

DOI: 10.11779/CJGE2018S2029

基于等时曲线的软黏土弹黏塑性模型

罗庆姿¹, 陈晓平², 袁炳祥^{*1}, 冯德銮¹

(1. 广东工业大学土木与交通工程学院, 广东 广州 510006; 2. 暨南大学理工学院, 广东 广州 510632)

摘要: 软黏土的变形与时间密切相关, 包括固结效应与蠕变效应两部分, 两者相互作用共同影响着土体的变形及长期变形。在 Bjerrum 等时曲线理论的基础上, 推导了一个能描述软黏土变形时效特性的弹黏塑性本构模型, 将此模型代替一维 Terzaghi 固结理论中的线弹性应力 - 应变关系, 并进一步考虑非线性渗流的影响, 实现了一维条件下蠕变 - 固结的非线性耦合作用。本模型中共有 8 个模型参数, 物理意义明确, 均可通过室内试验简单获取, 利用 Crank-Nicolson 有限差分格式在一定的边界条件下可对控制方程进行求解。为验证此模型的有效性, 对室内一维 K_0 侧限固结试验及 Leroueil 和 Kabbaj 的等应变率试验成果进行了模拟, 理论计算值与试验结果能够较好吻合。

关键词: 软黏土; 时效特性; 等时曲线; 弹黏塑性; 蠕变 - 固结耦合

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)S2-0142-05

作者简介: 罗庆姿(1986-), 女, 博士, 讲师, 主要从事土工试验及软土沉降等方面的教学和科研工作。E-mail: luoluo1986220@163.com。

Elastic visco-plastic model for soft clay based on isochronous curves

LUO Qing-zi¹, CHEN Xiao-ping², YUAN Bing-xiang¹, FENG De-luan¹

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China; 2. College of Science and Engineering, Jinan University, Guangzhou 510632, China)

Abstract: The deformation of soft clay is closely related to the time, including both consolidation effect and creep effect, between which the interaction determines the settlement and long-term settlement of soft soils. Based on the Bjerrum's theory of isochronous curves, an elastic visco-plastic constitutive model for soft clay is derived, which is used to replace the linear elastic stress-strain relationship of Terzaghi's consolidation theory. And with further consideration of nonlinear seepage influence, one-dimensional nonlinear governing equations which can couple the effect of creep and consolidation are established. There are 8 model parameters with concise physical meanings in this model, which can be obtained through laboratory tests easily. In addition, the Crank-Nicolson finite difference method can be used to solve the governing equations under certain boundary conditions. In order to verify the validity of the model, the calculated results by this model are contrasted with the results of oedometer tests and Leroueil and Kabbj's CRS tests. It is shown that the calculated values are in good agreement with the experimental results.

Key words: soft clay; time-dependent characteristics; isochronous curve; elastic visco-plastic model; creep-consolidation interaction

0 引言

软黏土地基沉降问题一直是土力学中的经典和难点问题, 区别于砂土, 软黏土变形时间长, 其沉降与时间密切相关, 这主要体现在固结效应与蠕变效应两个方面, 两者相互影响, 共同决定着软黏土的变形及长期变形特性。因此, 建立一个能够准确描述软黏土变形时间特性的计算模型对学术研究和工程实践极其重要。

蠕变效应是在主固结阶段就发生, 还是在主固结完成之后才产生蠕变变形, 这一课题争议性很大, 总

体来说分为假说 A 和假说 B。假说 A 的支持者^[1-3]认为主固结阶段不存在蠕变变形, 或者由于主固结阶段固结效应与蠕变效应的相互作用使得主固结完成时的应力 - 应变曲线是唯一的。而更多的学者支持假说 B^[4-9], 即: 主固结阶段存在蠕变效应, 随着土样高度的增加, 主固结完成时间变长, 主固结阶段的蠕变变

基金项目: 国家自然科学基金项目(41472279, 51308164); 广东省自然科学基金博士启动项目(2016A030310345, 2017A030310244)

收稿日期: 2018-07-22

*通讯作者(E-mail: bingxiangyuan@hit.edu.cn)

