压实红黏土的湿化变形试验研究

谈云志^{1,2}, 孔令伟², 郭爱国², 万 智³

(1.三峡大学 三峡库区地质灾害教育部重点实验室 宜昌 443002; 2,中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室,武汉 430071; 3.湖南省交通科学研究院,长沙 410015)

摘 要:为模拟路基土体在湿化与交通荷载耦合作用下的变形规律,对传统湿化变形试验方法进行了改进,并研制出一 套改进后的湿化变形试验装置。认为湿化变形是由基质吸力丧失而产生,由此推导出丧失基质吸力与湿化变形的定量关 系。利用改进的装置研究了红黏土的湿化变形规律及其湿化变形模量。结果表明,红黏土的初始压实状态对其变形影响 显著,变形过程可以分为启动、加速和稳定三个阶段。未湿化试样的变形主要发生在启动阶段,而湿化试样的变形则主 要发生在加速阶段。

关键词:红黏土;路基;湿化变形;湿化模量

中图分类号: TU 443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000 - 4548(2011)03 - 0483 - 07 **作者简介:** 谈云志(1979-),男,湖北阳新人,三峡大学讲师,从事非饱和土力学研究。E-mail: yztan@ctgu.edu.cn。

Experimental study on wet-deformation of compacted laterite

TAN Yun-zhi^{1,2}, KONG Ling-wei², GUO Ai-guo², WAN Zhi³

(1.China; Three Gorges University Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area, Ministry of Education, Yichang, 443002, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences,

Wuhan 430071; 3. Hunan Communications Research Institute, Changsha, 410015, China)

Abstract: In order to simulate the subgrade deformation which caused by the coupling effect of wet and traffic loads, it has improved the traditional wet-deformation test method, and developed a set of upgraded wet-deformation equipment. It believed that the wetting deformation was generated by the loss of matrix suction, and deduced the constitutive relationship between lost matric suction and wetting deformation. Finally, studied the wet-deformation regularity and modulus by using the improved device. The results show that the initial compaction state of laterite significantly affected the deformation, the process could be divided into three stages which including start, acceleration and stability ones. Without wetting the specimen deformation mainly occurred in the start phase, while the wetting deformation of the specimen was mainly occurred in the acceleration stage.

Key words: laterite; subgrade; wetting deformation; wetting modulus

1 引 言

红黏土是一种水敏性很强的特殊土,其强度与水 分之间关系非常密切。红黏土路基地处地球表面,其 水分强烈地受大气与地下水的变化影响。特别是在与 交通荷载甚至是超重车载的耦合作用下,路基土体的 力学性能发生剧烈的衰减,且衰变规律非常复杂。主 要表现为:①在湿热耦合作用下水分迁移进入路基内 部,弱化路基填料性能从而产生显著的压缩蠕变,随 时间增加,引起路堤超量下沉,以及在路堤不均匀荷 载作用下产生不均匀变形;②路肩和路基边坡因蒸发 效应而开裂,又因降雨而泥化,甚至遇到极端冰雪天 气还会出现冻融,因反复的循环作用,其抵抗外部营 力的能力急剧衰减,从而出现路基边坡浅层的滑塌。 路基土体的变形主要包括两部分:①压缩变形, 土体在某一荷载作用下产生的变形称为压缩变形,主 要由土体自重应力和行车荷载等产生的附加应力引 起;②增湿变形是指压缩变形稳定后,由于含水量增 加而发生的附加变形。路基正常营运过程中,压缩变 形一般会趋向稳定状态。处于地表的路基因受季节性 的气候反复作用,增湿变形将不断累积。因此,路基 土体的后期沉降主要取决于由于含水量变化所产生的 增湿变形。增湿变形模式与应力状态相关,当处于各 向等压湿化或围压较低、湿化应力水平较低时,主要 表现湿化压缩;当应力水平较高时,湿化变形主要表

基金项目:国家自然科学基金项目(51009084); 交通部西部交通建设科技项目 (No.200631878530);中国科学院知识创新工程重要方向项目(No.kzcx2-yw-150);

