

DOI : 10.16285/j.rsm.2016.10.008

K_0 及三轴应力状态下压实膨胀土膨胀模型研究

刘清秉^{1,2}, 吴云刚³, 项伟², 汪稔¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071;

2. 中国地质大学 教育部长江三峡库区地质灾害研究中心, 湖北 武汉 430074; 3. 武汉市勘察设计有限公司, 湖北 武汉 430022)

摘 要: 以不同初始压实状态下的南阳中膨胀土为对象, 在常规固结仪上开展侧限膨胀试验及采用 GDS 三轴仪进行恒定偏差应力的三轴膨胀试验, 通过多元非线性拟合分析, 分别获得考虑初始压实度、含水率、上覆压力耦合关联影响的 K_0 膨胀模型以及体积膨胀率与球应力(体积应力)关系的三轴膨胀经验模型。基于 K_0 膨胀模型, 提出了压实土膨胀势能的定量计算公式, 并推导出膨胀土边坡处理层厚度的理论计算方法。基于膨胀体积应变只随球应力变化而不受偏差应力影响的假设条件, 分析了同一起始条件下, 膨胀土 K_0 模型与三轴膨胀模型的内在关联, 并建立了通过 K_0 模型推算三轴应力条件下体积膨胀率的理论方法。试验结果表明: 采用多因素耦合的 K_0 膨胀模型预测压实土膨胀势具有较好的准确度及合理性; 联系 K_0 模型与三轴膨胀模型的纽带在于假设侧限膨胀全程存在一个平均静止侧压力系数, 采用反演方法得到平均侧压力系数呈现随上覆压力增大而减小的趋势, 这种变化规律的根本原因则在于侧向膨胀力随上覆压力的增大而减小。

关键词: 膨胀土; 三轴膨胀试验; 侧压力系数; 相关性分析

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 7598 (2016) 10 - 2795 - 09

Swelling model study of expansive soil at K_0 and triaxial stress state

LIU Qing-bing^{1,2}, WU Yun-gang³, XIANG Wei², WANG Ren¹

(1. Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China;

2. Three Gorges Research Center for Geo-hazard of Ministry of Education, China University of Geosciences, Wuhan, Hubei 430074, China;

3. Wuhan Geotechnical Engineering and Surveying Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430022, China)

Abstract: A series of swelling tests is performed on a typical Nanyang expansive soil with medium swelling capacity compacted at various initial densities and water contents. The swelling tests are separately conducted using the conventional oedometer to confine the lateral swelling of the soil specimens, and using the GDS triaxial apparatus to allow the free volumetric swelling. The multiple nonlinear mathematical method is adopted to obtain the lateral swelling model (i.e. K_0 model), which fully considers the coupled effect of initial degree of compaction, moisture content and overburden pressure on the swelling strain. Also, an empirical model for the relationship between spherical stress and volumetric strain is proposed by triaxial swelling test. Based on the K_0 swelling model, a formula is proposed to quantitatively evaluate the swell potential, and also a theoretical calculation method is derived to determine the processing layer thickness of expansive soil slope. Based on the assumption that volumetric swelling strain only changes with spherical stress and is not affected by the deviatoric stress, the correlations between the K_0 model and triaxial model are analyzed, and a method to calculate the volumetric swelling strain by only employing the K_0 model is given. Experimental results show that the proposed K_0 model with multifactor coupling is reasonable to predict the swelling potential of compacted expansive soil. It is found that the key factor to link the K_0 model and triaxial swelling model is assuming an average static lateral pressure coefficient. The average static lateral pressure coefficient tends to decrease with increasing overburden pressure by inversion method. This tendency of average static lateral pressure coefficient is believed to rely on the fact that lateral swelling pressure decreases with the increase of overburden pressure.

Keywords: expansive soil; triaxial swelling test; lateral pressure coefficient; correlation analysis

收稿日期: 2015-02-16

基金项目: 国家自然科学基金(No. 41572286, No. 41202199); 湖北省自然科学基金(No. 2015CFB247); 中国博士后科学基金(No. 2013M542098)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China(41572286, 41202199), the National Natural Science Foundation of Hubei Province(2015CFB247) and the China Postdoctoral Science Foundation(2013M542098).

第一作者简介: 刘清秉, 男, 1984 年生, 博士(后), 副研究员, 主要从事特殊土试验研究方面的工作。E-mail: liuqingbing_1357@163.com

1 引言

膨胀土因富含亲水性、膨胀性黏土矿物而极易发生强烈的吸水膨胀变形,对基础结构及上层建筑物产生很大危害^[1-3]。膨胀土地区渠坡、路堤工程常采用开挖膨胀土料压实填筑,与原状土相比,压实土强度提高、压缩性及渗透性降低,但由于破坏了土颗粒原始胶结结构,遇水膨胀势比天然土强烈得多^[4-5]。研究表明,压实土膨胀势主要受压实度、起始含水率及外在荷载等因素影响^[6-9],因此,准确预测评估土体膨胀潜势,从而确定合理的工程防护方案,关键前提是分析建立膨胀变形与各影响因素间的关系模型。

膨胀土一维膨胀模型研究中,常将膨胀土看作半无限空间体,假定其侧向不发生膨胀变形,在固结仪上进行 K_0 应力状态下膨胀试验,建立膨胀应变与起始压实度、含水率、上覆荷载中的单因素或双因素之间的关系。大量 K_0 膨胀试验结果表明^[10-14],竖向膨胀率分别与起始含水率、干密度呈负、正线性相关,与上覆压力一般呈半对数线性负相关。考虑到 K_0 状态不能真实模拟自然环境中膨胀土各向膨胀的情形,且试验过程中应力状态不明确,有学者开展了三轴应力状态下的膨胀试验,研究膨胀土三维体积膨胀变形规律。Einstein 等^[15]基于 K_0 状态下的 H-A 模型,提出了重塑膨胀土的体积膨胀应变与第一应力不变量的关系模型;之后杨庆^[16]验证了

