

DOI: 10.16285/j.rsm.2018.0372

柔性侧限条件下软土的变形特性及固结模型

罗庆姿¹, 陈晓平², 袁炳祥¹, 冯德奎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: 软黏土具有含水率高、压缩性强、泊松比大的物理特性。对于深厚软黏土地基而言, 在竖向荷载的作用下很难保证侧向变形为 0, 适当考虑侧向变形的柔性约束条件可能更符合工程实际。因此, 提出了柔性侧限条件下的竖向固结试验方法, 对原状土样及重塑土样分别进行了不同侧向约束条件下的竖向固结对比试验, 分析了侧限条件对软黏土沉降特征及变形参数的影响。试验结果表明, 柔性侧限条件下土体的主固结变形量、次固结变形量均较 K_0 侧限条件下的大, 主固结完成时间较短, 且等时曲线非线性化程度更高。基于试验成果及 ε - $\lg p$ 曲线, 引入非达西渗流理论, 对一维 Terzaghi 经典固结理论进行修正, 建立了柔性侧限约束条件下的非线性控制方程, 此计算模型参数通过柔性侧限固结试验获取, 可计算一定侧向变形条件下土体的变形特性, 通过对室内试验成果的模拟验证了模型的有效性。

关 键 词: 软黏土; 柔性侧限; 固结试验; ε - $\lg p$ 曲线; 非线性模型

中图分类号: TU 447

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2019)06-2264-11

Deformation behavior and consolidation model of soft soil under flexible lateral constraint

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

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou, Guangdong 510006, China;

2. College of Science and Engineering, Jinan University, Guangzhou, Guangdong 510632, China)

Abstract: Soft clay is characterized by high water content, large compressibility and Poisson's ratio. For thick soft soil foundation, it is difficult to ensure that the lateral deformation remains zero under vertical loading. The condition of flexible constraints with proper consideration of lateral deformation is more realistic with engineering practices. Therefore, in this paper, a consolidation test with flexible lateral constraints was conducted on the undisturbed and remodeled soils. The influences of the lateral constraints on the settlement characteristics and deformation parameters of soft clay were investigated. The results show that both the primary and secondary consolidation deformations of the soil under flexible constraints are greater than those under the K_0 lateral confining conditions, as well as performing a shorter consolidation time and more nonlinear isochronous curves. The theory of non-Darcy flow was introduced to modify the Terzaghi's consolidation theory, so that nonlinear governing equations considering the certain lateral deformation effect were deduced. Furthermore, the parameters of the calculated model were obtained from the flexible lateral restraints consolidation tests. Finally, the validity of the proposed model was verified by the laboratory test results.

Keywords: soft clay; flexible geometric confined; consolidation test; ε - $\lg p$ curve; non-linear model

1 引 言

软土地基沉降问题一直是土力学的经典问题, 现行规范采用的计算方法是基于室内 K_0 侧限固结试验和 Terzaghi 固结理论。对于吹填软黏土来说, 由于其泊松比大, 一般很难满足 K_0 侧限条件, 故采

用这种方法可能会低估侧向变形对土体沉降的影响, 导致实际工程地基的沉降量大于常规计算方法的计算值。

Terzaghi^[1]在第五届国际土力学及基础工程大会中就曾提出, 计算软土的后期变形要同时考虑次固结效应和由剪应力引起的蠕变效应的影响。周镜

收稿日期: 2018-05-30

基金项目: 国家自然科学基金 (No.41472279, No.51809050); 广东省自然科学基金-博士启动 (No.2016A030310345)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (41472279, 51809050) and the Natural Science Foundation of Guangdong Province (for Doctors) (2016A030310345).

第一作者简介: 罗庆姿, 女, 1986 年生, 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: luolu1986220@163.com

通讯作者: 袁炳祥, 男, 1983 年生, 博士, 副教授, 主要从事土工试验及桩基理论的科研工作。E-mail: yuanbx@gdut.edu.cn

院士^[2]也指出, 采用经典一维固结理论分析软土地基沉降时, 没有考虑偏应力对竖向变形的影响, 而大多数情况下软土受荷时将产生侧向变形, 在固结过程中不断发展的侧向变形将使土体的竖向沉降增大。Loganathan^[3]、Tavenas^[4]等统计了大量软黏土侧向变形与沉降之间的关系, 并明确给出了侧向变形对沉降影响的定量表达式。Magnan 等^[5]对 Cubzac 试验堤的监测结果也表明, 侧向变形在填土结束后很长时间内都向外发展, 剪应力引起的竖向变形对主固结阶段有影响, 侧向变形对沉降的影响不可忽略。因此, 在试验过程中合理考虑一定侧向变形的影响, 能够获取更符合工程实际的试验参数, 为准确计算地基沉降提供了试验基础。

为了使沉降计算值更好地吻合实际, 工程中常采用修正系数的方法^[6-9], 也有学者通过研究提出了一些理论计算方法^[10-18]。如 Skempton 等考虑应力路径的影响, 引入孔隙水压力系数的概念, 对一维固结沉降值乘以一个系数^[10]。杨光华等^[13-14]基于 $e-p$ 曲线及 Duncan-Chang 模型提出了非线性切线模型的概念, 把竖向沉降分为 K_0 侧限条件下的沉降及侧向变形引起的沉降两部分。王志亮^[15]、张宇^[16]等借鉴有限元计算方法, 计算出地基的侧向变形及沉降, 根据数值计算结果给出了一般软土的沉降修正系数, 以考虑侧向变形的影响。李国维等^[17]对原状超固结软土进行了平面变形蠕变试验, 提出侧向约束对超固结土的体积蠕变有一定影响, 并提出了与主应力比和超固结剪应力比相关的经验模型。这些理论方法注意到了侧向变形对沉降的影响, 所提出的方法具有理论支持, 但是由于实际的侧向变形和沉降是同时发生, 因此, 最有效的方法应该是能够复制这种现场效应。

本文根据现场吹填软土的实际变形特征, 提出了一种新的固结试验方法, 可以模拟土体在竖向变形的同时产生有限的侧向变形, 以便直接获取土体在发生一定侧向变形条件下的压缩参数。该方法简单, 且没有改变现行规范的计算方法, 理论严谨。进一步基于试验成果, 考虑非达西渗流的影响, 对经典一维 Terzaghi 固结理论进行了修正, 建立了可以考虑侧向变形的非线性控制方程, 此模型参数由柔性侧限条件下的固结试验决定, 更符合工程实际。

2 试验模型及方法

对于吹填软土层来说, 在竖向荷载作用下, 现场土体的侧向变形不容忽视, 采用室内 K_0 侧限固结

试验获得的压缩性指标计算的沉降明显小于现场实测沉降。为了使试验条件尽可能接近实际条件, 本文提出了一种柔性侧限固结试验方法, 即将 K_0 固结试验中的刚性护环用厚橡皮膜代替, 使之在竖向荷载下可以发生一定的侧向变形。但排水条件仍是竖向的, 所以试验条件还是近似符合一维固结条件, 可用于沉降计算参数的获取。自行设计的试验装置基于 K_0 固结仪, 如图 1 所示。