收稿日期: 2009-11-09

现为湿化沉降及侧向鼓出等现象^[1]。所以,路基中间 部位的土体应属于湿化压缩,靠近路基边坡部分属于 湿化沉降或侧向鼓出变形。

湿化变形概念源于土石坝等水利工程,指粗粒料 在一定应力状态下浸水,由于颗粒之间被水润滑以及 颗粒矿物浸水软化等原因而使颗粒发生相互滑移、破 碎和重新排列,从而产生变形,并使土体中的应力发 生重分布的现象^[2-5]。湿化变形问题在公路路基中同样 存在,特别是对于一些水敏性较强的黏土更加突出。 很多学者对黄土的湿陷性及膨胀土的湿化膨胀特征 开展了卓有成效的研究,并都认为黄土和膨胀土在浸 水湿化之后会引起相当量的湿化变形^[6-16]。而红黏土 也属于一种水敏性强的特殊黏土,红黏土的湿化变形 与黄土的湿陷及膨胀土的膨胀变形有其不同之处,但 目前有关于红黏土湿化变形的成果并不丰硕。

根据试验目的和对传统湿化变形试验方法的修 正,在三轴试验仪器的基础上改装了增湿变形试验装 置,开展了同一初始含水量的三种干密度、三种应力 水平的湿化变形试验,初步实现增湿和恒定荷载的耦 合作用试验。依据非饱和理论提出增湿变形模量概 念,利用试验结果确定了模量的相关参数。

2 试验设计

2.1 试样基本物性

试验土样取自厦门至成都高速公路湖的南省郴 州段K 27桩号土样,为红褐色粘土,土的基本物理特 性,如表1。

表1 试验用红黏土的物理性质指标

Table 1 Physical property indexes of laterite soil

天然含	天然密	山毛	液限	塑限	塑性指	自由膨胀
水率/%	度/g/cm ³	L 里	/%	/%	数	率%
30.9	1.80	2.65	61.0	35.0	26.0	28.5

2.2 试样制备

选取重塑风干红黏土,制备了三种压实度的三轴 试样,干密度分别为:1.37 g/cm³、1.44 g/cm³、1.51 g/cm³,试样直径5 cm 高度 10 cm。试样采用千斤顶 压样成型法,先根据最优含水量(24.2 %)配置土样 后用塑料袋密封放置保湿缸内静置一周;然后,根据 干密度和初始含水量计算每个三轴样的湿土质量,再 把称后的土样倒入预先定制好的钢模内进行静压。钢 模的内直径与试样直径相同、高度 15 cm,其中多出 的 5 cm 由两个高度 2.5 cm、直径 5 cm 的垫块填充, 当千斤顶把两个垫块完全压平的时候,试样刚好达到 预定的密度。静压完成后不能立刻卸掉千斤顶,要让 施加的力稳定一段时间防止试样回弹。最后,用其它 垫块从底部把试样慢慢顶出。压样前钢模内要涂少许 凡士林以便减少脱模时试样与钢模间的摩擦力。试样 成型后要用密封袋封装好后再次放入保湿缸内静置以 备供试验所用。

2.3 仪器与试验步骤

试验仪器的主要部分是在三轴剪切仪的基础上改装而成(见图1)。试验围压由氮气瓶提供;轴向荷载 通过砝码加载;进入试样的水分利用带有刻度的玻璃 滴量测;试样的变形通过固定在传力杆上的百分表读 取。

试验步骤

(1)饱和透水石并排空滴定管与透水石之间胶管 内部和三轴底座内部的空气;

(2)试样周围贴上滤纸条,套上橡胶膜后固定在 压力室的底座上,盖好压力室并充满蒸馏水;

(3)对试样施加预定的围压,利用砝码平衡围压 对传力杆向上的压力和传力杆与"O"型圈间的摩擦力;

(4)固定百分表使百分表接触到压力室顶部,并 注意百分表的量程要有足够的范围,一般保持在85% 以上的量程内;

