

DOI:10.16030/j.cnki.issn.1000-3665.2016.04.17

宁波软土地区基准基床系数试验方法与取值标准研究

潘永坚, 李高山, 欧阳涛坚, 朱智勇, 蔡国成
(浙江省工程勘察院, 浙江 宁波 315012)

摘要:以宁波栎社机场岩土工程勘察项目为依托,采用现场原位测试与室内试验相结合的方法,对不同状态下(流塑、可塑、软塑)的土体基床系数进行测试分析。根据测试成果存在的差异性,对原位测试与室内试验的测试原理、方法、影响因素进行分析,依据相关理论,提出适合宁波软土地区基准基床系数的原位测试、室内试验方法和取值公式。

关键词:原位测试;室内试验;基准基床系数;取值公式

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2016)04-0103-05

A study of the test method and value standard of the modulus of reference subgrade reaction in the Ningbo soft soil area

PAN Yongjian, LI Gaoshan, OUYANG Taojian, ZHU Zhiyong, CAI Guocheng
(Zhejiang Engineering Investigation Institute, Ningbo, Zhejiang 315012, China)

Abstract: Relying on the geotechnical engineering investigation in the Lishe Airport, Ningbo city, the modulus of reference subgrade reaction under the different conditions (plastic flow, plastic, soft plastic) is analyzed through the method of combining the situ testing and the indoor test. According to the difference of the test results, the principle, method and influence factor of the test in situ and laboratory test are analyzed. Finally relating the correlation theory, the method of the situ testing, indoor test and the value formula which is suited for the Ningbo soft soil area is advanced.

Keywords: situ testing; indoor test; modulus of reference subgrade reaction; value formula

基床系数是基坑围护、地下轨道交通等地下工程设计中的重要参数。目前,岩土工程勘察中,主要采用 K_{30} 平板载荷试验、螺旋板载荷试验、旁压试验、扁铲侧胀试验等原位测试以及室内固结法、三轴法等来测试基床系数,但由于受尺寸效应的影响,不同方法所得到的结果具有很大的差异,实际工作中,常采用Terzaghi修正公式以 K_{30} 平板载荷板直径为标准,对其它测试试验得到的数值进行直径大小的修正,最终结合经验值提出土体基床系数的取值。关于基床系数的试验和取值方法的探讨,已开展了大量的试验研究工作,如唐世

栋等^[1]从扁铲侧胀仪的工作机理出发,推导出侧向基床反力系数的计算公式。吴云刚等^[2]结合武汉轻轨岩土勘察,将基床系数固结法和三轴法进行对比分析。杨超等^[3]采用扁铲侧胀仪对滨海沉积软土的水平基床系数进行了测试研究。姜彤等^[4]在室内固结试验和三轴试验的基础上,运用尺寸修正经验公式对室内试验直接测定的基床系数进行修正。彭友君^[5]推导出以压缩模量为已知参数的基床系数计算公式,并与规范给出的经验值进行了对比分析。

研究表明,以往基床系数主要针对扁铲侧胀试验、

收稿日期: 2016-01-21; 修订日期: 2016-03-17

第一作者: 潘永坚(1963-),男,教授级高级工程师,注册土木工程师(岩土),主要从事岩土工程勘察、设计及试验研究等工作。

E-mail: LGS1384235@163.com

室内固结和三轴试验的对比分析,少有与 K_{30} 试验的基准值验证,也未见采用 K_0 仪的相关试验。本文综合各种测试试验方法分析,改进了以往 K_{30} 装置只能获取垂直基床系数的局限,实现了该装置对水平基床系数的测试,同时对 K_0 仪进行了改造和开发。结合宁波软土原位测试与室内试验分析数据,依托土力学相关理论,提出了适合宁波软土地区基准基床系数的原位测试、室内试验方法和取值修正公式。

1 试验概况

根据宁波地区土层的岩土工程条件^[6],采用 K_{30}

表 1 地基土分布及物理力学性质指标

Table 1 Distribution of foundation soil and physical mechanic properties

层号	岩性名称	土层厚度/m	状态	$W/\%$	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	e_0	I_p	I_L	E_{s1-2}/MPa
① ₁	素填土	0.3~0.5	/	/	/	/	/	/	/
① ₂	黏土	0.8~2.4	可塑	33.3	18.9	0.94	20.5	0.39	4.29
① ₃	淤泥质粉质黏土	2.1~4.3	流塑	42.8	17.6	1.22	15.8	1.37	3.16
② ₂	淤泥质粉质黏土	3.0~8.5	流塑	44.6	17.5	1.26	15.9	1.45	2.95
② ₃	淤泥质黏土	6.6~11.1	流塑	43.5	17.4	1.26	17.6	1.19	2.47
③	黏土	5.6~10.2	软塑	45.4	17.0	1.33	22.3	0.95	2.85
⑤	粉质黏土	1.0~5.6	可塑	26.5	19.2	0.79	13.0	0.56	5.13
⑥	圆砾	>6.0	中密—密实	/	/	/	/	/	/

