

DOI : 10.16285/j.rsm.2016.09.017

# 结构性软黏土时效特性的一维弹黏塑性模拟

柯文汇<sup>1,2</sup>, 陈 健<sup>1</sup>, 盛 谦<sup>1</sup>, 黄珏皓<sup>1</sup>

(1. 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;  
2. 武汉市市政建设集团有限公司, 湖北 武汉 430023)

**摘 要:** 为了研究土体结构破坏对软黏土一维变形的时效特性的影响, 在 Bjerrum 的等时间线体系基础上, 提出了等黏塑性应变率线等黏塑性应变率线概念, 建立了非结构性软黏土的一维弹黏塑性模型; 为了描述土体结构渐进破坏特征, 定义了结构性参数——结构应变, 在非结构性模型的基础上推导了结构性软黏土一维弹黏塑性模型; 讨论了通过试验法直接确定模型参数的方法, 并利用新建模型对温州天然软黏土的一维常规压缩试验、天然 Ariake 黏土的分级快速固结试验、结构性 Berthierville 黏土的一维等应变率压缩试验及长期蠕变试验进行模拟。模拟与试验结果的对比表明, 该模型能较好地描述结构性软黏土一维压缩变形的时效特征。

**关键词:** 软黏土; 结构性土; 时效特性; 弹黏塑性; 固结; 蠕变; 应变率效应; 结构破坏

**中图分类号:** TU 447

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 7598 (2016) 09 - 2561 - 08

## One-dimensional elastic visco-plastic modelling of time-dependent behavior of structured soft clays

KE Wen-hui<sup>1,2</sup>, CHEN Jian<sup>1</sup>, SHENG Qian<sup>1</sup>, HUANG Jue-hao<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Wuhan Municipal Construction Group Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430023, China)

**Abstract:** To explore the effect of structural damage on the time-dependent behavior of structural soils, a one-dimensional elastic visco-plastic (1DEVP) constitutive model is developed with introducing a new concept of constant visco-plastic strain rate lines, based on Bjerrum's time lines. To describe the progressive destruction, a new structural parameter named "structural strain" is defined and a new mathematical formula is proposed based on characteristics of soil structure degradation under the one-dimensional loading condition. The method for calibrating the proposed model is discussed, and the proposed model is used to simulate conventional compression tests on Wenzhou natural clays, step loading fast-consolidation tests on natural Ariake clays, constant rates of strain tests (CRS) oedometer tests and long-term creep oedometer tests on structured Berthierville clays. The comparisons between simulations and experimental results show that the newly proposed 1DEVP model can reasonably describe destructuration effects on the time-dependent behavior of structured soft clays.

**Keywords:** soft clays; soil structure; time dependence; elasto-viscoplasticity; consolidation; creep; strain rate effect; destructuration

## 1 引 言

我国沿海、内湖地区广泛分布着深厚软弱黏土层, 伴随着我国经济与城镇化建设规模日益增大, 软黏土地基环境中的大型基础设施工程建设与日俱增, 天然软黏土的时效特性与结构性是决定软土地

基及其上部(内部)结构物长期变形和稳定性的主要因素。因此, 建立描述结构性软黏土时效特性的数学力学模型, 是软土工程长期变形预测、长期性能评价亟待解决的基础科学难题。

软黏土的时效特性<sup>[1-6]</sup>指的是应力-应变关系具有显著的时间相关性, 表现为蠕变、应变率效应、

收稿日期: 2015-01-08

基金项目: 中国科学院重点部署项目、百人计划项目(No.KZZD-EW-TZ-12); 国家重点基础研究发展计划(973)项目(No.2015CB057900); 中国科学院科技服务网络计划(STS)(No.KFJ-EW-STZ-122); NSFC-云南联合基金重点支持项目(No.U1402231)。

This work was supported by Key Deployment Project of Chinese Academy of Sciences, Hundred Talents Program of the Chinese Academy of Sciences (KZZD-EW-TZ-12), the National Program on Key Basic Research Project of China (973 Program) (2015CB057900), Chinese Academy of Science and Technology Service Network Program (STS) (KFJ-EW-STZ-122) and NSFC- Yunnan Joint Fund key Supporting Projects (U1402231).

第一作者简介: 柯文汇, 男, 1987年生, 博士研究生, 主要从事软土工程特性及软土地下工程变形机制的研究工作。E-mail: kewenhui1989@126.com

通讯作者: 陈健, 男, 1972年生, 博士, 研究员, 从事城市地下工程与地下空间安全评价与风险分析方面的研究工作。E-mail: jchen@whrsm.ac.cn

应力松弛等。为了定量描述软黏土这种时效特性，学者们提出了多种本构模型，其中弹黏塑性模型（EVP模型）是在弹塑性理论上考虑时间效应而建立起来的能描述 $\sigma-\varepsilon-\dot{\sigma}-\dot{\varepsilon}$ 一般关系的本构模型，应用较广泛。根据建模依据的不同，软黏土的弹黏塑性模型又可分为以下两类：基于蠕变效应的EVP模型，代表性的有Yin等<sup>[5-6]</sup>的等效时间模型、王立忠等<sup>[7]</sup>的蠕变模型；基于应变率效应的EVP模型，如Leroueil等<sup>[11]</sup>、Yin等<sup>[8]</sup>的应变率模型。