(5)打开压力室与滴定管间的阀门让水充满橡胶 膜与试样间的空隙,然后用吸球往滴定管内加水至试 样顶部的高度并记下刻度值,立刻对试样施加预定的 外部荷载。

试验开始后吸水比较快,滴定管的水头要尽量保 持与试样顶部齐平,可通过松紧台架上的蝴蝶夹上下 移动滴定管来达到保持水头不变的目的。在试验过程 中读取试样的变形时同时要记下滴定管内的水头刻 度。



图1 湿化试验仪器概图

Fig. 1 The sketch plan of wetting test apparatus

2.4 试验方案

通过增湿试验模拟路基土体在水分的湿化作用下 其变形性状,路基中不同部位的土体压实度不一样, 且受到的交通荷载大小也不同。利用三种不同初始干 密度试样在完全浸水饱和的过程中受恒载作用下的变 形试验,了解荷载与水共同作用下路基土体的耦合变 形特征。根据行车荷载引起的附加应力在路基中的分 布规律,确定不同压实度试样的外部荷载应力,三种 干密度试样 1.51、1.44、1.37(g/cm³)所对应的外部净 法向应力分别为 192 kPa、172 kPa、160 kPa,围压均 为 50 kPa。湿化试验时,对试样同时加水和法向应力; 未湿化试验时则只施加法向应力。试样配置完成后实 际含水量 25.1%,不同干密度试样的土水特征曲线, 如图 2。初始体积含水量及对应的基质吸力,如表 2。 水分湿化试样的过程也即为基质吸力丧失的过程。



图 2 土水特征曲线

Fig. 2 The soil water characteristic curve

表 2 试样的含水量与基质吸力

Table. 2 Water content and matric suction of samples

干密度/g/cm ³	体积含水量/m³/m³	基质吸力/kPa
1.51	0.344	493.9
1.44	0.361	265.6
1.37	0.379	181.4

3 湿化变形计算方法及模型

3.1 湿化变形计算方法

现有土石坝中粗粒料的湿化变形计算方法主要 有两类:①单线法,指在干态下沿某一加载路径达到 某一应力状态,然后在保持应力状态不变的条件下进 行浸水湿化饱和,此过程中发生的变形即作为该应力 状态下的湿化变形量,如图 3(a);②双线法,指分别 进行干态和湿态下的试验,得到相应的应力应变关 系,然后用相同应力状态下湿态与干态变形的差值作 为该应力状态下发生浸水湿化时的湿化变形量,如图 3(b)。

单线法实际包含了不同初始密度试样在恒载作 用下的蠕变变形,而并非纯粹为水分增大引起的湿化 变形;而双线法其本质是两种不同初始含水量试样的 剪切试验,没有考虑水分湿化过程中引起的湿化变 形。但对于粗粒料来说,其颗粒间的浸水通道通畅, 30~40min 时间便可完成试样的浸水饱和^[17]。所以, 对于粗粒料的湿化变形试验,双线法比单线法更符合 实际情况。而对于粘土的湿化变形,能否忽略湿化过 程中的变形采用双线法研究是个值得商榷的问题。因 为粘性土的渗透系数非常小,要达到土体的饱和状态 十分缓慢;而且实际工程中大部分湿化变形都是发生 在荷载与湿化的相互作用过程中。所以,利用双线法 研究粘土的湿化变形也有待改进。

目前,外部荷载作用下土体的变形规律已经有相 当深入的认识,提出的本构关系也经历了不断的改进。 湿化效应关注的是土体湿化引起的变形机理与变形大 小,吸取单线法和双线法的优点,提出改进的湿化变 形研究思路,共进行两组试验:(1)加载和湿化同时 进行,并且保持外部荷载恒定,此变形包括蠕变变形 和湿化变形两部分;(2)对干密度和初始含水量相同 的试样施加相同的恒定荷载进行不湿化的试验。