结合工程地质条件及土体物理力学性质指标,对上部可塑(硬壳层)、下部流塑、软塑、可塑状黏性土土体基床系数分别进行测试试验分析。

3 试验方案设计

3.1 原位测试

3.1.1 K_{30} 载荷试验

为测试浅层地基土的垂直及水平基床系数,在试验场地相应原位测试和取样孔附近布置 6 个试验点,采用 $K-30$ 型平板载荷测试仪对试验深度内上部可塑状黏土(硬壳层)进行基床系数测试。测试采用衡梁加压,利用 WSY-10B 型静探地锚提供反力,水平基床系数测试利用改进的后壁提供反力。

3.1.2 扁铲侧胀试验

采用 DMT-T1 型扁铲侧胀仪,布置 2 个测试点,对场地硬壳层及其下部分布的流塑、软塑、可塑状土体水平基床系数分别进行测试。扁铲侧胀试验探头利用 WSY-10B 型静力触探设备压入土中,原位测试流程按相关操作规程^[7]要求执行。

3.2 室内试验

3.2.1 试验方案

采用固结法、改进的 K_0 仪固结法及三轴法对现场

平板载荷试验、扁铲侧胀试验等原位测试方法与室内固结法、改进的 K_0 仪固结法和三轴法等室内试验相结合,对宁波地区广泛分布的不同状态(流塑、可塑、软塑)的土体进行测试、分析。

2 工程地质条件

试验场地地形地貌单一,属于滨海冲湖积平原。沉积类型为第四系海相软土层为主。依据勘察报告结合现场钻探情况,勘察深度范围内的地基土由上而下依据地质年代分为 8 个工程地质层。各土层分布及物理力学性质指标见表 1。

采取的薄壁土样进行室内试验,试样尺寸见表 2。

表 2 试样尺寸

Table 2 Sample size

测试方法	高 H/mm	半径 R/mm	高径比 H/R
固结法	20	30.9	0.6
K_0 仪固结法	40	30.9	1.3
三轴法	80	19.6	4.1

3.2.2 试验方法

(1)固结法。将带有内径 61.8 mm、高 20 mm 试样的环刀装入 KTG 型全自动固结仪内,垂直施加压力等级取 12.5, 25, 50, 100, 200, 400 kPa。采用 25 ~ 50 kPa 对应的曲线作为基床系数的取值区间。

(2) K_0 仪固结法。采用 JCY-1 型 K_0 仪的容器取代单杠固结仪的固结容器,重新装配与 K_0 仪容器相匹配的加压框架,并在加压框架上设置用于测定位移的位移传感器,从而实现基床系数的室内测试。

将内径 61.8 mm、高 40 mm 的环刀切取原状土试样,推入 K_0 固结仪容器中,垂直压力等级取 25, 50, 75, 100, 150, 200, 300, 400 kPa。

室内试验 $P-S$ 曲线初始阶段接近直线,在土样下沉量 1.25 mm 处,采用割线模量计算基床系数。

(3)室内三轴试验。将直径 39.1 mm、高度 80 mm

的试样经饱和处理后,在 K_0 状态下,采用改进的 SJ1-A 型三轴仪对试样进行三轴固结排水试验(CD),应力路径取 $\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1=0,0.1,0.2,0.3$ 。采用 $\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1=0.2$,变形 $S=1.25\text{ mm}$ (应变 1.56%)处的割线模量作为基床系数。各试验流程参照相关规范^[8~9]的操作要求执行。

