

DOI: 10.11779/CJGE2019S2002

蠕变黏性土固结沉降计算的新简化方法及验证

殷建华, 冯伟强

(香港理工大学土木与环境工程学院, 香港)

摘 要: 针对黏性土的固结与蠕变之间的关系, 目前存在两个观点: 假设 A 认为固结期间黏性土不会发生蠕变变形, 蠕变变形发生在固结变形之后; 假设 B 则认为黏性土的蠕变是土骨架的固有属性之一, 它与固结变形同时发生。室内单元体试验结果和现场监测数据表明假设 A 常常低估了黏性土的总变形。然而, 基于假设 B 的精确解常需要将土体弹黏塑性本构模型导入有限元软件才能进行固结沉降的分析, 因而限制了该观点的应用。提出了一个考虑多级变荷载作用下蠕变与固结近似耦合分析的新简化方法。该简化方法具有形式简洁, 参数明确的优点, 可适用于黏性土的各种应力-应变状态和加载-卸载-再加载的复杂受力情况。选取瑞典的典型填筑工程, 将新简化方法计算的沉降变形与有限元模拟结果、46 a 的现场监测数据进行了对比分析, 验证了新简化方法的正确性、精确性和广泛的应用范围。

关键词: 新简化方法; 沉降; 有限元法; 黏性土; 黏弹塑性

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S2-0005-04

作者简介: 殷建华(1956—), 男, 博士, 土力学首席讲座教授, 主要从事土力学、软土工程、边坡分析与监测、室内试验及设备开发、地质灾害防治等方面的教学与研究工作。E-mail: cejhyin@polyu.edu.hk。

New simplified method for calculating consolidation settlement of clayey soils exhibiting creep and its verification

YIN Jian-hua, FENG Wei-qiang

(The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China)

Abstract: There are two possible extreme opinions in terms of Hypotheses A and B: Hypothesis A assumes that creep occurs after the consolidation for both laboratory specimen and in-situ condition, whereas Hypothesis B assumes creep occurs during and after the “primary” consolidation. A new simplified method is proposed to calculate the consolidation settlement of clayey soils with creep subjected to the multi-staged ramp loading. The parameters of the new simplified method have the clear physical meanings, and it is easy to be used. With the help of the “equivalent time” concept, both normally consolidated state and over-consolidated state of clayey soils can be considered in the new simplified method. A typical project in Sweden was selected as a multilayered soil profile. The calculated results of the new simplified method offer a good estimation of the settlement by comparing with the results from the finite element analysis and 46 years’ recorded settlement data.

Key words: new simplified method; settlement; finite element method; clayey soil; elastic visco-plasticity

0 引 言

黏性土的沉降通常由固结和蠕变两部分组成。

Ladd 等^[1] 1977 提出一个重要的问题: 土体的蠕变在固结过程中是否会同时发生? 这个问题导致两个观点: 假设 A 认为土体的蠕变在固结沉降结束后才开始; 相反地, 假设 B 认为蠕变是土骨架的特有属性, 蠕变变形只与土体的有效应力-应变状态有关, 因而, 土体的蠕变在固结期间也会同时发生^[2]。

Bjerrum^[3]于 1967 年提出在一维应变下土体压缩得到的等时间线和由于蠕变引起的“拟超固结压力”。殷建华^[4]于 2011 年的黄文熙讲座中介绍了一个考虑一维应变黏性土沉降的简化方法。该简化方法采用蠕变率

与应力路径无关的假设和等效时间的概念可以考虑不同应力-应变状态。Yin 等^[5]于 2016 年在该简化方法的框架上提出了一个可用于黏性土固结沉降计算的新简化方法, 并用有限元与室内不同厚度单元体试验数据验证了新简化方法的精度和应用性。此后, Feng 等^[6]拓宽了该简化方法在多层土工况的应用。在前期工作基础上, 本文将新简化方法应用于多层黏性土在多级变荷载作用下的固结沉降计算, 并采用瑞典长达 46

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目 (“973”计划) (2014CB047001); 香港理工大学基金项目 (PolyU 152196/14E, PolyU 152796/16E)

