

DOI: 10.11779/CJGE202011003

膨胀土完全软化强度指标试验研究

张坤勇^{1, 2}, 徐 娜², 陈 恕³, ENAMULLAH Baba Kalan², 谢宇飞⁴

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210024;
3. 深圳市水务局, 广东 深圳 518000; 4. 河南城建学院市政与环境工程学院, 河南 平顶山 467036)

摘要: 以引江济淮试验段工程项目为依托, 开展膨胀土完全软化强度试验, 分析了膨胀土完全软化强度指标在不同含水率、剪切速率下的变化规律, 并在此基础上与膨胀土干湿循环强度指标展开对比分析。完全软化状态下, 膨胀土黏聚力接近 0, 完全软化强度主要由内摩擦角决定; 内摩擦角受含水率影响不大且几乎不受剪切速率影响; 黏聚力普遍较小, 符合完全软化状态黏聚力接近 0 的定义。分别采用干湿循环后强度指标和完全软化强度指标, 对简单膨胀土边坡开展了干湿循环后浅层稳定性分析。结果表明, 和干湿循环试验相比, 完全软化试验工作量小, 试验周期短, 能反映膨胀土边坡浅层滑塌的破坏机理, 可用以对膨胀土边坡受干湿循环作用后的浅层稳定性分析。

关键词: 膨胀土; 完全软化强度; 干湿循环; 浅层滑动

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)11-1988-08

作者简介: 张坤勇(1975—), 男, 教授, 硕士生导师, 主要从事土的基本特性, 尤其是复杂应力状态下土体本构关系、边坡稳定分析等方面的教学和科研工作。E-mail: ky_zhang@hhu.edu.cn。

Experimental study on fully softened shear strength of expansive soil

ZHANG Kun-yong^{1, 2}, XU Na², CHEN Shu³, ENAMULLAH Baba Kalan², XIE Yu-fei⁴

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China;
2. Geotechnical Engineering Institute, Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. Water Resources Bureau of Shenzhen Municipality,
Shenzhen 518000, China; 4. School of Municipal and Environmental Engineering, Henan University of Urban Construction, Pingdingshan
467036, China)

Abstract: The fully softened strength tests are carried out on the expansive soil samples from the Yangtze-Huaihe River Water Transfer Project. The fully softened strength indexes under different moisture contents and shear rates are discussed and analyzed. On this basis, they are compared with the shear strength indexes from the wetting-drying cycle direct shear tests on expansive soil. The results show that in the fully softened state, the cohesive force of expansive soil is close to zero, and the fully softened strength is mainly determined by the internal friction angle. The internal friction angle is little affected by the moisture content and shear rate. The strength indexes obtained from wetting-drying cycle tests and fully softened tests are applied to the safety analysis of simple expansive soil slope respectively. Compared with the wetting-drying cycle direct shear tests, the fully softened strength tests need less lab work and shorter test period. The fully softened strength indexes can also reflect the failure mechanism of the shallow failure of expansive soil slopes after wetting-drying cycles in practice. It is recommended to apply the fully softened strength indexes in the analysis of the shallow stability of expansive soil slopes after wetting-drying cycles.

Key words: expansive soil; fully softened strength; wetting-drying cycle; shallow failure

0 引言

Skempton^[1]在开展裂隙性黏土边坡长期稳定分析中, 发现黏土的平均抗剪能力介于峰值强度和残余强度之间。Skempton^[2]认为, 随着黏性土含水率的增加, 土体发生软化, 导致 Mohr-Coulomb 抗剪强度指标中的黏聚力降低。当土体结构性因水的作用完全破坏时的抗剪强度即为完全软化强度(fully softened strength,

FSS), 在数值上和正常固结重塑黏土一致。并且, 水的软化作用仅使土体结构性破坏进而导致有效黏聚力降低而不影响其内摩擦角。超固结黏土在达到排水峰值强度以后, 其强度的衰减可以分为两个阶段: ①在第一阶段, 随着剪胀作用引起的含水率增加, 土体强

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51578214)

