

文章编号:1671-6833(2014)02-0019-05

# 干湿循环效应对风化砂改良膨胀土 CBR 特性影响研究

杨俊<sup>1,2</sup>, 童磊<sup>1,2</sup>, 张国栋<sup>1,2</sup>

(1. 三峡大学 三峡地区地质灾害与生态环境湖北省协同创新中心, 湖北 宜昌 443002; 2. 三峡大学 土木与建筑学院, 湖北 宜昌 443002)

**摘要:** 探讨了干湿循环效应对风化砂改良膨胀土 CBR 特性的影响, 深入分析了改良膨胀土的 CBR 膨胀率随干湿循环次数及风化砂掺量的变化规律. 研究表明: (1) 掺风化砂可有效抑制由于干湿循环效应所带来的 CBR 的衰减, 风化砂掺量为 40% 时, 抑制效果最好; (2) 随着干湿循环次数的增加, 风化砂改良膨胀土的 CBR 值逐渐衰减, 当干湿循环至 4~5 次时, CBR 值逐渐趋于稳定. (3) 掺风化砂对由于干湿循环效应所造成的试件表面开裂、崩解有很好的抑制效果.

**关键词:** 膨胀土; 风化砂; 干湿循环; CBR; CBR 膨胀率

**中图分类号:** TU411.3 **文献标志码:** A **doi:**10.3969/j.issn.1671-6833.2014.02.005

## 0 引言

膨胀土是一种由蒙脱石、伊利石等强亲水性黏土矿物组成的, 具有多裂隙性、超固结性和反复胀缩性的高液限黏土. 膨胀土的工程性质极差, 其强度特性对含水量的变化尤为敏感. 当土体含水量发生反复变化时, 极易导致路基出现裂缝, 进而反射到路面, 大气降水则通过这些裂缝渗入路基内部, 加剧了裂缝的发展, 引起路基承载能力进一步衰减. 雨水渗入造成了路基内部含水量不均匀分布, 产生不均匀变形, 使得路面呈现波浪式破坏. 李正明等人通过大量的试验研究得出<sup>[1]</sup>: 干湿循环是导致土体反复胀缩变形、强度衰减, 继而导致路基破坏、路面开裂沉陷的主要原因之一. 由于评价路基承载力的一个重要指标是加州承载比 (CBR), 它是由美国加利福尼亚州提出的一种评定土基及路面材料承载能力的指标, 是决定路基质量好坏的关键因素之一. 因此, 开展干湿循环作用下, 改良膨胀土路基 CBR 值研究, 具有非常重要的意义.

公路路基设计规范规定不能直接将膨胀土用作路基填料, 须对其进行改良处理. 目前, 工程上针对膨胀土改良的方法多以化学改良为主, 例如

在膨胀土中掺入石灰、水泥、粉煤灰、沥青、合成树脂等改良材料, 通过与膨胀土发生一系列的化学反应来改良膨胀土的不良工程特性. 例如殷琦<sup>[2]</sup>等通过试验研究发现, 采用石灰改良膨胀土在经历若干次干湿循环后, CBR 强度会大幅降低. 王建华<sup>[3]</sup>等人通过对干湿循环作用下水泥改良膨胀土路基的 CBR 值进行了研究, 揭示了不同材料改良的膨胀土, 干湿循环作用对 CBR 值影响具有很大的差别. 通过上述几位学者的研究, 可以看出, 化学改良方法均能在一定程度上提高改良膨胀土承载能力, 但是往往都具有时效性, 经过一定次数的干湿循环后, 改良效果会逐渐减弱, 导致灾害再次发生. 由于化学改良对养护环境要求较高, 施工现场难以精确控制拌和的均匀性. 鉴于此, 本研究结合宜昌市小溪塔至鸦鹊岭一级公路改建工程, 拟采用沿线广泛分布的风化砂对膨胀土进行改良处理, 以提高改良膨胀土的 CBR 值, 使其达到路用指标, 并降低 CBR 对干湿循环效应的敏感性, 延长路基使用年限. 通过一系列的室内试验, 深入探讨了风化砂改良膨胀土 CBR 值与风化砂掺量、干湿循环次数之间的关系, 以及各风化砂掺量下 CBR 膨胀率随干湿循环次数的变化规律, 为工程设计及施工提供参考.

