

DOI: 10.11779/CJGE201408007

干湿循环作用下击实膨胀土胀缩变形模拟

魏 星¹, 王 刚²

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400044)

摘 要: 击实膨胀土在干湿循环作用下产生的胀缩体变可以分解为一个随含水率或吸力改变而同步变化的可逆性分量和一个主要产生于干湿循环过程初期的不可逆性分量。可逆性干湿体变来源于组成土骨架的黏土微观结构变形的可逆性, 主要由当前吸力或含水率的变化确定。不可逆性干湿体变分量与干湿循环引起的土的宏观结构的不可逆变化有关, 其大小依赖于当前状态与平衡状态的宏观结构的差异。分别给出了可逆性和不可逆性干湿体变分量的数学描述, 结合低塑性非饱和土的BBM模型, 提出了一个适用于击实膨胀土的实用本构模型。该模型的参数数量少且易于确定。通过对试验结果的模拟, 表明本模型比经典的膨胀土BExM模型的模拟效果更好, 更易于实用。

关键词: 膨胀土; 干湿循环; 胀缩变形; 本构模型

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)08-1423-09

作者简介: 魏 星(1977-), 女, 博士, 副教授, 主要从事土的本构理论、数值分析等方面的研究工作。E-mail: weixinghl@163.com。

Modeling swell-shrink behavior of compacted expansive clays subjected to cyclic drying and wetting

WEI Xing¹, WANG Gang²

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400044, China)

Abstract: The volumetric strain of compacted expansive clays induced by cyclic wetting and drying can be decomposed into a reversible component, which changes synchronously with the suction or water content, and an irreversible component with mainly generated at the early stage of wetting-drying process. The reversible component is derived from the reversible deformation behavior of the microstructure of clay aggregates that form the soil skeleton, and depends mainly on the current suction. The irreversible component is derived from the irreversible change of the macrostructure of the soil skeleton, and is associated with the difference of macrostructure between the current and equilibrium states. The mathematical descriptions of the two components are given according to the analysis of the physical mechanism and by fitting the experimental results. A practical constitutive model is proposed for compacted expansive clays by combining the mathematical description with the BBM model proposed by Alonso et al. The proposed model has a small number of material parameters that can be easily determined. Its predictive capabilities are better than that of the BExM model through comparative simulation of comprehensive experimental data set.

Key words: expansive clay; cyclic drying and wetting; swell-shrink deformation; constitutive model

0 引 言

膨胀土具有显著的吸水体积膨胀和失水体积收缩的变形特性。由于气候环境(降雨和蒸发)的周期性变化, 膨胀土地基或构筑物不可避免地经历着循环往复的含水率变化, 因此对于膨胀土的力学特性研究的重点是干湿循环作用下的体积胀缩变形。

膨胀土在干湿循环作用下变形特性的试验研究方法主要有两种^[1-8]: ①交替的浸水饱和和一蒸发干燥试验; ②控制吸力循环变化试验。两种试验方法得出的

试验现象都表明^[1-8]: ①膨胀土在多次干湿循环作用下表现的体积胀缩势与一次干湿循环作用下有很大的差别; ②膨胀土在经历多次干湿循环作用后达到一个平衡状态, 在这种状态下其胀缩变形基本是可逆的; ③在达到平衡状态的过程中总体积变形有不可逆的累积, 这个不可逆的累积变形可能是膨胀或收缩, 依赖

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973计划)(2010CB732103); 国家自然科学基金项目(51209179); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(SWJTU12CX068)

收稿日期: 2013-11-11

于膨胀土的种类、试样的密度、固结压力以及应力路径和应力历史等因素。

膨胀土的本构模型与低塑性非饱和土的本构模型的重要区别就在于干湿循环作用下体变过程的模拟。在膨胀土的本构模型中,最有影响的是Gens等^[9]和Alonso等^[10]提出的双重结构弹塑性模型(BExM模型,即Barcelona expansive model)。该模型基于对击实膨胀土双重结构特性的认识,分别计算膨胀土的微观变形、宏观变形以及微宏观耦合变形,其中宏观变形采用Alonso等^[11]提出的适用于低塑性非饱和土的BBM模型(Barcelona basic model)计算。该模型的缺点是模型的参数确定复杂,需要测定膨胀土的微观结构。虽然Alonso等^[3]建议采用干湿循环达到稳定状态的宏观胀缩变形来拟合确定微观变形参数,但是该模型的两个微宏观耦合函数的确定也是非常困难的。BExM模型的复杂性和参数确定的困难限制了该模型的实用。

本文通过对击实膨胀土在干湿循环作用下的体积变形规律的分析,从击实膨胀土的微宏观结构特性入手分析干湿胀缩变形规律的物理机制,旨在从宏观试验现象的角度建立一个物理含义明确、参数确定简单的适用于击实膨胀土的实用本构模型,并通过对试验结果的模拟说明模型的参数确定方法及模拟能力。

1 膨胀土变形规律及物理机制

1.1 变形规律

图1分别给出了Alonso等^[3]和Nowamooz等^[6]对两种膨胀土所做的控制吸力的干湿循环试验的结果。由于控制吸力的试验过程耗时较长,图1中的吸湿和脱湿过程都采用单步长变化吸力,即只在图中标示的圆点处测试样的体变,中间过程的线只表示变化的方向,并不是实际的应变路径。在试验的过程中保持试样净应力不变,且净应力远小于试样的前期固结压力以保证所得到的体变完全是由于干湿过程引起的。图中体变的正值表示体积收缩、负值表示体积膨胀。从中可以看出:①干湿循环过程中,试样的体变随着吸力的增大而增大,随着吸力的减小而减小,呈现出波动的变化;②随着干湿循环次数的增加,试样的体变在波动变化的同时逐渐向一个方向累积,图1(a)中的干湿胀缩体变向体积压缩方向累积,图1(b)中的干湿胀缩体变向体积膨胀方向累积。其他研究者^[7, 9]发表的膨胀土在控制吸力的干湿循环作用下体积变化的规律与图1基本一致。