收稿日期: 2019-09-03

度逐渐由峰值强度衰减至完全软化强度; ②在第二阶段, 随着黏土颗粒逐渐沿剪切方向定向排列, 土体强度由完全软化强度衰减至残余强度。因正常固结土剪胀效应不明显, 所以完全软化强度在数值上和正常固结黏土的排水峰值抗剪强度接近。Chandler 等^[3]建议对裂隙性黏土边坡开展长期稳定性分析时, 宜采用忽略黏聚力仅包含内摩擦角的完全软化强度进行计算。此后, Morgenstern^[4], Stark 等^[5], Mesri 等^[6]也给出了类似论述; Duncan 等^[7]对完全软化强度试验和应用方面的工作做了较为全面的总结。完全软化强度在数值上等于正常固结状态下的排水峰值抗剪强度, 其大小介于超固结状态下剪切峰值强度与残余强度之间, 各强度相对大小如图 1 所示。

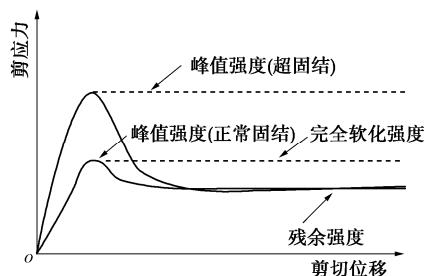


图 1 峰值强度、残余强度及完全软化强度比较

Fig. 1 Comparison among peak strength, residual strength and fully softened strength

作为一种特殊的超固结黏性土, 膨胀土对气候环境变化敏感, 具有吸水膨胀、失水收缩、反复变形的工程特性^[8], 对工程建筑物造成严重破坏, 并且这种破坏往往具有长期潜伏的特点。资料表明^[9-10], 有相当多膨胀土边坡在施工阶段就已滑坡失稳, 但亦有部分膨胀土边坡在完工后几年乃至一二十年才滑坡破坏, 如何合理确定膨胀土边坡滑坡启动强度是开展合理边坡稳定性分析的前提。

水汽交换导致干湿循环引起膨胀土胀缩, 进而产生裂隙, 是导致膨胀土抗剪强度降低的主要原因之一^[11], 从干湿循环效应着手开展膨胀土强度特性研究是目前膨胀土强度研究的主要方法。但对失稳边坡的反演分析发现相当多的膨胀土边坡失稳时的滑坡启动强度仍小于其干湿循环强度^[12]。此外, 运用干湿循环强度指标进行边坡稳定性分析时常得出边坡发生深层滑塌的结论, 而实际工程中膨胀土边坡失稳多为浅层破坏^[13]。因此也有研究提出含水率增加引起的土体软化才是导致膨胀土强度降低的根本原因, 裂隙作为雨水的渗入通道加速了土体软化^[14-15]。Skempton^[16]对包括伦敦黏土在内的工程实例持续研究也发现, 对于未经历过前期滑动的黏土边坡来说, 其滑坡启动强度与完全软化

强度相当接近, 说明采用完全软化强度指标进行此类边坡稳定性分析是可行的。Chandler^[17]和 Cancelli^[18]在对 Upper Lias 及 Lugagnano 黏土的研究中亦得到了同样结论。

膨胀土边坡失稳原因很多, 有深大裂隙结构面或开挖导致应力释放导致的深层破坏, 也有表面干湿循环引起裂隙导致强度降低导致的浅层滑动。对由于干湿循环导致的浅层膨胀土边坡失稳, 目前主要通过干湿循环试验得到衰减后膨胀土强度指标进行分析。但干湿循环试验存在工作量大, 试验周期长, 试验标准不统一等问题。鉴于国内对膨胀土这一特殊黏性土的完全软化强度相关研究仍然较少, 针对膨胀土边坡经历反复干湿循环作用后, 引起浅层土体强度衰减, 发生浅层失稳的破坏模式, 本文依托引江济淮试验工程项目, 对膨胀土完全软化强度变化规律展开研究。通过膨胀土干湿循环试验和完全软化强度试验, 分析完全软化试样含水率及直剪剪切速率等试验条件对完全软化强度的影响, 并采用简单算例对使用完全软化强度开展干湿循环后膨胀土边坡稳定性分析的可行性进行探讨。希望通过本文工作, 为探索基于完全软化强度的膨胀土边坡稳定性分析方法提供试验依据。