区别于传统的一维 K_0 侧限固结试验, 柔性侧限固结试验中土样的侧向位移是被柔性约束, 土样能够产生一定的侧向变形, 可以考虑侧向变形对土体受力变形特性的影响。另一方面, 柔性侧限固结试验也有别于三轴等比试验, 试样始终处于压密状态, 不会产生剪切破坏。为便于对比, 柔性侧限固结试验土样的面积、高度和一维 K_0 侧限固结试验一致, 且土样中水的渗流仅沿竖向发生, 试验过程中土体的侧向约束条件是唯一的变量。

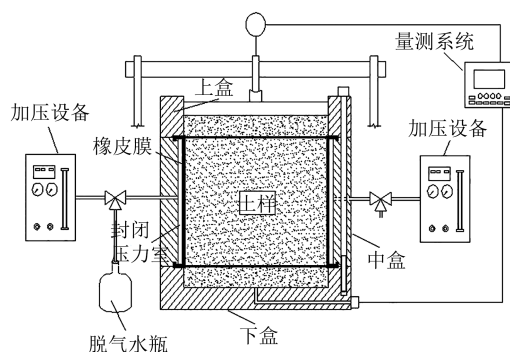


图1 试验装置原理图

Fig.1 Schematic diagram of the test apparatus

试验时, 首先排出柔性封闭压力室内的气泡, 将土样放置于橡皮膜内侧, 上下两面由透水石封闭, 试验过程中的排水条件为双面排水, 并通过围压加压设备保证试验过程中对土样对称、均匀施加围压。试验时竖向压力由砝码控制, 各级荷载下的侧向围压与竖向压力比值保持在一定值 K , 即 $K = \sigma_3 / \sigma_1 = \text{const}$ 。试验加载过程中, 应尽可能保证竖向压力与侧向围压同步施加。

3 试验方案及成果分析

3.1 试验方案

试验土样取自广东汕头市东部城市经济带新溪片区, 利用直径 5 cm、高 50 cm 的薄壁取土器获取地表下 9.0 m 深度处的原状吹填土样, 土样呈灰

黑色, 局部夹杂砂和贝壳, 为淤泥质软黏土, 先期固结压力约为 55 kPa, 上覆土重约为 155 kPa, 处于欠固结状态。原状土样的基本物理力学特性如表 1 所示, 由表可知土样含水率、饱和度均较高, 处于流塑状态。且该土样小于 0.075 mm 的粒径占比 85% 以上, 主要由黏粒和粉粒组成, 并夹杂着少量中细砂。

为了更好地分析侧向变形对竖向沉降的影响,

本文同时采用相同试样进行了一维 K_0 侧限固结试验进行对比, 试验方案如表 2 所示。为使柔性侧限固结试验中土样能发生一定量的侧向变形, 试验中 K 值取为 0.6, 小于静止土压力系数 K_0 , 其中根据经验公式 $K_0 = 1 - \sin\phi' \approx 0.76$ 。为消除温度对试验结果的影响, 对比试验的温度均控制在 $(24 \pm 1)^\circ\text{C}$ 。重塑土样先在 25 kPa 的荷载下进行预压, 预压后的孔隙比为 1.42, 预压后再按表 2 中的加荷序列进行分

表 1 原状土样的基本物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of the undisturbed soils

取样深度 / m	天然密度 $\rho / (\text{g}/\text{cm}^3)$	土粒相对密度 d_s	含水率 $w / \%$	初始孔隙比 e_0	饱和度 $S_r / \%$	液限 $w_L / \%$	塑限 $w_p / \%$	有效内摩擦角 $\phi' / (^\circ)$	黏聚力 c / kPa
9.0	1.73	2.63	54	1.67	98	35.5	21.5	13.8	20.4

表 2 柔性侧限条件和 K_0 侧限条件下的固结试验方案

Table 2 Test schemes of oedometer tests under flexible lateral constraint condition and K_0 lateral constraint condition

对照 试验组	试验方法	试样编号	初始孔隙比 e_0	试样高度 / cm	固结时间 / d	加荷方式 / kPa
原状土	K_0 侧限固结试验	1-1	1.67	4	6	50→100→200→400→800
	柔性侧限固结试验	1-2	1.67	4	6	竖向荷载: 50→100→200→400→800 侧向围压: 30→60→120→240→480
重塑土	K_0 侧限固结试验	2-1	1.42	4	4	25→50→100→200→400→800
	柔性侧限固结试验	2-2	1.42	4	4	竖向荷载: 25→50→100→200→400→800 侧向围压: 15→30→60→120→240→480

级加载。

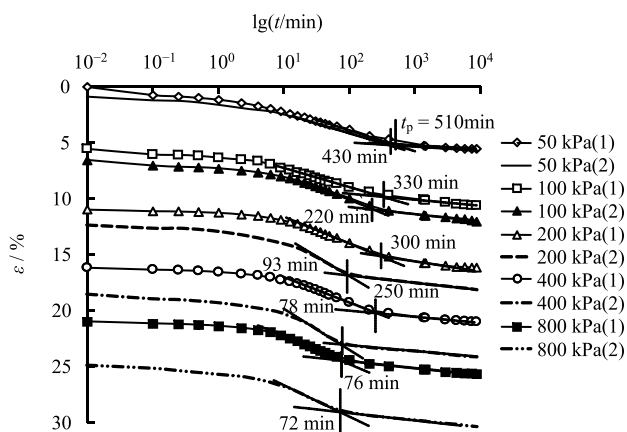
3.2 试验成果分析

在一维 K_0 侧限固结试验中, 土体的侧向变形被刚性约束, 整个试验过程中土样的截面面积保持为常量, 孔隙比 e_i 与竖向累积应变 ε_i 两者之间可以通过公式进行简单换算。而在柔性侧限固结试验中, 由于允许土样发生一定的侧向变形, 在整个加载过程中土样截面面积不断增加, 通过应变获取孔隙比的公式不再适用, 而常用的描述土体压缩特性的压缩模量、压缩指数、次固结系数等参数都是用孔隙比来表示, 因此, 需要将用孔隙比描述的各参数重新用竖向应变的形式来定义。