这一模型,并建立了体应变与应力、吸水率的双因素经验模型;李振等^[17]根据等应力比三轴增湿膨胀试验,提出了体膨胀应变与吸入含水率、球应力之间的关系式。

三轴膨胀模型应力状态清晰,精确度高,能更真实反映土体膨胀特性,但试验操作复杂,控制因素多且周期长,目前研究相对较少。 K_0 模型简单易推广应用,但如何建立考虑多影响因子耦合效应的精细模型,仍需深入研究。针对于此,本文对南阳中膨胀土开展了一套完整的 K_0 及三向应力状态下的膨胀试验,运用数学方法建立了能够考虑压实度、起始含水率及压力三因素耦合影响的 K_0 膨胀模型,从 K_0 膨胀过程中土体侧向应力变化的角度,分析两种模型间的关联性,探讨了采用 K_0 膨胀模型公式预测三轴膨胀体积应变的方法,以期为膨胀模型的理论研究及膨胀土工程设计、验算提供一些有益的参考。

2 试验土料及基本性质

试验膨胀土取自南水北调中线工程南阳试验段,为湖相沉积土。原状土样呈黄褐色,稍湿,硬塑状,切面光滑,原生裂隙发育,含钙质及铁质结核物。XRD 试验表明,土中黏土矿物成分以蒙脱石为主(提纯样);黏土颗粒的阳离子交换总量为 0.26 mol/kg,自由膨胀率为 73%,可综合判定土样具中等膨胀势。基本性质指标具体见表 1。

表 1 膨胀土基本性质指标

Table 1 Basic indices of expansive soil

天然含水率 /%	土粒相对密度 /(g/cm^3)	液限 /%	塑限 /%	最大干密度 /(g/cm^3)	最优含水率 /%	自由膨胀率 /%	胶粒含量 /%	矿物含量 /%						阳离子交换量 /(mol/kg)	
								蒙脱石	绿泥石	伊利石	高岭石	石英	长石		方解石
21.2	2.75	57.6	26.8	1.58	24.4	73	25.6	36	4	10	7	35	6	2	0.2604

3 试验方法

3.1 K_0 应力下有荷膨胀率试验

有侧限膨胀率试验在 WG-1B 型三联中压固结仪上进行。试样起始含水率控制在击实最优含水率的两侧,分别为 $w_0=22.4\%$ 、 24.4% 、 26.4% ;根据工程中要求压实度达 90%以上,每组合含水率下的试样分别按 $R_c=90\%$ 、 93% 、 96% 3 种压实度进行压实。试验上覆荷载共 9 级,范围在 0~125 kPa。

3.2 GDS 三轴膨胀试验

三轴膨胀试验在 GDS 三轴仪上进行,即在设定的轴压、围压状态下对某一初始状态土样进行充分吸水饱和,获得膨胀土的最终体积膨胀变形量。

三轴膨胀试验系统见图 1,具体过程为:调制土样在最优含水率($w_{op}=24.4\%$)状态,分别按最大干密度及 93% 压实度制取 $\phi=61.8$ mm、 $h=125$ mm 的圆柱样,并在三轴基座上,依次放上透水石、滤纸及膨胀土样,同时将土样周围贴上滤纸条,用橡胶套将试样帽、压力室底座圆柱体、膨胀土样密封;

关闭反压控制阀,通过进出水阀向压力室注水,待顶端的排气孔中有水溢出,关闭进出水阀及排气阀;通过围压控制阀及轴压系统,将围压、轴压逐级加荷到设计值,为避免偏差应力过大造成剪切破坏,本试验中偏差应力均恒定设置为 5 kPa;当试样受压稳定后,由反压伺服系统施加一定反压,使土样逐渐吸水膨胀、饱和,本试验反压值设定为

5 kPa，施加反压同时，同步提高轴压及围压值，以防内外压差引起的变形；维持各压力稳定，直至土样吸水膨胀稳定(轴向膨胀量不超过 0.01 mm/h)。整个试验过程，GDSLAB 模块软件自动测记压力室内水量的变化，获得试件膨胀的体积应变(外体变)，通过对土样进行烘干称重，计算其胀后含水率。三轴状态下，试样膨胀过程中内部任一单元体的膨胀应力、应变状态如图 2 所示，其中 σ_{hi} 为任一方向的膨胀应力， ε_{hi} 为膨胀应变。

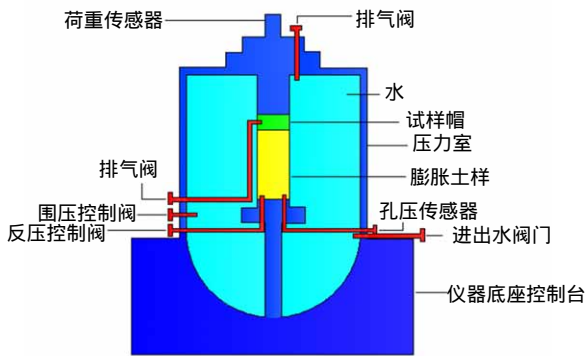


图 1 三轴膨胀试验结构示意图
Fig.1 Schematic view of triaxial swelling test

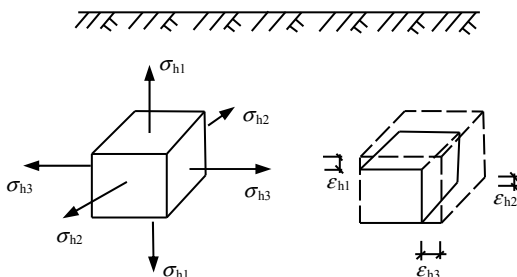


图 2 试样内部单元体的膨胀应力、应变状态
Fig.2 Swelling stress and strain within unit of soil sample in triaxial test

需要指出，本次三轴膨胀试验始终保持偏差应力恒定($\sigma_1 - \sigma_3 = 5$ kPa)。这一做法是基于 Einstein^[15]的体积膨胀假说：即三向膨胀应变作为一种体积应变由应力第一不变量引起，与偏差应力无关。这一思想后被很多学者沿用，杨庆^[16]根据三向等压膨胀及有偏差应力三轴膨胀试验结果，亦证明两种条件下偏差应力虽不同，但建立的体积膨胀率随球应力的变化关系基本是一致的。基于此，本次试验暂不考虑偏差应力对膨胀土体积应变的影响。