收稿日期: 2019-04-30

a 现场测试数据与新简化方法计算的结果进行对比分析以验证。

1 黏性土固结沉降方法

1.1 考虑黏性土固结与蠕变的新简化方法

该简化方法推广到多级荷载下黏性土固结与蠕变沉降的计算,表述如下:

$$S_{\text{totalB}} = \sum_{j=1}^m (S_{\text{consolidation},j} + S_{\text{creep},j})$$

$$= \sum_{j=1}^m \{U_{a,j} S_{\text{consolidation},fj} + (\alpha S_{\text{creep},fj} + (1-\alpha) S_{\text{creep},dj})\}, \quad (1)$$

式中, j 表示施加的多级荷载, $U_{a,j}$ 为整个土层在 j 级荷载下的固结度, α 为固结与蠕变的近似耦合参数, 考虑到厚土层与复杂荷载的情况, 本文建议采用 $\alpha = U_{a,j}$ 。 $S_{\text{consolidation},fj}$ 为由 j 级荷载引起的土层最终压缩沉降, 蠕变沉降由忽略孔隙水压力影响的变形部分 $S_{\text{creep},fj}$ 与由于孔隙水压力而推迟的变形 $S_{\text{creep},dj}$ 两部分组成。沉降与每层分土层应变之间的关系为

$$S_{\text{consolidation},fj} = \sum_{k=1}^n (\varepsilon_{fj,k}) h_k, \quad (2)$$

$$S_{\text{creep},fj} = \sum_{k=1}^n (\varepsilon_{\text{creep},fj,k}) h_k \quad S_{\text{creep},dj} = \sum_{k=1}^n (\varepsilon_{\text{creep},dj,k}) h_k, \quad (3)$$

式中, h_k 是划分的每层分土层的厚度。

由于土体应力-应变关系的非线性, 单层或多层土通常要根据厚度划分一定数量的分土层(为保证沉降计算的精度, 笔者建议分土层的厚度不大于 0.5 m)。对比每个分土层的在每一级荷载施加后的应力与先期固结应力可以判定每个分土层具体的应力应变状态, 如图 1 所示。本文从土体的应力应变状态处于超固结状态和正常固结状态两部分进行阐述:

(1) 超固结状态

当土体处于超固结状态时, 土体在施加荷载后的应力小于先期固结压力, 与固结相关的应变如下:

$$\varepsilon_{fj,k} = \frac{C_c}{(1+e_0)} \lg \left(\frac{\sigma'_{zj,k}}{\sigma'_{z(j-1),k}} \right), \quad (4)$$

式中, $C_c/(1+e_0)$ 是超固结线的斜率, $\sigma'_{zj,k}$ 与 $\sigma'_{z(j-1),k}$ 是单元体 k (如图 1 所示) 施加 j 级荷载前后的有效应力状态。对于蠕变沉降的计算, 忽略孔隙水压力影响的蠕变变形部分:

$$\varepsilon_{\text{creep},fj,k} = \frac{C_{\alpha e}}{(1+e_0)} \lg \left(\frac{t_0 + t_{ej,k}}{t_0 + \Delta t_{ej,k}} \right), \quad (5)$$

式中,

$$\Delta t_{ej,k} = t_0 \times 10^{\left(\frac{\varepsilon_{fj,k} - \varepsilon_{zpj,k}}{C_{\alpha e}} \right) \frac{(1+e_0)}{C_{\alpha e}}} \left(\frac{\sigma'_{zj,k}}{\sigma'_{zp(j-1),k}} \right)^{-\frac{C_c}{C_{\alpha e}}} - t_0,$$

$$t_{ej,k} = t - \sum_{j=1}^{j-1} t_j - \frac{t_{ej}}{2} - t_0 + \Delta t_{ej,k}。$$

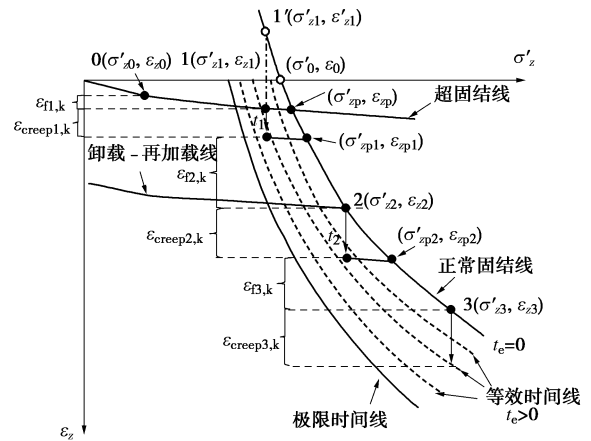


图 1 分土层一维压缩应力-应变计算示意图

Fig. 1 Relationship between vertical strain and vertical effective stress under various stress-strain states