**收稿日期:** 2013-11-30; **修订日期:** 2014-01-19

**基金项目:** 国家自然科学基金青年基金资助项目 (41302275); 湖北省教育厅自然科学研究重点项目 (D20131304)

**作者简介:** 杨俊 (1976-), 男, 三峡大学副教授, 博士, 主要从事道路与桥梁方向研究, E-mail: wangjing750301@163.com.

1 试验用膨胀土及风化砂的基本特性

试验所用膨胀土取自湖北宜昌小溪塔至鸦鹊岭一级公路改建工程 K25 处,采用挖坑取土法,取土深度约为 1.5 m,该膨胀土颜色为灰白色,夹杂黄褐色团粒,含有较多的钙质及铁锰质结核,干缩时裂隙发育,经过一系列室内土工试验,测得膨胀土基本物理指标如下:天然含水量 29.43%、重力密度 18.52 kN·m<sup>-3</sup>、液限 70.53%、塑限 24.09%、塑性指数 46.44、比重 2.46、膨胀土中粒径大于 0.075 mm 的含量为 26.58%,自由膨胀率 43%,由此可知,该膨胀土在天然状态下含水量较高且属于高液限黏土,膨胀性较弱。

试验所用风化砂取自该工程 K22 至 K23 路段,呈土黄色,颗粒具有一定的棱角组成且硬度较大.根据室内土工试验,该风化砂基本物理性质指标见表 1 和表 2 所示。

表 1 风化砂基本物理性质指标  
Tab.1 Basic physical property indexes  
of weathered sand

天然 含水量(%)	天然密度/ (g·cm <sup>-3</sup> )	液限 ω <sub>L</sub> /%	塑限 ω <sub>p</sub> /%	塑性 指数 I <sub>p</sub>	比重
11.54	1.65	24.86	16.16	8.7	2.46

表 2 风化砂颗粒分析表

Tab.2 Particle analysis table of weathered sand

粒组含量(粒径单位 mm)			级配指标	
粗粒组	中粒组	细粒组	不均匀	曲率
2~0.5	0.5~0.25	0.25~0.075	系数 Cu	系数 Cc
11.5	21.4	67.1	2.84	0.86

分析上表中的数据可得出:该风化砂天然含水量较低,大多数粒径集中在 0.25~0.075 mm,不均匀系数小于 5,级配不良。

2 试验方案

试验参考《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)中的相关试验要求进行,风化砂掺量(所掺风化砂质量与总质量的百分比)依次为 0、10%、20%、30%、40%、50%。进行重型击实试验,确定每种风化砂掺量下改良膨胀土的最大干密度与最佳含水量。

根据所确定的最佳含水量,配制土样,焖料 24 h 后采用重型击实法制样,每层 98 击,分 3 层进行击实,每种风化砂掺量下制备 3 个试件.按照试验规程要求,对试件进行泡水处理,泡水期间,

槽内水面保持在试件顶面以上约 25 mm,浸水 4 d 后,进行 CBR 贯入试验,保持贯入速度为 1 mm/min (此为干湿循环 0 次).取出其余试件置于阴凉处,通过控制质量的方法使试件风干至初始含水量后,将试件密封 24 h,使试件内部含水量分布均匀,继续泡水处理,然后进行贯入试验,(此为干湿循环 1 次),重复上述过程,分别测出干湿循环 2、3、4、5 次后不同掺砂比例下改良膨胀土的 CBR 值,并记录每次干湿循环过程中试件的高度变化情况,通过大量研究发现<sup>[4]</sup>,膨胀土大概经过 3 次左右的干湿循环之后,土体内部的裂隙发育、强度衰减都已大致趋于稳定,本试验为了深入研究干湿循环所带来的影响,同时获得干湿稳定后改良膨胀土的性状,拟将循环进行至 5 次。

3 试验结果及分析

3.1 风化砂掺量对膨胀土击实特性的影响

参考《公路土工试验规程》(JTG E40—2007),对不同风化砂掺量下的膨胀土进行重型击实试验,采用干土法制样,击实锤质量 4.5 kg,落距 45 cm,分 3 层进行击实,每层 98 击.不同风化砂掺量下膨胀土的最佳含水量及最大干密度见表 3。

表 3 不同风化砂掺量下膨胀土的击实试验结果  
Tab.3 Compaction test results of expansive  
soil with different weathered sand content