另外，天然软黏土在长期的自然沉积历史中，土体颗粒之间发生胶结、黏结等作用，表现出明显的结构性<sup>[9]</sup>。土体结构很大程度地影响着软黏土的力学特性<sup>[10-12]</sup>。在外力作用下，土颗粒之间的联结会逐渐破坏，导致应力-应变关系与相应的重塑土明显不同。因此，在软黏土的弹黏塑性本构模拟过程中还需要考虑结构破坏效应。

Hinchberger等<sup>[13]</sup>认为，黏性参数与土体当前结构状态相关，从而将非结构性的软黏土弹黏塑性模型扩展为结构性软黏土的弹黏塑性模型，但结构破坏效应的数学描述较复杂，不易掌握。Karim等<sup>[14]</sup>通过参考屈服面和固有屈服面的相对距离随黏塑性应变的指数衰减来考虑结构破坏效应，从而建立了结构性软黏土弹黏塑性模型，但模型中个别参数需通过经验法确定，误差较大。而国内尹振宇<sup>[15]</sup>通过结构比变量定量描述结构性软黏土的参考屈服面与参考固有屈服面（对应重塑样）之间的数学关系，建立了综合考虑时效特征和结构性的软黏土弹黏塑性模型。曾玲玲等<sup>[16]</sup>用特征体积和有效应力的双对数线性关系定义天然软土的压缩曲线，在等效时间基础上推导了考虑结构性的改进一维弹黏塑性模型，但不适于结构性较强的软土。

利用一维模型解决软土路基中轴线、软土机场等的长期沉降问题被证实是有效可行的，建立一维模型是软黏土弹黏塑性模拟的重要方面。首先，在前人模型的基础上，建立了不考虑结构性软黏土的一维弹黏塑性简化模型；定义结构性参数，推导了考虑结构性的软黏土的一维弹黏塑性模型，并对几种典型结构性软黏土的一维常规压缩试验、一维分级快速固结试验、一维等应变率压缩试验、一维长期压缩蠕变试验进行模拟，验证模型的有效性。

## 2 非结构性软黏土的一维弹黏塑性模型

图1中相互平行的直线就是Bjerrum<sup>[3]</sup>提出的等

时间线体系，将土体的变形分为与时间无关的弹性变形和与时间相关的黏塑性变形，即

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_e + \dot{\varepsilon}_{vp} \quad (1)$$

特别指出， $\varepsilon$ 均指一维应变，“ $\cdot$ ”均表示变量随时间的变化率，应力和应变均以压缩为正。

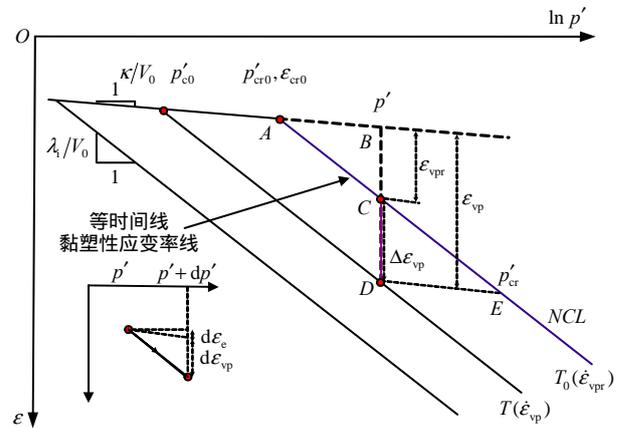


图1 非结构性软黏土一维弹黏塑性模型的示意图  
Fig.1 Schematic of 1D elasto-viscoplastic mode of unstructured clays

根据临界状态土力学，弹性应变率为

$$\dot{\varepsilon}_e = \kappa \dot{p}' / (V_0 p') \quad (2)$$

式中： $\kappa$ 为 $e-\ln p'$ 坐标下的回弹指数； $p'$ 为一维有效应力； $V_0$ 为特征体积， $V_0 = 1 + e_0$ ， $e_0$ 为初始孔隙比。

在恒定有效应力下的一维蠕变变形（次压缩变形）可写成对数方程形式：

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{t_0} + \psi_i / V_0 (\ln T / T_0) \quad (3)$$

式中： $\varepsilon_t$ 、 $\varepsilon_{t_0}$ 分别为当前时间 $T$ 、参考时间 $T_0$ 对应的蠕变应变； $\psi_i$ 为非结构性软黏土的固有蠕变参数， $\psi_i$ 为常数。模型采用“B”假说<sup>[5-6]</sup>，即蠕变不仅存在于主固结结束后，而主固结过程也有蠕变产生。

在恒定有效应力下（ $\dot{p}' = 0$ ），由式（2）可知，弹性应变率 $\dot{\varepsilon}_e = 0$ ；由式（1）可知，此时蠕变应变率只包含黏塑性应变率 $\dot{\varepsilon}_t = \dot{\varepsilon}_{vp}$ 。式（3）对时间求导得到黏塑性应变率为

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \psi_i / (V_0 T) \quad (4)$$

由式（4）可知，黏塑性应变率和时间 $T$ 存在着一一对应关系，等时间线亦可以看作等黏塑性应变率线，则参考时间 $T_0$ 对应的参考黏塑性应变率为

$$\dot{\varepsilon}_{vpr} = \psi_i / (V_0 T_0) \quad (5)$$

将式（4）写成微分形式：

$$d\varepsilon_{vp} = \psi_i / (V_0 T) dT \quad (6)$$

在  $T_0$  与  $T$  之间积分得到：

$$\Delta\varepsilon_{vp} = \varepsilon_{vp} - \varepsilon_{vpr} = \psi_i / V_0 \ln(T/T_0) \quad (7)$$

