

南宁非饱和膨胀土压缩蠕变特性试验研究

范志强, 肖宏彬, 张亦静

(湖南工业大学 岩土工程研究所, 湖南 株洲 412008)

摘要: 针对广西南宁膨胀土进行了系列室内试验研究, 探讨了非饱和膨胀土非线性流变特性。试验结果表明: 分级加载试验及考虑预压荷载的压缩试验中应变-时间曲线有相同的趋势, 在小应力时, 土体呈现一定的线性变形, 在较大应力时土体变形曲线均可拟合成对数形式。通过实验, 蠕变曲线可以拟合成Bu体模型, 并能得出其本构方程和蠕变方程。

关键词: 非饱和; 膨胀土; 非线性; Bu体模型

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1673-9833(2009)01-0001-05

Experimental Study on Compression Creep Characteristics for Nanning Unsaturated Expansive Soils

Fan Zhiqiang, Xiao Hongbin, Zhang Yijing

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University of Technology, Zhuzhou Hunan 412008, China)

Abstract: On the basis of series of indoor tests for unsaturated Nanning expansive soils, non-linear rheological characteristics of the expansive soils have been studied. The results showed that the strain-time curves have the same trend under loading, step-loading and preloading, while the soil showed linear deformation under small stress, and the strain-time curves can be fitted in logarithm form under large stresses. Through the experiment, creep curve can be composed of Bu model and equation of constitution and the creep of the expansive soils also can be obtained.

Key words: unsaturated; expansive soil; nonlinear; Bu model

0 引言

膨胀土在我国分布范围广泛^[1]。对于非饱和膨胀土来说, 在荷载作用下, 土颗粒被挤密, 多余的气体被排出, 位置重新排列, 土体因而产生变形。在变形过程中, 一方面由于固体颗粒与孔隙水间的摩擦力阻碍气体排出, 使变形延迟; 另一方面土颗粒之间的接触是结合水膜之间的接触, 由于结合水的粘滞性使土体变形有一个过程^[2], 所以, 膨胀土的应力变化和变形均与时间有关, 其应力-应变关系呈显著的非线性流变特性。

为了取得较好的膨胀土流变拟合效果, 需建立更

为复杂的多元件模型, 因此, 流变模型辨识及参数确定成为一个需要解决的重要问题。在流变模型的辨识方面, 夏才初^[3]提出了试凑法; 在软土蠕变模型参数的确定方面, 同济大学冯紫良^[4]等通过非线性优化方法, 进行反位移分析来得到软土的力学参数; 张容安^[5]研究了有限元参数的处理方法并进行了评价; 长安大学宋飞^[6]等研究了分级加载下岩土流变的神经网络模型, 谢宁^[7]在此基础上提出了一种更有效的二次初应变法。本文在已有成果的基础上^[8,9], 通过系列室内试验, 分析了膨胀土非线性流变特性中的蠕变特性, 对膨胀土非线性流变特性的本构方程及蠕变方程进行

收稿日期: 2008-08-21

项目基金: 湖南省教育厅基金资助重点项目(07A017), 湖南省科技厅基金资助项目(2007FJ3077)

作者简介: 范志强(1976-), 男, 湖南隆回人, 湖南工业大学工程师, 硕士, 主要从事地基处理技术研究, E-mail: jsfzq@163.com;
肖宏彬(1957-), 男, 湖南邵东人, 湖南工业大学教授, 博士, 主要从事岩土力学与基础工程研究。

了初步探索。

1 试验方法

1.1 土的物理特性

试验土样取自广西南宁,为冲洪积膨胀土,土体呈灰白色,其物理性质指标见表1。

表1 土的物理性质指标

Table 1 Physical characteristics index for soils

液限 /%	塑限 /%	密度 /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	最优含水率 /%	最大干密度 /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	自由膨胀率 /%
61.4	22.8	2.7	15.8	1.89	62.5

试验在18台WG型单杠杆轻便固结仪上进行,人工采集试验数据。

1.2 分级加载试验方案

试验采取分级加载,加载序列加荷比 ≤ 3 ,含水率为15.3%、19.7%、22.5%,作用时间为7d一级,当试验土样压缩蠕变数据连续10d每天变形量小于0.01mm时视为稳定。