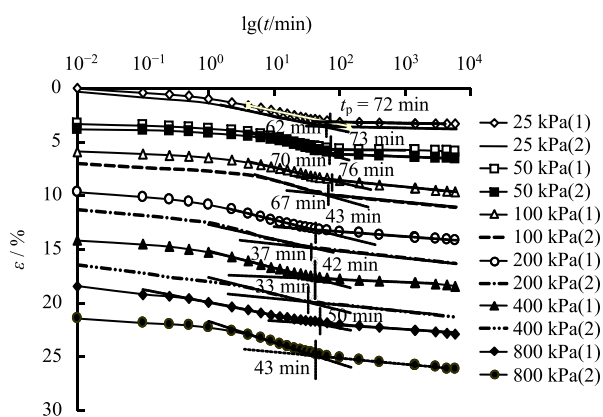
3.2.1 变形时间曲线

图 2 给出了原状土与重塑土的 K_0 侧限固结试验及柔性侧限固结试验的应变-时间曲线对比图, 图例中(1) 代表 K_0 侧限固结试验, (2) 代表柔性侧限固结试验。从试验结果可知, 两种侧限条件下的应变-时间曲线的发展趋势是一致的, 都呈现 S 型, 有明显的反弯点。在超固结阶段, 土样的主固结变形量及次固结变形量都较小。而一旦进入正常固结阶段, 两种侧限条件下土样的主、次固结变形量均

有明显的增加, 这表明柔性侧限条件下土体的变形仍以孔隙水压力消散、土体体积压密的固结变形为主。另一方面, 柔性侧限固结试验中的土样在加荷初期会发生一定瞬时沉降, 这是由于在加荷初期土样虽然来不及排水固结, 但由于侧向变形的发生产生了剪切变形。并且在相同的荷载等级作用下, 柔性侧限固结试验中土样的主、次固结变形量均比 K_0 侧限固结试验中的大。这是由于在试验全过程中, 柔性侧限固结试验中的土样允许发生一定的侧向变形, 其变形由体积变形及剪切变形两部分构成, 以体积变形为主、剪切变形为辅。但 K_0 侧限固结试验中土样的侧向位移被刚性约束, 土样仅仅发生了体积变形。因此, 在柔性侧限固结试验中土样的变形时间曲线趋势仍与 K_0 侧限固结试验中的一致, 但变形量有所增加。整体来说, 柔性侧限条件下的主固结完成时间较 K_0 侧限条件下的短, 这可能是由于瞬时变形的产生, 也可能是由于侧向变形的产生使得土体的固结变形更容易发生, 这同时也表明柔性侧限条件下的竖向变形速率大于 K_0 侧限条件。对比原状土样及重塑土样在两种侧限条件下的试验成果, 侧限条件对原状土的变形影响大于重塑土。



(a) 原状土



(b) 重塑土

图2 不同侧限条件下的应变-时间曲线

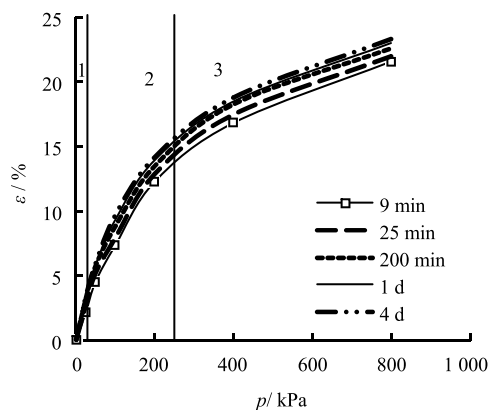
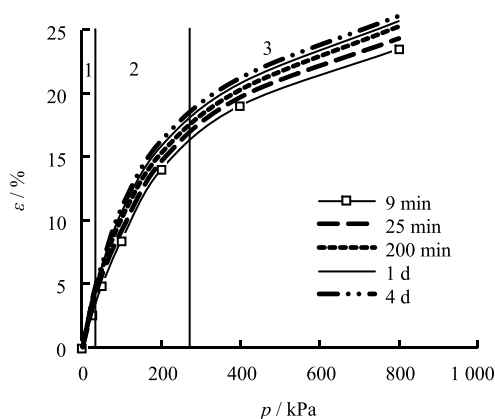
Fig.2 Strain-time curves of the consolidation tests with different lateral constraints

3.2.2 等时曲线

重塑土在两种侧限固结试验中的等时曲线如图3所示。从图中可以发现, 两组曲线的发展趋势一致, 都为偏向应力坐标轴的曲线, 土体都呈现出非线性变形的特性。当上部荷载小于某荷载强度时(第1阶段内), 各时间线上的应力-应变关系近似为线性, 呈线出弹性变形的特性, 且随着时间的增加, 曲线斜率变大。当荷载进一步加大至第2阶段内时, 土体的非线性变形特性增强, 出现明显的反弯点, 土体呈现出强塑性变形的特性。随着荷载的继续增大(第3阶段内), 这时各等时曲线间近似平行, 这可能由于荷载较大时土体的结构性完全被破坏。但是, 柔性侧限条下等时曲线的非线性程度更高, 反弯点处的荷载值也有所增加, 这是由于柔性侧限条件下土体还发生了非线性的剪切变形。

3.2.3 压缩指数、回弹再压缩指数

土的压缩指数 C_c 的定义为: 正常固结阶段土体

(a) K_0 侧限固结试验

(b) 柔性侧限固结试验

图3 两种侧限条件下的等时曲线

Fig.3 Isochronous curves of the consolidation tests with two lateral constraints

在 K_0 侧限条件下孔隙比减小量与竖向有效应力对数值增量的比值, 表达式为

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg(p_2 / p_1)} \quad (1)$$

式中: p_1 为前一级荷载的压力强度; p_2 为加荷后的压力强度; e_1 、 e_2 分别对应为荷载 p_1 、 p_2 作用下土样稳定时的孔隙比。

便于两种侧限条件下土体压缩特性的对比分析, 并能描述有侧向变形条件下的土体变形特性, 定义柔性侧限条件下应变描述的压缩参数为轴向变形指数 C_{ce}^k 。轴向变形指数 C_{ce}^k 的定义为: 正常固结阶段土体在柔性侧限条件下轴向应变增加量与竖向有效应力对数值增量的比值, 表达式为

$$C_{ce}^k = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\lg(p_2 / p_1)} \quad (2)$$

式中: ε_1 、 ε_2 分别对应为荷载 p_1 、 p_2 作用下土样稳

定时的竖向累积应变。

在 K_0 侧限条件下, 侧向应变 $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, 土样在受荷压缩过程中横截面尺寸不变, 因此, 可推导孔隙比与竖向累积应变之间的关系式为

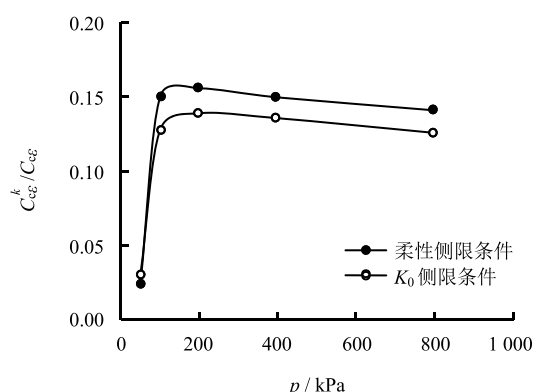
$$e_i = e_0 - \frac{\Delta h_i}{H_0}(1 + e_0) = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_i \quad (3)$$