土样 编号	掺砂比例 /(%)	最佳含水量 /(%)	最大干密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )
1	0	12.82	1.899
2	10	12.49	1.913
3	20	12.26	1.965
4	30	12.05	1.947
5	40	11.49	1.931
6	50	11.07	1.918

由表 3 可知,风化砂的掺入,对膨胀土的击实特性有较大的影响.掺砂后,最佳含水量随着风化砂掺量的增加而逐渐下降,最大干密度先增大后减小.这是掺砂改变了土体的颗粒组成及结构,孔隙率增大,保水性降低,从而使得最佳含水量和最大干密度发生了较大的变化。

3.2 干湿循环效应对风化砂改良膨胀土 CBR 值的影响

将经过不同干湿循环次数的 CBR 试件置于路面材料强度试验仪上进行贯入试验,调节贯入速度为 1 mm/min<sup>[5]</sup>.经过一系列的室内试验,得到了不同风化砂掺量下改良膨胀土 CBR 值随干

干湿循环次数的变化规律。

以干湿循环次数为横坐标,以 CBR 值为纵坐标,会出风化砂改良膨胀土 CBR 值随干湿循环次数的变化曲线,如图 1 所示。

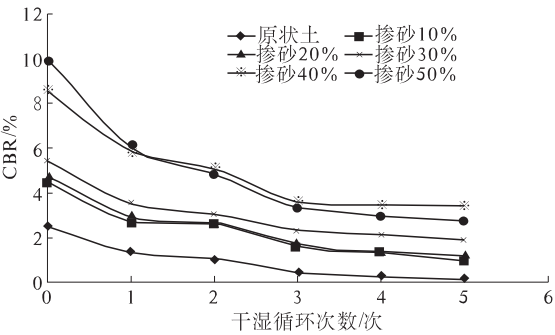


图 1 CBR 值与干湿循环次数的关系  
Fig. 1 Relationship between CBR value and the times of the dry-wet cycling

(1) 干湿效应对改良膨胀土 CBR 值有显著影响,随着干湿循环次数的增加,膨胀土 CBR 值逐渐衰减,当干湿循环到达 4~5 次时, CBR 值趋于稳定。

(2) 从干湿循环 0 次的的数据可知,风化砂掺量对膨胀土 CBR 值有较大的影响,随着风化砂掺量的增加,膨胀土 CBR 值逐渐增大. 这是由于试验所用的风化砂具有一定的棱角组成,表面较为粗糙,掺入膨胀土之后,风化砂颗粒与膨胀土颗粒在相互嵌挤作用下,提高了整体的摩阻力,另外,由于风化砂颗粒较为坚硬,掺入后在整体中起到了一定的支撑作用,因此掺入风化砂,可有效提高膨胀土的承载能力. 当风化砂掺量由 30% 增加至 40% 时, CBR 值增加幅度最大. 当干湿循环次数较大时,并不是风化砂掺量越大,膨胀土承载能力就越高,随着风化砂掺量的增加,膨胀土 CBR 值存在一个峰值,当掺量进一步增大时, CBR 值反而减小<sup>[6-8]</sup>。

(3) 第一次干湿循环时,改良膨胀土 CBR 衰减幅度最大,这是因为在第一次干湿循环失水过程中,土体因为失水而产生干缩,土颗粒间的胶结作用减弱,土体表面开始出现裂缝,在浸水增湿过程中,外界水通过裂缝进入土体内部,孔隙水压力增加,在较大的孔隙水压力的作用下,粘性土颗粒间的粘结作用遭到破坏,大的团粒开始分散,从而导致土体内孔隙进一步增加,整个土体吸水后软化,承载能力急剧衰减. 其中当风化砂掺量为 50% 时的衰减幅度达到了 54%. 这是由于风化砂掺入过多,导致土体的孔隙比过高,在浸湿过程中,外界水可以更加从分进入到土体内部,使得土

体进一步软化. 再者,由于掺砂过多,会导致整体的粘性减小,稳定性降低。

(4) 干湿循环 2 次时,各风化砂掺量下改良膨胀土 CBR 值衰减幅度很小. 其中原状土 CBR 衰减幅度为 11%,掺砂比例为 10% 时 CBR 衰减幅度降低至 3%,这说明掺适量比例的风化砂对于抑制由干湿循环所带来的 CBR 衰减有一定的效果,同时随着掺砂比例的增大, CBR 衰减幅度逐渐上升,这是由于掺砂所导致土体孔隙率增试件由于过分吸水和失水后,土体微观结构破坏得更加严重。