1 试验用膨胀土基本性质及试样制备

1.1 膨胀土基本性质

膨胀土样取自引江济淮合肥试验段工程 K41+600 三级边坡处, 取土点距地表 2.0~3.0 m, 如图 2 所示。膨胀土土体呈灰黑色, 天然含水率为 26.3%, 天然干密度为 1.54 g/cm³, 天然密度为 1.92 g/cm³, 土粒相对密度为 2.72, 液限为 45.0%, 塑限为 20.8%, 缩限为 10.1%, 饱和含水率为 31.0%, 塑性指数为 24.2, 自由膨胀率为 60.0%, 孔隙比为 0.700。测得其自由膨胀率为 60.0%, 根据《GB50112—2013 膨胀土地区建筑技术规范》将其定为中膨胀土。



图 2 引江济淮试验段 K41+600 边坡膨胀土

Fig. 2 Expansive soil at excavated slope in section K41+600

1.2 试样制备

(1) 重塑样制备

将膨胀土风干、碾碎后过 2 mm 筛, 按 26.3% 的

含水率要求配置成湿土，闷料 24 h 后测定土样各处含水率与目标含水率之差不大于 $\pm 1\%$ 。为模拟天然土体单元真实情况下有限侧限的边界条件，采用图 3 所示直径可调节型环箍进行制样。

首先将环箍直径调节至 95 mm，称取适量湿土，采用静压法制成重塑土小饼样，控制干密度为 1.54 g/cm³，误差不大于 0.01 g/cm³。再调节环箍直径，使环箍侧壁与饼样保持一定距离以保证饼样在吸湿过程中能自由变形，试验结果表明距离 2 mm 为宜。重塑土小饼样如图 3 所示。



图 3 重塑土小饼样

Fig. 3 Pie-shaped remolded expansive soil sample

当饼样完成预定次数干湿循环后，用标准环刀 ($d=61.8 \text{ mm}$, $h=20 \text{ mm}$) 于饼样内切取土样用于直剪试验。

(2) 完全软化样制备

为保证膨胀土达到完全软化状态，根据文献[19, 20]所建议的方法，采用人为扰动及加水软化两个方面的举措进行制样。首先将膨胀土风干、碾碎（过 2 mm 筛）破坏土体结构后，再按照目标含水率制备土-水混合浆液，密封后置于阴凉处 24 h 以使浆液内部水分混合均匀。如图 4 所示。



图 4 完全软化样

Fig. 4 Fully softened expansive soil sample

2 试验方案

2.1 干湿循环试验方案

考虑到膨胀土边坡失稳多为浅层破坏^[13, 21]，潜在滑动面上所受法向应力一般小于 50.0 kPa，本试验在

100~400 kPa 常规直接剪切的法向应力范围基础上，增加 12.5~50.0 kPa 的低法向应力试验组。试验以 8 个土样为一组，进行 5 次干湿循环。将试样装入叠式饱和器后置于真空缸内进行抽气饱和，抽气时间及浸泡时间控制为 1, 12 h。饱和完成后，称取各个土样总重量，计算饱和度，当饱和度低于 95% 时，继续抽气饱和直至达到要求。经测试，土样饱和含水率约为 31%。将饱和后的土样依次装入烘干箱（40℃）内进行脱湿，通过称重来监测土样含水率的变化。当土样含水率降至 4% 时取出并用保鲜膜密封养护，此时即完成 1 次干湿循环。对应该设计方案，4 组土样分别实施的干湿循环次数为 0, 1, 3, 5 次。

2.2 完全软化试验方案

将预制好的完全软化样填入 60 cm³ 的标准钢环中，取一组（6 个）分批次装入 ZJ 四联应变控制式直剪仪，逐级施加法向应力进行固结排水，试验过程中在留心观察土样是否被挤出的同时，沿直剪盒底座凹槽将水注满至土样剪切面之上以防止试验饱和度降低。由于使用常规直剪仪，12.5, 25.0, 37.5, 67.5, 75.0 kPa 这五级法向应力只能通过采用等重的干砂配合杠杆来施加，如图 5 所示，试验设计方案如表 1 所示，法向应力 σ_n 为 12.5, 25.0, 37.5, 50.0, 67.5, 75.0 kPa。



