

# 基于分段线性化模型的一维流变固结分析

刘忠玉, 张家超, 夏洋洋, 朱新牧

(郑州大学 土木工程学院, 河南 郑州 450001)

**摘要:** 为进一步认识饱和软黏土的黏滞效应对其一维固结过程的影响, 引入考虑时间效应的统一硬化(UH)本构模型来描述其变形的弹黏塑性, 从而改进了一维分段线性化(CS2)固结模型. 通过与已有研究成果的对比, 证明了 UH 本构模型以及修正后 CS2 模型的有效性. 在此基础上, 探讨 UH 本构模型参数对固结进程的影响. 数值分析表明, 饱和软黏土的黏滞效应使得靠近不排水面处的土体在加载初期出现了超孔隙水压力升高的现象, 随后减缓了加载中后期地基超孔隙水压力的整体消散, 增大了地基的沉降量. 同时, 随着回弹指数和初始超固结参数的增大, 上述流变固结特性更加明显.

**关键词:** 饱和软黏土; 流变固结; 统一硬化本构模型; 分段线性化; 超孔隙水压力; 沉降

**中图分类号:** TU433

**文献标志码:** A

## One-Dimensional Rheological Consolidation Analysis of Saturated Soft Clay Based on Piecewise-Linear Model

LIU Zhongyu, ZHANG Jiachao, XIA Yangyang, ZHU Xinmu

(School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China)

**Abstract:** To further investigate the influence of the viscous effect of saturated soft clay on its one-dimensional consolidation process, a one-dimensional piecewise-linear model, called CS2, was modified by introducing the unified-hardening (UH) constitutive model considering the time effect to describe the elastic visco-plasticity of soft clay. The validity of the UH constitutive model and the modified CS2 consolidation model was proved by comparing them with existing research results. Then, the effects of the UH constitutive model parameters on the rheological consolidation process were investigated. The numerical results illustrated that the viscous effect of saturated soft clay caused the increase of excess pore water pressure near the undrained surface in the early stage of loading, slowed down the overall

dissipation of excess pore water pressure in saturated clay layer, and increased the settlement of ground in the middle and late stage of loading. In addition, the above behaviors of rheological consolidation became more obvious with the increase in the swelling index and initial overconsolidated parameter of soil.

**Key words:** saturated soft clay; rheological consolidation; unified-hardening constitutive model; piecewise-linear; excess pore water pressure; settlement

在基础设施建设中, 软黏土地基的工后沉降问题一直都是工程专家和学者们热议的话题之一. 这主要是因为软黏土具有高压缩性、低渗透性以及黏滞性等特点, 使得其变形是一个非常复杂的过程. 在工程实践及试验研究过程中, 学者们<sup>[1-4]</sup>发现, 经典的太沙基固结理论并不总能很好地与试验结果或观测数据相吻合, 而常常出现不同程度的偏离现象. 因此不少学者开始从不同的角度入手对该理论进行修正. 一方面, 该理论假定地基中的渗流符合 Darcy 定律, 但由于软黏土的低渗透性, 水在软黏土地基中的渗流过程并不是总能用 Darcy 定律描述. 为此, 有学者<sup>[5-12]</sup>先后考察了以 Hansbo 渗流及其简化形式、指数渗流等形式为代表的非 Darcy 渗流对一维固结的影响, 并对经典太沙基理论所不能解释的实测固结度与荷载相关的现象给出了较为合理的解释. 另一方面, 经典太沙基理论常常假定材料是线弹性的, 而实际的饱和软黏土很少如此, 所以本构关系的差异性也是导致上述偏离现象的一个因素. 为此, 一些学者<sup>[13-16]</sup>引入孔隙比和有效应力的半对数或双曲线经验关系来描述软黏土固结过程中变形的非线性特征. 同时相关研究发现, 对于软黏土这种黏滞性材料, 为反映其变形的弹黏塑性或黏弹性, 与时间相关的黏性部分也应被充分考虑到其应力应变关

收稿日期: 2018-06-22

基金项目: 国家自然科学基金(51578511)

第一作者: 刘忠玉(1968—), 男, 教授, 博士生导师, 理学博士, 主要研究方向为土力学与基础工程. E-mail: zhyliu@zzu.edu.cn

系中<sup>[17-18]</sup>.

回顾现有的黏弹性或弹黏塑性本构模型,大致有两种形式:一种是基于元件理论而提出的本构关系,另一种是基于弹黏塑理论建立的弹黏塑本构模型.前者为更好地模拟试验结果(特别是加载初期),通常会将弹簧、牛顿黏壶、圣维南体等基本元件或基本模型进行多次组合,这就使得此类本构模型中常常有较多参数,从而为求解过程增加了许多不确定的因素<sup>[19]</sup>.较之前者,后者的本构模型得到了不同程度的优化,参数的数量有所减少,而且还往往具有明确的物理意义.这方面较早的工作可归功于 Bjerrum<sup>[20]</sup>,他在1967年提出了一维的等时间线模型,并将土的变形过程分为可恢复的瞬时压缩和不可恢复的延时压缩两部分.而 Yin<sup>[21-22]</sup>认为土体的黏塑变形部分是不可分开的,提出了“等效时间”的概念,据此建立了一个与时间相关的弹黏塑性(EVP)本构模型.后来,姚仰平<sup>[23]</sup>在 Bjerrum 瞬时压缩线的基础上,提出了相对瞬时压缩线的概念,并结合超固结统一硬化模型(UH 模型),提出了可以考虑时间效应的 UH 模型.这些模型很多已成功应用于饱和软黏土的一维固结分析中,其中基于 EVP 和考虑时间效应的 UH 模型等弹黏塑性模型的一维固结理论,已成功模拟了加载初期由软黏土的黏滞性而引起的孔压增高现象<sup>[24-25]</sup>.