形也会随之增加, 主固结完成时的应力 - 应变曲线位置会越靠下。Berre 等^[4]进行了不同高度的海洋软黏土固结试验, 表明土样越厚, 主固结阶段产生的蠕变变形越大。Imai 等^[5]通过自行设计的固结装置, 测得了不同排水距离土单元体的主固结完成时的变形量, 其试验结果也支持假说 B。Kabbaj 等^[6]对 4 个实际工程中应力、应变监测数据的分析也进一步验证了假说 B 的正确性。

在假说 B 的基础上国内外许多学者纷纷提出了自己的弹黏塑性本构模型。殷建华等^[10-11]引入等效时间的概念, 推导出 EVP 本构模型, 该模型可以用于变荷载等级下的软黏土层一维固结分析, 也可模拟恒载作用下软黏土在不良排水状态时的孔隙水压力上升的现象。姚仰平等^[12]提出了瞬时正常压缩线的概念, 建立了超固结土的一维弹黏塑性应力 - 应变关系, 并进一步在 UH 模型屈服方程中引入折算时间, 建立了复杂条件下的弹黏塑性本构模型。Stolle 等^[13]推导了一个可以考虑次固结效应的固结模型, 利用有限单元法进行求解, 并对 Leda 软黏土的固结试验数据进行了模拟。Vermmer 等^[14]引入 Taylor 次固结经验公式, 并基于等时曲线理论, 推导了可以考虑软土时间效应的本构模型。此外, Feng 等^[15]、Madaschi 等^[16]、尹振宇^[17]在时间相关本构模型的建立方面也做了工作。

本文在以上研究的基础上, 基于等时曲线理论, 推导了一种描述软黏土变形时间效应的弹黏塑性本构模型, 并给了模型参数的物理意义及获取方法。将提出的弹黏塑性本构模型与一维 Terzaghi 固结理论相结合, 并利用 Crank-Nicolson 差分法对控制方程进行求解, 将计算结果与试验结果相对比, 验证了模型的有效性与准确性, 并进一步利用模型对 Leroueil 等^[18]的率相关试验成果进行了模拟。

1 非线性弹-黏塑性模型

1.1 等时曲线理论

软黏土的应力 - 应变关系与时间相关。Taylor 进行了大量的二维 K_0 固结试验, 并绘制了不同时间点的应力 - 应变关系曲线, 得到一族平行的时间线(图 1 (a))。随后, Crawford^[19]也开展了正常固结软黏土的长期一维 K_0 固结试验, 描述了土样在不同时刻的孔隙比与荷载对数之间的关系, 也可得到一组近似平行的曲线, 如图 1 (b) 所示。在 Taylor 曲线图和 Crawford 曲线图的基础上, Bjerrum^[20]提出了时间线模型的概念, 他认为固结过程是连续的, 如果人为地将土体变形过程分为主、次固结两个部分则不正确, 他用一组相互平行的直线来简化 Crawford 提出的等时曲线(图 1 (c)), 任一等时间线上的等效时间和等效速率是相

同的, 也就是说任一等时间线上的应力 - 应变 - 时间关系是唯一的, 与加载路径无关。且各相同距离的等时间线所对应的时间单位是 10 倍进制的, 可根据 Taylor 次固结经典公式来计算次固结变形量。从图 1 (c) 中可知, 若从图中 F 点加载到 A 点再蠕变到 B 点, 虽然土体曾受过的最大荷载为 A 点所对应的 σ'_0 , 但再加载时所体现的先期固结压力为 C 点所对应的 σ'_1 , 土体由于蠕变产生了拟超固结的现象。另一方面, 若按不同的速率进行加载, 则会对应不同的屈服压力, 如图中的 F、E、D 点所示。图 1 (d) 给出了本文试验数据所绘制的等时曲线, 从图中可以看出对于此种软黏土, 其试验结果类似于重塑土, 曲线后半部分没有明显的反弯点, 可以基于 Bjerrum 等时间线理论来推导计算模型。

