

# 复杂应力下强风化软岩湿化变形试验研究

刘新喜<sup>1</sup>, 夏元友<sup>1</sup>, 刘祖德<sup>2</sup>, 陈向阳<sup>3</sup>, 宁齐元<sup>4</sup>

(1. 武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070; 2. 武汉大学 土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072;  
3. 湖南城市学院 土木工程学院, 湖南 益阳 413000; 4. 湖南理工职业技术学院, 湖南 湘潭 411100)

**摘要:** 强风化软岩用于高等级公路路基填筑时, 压实特性和湿化变形特性是评价填料性能的主要指标。对填料在不同压实度下进行承载比试验, 试验结果表明, 承载比值随填料压实度的增大而增大。利用室内三轴剪切仪对强风化软岩进行干、湿双线平行试验和在复杂应力状态下不同压实度的湿化变形试验, 试验结果表明, 填料在压实度为 90% 且有较大的偏应作用下, 湿化不仅产生较大的附加轴向应变, 而且还能引起相当大的附加体积应变和偏应变。因此, 提高路基填土的压实度是减少湿化变形的关键因素。

**关键词:** 岩石力学; 复杂应力; 强风化软岩; 湿化变形; 压实度

**中图分类号:** TU 45

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2006)05 - 0925 - 06

## EXPERIMENTAL STUDY ON SLAKING DEFORMATION OF INTENSE WEATHERING SOFT ROCK UNDER COMPLICATED STRESS CONDITIONS

LIU Xinxi<sup>1</sup>, XIA Yuanyou<sup>1</sup>, LIU Zude<sup>2</sup>, CHEN Xiangyang<sup>3</sup>, NING Qiyuan<sup>4</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan, Hubei 430070, China;  
2. School of Civil and Architectural Engineering, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China;  
3. Institute of Civil Engineering, Hunan City University, Yiyang, Hunan 413000, China;  
4. Hunan Vocational Institute of Technology, Xiangtan, Hunan 411100, China)

**Abstract:** When using intense weathering soft rock to fill high grade highway embankment, compaction characters and wetting deformation characters are the major indices to estimate the filling performance. The CBR experiments under different compaction degrees showed that the CBR value increased with the filling compaction degree increase. Triaxial shear apparatus was used to conduct dry-wet double-line parallel experiment and wetting deformation experiment of different compactions under complicated stress conditions. The result shows when the compaction degree reaches to 90% with rather high deviatoric stress, wetting can not only generate high additional axial deformation, but also cause high additional volumetric strain and deviatoric deformation. Increasing compaction degree of the filling is the key factor to decrease wetting deformation.

**Key words:** rock mechanics; complicated stress; intense weathering soft rock; slaking deformation; compacting factor

## 1 引言

拟建的湘潭市昭山大道系 107 国道一段 6 km 长 (原 18 m 宽, 后扩建为 60 m 宽) 的高等级公路, 挖

填方量大, 借土方量达  $5.9 \times 10^5 \text{ m}^3$ , 挖方遇到两座山包为强风化泥质页岩和强风化砂质页岩。岩层经过多次地壳运动挤压, 裂隙极其发育, 强度很低, 岩石单轴抗压强度小于 30 MPa, 故称为强风化软岩。开挖原路堑边坡山体的土石料是否适用于路基

**收稿日期:** 2005 - 10 - 17; **修回日期:** 2005 - 12 - 19

**基金项目:** 教育部新世纪优秀人才支持计划(NECT040723); 教育部科学技术研究重点项目(104135); 湖北省青年杰出人才基金项目(2005ABB022)

**作者简介:** 刘新喜(1963 - ), 男, 博士, 1985 年毕业于湘潭矿业学院采矿工程专业, 现为武汉理工大学在读博士后, 主要从事岩土工程方面的研究工作。E-mail: liuxinxi1963@126.com

填料,特别是该路段 1 km 路基一侧为仰天湖,沿线填方最高达 12 m,路基被水浸湿(如地下水位上升、路侧湖水水位升高浸润、地表大气降水入渗饱和等)后可能产生路基的湿化沉降和侧向位移等。为此,必须探求在复杂应力状态下,强风化泥质页岩土料在不同压实度条件下经湿化所产生的体积应变和偏应变(畸变和剪切应变),提出与该工程设计有关的参数和施工控制标准,以避免或有效地限制湿化变形可能造成的危害。