式中: e_0 为初始孔隙比; Δh_i 为各级荷载作用下的累积变形量; H_0 为土样初始高度。

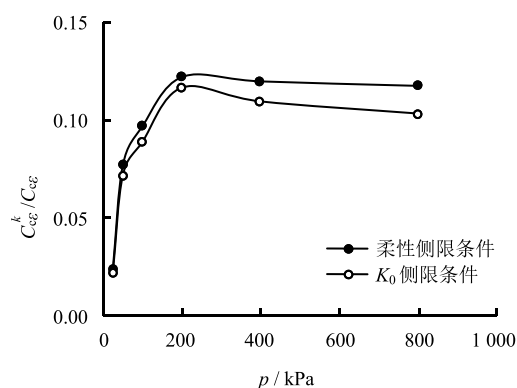
将式 (3) 代入式 (1), 便可得到 K_0 侧限条件下用应变描述的压缩指数 C_{ce} 为

$$C_{ce} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\lg(p_2 / p_1)} = \frac{e_1 - e_2}{\lg(p_2 / p_1)(1 + e_0)} = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad (4)$$

图 4 给出了原状土及重塑土在两种侧限条件下的压缩指数 (轴向变形指数) 随荷载变化的曲线图。该图表明, 柔性侧限条件下的轴向变形指数随荷载的变化趋势和 K_0 侧限条件下压缩指数随荷载的变化趋势一致, 都是随着荷载的增加先急剧增加, 后



(a) 原状土 (1-1、1-2)



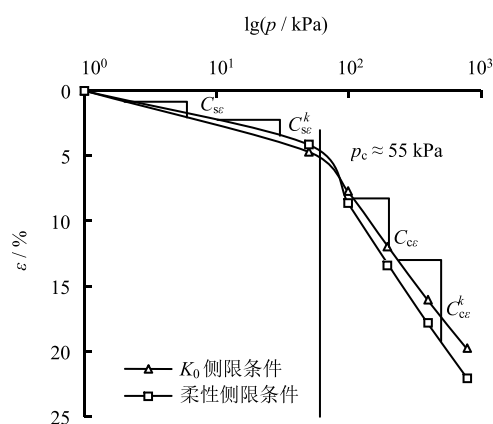
(b) 重塑土 (2-1、2-2)

图 4 两种侧限条件下土体变形参数的比较
Fig.4 Deformation parameters of the consolidation tests with two lateral constraints

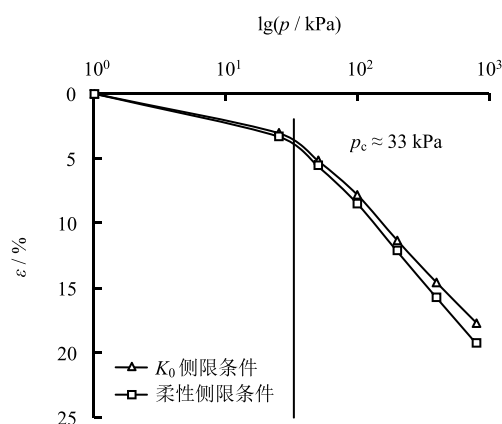
随荷载的变化不大。但在正常固结阶段相同荷载等级下, 柔性侧限条件下的变形参数较 K_0 侧限条件下的大, 即相同荷载作用下柔性侧限条件下土样在主固结阶段产生的竖向变形值更大, 且两者的比值约为 1.05~1.14, 忽略侧向变形对土体沉降的影响可能会低估实际土体的变形量。

3.2.4 主固结完成时的 ε - $\lg p$ 曲线

图 5 给出了原状土样及重塑土样在两种侧限条件下主固结完成时的荷载-应变曲线。图中 C_{ce} 、 C_{se} 分别为 K_0 侧限条件下 ε - $\lg p$ 曲线正常固结阶段、超固结阶段的平均斜率, C_{ce}^k 、 C_{se}^k 分别为柔性侧限条件下 ε - $\lg p$ 曲线正常固结阶段、超固结阶段的平均斜率。从图中可以看出, 无论原状土样还是重塑土样, 在两种不同侧限条件下的主固结完成时的 ε - $\lg p$ 曲线趋势一致, 只是柔性侧限条件下土样主固结完成时的 ε - $\lg p$ 曲线整体位于 K_0 侧限条件下曲线的下



(a) 原状土 (1-1、1-2)



(b) 重塑土 (2-1、2-2)

图 5 两种侧限条件下主固结完成时的 ε - $\lg p$ 曲线
Fig.5 ε - $\lg p$ curves of the consolidation tests with two lateral constraints

方,并随着荷载的增加两曲线之间的差距越来越大,即表明在各级荷载作用下柔性侧限固结试验中土样主固结完成时的应变值均大于 K_0 侧限固结试验。当上部荷载小于先期固结压力 p_c 时(原状土 $p_c \approx 55$ kPa, 重塑土 $p_c \approx 33$ kPa), 两种侧限条件下主固结完成时的应变值相差不大, $C_{se}^k \approx (0.90 \sim 1.03) C_{se}$, 这是由于在超固结阶段土样的变形量较小, 且结构性的作用使柔性侧限条件下土样发生的剪切形变量也较小。当土样处于正常固结阶段时, 两种侧限条件下主固结完成时的应变值相差较大, 且随着荷载等级的增加两种侧限条件下应变之间的差异也逐渐增加, $C_{ce}^k \approx 1.08 C_{ce}$, 这是由于当上部荷载大于先期固结压力时, 土样的结构性逐渐被破坏, 土样的竖向变形量较超固结阶段加大, 且此时柔性侧限条件下土颗粒位置能更好地进行调整, 产生较大的剪切形变。比较原状土样及重塑土样的试验曲线可知, 重塑土样在两种侧限条件下主固结完成时的 $\varepsilon - \lg p$ 曲线间的差距较原状土样的小, 这可能是由于重塑土样在预压后的初始孔隙比较小, 及重塑土样的结构性比原状土样的差。

3.2.5 蠕变变形

Buisman 定义^[19]: K_0 侧限条件下, 土体次固结系数为主固结完成后第一个单位对数循环周期内孔隙比的变化量, 用符号 C_a 表示, 表达式为

$$C_a = \frac{e_1 - e_2}{\lg t_2 - \lg t_1} \quad (5)$$

式中: t_1 为主固结完成时间; t_2 为第 1 个对数循环周期结束的时刻; e_1 、 e_2 、 ε_1 、 ε_2 分别为时刻 t_1 、 t_2 所对应的孔隙比及竖向累积应变。