式中： $\varepsilon_{vp}$  和  $\varepsilon_{vpr}$  分别为  $T$  和  $T_0$  时的黏塑性应变； $\Delta\varepsilon_{vp}$  为黏塑性应变增量，如图 1 所示，式 (7) 表明，恒定有效应力下黏塑性应变增量等于蠕变应变增量。

对于 Bjerrum<sup>[3]</sup>提出的等时间线（见图 1），笔者认为主要有两个不足之处：由于饱和软土蠕变和固结的耦合效应，很难由试验确定蠕变开始的准确时间；对现场问题进行分析时，由于沉积时间和地质历史的难以把握，很难确定具体的参考时间  $T_0$ 。为了克服以上不足，用等黏塑性应变率线替换等时间线，于是将式 (4) \ (5) 代入式 (7) 得到：

$$\Delta\varepsilon_{vp} = (\psi_i / V_0) \ln(\dot{\varepsilon}_{vpr} / \dot{\varepsilon}_{vp}) \quad (8)$$

整理式 (8) 得到黏塑性应变率为

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \dot{\varepsilon}_{vpr} \exp\left(-\frac{V_0}{\psi_i} \cdot \Delta\varepsilon_{vp}\right) \quad (9)$$

式 (9) 揭示了任意黏塑性应变率线与参考黏塑性应变率线之间的数学关系，即  $T$  时刻的黏塑性应变率可以由相对于参考时间的黏塑性应变增量  $\Delta\varepsilon_{vp}$  来描述，黏塑性应变率随着  $\Delta\varepsilon_{vp}$  的不断增大而逐渐减小。

结合式 (1) \ (2) \ (9) 可得到非结构性软黏土的一维弹黏塑性模型为

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\kappa}{V_0} \frac{\dot{p}'}{p'} + \dot{\varepsilon}_{vpr} \exp\left(-\frac{V_0}{\psi_i} \cdot \Delta\varepsilon_{vp}\right) \quad (10)$$

式中： $\Delta\varepsilon_{vp}$  可取不同的表达式。

本文模型是在等时间线体系的基础上引入等黏塑性应变率线概念而提出的，这与 Yin 等<sup>[5-6]</sup>基于等效时间概念、Leroueil 等<sup>[11]</sup>基于应变率效应提出的一维弹黏塑性模型在形式上是有区别的。

### 3 结构性软黏土的一维弹黏塑性模型

#### 3.1 结构破坏效应的数学描述

从大量结构性软黏土一维压缩试验结果<sup>[9-12]</sup>可以看出，随着荷载的增大，原状样（代表结构性软黏土）开始出现结构屈服和破坏，如图 2 所示，此时的有效固结应力为初始结构屈服应力  $p'_{yr0}$ 。当荷载逐渐增大，土体结构逐渐破坏；当荷载很大时，土体结构破坏殆尽，原状样压缩曲线逐渐与重塑样

压缩线融合，软黏土的结构效应消失。

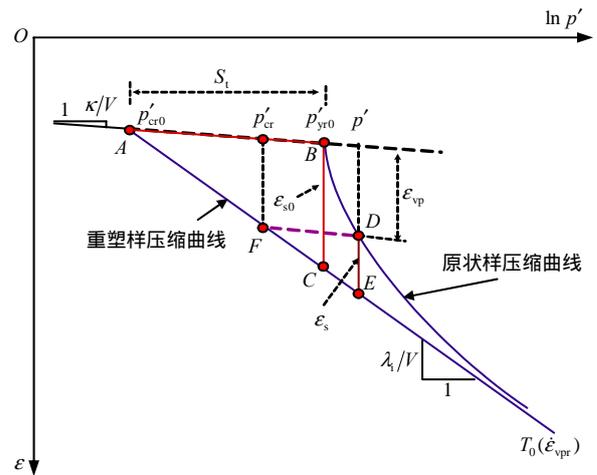


图 2 结构性软黏土和重塑样的一维压缩曲线示意图  
Fig.2 Schematic of 1D compression for structured clays and remolded clays

为了方便描述软黏土在一维应变条件下结构破坏特征，首先定义一个表征软黏土结构状态的结构参数。在原状样一维压缩曲线的屈服段，相同荷载下原状样相对于重塑样的应变差值，如图 2 所示的  $BC$  或  $DE$  的长度，是土体结构所“抵抗”的应变，本文将这部分应变定义为“结构应变”。原状样刚开始屈服时对应的初始结构应变为图 2 所示的  $\varepsilon_{s0}$ ，由几何关系容易得到：

$$\varepsilon_{s0} = \frac{\lambda_1 - \kappa}{V} \ln\left(\frac{p'_{yr0}}{p'_{cr0}}\right) = \frac{\lambda_1 - \kappa}{V} \ln S_t \quad (11)$$

式中： $\lambda_1$  为由重塑样的  $e - \ln p'$  曲线斜率得到的固有压缩指数； $p'_{yr0}$  为重塑样对应的初始先期固结应力； $S_t$  为由一维压缩试验得到的结构性软黏土的灵敏度 ( $S_t = p'_{yr0} / p'_{cr0}$ )。

由图 2 可知，结构屈服后，随着荷载的逐渐增大，黏塑性应变逐渐累积，结构应变  $\varepsilon_s$  由  $\varepsilon_{s0}$  逐渐减小并趋于 0。经过反复地尝试，结构应变随黏塑性应变的变化规律可由以下数学表达式来描述：

$$\varepsilon_s = \frac{\lambda_1 - \kappa}{V} \ln[(S_t - 1) \frac{1}{(1 + \varepsilon_{vp})^\beta} + 1] \quad (12)$$