土石料填筑体浸水后会产生附加沉陷,这种现象称为湿陷,而在复杂边界条件下,填筑体除湿陷外还会产生侧向变形,统称为湿化变形。最早湿化变形试验研究是在单向固结仪中进行的。1973 年, Nobari 和 Duncan 首先用三轴试验分别对非饱和和饱和试样进行了砂土的湿化变形试验,将相同应力状态下应变差作为湿化附加应变(双线试验法),并将其应用于分析 Oroville 土坝的浸水变形。此后,不少学者从试验和计算方法上开展了进一步的研究。

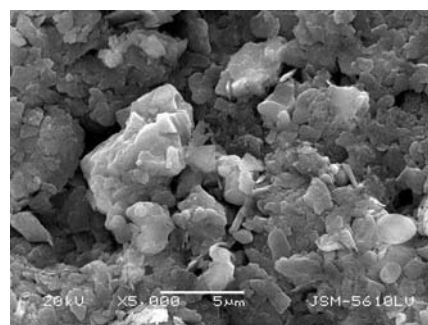
刘祖德<sup>[1]</sup>提出了多线试验法湿化试验。其方法为:首先,按常规三轴试验在一定围压 $\sigma_3$ 下将干试样等向压缩到体积不变;然后,施加轴向压力,达到一定应力水平后,浸水饱和后测浸水湿化变形量;最后,再对此试样继续加荷,直到破坏,在不同应力水平条件下,分别进行湿化变形试验。后来不少学者<sup>[2~4]</sup>对砂土、黏性土、堆石料分别进行了双线和多线试验法湿化试验,用于土坝湿化变形有限元计算,取得了许多成果。

近年来高速公路路基不可避免地要采用膨胀土、强风化软岩作为填料。已有的研究成果<sup>[5~9]</sup>表明,只要是人工填筑的土体,如堆石体、风化砂和黏性土等在浸湿条件下,都存在不同程度的湿化变形。填料的湿化变形将会导致路基沉降和路堤失稳,填料的湿化变形特性与其物理力学性质有很大的关系。为此,本文对昭山大道强风化软岩的湿化变形特性进行研究,旨在为路基设计提供相应的技术参数和施工控制标准。

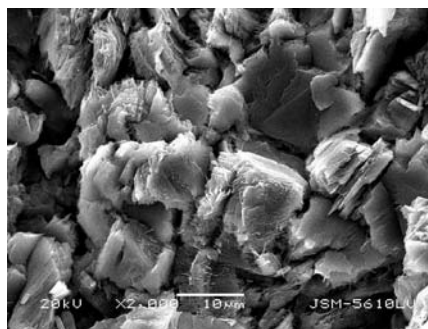
## 2 强风化软岩物理力学性质

### 2.1 强风化软岩的微观结构分析

强风化软岩的工程力学性质往往受其物质组成,特别是黏土矿物组成及其含量的影响,将强风化软岩分别进行扫描电镜和 X 射线衍射分析。试样扫描电镜和强风化软岩的 X 射线衍射图谱分别如图 1 和 2 所示。