实际上,经典太沙基理论及其上述修正理论仅适用于小变形的情况,而相当多的软黏土变形过程应属于大变形的范畴,所以不断有学者提出基于大变形的修正固结理论,并给出某些特殊条件下的解析解或数值解<sup>[26-30]</sup>.为了将大变形理论和小变形理论纳入统一体系, Fox 等人进行了很有意义的尝试,并于1997年基于分段线性化方法提出了 CS2 固结模型<sup>[31]</sup>.和以往的固结模型(理论)不同的是,CS2 固结模型并没有去构造复杂的方程式,而是以1个土单元作为研究对象,以单元压缩量等于孔隙水的净流出作为基本条件而进行分析.而今,CS2 模型已经被广泛拓展,例如,考虑竖向排水过程的径向固结模型<sup>[32]</sup>,离心加载下的固结模型<sup>[33]</sup>,多层土固结模型<sup>[34]</sup>,电渗固结模型<sup>[35-36]</sup>等.同时,CS2 模型还扩展到其他领域,例如,污染底泥覆盖修复的计算模型<sup>[37-38]</sup>,以及不同条件下土体固结与污染物迁移的耦合模型<sup>[39-43]</sup>等.这些推广应用充分说明了 CS2 模型的准确性和灵活性.

但是,现有的 CS2 固结模型并没有考虑饱和和软黏土的流变特性.因此笔者拟引入考虑时间效应的

UH 本构关系来描述软黏土的弹黏塑性,从而改进 CS2 固结模型,并分析 UH 模型参数对一维固结过程的影响.

## 1 考虑黏滞效应的改进 CS2 模型

假定饱和软黏土地基在自重和地面超载  $q_0$  作用下已固结完成,现于地面施加均布超载  $q$ ,地基将沿竖向发生渗流和变形.对于初始时刻(图 1a),地基初始厚度为  $H_0$ ,静水面高度为  $H_w$  且假定后者在固结过程中保持不变.以地基地面(即固定的基准面)为坐标零点建立  $z$  坐标系,规定垂直向上为坐标正方向.将地基在竖向上均匀划分为  $N$  个单元,且每个单元都具有相同的横截面面积和初始厚度  $L_0$ ;取每个单元的中心点为该单元的节点,且以节点的初始高度  $z_{0,j}$  代表该单元的初始位置.经过时间  $t$  后(图 1b),地基厚度变为  $H_t$ ,且每个单元的厚度及位置高度均随着地基固结而变化.在固结过程中,仍假定每个单元的节点始终处于相应单元的中心点处.

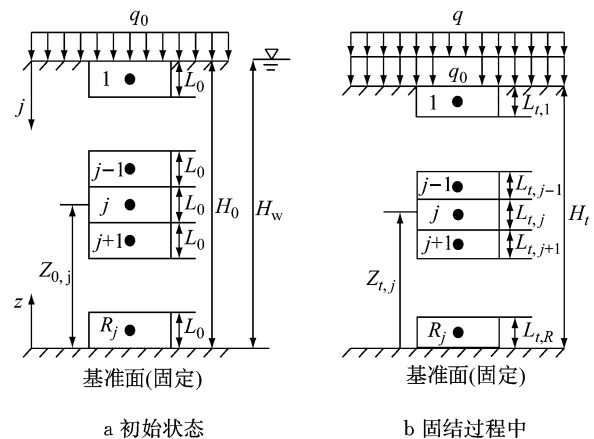


图1 改进模型示意图

Fig.1 Geometry for modified model

### 1.1 单元中点总应力

参考 Fox 等<sup>[31]</sup>的研究,单元  $j$  中点的总应力包括顶部原外荷载  $q_0$ 、新施加的外荷载  $q$  所产生的附加应力、可压缩地基自重产生的自重应力以及孔隙水压力,即

$$\sigma_{i,j} = (H_w - H_t)\gamma_w + q_0 + q + \gamma_{i,j}L_{t,j}/2 + \sum_{m=1}^{j-1} \gamma_{i,m}L_{t,m}, j = 1, \dots, R_j \quad (1)$$

$$\gamma_{i,j} = (G_s + e_{i,j})\gamma_w / (1 + e_{i,j}) \quad (2)$$

式(1)、(2)中: $L_{t,j}$ 是单元  $j$  在时刻  $t$  的厚度; $\gamma_{i,j}$ 为单元  $j$  在时刻  $t$  的饱和重度; $\gamma_w$ 为孔隙水重度; $e_{i,j}$ 为单元  $j$  在时刻  $t$  的孔隙比; $G_s$ 是土粒的相对密度,当不

计自重对固结进程影响时,可取  $G_s=1$  [31].

## 1.2 本构关系

假定固结过程中地基土的渗流符合 Darcy 定律,且渗透系数  $k$  为常数.为考虑软黏土的黏滞性对固结进程的影响,引入 Yao 等 [23] 考虑时间效应的 UH 模型描述土体的应力应变关系,相应的一维应变增量  $d\epsilon_v$  及塑性应变增量  $d\epsilon_{v,p}$  可分别表示为

$$d\epsilon_v = \begin{cases} d\epsilon_{v,e} + d\epsilon_{v,sp} + d\epsilon_{v,tp} & , d\sigma' \geq 0 \\ d\epsilon_{v,e} + d\epsilon_{v,tp} & , d\sigma' < 0 \end{cases} \quad (3)$$

$$d\epsilon_{v,p} = \begin{cases} d\epsilon_{v,sp} + d\epsilon_{v,tp} & , d\sigma' \geq 0 \\ d\epsilon_{v,tp} & , d\sigma' < 0 \end{cases} \quad (4)$$