式中： $\beta$  为控制结构破坏的速率的参数，如图 3 所示，几种典型软黏土的结构破坏速率分布在 9.1 ~ 17.8。

为了验证式 (12) 的有效性，现将试验得到的几种典型的结构性软黏土（Bothkennar 黏土<sup>[17]</sup>、Leda 黏土<sup>[10]</sup>、Mexico city 黏土<sup>[18]</sup>、宁波软黏土、

Saguenay Fojord 黏土<sup>[19]</sup>、Ariake 黏土<sup>[20]</sup>) 一维压缩过程中结构应变随黏塑性应变的变化规律与由式 (12) 描述的理论规律进行对比, 如图 3 所示。由图可知, 几种典型结构性软黏土的试验值与理论计算值的相关系数均非常高, 其中最小的是宁波软黏土的  $R^2 = 0.9913$ , 表明式 (12) 能很好地描述结构性软黏土的结构应变随黏塑性应变之间的变化规律。

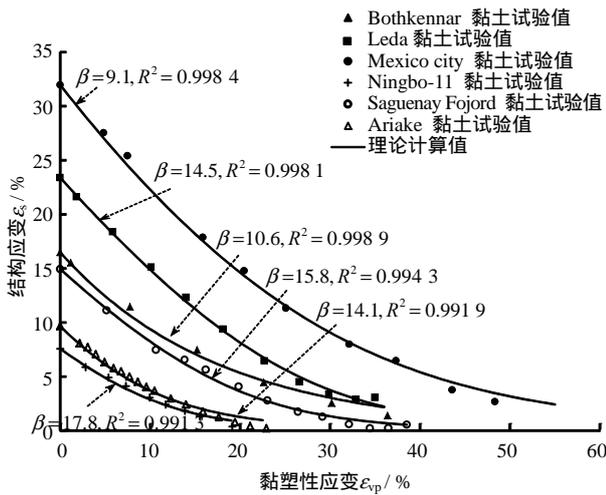


图3 典型结构性软黏土的结构应变和黏塑性应变的关系  
Fig.3 Relationships between structural strain and viscoplastic strain for typical structured clays

### 3.2 结构性软黏土一维弹黏塑性模型的推导

将相同加载时间或者加载速率得到的原状样和重塑样的一维压缩曲线成对画在一起, 如图 4 所示。由图可知, 在恒定有效应力下, 当前状态相对于参考状态的黏塑性应变增量  $\Delta\varepsilon_{vp}$  可以用  $|BE|$  来表示。由几何关系得到:

$$\Delta\varepsilon_{vp} = |BE| = |BC| + |CD| + |DE| \quad (13)$$

式中:  $|BC| = -\frac{\lambda_i - \kappa}{V} \ln \frac{p'}{p'_{cr0}}$ ,  $|CD| = \varepsilon_{vp}$ ,  $|DE| = \varepsilon_s$ 。

结合式 (12) 进一步得到  $\Delta\varepsilon_{vp}$  的表达式为

$$\Delta\varepsilon_{vp} = -\frac{\lambda_i - \kappa}{V} \ln \frac{p'}{p'_{cr0}} + \varepsilon_{vp} + \frac{\lambda_i - \kappa}{V} \ln \left[ (S_t - 1) \frac{1}{(1 + \varepsilon_{vp})^\beta} + 1 \right] \quad (14)$$

考虑到本文主要利用结构性软黏土时效特性试验来验证模型有效性, 而试验很容易确定参考时间  $T_0$ , 所以可选择式 (5) 来确定参考黏塑性应变率  $\dot{\varepsilon}_{vp0}$ 。将式 (5) (14) 代入到式 (10), 整理得到结构性软黏土的一维弹黏塑性本构方程为

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \frac{\kappa}{V_0} \frac{p'}{p'} + \frac{\psi_i}{V_0 T_0} \cdot \exp \left\{ \frac{\lambda_i - \kappa}{\psi_i} \ln \frac{p'}{p'_{cr0}} - \frac{V}{\psi_i} \varepsilon_{vp} - \frac{\lambda_i - \kappa}{\psi_i} \ln \left[ (S_t - 1) \frac{1}{(1 + \varepsilon_{vp})^\beta} + 1 \right] \right\} \quad (15)$$

当  $S_t = 1$  时 结构性软黏土的一维弹黏塑性本构模型退化为非结构性软黏土的一维弹黏塑性本构模型。

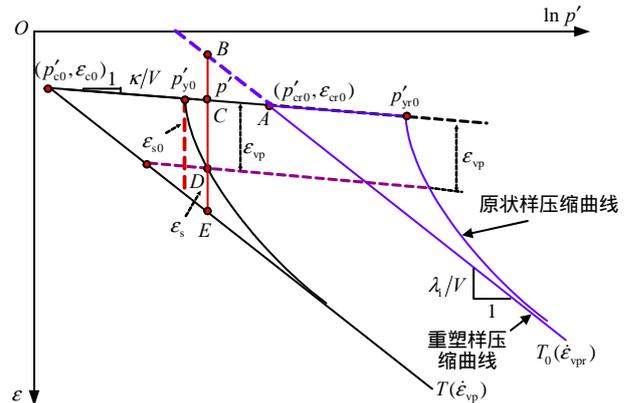


图4 结构性软黏土的一维弹黏塑性模型示意图  
Fig.4 Schematic plot for 1D elasto-viscoplastic mode of structured clays