图 5 四联应变控制式直剪仪

Fig. 5 Strain-controlled direct shear apparatus

表 1 完全软化试验设计方案

Table 1 Programs of fully softened tests

试验条件编号	试样含水率/%	剪切速率/(mm·min ⁻¹)
#0	45.0	0.1, 0.6, 0.8, 1.2
#1	47.5	0.1, 0.6, 0.8, 1.2
#2	50.0	0.1, 0.6, 0.8, 1.2
#3	52.5	0.1, 0.6, 0.8, 1.2
#4	55.0	0.1, 0.6, 0.8, 1.2

3 试验结果及分析

3.1 干湿循环试验结果分析

对 0~5 次干湿循环后的膨胀土重塑样进行包含

低应力条件的快剪试验, 所得测试结果经整理后如表 2 所示。

表 2 重塑样抗剪强度试验结果

Table 2 Shear strength results of remolded soil

法向应力 /kPa	干湿循环次数			
	0	1	3	5
12.5	19.2	15.7	12.9	12.7
25.0	23.2	17.9	17.8	17.6
37.5	27.1	22.2	20.7	20.4
50.0	30.6	26.5	24.3	24.3
100	32.3	28.6	27.7	26.9
200	36.3	32.9	29.2	29.0
300	38.9	34.6	33.5	32.9
400	42.3	38.4	35.8	36.1

以抗剪强度为纵坐标, 法向应力为横坐标, 绘制抗剪强度与法向应力关系曲线(因篇幅有限, 仅给出干湿循环 0 次与 5 次时的曲线), 如图 6 所示。

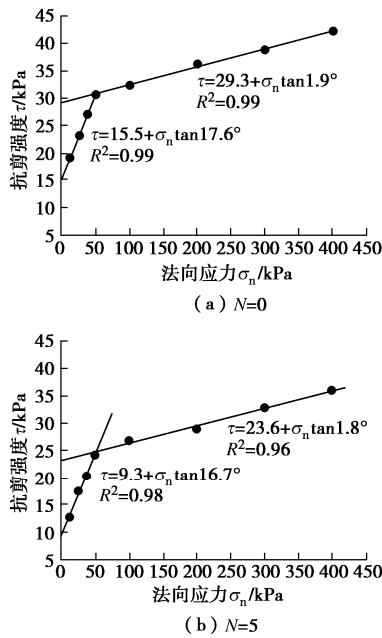


图 6 抗剪强度与法向应力关系曲线

Fig. 6 Relationship between shear strength and normal stress

由图 6 可见, 随着上覆法向应力的增加, 膨胀土抗剪强度逐渐增大, 当法向应力超过 50.0 kPa 时, 抗剪强度增长放缓, 表现出明显的非线性特征。以第 5 次干湿循环为例, 当按照规范对高法向应力段(法向应力分别为 100, 200, 300, 400 kPa)下的 4 个实测

值做直线拟合, 测定其抗剪强度指标, 并据此计算低法向应力点所对应(法向应力分别为 12.5, 25.0, 37.5, 50.0 kPa)的抗剪强度时, 抗剪强度计算值分别是实测值的 1.92 倍、1.36 倍、1.22 倍和 1.04 倍。究其原因, 可能是受膨胀土吸湿, 体积膨胀变形的影响。在高应力段下, 膨胀土体积膨胀变形得到限制, 按规范法计算低应力段抗剪强度时会默认膨胀土不受体积膨胀变形的影响, 但实际上, 此时膨胀土体积膨胀变形明显, 导致实测值小于计算值。可见, 利用干湿循环试验对膨胀土强度指标进行测定时应考虑其非线性特征包含低法向应力段。

考虑到双直线法^[22]既能直观描述膨胀土强度非线性特性, 表达方式也较为简单易于接受, 所以文内采用分段式双直线来进行重塑样抗剪强度指标的分析, 结果如表 3 所示。可见, 高、低法向应力段下测出的抗剪强度指标存在显著差异, 且随着干湿循环的往复式进行, 两者差异愈发明显。从膨胀土边坡实际破坏情况来看, 在工程设计阶段, 设计者应对边坡沿深度方向进行分层。对于浅层土体, 采用低应力段的抗剪强度指标, 而对于深处土体, 采用高应力段的抗剪强度指标。