两组试验进行的总时间相同,在整个变形的演化 过程中,某一相同时刻(相对于试验开始时间)对应的 两种应变之差则为湿化引起的变形。为了解湿化过程 中试样含水量的变化情况,开始记录试样变形的同时 需要量测进入试样的含水量,以便推算试样中含水量 的大小,进而确定试样中基质吸力的大小。

3.2 湿化变形的数学模型

Fredlund 等(1975)^[18]利用三个独立变量,偏应力 ($\sigma_1 - \sigma_3$)、净法向应力($\sigma_n - u_a$)、基质吸力($u_a - u_w$)建 立了非饱和土的弹性模量计算方法,后来进行了试验 验证。认为描述非饱和土的剪切强度、变形、体变等 特征,其数学模型中应包括两个独立变量^[19],随后提 出了双变量抗剪强度公式^[20]。以此为基础,Vanapalli 和 Fredlund 分别提出了利用土水特征曲线来预测非饱 和土强度的方法^[21-23]。湿化变形的过程实际是土体增 湿饱和过程,在土水特征曲线中属于吸湿路径曲线。 按照非饱和土力学的观点,该湿化试验属于基质吸力 减小引起的剪切试验。参照孔令伟等^[24]提出的非饱和 土强度表达式:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + \alpha (u_a - u_w)^{\beta} \quad (1)$$

现假设与基质吸力有关的变形模量也可类似写

式中: E_{ψ} , 基质吸力相关的变形模量, (MPa); a、b, 基质吸力对变形模量的影响参数。

文中湿化试验是在外部恒定荷载与湿化同时进行的耦合试验。因此,其变形 ε 包括了两个部分:① 蠕变变形 $\varepsilon(t)$; ②湿化变形 ε_w 。

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_{\psi} + \mathcal{E}(t) \tag{3}$$

利用凯尔文(Kelvin)模型模拟未湿化试样的蠕变 变形 *ɛ*(*t*):

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \{ \frac{1}{E} [1 - \exp(-\frac{E}{\eta})t] \}$$
(4)

其中, 蠕变柔量:

$$J(t) = \frac{1}{E} \left[1 - \exp(-\frac{E}{\eta})t\right]$$
(5)

因湿化引起的丧失吸力 σ_{w} 为:

$$\psi(\theta_0) - \psi(\theta)$$
 (6)

式中: $\psi(\theta_0)$,初始状态的基质吸力,(kPa); $\psi(\theta)$, 湿化过程中的基质吸力,(kPa)。

 $\sigma_{\rm c}$

联合(2)、(6)式可得到基质吸力丧失引起的湿化变形:

$$\varepsilon_{\psi} = \frac{\psi(\theta_0) - \psi(\theta)}{a(u_a - u_w)^b} \tag{7}$$

式(7)中的基质吸力通过土水特征曲线方程:

$$\frac{\theta(\psi) = (\theta_s - \theta_r) / (1 + (a\psi)^n) + \theta_r \quad (8)}{\pi 2}$$

由(3)式可得:

$$\mathcal{E}_{\psi} = \mathcal{E} - \mathcal{E}(t) \tag{9}$$

把式代入式整理得:

$$a(u_a - u_w)^b = (\psi(\theta_0) - \psi(\theta)) / (\varepsilon - \varepsilon(t))$$
(10)

式(10)中等号的右边四个量均可通过试验确定。

吸力丧失量(6)对湿化应变量(10)在各试验记录点进行 差分,可得到对应该时间点的湿化变形模量;而该点 对应的基质吸力又可根据土水特征曲线来确定。因 此,参数*a*、b通过湿化变形模量和对应的基质吸力 进行回归分析得到。

4 试验结果与湿化变形分析 4.1 湿化与未湿化变形特征





Fig. 4 Wetting strain vs time

三种干密度试样,湿化的应变都比没有湿化的应 变大,如图所示。无论是湿化应变还是未湿化的应变, 干密度越小其应变值越大。不同干密度试样的应变值, 见表 3。

表 3 应变及试验历时

Table. 3 Strain and test time

干密度/g/cm ³	湿化应变/%	未湿化应变/%	试验历时/h
1.51	1.85	1.51	500
1.44	2.27	1.55	500
1.37	2.42	1.58	500