式中:  $d\epsilon_{v,e}$  和  $d\epsilon_{v,sp}$  分别为由竖向有效应力增量  $d\sigma'$  产生的弹性应变增量和塑性应变增量;  $d\epsilon_{v,tp}$  为延时应变增量,即由时间作用产生的塑性应变增量.相应的表达式为

$$d\epsilon_{v,e} = \frac{C_s}{(\ln 10)(1+e_0)} \frac{d\sigma'}{\sigma'} \quad (5)$$

$$d\epsilon_{v,sp} = \frac{C_c - C_s}{(\ln 10)(1+e_0)} \frac{M_t}{M_t^i} \frac{d\sigma'}{\sigma'} \quad (6)$$

$$d\epsilon_{v,tp} = \frac{C_a}{(\ln 10)(1+e_0)} \frac{dt}{t_a + t_0} \quad (7)$$

式中:  $C_s$ 、 $C_c$ 、 $C_a$  分别为回弹指数、压缩指数、次固结系数;  $e_0$  为初始孔隙比;  $t$ 、 $t_a$  分别为真实时间和老化时间;  $t_0$  为参考时间,可取相应的单位时间;  $M$  为临界状态应力比;  $M_t$  为潜在破坏应力比,即

$$M = (6 \sin \varphi) / (3 - \sin \varphi) \quad (8)$$

$$M_t = 6(\sqrt{(\chi/R)(1+\chi/R)} - \chi/R) \quad (9)$$

$$\chi = M^2 / (12(3-M)) \quad (10)$$

$$R = (\sigma' / \sigma'_0) \exp(-(\ln 10)\epsilon_{v,p}(1+e_0)/(C_c - C_s)) \quad (11)$$

$\varphi$  为土的有效内摩擦角;  $\epsilon_{v,p}$  为塑性应变;  $\sigma'_0$  为与初始孔隙比  $e_0$  相适应的初始有效应力;  $R$  为反映超固结程度的参数,在不考虑时间效应时,其初始值  $R_0$  是超固结比(OCR)的倒数.另外,超固结参数  $R$  与老化时间  $t_a$  之间的关系为

$$(t_a + t_0) / t_0 = R^{-\alpha} \quad (12)$$

其中,  $\alpha = (C_c - C_s) / C_a$ .

在  $t$  到  $t+\Delta t$  时段,单元  $j$  的有效应力由  $\sigma'_{t,j}$  变为  $\sigma'_{t+\Delta t,j}$ ,则其孔隙比的改变量为

当  $\sigma'_{t+\Delta t,j} - \sigma'_{t,j} \geq 0$  时,

$$e_{t,j} - e_{t+\Delta t,j} = \frac{1}{\ln 10} \left\{ \left[ C_s + (C_c - C_s) \frac{M_t^i}{M_t^f} \right] \frac{\sigma'_{t+\Delta t,j} - \sigma'_{t,j}}{\sigma'_{t+\Delta t,j}} + C_a (R_{t,j})^a \Delta t \right\} \quad (13)$$

当  $\sigma'_{t+\Delta t,j} - \sigma'_{t,j} < 0$  时,

$$e_{t,j} - e_{t+\Delta t,j} = \frac{1}{\ln 10} \left[ C_s \frac{\sigma'_{t+\Delta t,j} - \sigma'_{t,j}}{\sigma'_{t+\Delta t,j}} + C_a (R_{t,j})^a \Delta t \right] \quad (14)$$

式中:  $R_{t,j}$  为单元  $j$  在时刻  $t$  的超固结参数.

## 1.3 渗流速度及沉降

以单元  $j$  和单元  $j+1$  为例(图 2),相邻单元之间的相对渗流速度为

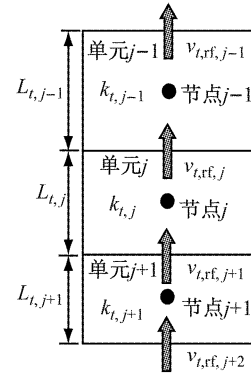


图 2 相邻单元渗流示意图

Fig. 2 Fluid flow between contiguous elements

$$v_{t,rf,j} = -k_{t,s,j} i_{t,j} \quad (15)$$

式中:在  $t$  时刻相邻单元节点间的水力梯度  $i_{t,j}$  和等效渗透系数  $k_{t,s,j}$  分别为

$$i_{t,j} = (h_{t,j-1} - h_{t,j}) / (z_{t,j-1} - z_{t,j}) \quad (16)$$

$$k_{t,s,j} = \frac{k_{t,j+1} k_{t,j} (L_{t,j} + L_{t,j+1})}{k_{t,j+1} L_{t,j} + k_{t,j} L_{t,j+1}} \quad (17)$$

$k_{t,j}$  表示单元  $j$  在时刻  $t$  的渗透系数;  $h_{t,j}$ 、 $z_{t,j}$  分别表示在  $t$  时刻单元  $j$  节点处的总水头和高度,且  $h_{t,j} = z_{t,j} + u_{t,j} / \gamma_w$ ;  $u_{t,j}$  表示单元  $j$  节点处在时刻  $t$  的孔隙水压力.