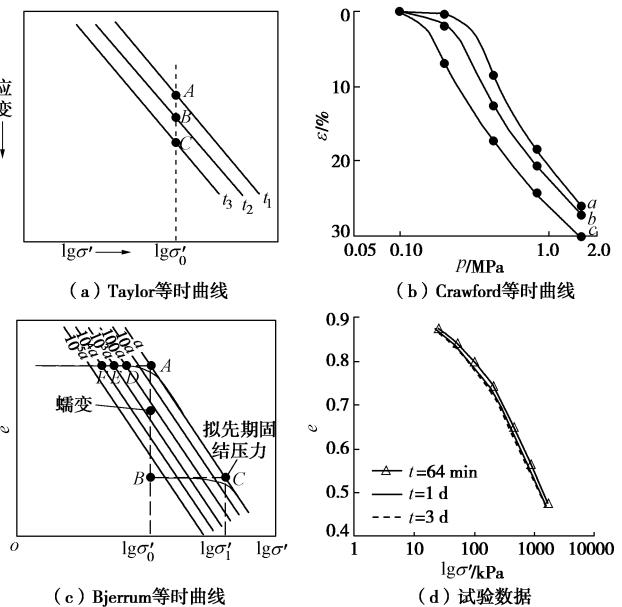


图 1 等时曲线

Fig. 1 Isochronous curves

1.2 弹黏塑性本构模型推导

许多软黏土的一维 CRS 试验结果显示, 应变速率与屈服应力之间存在着对应关系, 随着应变速率的增加, 屈服应力也会相对增加。图 2 等时曲线图中, t_2 时间线上的 C 点可看作土体在 σ'_0 作用下由 t_1 时间线上的 B 点经过 (t_2-t_1) 时间蠕变所致, 由 Bjerrum 等时曲线理论的假设可知任一等时间线上的等效蠕变时间和等效蠕变速率相等, 因此, t_1 , t_2 时间线上的黏塑性应变率之间的关系为 $\dot{\varepsilon}_1^{\text{tp}} > \dot{\varepsilon}_2^{\text{tp}}$ 。

t_1 , t_2 时间线上应力 - 应变关系可表示为

$$\varepsilon_1 = C_{\text{ce}} \cdot [\lg \sigma' - \lg \sigma'_{v1}] + \varepsilon_{1r} \quad (t_1 \text{ 时间线}) , \quad (1)$$

$$\varepsilon_2 = C_{\text{ce}} \cdot [\lg \sigma' - \lg \sigma'_{v2}] + \varepsilon_{2r} \quad (t_2 \text{ 时间线}) , \quad (2)$$

式中, σ' 为任一有效应力, σ'_{v1} 及 σ'_{v2} , ε_{1r} 及 ε_{2r} 分别对应于 t_1 , t_2 时间线上的屈服应力及其所对应的应变值, C_{ce} 为用应变描述的压缩指数。

由图 2 中回弹再压缩曲线上 M_1 、 M_2 点的应力 - 应变关系可知

$$\varepsilon_{1r} = C_{se} \lg \sigma'_{v1} , \quad (3)$$

$$\varepsilon_{2r} = C_{se} \lg \sigma'_{v2} , \quad (4)$$

因此, 在应力 σ'_0 作用下, t_1 , t_2 时间线上对应的应变值为(即 B 、 C 两点分别对应的应变值):

$$\varepsilon_1^0 = C_{ce} [\lg \sigma'_0 - \lg \sigma'_{v1}] + C_{se} \lg \sigma'_{v1} , \quad (5)$$

$$\varepsilon_2^0 = C_{ce} [\lg \sigma'_0 - \lg \sigma'_{v2}] + C_{se} \lg \sigma'_{v2} , \quad (6)$$

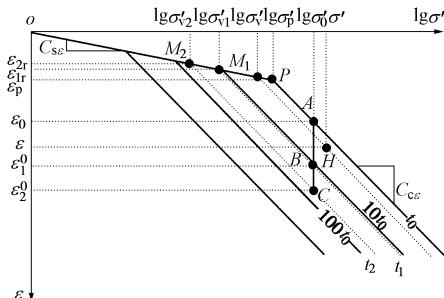


图 2 等时曲线及屈服应力

Fig. 2 Isochronous curves and yield stresses

用式(6)减去式(5), 得

$$\varepsilon_2^0 - \varepsilon_1^0 = [C_{ce} - C_{se}] \cdot [\lg \sigma'_{v1} - \lg \sigma'_{v2}] . \quad (7)$$