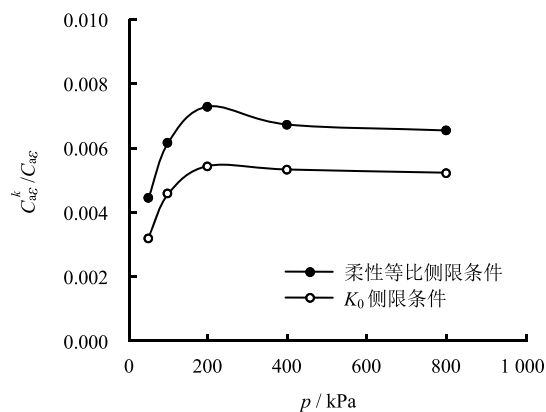
但在柔性侧限条件下, 土体允许发生一定的侧向变形, 因此, 采用 Ladd^[20]方法定义柔性侧限条件下的蠕变系数为: 主固结完成后第一个单位对数循环周期内竖向应变的变化量, 用符号 $C_{a\varepsilon}^k$ 来描述, 表达式为

$$C_{a\varepsilon}^k = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\lg t_2 - \lg t_1} \quad (6)$$

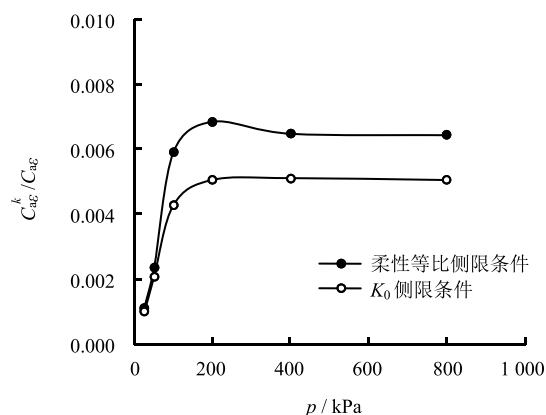
为了与柔性侧限条件下蠕变系数的直观对比, 重新将 K_0 侧限条件下土体的次固结系数描述为应变的形式, 用符号 $C_{a\varepsilon}$ 表示, 表达式为

$$C_{a\varepsilon} = C_a / (1 + e_0) \quad (7)$$

从图 6 中可以发现, 两种侧限条件下的蠕变系数都是随着荷载的增加先增加, 后变化较小。蠕变



(a) 原状土 (1-1、1-2)



(b) 重塑土 (2-1、2-2)

图 6 两种侧限条件下蠕变系数随荷载变化曲线
Fig.6 Variation of creep coefficient against load under two lateral constraints

系数随荷载的变化趋势与轴向变形指数的变化趋势一致, 这也是轴向变形指数与次固结系数比值近似为常数的原因, 但侧向约束条件对蠕变变形的影响比轴向变形指数的大。在相同等级的荷载作用下, 柔性侧限条件下的蠕变系数较 K_0 侧限条件下的更大, 其值约为 K_0 侧限条件下的 1.1~1.3 倍, 即: $C_{a\varepsilon}^k \approx 1.1 \sim 1.3 C_{a\varepsilon}$ 。这是由于在柔性侧限条件下, 侧向变形的发生使得土颗粒的定向排列及结合水膜的变形更容易发生, 且其蠕变变形包括体积蠕变和剪切蠕变两部分。而在 K_0 侧限条件下, 土体的侧向变形被约束, 蠕变变形仅为体积蠕变, 即次固结变形。但在柔性侧限压缩试验中围压与竖向压力的比值保持为一定值 0.6, 围压对土样侧向变形的发生存在约束作用。柔性侧限条件下土体的蠕变变形仍是以体积蠕变变形为主, 伴随着一定的剪切蠕变, 但并不会发生剪切蠕变破坏, 因此, 柔性侧限条件下的蠕变系数随荷载的变化趋势较 K_0 侧限条件下并不发生改变。

上述试验结果表明, 改变侧限条件后, 试样的压缩规律、蠕变规律等没有明显改变, 但是相关参数的量值有一定差异, 柔性侧限条件下获得的压缩指数及蠕变系数增大, 这对于深厚软土的沉降来说, 更符合实际情况。

4 考虑侧限条件的一维固结模型

针对柔性侧限条件, 根据达西定律, 土单元体在加载后 t 时刻单位时间的水流入量及流出量分别为

$$dq = kiA = k \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dx dy \quad (8)$$

$$dq + \frac{\partial q}{\partial z} dz = kiA = k \left(-\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx dy \quad (9)$$

式中: k 为土单元体竖向的渗透系数; i 为水力梯度; h 为 z 深度处的超静水头; q 为土单元体单位时间的流量; A 为土单元体横截面积。

基于水流连续性的原理, 土单元体在 t 时刻单位时间内的渗水变化量 ΔQ 为

$$\Delta Q = \frac{\partial q}{\partial z} dz = -k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz \quad (10)$$

土单元体在单位时间内的体积变化量 ΔV 为

$$\Delta V = \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} dx dy dz \quad (11)$$

在柔性侧限条件下, 土体会发生一定量的侧向变形, 因此, 其体积应变 ε_v 为竖向应变与侧向应变之和:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (12)$$

将式(12)代入式(11), 并注意对饱和土体而言, 土单元体在时刻 t 单位时间内的渗水变化量就等于土单元体体积变化量, 可得

$$\frac{\partial(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)}{\partial t} = -k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (13)$$

柔性侧限条件下, 在推导体积应变与竖向应变之间的关系时仍可假设土体的变形满足线弹性关系来进行简化, 根据虎克定律, 并考虑到加载方式 $\sigma'_x = \sigma'_y = K \sigma'_z$, 可得

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma'_z}{E} (K - \mu K - \mu) \\ \varepsilon_y &= \frac{\sigma'_z}{E} (K - \mu K - \mu) \\ \varepsilon_z &= \frac{\sigma'_z}{E} (1 - 2\mu K) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中: μ 为泊松比; E 为弹性模量; K 为侧向应力与竖向应力的比值。

将式(14)代入式(13), 并引入超静水头 h 与孔压 u 之间的关系 $u = \gamma_w h$, 并将式(14)中的 ε_z 用 ε 重新描述, 可导出

$$\frac{(1 + 2K - 4\mu K - 2\mu)}{(1 - 2\mu K)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (15)$$

式中: γ_w 为水的重度。

根据图 5 中的 ε - $\lg p$ 曲线, 可获取竖向应变 ε 与有效应力 σ' 之间的关系, 如式(16)所示, 此模型中参数 C_{ce}^k 、 C_{se}^k 的变异性较基于 e - p 曲线的压缩系数 a 小(参数定义见图 5(a)), 且可以反映固结状态的影响:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= C_{se}^k (\lg \sigma' - \lg p_c) \quad (\sigma' \leq p_c) \\ \varepsilon &= (C_{ce}^k - C_{se}^k) (\lg \sigma' - \lg p_c) + \\ &\quad C_{se}^k (\lg \sigma' - \lg p_c) \quad (\sigma' > p_c) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