对于上、下边界,当其不透水时,其边界流速为 0;当其透水时,其渗流速度可分别表示为

$$v_{t,rf,1} = -k_{t,1} (H_w - h_{t,1}) / (H_t - z_{t,1}) \quad (18)$$

$$v_{t,rf,N} = -k_{t,N} (h_{t,N} - H_w) / z_{t,N} \quad (19)$$

如图 2 所示,当经历时间增量  $\Delta t$  后,单元  $j$  的高度变为

$$L_{t+\Delta t,j} = L_{t,j} - (v_{t,rf,j-1} - v_{t,rf,j}) \Delta t \quad (20)$$

则在  $t+\Delta t$  时刻单元  $j$  的孔隙比、地基总厚度、地基沉降量可分别表示为

$$e_{t+\Delta t,j} = [L_{t+\Delta t,j} (1 + e_{0,j})] / L_0 - 1 \quad (21)$$

$$H = \sum_{j=1}^R L_{t+\Delta t,j} \quad (22)$$

$$S_{t+\Delta t} = H_0 - H_{t+\Delta t} \quad (23)$$

## 1.4 孔隙压力、有效应力及固结度

将式(20)、(21)分别代入式(1)、(2)可求得  $t+\Delta t$  时刻单元  $j$  的总应力  $\sigma_{t+\Delta t,j}$ ,同时将式(21)代入式

(13)或(14)可求得  $t+\Delta t$  时刻单元  $j$  的有效应力  $\sigma'_{t+\Delta t,j}$ , 则时刻  $t+\Delta t$  下的单元  $j$  的孔压  $u_{t+\Delta t,j}$  为

$$u_{t+\Delta t,j} = \sigma_{t+\Delta t,j} - \sigma'_{t+\Delta t,j} \quad (24)$$

为考察整个地基中的孔压变化情况, 引入以超孔压表示的平均固结度, 即

$$U_p = 1 - \sum_{j=1}^N [u_{t,j} + (z_{t,j} - H_w)\gamma_w] / Nq \quad (25)$$

## 2 模型验证

### 2.1 与文献[25]的对比

胡晶<sup>[25]</sup>已将 UH 模型引入到一维固结分析中, 并用有限差分法进行了分析. 这里取其算例进行算法验证, 即地基厚度  $H_0 = 1 \text{ m}$ ,  $H_w = H_0$ , 渗透系数  $k = 3.63 \times 10^{-7} \text{ m} \cdot \text{min}^{-1}$ , 沿深度方向均匀分布的初始应力  $\sigma_0 = 10 \text{ kPa}$ , 外荷载  $q = 90 \text{ kPa}$ , 其他参数见表 1. 取  $N = 50$ ,  $\Delta t = 0.1 \text{ min}$ , 不同次固结系数  $C_\alpha$  对应的平均固结度  $U_p$  与时间  $t$  的变化曲线如图 3 所示. 很明显, 本文计算结果与文献[25]的一致.

表 1 分析所用参数<sup>[25]</sup>

Tab.1 Parameters in analysis<sup>[25]</sup>

参数	$C_c$	$C_s$	$M$	$R_0$	$e_0$
数值	0.021 7	0.013 1	1.112	0.95	0.53

表 2 模拟试验过程所用参数

Tab.2 Parameters in simulation test

试样编号	$H_0/\text{mm}$	$C_c$	$C_s$	$C_\alpha$	$e_0$	$R_0$	$k/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$
3-1	14.9	0.473	0.083 0	0.018	0.75	0.520	$3.0 \times 10^{-11}$
3-2	15.7	0.479	0.061 0	0.014	0.92	0.520	$2.5 \times 10^{-11}$
3-3	14.6	0.406	0.111 0	0.013	0.62	0.500	$2.5 \times 10^{-11}$
3-4	14.8	0.356	0.073 3	0.011	0.82	0.575	$1.5 \times 10^{-11}$

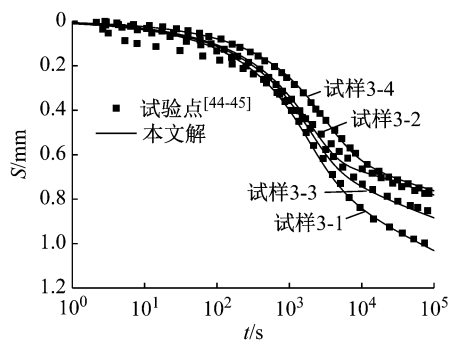


图 4 试样高度改变量随时间的变化曲线

Fig.4 Height of sample versus time

## 3 参数分析

以下分析中, 取  $H_0 = H_w = 5.0 \text{ m}$ , 向上单面排水, 初始孔隙比  $e_0 = 1$ , 沿深度方向均匀分布的初始

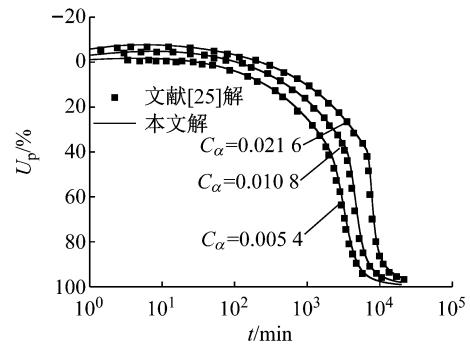


图 3 平均固结度随时间的变化曲线

Fig.3 Degree of consolidation versus time

### 2.2 UH 模型的验证

李西斌等<sup>[44-45]</sup>曾利用 GDS 固结试验系统对萧山黏土进行流变固结试验, 其中 4 组试样在  $800 \sim 1600 \text{ kPa}$  荷载级的试样高度改变量  $S$  随时间  $t$  的变化曲线示于图 4. 按本文方法模拟时, 取  $N = 50$ ,  $\Delta t = 0.1 \text{ s}$ , 土体参数见表 2. 其中, 试样高度  $H_0$ 、压缩指数  $C_c$ 、回弹指数  $C_s$  和次固结系数  $C_\alpha$  根据文献[44-45]中的试验结果选用, 初始超固结参数  $R_0$  和渗透系数  $k$  根据试算选用, 黏土的有效内摩擦角参考文献[25]取为  $25^\circ$ . 模拟结果示于图 4. 很明显, UH 模型能够较好地描述萧山黏土的固结特性.