(5) 干湿循环第 3 次时,改良后膨胀土 CBR 值衰减幅度增大,当干湿循环次数继续增加时,改良后膨胀土 CBR 值趋于稳定,这是因为结果多次干湿循环后,膨胀土中裂隙发育已趋于稳定,土体内部达到了某种平衡状态,且 CBR 总的衰减幅度随着风化砂掺量的增加先减小后增加,当风化砂掺量为 40% 时衰减幅度最小为 60%,且 CBR 值达到了 3.4%,仍满足规范中对路基填筑 CBR 值的要求. 由此可知掺入 40% 的风化砂可有效抑制由于干湿循环所导致的 CBR 的衰减<sup>[9-11]</sup>。

3.3 干湿循环效应对风化砂改良膨胀土 CBR 膨胀率的影响

CBR 膨胀率是影响路基及路面稳定性的又一重要指标之一,为了较全面分析干湿循环后试件 CBR 膨胀率的变化规律,依次记录每次干湿循环后试件的高度变化,如图 2 和图 3 所示。

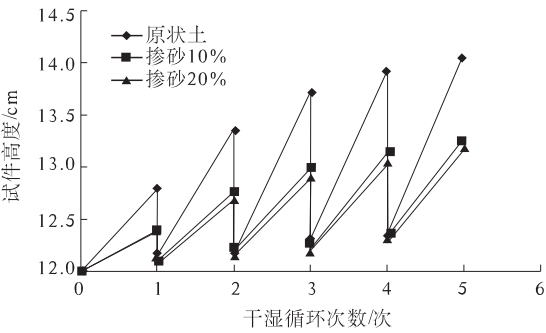


图 2 原状土至掺砂 20% 试件高度变化曲线  
Fig. 2 Height curve of test specimen from undisturbed soil to 20% weathered sand mixed with expansive soil

为了更好的反应干湿循环过程中各风化砂掺量下试件高度的变化规律,定义相对膨胀率  $\delta_i$

$$\delta_i = \frac{h_i - h_{i-1}}{h_{i-1}} \times 100\%$$

式中:  $h_i$  为第  $i$  次干湿循环浸水后试件的高度, cm;  $h_{i-1}$  为第  $i-1$  次干湿循环浸水后试件的高

度, cm.

各掺砂比例下试件的 CBR 相对膨胀率见图 4 所示.

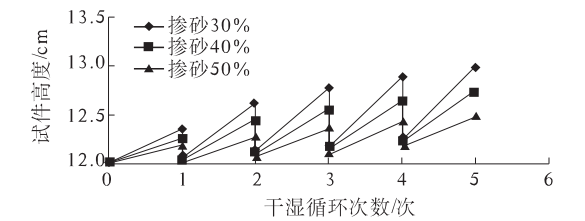


图3 掺砂30%至掺砂50%试件高度变化曲线

Fig. 3 Height curve of test specimen from 30% weathered sand mixed with expansive soil to 20% weathered sand

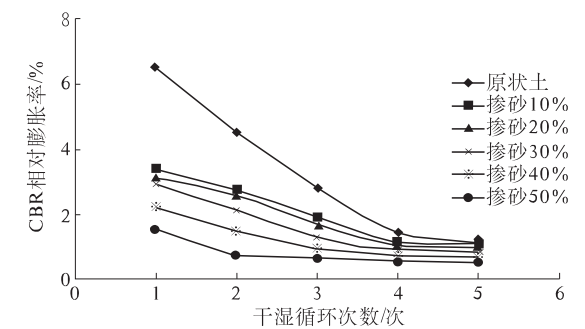


图4 CBR 相对膨胀率

Fig. 4 Relative expansion rate of CBR

1) 试件总的高度随干湿循环浸水而不断增长, 在失水过程中, 试件高度虽然有所下降, 但不能恢复到初始高度, 且随着干湿次数的增大, 试件干缩失水后的高度还有逐渐增大的趋势. 这表明, 这种由干湿循环所导致的膨胀是不可逆的. 当干湿循环次数一定时, 试件的膨胀量随着风化砂掺量的增加而逐渐减小, 其风化砂掺量由 0 增加至 10% 时, CBR 膨胀量减小幅度最大, 约为总减小量的 40%, 这表明, 通过掺砂来抑制膨胀土的膨胀有着十分显著的效果. 产生这一现象的原因是: 由于掺入的风化砂颗粒表面较为粗糙, 摩阻力较大, 掺入膨胀土之后, 由于砂土颗粒间的相互摩擦, 抵消了很大一部分的膨胀力, 较好的制约了由于吸水所带来的膨胀<sup>[12-15]</sup>.