为了便于分析体积变化规律,如图1所示,干湿循环作用引起的总体变(简称为干湿体变)可以分解

为一个随着当前吸力增减而增减的可逆性分量和一个在干湿循环过程中逐渐累积的不可逆性分量,分别称为可逆性干湿体变和不可逆性干湿体变。

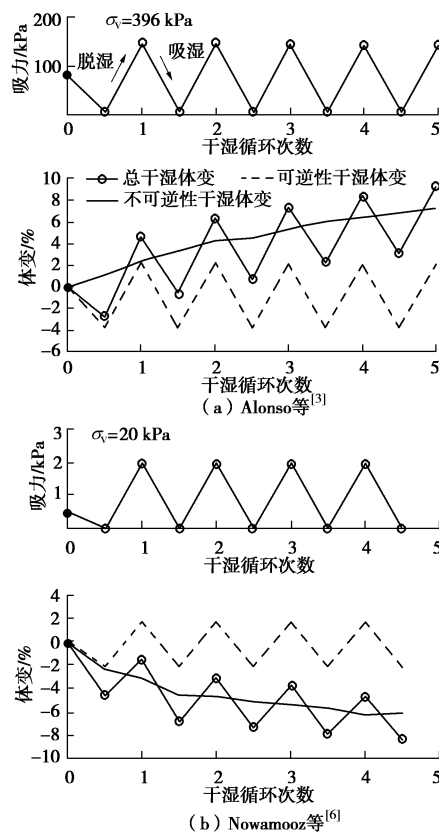


图1 干湿循环过程中体变的变化过程及体变分解

Fig. 1 Decomposition of volumetric strain induced by drying-wetting cycles

可逆性干湿体变的特点是:①可逆性干湿体变总是呈现干缩湿胀的变化,即吸力增加体积收缩、吸力减小体积膨胀;②可逆性干湿体变的当前值主要由当前吸力值确定;③土的干密度越大、净压力越小,可逆性干湿体变的膨胀值越大。不可逆性干湿体变的特点是:①不可逆性干湿体变可以是体积膨胀也可以是体积收缩,与土的宏观结构、初始干密度和净压力有关,土的结构越密,净压力越小,不可逆性干湿体变呈现体积膨胀的可能性越大,反之亦然;②不可逆性干湿体变主要产生在干湿循环的初期,其累积速率随着干湿循环累积作用(循环次数)的增加而减小;③不可逆性干湿体变的最终值取决于土的初始状态与稳定状态的宏观结构的差异。

1.2 物理机制

通过电子显微镜(SEM)、CT扫描技术、压汞试验测定孔隙分布(MIP)等手段发现在最优含水率干侧击实的黏土具有明显的微观和宏观双重结构特征^[9]。如图2所示,从微观层面看,片状黏土矿物颗粒形成粒团,粒团再聚集成聚集体;宏观层面看,可以把聚

集体和非黏土矿物颗粒看成组成土骨架的基本单元。膨胀土的微观结构是指聚集体内部的结构组成, 研究聚集体内部的黏土矿物、粒团的胶结、排列和内部微观孔隙分布; 膨胀土的宏观结构是指宏观土骨架的结构, 研究聚集体、非黏土矿物颗粒之间的胶结、排列和宏观孔隙分布。

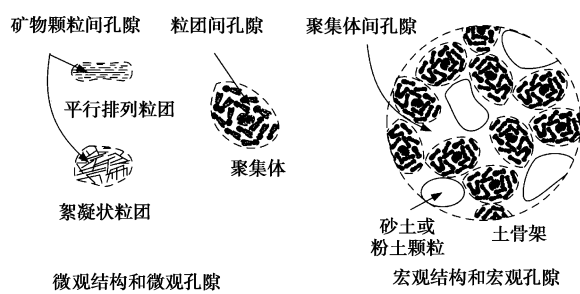


图 2 膨胀土双重结构示意图

Fig. 2 Illustration of double-structure of expansive clays

研究表明^[12-17]: 常吸力或含水率下的荷载作用主要影响土的宏观结构, 对土的微观结构影响不大; 微观结构主要受吸力或含水率的影响, 同时微观结构的变化也会影响宏观结构的变化, 影响程度取决于宏观结构的稳定性。图 3 (a) 给出了击实高岭土在不同固结净应力下的孔隙分布, 可以看出不同固结净应力下孔隙分布曲线的差别主要在于宏观孔隙范围, 表明净应力变化引起的土体压缩主要是宏观孔隙的压缩。图 3 (b) 给出了膨胀土在不同吸力值下的孔隙分布, 从中可以看出随着吸力的减小, 微观孔隙分布的峰值向右移动, 说明黏土粒团和聚集体吸水膨胀、微观孔隙逐渐增大, 同时宏观孔隙的分布也有一定的变化, 说明宏观结构有所改变。Katti 等^[18]通过扫描电镜观察吸水达到不同膨胀率时的含蒙脱石膨胀土试样的微观结构, 发现土颗粒的平均尺寸随着膨胀量的增加和膨胀力的减小而减小, 说明在膨胀的过程中存在不稳定的大聚集体的崩解现象。

膨胀土干缩湿胀的变形特性来源于聚集体单元由于含水率或吸力变化引起的膨胀-压缩、崩解-聚合的结构变化在宏观上的表现。在吸湿过程中吸力降低, 作用在聚集体单元上的有效应力降低。聚集体内部因吸附水而孔隙增大, 聚集体自身体积增大, 称为聚集体单元的膨胀; 同时, 在膨胀的过程中部分聚集体崩解为较小的聚集体, 称为聚集体单元的崩解。对于处于紧密排列状态的宏观结构, 聚集体单元的膨胀和崩解都将引起土的宏观体积的增加, 产生湿胀特性; 对于处于松散排列状态的宏观结构, 由于聚集体颗粒间存在大孔隙, 聚集体单元的膨胀和崩解将引起土的宏观结构的坍塌, 大孔隙的消失, 产生湿陷特性。在脱

湿过程中吸力增加, 作用于聚集体单元上的有效应力升高, 导致聚集体单元内孔隙减小使聚集体本身体积变小, 称为聚集体单元的压缩; 同时, 部分聚集体单元在较大的有效应力和较长的持续时间作用下将聚合成更大的聚集体单元, 称为聚集体的聚合。脱湿过程中, 聚集体单元的压缩和聚合都引起土的宏观体积减小, 产生干缩特性。