3.3 试验数据整理

表 3 基床系数实测和修正值 MPa/m

测试方法	可塑(硬壳层)		流塑		软塑		可塑	
	垂直	水平	垂直	水平	垂直	水平	垂直	水平
K_{30}	34.9(34.9)	25.5(25.5)						
扁铲侧胀法		137.6(27.5)		64.7(12.9)		122.9(24.6)		163.2(32.6)
K_0 仪固结法	73.2(15)	79.2(16.2)	50.2(10.3)	43.7(9.0)	64.8(13.3)	65.0(13.3)	94.3(19.3)	88.3(18.1)
固结法	171.7(35.2)		77.3(15.8)		129.1(26.5)		195.3(40.0)	
三轴法	74(9.6)	82(10.7)	19.2(2.5)	24.5(3.2)	23.8(3.1)	27.0(3.5)	108(14.0)	96.5(12.5)
最大/最小(实测值)	4.9	6.4	4.0	2.6	5.4	4.6	2.1	1.8
规范建议值	10~25	12~30	1~10	1~12	8~22	12~25	20~45	20~45

注:括号内数字为修正值。

由表 3 可知,相同地质条件及其状态下的地基土基床系数存在着较大的差异,最大值与最小值之比为 $1.8\sim6.4$ 。以下部可塑状粉质黏土测试试验结果为例,不同测试方法统计所得到的垂直基床系数范围为 $94.3\sim195.3\text{ MPa/m}$,最大值与最小值相差近 2.1 倍,与经验值范围 $20\sim45\text{ MPa/m}$ ^[9]相比较,其结果同样存在着数倍的差异。由此,如果不采用统一的取值标准,那么对于采用不同测试试验方法得到的结果在设计上将无法直接应用。

4.2 直径修正

Terzaghi 认为,基床系数与荷载板的尺寸有关,因此,由不同尺寸荷载板和室内试样直接测定的基床系数修正到现场 K'_{30} 值($D=30\text{ cm}$ 荷载板)为:

对于砂砾、砂土:

$$K'_{30} = \frac{(2B)^2}{(B + 0.3)^2} K \tag{1}$$

对于黏性土:

$$K'_{30} = \frac{B}{0.3} K \tag{2}$$

式中: B ——荷载板直径或宽度;

K ——直接测定的基床系数值。

考虑尺寸效应影响,按式(2)进行直径修正后得到不同状态土体基床系数修正值列于表 3(括号内数字)。

对宁波软土地区表部普遍存在的可塑状硬壳层

根据不同的试验方案,按土样深度及其物理状态(可塑、流塑、软塑、可塑)对其得到的数值分别进行数理统计分析,基床系数数值分析统一采用均值。

4 试验结果及分析

4.1 试验数据对比分析

各测试方法下土体基床系数实测值统计见表 3。

进行原位测试,以目前最直接有效的 K_{30} 平板载荷试验为基准,其得到的垂直基准基床系数大于经直径修正后的室内试验方法值,与扁铲侧胀原位测试值基本一致,且接近于经验值的上限;室内试验值明显小于原位测试值。分析表明,对于原位测试,经直径修正后其基准基床系数数值趋于一致,但原位测试与室内试验经直径修正后得到的数值存在较大差异。

采用室内三轴法得到经直径修正后的基床系数均明显偏低,这显然与土体物理力学性质不符,主要是由于室内三轴法所采用的试样尺寸为 $39.1\text{ mm}\times80\text{ mm}$,虽然高度较大,但其直径偏小,受软土自身工程特性的限制,在室内进行试样制作时对其扰动较大,数值较低;对于可塑状态下的黏性土,由于下部陆相沉积土体物理力学性质好于上部硬壳层,因此其值比其稍大,但两者取值整体上比经验值偏小,同样与制样过程中的人工扰动程度有关。

经直径修正后的 K_0 仪固结法和固结法得到的不同状态下垂直基床系数见表 4。表 4 显示,对于相同地质条件及状态下 2 种固结法所得到的垂直基床系数比值为 $1.5\sim2.3$,接近于 2,其值与试样高度比 $1/2$ 近似于反比例关系。分析表明,仅将 2 种固结法得到的基床系数进行直径修正,显然无法统一,应同时考虑试样高度对试验结果的影响。

表 4 K_0 仪固结法与固结法垂直基床系数对比 MPa/mTable 5 Comparison of the vertical modulus of subgrade reaction by the K_0 consolidation method

测试方法	and the consolidation method				试样尺寸 $H \times D$
	可塑 (硬壳层)	流塑	软塑	可塑	
固结法	35.2	15.8	26.5	40.0	20 × 61.8
K_0 仪固结法	15	10.3	13.3	19.3	40 × 61.8
数值比	2.3	1.5	2.0	2.1	/