(2) 干湿循环 5 次后, 试件浸水后的高度增长速率逐渐减小, 随着风化砂掺量增多, CBR 总的膨胀量逐渐减小, 当风化砂掺量为 50% 时, 浸水后 CBR 膨胀量仅为 0.49 cm. 这说明, 掺风化砂可以明显抑制由于反复干湿所带来的膨胀. 产生这一现象的原因是: 风化砂的掺入, 虽使得土体的孔隙率增加, 但是却降低了土体的保水性, 在失水过程中, 又有利于土体内部水的快速排出, 黏粒成

分在反复快速的吸水、失水过程中逐渐失效. 另一方面, 由于风化砂掺入后, 置换出了一部分膨胀土, 导致膨胀量有所减小.

(3) 随着干湿循环的进行, CBR 相对膨胀率在不断下降, 其中原状土在干湿 4 次时, 相对膨胀率逐渐趋于稳定, 且随着风化砂掺量的增加, 相对膨胀率达到稳定时的干湿次数在不断减小, 例如当风化砂掺量为 50% 时, 干湿循环进行到第二次时, 相对膨胀率就趋于稳定了. 这是由于掺入风化砂之后, 试件的孔隙率逐渐增加, 在干湿循环浸水时, 外界水通过孔隙通道大量加入土体内部, 进而引发土体膨胀.

用数码相机记录原状土及掺砂改良膨胀土 5 次干湿循环后试件表面的崩解情况, 如图 5 所示. 从浸水后试件的破坏形态来看, 原状土表面裂隙广泛发育, 凹凸不平, 并有较多的颗粒掉落, 这是因为由于随着干湿循环的进行, 土体内部水分反复迁移, 膨胀土颗粒多次收缩膨胀, 造成土体内部微观结构发生破坏, 孔隙率增加, 从而破坏了土颗粒间的联接. 随着风化砂掺量的增加, 试件表面逐渐趋于光滑平整, 只有边缘部位有土颗粒掉落, 当风化砂掺量达到 50% 时, 试件表面完整, 肉眼无法观察到裂隙的存在, 并且试件边缘部分保持也相对比较完整. 因此, 通过掺风化砂, 可以较好的抑制由干湿循环效应所带来的土体开裂、崩解.

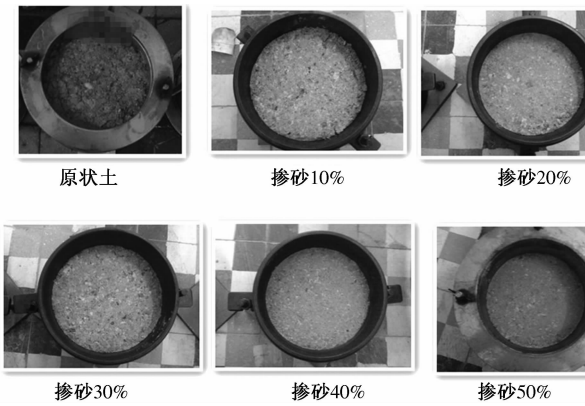


图5 5 次干湿循环后的试件

Fig. 5 The specimen after 5 cycles of wetting and drying

4 结论

(1) 通过干湿 0 次可发现, 掺风化砂可有效提高膨胀土的承载能力, 随着风化砂掺量的增大, 膨胀土 CBR 值逐渐增大, 达到了规范中对路基 CBR 值的要求, 因此掺风化砂这一改良方法是有效的.