1.3 考虑预压荷载的压缩蠕变试验方案

试验时对土样先预压210min,然后卸载回弹24h后再进行分级加载。

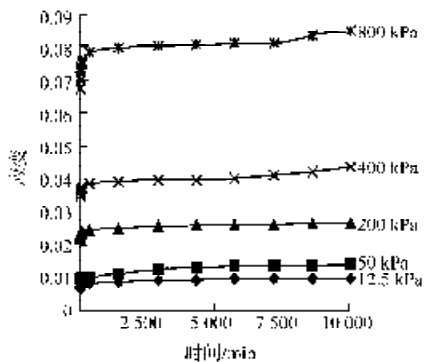
1.4 不同密实度的试验方案

在相同加载序列加荷比情况下,对同一含水率($\omega=15.3\%$)下不同密实度的土样进行对比试验。

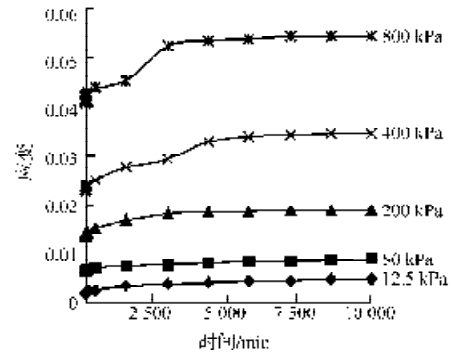
2 成果分析

2.1 不同含水率下分级加载试验和预压

对不同含水率的土样进行分级加载试验和预压600kPa分级加载试验,得到如图1、2、3所示的试验结果。



a) $\omega=15.3\%$, 无预压



b) $\omega=15.3\%$, 预压600 kPa

图1 $\omega=15.3\%$ 时,应变与时间曲线

Fig. 1 Curves of strain versus time when water content is 15.3%

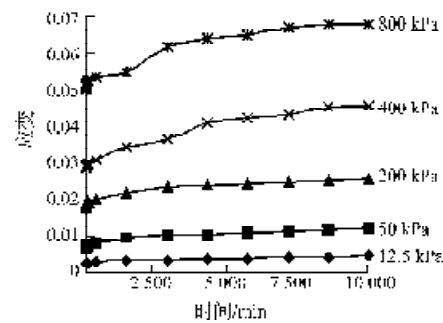
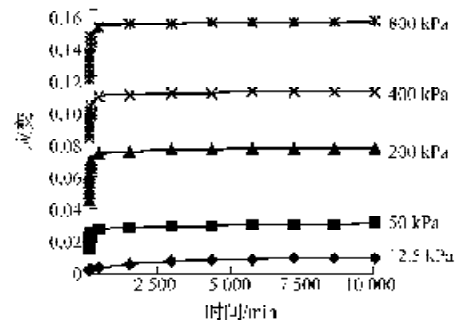
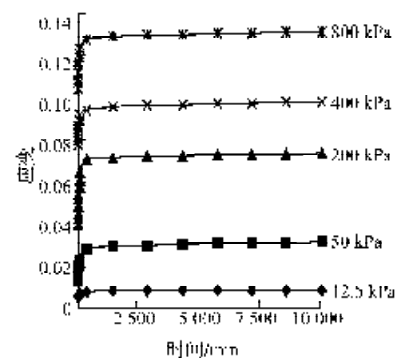


图2 $\omega=19.7\%$ 时,应变与时间曲线

Fig. 2 Curves of strain versus time when water content is 19.7%



a) $\omega=22.5\%$, 无预压



b) $\omega=22.5\%$, 预压600 kPa

图3 $\omega=22.5\%$ 时,应变与时间曲线

Fig. 3 Curves of strain versus time when water content is 22.5%

从图 1、2、3 可以得出:

1) 在 $\omega=15.3\%$ 和 $\omega=19.7\%$, 且小应力 $\sigma=12.5\text{ kPa}$ 时, 土体的应变与时间之间主要呈现直线关系, 土的压缩主要以线性变形为主; 而在较大应力 $\sigma=50\sim 200\text{ kPa}$ 时, 应变与时间之间呈衰减曲线, 曲线拟合为对数形式; 在更大应力 $\sigma=400\sim 800\text{ kPa}$ 时, 应变速率先逐渐减小, 后来又出现增大, 最后又趋于稳定。在 $\omega=22.5\%$, 小应力 $\sigma=12.5\text{ kPa}$ 时, 土体的应变与时间之间呈直线关系, 土的压缩主要以线性变形为主; 在较大应力 $\sigma=50\text{ kPa}$ 、 200 kPa 、 400 kPa 、 800 kPa 时, 应变与时间之间呈衰减曲线, 曲线拟合为对数形式。