表 3 重塑样抗剪强度指标

Table 3 Shear strength indexes of remolded soil

循环次数	高应力段		低应力段	
	c/kPa	$\phi/(^\circ)$	c/kPa	$\phi/(^\circ)$
0	29.3	1.9	15.5	17.6
1	25.9	1.9	11.4	16.4
3	24.3	1.6	9.6	16.6
5	23.6	1.8	9.3	16.7

注: 循环幅度为 4%~31%, 脱湿温度为 40°C。

3.2 完全软化试验结果分析

(1) 膨胀土完全软化强度指标总体规律

如图 7 所示, 不同含水率条件下, 当剪切速率一定时, 随着法向应力的增加, 膨胀土抗剪强度逐渐增大且呈线性增长。故可以按照《土工试验方法标准》(GB/T50123—1999), 通过单直线拟合法测定膨胀土完全软化强度指标, 结果如表 4 所示。

通过表 4 间不同含水率, 不同剪切速率的膨胀土完全软化强度指标比较可知, 处于完全软化状态下的

表 4 膨胀土完全软化强度指标

Table 4 Fully softened shear strength indexes

土样含水率 w/%	剪切速率/(mm·min⁻¹)							
	0.1		0.6		0.8		1.2	
c/kPa	$\phi/(^\circ)$	c/kPa	$\phi/(^\circ)$	c/kPa	$\phi/(^\circ)$	c/kPa	$\phi/(^\circ)$	
45.0	2.4	25.2	2.1	25.2	1.9	25.2	1.7	24.8
47.5	1.8	25.3	1.5	25.0	1.4	24.9	1.3	24.9
50.0	1.3	24.8	1.1	24.6	1.1	24.8	0.9	24.4
52.5	1.0	24.6	0.8	24.3	0.7	24.1	0.6	23.8
55.0	0.9	24.4	0.8	24.2	0.6	23.9	0.5	23.8

膨胀土黏聚力普遍较小, 数值为 0.4~2.3 kPa, 说明此时膨胀土内部结构破坏严重, 岩土体的结构强度几乎丧失。当剪切速率大于 0.8 mm/min, 土样含水率超过 50%时, 膨胀土黏聚力普遍小于 1 kPa, 近乎为 0。而内摩擦角仅小幅波动, 数值为 $23.8^\circ \sim 25.3^\circ$ 。膨胀土的完全软化强度主要由内摩擦角决定, 这和前述文献中结论一致。

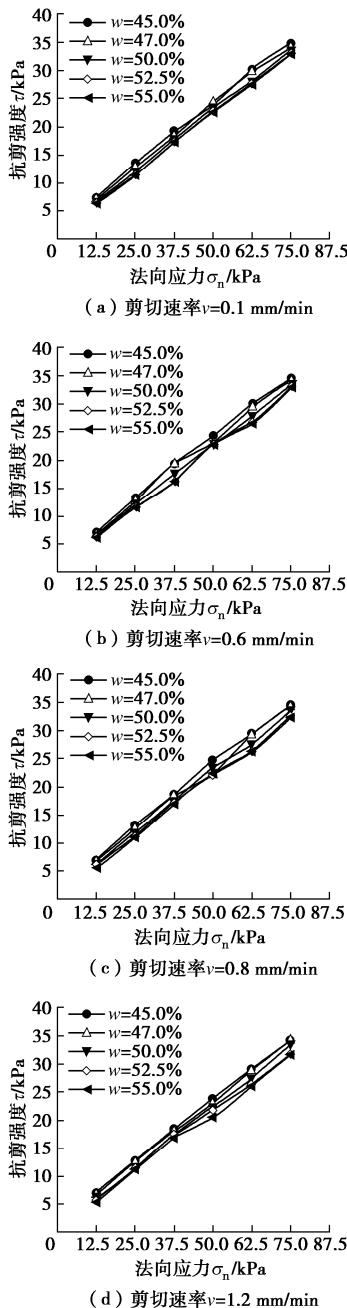


图 7 膨胀土完全软化样在各级法向应力下的抗剪强度

Fig. 7 Fully softened shear strengths under different normal stress

(2) 含水率对膨胀土完全软化强度的影响

图 8 是完全软化样在 0.8 mm/min 剪切速率下的试验结果。由图 8 可见, 随着含水率的增加, 土样黏聚力逐渐减小, 衰减曲线整体表现为两阶段变化: 第一