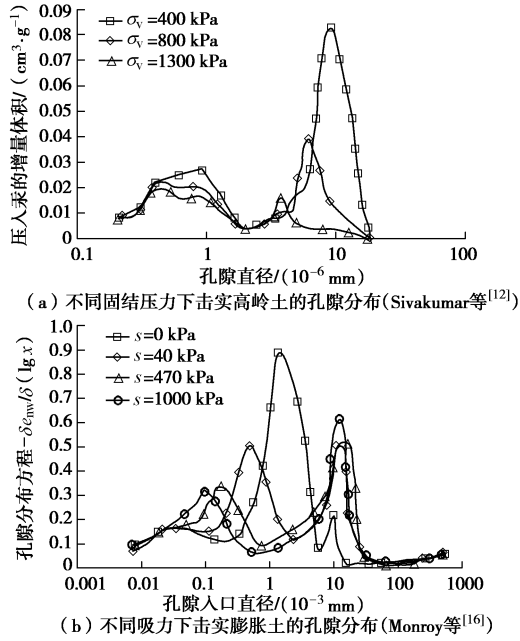


图 3 吸力和固结压力下击实黏土的孔隙分布特征^[12, 16]

Fig. 3 Micro and macro pore size distribution of compacted clay under different densities and surcharge pressures^[12, 16]

可逆性干湿体变的特点可以由聚集体单元在干湿过程中的体积变化规律来解释。Gens 等^[9]在 BExM 模型中假设膨胀土微观结构的变形是可逆的, 并且微观结构是饱和的, 可以由作用在聚集体上的有效应力来确定。Airò Farulla 等^[7]通过电子显微镜观察测定聚集体在吸力循环变化作用下的面积变化过程证实聚集体的体积变形是可逆的。据此, 可逆性干湿体变的物理机制可以用图 4 的假想图来解释。图 4 中的圆球颗粒代表聚集体, 分别给出了两种土颗粒的排列形式, 从中可以看出, 如果颗粒的排列不发生变化, 则粒间孔隙的体积与颗粒的体积成比例变化, 即颗粒的体积变化时, 土的宏观孔隙比 e_m (定义为宏观孔隙的体积与聚集体颗粒的体积之比) 不变。设当含水率或吸力变化时, 单位比体积中的土颗粒 (稳定的聚集体) 发生体积变化为 Δv_A , 则土的比体积的变化量为 $\Delta v = \Delta v_A (1 + e_m)$, 据此可以推导出土的可逆性干湿体变的变化量 $d\varepsilon_{vs, re}$ 与聚集体颗粒的体变变化量 $d\varepsilon_{vs, A}$ 的关系如下:

$$d\varepsilon_{vs,rc} = \frac{dv_A(1+e_M)}{v_A(1+e_{M0})} = d\varepsilon_{vs,A} \left(\frac{1+e_M}{1+e_{M0}} \right), \quad (1)$$

式中, v_A 是单位比体积中土颗粒 (聚集体) 的初始体积, e_{M0} 是土的初始宏观孔隙比。式 (1) 表明: ①如果土的宏观结构发生变化, 则宏观孔隙比 e_M 发生变化, 可逆性干湿体变与吸力的变化关系随着干湿循环的关系变化; ②当土的宏观结构变化趋于稳定的时候, 此时宏观孔隙比 e_M 不发生变化, 干湿循环作用下土的宏观体变与微观体变成比例变化。这就是干湿循环稳定后膨胀体变随吸力的变化呈现出完全可逆现象的机理。

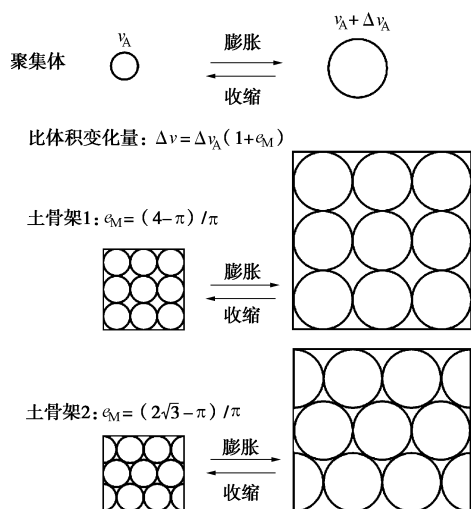


图 4 可逆性干湿体变的物理机制

Fig. 4 Physical mechanism of reversible swelling/shrinkage

不可逆性干湿体变与土的微观结构的变化导致的宏观结构的不可逆变化有关。不可逆性干湿体变的物理机制主要来源于干湿循环作用下组成土骨架的不稳定聚集体的崩解和大孔隙的消失以及平均孔隙率的减小。聚集体的崩解作用导致宏观体积的膨胀, 而大孔隙的消失以及平均孔隙率的减小导致宏观体积的收缩。不可逆性干湿体变是膨胀还是收缩取决于两种效应的综合效果。Basma 等^[19]和 Tripathy 等^[4]发现在相同的固结压力下当干湿循环达到平衡状态后土的孔隙比保持不变并且与土的初始击实密度无关。这就解释了为什么在干湿循环作用下击实密度大的试样易于产生不可逆的体积膨胀, 而击实密度小的试样易于产生不可逆的体积收缩。根据该试验事实, 图 5 示意性的给出了不可逆性干湿体变的物理机制。图 5 (a) 是一个松散排列的宏观结构, 聚集体组成的骨架不稳定, 聚集体间存在宏观大孔隙。干湿循环作用将引起不稳定聚集体崩解以及聚集体间联结的变化, 从而使得宏观结构坍塌, 大孔隙的消失以及平均宏观孔隙率的减小使得不可逆性干湿体变呈现体积收缩。图 5 (b) 是