相应地, 由于孔隙水压力而推迟的应变可计算为

$$\varepsilon_{\text{creep},dj,k} = \frac{C_{\alpha e}}{(1+e_0)} \lg \left(\frac{t_0 + t_{ej,k}}{\Delta t_{ej,k} + t_{EOPj,field}} \right), \quad (6)$$

式中, $t_{EOPj,field}$ 指 j 级荷载土层 $U_a=98\%$ 对应的的时间。

(2) 正常固结状态

当土体处于正常固结状态时, 土体在施加荷载后的应力大于先期固结压力, 与固结相关的应变为

$$\varepsilon_{fj,k} = \frac{C_c}{(1+e_0)} \lg \left(\frac{\sigma'_{zp(j-1),k}}{\sigma'_{z(j-1),k}} \right) + \frac{C_c}{(1+e_0)} \lg \left(\frac{\sigma'_{zj,k}}{\sigma'_{zp(j-1),k}} \right), \quad (7)$$

式中, $C_c/(1+e_0)$ 是正常固结线的斜率, $\sigma'_{zp(j-1),k}$ 是考虑上级荷载蠕变更新后的先期固结压力:

$$\sigma'_{zp(j-1),k} = 10^{\left\{ \frac{\varepsilon_{z(j-2),k} - \varepsilon_{zp(j-2),k}}{C_c - C_c} \right\} \frac{(1+e_0)}{C_c}} \times (\sigma'_{z(j-1),k})^{-\frac{C_c}{C_c - C_c}} \times \sigma'_{zp(j-2),k}^{\frac{C_c}{C_c - C_c}}, \quad (8)$$

在正常固结状态下, 忽略孔隙水压力影响的蠕变变形部分可计算:

$$\varepsilon_{\text{creep},fj,k} = \frac{C_{\alpha e}}{(1+e_0)} \lg \left(\frac{t_0 + t_{ej,k}}{t_0} \right), \quad (9)$$

式中, $t_{ej,k} = t - \sum_{j=1}^{j-1} t_j - \frac{t_{ej}}{2} - t_0$ 。类似地, 由于孔隙水压力而推迟的正常固结状态下的蠕变变形为

$$\varepsilon_{\text{creep,dj,k}} = \frac{C_{\alpha e}}{(1+e_0)} \lg \left(\frac{t_0 + t_{ej,k}}{t_{\text{EOP,field}}} \right), \quad (10)$$

基于上述关系, 从体积压缩系数的定义可求得每级荷载作用下单个黏性土层的体积压缩性:

$$m_{vj,i} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n \frac{(\varepsilon_{fj,k} - \varepsilon_{f(j-1),k})}{(\sigma'_{zj,k} - \sigma'_{z(j-1),k})}, \quad (11)$$

$$c_{vj,i} = \frac{k_{z,i}}{\gamma_w m_{vj,i}}, \quad (12)$$

由上可知, 多层土的固结度在黏性土的沉降计算中是一个重要的参数。本文采用 Zhu 等^[7]提出的双层土的固结度计算方法来得到每一级荷载下多层土的固结度 $U_{a,j}$, 详细的推导和计算可以参见文献^[7]。

1.2 考虑黏性土固结与蠕变的传统方法

传统的考虑黏性土固结与蠕变的沉降计算方法是基于假设 A, 相应的公式为

$$S_{\text{totalA}} = S_{\text{primary}} + S_{\text{secondary}} = \begin{cases} \sum_{j=1}^m U_{a,j} S_{fj} & \text{for } t \leq t_{\text{EOPj,field}} \\ \sum_{j=1}^m U_{a,j} S_{fj} + S_{\text{secondary},j} & \text{for } t > t_{\text{EOPj,field}} \end{cases}, \quad (13)$$