4 试验结果及分析

4.1 K₀ 膨胀模型

以压实度为 93%为例，图 3 给出了膨胀率随起始含水率及上覆压力综合变化的典型规律，可以看

到：初始含水率一定，上覆荷载越大，膨胀变形越小，其中在 0~6.25 kPa 范围内，膨胀率对荷载增加的敏感性强烈，之后膨胀率随荷载增大而降低的幅度及速率逐渐减小；上覆压力一定，初始含水率越大，膨胀率越低；当上覆荷载及初始含水率增大至一定值时，土样吸水后开始出现湿陷变形(膨胀率为负)。

分析图 3 数据结果可知，膨胀率(δ_{ef})-上覆荷载(σ)呈近似对数变化关系，膨胀率(δ_{ef})-含水率(w_0)为负线性相关。为定量表征这一规律，通过数学回归分析，首先建立同一压实度(R_c)下， $\delta_{ef} = f(\sigma, w_0)$ 的关系模型。考虑到上覆荷载为 0 时，其对数拟合 $\ln \sigma$ 是没有数学意义，因此将荷载值进行无量纲化，令单位荷载 $P_0 = 1$ kPa，将横坐标改写为 $\ln(\sigma/P_0 + 1)$ 形式。

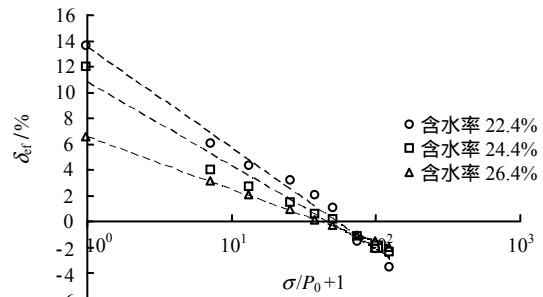


图 3 不同起始含水率下膨胀率随荷载的变化 (压实度 93%)

Fig.3 Variation of swelling ratio with pressure at different initial water contents ($R_c=93\%$)

同一压实度下 ($R_c=93\%$)， $\delta_{ef} - \ln(\sigma/P_0 + 1)$ 呈线性递减关系，可表达为

$$\delta_{ef} = k \ln(\sigma/P_0 + 1) + f \quad (1)$$

式中： k 、 f 为拟合参数，取值随初始含水率不同而变化，反映了初始含水率对 $\delta_{ef} - \ln(\sigma/P_0 + 1)$ 的影响。

同样，压实度为 90%、96%时亦表现出相似规律，通过回归分析，可进一步得到不同压实度、起始含水率下， k 、 f 的拟合参数值，结果见表 2。

不难看出， k 、 f 值受初始含水率、压实度两因素共同影响，且当保持某一因素恒定时，与另外一因素间呈线性变化。通过多元线性拟合，分别得到 k 、 f 与 R_c 、 w_0 的关系为

$$\left. \begin{aligned} k &= (-330.38R_c + 347.55)w_0 + 81.733R_c - 88.537 \\ f &= (-535.5R_c - 669.76)w_0 - 122.92R_c + 166.27 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式(2)反映了 w_0 、 P 对 $\delta_{ef} - \ln(\sigma/P_0 + 1)$ 的耦合

作用。进一步将式(2)代入式(1),可最终得到关于 $\delta_{ef}=f(\sigma, w_0, R_c)$ 的关系式为

表2 不同初始含水率、压实度下的线性回归系数
Table 2 Linear regression coefficients at different initial water contents and degrees of compaction

$R_c/\%$	$w_0/\%$	k	f	R^2
90	22.4	-3.654 6	13.048 0	0.997 3
90	24.4	-2.979 8	10.553 0	0.987 8
90	26.4	-1.629 0	5.552 2	0.989 0
93	22.4	-3.337 6	13.423 0	0.982 3
93	24.4	-2.813 7	10.787 0	0.973 5
93	26.4	-1.760 5	6.520 0	0.999 5
96	22.4	-3.246 6	14.080 0	0.958 1
96	24.4	-2.801 6	11.366 0	0.948 3
96	26.4	-2.013 9	8.029 4	0.993 3

$$\delta_{ef} = [(-330.38R_c + 347.55)w_0 + 81.733R_c - 88.537] \cdot \ln(\sigma/P_0 + 1) + (-535.5R_c - 669.76)w_0 - 122.92R_c + 166.27 \quad (3)$$

至此,综合考虑初始含水率 w_0 、压实度 R_c 、上覆荷载 σ 耦合影响的 K_0 应力下的膨胀模型得以建立。

为进一步验证采用该模型预测 K_0 膨胀率的可靠度,另外补充开展了 $R_c=90\%、93\%、96\%；w_0=20\%、25\%、28\%；\sigma=6.25、12.5、25$ kPa条件下的27组膨胀试验,并将试验结果与模型预测值进行对比,结果见图4。总体来看,模型预测值与实测值围绕 $y=x$ 线附近波动,两者之间的平均偏差不超过20%,表明采用该模型关系来预测压实膨胀土的膨胀势具有较好的准确度及合理性,当然,该 K_0 膨胀模型的适用性仅针对本次试验对象的膨胀土样。

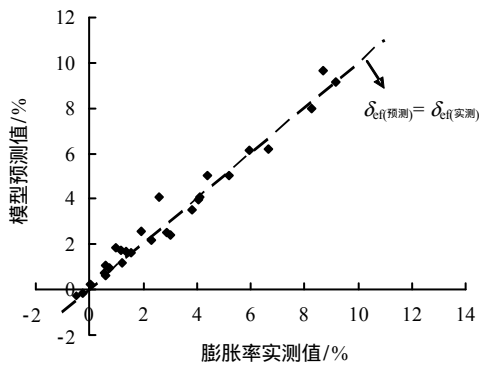


图4 采用 K_0 模型预测的膨胀率值与实测值比较
Fig.4 Comparison between tested values and predicted values of swelling ratio with K_0 model