式中: ε 为竖向应变; σ' 为有效应力; p_c 为先期固结压力。

将式(16)描述的应力-应变关系代入柔性侧限条件下的固结方程式(15)中, 并结合有效应力原理: $u = \sigma - \sigma'$, 则可将式(15)重新描述为

$$\frac{A}{\ln 10} \frac{(1 + 2K - 4\mu K - 2\mu)}{(1 - 2\mu K)} \frac{1}{\sigma - u} \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (17)$$

式中: 当 $\sigma' \leq p_c$ 时, $A = C_{se}^k$; 当 $\sigma' > p_c$ 时, $A = C_{ce}^k$; σ 为总应力。

对于式(17), 当土体不发生侧向变形时, 代入 $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, 即可退化为经典一维固结方程。

在固结过程中, 土体被不断压密, 竖向渗透系数也会随之减小, 可利用 Berry 等^[21]提出的经验公式对式(17)中的竖向渗透系数进行修正:

$$k = k_0 10^{\frac{-\varepsilon(1+e_0)}{C_k}} \quad (18)$$

式中: k_0 为初始竖向渗透系数; C_k 为试验常数。

双面排水的边界条件为

$$\left. \begin{aligned} t &= 0, & u &= p \\ z &= 0 \quad (t > 0), & u &= 0 \\ z &= H \quad (t > 0), & u &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式中: H 为土样高度; p 为上部荷载增加量。

综合式(17)、(18)为柔性侧限条件下的非线性控制方程, 在双面排水的边界条件(式(19))下可利用 Crank-Nicolson 差分法对控制方程进行数值

求解, 本文对重塑土在柔性侧限条件下的变形特性 (试样 2-2) 进行模拟, 其模型参数如表 3 所示, 其中 C_{ae}^k 为稳定阶段的蠕变系数。

图 7 给出了柔性侧限固结试验结果 (试样 2-2)

表 3 模型计算参数

Table 3 Computational parameters of tests

e_0	k_0 /(cm/s)	C_{se}^k	C_{ce}^k	C_{ae}^k	C_k	K	μ	p_c /kPa
1.42	2×10^{-8}	0.023	0.115	6.5×10^{-3}	2	0.6	0.47	33

与模型计算结果的对比曲线。从图中可以发现, 模型计算结果可以很好地反映应变随时间的变化趋势, e - $\lg t$ 曲线呈 S 型, 且有明显的反弯点。当土样处于超固结阶段时, 主固结和次固结变形量均较小, 而一旦土样进入正常固结阶段, 土体的变形量会显著增加, 这均与试验观察的现象一致。对比模型计算结果与试验结果, 最大误差为 4.18%, 发生在 $p = 100$ kPa 处, 这最主要因为在各级荷载下的力学参数有一定的变化, 且 100 kPa 的荷载处于 ε - $\lg p$ 曲线的

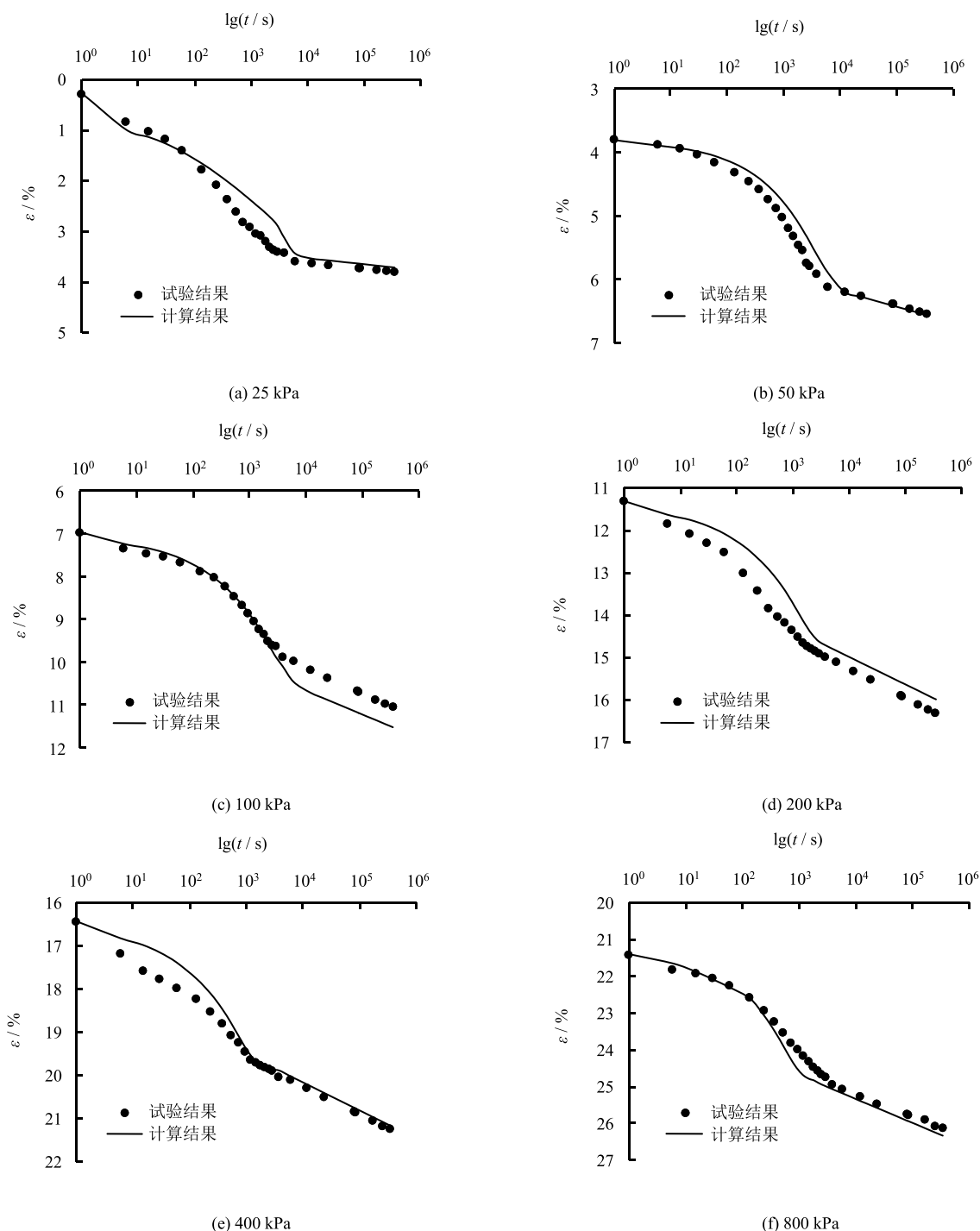


图 7 柔性侧限条件下的计算结果与试验结果对比

Fig.7 Comparisons of the calculated and experimental results under flexible lateral constraint