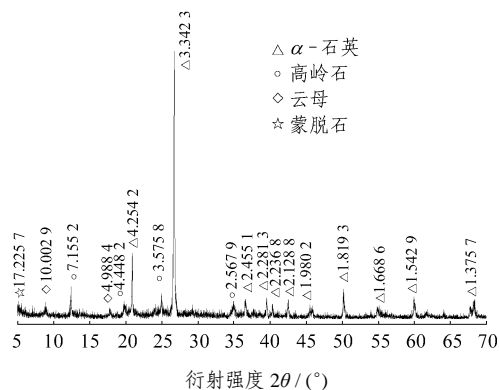
(a) S1 试样



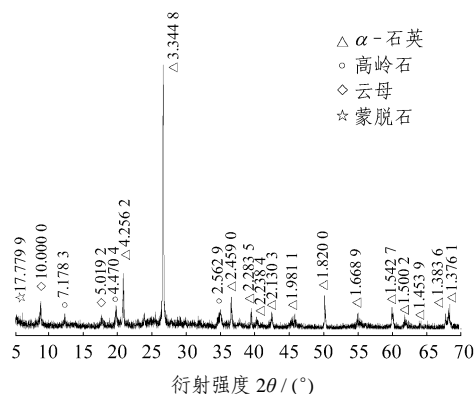
(b) S2 试样

图 1 试样扫描电镜图

Fig.1 Scanning electron microscopy for intense weathering soft rock



(a) S1 试样



(b) S2 试样

图 2 强风化软岩的 X 射线衍射图谱

Fig.2 Diagrams of diffraction X-ray of intense weathering soft rock

从图 2 可以看出: 填料的矿物组成主要为石英, 其次为高岭石, 蒙脱石含量很少; S1 试样中石英呈粒状, 伊利石、蒙脱石呈片状; S2 试样中蠕虫状高岭石, 石英呈粒状。岩石中矿物大小不均, 黏土矿物粒径一般为  $2\text{ }\mu\text{m}$ 。

通过室内击实试验发现, 强风化软岩的压实特性与土的压实性能相似, 同样存在最优含水率和最大干容重。S1 试样的最优含水率为 9.6%, 最大干容重为  $21.1\text{ kN/m}^3$ ; S2 试样的最优含水率为 10.4%, 最大干容重为  $19.9\text{ kN/m}^3$ 。

2.2 强风化软岩的工程特性

2.2.1 承载比

根据公路路基填土要求, 强风化软岩须有良好的压实性能, 即满足《公路路基设计规范》(JTJ013 - 95)要求。作者对两座山包进行取样, 分别进行压实度为 95%, 90%, 85% 的承载比试验。不同压实度下的 CBR 值结果见表 1。从表 1 可以看出, 随着压实度  $\lambda$  的提高, CBR 值也增大, 但 S1 试样在  $\lambda = 85\%$  时, 其 CBR 值很低。根据规范要求, 上路床  $\lambda$  必须大于 95%, 相应的  $\text{CBR} \geq 8$ 。而 S2 试样在  $\lambda = 95\%$  时的 CBR 值稍有偏低。若  $\lambda$  提高到 98%, 其 CBR 会大大提高, 压实度  $\lambda$  与 CBR 值关系曲线如图 3 所示。

表 1 不同压实度下的 CBR 值

Table 1 CBR values of samples under different degrees of compaction

试样号	压实度 $\lambda/\%$	CBR 值/%	膨胀率/%	吸水量/g
S1	85	1.62	0.97	317
	90	5.67	1.25	229
	95	8.24	1.34	178
	98	19.99	0.83	73
S2	90	4.40	0.94	244
	95	7.91	1.22	209

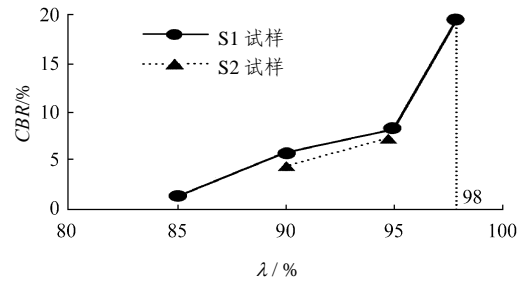


图 3 压实度  $\lambda$  与 CBR 值关系曲线

Fig.3 Relation curves of degrees of compaction  $\lambda$  and CBR

经观察发现,  $\lambda = 95\%$  的 S1 试件中, 泡水软化土样的深度较浅, 只是在试件的表面 5~10 mm 范围内, 强度较差, 硬度较软, 再往下则影响渐少。这就造成了压实度为 95% 的试件出现 CBR 值偏低的现象。当压实度提高至 98% 后, 就不再出现类似的现象。压实度  $\lambda$  与膨胀率的关系曲线如图 4 所示。