假想的干湿循环作用下干缩湿胀变形达到平衡状态时的宏观结构。在这种状态下, 聚集体的崩解和聚合趋于平衡, 宏观孔隙的大小和分布趋于稳定。图 5 (c) 示意性的给出了一个聚集体排列比平衡状态更紧密的宏观结构, 干湿循环将导致不稳定聚集体的崩解、宏观孔隙的增加, 不可逆性干湿体变将呈现出体积膨胀。总的来讲, 膨胀土的干密度越小, 平均净应力越大, 在干湿循环作用下, 不可逆性干湿体变呈现体积收缩的可能性越大; 反之, 膨胀土的干密度越大, 平均净应力越小, 在干湿循环作用下, 不可逆性干湿体变呈现体积膨胀的可能性越大。

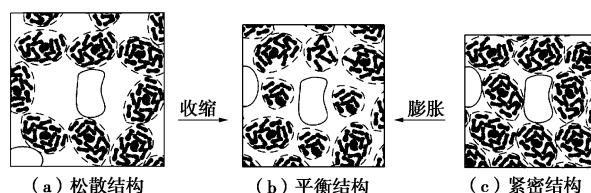


图 5 不可逆性干湿体变的物理机制

Fig. 5 Physical mechanism of irreversible swelling/shrinkage

2 膨胀土的干湿循环本构模型

在 BBM 模型^[11]的基础上, 通过建立引入可逆性和不可逆性干湿体变的具体数学描述, 建议一个适用于重塑压实膨胀土的本构模型。为突出机理, 本文只给出各向同性压缩或一维固结压缩条件下模型的格式 (即 $e-p-s$ 空间的模型格式), 对于三轴或其他条件下模型的格式, BBM 模型采用剑桥模型在 $p-q$ 空间的格式进行扩展^[11], 也可采用其他更高级的饱和土本构模型在一般应力空间进行扩展。

2.1 模型框架

对于各向同性压缩条件下的体积变化行为, 采用平均净应力 p 和吸力 s 来描述非饱和土的应力状态。对于一维固结压缩, 可以简单地用竖向净压力 σ_v 代替模型公式中的 p , 模型的公式不变。根据体积应变的产生原因, 将体积应变分为两个部分分别进行描述:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vp} + \varepsilon_{vs}, \quad (2)$$

式中, ε_v 是总的体积应变, ε_{vp} 是净应力变化引起的体变分量, ε_{vs} 是吸力变化 (或含水率变化) 引起的体变分量。 ε_{vp} 对应于土的在荷载作用下的压缩机制 (一般应力状态下, 也有剪胀机制), 称为压缩体变; ε_{vs} 则对应于干湿作用土的结构的变化引起的变形机制, 称为干湿体变。模型中体变的正值表示压缩, 负值表示膨胀。

需要指出的是, 压缩体变并非只有净应力变化才产生。在非饱和土中, 土的强度和刚度都与吸力有关, 因此, 在净应力不变的情况下, 吸力变化引起土的强

度和刚度改变, 也会产生应变。本文将该部分应变也归为压缩机制下的应变分量, 具体理由在后文中说明。

本模型可以直接用于计算控制吸力的干湿循环作用下的干湿体变。对于常规的只测试含水率变化值的干湿循环试验, 需要利用土的持水曲线建立含水率与吸力之间的关系, 然后可以用本模型进行计算。

2.2 压缩体变的计算

本文采用 BBM 模型中提出的土的模量和屈服面与吸力的关系来计算等吸力条件下压缩的体积应变分量。假设非饱和土饱和后的压缩曲线与饱和土的初始压缩曲线重合, 通过非饱和土等吸力的回弹和增湿到饱和土的压缩曲线上的路径的体积相等关系, 可推导出非饱和土在吸力为 s 时的屈服应力为

$$p_0 = p^c \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (3)$$

式中 p_0 又称为前期固结应力; p_0^* 为饱和状态 ($s=0$) 的前期固结压力; p^c 为参考应力; κ 为土在净应力变化时的回弹和再压缩指数, 此处假设饱和与非饱和状态都为常数; $\lambda(s)$ 是常吸力 s 下的压缩指数, $\lambda(0)$ 是饱和状态下的压缩指数。 $\lambda(s)$ 与吸力的关系由下述经验公式确定:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\exp(-\beta s) + r] \quad (4)$$

式中 r 为吸力为无穷大时土体刚度与饱和土刚度的比值, 即 $r = \lambda(\infty)/\lambda(0)$; β 为描述土体刚度随吸力增长的参数。

式 (3) 在 $p-s$ 空间的轨迹被称为 LC (loading-collapse) 屈服面, 如图 6 所示。与 LC 屈服面对应的加载强度 dL_{LC} 为

$$dL_{LC} = d(p - p_0) \quad (5)$$

式中, p 为当前的平均净应力。当 $dL_{LC} \leq 0$, 土的变形为弹性:

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\kappa}{(1+e_0)p} dp \quad (6)$$

当 $dL_{LC} > 0$, 屈服面将移动并发生塑性变形:

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vp}^p \\ = \frac{\kappa}{(1+e_0)p} dp + \frac{\lambda(s)-\kappa}{(1+e_0)p} \langle d(p-p_0) \rangle \quad (7)$$

式中 $\langle \cdot \rangle$ 为 Macauley 符号, 其含义为 $\langle x \rangle = x$, 当 $x > 0$; $\langle x \rangle = 0$, 当 $x \leq 0$ 。

p_0^* 决定着 LC 屈服面的位置 (见图 7), 是屈服面的硬化参数, 根据屈服面的推导原则, 其硬化规律为

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{1+e_0}{\lambda(0)-\kappa} d\varepsilon_{vp}^p \quad (8)$$

如图 6 和式 (7) 所示, LC 屈服面的加载机制有

两种: ①当前平均净应力 p 增加, 推动屈服面移动; ②吸力降低导致屈服面移动。对于第 2 种加载机制, 即使在平均净应力 p 不变的情况下, 吸力 s 的减小导致 p_0 减小, 使得 $dL_1 > 0$, 从而产生塑性体变 $d\varepsilon_{vp}^p$ 。虽然这个体变的产生是由于吸力变化引起的, 但是其计算模式依然是采用 p 变化条件下的压缩模式 (即式 (5)) 来计算的, 所以将这种应变也归为压缩体变。当然根据后面干湿体变的计算机制, 吸力 s 变化也将同时产生干湿体变 ε_{vs} 。