### 3.3 模型的固结耦合

将新建模型和一维固结理论进行耦合。由 Darcy 定律得到质量连续方程:

$$\frac{1 + e_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k}{1 + e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (16)$$

式中:  $\gamma_w$  为水的重度;  $z$  为水位深度;  $u$  为超孔隙水压;  $k$  为渗透系数,  $k$  取 Berry 等<sup>[21]</sup>所提出的关系式:

$$k = k_0 10^{(e - e_0)/c_k} \quad (17)$$

式中:  $k_0$  为  $e_0$  对应的渗透系数;  $c_k$  为渗透指数。

联立式 (1) (2) (15) (16) 并考虑有效应力原理便得到饱和软土一维固结-蠕变耦合的控制方程, 可用有限差分法求解。

### 3.4 模型参数的确定

本文模型的参数主要分为 4 类:

#### (1) 压缩参数

包括  $e_0$ 、固有压缩指数  $\lambda_i$ 、回弹指数  $\kappa$ 、原状样的参考初始结构屈服应力  $p'_{yr0}$ 、重塑样对应的初始参考先期固结应力  $p'_{cr0}$ 。 $e_0$  通过常规土工试验确定,  $p'_{yr0}$  可根据传统的 Casagrande 方法由原状样的一维压缩试验 (一维等应变率压缩试验或者常规

24 h 压缩试验) 的  $e - \ln p'$  曲线的最大曲率点对应的应力确定。如图 2 所示,  $p'_{cr0}$  由重塑样一维压缩线和原状样一维压缩线弹性段的交点确定。 $\lambda_i$  可由重塑样  $e - \ln p'$  曲线的斜率确定。 $\kappa$  可由原状样  $e - \ln p'$  曲线弹性段的斜率确定。

(2) 结构参数

主要包括结构性土的灵敏度  $S_t$ 、控制结构破坏的速率的参数  $\beta$ 。 $S_t$  可以根据原状样和重塑样的一维压缩试验结果通过式  $S_t = p'_{yr0} / p'_{cr0}$  确定。

整理式 (12) 得到参数  $\beta$  的表达式为

$$\beta = \ln \left[ \frac{(S_t - 1)}{\exp\left(\frac{V}{\lambda_i - \kappa} \varepsilon_s\right) - 1} \right] / \ln(1 + \varepsilon_{vp}) \quad (18)$$

可选原状样压缩曲线屈服后的多个点的  $\varepsilon_s$  和对应的  $\varepsilon_{vp}$  代入式 (18) 计算  $\beta$  值, 最后取平均值。

(3) 蠕变参数

包括固有蠕变参数  $\psi_i$  和对应于  $p'_{cr0}$  的参考时

间  $T_0$ 。对于一维标准固结试验, 取  $T_0 = 24$  h。固有蠕变参数  $\psi_i$  可由重塑样的一维标准固结试验确定, 采用 Cassagrande 的方法取主固结完成后的  $e - \ln t$  曲线的斜率为  $\psi_i$ 。

(4) 渗透参数

渗透指数  $c_k$  和  $k_0$ , 根据 Tavenas 等<sup>[22]</sup>的结论, 取  $c_k = e_0/2$ 。 $k_0$  可通过渗透试验直接确定, 也可利用固结试验数据确定。

总而言之, 本文模型所有参数均可由室内试验直接确定。

## 4 模型的试验验证

### 4.1 一维常规压缩试验模拟

笔者对 19.1 ~ 19.4 m 深的温州软原状土样 20-1 进行了一维常规压缩试验。压缩试验的荷载级别为: 25 50 100 200 400 600 800 1 200 1 600 2 400 kPa, 每级荷载持续 24 h。用新建模型对一维常规压缩试验进行模拟, 土样的基本物性参数和模型参数见表 1、2。

表 1 本文模拟的结构性软黏土的基本物理力学指标

Table 1 Basic physico-mechanical parameters of selected structured soft clays

试样	取样深度 / m	天然含水率 / %	天然重度 / (kN/m <sup>3</sup> )	天然孔隙比	土粒相对密度	液限 / %	塑限 / %	塑性指数	液性指数
温州软黏土 20-1	19.1 ~ 19.4	61.7	16.9	1.63	2.74	59.1	30.1	29	1.09
Ariake 黏土 <sup>[20]</sup>	2.0 ~ 2.5	136.0		3.73		112.0	49.0	63	1.38
Berthierville 黏土 <sup>[2]</sup>	3.2 ~ 3.5	80.0		1.73		43.0	22.0	21	2.76

表 2 模型参数的取值汇总表

Table 2 Values of model parameters for selected clays

土样	$\lambda_i$	$\kappa$	$p'_{cr0} / \text{kPa}$	$\varepsilon_{s0}$	$S_t$	$\beta$	$\psi_i$	$T_0$	$k_0 / (\text{m}/\text{min})$	$c_k$
温州软土 20-1	0.193 6	0.055 2	12.2	0.122	10.30	16.1	$6.25 \times 10^{-3}$	1 440	$1.5 \times 10^{-7}$	0.815
Ariake 黏土	0.712 3	0.100 7	25.1	0.089	1.99	14.1	0.028 4*	1 440	$1.5 \times 10^{-7}$	1.860
Ariake 黏土 <sup>c</sup>	0.901 5	0.100 7	50.0	0	1.00	14.1	0.036 4*	1 440	$1.5 \times 10^{-7}$	1.860
Berthierville 黏土	0.364 7	0.032 2	37.8	0.059	1.62	18.2	0.017 7	1 440	$1.2 \times 10^{-7}$	0.865
Berthierville 黏土 <sup>c</sup>	0.721 2	0.032 2	61.5	0	1.00	18.2	0.0288*	1 440	$1.2 \times 10^{-7}$	0.865