式中, S_{totalA} 是黏性土层的总沉降量 (下标 A 指该方法是基于假设 A), 包括固结沉降 S_{primary} 与次固结沉降 (蠕变沉降) $S_{\text{secondary}}$ 两部分, $U_{a,j}$ 指在 j 级荷载下土层的固结度, $t_{\text{EOPj,field}}$ 指 j 级荷载下现场土层固结度 98% 所对应的时间值。

2 Skå-Edeby 工程及有限元模拟分析

2.1 工程简介

据 Larsson 等^[8]报道, 在 Skå-Edeby 进行了采用排水板与不采用排水板处理软黏土地基的现场对比试验, 其中不采用排水板的区域直径为 35 m, 回填高度为 1.5 m (回填料的重度 18 kN/m³, 其施加荷载约 27 kPa), 填筑从 1956 年开始, 施工期为两个月 (60 d)。原土层顶部 2 m 为硬壳层, 下覆 12 m 属典型的软黏性土层。黏性土底部是砂性土, 可视为双面排水的边界条件。详细情况参见文献^[9]。

2.2 有限元模型分析

采用 Plaxis 软件中弹黏塑性本构模型对 Skå-Edeby 工程进行非线性有限元分析。有限元模型如图 2 所示, 采用轴对称分析。顶部与底部为排水边界。回填过程以施加荷载的形式进行模拟, 工期为 60 d, 而后保持足够长时间进行固结沉降分析 (36500 d)。具体的土层参数参见表 1。有限元模型在此分析了二级变荷载, 如图 2。

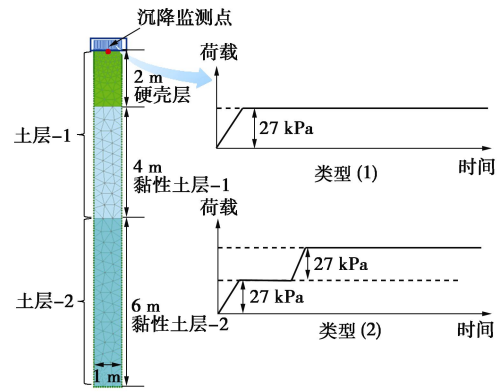


图 2 有限元模型示意图: 荷载类型 1; 荷载类型 2

Fig. 2 Finite element modelling with three types of multistaged ramp loadings: Case 1 and Case 2

表 1 有限元模型中土层参数

Table 1 Soil parameters in finite element simulation

土层参数	黏性土-1(硬壳层)	黏性土-1	黏性土-2
$\gamma_{\text{soil}}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	15.46	15.46	16
OCR	—	1.1	1
POP/kPa	100	—	—
λ^*	0.1209	0.1209	0.098
κ^*	0.04	0.04	0.059
μ^*	0.006	0.006	0.0054
$k_v/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$	1.24×10^{-4}	1.24×10^{-4}	2.12×10^{-4}
c'/kPa	0.1	0.1	0.1
$\phi/(\circ)$	20	30	28

3 黏性土固结沉降方法的验证

3.1 简化方法计算

首先要将土层划分若干分土层并根据土体的有效重度确定每个分土层的初始应力状态。根据每个分土层的先期固结压力和最终应力以确定各分土层的应力状态 (正常固结状态与超固结状态)。需要注意的是, 对于多级荷载情况, 分土层的先期固结压力与上一级的荷载和施加时间相关, 需要用式 (8) 更新。而后, 根据土体的应力状态, 计算土的固结沉降与蠕变沉降。在第一级荷载下, 土层 1 的体积压缩系数 $m_{v1}=0.00267 \text{ kPa}^{-1}$; 土层 2 的体积压缩系数 $m_{v2}=0.00154 \text{ kPa}^{-1}$, 相应地, 据式 (12), $c_{v1}=0.00473 \text{ m}^2/\text{d}$; $c_{v2}=0.00140 \text{ m}^2/\text{d}$ 。在第二级荷载下, 土层 1 的体积压缩系数 $m_{v1}=0.000371 \text{ kPa}^{-1}$; 土层 2 的体积压缩系数 $m_{v2}=0.000322 \text{ kPa}^{-1}$, $c_{v1}=0.0341 \text{ m}^2/\text{d}$; $c_{v2}=0.00670 \text{ m}^2/\text{d}$ 。从而计算多层土的固结度。限于篇幅, 本文不予详细阐述, 详细过程可参见文献^[6]。