2) 笔者通过对无预压和预压为 600 kPa 时土体的应变与时间关系曲线研究发现, 在较大应力 ($\sigma=50\text{ kPa}$ 、 200 kPa) 时曲线拟合表达式为: $\varepsilon=A_i \ln t+B_i$ 。式中 A_i 和 B_i 均为回归系数, 且具有较高的拟合度, 其取值见表 2。

表 2 不同含水率情况下土体应变与时间拟合关系曲线

Table 2 Fitting results for curves of strain versus time under the different situation with water contents

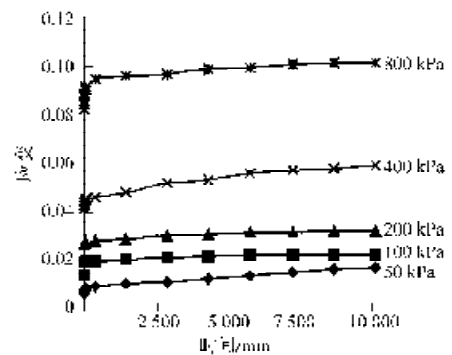
荷载 /kPa	预压力 /%	含水率	相关系数		R^2
			A_i	B_i	
50	无	15.30	0.000 5	0.008 6	0.90
		19.70	0.000 6	0.015 9	0.95
		22.50	0.001 4	0.018 1	0.97
	有	15.30	0.000 3	0.0060	0.92
		19.70	0.000 6	0.0060	0.92
		22.50	0.002 1	0.012 8	0.98
200	无	15.30	0.000 5	0.022 1	0.99
		19.70	0.000 7	0.036 4	0.99
		22.50	0.003 2	0.049 9	0.92
	有	15.30	0.000 7	0.012 7	0.94
		19.70	0.000 9	0.016 8	0.92
		22.50	0.003 7	0.042 5	0.92

3) 在无预压条件下, 含水率分别为 $\omega=15.3\%$ 、 19.7% 和 22.5% 时, 土样压缩稳定后应变分别为 0.085 、 0.12 和 0.155 。对土样施加同样压应力的情况下, 初始含水率越小, 土样失水变形稳定的收缩量越小, 反之亦然。原因是按某一含水量制配土样时, 水膜的楔入作用将土颗粒推开, 对含水率小的土样来说, 土颗粒含量相对较多, 本身较密实, 水膜的楔入作用相对较弱, 颗粒间距小, 于是随着自由水的流失, 颗粒间距的减小量也就相对较小, 在宏观上表现为土样收缩变形的程度相对较小; 而对于含水率较大的土样来说, 相当于减少了土颗粒的数量, 并且导致粒间距离更大, 于是当孔隙水逐渐消散时, 数量相对较少的土颗粒在粘土吸力作用下需要经过更大的距离相互吸引、靠近, 才能最终达到颗粒间的稳定间距并保持下去, 也就是稳定的收缩变形状态, 这个过程在宏观形态上表现为更大程度的收缩。

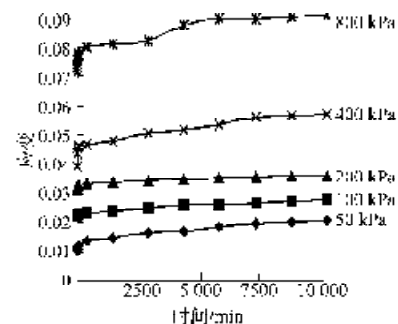
4) 在预压 600 kPa 的条件下, 当含水率分别为 $\omega=15.3\%$ 、 19.7% 和 22.5% 时, 对应的应变分别为 0.055 、 0.655 和 0.132 , 由此可以看出土样含水率越大, 压缩稳定后的变形愈大。通过预压使土体中孔隙水排出, 孔隙体积变小, 土样压密, 这样提高了土样承载力和稳定性, 减小了土体的压缩性。因此, 对土样进行预压处理, 对消除工后沉降是有利的。在 $\omega=19.7\%$ 时效果最明显, 可减少 45.4% 。