注: 上标“c”表示不考虑软土结构破坏效应; 上标“\*”的  $\psi_i$  值由 Mesri 的结论估算得到; 为了便于比较不考虑结构性和考虑结构性时软黏土的压缩时效变形性状的差异, 令不考虑结构性时的  $p'_{cr0}$  等于结构性土样的初始结构屈服应力  $p'_{yr0}$ 。

图 5 为压缩指数  $\lambda$ 、蠕变参数  $\psi$  随有效固结应力变化的试验和计算曲线。 $\lambda$ 、 $\psi$  的计算值随固结应力的变化规律与试验结果基本吻合: 当固结应力较小时,  $\lambda$ 、 $\psi$  均随着固结应力的增大而显著增大, 达到峰值后,  $\lambda$ 、 $\psi$  随着固结应力的增大而逐渐减小, 且在高应力阶段计算值和试验值差别越来越小。 $\lambda$ 、 $\psi$  均在初始结构屈服应力  $p'_{yr0}$  (140 kPa) 附近达到峰值, 这与土体颗粒之间胶结在  $p'_{yr0}$  附近发生

大量破坏有关。当固结应力继续增大, 土颗粒之间的联结发生进一步破坏的数量和速率明显减小, 所以  $\lambda$ 、 $\psi$  会随着固结应力增大而逐渐减小。但  $\lambda$ 、 $\psi$  的计算值在先期固结应力之前几乎不变, 是由于模型采取的弹性变形计算式导致的。另外, 计算得到的  $\lambda$ 、 $\psi$  峰值比试验值大是由于结构破坏效应描述模式在屈服应力处的误差较大引起的。总的来说, 模型能大致描述结构性软黏土一维压缩过程中压缩指数、蠕变参数的变化趋势。

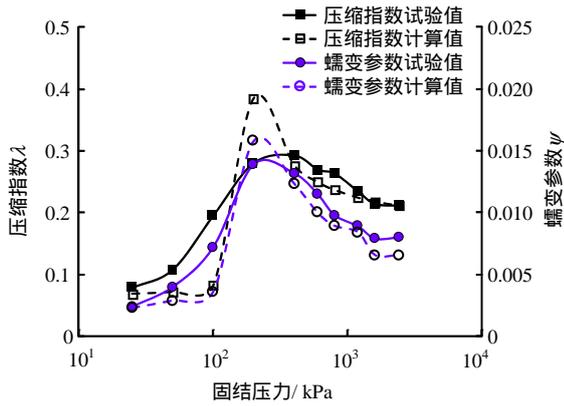


图5 压缩指数、蠕变参数与固结应力的关系  
Fig.5 Relationships between  $\lambda$ ,  $\psi$  and  $p'$

Mesri 等<sup>[4]</sup>整理大量试验数据认为,  $\psi/\lambda$  基本为常数, 且对于无机质黏土有  $\psi/\lambda = 0.04 \pm 0.01$ 。通过线性拟合可知(图6), 温州软黏土 20-1 的  $\psi/\lambda$  试验值基本上是一个常数, 其值为 0.040 6 (相关系数  $R^2 = 0.924 7$ )。基于本文模型的温州软黏土的  $\psi/\lambda$  计算值为 0.038 8 (相关系数  $R^2 = 0.954 3$ ), 与试验值很接近, 说明本文模型与 Mesri 等<sup>[4]</sup>的结论相符, 进一步证明了模型的有效性。Mesri 等的结论也提供了一个根据软黏土压缩指数确定蠕变参数的经验方法。

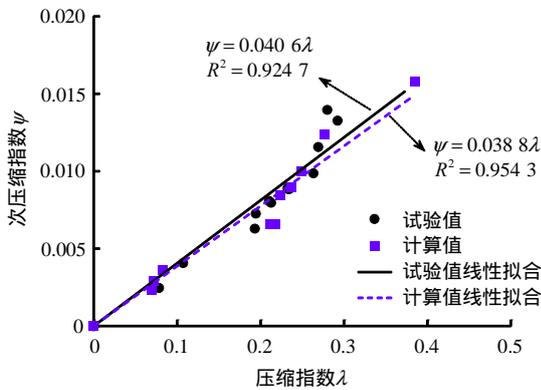


图6 蠕变参数与压缩指数的关系  
Fig.6 Relationships between  $\psi$  and  $\lambda$

4.2 一维分级快速固结试验模拟

Chai 等<sup>[20]</sup>为了模拟软土路基施工过程的力学响应, 对日本佐贺 Ariake 黏土进行了一维分级快速固结试验。试验由 Maruto 固结试验系统完成, 试样顶部排水, 底部不排水, 并测试底部孔隙水压。每一级荷载增量为 10 kPa, 固结时间为 15 min, 但最后一级荷载持续 24 h, 所以除了最后一级荷载, 每一级荷载最后的超孔隙水压并没有消散完毕。分别从考虑结构破坏和不考虑结构破坏的角度, 运用模