4.2 三轴膨胀经验模型

三轴应力条件下,膨胀土吸水体变率与体积应

力 $P(P=(\sigma_1+2\sigma_2)/3)$ 及吸水率 Δw 的变化关系见图5。不难看出,随着施加的应力水平逐渐增大,土样吸水膨胀率逐渐降低,同时其稳定状态下吸水率亦显著减小。当应力水平增大至一定的界限值时,体积应变由膨胀转化为湿陷,其中土样压实度越大,其湿陷变形发生的临界应力值则越高。Alonso和Gens等^[18]指出,压实膨胀土具有双重结构形式,即由膨胀性黏土颗粒自身及内部微孔隙组成的微观结构体系及由黏土团聚体及团聚体之间的大孔隙组成的宏观结构体系。膨胀土在一定的应力条件下吸水过程中,一方面膨胀性黏土矿物颗粒自身将发生膨胀,微观孔隙结构扩展产生膨胀应变;另一方面,黏土团聚体由于受外加应力作用将发生宏观孔隙结构的挤压收缩,两种结构尺度变形过程的耦合作用决定了土样外在总体变形的发展趋势。因此,压实膨胀土最终体变是膨胀还是湿陷受到土样结构密实程度、应力水平及吸水状态(土体内部吸力变化)综合影响。本此试验采用的中膨胀土样所包含的黏土矿物具有较高的吸水膨胀势,试样初始压实度控制在93%以上,整体结构呈致密封闭状态,在低应力条件下,随着土样含水率增大,吸力降低,黏土矿物微观湿胀变形充分发展,且由于土样结构紧密,微观体积膨胀无法通过填充于团聚体之间的大孔隙得以消散,只有向外在传递显现,同时外加应力产生的宏观结构压缩变形相对较小,从而导致土样总体呈膨胀变形。反之,在高应力条件下,微观湿胀变形受到抑制,而宏观结构的湿陷变形则得以充分发生,因此,总体上表现为湿陷变形。土样初始结构状态则决定着宏-微观两种尺度结构变形的耦合效应,即压实度越低,结构越开放,一方面微观湿胀通过填充宏观孔隙得以充分消散;另一方面,宏

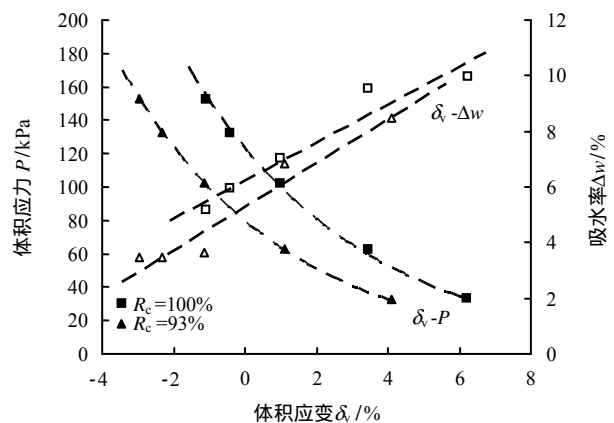


图5 体积应变随体积应力及吸水率的变化
Fig.5 Variation of volumetric strain with volumetric stress and absorbed water ratio

观孔隙受外加应力作用能够产生充分的挤压收缩，从而导致低压实度土样在整体表现为湿陷变形时对应的临界应力值较低。

由图 5 可见，在三轴应力条件下，不同初始压实状态的土样，其体应变与体应力之间均呈现良好的规律性变化，体应变与吸水率数据则相对离散，采用数学拟合得到 $\delta_v - P$ 的单因素经验关系式为

$$\left. \begin{aligned} \delta_v &= -4.72 \ln(P/P_0) + 22.7, R_c = 100\% \\ \delta_v &= -4.5 \ln(P/P_0) + 19.68, R_c = 93\% \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

若考虑体应力与吸水率两项因素对体积应变的综合影响，当 $w_0 = w_{op}$, $R_c = 100\%$ 时，可得到如下拟合关系：

$$\delta_v = 16.86 - 2.575 \ln(P/P_0) + 1.49 \ln(\Delta w P_0 / P) \quad (5)$$

在工程实践中，当控制膨胀土在最优含水率下进行碾压填筑时，可采用式 (4) (5) 预测一定应力水平下的土层增湿体积变化。在膨胀土边坡填筑层变形与稳定性分析的数值计算中，当考虑湿度变化引起的膨胀荷载时，也可采用式 (5) 计算节点单元应力、含水率场变化引起的体变 δ_v ，进而基于湿度场理论^[19]，将 δ_v 换算成等效节点湿度荷载，施加到计算模型中。

为进一步验证上述经验关系的可信度，补充开展一组围压为 50 kPa、轴压为 55 kPa 下的三轴膨胀试验，试样控制在最优含水率及最大干密度条件，试验实测的体积应变为 4%，吸水率 Δw 为 9.76%，采用式 (4) (5) 计算的体积应变分别为 4.08% 和 4.21%，误差在 2%~5% 之间，表明三轴经验计算模型具有较高的可靠度，当然，这种适用性仅针对本次试验的膨胀土样及特定的初始控制条件。

5 讨论

5.1 关于 K₀ 膨胀模型的应用探讨

5.1.1 压实土膨胀潜势能定量计算

无论是膨胀力还是膨胀率，都只是膨胀土蕴藏的膨胀势能对外释放过程所伴随的力和变形现象，关于压实膨胀土的潜在膨胀势一般通过其初始含水率、压实度（或干密度）等指标进行定性判定，如何对膨胀能（势）进行量化评价，尚缺少统一地认识。以图 6 为例，如果将膨胀土上覆荷载看作重物，那么浸水膨胀过程实际上是土样蓄积的膨胀能对外释放而抬升重物的做功过程，考虑到土样在重塑压实中结构胶结被破坏，膨胀过程克服土粒间胶结做功很小，内耗可以忽略，另外不考虑热量和侧

壁摩擦的内耗损失，则膨胀土减少的能量就等于重物重力势能的增加量。设某一初始条件的膨胀土试样，其压实度为 R_c 、初始含水率为 w_0 、初始高度为 h_0 、底面积为 S_0 ，在上覆荷载 σ 时，将产生 δ_{ef} 的膨胀应变。对于 K_0 膨胀模型式 (3) 一般可表达为

$$\delta_{ef} = \delta_{ef}(\sigma, w_0, R_c) = [(AR_c + B)w_0 + CR_c + D] \ln(\sigma/P_1 + 1) + [(ER_c + F)w_0 + GR_c + H] \quad (6)$$

式中： $A \sim H$ 均为待定系数。

以上覆荷载 σ 为目标量对式 (6) 做变换，可得

$$\sigma = \sigma(R_c, w_0, \delta_{ef}) = \left[e^{\frac{\delta_{ef} - (ER_c + F)w_0 - GR_c - H}{(AR_c + B)w_0 + CR_c + D}} - 1 \right] P_0 \quad (7)$$

