢复应变。式 (8) 对时间求导可得传统幂函数时间硬化蠕变模型表达式:

$$\dot{\varepsilon}_1^{cr} = \frac{1}{1-m_a} \sqrt[1-m_a]{(1-m_a) A_a (\bar{\sigma}^{cr})^{n_a} (t)^{m_a}} \quad (9)$$

#### 4.2 加快蠕变试验方法

土蠕变性质研究的一个重要目的是预测土的长期力学性质。在常规蠕变试验中, 一般采取简单加载方式获得土的蠕变性质。在这些试验中, 土样被加载到指定应力水平, 然后试验持续进行。基于目前的技术水平, 这种方式开展的蠕变试验一般不超过几年, 而这与多数与土有关建筑物的设计寿命是不能相比的。因此提出一个可以加快蠕变试验的方法无疑是有重要意义的<sup>[8, 15]</sup>。

根据本文的讨论, 土的蠕变性质取决于施加外力的大小和土的不可恢复应变。而土的不可恢复应变可通过蠕变过程或塑性变形过程产生。相比蠕变过程, 塑性变形过程可在较短时间内获得较大的不可恢复变形。以图 8 中冰渍土的蠕变试验为例, 如果采用常规蠕变试验, 需要很长时间才能获得偏应力水平为 360 kPa 下面两阶段 (360-2 和 360-3) 的蠕变数据。而本文试验中, 通过加卸载循环, 试样的不可恢复应变在较短时间内得以增加, 从而得到了土的长期蠕变行为。根据式 (9) 可以得到阶段 360-2 和 360-3 的等效蠕变时间, 即在常规蠕变试验中所对应时间。经过计算, 在常规试验中到达阶段 360-2 和 360-3 起点所需时间分别为 28176 和 63875 h。图 13 给出了这两个阶段在常规蠕变试验曲线上的位置。从图中不难看出, 采用加快蠕变试验可以在较短时间内获得土的长期蠕变行为。

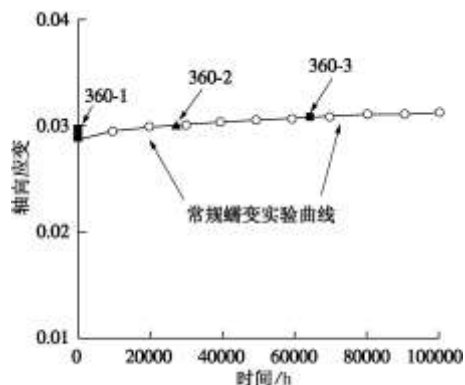


图 13 冰渍土各蠕变阶段在常规蠕变曲线上位置

Fig. 13 Positions of creep stages on creep curve of till obtained in conventional triaxial creep tests

## 5 结论与展望

(1) 提出采用不可恢复应变作为土变形的内变量。

(2) 开展了复杂条件下土的蠕变试验, 具体讨论了不可恢复应变和应力对土蠕变性质的影响。

(3) 提出了土的内变量蠕变模型, 并利用试验数据进行了验证。

(4) 讨论了土的内变量蠕变模型与传统时间硬化幂函数蠕变模型参数间的关系, 提出了一种加快蠕变试验的方法。

然而, 土的蠕变性质与土的种类、土所处应力应变状态和加载速率等因素均有密切关系。目前为止, 本文模型只是在三轴正常固结黏土蠕变试验中得到了验证。因此, 该模型是否适用于其他情况则有待于进一步验证。