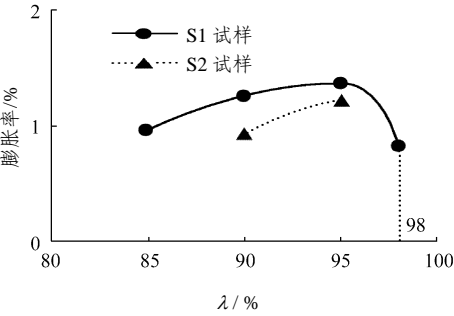


图 4 压实度  $\lambda$  与膨胀率的关系曲线

Fig.4 Relation curves of degree of compaction  $\lambda$  and swelling value

2.2.2 湿化变形

从承载比试验成果可知, 泡水作用对试件整个高度影响不全相同, 需要一个时间过程, 并且试筒内壁与试件的摩擦阻力较大, 承载比试验所得膨胀量并不能代表试样在无荷载作用下的自由膨胀量。

为了模拟试样在不同荷载作用下压缩稳定后的浸水反应, 特地设计了一种类似黄土或膨胀土的湿化变形试验。只对两种土在  $\lambda = 95\%$  情况下的湿化变形进行了测定, 得到膨胀率与载荷曲线如图 5 所示。图 5 表明, 两种人工压实较好的填料, 在 40 kPa 以上的外荷作用下都只可能产生微量的湿化压缩沉降, 而绝不会产生膨胀隆起; 仅在 20 kPa 以下的外荷作用下才有可能出现微量的湿胀。也就是

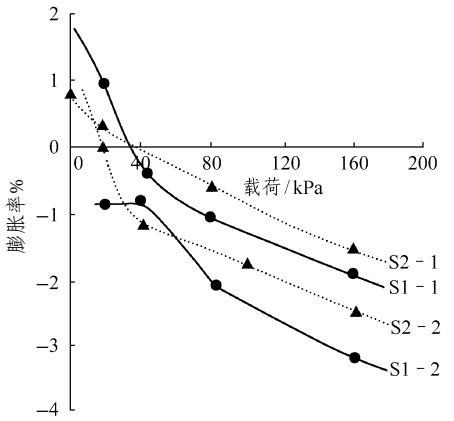


图 5 膨胀率与载荷曲线

Fig.5 Curves of swelling ratio vs. loading

说, 在 1 m 厚上覆土自重压力下, 填料不可能产生任何湿胀, 最大的湿陷量也只有整个填土层厚  $H$  的 1.5%, 由此可说明强风化软岩不具有膨胀性。

### 3 复杂应力下强风化软岩的湿化变形特性

前面试验虽然说明强风化软岩湿化变形很小, 但强风化软岩作路基填料湿化时受到偏应力(如汽车荷载、自重等)的作用下会产生路面沉降和侧向位移, 由于路基不同高度压实度的不同, 其湿化变形特性也不相同。因此, 有必要探讨复杂应力条件下强风化软岩的湿化变形特性。

#### 3.1 湿化变形试验方法

试验仪器采用南京自动化研究所生产的 SJ-1AG 型三轴剪切仪, 并将应变控制系统改装为应力控制系统(即  $\sigma_1 - \sigma_3$  用加力杠杆代替原来的变速箱等应变速率系统)。另外, 再添置对土样的灌水湿化设备。试样直径为 3.19 cm, 高为 8 cm, 对每个试样不同压实度  $\lambda$  (90%, 93% 和 95%) 进行不同围压 (50, 100 和 200 kPa) 时的湿化变形试验。各组试验均在规定的不同  $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3$  比值下对试样灌水使之湿化, 灌水方向由下而上, 使试样底部受恒定的水头压力(保持 50 cm 水柱高), 同时测定湿化引起的附加轴向变形  $\varepsilon_a$  ( $\varepsilon_a = \varepsilon_1$ ) 和体积变形  $\varepsilon_v$ , 然后继续对已湿试样增加  $\sigma_1 - \sigma_3$  直至破坏。