当荷载 $\sigma = \sigma(R_c, w_0, \delta_{ef})$ 产生很微小的变化 $\Delta\sigma$ ($\Delta\sigma < 0$) 时，可看作膨胀土上覆重物重量减小至 $[\sigma(R_c, w_0, \delta_{ef}) + \Delta\sigma]S_0$ ，随着上覆荷载（重物）减小，膨胀时受到的阻抗变小，膨胀应变随之增大，设此时土样在 δ_{ef} 的基础上产生了微小的膨胀应变 $\Delta\delta_{ef}$ ，那么这一过程中，上覆重物重力势能的增量 E_p 可表示为

$$\Delta E_p = [\sigma(R_c, w_0, \delta_{ef}) + \Delta\sigma]S_0 h_0 \Delta\delta_{ef} - \sigma(R_c, w_0, \delta_{ef})S_0 h_0 \Delta\delta_{ef} + \Delta\sigma S_0 h_0 \Delta\delta_{ef} \quad (8)$$

式中： $\Delta\sigma S_0 h_0 \Delta\delta_{ef}$ 是 $\sigma(R_c, w_0, \delta_{ef})S_0 h_0 \Delta\delta_{ef}$ 的高阶无穷小，可以忽略，那么在上覆荷载减小 $\Delta\sigma$ 过程中，膨胀对外界做功 $\Delta W = \Delta E_p = \sigma(R_c, w_0, \delta_{ef})S_0 h_0 \Delta\delta_{ef}$ 。当初始上覆荷载 σ 等于土样最大膨胀力 P_e 时， $\delta_{ef} = 0$ ，将 σ 逐渐减小至 0 的过程中，如图 7 所示，膨胀应变从 0 变化为 δ ，此时，可认为土样的膨胀能量完全释放，整个过程中，土样对外界做功为

$$W = \int_0^\delta dW = \int_0^\delta \sigma(R_c, w_0, \delta_{ef})S_0 h_0 d\delta_{ef} = \int_0^\delta \left[e^{\frac{\delta_{ef} - (ER_c + F)w_0 - GR_c - H}{(AR_c + B)w_0 + CR_c + D}} - 1 \right] P_0 S_0 h_0 d\delta_{ef} \quad (9)$$

采用式 (9) 可近似计算出土样的潜在膨胀势能。式中，除了最终膨胀应变 δ 未知外，其余均为已知量，为获得 δ ，可通过室内加荷平衡法开展膨胀力试验，试验结束后不断减少上覆荷载（通过减少铁砂数量），直至荷载减小为 0，观察并记录最终膨胀稳定后土样产生的膨胀应变，即 δ 值。

5.1.2 膨胀土边坡处理层厚度估算

膨胀土边坡的膨胀变形一般发生在浅层范围，随着埋深的增加，土体自重应力逐渐增大，一定深度以下土体的膨胀变形将受到抑制，因此，发生膨

胀的土层厚度存在一个临界值，这一临界厚度范围内的膨胀土需进行工程处理，工程实际中面临的问题是如何确定该处理层厚度。

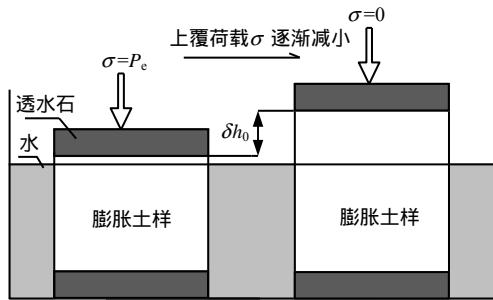


图6 膨胀势能推导示意图

Fig.6 Schematic diagram for swelling potential derivation

以一个倾角为 α 的简化均质膨胀土边坡为例，设其坡顶经压重处理，不发生垂直膨胀变形，只产生沿坡面的膨胀变形，即边坡土体处于 K_0 受力状态，如图7所示。假定土体的起始含水率为 w_{0i} ，重度为 γ_i ，根据该膨胀土最大干密度可求出其压实度为 R_{ci} ，设坡面膨胀土处理层厚度为 d ，由于该厚度是发生膨胀变形的最大深度，因此，距坡面垂直距离为 d 处的膨胀应变为 0，该深度处的膨胀土受到的上覆荷载（沿坡面法线方向的垂直应力）为 $\gamma_i d \cos \alpha$ 。由于 K_0 受力状态下，土体膨胀满足式(7)，将 $\sigma = \gamma_i d \cos \alpha$ 、 $R_c = R_{ci}$ 、 $w_0 = w_{0i}$ 、 $\delta_{ef} = 0$ 代入式(7)，便可得到处理层厚度为

$$d = \frac{\left[e^{\frac{-(ER_{ci}+F)\omega_{0i}-GR_{ci}-H}{(AR_{ci}+B)\omega_{0i}+CR_{ci}+D}} - 1 \right] P_0}{\gamma_i \cos \alpha} \quad (10)$$

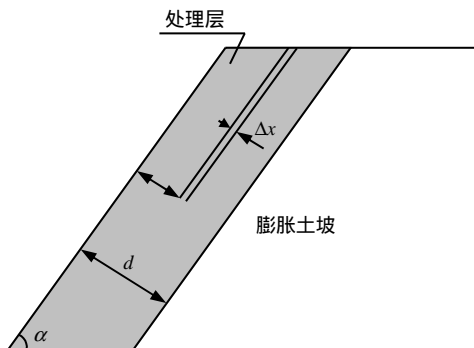


图7 处理层厚度及膨胀应变计算示意图

Fig.7 Schematic diagram for determining the thickness of processing layer and calculating swelling strain

设在距垂直边坡表面深度 x 处取一微小厚度 Δx ，该微厚度土体受到的上覆荷载为 $\gamma_i x \cos \alpha$ ，根

据推导的 K_0 膨胀本构模型式(6)，该厚度土体产生的最大膨胀量为

$$S_{\Delta x} = \delta_{ef}(\gamma_i x \cos \alpha, w_{0i}, R_{ci}) \Delta x \quad (11)$$