## 参考文献:

- [1] SINGH A, MITCHELL J K. General stress-strain-time function for soils[J]. Journal of Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE, 1968, **94**(SM1): 21 - 46.
- [2] BISHOP A W, LOVENBURY H T. Creep characteristics of two undisturbed clays[C]// Proceedings of 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, **1**: 29 - 37.
- [3] MESRI G, GODLEWSKI P M. Time and stress compressibility interrelationship[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, **103**(5): 417 - 430.
- [4] 卢萍珍, 曾 静, 盛 谦. 软黏土蠕变试验及其经验模型研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(4): 1041 - 1045. (LU Ping-zhen, ZENG Jing, SHENG Qian. Creep tests on soft clay and its empirical models[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(4): 1041 - 1045. (in Chinese))
- [5] 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): 2251 - 2260. (WANG Zhe-chao, QIAO Li-ping. A review and discussion of creep behaviour of soil and its models[J]. Rock and soil Mechanics, 2011, **32**(8): 2251 - 2260. (in Chinese))
- [6] 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.
- [7] WANG Z. Soil creep behaviour: laboratory testing and numerical modeling[D]. Calgary: University of Calgary, 2010.
- [8] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. (SUN Jun. Rheological behavior of geomaterials and its engineering applications[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999. (in Chinese))
- [9] RICE J R. Inelastic constitutive relations for solids: an internal-variable theory and its application to metal plasticity [J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1971, **19**(6): 433 - 455.
- [10] COLLINS I F, HOULSBY G T. Application of thermomechanical principles to the modelling of geotechnical materials[J]. Proceedings of Royal Society of London, Series A, 1997, **453**: 1975 - 2001.
- [11] 黄茂松, 钟辉虹, 李永盛. 天然状态结构性软黏土的边界面弹塑性模型[J]. 水利学报, 2003, **34**(12): 47 - 52. (HUANG Mao-song, ZHONG Hui-hong, LI Yong-sheng. Elastoplastic boundary surface model for natural soft clay with structural damage[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, **34**(12): 47 - 52. (in Chinese))
- [12] 陈敬虞, 龚晓南, 邓亚虹. 基于内变量理论的岩土材料本构关系研究[J]. 浙江大学学报(理学版), 2008, **35**(3): 355 - 360. (CHEN Jing-yu, GONG Xiao-nan, DENG Ya-hong. Research on the constitutive relation of geomaterials based on the theory of internal variable[J]. Journal of Zhejiang University (Science Edition), 2008, **35**(3): 355 - 360. (in Chinese))
- [13] DESAI C S, ZHANG D. Viscoplastic model for geological materials with generalized flow rule[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1987, **11**(6): 603 - 620.
- [14] 李兴照, 黄茂松, 王录民. 流变性软黏土的弹塑性边界面本构方程[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **26**(7): 1393 - 1401. (LI Xing-zhao, HUANG Mao-song, WANG Lu-min. Bounding surface elasto-viscoplastic constitutive model for rheological behaviors of soft clays[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **26**(7): 1393 - 1401. (in Chinese))
- [15] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamentals of soil behavior [M]. 4th ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005.
- [16] LADE P V, LIU C T. Experimental study of drained creep behavior of sand[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, **124**(8): 912 - 920.
- [17] ABAQUS Inc. ABAQUS Documentation[M]. Providence: Rhode Island, 2006.
- [18] MESRI G, CASTRO A.  $C_a/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **113**(3): 230 - 247.
- [19] KUHN M R. Micromechanical aspects of soil creep[D]. Berkeley: University of California at Berkeley, 1987.
- [20] BOWMAN E T, SOGA K. Creep, ageing and microstructural change in dense granular materials[J]. Soils and Foundations, 2003, **43**(4): 107 - 117.
- [21] 王者超, 李术才. 高应力下颗粒材料一维力学特性研究 II: 蠕变性质[J]. 岩土力学, 2010, **31**(11): 3392 - 3396. (WANG Zhe-chao, LI Shu-cai. One dimensional mechanical behavior of granular materials at high stresses, Part II: Creep behavior[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **31**(11): 3392 - 3396. (in Chinese))
- [22] ADACHI T, OKANO M. A constitutive equation for normally consolidated clay[J]. Soils and Foundations, 1974, **14**(4): 55 - 73.
- [23] 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 study on rheological constitutive models[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, **20**(6): 772 - 779. (in Chinese))