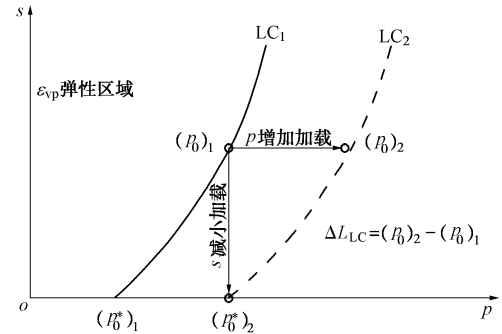


图 6 LC 屈服面及其加载机制示意图

Fig. 6 Loading-collapse yield locus and loading / collapse path

2.3 干湿体变的计算

根据前面对干湿循环过程中体变的试验现象和物理机制的分析, 干湿体变 ε_{vs} 由一个可逆性的分量 $\varepsilon_{vs, re}$ 和一个不可逆性的分量 $\varepsilon_{vs, ir}$ 组成:

$$\varepsilon_{vs} = \varepsilon_{vs, re} + \varepsilon_{vs, ir} \quad (9)$$

可逆性干湿体变依赖于当前的应力状态, 与吸力的变化呈现出可逆性的变化, 根据式 (1) 的机理分析和对试验结果的拟合, 采用如下公式来描述:

$$d\varepsilon_{vs, re} = d\varepsilon_{vs, A} \left(\frac{1+e_M}{1+e_{M0}} \right) \\ = \frac{c_{re}}{1+e_0} \frac{ds}{s+p_{at}} (1-\varepsilon_{vp}-\varepsilon_{vs, ir}), \quad (10)$$

$$c_{re} = c_{re,0} \exp(-\alpha_1 p / p_{at}) \quad (11)$$

式中 c_{re} 是可逆性干湿体变系数, 与平均净应力有关; $c_{re,0}$ 是平均净应力为零时的可逆性干湿体变系数, α_1 决定了 c_{re} 随着平均净应力增加而减小的速率。式 (10) 中右端项没有 $\varepsilon_{vs, re}$ 是因为只有 ε_{vp} 和 $\varepsilon_{vs, ir}$ 才引起宏观孔隙的压缩。

不可逆性干湿体变主要依赖于干湿循环作用的路径和历史, 其累积速率随着自身累积值的增大而迅速减小。本文采用下式计算:

$$d\varepsilon_{vs, ir} = \frac{c_{ir}}{1+e_0} \frac{|ds|}{s+p_{at}}, \quad (12)$$

$$c_{ir} = c_{ir,0} \ln(p/p^i) \exp(-\alpha_2 |\varepsilon_{vs, ir}|) \quad (13)$$

式中 c_{ir} 是不可逆性干湿体变系数, 与平均净应力有

关; $c_{ir,0}$ 是材料参数, α_2 决定了 c_{ir} 随着不可逆性干湿体变增加而减小的速率; p^r 是临界胀缩应力, 当平均净应力大于 p^r 时, 不可逆性干湿体变为压缩, 当平均净应力小于 p^r 时, 不可逆性干湿体变为膨胀。

图 7 给出了两个常平均净应力下的干湿循环路径。其中平均净应力为 p_1 的干湿循环路径在 LC 屈服面内, 只产生干湿体变 ε_{vs} 。而在平均净应力为 p_2 的干湿循环路径中, 由于 p_2 大于 s_2 所对应的屈服应力, 在吸湿路径中, 吸力的减小将使得 LC 屈服面移动, 因此将同时产生压缩体变 ε_{vp} 。

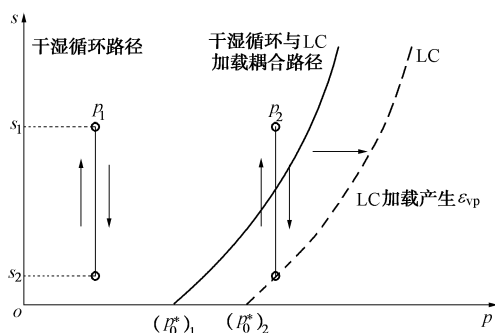


图 7 干湿循环路径示意图

Fig. 7 Illustration of cyclic drying-wetting path

2.4 耦合硬化规律

干湿循环过程会改变膨胀土的宏观结构, 因此会对土的宏观屈服产生影响。根据前述的可逆性和不可逆性干湿体变的物理机制, 不可逆性干湿体变分量度量了土的宏观结构的改变, 因此在 LC 屈服面的硬化规律中应引入不可逆性干湿体变分量的影响, 耦合的硬化规律如下:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{1+e_0}{\lambda(0)-\kappa} (d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs,ir}) \quad (14)$$

式 (14) 表明: 不可逆性干湿体变分量向压缩的方向累积, 膨胀土的屈服应力增加; 不可逆性干湿体变分量向膨胀的方向累积, 膨胀土的屈服应力减小。这可由前述不可逆性干湿体变分量的物理机制来解释: 不可逆性干湿体变分量的压缩趋势主要是土中不稳定的大孔隙消失, 平均孔隙率减小, 因此土的压缩性降低, 屈服应力增加; 不可逆性干湿体变分量的膨胀趋势主要来源于土中不稳定聚集体的崩解, 崩解后平均孔隙率增加, 因此土的压缩性增大, 屈服应力减小。从耦合硬化规律式 (14) 可以看出, 即使在图 7 所示的 p_1 的干湿循环路径中, 由于不可逆干湿体变分量的累积, 从而改变土的屈服应力, 若当前平均净应力 p 接近屈服应力 p_0 则可能使得 $dL_{LC} = d(p - p_0) > 0$, 从而产生压缩体变分量 ε_{vp} 。可见本模型反映了膨胀土复杂的耦

合变形规律。

2.5 模型参数确定

模型共有 11 个参数 (见表 1), 表征黏性土前期屈服应力的参数 1 个, BBM 模型中的 LC 屈服机制参数 5 个, 干湿变形参数 5 个。LC 屈服面的参数与 BBM 模型参数的意义和确定方法一致, 可由不同吸力下的等吸力固结试验确定, 本文不再赘述。5 个干湿变形参数需要由不同平均净应力下的控制吸力干湿循环试验得到的体积变化过程确定。