型对此试验过程进行模拟并与试验结果进行对比分析。Ariake 黏土的基本物理力学性质参见表 1, 完成模拟需要的模型参数见表 2。

图 7 比较了有效固结应力-竖向应变的试验和模拟曲线。由图可以看出, 考虑结构破坏效应的应变计算值与试验值吻合得较好。图 8 是由试验和计算得到的超孔隙水压随有效固结应力的变化规律的对比。不考虑结构性时, 模型不能很好预测当有效应力大于 100 kPa 时的超孔隙水压的变化趋势。考虑结构性的模型预测的试样底部孔隙水压高于不考虑结构性的预测值。尽管模拟和试验曲线有些误差, 但考虑结构性的模型能大致描述底部超孔隙水压随有效固结应力的变化模式。

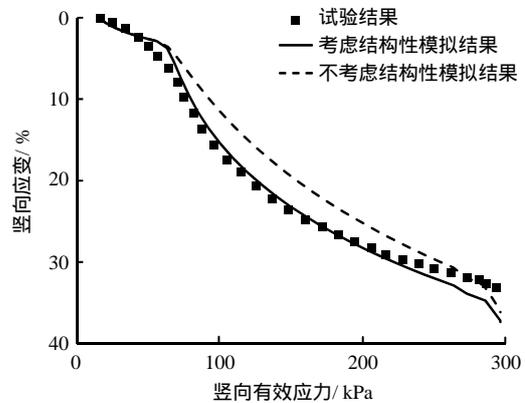


图7 竖向应变与有效固结应力的关系(Ariake 黏土)  
Fig.7 Relationships between vertical strain and effective consolidation pressure for Ariake clay

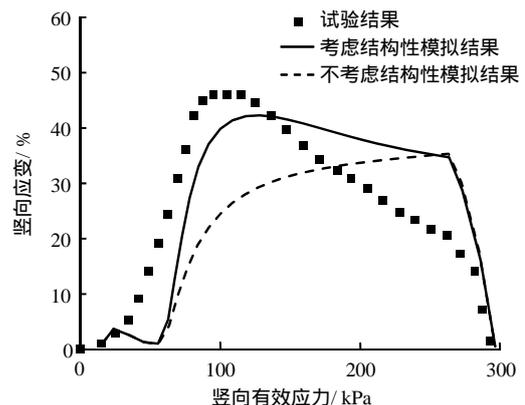


图8 超孔隙水压随有效固结应力的变化规律(Ariake 黏土)

Fig.8 Variations of excess pore pressure with effective consolidation pressure for Ariake clay

4.3 一维等应变率压缩试验模拟

利用天然 Berthierville 黏土<sup>[2]</sup>的一维等应变率试验来验证模型对结构性软黏土应变率效应的模拟效果。Berthierville 黏土的基本物理力学性质和模型

参数分别见表 1、2。

图 9 是比较了 Berthierville 黏土的一维常应变率试验和模拟曲线。不考虑结构效应时，固有压缩指数  $\lambda_1$  可取  $\varepsilon - \ln p'$  曲线中应变为 3% ~ 9% 的曲线段的平均斜率。从图可以看出，不考虑结构破坏效应时，模拟的压缩曲线将很大程度偏离试验曲线，说明结构性明显影响着天然软黏土的变形性状。从考虑结构性的模拟结果可以看出，应变率增大时，相应的屈服应力也增大，且模拟的与试验曲线吻合较好，表明模型既能有效地描述软黏土的一维应变率效应，又能准确地描述结构破坏效应。

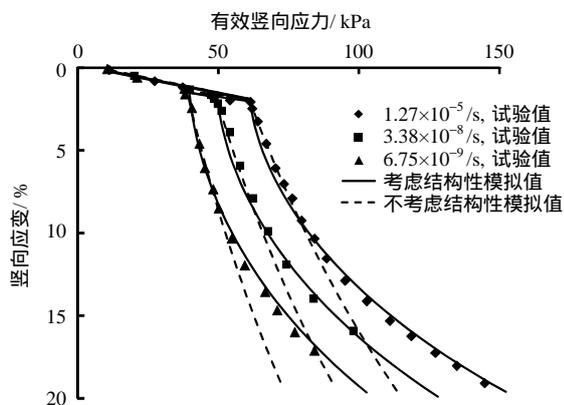


图 9 Berthierville 黏土一维等应变率试验和模拟结果对比  
Fig.9 Comparison between experiments and simulations for 1D constant rates of strain oedometer tests on Berthierville clay

#### 4.4 一维长期蠕变试验模拟

蠕变是软黏土很重要的一个时效特征。此处仍以 Berthierville 黏土<sup>[2]</sup>长期蠕变试验结果来检验模型对结构性软黏土一维长期变形的预测效果。

图 10 对比了 Berthierville 黏土的一维长期蠕变试验的计算和试验结果。由图可以看出，考虑结构

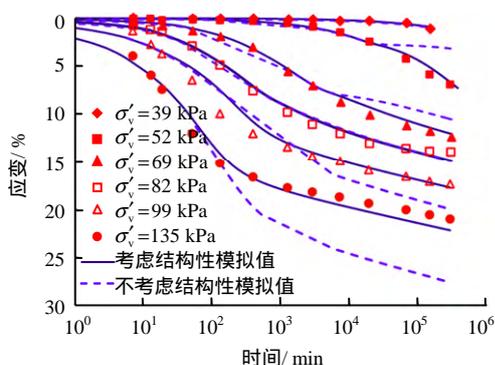


图 10 Berthierville 黏土长期蠕变试验曲线和计算曲线  
Fig.10 Test and calculated results of long-term compression creep tests on Berthierville clay