5 基于高径比 (H/R) 的基准基床系数取值

5.1 基准基床系数的修正公式推导

原位测试与室内试验相比:(1)原位载荷试验与室内试验尺寸存在差异;(2)原位荷载试验的压缩层厚度为影响深度范围内的土层厚度,而室内试验的土试样高度 h_0 即压缩层厚度,在假定相同的压板面积下,室内试验下沉量要小^[10]。由此,结合试验数据分析,不同测试试验方法得到基床系数存在差异的原因不仅与试样直径有关,还受试样高度(厚度)的影响,因此应综合考虑高径比(H/R)对基床系数取值产生的影响,从而统一修正到以 K_{30} 平板载荷试验为基准基床系数的取值标准。

根据分层总和法单向压缩理论^[11]:

$$\Delta s_i = \frac{\Delta p_i}{E_{si}} H_i \quad (3)$$

由基床系数取值定义得:

$$k_0 = \frac{P}{S} = \frac{P}{\frac{\Delta P}{E} H} = \frac{PE}{\frac{P+0}{2} H} = \frac{2E}{H} \quad (4)$$

表 5 垂直基准基床系数对比分析

Table 5 Comparison of the vertical modulus of reference subgrade reaction

/(MPa·m⁻¹)

测试方法		可塑(硬壳层)		流塑		软塑		可塑	
		直径修正	高径比修正	直径修正	高径比修正	直径修正	高径比修正	直径修正	高径比修正
垂直	K_{30}	34.9	34.9						
	K_0 仪固结法	15.0	28.3	10.3	19.4	13.3	25	19.3	36.5
	固结法	35.2	30.6	15.8	14.9	26.5	24.9	40	37.7
	经验值		12 ~ 30		1 ~ 12		10 ~ 25		20 ~ 45
水平	K_{30}	25.5	25.5						
	扁铲侧胀法	27.5	27.5	12.9	12.9	24.6	24.6	32.6	32.6
	K_0 仪固结法	16.2	30.6	9.0	16.9	13.3	25.1	18.1	33.4
	经验值		12 ~ 30		1 ~ 12		10 ~ 25		20 ~ 45

分析表 5 可知,经高径比修正后,不同测试试验方法得到不同状态下土体的垂直、水平基床系数趋于一致,下部可塑状黏性土垂直、水平基床系数与经验值吻合,其它各状态土体数值均稍高于经验值的上限。

综合分析表明,宁波软土地区普遍存在的表部硬

根据应力传递原理^[12],当试样高径比 $H/R = 3.7$, 试样底部压力 $P_i = 0.1P$, 则基床系数表达式为:

$$k_{0.1P} = \frac{P}{S} = \frac{P}{\frac{\Delta P}{E} H} = \frac{PE}{\frac{P+0.1P}{2} H} = \frac{2E}{1.1H} \quad (5)$$

由式(3),(4)可得:

$$k_0 = 1.1k_{0.1P} \quad (6)$$

当试样高径比为 3.7 时($H/R = 3.7$),即试样底端附加应力为顶部附加应力的 0.1 倍时($P_i = 0.1P$)得到的基准基床系数取值公式为:

$$K'_{0.1P} = \frac{H}{3.7R} K = K \quad (7)$$

由此,考虑试样高径比($H/R \leq 3.7$)对基床系数取值影响的基准基床系数修正公式为:

$$K'_{30} = 1.1K'_{0.1P} = 1.1 \frac{H}{3.7R} K = 0.3 \frac{H}{R} K \quad (8)$$

式中: K ——室内试验直接得到的基床系数;

K'_{30} ——修正后的基准基床系数。

对于高径比大于 3.7 ($H/R > 3.7$) 以及原位测试,由于试样或下部影响范围内压缩层厚度较大,可以忽略下部压缩层厚度的变化对测试结果的影响,因此可按式(2)仅进行直径修正,进而得到土体的基准基床系数。

5.2 修正公式的验证分析

采用式(8)对室内试验得出的基床系数进行高径比(H/R)修正后,基准基床系数数据见表 5。

壳层及流、软塑海相黏性土体的基准基床系数取值均大于经验值。

6 基准基床系数的对比分析

同种状态下的土体,采用 K_0 仪固结法所得到的基准基床系数见表 6。

表 6 垂直基准基床系数与水平基准基床系数对比

Table 6 Comparison of the modulus of reference subgrade reaction of the vertical and the horizontal