(2)随着干湿循环次数的增加,风化砂改良膨胀土的 CBR 值逐渐衰减,且在第 1 次干湿循环过程中衰减幅度最大,当干湿循环至 4~5 次时, CBR 值逐渐趋于稳定。

(3)掺入适当比例的风化砂可有效抑制由于干湿循环效应所导致的承载能力的衰减。干湿循环 5 次后,随着风化砂掺量的增加, CBR 衰减幅度先减小后增大,当风化砂掺量为 40% 时, CBR 衰减幅度最小,且 CBR 值仍满足规范要求。

(4)随着干湿循环次数的增大, CBR 试件高度逐渐升高,相对膨胀率逐渐减小,当循环至 4~5 次时,相对膨胀率趋于稳定,当干湿循环次数一定时,随着风化砂掺量的增加, CBR 绝对膨胀率及相对膨胀率均减小。

(5)掺风化砂可有效抑制试件由于干湿循环所造成的裂隙发育及崩解。

参考文献:

[1] 李正明,胡甜,陈涵杰.干湿循环效应对路基软黏土强度影响研究[J].公路与汽运,2011,6:95-98.

[2] 殷琦,陈佳,朱心潇,等.石灰改良膨胀土的强度特性试验研究[J].城市道桥与防洪,2012,8(11):352-354.

[3] 王建华,高玉琴.干湿循环过程导致水泥改良膨胀土强度衰减机理的研究[J].中国铁道科学,2006,27(5):23-27.

[4] 杨和平,张锐,郑健龙.有荷条件下膨胀土的干湿循环胀缩变形及强度变化规律[J].岩土工程学报,

2006,28(11):1936-1941.

[5] 吴珺华,袁俊平,杨松,等.干湿循环下膨胀土胀缩性能试验[J].水利水电科学进展,2013,33(1):62-65.

[6] 肖宏彬,张春顺,何杰.南宁膨胀土变形时程性研究[J].铁道科学与工程学报,2005,2(6):47-52.

[7] 李聪,邓卫东,崔相奎.干湿循环条件下完全扰动黄土路基回弹模量分析[J].交通科学与工程,2009,25(2):8-12.

[8] 谭松林,黄玲,李玉花.加灰改性后膨胀土的工程性质研究[J].工程地质学报,2009,17(3):421-425.

[9] 谷军,侯莉.公路路基膨胀土实验室循环试验研究[J].城市道桥与防洪,2009,4:107-109.

[10] 杨海鸣,宫全美,周顺华.膨胀土地区铁路路基拼接离心试验分析[J].郑州大学学报:工学版,2008,29(3):110-114.

[11] 余飞,陈善雄,许锡昌,等.膨胀土 CBR 强度特性机制分析[J].岩土力学,2007,28(6):1113-1117.

[12] 李庆鸿.新建时速 200 公里铁路改良膨胀土路基施工技术[M].北京:中国铁道出版社,2007.13-19.

[13] 杨和平,赵鹏程,郑建龙.膨胀土填料改进 CBR 试验方法的提出与验证[J].岩土工程学报,2007,29(12):1751-1757.

[14] 唐朝生,施斌,刘春.膨胀土收缩开裂特性研究[J].工程地质学报,2012,20(5):663-673.

[15] 王明甫,程钰.石灰改性膨胀土强度的室内试验研究[J].人民长江,2010,41(6):71-73.

Research on Effect of CBR Characteristics of  
Expansive Soil Improved by Weathered Sand under Dry-wet Cycle

YANG Jun<sup>1,2</sup>, TONG Lei<sup>1,2</sup>, ZHANG Guo-dong<sup>1,2</sup>

(1. Collaborative Innovation Center of Geological Hazards and Ecological Environment in Three Gorges Area in Hubei Province, China Three Gorges University, Yichang 443002, China; 2. Civil and Architectural Institute, China Three Gorges University, Yichang 443002, China)

**Abstract:** This paper discussed the effect of CBR characteristics of expansive soil improved by weathered sand and analyzed the modified CBR swelling rate changes along with the wet-dry cycles and weathered sand content. Research shows that: (1) CBR value attenuation caused by wet and dry cycle can be effectively suppressed when mixed with weathered sand. The inhibition effect with the increase of weathered sand dosage first increases and then decreases, the best inhibitory effect of weathered sand content is 40%; (2) With the increase of the times of the dry-wet cycling, weathered sand improved expansive soil CBR value gradually decreased. When the times of dry-wet cycling reaches at 4~5, CBR value gradually stabilized. (3) Mixed with weathered sand due to cycles of wetting and drying effects caused by the specimen surface cracking, collapse had good inhibitory effect.

**Key words:** expansive soil, weathered sand, dry-wet cycle, CBR, CBR expansion rate