未湿化试样达到变形稳定值的时间与干密度有很 大的关系,干密度越小越容易达到稳定,其主要应变 值都在加载的前期完成。

图 4 表明干密度(1.51g/cm³)试样其未湿化变形在 前 3 天完成;而干密度(1.37g/cm³)试样的未湿化应变 在 1 天内基本达到稳定。由于试样的干密度越大其湿 化速率越小,所以湿化变形达到稳定的时间都相对滞 后。滞后时间的长短受干密度影响,干密度越大,滞 后时间越长;干密度越小,滞后时间则越短。可见, 干密度和湿化速率对湿化变形达到稳定的时间及其变 化幅度都有显著的影响。

4.2 湿化变形特性及模量确定

湿化变形是指初始状态相同的两个试样分别进行 湿化和未湿化的恒荷载变形试验,同一时间对应的湿 化应变与未湿化应变的差值。湿化变形随试样的含水 量增量变化而变化,如图 5。

根据应变增量随含水量增量的变化规律,可以将 湿化应变增量的变化过程分为三个阶段:(1)启动阶 段:水分开始浸入试样,试样的吸力开始降低,但试 样的初始固有强度(吸力强度、结构强度)依然处于 主导地位。(2)加速阶段:随着水分的继续浸入,水 分逐渐软化了土体颗粒之间的连接强度,并且随着试 样的含水量不断增大基质吸力也急剧衰减。所以,土 体在该阶段内出现了加速变形。(3)稳定阶段:当抵 抗外部荷载的强度因水分浸入而丧失以后,土体被压 缩到一个稳定的值,此时水分基本达到了饱和状态, 变形趋于稳定。



图 5 含水量增量与湿化应变的关系

Fig. 5 Increased moisture vs wetting strain

上述三个阶段出现的时间由试样的湿化速率及 外部荷载的大小共同决定。很显然,外部荷载和湿化 速率越大,则启动阶段很短,很快进入加速阶段。对 于红黏土路基工程,路基边坡和基底土体很容易受到 水分的湿化作用,如按照现行的填筑模式压实,路基 的湿化变形是一个不可忽视的致灾因子。

丧失基质吸力与湿化应变的关系如图 6。





Fig. 6 Lost matric suction vs wetting strain

论文中的湿化变形模量通过湿化变形对丧失基质 吸力进行微分得到。湿化变形初始阶段,微小的基质 吸力丧失所引起较大的湿化变形,故其湿化变形模量 极限为无穷大;而湿化变形稳定阶段,基质吸力丧失 较大其湿化变形并不明显,则其湿化变形模量接近为 零。可以看出,在整个湿化变形过程中,湿化变形模 量随丧失基质吸力的变化呈现高度非线性变化规律。 实际上土体的湿化变形主要发生在第二阶段,为使求 解的湿化变形模量方便应用,只选择该段的湿化变形 模量与丧失基质吸力数据,利用最小二乘法对式(2)进 行回归分析,回归得到的参数,如表 4。丧失基质吸 力与湿化变形模量的计算值与拟合值,如图 7。

表4 拟合参数



Fig. 7 Wetting modulus vs lost matric suction

5 结论

(1)在吸取单线法和双线法的优点的基础上,改进了湿化变形的研究思路:加载和湿化同时进行,并且保持外部荷载恒定,此变形包括了土体的蠕变变形;对相同初始状态的干态试样施加相同的恒定荷载进行压缩试验。相同时间下两种应变的差值可视为湿化应变,并由此提出了描述该湿化变形的数学模型。

(2)未湿化试样达到变形稳定值的时间与干密度 有很大的关系,干密度越小越容易达到稳定,其主要 应变值都在加载的前期完成。 (3)初始含水量相同的情况下,土体越密实遇水浸泡后水分越难浸入。根据应变增量随含水量增量的变化规律,可以将湿化应变增量的变化过程分为三个阶段:启动阶段、加速阶段、稳定阶段。