在整个处理层深度范围内，厚度为 d 的膨胀土产生的总膨胀量为

$$S = \int_0^d S_{\Delta x} = \int_0^d \delta_{ef}(R_{ci}, w_{0i}, \gamma_i x \cos \alpha) dx \quad (12)$$

处理层深度内平均膨胀应变 ε 为

$$\varepsilon = S/d = \frac{\int_0^d \delta_{ef}(R_{ci}, w_{0i}, \gamma_i x \cos \alpha) dx}{\gamma_i \cos \alpha} \quad (13)$$

$$= \frac{\left[e^{\frac{-(ER_{ci}+F)\omega_{0i}-GR_{ci}-H}{(AR_{ci}+B)\omega_{0i}+CR_{ci}+D}} - 1 \right] P_0}{\gamma_i \cos \alpha}$$

采用式(10)~(13)，可理论上近似计算膨胀土边坡处理层厚度及处理层内土体平均膨胀应变，在实际工程中，还要考虑当地膨胀土的大气风化影响深度、施工可行性等其他多项因素，从而综合分析确定一个合理值，之后便可针对性地对这一深度内的膨胀土采用诸如换填、改性、压重、加筋、预湿等措施来限制其膨胀变形。

5.2 不同应力状态条件下膨胀模型的关联性分析

基于 Einstein 的体积膨胀假说：对于起始条件相同的同一种膨胀土，其体积膨胀应变同球应力(体积应力)的单因素表达式不随偏差应力的变化而变化，即体积应力相同时，无论是侧限还是三轴试验条件，其膨胀体积应变理论上是一致的。 K_0 状态下，土样膨胀过程中上覆荷载是恒定的，但其侧向受力状态不明确，假设土样从起始膨胀到稳定整个过程中存在一个平均静止侧压力系数为 \bar{K}_0 ，那么可以将某一恒定上覆荷载 σ 作用下侧限膨胀过程看作一个等效体积应力 \bar{P} 条件的三轴膨胀过程，其所受的体积应力为

$$\bar{P} = \sigma(1+2\bar{K}_0)/3 \quad (14)$$

对于一定初始压实度和含水率状态土样，在上覆荷载 σ 下产生的竖向膨胀率满足式(6)，由于在 K_0 状态下，膨胀过程不产生侧向应变，则

$$\delta_{ef} = \delta_v \quad (15)$$

当采用假定的平均静止侧压力系数，将侧限膨胀看作等效体积应力 \bar{P} 条件下的三轴膨胀，则 δ_v 满足：

$$\delta_v = g(\bar{P}) \quad (16)$$

联立式 (6) (14)~(16), 通过给定一系列 σ 值, 可反演出平均静止侧压力系数 \bar{K}_0 及对应的 \bar{P} 值, 采用试验实际获得的模型关系式 (3)、(4) 替代式 (6) 和式 (16), 计算结果如图 8、9 所示。

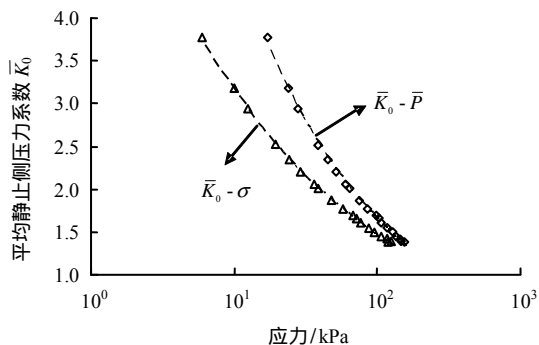


图 8 平均静止侧压力系数随应力状态量的变化关系
Fig.8 Variation of \bar{K}_0 with applied stress level

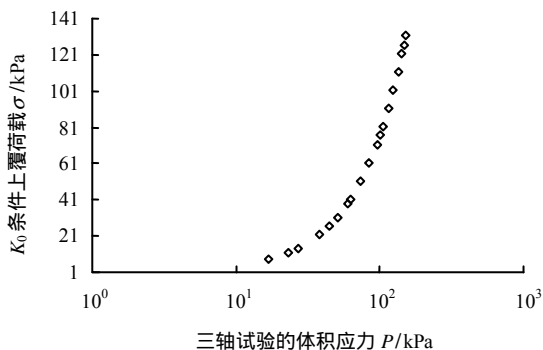


图 9 K₀ 与三轴条件下应力变量的拟合关系
Fig.9 Fitting relationship between P and σ

从图 8 的反演计算结果可以看出, 随着上覆荷载 σ 的增加, 假定的平均静止侧压力系数 \bar{K}_0 值是逐渐减小的。同样, σ 所对应的等效体积应力 \bar{P} 受到 \bar{K}_0 值变化趋势的影响, 如图 9 所示, 两种试验条件下应力变量之间满足如下关系:

$$\sigma = 0.128 6\bar{P}^{1.365 8} (R^2 = 0.999 7) \quad (17)$$

以假定的平均静止侧压力系数为纽带, 对于某一压实度和初始含水率的膨胀土试样, 当已知其三轴试验控制的体积应力时, 便可基于式 (17) 将体积应力换算成对应的 K_0 膨胀试验中的上覆荷载 σ , 进而运用 K_0 膨胀本构模型公式来推算其体积应变。当然, 式 (17) 建立的经验关系只适用于试样特定初始状态条件, 但两种膨胀模型的这一关联分析方法, 提供了一条有益的思路: 即可通过 K_0 膨胀试验实现对三轴膨胀体积应变的快速预测, 以避免后者所涉及制样、装样、加载、饱和到最终膨胀稳定的

耗时、耗力过程, 从而有效提高工作效率。

5.3 平均静止侧压力系数规律性分析

静止侧压力是一种被动力, 是土体在竖向荷载作用下, 为限制其侧向变形趋势, 周围土体或结构所施加的一种横向约束力。对于各向同性的重塑土, 其静止侧压力系数 K_0 可采用如下公式计算:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (18)$$

式中: μ 为泊松比。

对于某一特定土样来说, 在荷载不大时, 其泊松比可视为常数, 因此, 静止侧压力系数应与上覆荷载大小无关, 为一恒定值。但通过 5.2 节反演得到的平均静止侧压力系数 \bar{K}_0 却存在随上覆应力 σ 增大而减小的变化规律 (见图 8), 那么这一看似矛盾的现象是否真实存在呢? 基于此, 可从侧限膨胀过程中土样静止侧压力产生机制进行分析探讨。