试验按  $\sigma_3 = 50, 100$  和 200 kPa 分 3 组进行。每组试验包括 3 个试样, 湿化阶段应力状态分别控制为  $\frac{1}{4}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ,  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  和  $\frac{3}{4}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , 其中  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  表示预估的干线破坏主应力差。

试验中轴向荷载(即主应力差)施加的分级标准是  $\frac{1}{10}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  为一级。

#### 3.2 湿化试验结果分析

##### 3.2.1 应力 - 应变关系

由于  $\lambda = 95\%$  的密实填料已经被确认具有极高的抗湿化变形能力, 所以本次试验不再将其列入复杂应力状态下湿化变形试验专题内容, 只进行了干、湿双线对比试验, 仅对强风化软岩  $\lambda = 93\%, 90\%$  时进行不同围压  $\sigma_3$  下湿化变形试验, 得出其应力 - 应变曲线, 限于篇幅, 只列出  $\sigma_3 = 50, 100$  和 200 kPa 下,  $\lambda = 90\%$  的主应力差 - 轴向应变曲线(见图 6~8)。

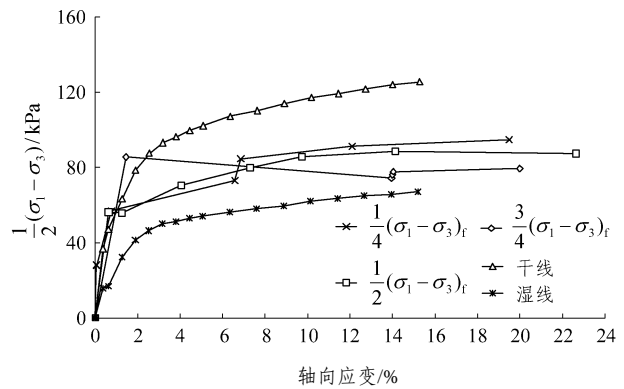


图 6  $\sigma_3 = 50$  kPa,  $\lambda = 90\%$  的主应力差 - 轴向应变曲线  
Fig.6 Curves of principal stress difference vs. axial strain with  $\sigma_3 = 50$  kPa,  $\lambda = 90\%$

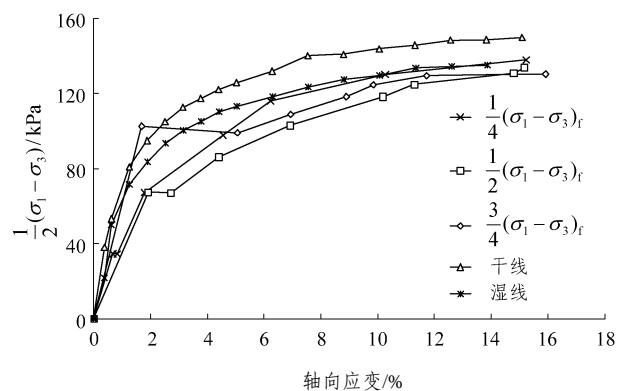


图 7  $\sigma_3 = 100$  kPa,  $\lambda = 90\%$  的主应力差 - 轴向应变曲线  
Fig.7 Curves of principal stress difference vs. axial strain with  $\sigma_3 = 100$  kPa,  $\lambda = 90\%$

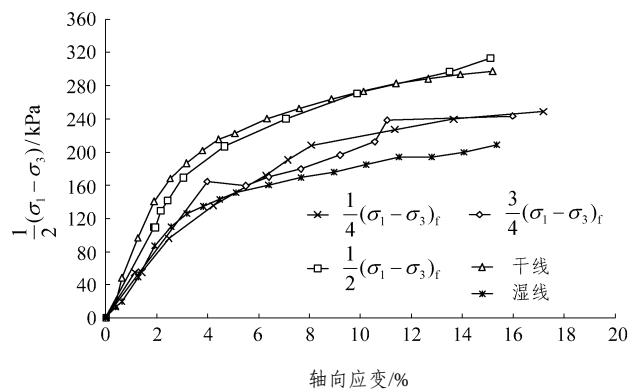


图 8  $\sigma_3 = 200$  kPa,  $\lambda = 90\%$  的主应力差 - 轴向应变曲线  
Fig.8 Curves of principal stress difference vs. axial strain with  $\sigma_3 = 200$  kPa,  $\lambda = 90\%$