图 2 中 B 、 C 两点的应变值可看作由参考时间线上的 A 点分别经过时间 $(t_1 - t_0)$, $(t_2 - t_0)$ 蠕变所至计算:

$$\varepsilon_1^0 = C_{ae} \cdot \lg(t_1 / t_0) + \varepsilon_0 , \quad (8)$$

$$\varepsilon_2^0 = C_{ae} \cdot \lg(t_2 / t_0) + \varepsilon_0 . \quad (9)$$

式中 C_{se} 为用应变描述的回弹再压缩指数, C_{ae} 为用应变描述的次固结系数, t_0 为参考时间, ε_0 为应力 σ'_0 作用下对应参考时间线 (t_0 线) 上的应变值。

将式(8)、(9)代入式(7), 转换可得等效蠕变时间与屈服应力之间的关系:

$$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v2}} \right)^{\frac{C_{ce}-C_{se}}{C_{ae}}} . \quad (10)$$

在荷载 σ'_0 作用下, 任一时间线上的黏塑性应变 ε^{tp} 都可写作

$$\varepsilon^{tp} = C_{ae} \cdot \lg(t/t_0) + \varepsilon_A^p , \quad (11)$$

式中, ε_A^p 为参考时间线上 A 点对应的塑性应变值。

对式(11)求导, 并注意恒定 σ'_0 荷载下塑性应变不随时间变化, 可得等效蠕变速率与等效蠕变时间之间的关系式:

$$\dot{\varepsilon}^{tp} = C_{ae} / (\ln 10 \cdot t) . \quad (12)$$

综合式(10)及式(12), 可得

$$\frac{\dot{\varepsilon}_1^{tp}}{\dot{\varepsilon}_2^{tp}} = \left(\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v2}} \right)^{\frac{C_{ce}-C_{se}}{C_{ae}}} . \quad (13)$$

从式(13)中可以看出, 已知一黏塑性应变率对

应的屈服应力, 则可求解任一黏塑性应变率对应的屈服应力。设 $\dot{\varepsilon}_r^{tp}$ 为参考黏塑性应变率, σ_v^r 为参考屈服应力, 则任意黏塑性应变率 $\dot{\varepsilon}^{tp}$ 对应的屈服应力 σ_v' 为

$$\frac{\dot{\varepsilon}^{tp}}{\dot{\varepsilon}_r^{tp}} = \left(\frac{\sigma'}{\sigma_v^r} \right)^{\frac{C_{ce}-C_{se}}{C_{ae}}} . \quad (14)$$

式(14)描述了屈服应力的率效应, 可进一步对其进行转换得到应力 - 应变 - 时间之间的关系。图 2 中任一点 H 的应变 ε 可描述为

$$\varepsilon = C_{ce} \cdot [\lg \sigma' - \lg \sigma_v^r] + C_{se} \cdot \lg \sigma_v' . \quad (15)$$

用式(15)减去 H 点的弹性应变, 可得黏塑性应变值为

$$\varepsilon^{tp} = [C_{ce} - C_{se}] \cdot \lg(\sigma'/\sigma_v^r) . \quad (16)$$

将式(16)代入式(14), 则可得到有效应力 - 应变 - 应变率之间的对应关系式:

$$\left. \begin{aligned} \dot{\varepsilon}^{tp} &= \dot{\varepsilon}_r^{tp} \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_v'^{re}} \right)^{\frac{C_{ce}-C_{se}}{C_{ae}}} , \\ \sigma_v'^{re} &= 10^{\frac{\dot{\varepsilon}^{tp}}{C_{ce}-C_{se}}} \cdot \sigma_v' . \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