(4)增湿模量是一个与试样的干密度、初始含水量、外部荷载应力、围压等有关的物理量。由于每个试样需要耗时 25 天,且仪器属于改造组装而成,未能完成不同围压和不同初始含水量的试验,需要在今后的研究工作中不断深化。

参考文献

- [1] 罗云华. 砂土路基湿化变形研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2004.
- [2] 屈智炯, 刘昌贵. 论粗粒土的湿化变形特性[A]. 第六届全国土力学及基础工程学术会议[C]. 1991.
- [3] 王辉. 小浪底堆石料湿化特性及初次蓄水时坝体湿化计算研究[D]. 北京:清华大学, 1992.
- [4] 张智. 粗粒料在湿化及等应力比下的特性研究[D]. 成都: 成都科技大学, 1989.
- [5] 魏松. 粗粒料浸水湿化变形特性试验及其数值模型研究 [D]. 南京: 河海大学, 2006.
- [6] 李雄威. 膨胀土湿热耦合性状与路堑边坡防护机理研究 [D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2008.
- [7] 路凯冀. 黄土湿陷的大变形有限元分析[D]. 西安: 长安大 学, 2001.
- [8] 胡再强. 黄土结构性模型及黄土渠道的浸水变形试验与数 值分析[D]. 西安: 西安理工大学, 2000.
- [9] 刘祖德, 王园. 膨胀土浸水三向变形研究[J]. 武汉水利电力大学学报, 1994, 27: 616-621.
- [10] 李振, 邢义川, 张爱军. 膨胀土的浸水变形特性[J]. 水利 学报, 2005, 36(11): 1385-1391.
- [11] 丁振洲, 李利晨, 郑颖人. 膨胀土增湿变形规律及计算公式[J]. 工程勘察, 2006, 7: 13-16.
- [12] 李翠华, 詹长久, 张路. 膨胀土湿化变形试验研究[J]. 武 汉大学学报(工学版), 2001, 34(4): 101-103.
- [13] 许瑛. 膨胀土的加水变形、强度特性及结构变化的细观分

析[D]. 西安: 长安大学, 2003.

- [14] 李康全,周志刚.基于湿度应力场理论的膨胀土增湿变形 分析[J].长沙理工大学学报(自然科学版),2005,2(4):1-6.
- [15] 鲁洁. 膨胀土增湿变形特性研究[D]. 西安: 西安建筑科技 大学, 2008.
- [16] 司韦. 非饱和土的增湿试验及模型研究[D]. 北京: 清华大学, 2006.
- [17] 左永振. 粗粒料的蠕变和湿化试验研究[D]. 武汉: 长江科 学院, 2008.
- [18] Fredlund, D.G., Bergan, A.T., Sauer, E.K. The Deformation Charcteristics of Subgrade Soils for Highways and Runways in Northern Enviroments[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1975, 12(2): 213-223.
- [19] Fredlund, D, G, Morgenstern, N.R. Stress State Variables for Unsaturated Soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 1977, 103(GT5): 447-466.
- [20] Fredlund, D.G., Morgernstern, N.R., Widger, R.A. The Shear Strength of Unsaturated Soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, 15(3): 316-321.
- [21] Fredlund, D.G., Xing, A., Fredlund, M.D., Barbour, S.L. The Relationship of the Unsaturated Soil Shear Strength to the Soil-Water Characteristic Curve[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1996, 33(3): 440-448.
- [22] Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., Clifton, A.W. Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction[J]. Canadian Geotechnical Journal 1996, 33(3): 379-392.
- [23] Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. The Relationship between the Soil-Water Characteristic Curve and the Unsaturated Shear Strength of a Compacted Glacial Till[J]. Geotechnical Testing Journal, 1996, 19(3): 259-268.
- [24] Ling-wei, Kong., Ai-guo, Guo., Jian-bin, Chen. On strength property of gassy fine sand and model tests of pile foundation[A]. Proceeding of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering[C]. Osaka: 2005, 4: 2009-2012.