从图 6~8 中可得到如下规律:

- (1) 强风化软岩的干线和湿线应力 - 应变曲线不重合, 且干线均位于湿线上方, 表明试样经湿化后, 其剪切强度下降。
- (2) 干、湿双线基本上是在所有湿化路径试验

成果的上、下限界面上,是其包络线,但在 $\sigma_3 = 100$  kPa 时由于随机误差引起偏离。

(3) 不同大小偏应力状态下湿化时,产生的湿化轴向应变 $\varepsilon_{as}$ 变化幅度大。总体上看,湿化阶段的应力-应变曲线近水平。湿化后,继续对试样增加 $\sigma_1 - \sigma_3$ 直至破坏,不同的 $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3$ 下湿化的各试样中该段的应力-应变曲线普遍表现为相互平行,但湿化后的极限强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 比干样低,且在相同的 $\sigma_1 - \sigma_3$ 时曲线的坡度也较小,这反映了湿化使强风化软岩的变形模量和强度都降低了。高偏应力状态下的 $\varepsilon_{as}$ 远大于低偏应力状态的 $\varepsilon_{as}$ ,有的甚至显示出突发的破坏性大应变, $\varepsilon_a$ 的湿化增量 $\varepsilon_{as}$ 可达 8%。相反地,低偏应力状态下的湿化轴向应变 $\varepsilon_{as}$ 都很小。

3.2.2 轴向应变与体变关系

$\sigma_3 = 50, 100$  和  $200$  kPa,  $\lambda = 90\%$  时轴向应变-体积应变曲线分别如图 9~11 所示。

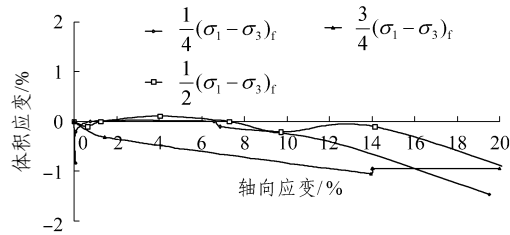


图 9  $\sigma_3 = 50$  kPa,  $\lambda = 90\%$  时轴向应变-体积应变曲线  
Fig.9 Curves of axial strain vs. volumetric strain with  $\sigma_3 = 50$  kPa,  $\lambda = 90\%$

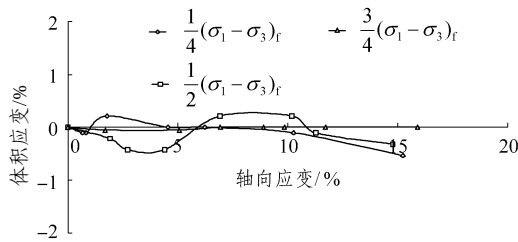


图 10  $\sigma_3 = 100$  kPa,  $\lambda = 90\%$  时轴向应变-体积应变曲线  
Fig.10 Curves of axial strain vs. volumetric strain with  $\sigma_3 = 100$  kPa,  $\lambda = 90\%$

从轴向应变-体积应变曲线可以得出如下规律:

- (1) 在围压较小( $\sigma_3 = 50$  kPa)时,无论偏应力增加多少,湿化时总产生体缩。
- (2) 在中等围压时,湿化可能产生有胀有缩相互交替出现的现象。
- (3) 在围压较大( $\sigma_3 = 200$  kPa)时,无论偏应力