有效应力  $\sigma_0 = 100 \text{ kPa}$ , 外荷载  $q = 100 \text{ kPa}$ , 渗透系数  $k = 1.0 \times 10^{-7} \text{ m} \cdot \text{min}^{-1}$ , 临界状态应力比  $M = 1.2$ ,  $N = 50$ ,  $\Delta t = 0.1 \text{ min}$ .

### 3.1 初始超固结参数的影响

不考虑时间效应时, 初始超固结参数  $R_0$  的倒数即为超固结比 (OCR), 所以它反映了地基土体的初始超固结程度. 为考察  $R_0$  对地基土固结过程的影响, 这里在压缩指数  $C_c = 0.4$ , 回弹指数  $C_s = 0.04$  和次固结系数  $C_\alpha = 0.008$  条件下, 分别取  $R_0 = 0.1, 0.5$  和  $0.9$  进行了计算. 图 5 给出了不同初始超固结参数  $R_0$  时底部不排水面附近超孔压  $u_e$  随时间  $t$  的变化曲线. 该图表明, 与传统太沙基一维固结理论或线性黏弹性固结理论不同的是, 在加载的初期, 底部不排水面附近的超孔压出现了升高现象, 并且  $R_0$  越大, 超孔压峰值就越大, 达到峰值的时间也越长.

图 6 给出了  $R_0=0.9$  时地基内部不同位置处的超孔压  $u_e$  随时间的变化曲线。很明显,在加载初期,地基下半部分的超孔压均出现了不同程度的升高现象,只不过在远离不排水面( $z$  较大)处的超孔压峰值相对较小,达到峰值需要的时间也较短,即较高位置处的超孔压更快地进入了消散状态。这种现象并不能用 Mandel-Cryer 效应进行解释, Yin 等<sup>[21-22,24]</sup> 将其归为软黏土的黏性(蠕变)效应,认为它是由于排水不畅而产生的应力松弛现象而导致的。胡晶等<sup>[25]</sup> 同意这一观点,并从理论上对此进行了解释。

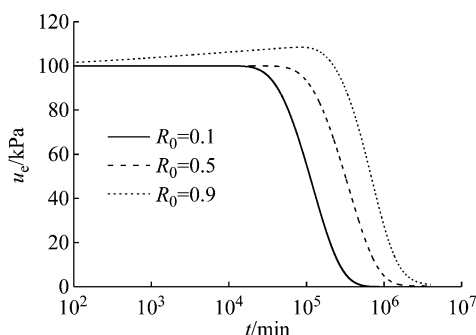


图 5 初始超固结参数  $R_0$  对底部超孔压的影响

Fig.5 Influence of  $R_0$  on excess pore pressure at bottom

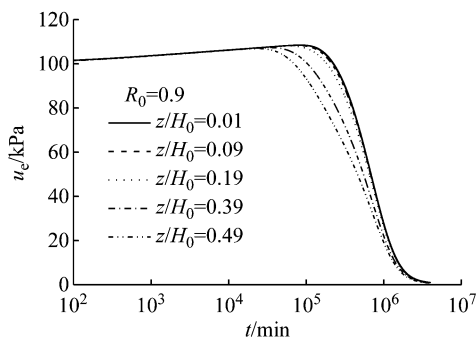


图 6 地基内部超孔压与时间的关系 ( $R_0=0.9$ )

Fig.6 Excess pore pressure in the ground versus time ( $R_0=0.9$ )

图 7 给出了不同初始超固结参数  $R_0$  时以超孔压计算的平均固结度  $U_p$  随时间  $t$  的变化曲线。从图 7 可以看出,  $R_0$  越小(即超固结程度越高),  $U_p$  就越小,即地基整体孔压消散越快,这也符合李西斌<sup>[44-45]</sup> 试验所揭示的规律。另外,图 7 表明,当  $R_0=0.9$  时,加载初期出现了负的平均固结度,这是因为该阶段尽管上部靠近排水面处地基中的超孔压处于消散状态,但远离排水面的下部地基则处于更为显著的超孔压累积过程中。

初始超固结参数  $R_0$  对地基沉降  $S$  的影响示于图 8。图 8 表明,  $R_0$  越小(即超固结程度越高),地基

沉降就越小,也就是说,前期对地基进行较大荷载的预压可有效地减小地基的沉降量。这符合人们对堆载预压法的定性认识。

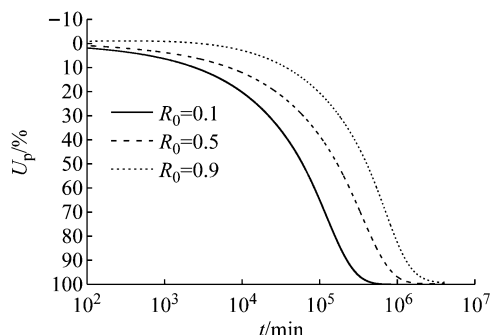


图 7 初始超固结参数  $R_0$  对平均固结度的影响

Fig.7 Influence of  $R_0$  on average degree of consolidation

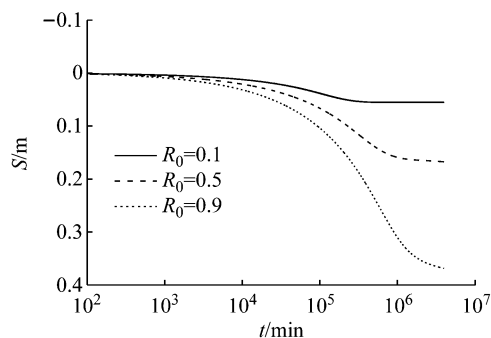


图 8 初始超固结参数  $R_0$  对地基沉降的影响

Fig.8 Influence of  $R_0$  on ground settlement

### 3.2 回弹指数的影响

为考察回弹指数对固结进程的影响,在本节取压缩指数  $C_c=0.4$ ,次固结系数  $C_\alpha=0.008$ ,超固结参数  $R_0=0.8$ ,回弹指数依次取为 0.04、0.08 和 0.20。图 9 给出了不同回弹指数时底部不排水面附近的超孔压  $u_e$  随时间  $t$  的变化曲线。从该图可以发现,回弹指数越大,底部不排水面附近的超孔压越容易出现升高的现象,同时还发现该值的变化对达到孔压峰值所用的时间影响很小。