转折点处,其力学参数变化相对较大,但整体上模型计算结果能与试验结果较好稳合。

当土样上部荷载由 400 kPa 增加至 800 kPa 时,给出了柔性侧限条件和 K_0 侧限条件下土样变形随时间发展的对比计算曲线如图 8 所示。土样高为 4 cm,初始应变为 21.4%,在双面排水的条件下进行排水固结,计算模型参数如表 3 所示,且根据试验成果取 $C_{ce}^k / C_{ce} = 1.08$, $C_{ae}^k / C_{ae} = 1.2$ 。从图可见,柔性侧限条件下的 ε - $\lg t$ 曲线位于 K_0 侧限条件下 ε - $\lg t$ 曲线的下方,即相同时刻点下柔性侧限条件下的土体固结变形更大,最终应变约为 K_0 侧限条件下应变的 1.03 倍,同时侧向变形的产生会使得主固结完成时间减少,和图 2 中试验结果一致。这都是由于侧向变形的发生使得土体固结过程中在发生体积压密变形的同时产生一定的剪切变形,但仍以体积压密变形为主。图 9 给出了不同侧向约束条件下有效应力 σ' 随土样高度的变化。从图中可以明显看到,在任何时刻点随着侧向约束的增加,有效应力随时间的变化更缓慢,主固结完成时间也会逐渐增加,也与试验结果一致。这可能是因为随着侧向约束的减小,土样在受荷过程中的横截面面积会相应

增加,土体的体积收缩相应减小,孔隙被压密的程度也减弱。

将式 (17) 可以重新描述为

$$\frac{1}{\sigma - u} \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k'}{\gamma_w} \frac{\ln 10}{A} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (20)$$

式中: $k' = k[(1 - 2\mu K) / (1 + 2K - 4\mu K - 2\mu)]$ 。

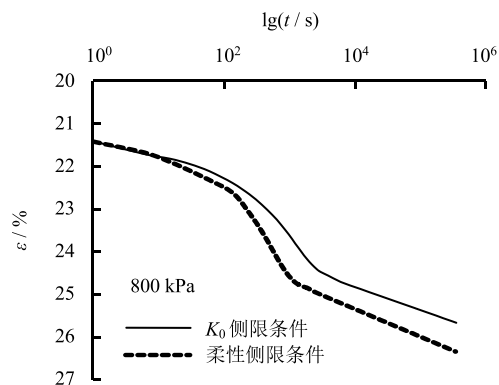
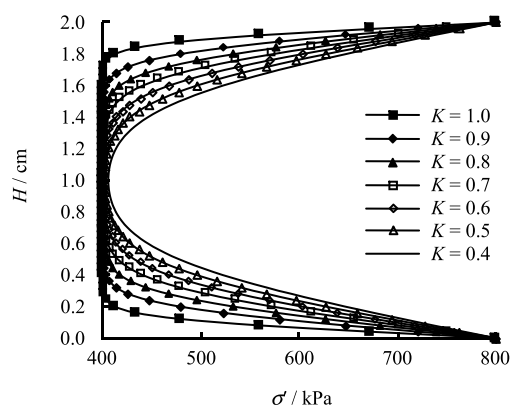
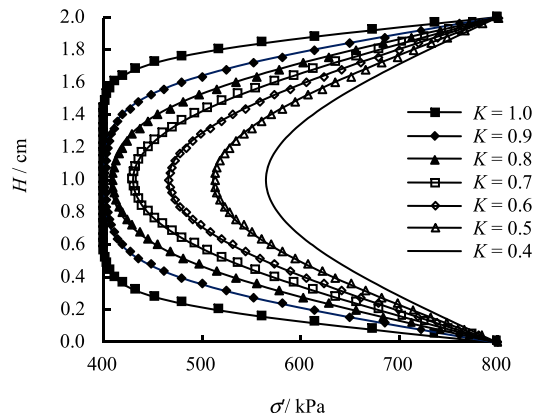


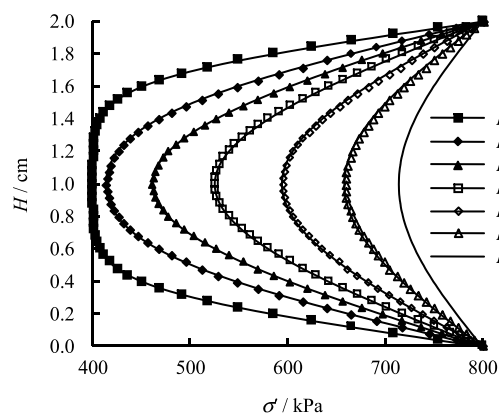
图 8 两种侧限条件下的计算对比图
Fig.8 Comparisons of the calculation results under two lateral constraints



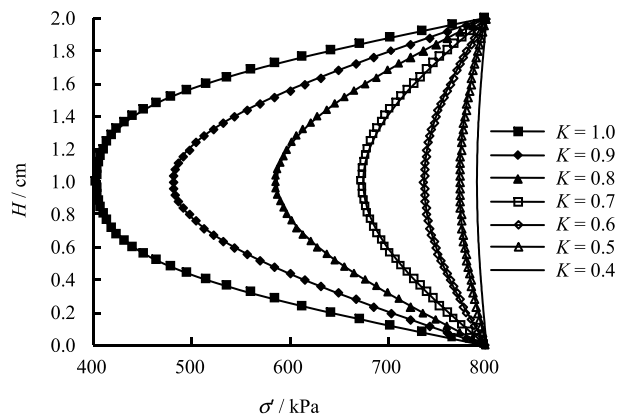
(a) $t = 50$ s



(b) $t = 200$ s



(c) $t = 400$ s



(d) $t = 800$ s

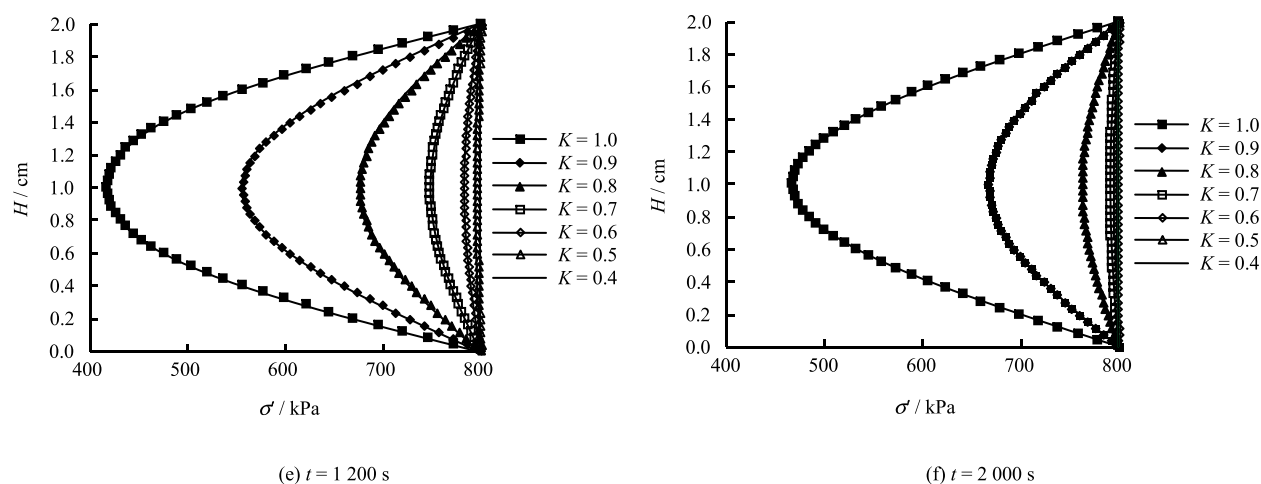


图9 侧向约束对变形发展的影响
Fig.9 Effect of the lateral constraints on the deformation development