状态	垂直 $K_v/$ ($\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$)	水平 $K_h/$ ($\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$)	K_v/K_h
可塑(硬壳层)	28.3	30.6	0.92
流塑	19.4	16.9	1.15
软塑	25.0	25.1	1.0
可塑	36.5	33.4	1.1

表 6 显示,经高径比(H/R)修正后,对于相同地质条件及物理状态下的黏性土,各土样的垂直基准基床系数与水平基准基床系数之比为 0.92 ~ 1.15。总体分析表明,软土地区土体的垂直基准基床系数和水平基准基床系数之比均接近于 1,二者数值基本相等。

7 结论

(1)对于采用不同的测试试验方法得到的基床系数(垂直、水平),由于受尺寸效应的影响,导致同一地基土的基床系数存在着很大的差异,因此必须统一到以 K_{30} 为基准基床系数的标准,才可进行对比分析。

(2)室内试验中,采用改进后的 K_0 仪固结法可以较好地实现对土体基床系数的测试;三轴试验由于试样尺寸限制,在试样准备过程中易对软土造成较大的扰动,导致得到的基床系数数值显著偏低。

(3)室内试验取值中,当试样 $H/R \geq 3.7$ 时,需对半径进行修正;当 $H/R < 3.7$,需同时考虑试样的高度、半径的影响进行取值修正;建立的基于高径比(H/R)修正公式,经过验证可以较好对宁波软土地区土体的基准基床系数进行修正。

(4)宁波软土地区普遍存在的表部硬壳层及流、软塑状海相黏性土土体基准基床系数均稍高经验值;同一土样的垂直基准基床系数与水平基准基床系数在数值上基本一致,其比值趋近于 1。

参考文献:

[1] 唐世栋,林华国,傅纵.用扁铲侧胀试验求解侧向基床反力系数的方法[J].地下空间,2004,24(3):322 - 326. [TANG S D, LIN H G, FU Z. A Simplified Method for Calculation of the Horizontal Coefficient of Sub-grade Reaction with the Flat Dilatometer Test [J]. Underground Space, 2004, 24 (13); 322 - 326. (in Chinese)]

[2] 吴云刚,黄斌,张婷,等.基床系数室内试验成果修正及评价[J].水运工程,2010(7):27 - 30. [WU Y G, HUNF B, ZHANG T, et al. Amendment and

assessment on laboratory results of subgrade coefficient [J]. Port & Waterway Engineering, 2010 (7) : 27 - 30. (in Chinese)]

[3] 杨超,汪稔,傅志斌,等.扁铲侧胀试验在滨海沉积软土中的应用[J].水文地质工程地质,2010,37(2):79 - 82. [YANG C, WANG R, FU Z B, et al. Application of flat Dilatometer Test in littoral deposit soft soil [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2010, 37 (2) : 79 - 82. (in Chinese)]

[4] 姜彤,田明磊.基床系数室内试验方法[J].华北水利水电学报,2010,31(2):28 - 32. [JIANG T, TIAN M L. Indoor test for coefficient of subgrade reaction [J]. Journal of North China Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, 2010, 31 (2) : 28 - 32. (in Chinese)]

[5] 彭友君.地铁工程勘察现状与技术研究课题[J].岩土工程技术,2007,21(4):179 - 183. [PENG Y J. Present Situation of Subway Engineering Exploration and Technology Research Topics [J]. Geotechnical Engineering Technique, 2007, 21 (4) : 179 - 183. (in Chinese)]

[6] 祁良,郑荣跃,陶海冰,等.考虑温度影响的宁波软土临界状态参数研究[J].水文地质工程地质,2015,42(5):79 - 83. [QI L, ZHENG R Y, TAO H B, et al. A study of the critical state parameter of the Ningbo soft clay considering the effect of temperature [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2015, 42 (5) : 79 - 83. (in Chinese)]

[7] GB50007—2001 岩土工程勘察规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2009. [GB50021—2001 Code for investigation of geotechnical engineering [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese)]

[8] GB/T50123—1999 土工试验方法标准[S].北京:中国计划出版社出版,1999. [GB/T50123—1999 Standard for soil test method [S]. Beijing: China Planning Press, 1999. (in Chinese)]

[9] GB50307—2012 城市轨道交通岩土工程勘察规范[S].北京:中国计划出版社,2012. [GB 50307—2012 Code for geotechnical investigations of urban rail transit [S]. Beijing: China Planning Press, 2012. (in Chinese)]

[10] 周宏磊,张在明.基床系数的试验方法与取值[J].工程勘察,2004(2):11 - 15. [ZHOU H L, AHANG Z M. Test method and value of the coefficient of subgrade Reaction [J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2004 (2) : 11 - 15. (in Chinese)]