图 10 给出了回弹指数对以超孔压计算的平均固结度  $U_p$  的影响曲线。从图 10 不难看出,回弹指数越大,地基超孔压的整体消散就越慢,进而使得固结进程变慢;同时还发现回弹指数对平均固结度的影响并不是全程的,后期影响几乎是微弱的。

回弹指数对地面沉降的影响示于图 11。从图 11 可以看出,在固结的后期,地基沉降的差异性越来越明显,随着该值增大,同一时刻的地基总沉降会更大。

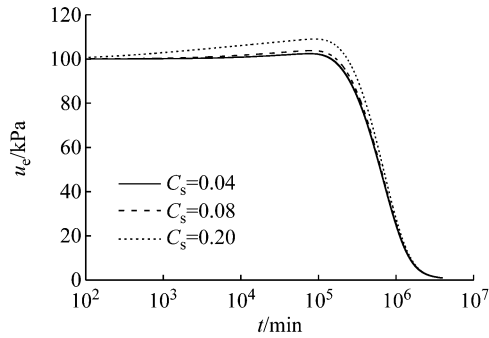


图9 回弹指数对底部超孔压的影响

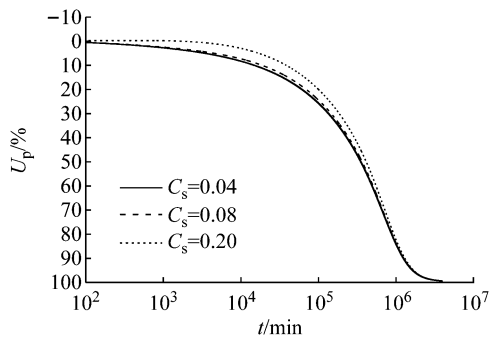
Fig.9 Influence of  $C_s$  on excess pore pressure at bottom

图10 回弹指数对平均固结度的影响

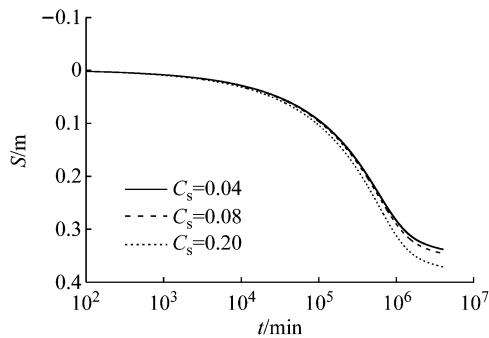
Fig.10 Influence of  $C_s$  on average degree of consolidation

图11 回弹指数对地基沉降的影响

Fig.11 Influence of  $C_s$  on ground settlement

### 3.3 次固结系数对固结进程的影响

为考察次固结系数对固结进程的影响,这里取压缩指数  $C_c=0.4$ ,回弹指数  $C_s=0.04$ ,超固结参数  $R_0=0.8$ ,而次固结系数  $C_\alpha$  分别取 0.004、0.008 和 0.016 进行了计算,结果分别示于图 12 至图 14。

图 12 表明,在加载初期,地基地部不透水面附近的超孔压升高现象随次固结系数的增大而更加显著,但次固结系数影响的主要是超孔压的峰值,而对于达到该峰值需要的时间则影响较小。

图 13 表明,次固结系数  $C_\alpha$  越大,同一时刻的平

均固结度就越小,即地基超孔压的整体消散就越慢。所以,软黏土的黏滞性延缓了地基超孔压的整体消散过程。

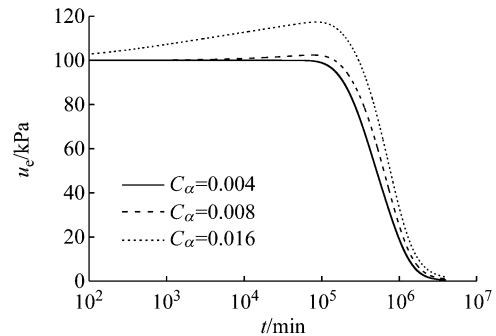
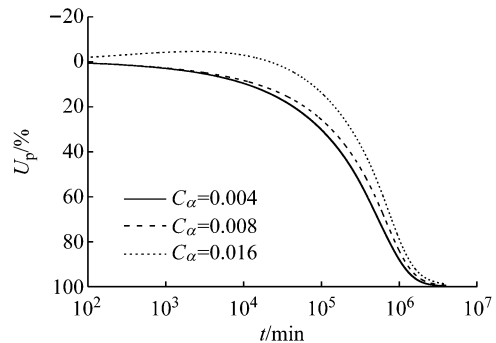
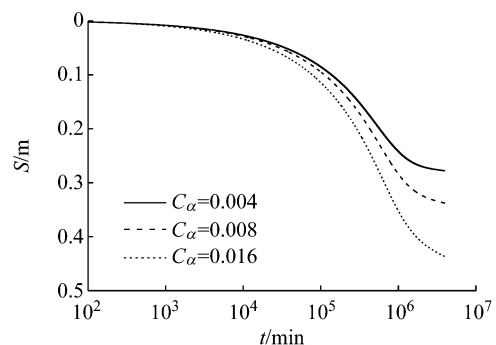
图12 次固结系数  $C_\alpha$  对底部超孔压的影响Fig.12 Influence of  $C_\alpha$  on excess pore pressure at bottom图13 次固结系数  $C_\alpha$  对平均固结度的影响Fig.13 Influence of  $C_\alpha$  on average degree of consolidation