在侧限有荷膨胀率试验过程中, 固结仪侧壁受到的侧压力实际上可分为两部分, 一部分是由上覆荷载 σ_v 作用所引起的侧向应力 σ_a , 第二部分是膨胀土因吸水膨胀而对侧壁所产生的径向膨胀压力 σ_b , 这两种力叠加等于膨胀土受到的总的水平约束力 σ_H , 即 $\sigma_H = \sigma_a + \sigma_b$ 。设某一时刻, 膨胀土静止侧压力系数为 k_t , 由静止土压力系数的定义可知:

$$k_t = \frac{\sigma_H}{\sigma_v} = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} + \frac{\sigma_b}{\sigma_v} \quad (19)$$

那么在时间间隔为 T 的整个膨胀过程中, 平均静止侧压力系数 \bar{K}_0 可表示为

$$\bar{K}_0 = \frac{\int_0^T k_t dt}{T} \quad (20)$$

式 (19) 中, σ_a / σ_v 仅与上覆荷载有关, 在一定范围的恒定压力下, 其值可设为常数, 而 σ_b / σ_v 值则与膨胀土吸水过程产生的水平向膨胀力密切相关。一般来说, 当控制在同等密实度和初始含水率状态下, 土样上覆荷载 σ_v 越小, 其膨胀势能够越充分发挥, 表现为一方面轴向膨胀变形较大, 另一方面对侧壁施加的侧向膨胀力 σ_b 也较大。

Komornik 和 Zeitten^[20] 曾采用特制的厚度为 0.03 cm 不锈钢片环刀开展了压实膨胀土的侧限膨胀试验, 通过在不锈钢环刀侧壁上贴应变片, 计算膨胀土在膨胀过程中的径向应力。这里, 以初始含水率为 30% 试样的试验数据为例, 将不同干密度与膨胀率条件下土样的径向压力与轴向压力值变化关

系绘制成曲线,如图10所示。

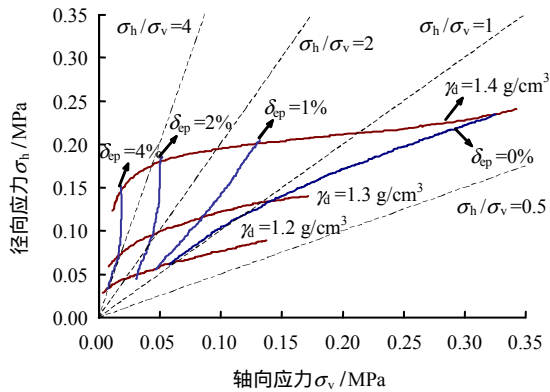


图10 不同干密度与膨胀率条件下的径向与轴向应力关系
Fig.10 Relationships between axial stress and horizontal stress of samples at various densities and swelling ratios

由图10不难发现,在相同起始含水率和压实度条件下,随着有荷膨胀率 δ_{ep} 增大,土样的径向应力与轴向应力的比值 σ_h/σ_v 越来越大,即式(20)中 k_t 值越来越大。所以在时间 T 内, k_t 是关于时刻 t 的增函数,当 $t=0$ (刚开始膨胀)时,无论上覆荷载多大,所有土样的静止侧压力系数均为恒定的 σ_a/σ_v ,当 $t=T$ (膨胀完成)时,上覆荷载小的土样产生的膨胀应变最大,其最终的径向应力与轴向应力的比值最大,即最终的静止侧压力系数最大,结合式(20)可知,其过程中的平均静止侧压力系数 \bar{k}_0 也将会越大。因此,该试验结果证明了5.2节反演得到的平均静止侧压力系数 \bar{k}_0 随上覆荷载增大而减小的变化规律是合理可信的。

6 结论

(1) 压实膨胀土的 K_0 膨胀应变受压实度、含水率及上覆压力三因素的综合影响,通过逐级回归分析方法,建立了能综合考虑3项因素之间相互耦合关联的 K_0 膨胀模型公式,验证试验表明,采用该模型预测压实土膨胀势,具有较好的准确度及合理性。

(2) 提出的 K_0 模型,可用于计算压实土的膨胀势能,能更清晰地揭示膨胀潜势与其初始控制状态之间的定量关系;本文探讨了该 K_0 模型的工程应用方向,推导出膨胀土边坡处理层厚度的理论计算公式。

(3) 在特定的初始压实度与含水率状态下,膨胀土于三轴条件下的体变特征主要受控于其应力水平状态,膨胀变形的应力效应通过土样内部不同尺度孔隙结构的变形加以综合显现。提出了三轴应力条件下,体应变与体应力及吸水率的经验模型公式。

(4) 本文基于Einstein体积膨胀假说,并通过假设膨胀全程存在平均静止侧压力系数 \bar{k}_0 ,建立了

三轴膨胀模型与 K_0 模型之间的关联方法,反演结果表明, \bar{k}_0 随着上覆荷载的减小呈现增大的趋势,通过理论分析和试验实例数据,对这一规律的合理性进行了论证。

参考文献

- [1] 李生林, 施斌. 中国膨胀土工程地质研究[M]. 南京: 江苏科学技术出版社, 1992.
LI Sheng-lin, SHI Bin. Engineering geology property of Chinese expansive soil[M]. Nanjing: Jiangsu Science Press, 1992.
- [2] 刘特洪. 工程建设中的膨胀土问题[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
LIU Te-hong. Expansive soil problem in engineering construction[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1997.
- [3] 刘清秉. 膨胀土胀缩特性及固化剂改性作用机理研究[D]. 武汉: 中国地质大学, 2011.
LIU Qing-bing. Swelling-shrinking characteristics and reaction mechanism of expansive soil modified by ionic soil stabilizer[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2011.
- [4] CHEN F H. Foundations on Expansive Soils [M]. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Co., 1988.
- [5] SRIDHARAN A, GURTUG Y. Swelling behaviour of compacted fine-grained soils[J]. **Engineering Geology**, 2004, 72(1): 9 - 18.
- [6] NAYAK N V, CHRISTENSEN R W. Swelling characteristics of compacted expansive soils[J]. **Clays and Clay Minerals**, 1974, 19(4): 251 - 261.
- [7] FERBER V, AURIOL J C, CUI Y J, et al. On the swelling potential of compacted high plasticity clays[J]. **Engineering Geology**, 2009, 104(3): 200 - 210.
- [8] 周葆春, 张彦钧, 汤致松, 等. 不同压实度荆门弱膨胀土的一维膨胀-压缩特性[J]. 岩土力学, 2014, 35(5): 1275 - 1283.
ZHOU Bao-chun, ZHANG Yan-jun, TANG Zhi-song, et al. One-dimensional swelling-compression characteristics of Jingmen weak expansive soil under different compactnesses[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(5): 1275 - 1283.
- [9] 高游, 孙德安, 吕海波. 弱膨胀土浸水变形特性及其预测[J]. 岩土力学, 2015, 36(3): 755 - 761.
GAO You, SUN De-an, LÜ Hai-bo. Deformation characteristics of weakly expansive soil and its prediction[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(3): 755 - 761.
- [10] DAY R W. Swell-shrink behavior of expansive compacted clay[J]. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, 1994, 120(3): 618 - 623.