取参考屈服应力 σ_v^r 为参考时间线(一般为固结 24 h)上对应的屈服应力 σ_p^r , 并考虑 Taylor 次固结计算公式, 可将式(17)重新转换为

$$\left. \begin{aligned} \dot{\varepsilon}^{tp} &= \frac{C_{ae}}{t_0 \cdot \ln 10} \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_p^r} \right)^{\frac{C_{ce}-C_{se}}{C_{ae}}} , \\ \sigma_p^r &= 10^{\frac{\dot{\varepsilon}^{tp}}{C_{ce}-C_{se}}} \cdot \sigma_p' . \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

综合考虑弹性应变率, 则有效应力 - 应变 - 应变率之间的关系为

$$\dot{\varepsilon} = \frac{C_{se}}{\ln 10} \cdot \frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} + \frac{C_{ae}}{t_0 \cdot \ln 10} \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_p^r} \right)^{\frac{C_{ce}-C_{se}}{C_{ae}}} , \quad (19)$$

式中, $\sigma_p^r = 10^{\frac{\dot{\varepsilon}^{tp}}{C_{ce}-C_{se}}} \cdot \sigma_p'$ 。

1.3 蠕变-固结控制方程及模型参数

从 Terzaghi 固结理论可得到一维条件下的固结方程为

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} , \quad (20)$$

式中, σ' 为有效应力, ε 为竖向应变, k 为渗透系数, γ_w 为水的重度。

但一维 Terzaghi 固结方程的推导过程中代入的是线弹性的土体本构关系, 且假设渗透系数在土体压密过程中保持不变。但土体变形随时间发展的过程包括固结与蠕变两部分, 为耦合蠕变-固结的相互作用, 用本研究中推导的弹黏塑性本构模型(19)代替一维

Terzaghi 固结理论中的线弹性本构来代入式(20)中, 并进一步根据 Berry 等^[21]提出的经验公式对渗透系数进行修正, 则可得到侧限条件下的非线性蠕变-固结耦合控制方程:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = \frac{C_{se}}{\ln 10 \cdot \sigma'} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} + \dot{\varepsilon}^{tp} , \quad (21a)$$

$$\left. \begin{aligned} \dot{\varepsilon}^{tp} &= \frac{C_{ae}}{t_0 \cdot \ln 10} \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_p^{tr}} \right)^{\frac{C_{ce}-C_{se}}{C_{ae}}} ; \\ \sigma_p^{tr} &= 10^{\frac{\dot{\varepsilon}^{tp}}{C_{ce}-C_{se}}} \cdot \sigma_p' , \end{aligned} \right\} \quad (21b)$$

$$\varepsilon = C_{se} \cdot \lg \sigma' + \dot{\varepsilon}^{tp} , \quad (21c)$$

$$k = k_0 \cdot 10^{[-\varepsilon \cdot (1+e_0)/C_k]} . \quad (21d)$$

蠕变-固结模型中的模型参数共 8 个, 分别为: 初始孔隙比 e_0 ; 用应变描述的压缩指数 C_{ce} 、回弹再压缩指数 C_{se} 、次固结系数 C_{ae} ; 初始渗透系数 k_0 ; 参考时间 t_0 (一般取为 1 d); 参考时间线对应的屈服应力 σ_p' ; 渗透系数折减参数 C_k 。这些模型参数都可以基于一维侧限压缩试验及一维压渗试验来简单获取。

式(21)中相互独立的未知量为有效应力 σ' 及黏塑性应变 $\dot{\varepsilon}^{tp}$, 可在一定的边界条件下利用 Crank-Nicolson 有限差分法进行求解。双面排水条件下的边界条件为

$$\sigma' = p_1 , \quad \dot{\varepsilon}^{tp} = 0 ; \quad (t=0, \quad 0 \leq z \leq H) , \quad (22a)$$

$$\sigma' = p_2 \quad (0 < t < \infty, \quad z=0 \text{ 或 } z=H) . \quad (22b)$$

式中, H 为土样高度, p_1 和 p_2 分别对应加载前、后的荷载。

2 模型计算及验证

2.1 一维侧限固结试验模拟

本文对广东汕头东部吹填软黏土进行了双面排水条件下的一维侧限固结试验。首先对试样在 100 kPa 荷载作用下预压 1 d, 然后卸载至变形稳定后再进行分级加载试验, 加载顺序为 50—100—200—400—800 kPa。同时利用本文推导的蠕变-固结控制方程对试验过程进行了模拟, 模型参数为: $e_0=1.05$, $k_0=4.037 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$, $C_{ce}=0.084$, $C_{se}=0.019$, $C_{ae}=3.12 \times 10^{-3}$, $C_k=0.23$, $k_0=1 \text{ d}$, $\sigma_p'=100 \text{ kPa}$ 。