可以发现, 当其他条件不变时, 随着侧限约束变大, 即 K 值增加, k' 则会相应减小, 从而使得土体渗透性变弱, 主固结完成时间增加。

5 结 论

(1) 为更准确地描述深厚吹填软土层的沉降特性, 本文提出了一种柔性侧限约束条件下的竖向固结试验方法, 并基于试验成果建立了相应的固结模型。

(2) 通过与 K_0 固结试验成果对比, 发现试样的侧向变形对后期的固结存在影响, 导致主固结变形量及次固结变形量均较 K_0 侧限条件下的大, 主固结完成时间较 K_0 侧限条件下的缩短。压缩性指标之间存在下述量化关系: $C_{ce}^k \approx 1.08 C_{ce}$, $C_{ae}^k \approx 1.1 \sim 1.3 C_{ae}$ 。

(3) 基于一维固结理论建立的柔性侧限固结模型可以很好地用于计算深厚软土层沉降, 还可以通过非达西渗流模式的嵌入考虑土体压密的影响。当侧向变形等于 0 时, 所建立的固结模型就退化到 Terzaghi 一维固结方程。此模型参数简单, 机制清晰, 能更好地反映工程实际情况。

(4) 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, 并模拟了 800 kPa 荷载作用下的土体变形特性, 模型计算结果与实验成果能较好吻合, 验证了模型的有效性。

参 考 文 献

[1] TERZAGHI K. Discussion on stability and deformation of slopes and earth dams[C]//Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and

Foundation. Zurich: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1953: 217—218.

[2] 周镜. 软土沉降分析中的某些问题[J]. 中国铁道科学, 1999, 20(2): 17—29.

ZHOU Jing. Some problems in analysis of settlement of clay[J]. **China Railway Science**, 1999, 20(2): 17—29.

[3] LOGANATHAN N, BALASUBRAMANIAM A S, BERGADO D T. Deformation analysis of embankments[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1993, 119(8): 1185—1206.

[4] TAVENAS F, MIEUSSENS C, BOURGES F. Lateral displacement in clay foundations under embankment[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1979, 16(3): 532—550.

[5] MAGNAN J, MIEUSSENS C, QUEYROI D. Etude d'un remblai sur sols compressibles: Le remblai B du site experimental de Cubzac-les-ports[M]. France: Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, 1983.

[6] 中国建筑科学研究院. GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

China Academy of Building Research. GB 50007—2011 Code for design of building foundation[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.

[7] 交通部第一公路勘察设计院. JTJ 017—96 公路软土地基路堤设计与施工技术规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1996.

The First Highway Survey and Design Institute of Ministry of Transport. JTJ 017—96 Technical specifications for design and construction of highway embankment on soft ground[S]. Beijing: China

- Communications Press, 1996.
- [8] 中华人民共和国水利部. GB 50286—2013 堤防工程设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2013.
- Ministry of Water Resources of the People's Republic of China. GB 50286—2013 Code for design of levee project[S]. Beijing: China Planning Press, 2013.
- [9] 中交天津港湾工程研究院有限公司. JTS 147—1—2010 港口工程地基规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- Tianjin Port Engineering Institute Co., Ltd. of CCCC First Harbor Engineering Ltd. JTS 147—1—2010 Code for soil foundation of port engineering[S]. Beijing: China Communications Press, 2010.
- [10] 龚晓南. 高等土力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1996.
- GONG Xiao-nan. Advanced soil mechanics[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 1996.
- [11] 周殷康, 阎长虹, 邵勇, 等. 考虑侧向变形的软土地基沉降计算方法研究[J]. 水文地质工程地质, 2015, 42(1): 95—99.
- ZHOU Yin-kang, YAN Chang-hong, SHAO Yong, et al. Research on the settlement-calculation in soft soil considering the lateral deformation[J]. **Hydrogeology & Engineering Geology**, 2015, 42(1): 95—99.
- [12] 卢萌盟, 谢康和, 李传勋, 等. 考虑桩土侧向变形的复合地基固结解[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2): 181—187.
- LU Meng-meng, XIE Kang-he, LI Chuan-xun, et al. Analytical solution for consolidation of composite ground considering lateral deformations of column and surrounding soil[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(2): 181—187.
- [13] 杨光华, 姚丽娜, 姜燕, 等. 基于 $e-p$ 曲线的软土地基非线性沉降的实用计算方法[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 242—249.
- YANG Guang-hua, YAO Li-na, JIANG Yan, et al. Practical method for calculating nonlinear settlement of soft ground based on $e-p$ curve[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, 37(2): 242—249.
- [14] 杨光华. 地基沉降计算的新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(4): 679—686.
- YANG Guang-hua. New computation method for soil foundation settlements[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(4): 679—686.
- [15] 王志亮, 高峰, 殷宗泽, 等. 考虑侧向变形的路堤沉降一维法计算修正系数研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(5): 763—768.
- WANG Zhi-liang, GAO Feng, YIN Zong-ze, et al. Study on modified factors for 1-D calculation of embankment settlement considering soil lateral deformation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(5): 763—768.
- [16] 张宇, 陈善雄, 余飞, 等. 南水北调高填方渠道沉降过程计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 2): 4367—4374.
- ZHANG Yu, CHEN Shan-xiong, YU Fei, et al. Calculation method study of settlement process of high filling channels in South-to-North Water Diversion Project[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2014, 33(Suppl.2): 4367—4374.
- [17] 李国维, 李响, 阮玉胜, 等. 平面变形超固结软黏土蠕变模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(11): 2307—2315.
- LI Guo-wei, LI Xiang, RUAN Yu-sheng, et al. Creep model of over-consolidated soft clay under plane strain[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2016, 35(11): 2307—2315.
- [18] 李国维, 蒋华忠, 杨涛, 等. 路堤下深厚软土侧向变形的沉降影响研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(10): 2817—2822.
- LI Guo-wei, JIANG Hua-zhong, YANG Tao, et al. Influence of lateral deformation on settlement of thick soft soil underlying embankment[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(10): 2817—2822.
- [19] BUISMAN A S K. Results of long duration settlement tests[C]//Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1936: 103—107.
- [20] LADD C C. Settlement analysis of cohesive soils[R]. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 1971.
- [21] BERRY P L, POSKITT T J. The consolidation of peat[J]. **Geotechnique**, 1972, 22(1): 27—52.