破坏效应的模型预测曲线和试验结果基本吻合，不仅能准确描述主固结阶段的变形性状，而且能准确预测主固结完成后的长期蠕变变形。但不考虑结构破坏时，在低应力阶段(小于 70 kPa)，模型将低估软黏土的蠕变变形；而在高应力阶段(大于 90 kPa)，模型将高估软黏土的长期变形，说明在预测软黏土长期变形时，考虑结构破坏效应是有必要的。

## 5 结 论

(1) 指出了 Bjerrum 等的等时间线体系的不足，提出了等应变率线的概念，并建立了一个非结构性的软黏土的一维弹黏塑性简化模型。

(2) 定义了结构性参数——结构应变，提出了土体结构渐进破坏的新型数学描述模式，通过试验数据证明了该模式可有效地描述结构性软黏土一维压缩的结构破坏特征。

(3) 通过结构性参数将非结构性软黏土的一维弹黏塑性模型拓展到结构性土，建立考虑结构破坏效应的软黏土一维时效本构模型。模型所有参数都可通过试验方法直接确定，方便快捷，便于工程应用。

(4) 通过对一维常规压缩试验、分级快速固结试验、等应变率压缩试验、长期蠕变试验的模拟，并与试验结果的对比分析，表明本文模型能很好地描述软黏土一维变形结构破坏特征和时效特征的耦合效应。

下一步工作将对考虑结构性的软黏土三维时效本构模型进行研究。

## 参 考 文 献

[1] LEROUEIL S, KABBAJ M, TAVENAS F, et al. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays[J]. *Geotechnique*, 1985, 35(2): 159 - 180.

[2] LEROUEIL S, KABBAJ M, TAVENAS F. Study of the validity of a  $\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$  model in in-situ conditions[J]. *Soils and Foundations*, 1988, 28(3): 13 - 25.

[3] BJERRUM L. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings[J]. *Geotechnique*, 1967, 17(2): 83 - 118.

[4] MESRI G, GODLEWSKI P M. Time and stress-compressibility interrelationship[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1977, 103(5): 417

- 430.
- [5] YIN J, GRAHAM J. Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1989, 26(2): 199 - 209.
- [6] YIN J, 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): 42 - 52.
- [7] 王立忠, 但汉波.  $K_0$  固结软黏土的弹黏塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(9): 1344 - 1354.  
WANG Li-zhong, DAN Han-bo. Elastic viscoplastic constitutive model for  $K_0$ -consolidated soft clays[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(9): 1344 - 1354.
- [8] YIN Z, CHANG C S, KARSTUNEN M, et al. An anisotropic elastic-viscoplastic model for soft clays[J]. **International Journal of Solids and Structures**, 2010, 47(5): 665 - 677.
- [9] BAUDET B, STALLEBRASS S. A constitutive model for structured clays[J]. **Géotechnique**, 2004, 54(4): 269 - 278.
- [10] LIU M D, CARTER J P. Modelling the destructuring of soils during virgin compression[J]. **Géotechnique**, 2000, 50(4): 479 - 483.
- [11] 张先伟, 孔令伟, 郭爱国, 等. 不同固结压力下强结构性黏土孔隙分布试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(10): 2794 - 2800.  
ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Experiment study of pore distribution of strong structural clay under different consolidation pressures[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(10): 2794 - 2800.
- [12] 祝恩阳, 姚仰平. 结构性土 UH 模型[J]. 岩土力学, 2015, 36(11): 3101 - 3110.  
ZHU En-yang, YAO Yang-ping. A UH constitutive model for structured soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(11): 3101 - 3110.
- [13] HINCHBERGER S D, QU G. Viscoplastic constitutive approach for rate-sensitive structured clays[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2009, 46(6): 609 - 626.
- [14] KARIM M R, OKA F, KRABBENHOFT K, et al. Simulation of long-term consolidation behavior of soft sensitive clay using an elasto-viscoplastic constitutive model[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2013, 37(16): 2801 - 2824.
- [15] 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): 1357 - 1369.  
YIN Zhen-yu. Elastic viscoplastic models for natural soft clay: Review and development[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(9): 1357 - 1369.
- [16] 曾玲玲, 刘松玉, 洪振舜, 等. 考虑土结构性影响的改进 EVP 压缩模型[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2012, 42(2): 346 - 351.  
ZENG Ling-ling, LIU Song-yu, HONG Zhen-shun, et al. Modified EVP model considering effect of soil structure[J]. **Journal of Southeast University(Natural Science Edition)**, 2012, 42(2): 346 - 351.
- [17] SMITH P R, JARDINE R J, HIGHT D W. The yielding of Bothkennar clay[J]. **Géotechnique**, 1992, 42(2): 257 - 274.
- [18] ISLAM M K, CARTER J P, SIDDIQUEE M, et al. A method for derivation of compression equation and value of degradation exponent for structured soils[J]. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2013, 31(5): 1587 - 1601.
- [19] PERRET D, LOCAT J, LEROUEIL S. Strength development with burial in fine-grained sediments from the Saguenay Fjord, Quebec[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1995, 32(2): 247 - 262.
- [20] CHAI J, MIURA N, ZHU H, et al. Compression and consolidation characteristics of structured natural clay[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2004, 41(6): 1250 - 1258.
- [21] BERRY P L, POSKITT T J. The consolidation of peat[J]. **Géotechnique**, 1972, 22(1): 27 - 52.
- [22] TAVENAS F, JEAN P, LEBLOND P, et al. The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1983, 20(4): 645 - 660.