假设在一次加湿或脱湿过程中的初始吸力为 s_1 , 终止吸力为 s_2 , 产生的可逆体变为 $\Delta\varepsilon_{vs, re}$, 对式 (10) 进行积分可得

$$\Delta\varepsilon_{vs, re} \Big|_{s_1}^{s_2} = \frac{c_{re}}{1+e_0} \ln \left(\frac{s_2 + p_{at}}{s_1 + p_{at}} \right) (1 - \varepsilon_{vp} - \varepsilon_{vs, ir}) \quad (15)$$

由式 (15) 可知, 本模型的可逆性干湿体变的公式是完全可逆的, 即

$$\Delta\varepsilon_{vs, re} \Big|_{s_1}^{s_2} = -\Delta\varepsilon_{vs, re} \Big|_{s_2}^{s_1} \quad (16)$$

在等净应力的干湿循环试验中, $\varepsilon_{vp} = 0$, $\varepsilon_{vs, ir}$ 可以根据干湿体变曲线的趋势采用该干湿循环步长起始点的值。对每一个干湿循环步长都可根据式 (15), 得出可逆性干湿体变参数 c_{re} 的值。对于同一固结净应力, 可取所有干湿循环步长的 c_{re} 平均值作为该净应力下的代表值。然后绘制不同的固结净应力的 c_{re} 与 p/p_{at} 的关系曲线, 即可拟合确定参数 $c_{re,0}$ 和 α_1 。

得到可逆性干湿体变参数后, 由吸力的变化过程可计算出可逆性干湿体变的变化过程, 由总的干湿体变减去可逆性体变, 即得到不可逆性干湿体变随吸力的变化过程线, 由此可确定不可逆性干湿体变参数。式 (12) 和式 (13) 可以写成

$$d\varepsilon_{vs, ir} = A \exp(-\alpha_2 |\varepsilon_{vs, ir}|) \frac{|ds|}{s + p_{at}} \quad (17)$$

$$A = c_{ir,0} / (1+e_0) \ln(p/p^r) \quad (18)$$

对于 $A > 0$, $\varepsilon_{vs, ir} > 0$ 的情况, 可以写成:

$$\exp(\alpha_2 \varepsilon_{vs, ir}) d\varepsilon_{vs, ir} = A |ds| / (s + p_{at}) \quad (19)$$

对式 (19) 左右两端从起始点 (不可逆性干湿体变的初始值为零) 开始进行定积分得到

$$\varepsilon_{vs, ir} = \frac{1}{\alpha} \ln(1 + \alpha AS) \quad (20)$$

$$S = \sum \left| \ln \left(\frac{s_2 + p_{at}}{s_1 + p_{at}} \right) \right| \quad (21)$$

式中, \sum 为求和符号, 意义是从干湿循环的起点开始至当前吸力状态对单调的吸湿或脱湿路径的叠加, S 可以理解为对干湿循环路径累积作用的一种综合度量

指标。对于在干湿循环路径中每个测点都可按式 (21) 计算出相应的 S 值, 然后按式 (20) 拟合每个测点的 S 值与对应的 $\varepsilon_{vs,ir}$ 的关系, 则可得到 α 和 A 的值。按照上述推导方法, 对于 $A < 0$, $\varepsilon_{vs,ir} < 0$ 的情况, 只需取不可逆性干湿体变的绝对值来拟合公式, 然后将拟合得出的 A 值取负值。得到不同固结净应力下的 A 值后, 可由式 (18) 给出的关系拟合得出参数 $c_{ir,0}$ 和 p^r 的值。

由于在确定可逆性干湿体变参数的时候采用的是 $\varepsilon_{vs,ir}$ 的估计值, 因此在确定了不可逆性干湿体变参数后, 可以再利用确定的参数计算 $\varepsilon_{vs,ir}$ 的过程线, 进行体变分解, 重新按上述过程再确定一遍可逆性和不可逆性干湿体变的参数, 以提高参数的拟合效果。

3 模型的验证

本节采用两组典型的击实膨胀土的控制吸力干湿循环试验的结果来验证模型的模拟能力。为了对比分析, 同时也给出了 BExM 模型的模拟结果。

BExM 模型的压缩体变采用 BBM 模型计算, 干湿体变的计算公式如下^[3, 6]:

$$d\varepsilon_{vm}^p = \begin{cases} f_1 \varepsilon_{vm}^e & (d(p+s) \geq 0) \\ f_D d\varepsilon_{vm}^e & (d(p+s) < 0) \end{cases}, \quad (22)$$

$$\varepsilon_{vm}^e = \frac{\kappa_m}{1+e_0} \frac{d(p+s)}{p+s}。$$

(23)

式中 ε_{vm}^p 为宏观结构的干湿体变; ε_{vm}^e 为微观结构的体变, κ_m 为微观弹性压缩指数; f_1 和 f_D 分别为加湿和脱湿过程中的微宏观耦合函数, 具体形式为

$$f_1 = \frac{f_{11} - f_{12}}{\pi} \tan^{-1} \left[K_1 \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} - X_1 \right) \right] + \frac{f_{11} + f_{12}}{2}, \quad (24)$$

$$f_D = \frac{f_{D1} - f_{D2}}{\pi} \tan^{-1} \left[K_D \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} - X_D \right) \right] + \frac{f_{D1} + f_{D2}}{2}, \quad (25)$$

式中, f_{11} , f_{12} , K_1 , X_1 , f_{D1} , f_{D2} , K_D , X_D 都为拟合参数, 没有具体的物理含义。BExM 模型计算干湿体变共需 9 个参数, 列于表 1。