阶段位于含水率 45.0%~50.0%这一区间, 此时曲线斜率较大, 黏聚力衰减较快, 衰减幅度达到了 42.1%; 第二阶段为含水率 50.0%~55.0%这一区间, 此时黏聚力衰减速度放缓, 并逐渐趋于稳定, 最终衰减幅度稳定在 68.4%。内摩擦角受含水率影响较小, $\Delta\varphi_{max}$ 仅有 1.3° , 变化幅度约为 5.1%。因完全软化强度主要由内摩擦角决定, 所以含水率的变动对完全软化强度的影响不大, 但考虑到黏聚力在含水率达到 50.0%~55%时普遍较小, 更符合完全软化状态黏聚力接近于 0 的定义, 因而建议在膨胀土完全软化试验时, 将土样含水率相应提高, 较土样液限高出 5.0%~10.0%为宜。

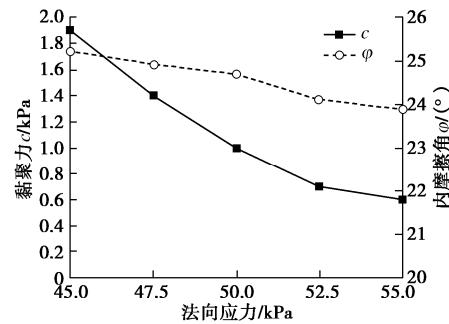


图 8 完全软化强度指标随土样含水率变化曲线

Fig. 8 Relationship between fully softened strength indexes and moisture content

(3) 剪切速率对膨胀土完全软化强度的影响

图 9 是完全软化样在 50.0% 含水率时的试验结果。处于完全软化状态中的膨胀土, 剪应力随剪切速率变化趋势基本一致, 受剪切速率影响很小。正如 Tika 等^[23]通过试验表明, 在快剪速率条件下, 试样强度先表现为升高然后明显降低, 尤其是在 100 mm/min 条件下, 测得的最小强度值仅为慢剪残余强度值的 60%。处于完全软化状态中的膨胀土样, 其自身含水率往往超过其液限。相较于剪切速率带来的含水率波动, 土样自身含水率依然较高, 导致土颗粒间的水膜变厚, 水膜的存在一方面会产生润滑作用导致内摩擦力减小, 同时也会使土颗粒之间产生斥力, 造成颗粒间咬合作用力减弱。因而尽管剪切速率有所变化, 但膨胀土完全软化样抗剪强度变化幅度较小, 几乎不受其影响。

3.3 膨胀土干湿循环强度与完全软化强度对比分析

对比表 3,4 可以发现当膨胀土处于完全软化状态时, 其黏聚力远小于经历往复式干湿循环后的膨胀土。比较来看, 完全软化强度指标与低应力段下的干湿循环强度指标较为相似, 两者内摩擦角均较大, 提供了相当程度的抗剪强度。

根据表 3,4 分别利用干湿循环与完全软化强度指标计算各法向应力下的抗剪强度, 计算结果如图 10

所示。

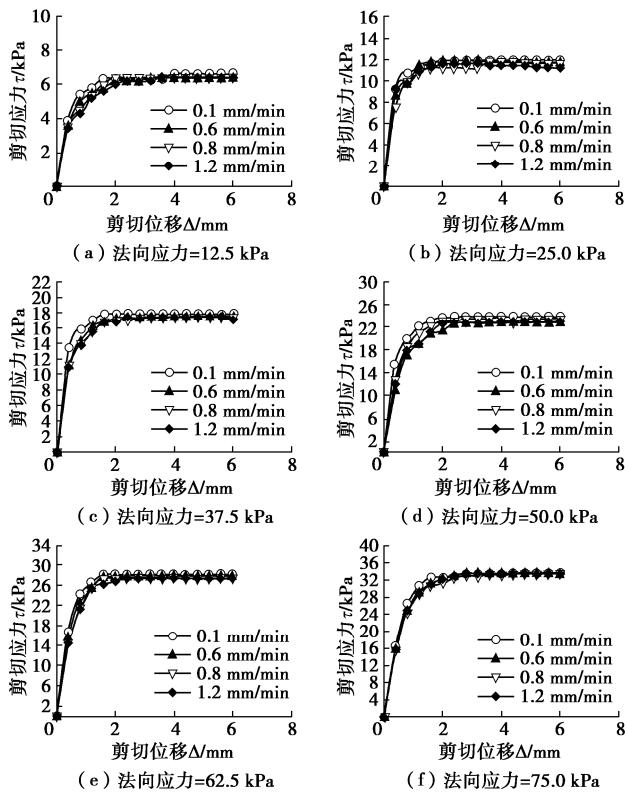


图 9 膨胀土完全软化样在不同剪切速率下的剪切位移 - 剪应力的关系曲线

Fig. 9 Relationship between shear stress and shear displacement under different shear rates