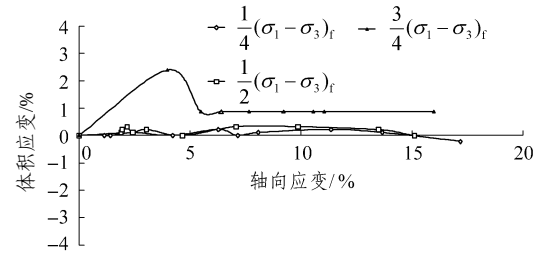


图 11  $\sigma_3 = 200$  kPa,  $\lambda = 90\%$  时轴向应变-体积应变曲线  
Fig.11 Curves of axial strain vs. volumetric strain with  $\sigma_3 = 200$  kPa,  $\lambda = 90\%$

增加多大,湿化总是产生体胀,不会出现体缩,且随偏应力增大,体胀也随之增大。

(4) 无论在何种偏应力条件下,试样吸水的总量仍然很小。湿化后再受剪至破坏,最终试验后的试样含水量变化也很小(见表 2),表明这种强风化软岩是较易压实至高密度、高饱和度状态的,且是一种良好的填筑材料。

表 2 试验后含水量( $\lambda = 90\%$ )

偏应力	含水量/%		
	$\sigma_3 = 50$ kPa	$\sigma_3 = 100$ kPa	$\sigma_3 = 200$ kPa
$\frac{1}{4}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	15.58	14.46	14.55
$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	15.78	14.47	14.33
$\frac{3}{4}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	15.38	14.31	14.56

(5) 为进一步论证填料的良好压实性质,试验中仔细纪录了各试样在围压下固结后的体积,其初始试样体积为 $V_0$ (高为 8 cm,水平截面积为  $12 \text{ cm}^2$ ),在 $\sigma_3$ 下固结完成后的试样体积为 $V_c$ ,它随 $\sigma_3$ 值而变。当 $\sigma_3 = 50$  kPa 时, $V_c = 94.2 \text{ cm}^3$ ,体积压缩量很小,仅 1% 左右;当 $\sigma_3 = 200$  kPa 时, $V_c = 92.16 \text{ cm}^3$ ,体积压缩量可达  $3.84 \text{ cm}^3$ ,平均约为 2.9%,这时土的孔隙比低达 0.45~0.53。固结后(剪切前)试样体积( $\lambda = 90\%$ )如表 3 所示。

表 3 固结后(剪切前)试样体积( $\lambda = 90\%$ )

偏应力	试样体积/ $\text{cm}^3$		
	$\sigma_3 = 50$ kPa	$\sigma_3 = 100$ kPa	$\sigma_3 = 200$ kPa
$\frac{1}{4}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	95.60	93.90	92.42
$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	94.20	94.10	94.09
$\frac{3}{4}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	95.00	94.20	92.16

## 4 结 论

通过对强风化软岩的常规物理力学参数测定和复杂应力条件下湿化变形试验, 为强风化软岩作为昭山大道路基填料提供了施工控制标准, 通过试验得出了以下结论:

(1) 常规物理力学参数试验结果表明, 强风化软岩经压实后可达到较高的密度, 几乎与粗砂、砾砂材料中级配最好的粗粒土相匹配, 压实后可得极小的孔隙比, 干密度可高达  $2.0 \text{ g/cm}^3$ 。由此可见, 强风化软岩是一种较好的填筑材料。

(2) 击实试验表明, 该填料属强风化泥质和砂质页岩, 其级配曲线极不稳定。在填筑过程中需要将颗粒“彻底”碾碎(即尽量碾碎), 当  $\lambda < 85\%$  时, 其  $CBR$  值达不到公路路基规范要求。因此, 该填料用于路基时, 必须  $\lambda > 90\%$ 。

(3) 强风化软岩在复杂应力作用下湿化变形试验结果表明, 湿化变形随着  $\lambda$  的增大而减小, 当  $\lambda = 90\%$  时, 在较高的偏应力  $200 \text{ kPa}$ (如汽车荷载)作用下, 会产生较大的体胀, 且填料的强度较低。由此可见, 该填料用于路基时, 必须控制  $\lambda > 90\%$ , 否则, 会产生较大的湿化变形。将其成果用于仰天湖路段的路基填筑, 为了减少路基浸水后发生湿化变形, 对于仰天湖路段, 必须下路堤  $\lambda > 93\%$ 。