3.1 Alonso 等^[3]的试验结果的模拟

Alonso 等^[3]对膨润土和砂的混合土 (膨润土: 砂 = 80:20) 击实试样进行了控制吸力的干湿循环试验。膨润土物理性质为: 液限含水率 $w_l=93\%$, 塑限含水率 $w_p=47\%$, 颗粒比重 $G_s=2.7$ 。干湿循环试验在一维固结仪中进行, 试样的初始干密度 1.5 g/cm^3 , 初始饱和度为 35%。试样的初始吸力为 80 MPa, 循环吸力的变化范围为 130~4 MPa, 吸力的变化采用单步长。在干湿循环过程中, 保持竖向净应力不变, 竖向吸力值都远小于试样饱和状态的前期固结压力, 亦即该试验中干

湿循环路径不与 LC 屈服机制耦合。

表 1 模型参数

Table 1 Parameters of proposed and BExM models			
分 类	名 称	Alonso 等 ^[3]	Nowamooz 等 ^[6]
前期固结应力	σ_v^*/kPa	650	600
	p^c/kPa	0.008	200
	$\lambda(0)$	0.25	0.19
	κ	0.045	0.04
	β/MPa^{-1}	0.0544	0.60
BBM 模型	r	0.85	0.70
	$c_{re,0}/(1+e_0)$	0.02	0.012
	α_1	0.001	0.002
	$c_{ir,0}/(1+e_0)$	0.007	0.041
	p^r/kPa	90	65
本文模型	α_2	25	70
	κ_m	0.028~0.038	0.021~0.025
	f_{11}	-0.12	0.519
	f_{12}	0.14	-0.460
	K_1	100	10
BExM 模型	X_1	0.158	0.15
	f_{D1}	1	-1.161
	f_{D2}	-0.17	1.183
	K_D	400	10
	X_D	0.158	0.15

注: BBM 模型参数和 BExM 模型的干湿变形参数值取自文献^[3, 6]。

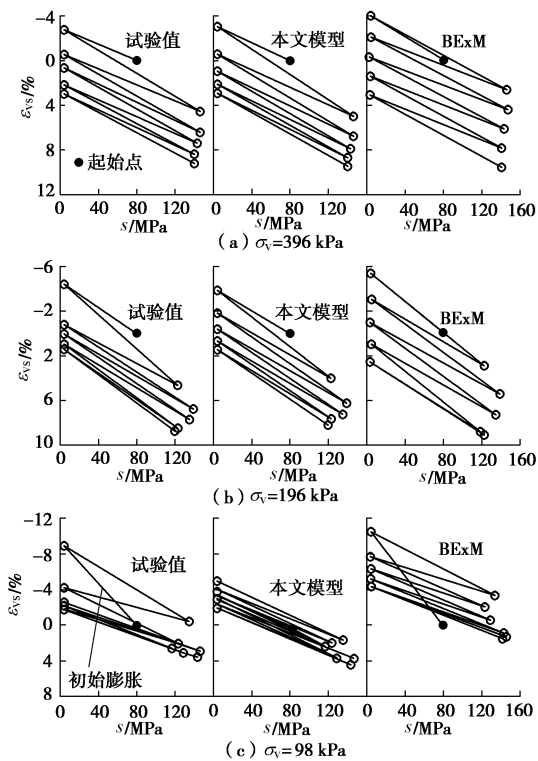


图 8 Alonso 等^[3]的试验结果与模拟结果

Fig. 8 Simulation of test results by Alonso et al.^[3]

该混合土的本文模型和 BExM 模型的参数见表 1。试验结果和两个模型的模拟结果见图 8。虽然本文模型只有 5 个参数, 但对于固结净应力为 396 kPa 和 196 kPa 的两个试验结果的模拟效果比 9 个参数的 BExM 模型好。图 8 (c) 给出的固结净应力为 98 kPa 的试验结果, 刚开始的吸湿过程 (吸力 s 由 80 MPa

降到 4 MPa) 产生了约 9% 的膨胀体变, 然后在干湿循环过程中体变逐渐向压缩方向累积。该初始膨胀体变是由于聚集体崩解和宏观结构性的突然破坏导致的膨胀, 该作用的发生具有随机性和突然性, 而本模型的不可逆性干湿体变的计算公式中只考虑了逐渐累积的作用, 不能模拟这种随机和突然的膨胀。尽管本文模型没能模拟这种随机性的中间变化过程, 但是计算的最终的体积变化量是和试验结果一致的。而 BExM 模型计算的最终体积变化趋势是压缩的, 与试验结果得出的膨胀趋势是相反的。

3.2 Nowamooz 等^[6]的试验结果的模拟

Nowamooz 等^[6]对法国的一种膨胀土进行了控制吸力的干湿循环试验。试验用土的基本物理性质: 液限含水率 $w_l=85.6\%$, 塑限含水率 $w_p=31.9\%$, 颗粒比重 $G_s=2.6$, 黏粒含量 ($<2\ \mu\text{m}$) 为 72%。

该膨胀土的模型参数见表 1, 试验结果和模拟结果见图 9。该组试验中, 在 3 个竖向净应力下, 干湿体变逐渐向体积膨胀的方向累积。本文模型采用一组参数能有效地模拟体积膨胀的现象, 并且对于 3 个固结净应力下的试验结果都能很好地模拟; 而 BExM 模型对于竖向净应力为 40 kPa 的试验结果模拟效果尚可, 对于竖向净应力为 20 kPa 和 60 kPa 的试验都过高地估计了膨胀体变。

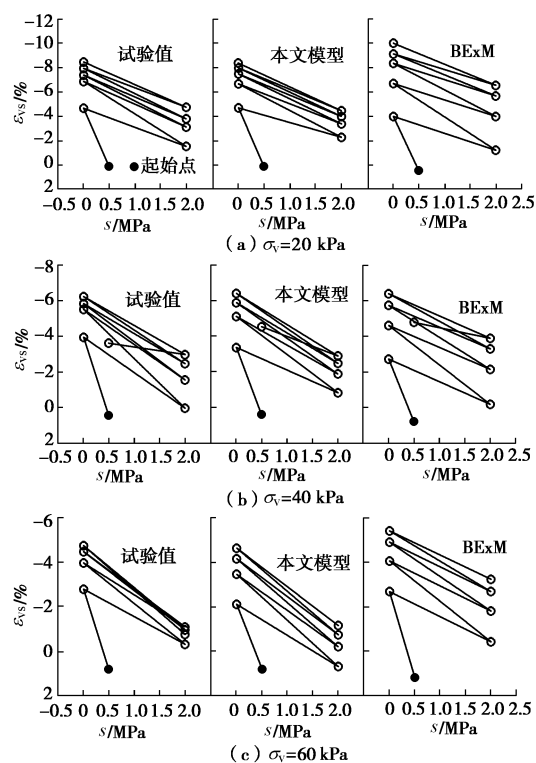


图 9 Nowamooz 等^[6]的试验结果与模拟结果

Fig. 9 Simulation of test results by Nowamooz et al.^[6]