图 3 给出了模型计算的各级荷载作用下的 $e - \lg t$ 曲线, 从图 3 中可以发现当荷载为 50 kPa 时(超固结), 模拟的主、次固结变形量均较小, 且反弯点不明显; 随着荷载的增加(正常固结), 土样的主、次固结量均增加, 且曲线呈明显的“S”形, 这与试验结果表现一致, 本文提出的模型能较好模拟试验成果。图 4 进一步给出了模拟结果与试验结果的对比图。

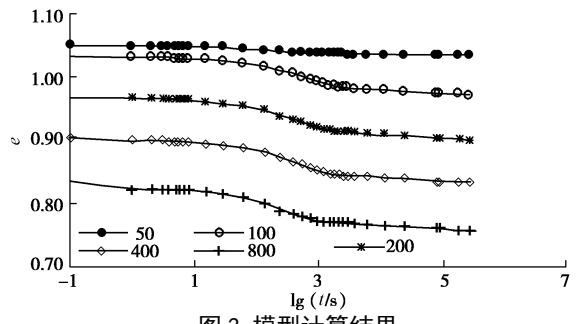


图 3 模型计算结果
Fig. 3 Model calculation results

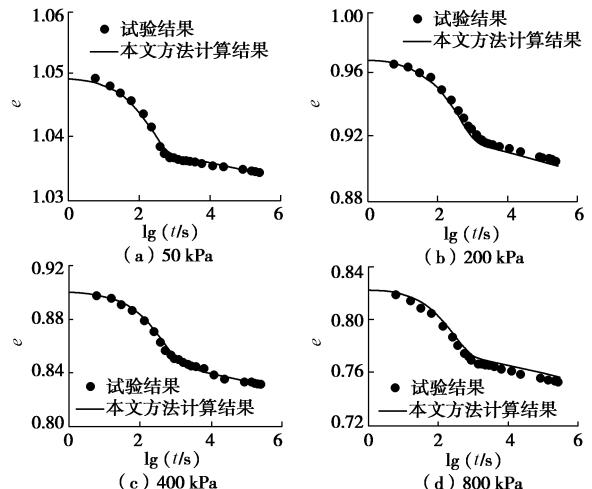


图 4 计算结果与试验结果对比图
Fig. 4 Comparison between calculated and test results

2.2 率效应试验模拟

Leroueil 等^[18]进行了等应变速率和一维蠕变试验, 试验参数为: $C_{se}=0.035$, $C_{ce}=0.38$, $C_{ae}=0.018$, $\dot{\varepsilon}^r=10^{-6}$, $\sigma_p'=103 \text{ kPa}$ 。图 5 给出了模拟结果与试验结果的对比图, 计算结果与试验结果规律一致, 进一步验证了模型的有效性。

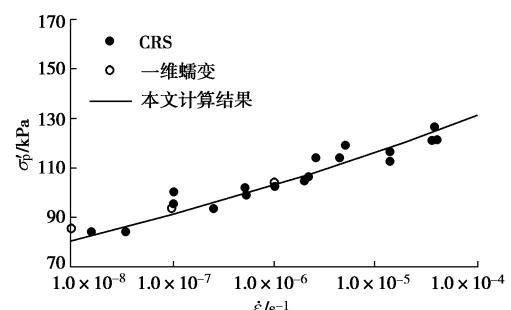


图 5 屈服应力随应变速率变化
Fig. 5 Change of yield stress with strain rate

3 结论

(1) 本文基于 Bjerrum 等时间线理论推导了一维非线性弹黏塑性本构模型, 并将此模型代入 Terzaghi 固结理论, 进一步考虑渗透系数随土样压密的过程, 实现了一维条件下的非线性蠕变-固结耦合。