图 14 表明,次固结系数对地基沉降的影响是显著的。随着次固结系数的增大,同一时刻的地基沉降量增大,且地基沉降进入稳定状态所需的时间也明显变长。根据定义,次固结系数是指孔隙比与时间曲线尾端的斜率。由孔隙比与变形的转化关系,则沉降与时间曲线尾端的斜率也能反映次固结系数的相对大小。从图14可以发现,次固结系数增大,尾端斜率

图14 次固结系数  $C_\alpha$  对地基沉降的影响Fig.14 Influence of  $C_\alpha$  on ground settlement

会相应增大,从而相同时间间隔所产生的变形就会增大;同时还可以发现,在尾端近似直线段出现之前,次固结系数对沉降的影响也是不容忽视的,这说明次固结系数对主固结阶段是有影响的,这也印证了按主次固结耦合进行固结分析的必要性<sup>[46]</sup>。

## 4 结论

通过引入考虑时间效应的 UH 本构关系,修正了 CS2 固结模型,据此分析了 UH 模型参数对饱和软黏土地基固结进程的影响。参数分析表明:

(1) UH 模型中初始超固结参数  $R_0$ 、回弹指数  $C_s$  和次固结系数  $C_a$  均会影响固结初期出现的超孔压升高现象。

(2) 地基中超孔压的整体消散随初始超固结参数的增大而变慢,而地基沉降量会随该值的增大而增大。

(3) 回弹指数对以超孔压计算的平均固结度的影响主要表现在固结初期,并且后者会随前者的增大而减小;回弹指数对地基沉降的影响主要表现在固结后期,该值的增大会使地基沉降量变大。

(4) 增大次固结系数会使地基超孔压的整体消散变得缓慢,但同时会使得地基沉降量变大,而且地基沉降进入稳定状态所用的时间明显变长。

## 参考文献:

- [1] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京:水利电力出版社,1983.  
HUANG Wenxi. Engineering properties of soil[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press,1983.
- [2] HANSBO S. Aspects of vertical drain design: darcian or non-darcian flow[J]. Geotechnique, 1997, 47(5): 983.
- [3] 齐添, 谢康和, 胡安峰, 等. 萧山黏土非达西渗性的试验研究[J]. 浙江大学学报(自然科学版), 2007, 41(6): 1023.  
QI Tian, XIE Kanghe, HU Anfeng, *et al.* Laboratorial study on non-darcy seepage in Xiaoshan clay[J]. Journal of Zhejiang University(Engineering Science), 2007, 41(6): 1023.
- [4] DENG Y E, XIE H P, HUANG R Q, *et al.* Law of nonlinear flow in saturated clays and radial consolidation[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2007, 28(11): 1427.
- [5] PASCAL F, PASCAL H, MURRAY D W. Consolidation with threshold gradients [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1981, 5(3): 247.
- [6] 刘慈群. 有起始比降固结问题的近似解[J]. 岩土工程学报, 1982, 4(3): 107.  
LIU Ciqun. The approximate solution of consolidation problem with threshold gradients[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982, 4(3): 107.
- [7] HANSBO S. Deviation from Darcy's law observed in one dimensional consolidation [J]. Geotechnique, 2003, 53(6): 601.
- [8] 刘忠玉, 张天航, 马崇武. 起始水力梯度对饱和黏土一维固结的影响[J]. 岩土力学, 2007, 28(3): 467.  
LIU Zhongyu, ZHANG Tianhang, MA Chongwu. Effect of initial hydraulic gradient on one-dimensional consolidation of saturated clays [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(3): 467.
- [9] 刘忠玉, 孙丽云, 乐金朝, 等. 基于非 Darcy 渗流的饱和黏土一维固结理论[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(5): 973.  
LIU Zhongyu, SUN Liyun, YUE Jinchao, *et al.* One-dimensional consolidation theory of saturated clay based on non-Darcy flow [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(5): 973.
- [10] 鄂建, 陈刚, 孙爱荣. 考虑低速非 Darcy 渗流的饱和粘性土一维固结分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(7): 1115.  
E Jian, CHEN Gang, SUN Airong. One-dimensional consolidation of saturated cohesive soil considering non-Darcy flows[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(7): 1115.
- [11] XIE K H, WANG K, WANG Y L, *et al.* Analytical solution for one-dimensional consolidation of clayey soils with a threshold gradient[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(4): 487.
- [12] 李传勋, 谢康和, 卢萌盟, 等. 变荷载下基于指数形式渗流的一维固结分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(2): 553.  
LI Chuanxun, XIE Kanghe, LU Mengmeng, *et al.* One-dimensional consolidation analysis considering exponential flow law and time-depending loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2): 553.
- [13] DAVIS E H, RAYMAND G P. A nonlinear theory of consolidation[J]. Geotechnique, 1965, 15(2): 161.
- [14] 施建勇, 杨立昂, 赵维炳. 考虑土体非线性特性的一维固结理论研究[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2001, 29(1): 1.  
SHI Jianyong, YANG Li'ang, ZHAO Weibing. Research on one-dimensional consolidation theory considering nonlinear characteristics of soil[J]. Journal of Hehai University(Natural Science), 2001, 29(1): 1.
- [15] XIE K H, XIE X Y, JIANG W. A study on one-dimensional nonlinear of consolidation of double-layered soil[J]. Computers and Geotechnics, 2002, 29(2): 151.
- [16] 马崇武, 刘忠玉. 考虑饱和黏土埋深影响的一维非线性固结[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊 2): 4372.  
MA Chongwu, LIU Zhongyu. One-dimensional nonlinear consolidation considering the buried depth of saturated clay layer[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(S2): 4372.
- [17] 高彦斌. 饱和软黏土一维非线性流变-固结耦合分析[J]. 工程力学, 2006, 23(8): 116.  
GAO Yanbin. One-dimensional nonlinear creep-consolidation analysis of saturated clay[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(8): 116.
- [18] 刘忠玉, 冯桂云, 王喜军. 考虑流变特性的正常固结土一维固结分析[J]. 郑州大学学报(理学版), 2013, 45(2): 110.  
LIU Zhongyu, FENG Guiyun, WANG Xijun. One-dimensional consolidation of normally consolidated soils considering their rheological behaviors [J]. Journal of Zhengzhou University