从上述模拟结果可以看出, 本文模型比 BExM 模

型的参数更少, 物理含义更明确, 用一组参数可以较好地模拟不同固结净应力下的试验结果。

4 结 语

根据试验现象和物理机制分析, 膨胀土在干湿循环作用下产生的体变可以分解为一个随着当前吸力增减而增减的可逆性分量和一个主要产生于干湿循环过程初期的不可逆性分量, 分别称为可逆性干湿体变和不可逆性干湿体变。

可逆性干湿体变的特点是: ①可逆性干湿体变总是呈现干缩湿胀的变化, 即吸力增加体积收缩、吸力减小体积膨胀; ②可逆性干湿体变的当前值主要由当前吸力值确定; ③土的干密度越大、净压力越小, 可逆性干湿体变的膨胀值越大。不可逆性干湿体变的特点是: ①不可逆性干湿体变可以是体积膨胀也可以是体积收缩, 与土的宏观结构、初始干密度和净压力有关; ②不可逆性干湿体变主要产生在干湿循环的初期, 其累积速率随着干湿循环累积作用 (循环次数) 的增加而减小; ③不可逆性干湿体变的最终值取决于土的初始状态与平衡状态的宏观结构的差异。

根据两个干湿体变分量的特点, 分别给出了两个体变分量的数学描述, 并且在适用于低塑性非饱和土的 BBM 模型的基础上给出了一个适用于击实膨胀土在干湿循环作用下的变形分析的实用本构模型。该本构模型与 Alonso 等的 BExM 模型相比, 模型参数的数量更少, 物理含义明确, 可以通过宏观试验结果的拟合方便地确定。通过和实际的试验结果的对比分析, 本文模型的模拟效果较 BExM 模型更好。

本文模型在机理和形式上可应用任意干湿循环路径下膨胀土的变形模拟, 但限于试验数据的缺乏, 对于更为复杂的干湿循环路径模型中具体公式的适用性还需要进一步验证。尽管如此, 本文给出的变形机理和建模框架是具有普遍意义的。

参考文献:

- [1] AL-HOMOND A S, BASMA A A, MALKAWI A I H, et al. Cyclic swelling behavior of clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 121(7): 562 - 565.
- [2] 刘松玉, 季 鹏, 方 磊. 击实膨胀土的循环膨胀特性研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(1): 9 - 13. (LIU Song-yu, JI Peng, FANG Lei. Approach to cyclic swelling behavior of compacted expansive clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(1): 9 - 13. (in Chinese))
- [3] ALONSO E E, ROMERO E, HOFFMANN C, et al. Expansive

- bentonite-sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting[J]. *Engineering Geology*, 2005, **81**(3): 213 – 226.
- [4] TRIPATHY S, SUBBA RAO K S, FREDLUND D G. Water content-void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, **39**(4): 938 – 959.
- [5] TRIPATHY S, SUBBA RAO K S. Cyclic swell-shrink behaviour of a compacted expansive soil[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2009, **27**(1): 89 – 103.
- [6] NOWAMOOZ H, MRAD M, ABDALLAH A, et al. Experimental and numerical studies of the hydromechanical behaviour of a natural unsaturated swelling soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2009, **46**: 393 – 410.
- [7] AIRÒ FARULLA C, FERRARI A, ROMERO E. Volume change behaviour of a compacted scaly clay during cyclic suction changes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, **47**: 688 – 703.
- [8] 唐朝生, 施 斌. 干湿循环过程中膨胀土的胀缩变形特征[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(9): 1376 – 1384. (TANG Chao-sheng, SHI Bin. Swelling and shrinkage behavior of expansive soil during wetting-drying cycles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(9): 1376 – 1384. (in Chinese))
- [9] GEN A, ALONSO E E. A framework for the behavior of unsaturated expansive clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1992, **29**: 1013 – 1032.
- [10] ALONSO E E, VAUNAT J, GENS A. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays[J]. *Engineering Geology*, 1999, **54**: 173 – 183.
- [11] ALONSO E E, GENS A, JOSA A. A constitutive model for partially saturated soils[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(3): 405 – 430.
- [12] SIVAKUMAR V, TAN W C, MURRAY E J, et al. Wetting, drying and compression characteristics of compacted clay[J]. *Géotechnique*, 2006, **56**(1): 57 – 62.
- [13] MIAO L, HOUSTON S L, CUI Y, et al. Relationship between soil structure and mechanical behavior for an expansive unsaturated clay[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2007, **44**: 126 – 137.
- [14] THOM R, SIVAKUMAR R, SIVAKUMAR V, et al. Pore size distribution of unsaturated compacted kaolin: the initial states and final states following saturation[J]. *Géotechnique*, 2007, **57**(5): 469 – 474.
- [15] ROMERO E, SIMMS P H. Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2008, **26**: 705 – 727.
- [16] MONROY R, ZDRAVKOVIC L, RIDLEY A. Evolution of microstructure in compacted London Clay during wetting and loading[J]. *Géotechnique*, 2010, **60**(2): 105 – 119.
- [17] ROMERO E, DELLA VECCHIA G, JOMMI C. An insight into the water retention properties of compacted clayey soils[J]. *Géotechnique*, 2011, **61**(4): 313 – 328.
- [18] KATTI D R, SHANMUGASUNDARAM V. Influence of swelling on the microstructure of expansive clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, **38**: 175 – 182.
- [19] BASMA A A, AL-HOMOUD A S, HUSEIN MALKAWI A I, et al. Swelling-shrinkage behavior of natural expansive clays[J]. *Applied Clay Science*, 1996, **11**(2): 211 – 227.