2.2 不同密实度下蠕变曲线对比分析

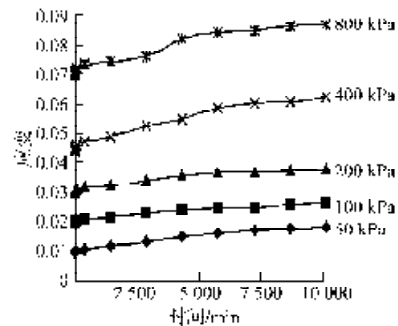
对同一加荷比=1, 同一含水率 $\omega=15.3\%$ 下不同密实度 (分别为 85% 、 90% 、 95%) 的土样进行对比试验, 试验结果见图 4。



a) $D_r=85\%$



b) $D_r=90\%$



c) $D_r=95\%$

图 4 不同密实度下, 应变与时间曲线

Fig. 4 Curves of strain versus time when density is different

从图 4 可以看出:

1) 初始密实度低的土具有开放的结构, 这种结构

以相对较大的粒间孔隙为主要特征；在较高的初始密实度下击实试样，则将形成较紧密的集聚体结构^[10]，土样中的粘粒含量增大，空气的体积相对减小，压缩稳定后变形减小。

2) 应变与时间曲线的发展趋势基本相同：在较大应力 ($\sigma=50$ kPa、100 kPa 和 200 kPa) 时，呈衰减曲线，可拟合为对数形式；在更大应力 ($\sigma=400\sim 800$ kPa) 时，应变速率先逐渐减小，再出现增大，最后趋于稳定。

3) 密实度由 $D_r=85\%\sim 90\%$ 时，稳定后变形减小 13%，而由 $D_r=90\%\sim 95\%$ 时，变形仅减小 2.3%。

2.3 等时曲线

图 5 是分级加载试验中加荷比等于 1、含水率为 15.3%、密实度为 90% 土样的应力-应变等时曲线，其它分别加载及考虑预压荷载压缩试验中的应力-应变等时曲线均呈现同样的性质。

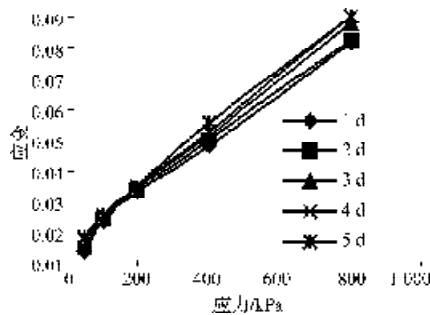


图 5 分级加载应力-应变等时曲线

Fig. 5 The equivalent time curves of graded stress-strain

图 5 表明不同时间的应力-应变等时曲线是不同的，而且一般不是直线，说明土样的流变是非线性的；应力水平越高，应力-应变等时曲线偏离直线的程度就越高，说明非线性特性的程度随着应力的增大而增强；除此之外，随着时间的延续，应力-应变等时曲线偏离直线的程度也越高，说明非线性特性的程度随着时间的延续而增强。

非饱和膨胀土受较小荷载作用时，土体内部某些颗粒的结构发生变化，但由于荷载较小，随着时间的延续，连接逐渐恢复。因此土体总的硬化^[11]过程占优势，决定了土体的蠕变是衰减稳定。此时，土体内部的微裂隙数量较少、尺寸也较小，土体处于较均匀的状态，类似于弹簧的特性，非饱和膨胀土表现出的流变特性近似于线性；当土体受荷载较大或随着时间的延续，土体变形不断增加时，土体内部总的软化过程占优势，决定了土体的蠕变是非衰减蠕变曲线甚至破坏。在这个阶段，土体中裂隙数量增加，尺寸增大，土体内部越来越破碎，土体表现出的非线性特性也越来越强，导致土体的流变不再是线性，而是非线性。

2.4 Burgers 模型

许多材料的应力-应变曲线表明，在 $\sigma < \sigma_s$ 时，材料主要表现出粘弹性特性；在达到 σ_s 时，主要以塑性

变形为主，因此在 $\sigma < \sigma_s$ 时，可以不考虑材料的塑性，而只考虑其弹性和粘性。本次研究对象为分级加载作用下应力为 50 kPa、100 kPa、200 kPa 时的粘弹性模型。