- Sciences & Geomechanics Abstracts**, 1985, 22(3): 121 - 140.
- [18] 蒋宇静, 李博, 王刚, 等. 岩石裂隙渗流特性试验研究的新进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(12): 2377 - 2386.
JIANG Yujing, LI Bo, WANG Gang, et al. New advances in experimental study on seepage characteristics of rock fractures[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(12): 2377 - 2386.
- [19] 赵红亮. 裂隙岩体三维网络流的渗径搜索[D]. 长春: 吉林大学, 2003.
ZHAO Hong-liang. Seepage path searches of three-dimension networks flow in fractured rock mass[D]. Changchun: Jilin University, 2003.
- [20] 王恩志, 杨成田. 裂隙网络地下水流数值模型及非连通裂隙网络水流的研究[J]. 水文地质工程地质, 1992, 19(1): 12 - 14.
WANG En-zhi, YANG Cheng-tian. Numerical model of groundwater flow in fracture networks and water flow in disconnected fracture networks[J]. **Hydrogeology & Engineering Geology**, 1992, 19(1): 12 - 14.
- [21] 王洪涛. 裂隙网络渗流与离散元耦合分析充水岩质高边坡的稳定性[J]. 水文地质工程地质, 2000, (2): 30 - 33.
WANG Hong-tao. Analysis of the stability of water-filled rock slope with fracture networks seepage and discrete element coupling[J]. **Hydrogeology & Engineering Geology**, 2000, (2): 30 - 33.
- [22] 周创兵, 熊文林. 双场耦合条件下裂隙岩体的渗透张量[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, (12): 338 - 344.
ZHOU Chuang-bing, XIONG Wen-lin. Permeability tensor for jointed rock masses in coupled seepage and stress field[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1996, (12): 338 - 344.
- [23] MOGI K. Experimental rock mechanics[M]. London: Taylor & Francis Group, 2005.
- [24] 于洪丹, 陈飞飞, 陈卫忠, 等. 含裂隙岩石渗流力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(增刊 1): 2788 - 2795.
YU Hong-dan, CHEN Fei-fei, CHEN Wei-zhong, et al. Research on permeability of fractured rock[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2012, 31(Supp.1): 2788 - 2795.
- [25] 胡大伟, 周辉, 谢守益, 等. 峰后大理岩非线性渗透特征及机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(3): 451 - 458.
HU Da-wei, ZHOU Hui, XIE Shou-yi, et al. Research on character and mechanism of nonlinear seepage in post-peak marble[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(3): 451 - 458.
-
- 上接第 2802 页**
- [11] EL-SOHBY M A, RABBA E A. Some factors affecting swelling of clayey soils[J]. **Geotechnical Engineering**, 1981, 12: 19 - 39.
- [12] 徐永福, 龚友平, 殷宗泽. 宁夏膨胀土膨胀变形特性的试验研究[J]. 水利学报, 1997, 9: 7 - 30.
XU Yong-fu, GONG You-ping, YIN Zong-ze. Tests on swelling deformation of expansive soils[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 1997, 9: 7 - 30.
- [13] 张爱军, 哈岸英, 骆亚生. 压实膨胀土的膨胀变形规律与计算模式[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(7): 1236 - 1241.
ZHANG Ai-jun, HA An-ying, LUO Ya-sheng. Swelling deformation and calculation methods of compacted expansive soil[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(7): 1236 - 1241.
- [14] 苗鹏, 肖宏彬, 范志强. 不同初始条件下的南宁膨胀土胀缩应变试验研究[J]. 公路工程, 2008, 33(2): 38 - 42.
MIAO Peng, XIAO Hong-bin, FAN Zhi-qiang. Trial tests on the swell-shrink strain of Nanning expansive soils under different initial conditions[J]. **Highway Engineering**, 2008, 33(2): 38 - 42.
- [15] EINSTEIN H H, BISCHOFF N, HOFMANN E. Behavior of studs soles which swells in marl[R]. Luzern, Switzerland: [s. n.], 1972.
- [16] 杨庆. 膨胀岩与巷道稳定[M]. 北京: 冶金工业出版社, 1995.
YANG Qing. Swelling rock and roadway stability[M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 1995.
- [17] 李振, 周俊, 邢义川. 三轴应力状态下膨胀土增湿变形特性[J]. 岩土力学, 2008, 27(增刊 1): 3088 - 3094.
LI Zhen, ZHOU Jun, XING Yi-chuan. Moistening deformation characteristics of expansive soil under triaxial stress state[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 27(Supp. 1): 3088 - 3094.
- [18] GENS A, ALONSO E E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1992, 29(6): 1013 - 1032.
- [19] 缪协兴, 杨成永, 陈至达. 膨胀岩体中的湿度应力场理论[J]. 岩土力学, 1993, 14(4): 49 - 55.
MIAO Xie-xing, YANG Cheng-yong, CHEN Zhi-da. Humidity stress field theory in swelling rock mass[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1993, 14(4): 49 - 55.
- [20] KOMORNIK A, ZEITEN J G. Laboratory determination of lateral and vertical stresses in compacted swelling clay[J]. **Journal of Materials**, 1970, 5(1): 108 - 128.