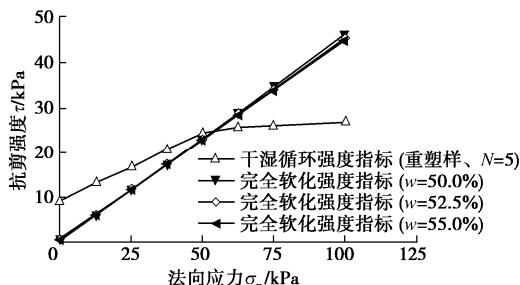


图 10 不同强度指标计算膨胀土抗剪强度

Fig. 10 Calculated values of shear strength with different indexes

由图 10 可见, 当法向应力超过 50.0 kPa 时, 干湿循环强度增长放缓, 其抗剪强度线在法向应力 50.0 kPa 处有一明显的转折点。现将其抗剪强度线按法向应力大小分为 0~50.0 kPa 与 50.0~100.0 kPa 两段, 分别与相应法向应力段的完全软化强度线进行对比, 因使用不同完全软化强度指标计算得来的抗剪强度线几乎重合, 故此处仅选用 $w=55.0\%$ 时计算得来的抗剪强度线。

在 0~50.0 kPa 法向应力内, 膨胀土干湿循环强度要普遍大于完全软化强度, 随着法向应力的增大, 两者差值逐渐减小。例如当法向应力为 50.0 kPa 时, 由干湿循环强度指标计算得来的抗剪强度为 24.3 kPa,

由完全软化强度指标计算得来的抗剪强度为 22.3 kPa, 相差 2.0 kPa, 此时膨胀土完全软化强度与干湿循环强度已相当接近。在 50.0~100.0 kPa 法向应力内, 随着法向应力的增大, 干湿循环强度与完全软化强度间的差值进一步缩小, 当法向应力达到 75.0 kPa 时, 干湿循环强度已小于完全软化强度, 两者相差 6.7 kPa。

综上所述, 当法向应力超过 75.0 kPa 时, 膨胀土完全软化强度要大于干湿循环强度, 又因膨胀土边坡失稳多为浅层滑动, 可以给出完全软化强度指标的合理运用范围是距地表 4.0 m 以内土层 (此时土层的最大上覆压力约为 80 kPa)。超出 4.0 m 深度范围则不宜选用完全软化强度指标。

4 算例分析

算例为均质膨胀土边坡, 坡高 9.0 m, 坡比 1:2, 坡内土体重度为 19.7 kN/m³, 坡长 18.0 m, 坡脚距底边界 13.5 m, 坡前、坡后宽度范围分别取 22.5, 13.5 m。根据膨胀土大气影响深度, 并结合工程现场调查及工程地质勘察, 沿高度方向, 将模型 0~4.0 m 土层范围作为裂隙区, 4.0~9.0 m 作为非裂隙区。考虑到膨胀土干湿循环强度指标在高、低两个法向应力段内存在明显差异, 又以上覆荷载 50.0 kPa (埋深 2.5 m) 为界, 将裂隙区分为上、下两个部分。边坡模型如图 11 所示。当运用完全软化强度指标赋值边坡模型时, 考虑到雨水难以浸入非裂隙区而发生滞留或在重力作用下侧向流动, 仅将 0~4.0 m 土层范围的裂隙区看作是受完全软化效应影响的区域, 边坡模型如图 12 所示。边坡土体抗剪强度指标取值如表 5 所示。