5 膨胀土吸水膨胀的驱动力

不同含水率试样与水接触后,就可以持续不断地吸水,直至饱和。驱动水持续不断进入土体的动力是水与土体颗粒之间的相互作用^[4-5],突出的作用是黏土矿物颗粒的吸附作用、土体孔隙中的毛细作用,是膨胀土吸水膨胀过程的主要驱动力,也是膨胀土微观结构变化的主要原因。

5.1 黏土矿物颗粒的吸附作用

根据双电层理论^[5-6],黏土矿物颗粒与水相互作用,引起黏土矿物晶体内部晶格扩张,在黏土矿物颗粒表面形成结合水膜,导致黏土矿物颗粒粒径增大。正是由于黏土矿物颗粒粒径增加,才导致土体产生显著的膨胀变形。

黏土矿物颗粒的吸附作用改变了颗粒周围自由水的状态,使之从自由水转变为结合水,引起颗粒周围孔隙水压力减小,诱使远处的自由水向黏土矿物颗粒处运移,直至黏土矿物吸附作用完成,周围孔隙水压力达到稳定状态,自由水的运移才停止。因此,可以说黏土矿物颗粒在土体内部形成吸附中心,正是黏土矿物颗粒的吸附作用,使自由水转变为结合水,导致黏土矿物颗粒周围孔隙水压力降低,在水头差的作用下,诱使远处的自由水向黏土矿物颗粒附近补给,保证吸附中心的吸附作用完成。

5.2 土体颗粒孔隙的毛细作用

土体内部孔隙的毛细作用是由于水的表面张力作用的结果。当土体与水接触后,在毛细作用下,外部水源持续不断地进入土体内部孔隙,填充孔隙,同时,为吸附中心传输水分。

由于黏土矿物颗粒半径增大,导致土体孔隙半径加大,土体颗粒之间的毛细力逐渐减小,当土体膨胀稳定时,土体变为饱和,毛细力突变为零。

6 结论

(1)连续吸水试验装置提供了测试膨胀土连续吸

水过程的方法,补充了现有的膨胀参数测试方法。

(2)实验结果表明:膨胀土吸水膨胀过程无宏观膨胀吸水阶段(OA)、显著膨胀吸水阶段(AB)、剧烈膨胀吸水阶段(BC)、膨胀力衰减吸水阶段(CD)4个阶段,每个阶段都对应着不同的吸水变化过程。

(3)综合分析表明,膨胀土吸水膨胀过程是以黏土矿物颗粒为吸附中心,黏土矿物不断水化的过程,吸附水化作用是膨胀土吸水膨胀的主要驱动力;毛细作用主要起到了传输水分的作用。

参考文献:

- [1] TB10102—2010 铁路工程土工试验规范[S]. [TB10102—2010 Code For Soil Test of Railway Engineering[S]. (in Chinese)]
- [2] Avsar E, Ulusay R, Sonmez H. Assessments of Swelling anisotropy of Ankara clay[J]. Engineering Geology, 2009, 105: 24-31.
- [3] 章李坚. 膨胀土膨胀性与收缩性的对比试验研究[D]. 成都:西南交通大学, 2014. [ZHANG L J. Experimental For Comparing Swelling And Shrinkage of Expansive Soil[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2014. (in Chinese)]
- [4] 丁振洲, 郑颖人, 李利晟. 膨胀力变化规律研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(7): 1328-1332. [DING Z J, ZHENG Y R, LI L S. Trial study on variation regularity on swelling force[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(7): 1328-1332. (in Chinese)]
- [5] 高国瑞. 近代土质学[M]. 北京:科学出版社, 2013. [GAO G R. Neoteric Soil Geotechnology[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese)]
- [6] 奥西波夫. 粘土类土和岩石的强度与变形性能的本质[M]. 北京:地质出版社, 1985. [В. И. Осипов. Nature of Strength and Deformation Property of Clay Soil and Rock[M]. Beijing: Geology Publishing House, 1985. (in Chinese)]

责任编辑:张明霞

(上接第 107 页)

- [11] 张克恭, 刘松玉. 土力学[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010. [ZHANG K G, LIU S Y. Soil mechanics[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)]
- [12] GB50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北

京:中国建筑工业出版社, 2011. [GB 50307—2011 Code for design of building foundation[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)]

责任编辑:张明霞