值得指出的是, 强风化软岩的干、湿双线平行试验和在复杂应力状态下湿化变形试验成果总体上来说比较有规律性和相嵌性。但与风化砂砾料和具有明显膨胀性或湿陷性土(如膨胀土、湿陷黄土)等特种土相比, 则规律性相对较差<sup>[10]</sup>。究其原因可知, 强风化泥质页岩经过室内制备后, 其性质与击实黏土大致相似, 且更为复杂。试样的内部, 既存在大孔隙, 呈随机无序状态散布, 又有大量母岩原始状态结构的土团(薄叠片状、蠕虫状)互相挤紧。一方面, 当连接试样底部水源后, 湿化路径的空间通道走向十分复杂多变, 可能在低偏应力条件下, 人工制备的击实黏性土结构尚很少破坏, 水沿粒间裂隙或孔隙的侵入量不大, 加之这种填料基本上无膨胀性, 因此就更不易吸水了; 另一方面, 人工制备的土样内大孔隙中有水侵入后, 试样底部和侧面可能产生局部湿陷, 使轴向应变产生较大的增长, 致使个别应力-应变曲线出现特异的现象, 这些问题有待于进一步研究。

## 参考文献(References):

- [1] 刘祖德. 土石坝变形计算的若干问题[J]. 岩土工程学报, 1983, 5(1): 1 - 13.(Liu Zude. Some problems about the calculation of deformation of earth rock dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 5(1): 1 - 13.(in Chinese))
- [2] 李 鹏, 李 振, 刘金禹. 粗粒料的大型高压三轴湿化试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 231 - 234.(Li Peng, Li Zhen, Liu Jinyu. Slaking test study on coarse aggregate under high triaxial stress condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(2): 231 - 234.(in Chinese))
- [3] 殷宗泽, 赵 航. 土坝浸水变形分析[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2): 1 - 8.(Yin Zongze, Zhao Hang. Deformation analysis of earth dam during reservoir filling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 12(2): 1 - 8.(in Chinese))
- [4] 李广信. 堆石料的湿化试验和数学模型[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(5): 58 - 64.(Li Guangxin. Study on wetting of rock fill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 12(5): 58 - 64.(in Chinese))
- [5] 柏树田, 周晓光, 晁华怡. 软岩堆石料的物理力学性质[J]. 水力发电学报, 2002, 79(4): 34 - 44.(Bai Shutian, Zhou Xiaoguang, Chao Huayi. Physical mechanical properties of soft rock materials[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2002, 79(4): 34 - 44.(in Chinese))
- [6] 王瑞骏, 陈尧隆. 心墙坝湿化变形的特点及计算方法研究[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版), 2003, 31(6): 149 - 152.(Wang Ruijun, Chen Yaolong. Research on the characteristics and calculation method of core wall type rockfill dam wetting deformation[J]. Journal of Northwest Sci-Tech University of Agriculture and Forestry(Natural Science), 2003, 31(6): 149 - 152.(in Chinese))
- [7] 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(5): 101 - 103.(Li Cuihua, Zhan Changjiu, Zhang Lu. Experimental research on slaking deformation of expansive soils[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2001, 34(5): 101 - 103.(in Chinese))
- [8] 刘小文. 超高填方及其建筑物基础变形控制研究[博士学位论文][D]. 武汉: 武汉大学, 2004.(Liu Xiaowen. Research on deformation control of superhigh fill and foundation of building on the high fill[Ph. D. Thesis][D]. Wuhan: Wuhan University, 2004.(in Chinese))
- [9] 罗云华. 砂土路基湿化变形研究[硕士学位论文][D]. 武汉: 武汉大学, 2004.(Luo Yunhua. The research on sandy soil subgrade's wetting deformation[M. S. Thesis][D]. Wuhan: Wuhan University, 2004.(in Chinese))
- [10] 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(6): 616 - 621.(Liu Zude, Wang Yuan. Study on triaxial deformation of expansive soils soaked in water[J]. Journal of Wuhan University of Hydraulic and Electric Engineering, 1994, 27(6): 616 - 621.(in Chinese))