3.2 简化方法计算结果验证

图 3 将两种荷载下新简化方法计算的沉降、传统

方法计算的沉降、有限元模拟结果及 Skå-Edeby 工程实测数据进行比较, 并采用两个特定的时间点以确定新简化方法与传统计算方法的相对误差。由图 3 中可看出, 在荷载类型 1 情况下, 新简化方法计算的沉降与有限元模拟的结果、实测的数据非常的接近, 其相对误差在 9%以内。传统的计算方法由于在固结期间不考虑蠕变沉降, 明显地低估了固结沉降, 随时间的发展, 其低估的量逐渐变大, 其相对误差在 38%~47%之间。在荷载类型 2 下, 新简化方法计算的结果与有限元结果亦具有较好的一致性, 对应地, 传统的计算方法依然低估了沉降。

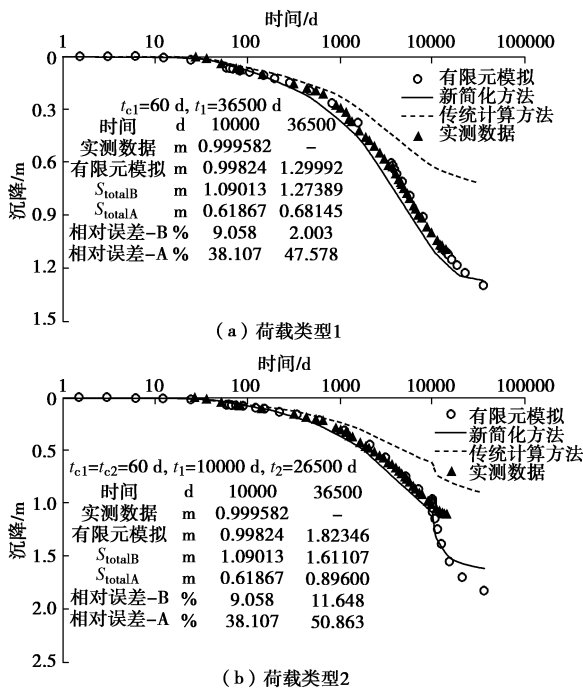


图 3 简化方法计算结果、传统方法计算结果、有限元分析结果与 Skå-Edeby 工程实测数据比较

Fig. 3 Comparison of settlement-log(time) curves from measured data, simulations and calculations

4 结 语

本文介绍了一种考虑黏性土蠕变的一维压缩沉降新简化计算方法, 该方法适用于单层土、多层土在单级和多级变荷载等多种情况。通过采用该简化方法计算的结果与长期实测数据、有限元模拟结果进行比较可发现该简化方法较为精确地计算出黏性土的长期沉降。

参考文献:

- [1] LADD C C, FOOTT R, ISHIHARA K, et al. Stress-deformation and strength characteristics. state-of-the-art report[C]// Proc 9th Int Conf Soil Mech Found Engng. Tokyo, 1977, 2: 421 - 494.
- [2] YIN Jian-Hua, GRAHAM James. Elastic visco-plastic modelling of one-dimensional consolidation[J]. Géotechnique, 1996, 46(3): 515 - 527.
- [3] BJERRUM L. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings[J]. Géotechnique, 1967, 17(2): 83 - 118.
- [4] 殷建华. 从本构模型研究到试验和光纤监测设备研发. 岩土工程学报, 2011, 33(1):1 - 15. (YIN Jian-hua. From constitutive modeling to development of laboratory testing and optical fiber sensor monitoring technologies. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 1 - 5. (in Chinese))
- [5] YIN Jian-Hua, 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, 2016, 54(3): 333 - 347.
- [6] 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(6): 899 - 917.
- [7] ZHU Guo-fu, YIN Jian-hua. Consolidation of double soil layers under depth-dependent ramp load[J]. Géotechnique, 1999, 49(3): 415 - 421.
- [8] LARSSON R, MATTSSON H. Settlements and shear strength increase below embankments[R]. Geotechnical Institute Report, 2003: 63.
- [9] HOLTZ R D, BROMS, B. Long-term loading tests at Ska-Edeby, Sweden[C]// Proc of ASCE Spe Conf Perf of Earth Sup Structures. Lafayette, 1972: 273 - 284.

(责编: 黄贤沙)