- (Natural Science), 2013, 45(2): 110.
- [19] 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.  
YUAN Jing, GONG Xiaonan, YI Deqing. Comparison study on rheological constitutive models[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(6): 772.
- [20] BJERRUM L. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings[J]. Géotechnique, 1967, 17(2): 83.
- [21] YIN J H, GRAHAM J. Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(2): 199.
- [22] 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): 42.
- [23] YAO Y P, KONG L M, HU J. An elastic-viscous-plastic model for overconsolidated clays[J]. Science China Technological Sciences, 2013, 56(2): 441.
- [24] 殷建华, JACK I C. 土体与时间相关的一维应力-应变性状、弹黏塑性模型和固结分析(续)[J]. 岩土力学, 1994, 15(4): 65.  
YIN Jianhua, JACK I C. One-dimensional time dependent stress-strain behaviour of soils, elastic visco-plastic modelling, and consolidation analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 1994, 15(4): 65.
- [25] 胡晶, 姚仰平. 基于考虑时间效应的 UH 模型的一维固结分析[J]. 北京航空航天大学学报, 2015, 41(8): 1492.  
HU Jing, YAO Yangping. One-dimensional consolidation analysis of UH model considering time effect[J]. Journal of Beijing University of Aeronautics and Astronautics, 2015, 41(8): 1492.
- [26] MIHASA M. The consolidation of soft clay [J]. Civil Engineering in Japan, 1965, 1(1): 21.
- [27] GIBSON R E, ENGLAND G L, HUSSEY M J L. The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. I: finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers [J]. Géotechnique, 1967, 17(3): 261.
- [28] LEE K, SILLS G C. The consolidation of a soil stratum, including self-weight effects and large strains[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 1981, 5(4): 405.
- [29] MCVAY M, TOWNSEND F, BLOOMQUIST D. Quiescent consolidation of phosphatic waste clays [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 112(11): 1033.
- [30] 谢新宇, 张继发, 曾国熙. 饱和土体自重固结问题的相似解[J]. 应用数学和力学, 2005, 26(9): 1061.  
XIE Xinyu, ZHANG Jifa, ZENG Guoxi. Similarity solution of self-weight consolidation problem for saturated soil[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2005, 26(9): 1061.
- [31] FOX P J, BERLES J D. CS2: a piecewise-linear model for large strain consolidation [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1997, 21(7): 453.
- [32] FOX P J, NICOLA M D, QUIGLEY D W. Piecewise-linear model for large strain radial consolidation[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2003, 21(7): 940.
- [33] FOX P J, LEE J, QIU T. Model for large strain consolidation by centrifuge [J]. International Journal of Geomechanics, 2005, 5(4): 267.
- [34] FOX P J, PU H F, BERLES J D. CS3: large strain consolidation model for layered soils [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(8): 04014041.
- [35] DENG A, ZHOU Y. Modeling electroosmosis and surcharge preloading consolidation. I: model formulation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(4): 04015093.
- [36] DENG A, ZHOU Y. Modeling electroosmosis and surcharge preloading consolidation. II: validation and simulation results [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(4): 04015094.
- [37] MERIC D, HELLWEGGER F, BARBUTO S, *et al.* Model prediction of long-term reactive core mat efficacy for capping contaminated aquatic sediments[J]. Journal of Environmental Engineering, 2013, 139(4): 564.
- [38] MERIC D, HELLWEGGER F, ALSHAWABKEH A N, *et al.* Nonlinear nonequilibrium one-dimensional large-strain consolidation-coupled contaminant transport model of capped sediments[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, 143(8): 04017030.
- [39] FOX P J. Coupled large strain consolidation and solute transport. I: model development[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(1): 3.
- [40] FOX P J. Coupled large strain consolidation and solute transport. II: model verification and simulation results[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(1): 16.
- [41] PU H F, FOX P J. Consolidation-induced solute transport for constant rate of strain. I: model development and simulation results[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(4): 04014127.
- [42] FOX P J, PU H F. Consolidation-induced solute transport for constant rate of strain. II: comparison with incremental loading [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(4): 04014128.
- [43] PU H F, FOX P J. Model for coupled large strain consolidation and solute transport in layered soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, 16(2): 04015064.
- [44] 李西斌. 软土流变固结理论与试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005.  
LI Xibin. Theoretical and experimental studies on rheological consolidation of soft soil [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005.
- [45] 李西斌, 谢康和, 陈全福. 考虑软土流变特性和应力历史的一维固结与渗透试验[J]. 水利学报, 2013, 44(1): 18.  
LI Xibin, XIE Kanghe, CHEN Quanfu. One-dimensional consolidation and penetration tests considering rheological properties and stress history of soft soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2013, 44(1): 18.
- [46] HU Y Y. Particular behaviors of quasi-plastic viscous elastic model under consolidation [J]. International Journal of Geomechanics, 2016, 16(4): 046016003.