(2) 控制方程中共有 8 个模型参数: e_0 , C_{ce} , C_{se} , C_{ae} , k_0 , t_0 , σ'_p , C_k , 均可通过简单的一维侧限固结试验和一维压渗试验获取。

(3) 在双面排水的边界条件下, 使用 Crank-Nicolson 差分法对控制方程进行求解, 并对汕头东部软黏土的一维侧限固结试验结果进行了模拟, 计算结果与模拟结果能较好拟合。对 Leroueil 和 Kabbaj 率效应试验成果的模拟进一步验证了模型的有效性。

参考文献:

- [1] LADD C C, FOOTT R, ISHIHARA K, et al. Stress-deformation and strength characteristic[C]// Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, 1977: 421 – 494.
- [2] MESRI G, CHOI Y K. The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship[C]// Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1985: 587 – 590.
- [3] MESRI G. Primary compression and secondary compression[J]. Geotechnical Special Publication, 2003, **119**: 122 – 166.
- [4] BERRE T, IVERSEN K. Oedometer tests which different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression[J]. Géotechnique, 1972, **22**(1): 53 – 70.
- [5] IMAI G, TANG Y X. A constitutive equation of one dimensional consolidation derived from inter-connected tests[J]. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 1992, **32**(2): 83 – 96.
- [6] KABBAJ M, TAVENAS F, LEROUEIL S. In situ and laboratory stress-strain relationships[J]. Géotechnique, 1988, **38**(1): 83 – 100.
- [7] LEONI M, KARSTUNEN M, VERMEER PA. Anisotropic creep model for soft soils[J]. Géotechnique, 2008, **58**(3): 215 – 226.
- [8] NASH D, BROWN M. Influence of destructure of soft clay on time-dependent settlements: comparison of some elastic viscoplastic models[J]. International Journal of Geomechanics, 2015, **15**: 1 – 19.
- [9] KARIM M R, GNANENDRAN C T, et al. Predicting the long-term performance of a wide embankment on soft soil using an elastic-viscoplastic model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, **47**(2): 244 – 257.
- [10] 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[J]. 岩土力学, 1994, **15**(3): 65 – 80. (YIN Jian-hua, 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**(3): 65 – 80. (in Chinese))
- [11] YIN J H, FENG W Q. A new simplified method and its verification for calculation of consolidation settlement of a clayey soil with creep[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **54**(3): 1 – 46.
- [12] 姚仰平, 孔令明, 胡晶. 考虑时间效应的 UH 模型[J]. 中国科学, 2013, **43**(3): 298 – 314. (YAO Yang-ping, KONG Ling-ming, HU Jing. UH model considering temperature effects[J]. Science China Press, 2013, **43**(3): 298 – 314. (in Chinese))
- [13] STOLLE D F E, VERMEER P A, BONNIER P G A. A consolidation model for creeping clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, **36**: 754 – 759.
- [14] VERMEER P A, NEHER H P. A soft soil model that accounts for creep[C]// Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 Years of PLAXIS. Rotterdam: Balkema, 1999: 249 – 262.
- [15] FENG W Q, YIN J H. A new simplified Hypothesis B method for calculating consolidation settlements of double soil layers exhibiting creep[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2017, **41**: 899 – 917.
- [16] MADASCHI A, GAJO A. A one-dimensional viscoelastic and viscoplastic constitutive approach to modeling the delayed behavior of clay and organic soils[J]. Acta Geotechnica, 2017, **12**: 827 – 847.
- [17] 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]. Chines Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(9): 1357 – 1369. (in Chinese))
- [18] LEROUEIL S, KABBAJ M, TAVENAS F, et al. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays[J]. Géotechnique, 1985, **35**(2): 159 – 180.
- [19] CRAWFORD C B. Interpretation of the consolidation test[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1964, **90**(5): 87 – 102.
- [20] BJERRUM L. Embankments on softground: state of the art report[C]// Proceedings of Speciality Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures. Hosier State: Purdue University, 1972: 1 – 54.
- [21] BERRY P L, POSKITT T J. The consolidation of peat[J]. Géotechnique, 1972, **22**(1): 27 – 52.