以下分析假设：1) 土体为均质连续体；2) 土体满足线性叠加原理；3) 忽略仪器所带来的系统误差，以及由温度、湿度引起的误差。

Burgers 模型是土流变学中较常用的模型，由 K 体和 M 体串联而成，简称 Bu 体，又称为四单元体，其模型结构如图 6 所示，该模型的本构方程为：

$$\sigma + p_1 \dot{\sigma} + p_2 \ddot{\sigma} = q_1 \dot{\epsilon} + q_2 \ddot{\epsilon},$$

Bu 体的蠕变方程为：

$$\epsilon(t) = \sigma_c \left[\frac{1}{E_1} + \frac{t}{\beta_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\beta_2}} \right) \right].$$

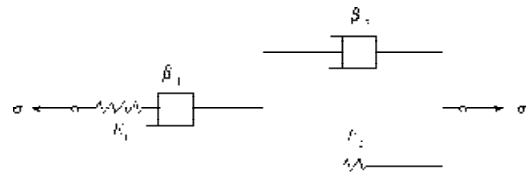


图 6 Bu 体模型

Fig. 6 Bu style model

本文选取加荷比等于 1、含水率为 15.3%、密实度为 90% 的土样的蠕变曲线图 4 (b) 来确定模型中的流变常数^[10]。对于 Bu 体模型，先将 Bu 体的蠕变方程改为： $\epsilon(t) = A + Bt - C(1 - e^{-Dt})$ ，通过计算可以得出参数。四元件 Bu 体模型的拟合参数见表 3。

表 3 四元件 Bu 体模型的拟合参数

Table 3 The fitting parameters of four components of Bu model

含水率 / %	竖向应力 / kPa	E_1 / MPa	E_2 / MPa	β_1 / (MPa·h)	β_2 / (MPa·h)
15.3	50	5.00	7.19	2 400	320
	100	4.55	37.66	361 011	355
	200	6.45	68.97	16 025	255

由此可以得出，Bu 体模型在小应力 $\sigma=50$ kPa、100 kPa、200 kPa 时的本构方程和回归方程。

竖向应力 $\sigma=50$ kPa 时的本构方程为：

$$\sigma + 858\dot{\sigma} + 21334\ddot{\sigma} = 2400\dot{\epsilon} + 106669\ddot{\epsilon},$$

回归方程为：

$$\epsilon(t) = 0.01 - 3.47 \times 10^{-7} t + 0.006952 \left(1 - e^{-0.000275t} \right);$$

竖向应力 $\sigma=100$ kPa 时的本构方程为：

$$\sigma + 1493\dot{\sigma} + 12479\ddot{\sigma} = 6017\dot{\epsilon} + 56719\ddot{\epsilon},$$

回归方程为：

$$\epsilon(t) = 0.022 + 2.77 \times 10^{-7} t + 0.002655 \left(1 - e^{-0.00176t} \right);$$

竖向应力 $\sigma=200$ kPa 时的本构方程为：

$$\sigma + 2720\dot{\sigma} + 9199\ddot{\sigma} = 16025\dot{\epsilon} + 59353\ddot{\epsilon},$$

回归方程为:

$$\varepsilon(t) = 0.031 + 2.08 \times 10^{-4} t + 0.0029(1 - e^{-0.00437t})$$

从图7的试验值及回归曲线可以看出, 四元件 Bu 体模型与试验中的实测值拟合较好。非饱和膨胀土从理论上来说是一种具有应变强化的材料, 应该选用粘弹性固体模型, 而实际上在一定时间内选用的粘弹性流体模型效果较好。

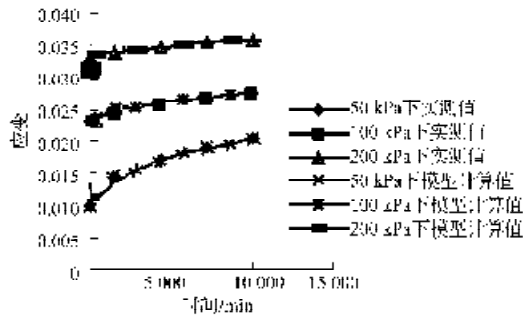


图7 蠕变试验值及回归曲线

Fig. 7 Creep test value and regression curve

3 结论

本文对非饱和膨胀土的非线性特性进行了初步的研究, 通过所做的一系列试验, 得出如下结论:

1) 在分级加载及考虑预压荷载的土体压缩试验中, 土体应变-时间曲线有相同的趋势, 在小应力时, 土体呈现一定的线性变形, 随着时间的延续, 土体呈现非线性变形, 在 $\sigma = 50 \text{ kPa}$ 和 200 kPa 时, 土体变形曲线均可拟合成对数形式;

2) 通过预压处理对消除土工后沉降是有利的, 在 $\omega = 19.7\%$ 时效果最明显, 可减少 45.4%;

3) 从蠕变试验的等时曲线可知非饱和膨胀土具有明显的非线性变形特性;

4) 可以得出 Bu 体模型在小应力 $\sigma = 50 \text{ kPa}$ 、 100 kPa 、 200 kPa 时的本构方程和回归方程;

5) 本文研究成果可作为同类实际工程参数确定问题研究的基础。

参考文献:

[1] 袁广林, 田立柱. 膨胀土对建筑物的危害及防治[J]. 煤矿设计, 1994 (4): 30-32.
Yuan Guanglin, Tian Lizhu. The Hazards of Expansive Soil on Constructions and Preventive Treatment[J]. Coalmine Design, 1994 (4): 30-32.

[2] 陈文苏. 软土蠕变沉降的数值模拟[D]. 天津: 天津大学, 2004.
Chen Wensu. Study on Numerical Simulation of Creep Settlement of Soft Soil[D]. Tianjin: Tianjin University, 2004.

[3] 夏才初, 孙 钧. 蠕变试验中流变模型辨识及参数确定[J].

同济大学学报, 1996, 24(6): 498-503.

Xia Caichu, Sun Jun. Distinction of Rheological Model and Determination of Parameters on Creep Tests[J]. Journal of Tongji University, 1996, 24(6): 498-503.

[4] 冯紫良, 范厚彬. 软土流变试验的数值模拟[J]. 同济大学学报, 2003, 31(4): 379-381.
Feng Ziliang, Fan Houbin. Study on Numerical Simulation of Rheological Test of Soft Soil in Shanghai[J]. Journal of Tongji University, 2003, 31(4): 379-381.

[5] 张容安. 软粘土蠕变模型有限元参数的评价方法[J]. 港口技术, 2004(3): 45-48.
Zhang Rongan. Method of Determine the Parameters of Finite Element Model of Creep Deformation[J]. Port Engineering Technology, 2004(3): 45-48.

[6] 宋 飞, 赵法锁. 分级加载下岩土流变的神经网络模型[J]. 岩土力学, 2006, 27(7): 1187-1190.
Song Fei, Zhao Fasuo. Neural Network Model for Rheology of Rock and Soil under Step Loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(7): 1187-1190.

[7] 谢 宁, 孙 钧. 土体非线性流变的有限元解析及其工程应用[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(4): 49-52.
Xie Ning, Sun Jun. Nonlinearly Rheological FEM of Soil and Its Application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(4): 49-52.

[8] 苗 鹏, 肖宏彬. 不同初始条件对膨胀土剪切特性的影响研究[J]. 湖南工业大学学报, 2007, 21(6): 19-22.
Miao Peng, Xiao Hongbin. Impact Research on Shear Performance of Expansive Soils Under Different Initial Conditions[J]. Journal of Hunan University of Technology, 2007, 21(6): 19-22.

[9] 曾庆国, 张春顺, 肖宏彬. 南宁膨胀土的次固结特性试验研究[J]. 公路工程, 2008, 33(1): 10-13.
Zeng Qingguo, Zhang Chunshun, Xiao Hongbin. Test Study on Secondary Consolidation Characteristics for Nanning Expansive Soil[J]. Highway Engineering, 2008, 33(1): 10-13.

[10] 陈可君, 缪林昌, 崔 颖. 不同干密度非饱和膨胀土的三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(S): 87-90.
Chen Kejun, Miao Linchang, Cui Ying. Triaxial Tests on Unsaturated Expansive Soils with Different Initial Dry Densities [J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(S): 87-90.

[11] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程运用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
Sun Jun. The Rheology of Geotechnical Materials and Its Engineering Application[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999.

[12] 周德培. 流变力学原理及其在岩土工程中的运用[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1996.
Zhou Depei. Rheo-Mechanics Principle and Its Application in Geotechnical Engineering[M]. Chengdu: Southwest Jiao Tong University Press, 1996.

(责任编辑: 张亦静)