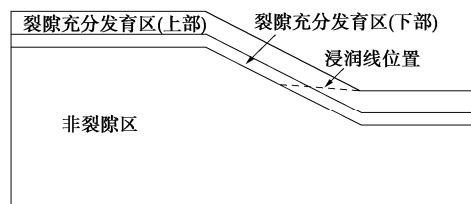


图 11 使用干湿循环强度指标的膨胀土边坡模型

Fig. 11 Model of expansive soil slope using shear strength indexes from wetting-drying cycle tests

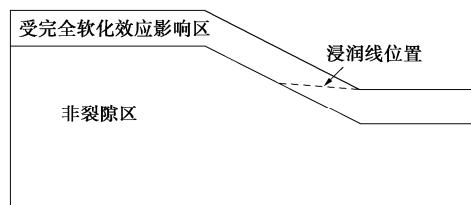


图 12 使用完全软化强度指标的膨胀土边坡模型

Fig. 12 Model of expansive soil slope using shear strength indexes

from fully softened tests

表 5 边坡土体抗剪强度指标

Table 5 Shear strength indexes of expansive soil slopes

土体埋深/m	初始强度指标		干湿循环强度指标		完全软化强度指标	
	c/kPa	$\varphi(^{\circ})$	c/kPa	$\varphi(^{\circ})$	c/kPa	$\varphi(^{\circ})$
0~2.5	15.5	17.6	9.3	16.7	0.6	23.9
2.5~4.0	29.3	1.9	23.6	1.8		
4.0~9.0	29.3	1.9	29.3	1.9	29.3	1.9

(1) 算例 1: 干湿循环效应影响

图 13 为仅考虑膨胀土边坡受干湿循环效应影响的计算模型, 边坡安全系数 F_s 为 1.056, 潜在滑弧深度 H 为 7.67 m, 属于深层滑动。这里的浅层滑动, 是指滑动面限制在裂隙开展深度以内; 深层滑动指滑动面深入到裂隙开展深度以下。说明在无防护条件下, 膨胀土边坡在长期干湿循环作用下极有可能发生滑坡, 干湿循环作用引起的裂缝扩展对于膨胀土边坡稳定性有严重影响。

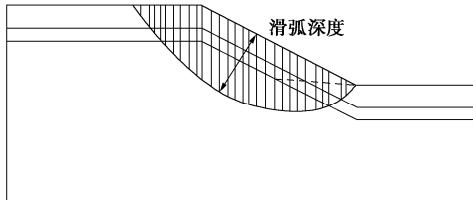


图 13 仅考虑干湿循环过程

Fig. 13 Model only considering process of wetting-drying cycles

(2) 算例 2: 完全软化效应影响

图 14 为仅考虑膨胀土边坡受完全软化效应影响的计算模型, 此时膨胀土边坡安全系数 F_s 为 0.974, 潜在滑弧深度 H 为 1.46 m, 属于浅层滑动。对比算例 1 可以发现, 虽然两种强度指标计算得到的边坡安全系数相当接近, 但使用完全软化强度指标时, 边坡潜在滑弧深度更浅, 仅为 1.46 m, 这与膨胀土边坡多浅层滑动破坏的现象相吻合, 也印证了 Skempton 在研究诸多工程实例后所得出的“边坡滑坡启动强度与完全软化强度相当接近”的结论。同时考虑到干湿循环试验工作量大, 试验时间长, 所以实际工程中可以使用完全软化强度指标来代替干湿循环强度指标, 不但可以提高试验效率, 且结果偏于安全。

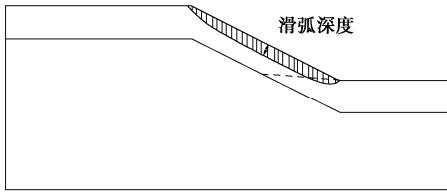


图 14 仅考虑完全软化过程

Fig. 14 Model only considering fully softened process

5 结 论

(1)不同试验条件下的膨胀土完全软化强度变化

规律基本一致, 随着法向应力的增加, 膨胀土完全软化强度逐渐增大且呈线性增长。因而可以按照规范法, 通过单直线拟合确定膨胀土完全软化强度指标。

(2) 完全软化强度主要由内摩擦角决定, 内摩擦角受含水率影响不大, 几乎不受剪切速率影响。考虑到较高含水率下, 黏聚力普遍较小, 更符合完全软化状态黏聚力接近于 0 的定义, 因而建议将土样含水率相应提高, 一般较土样液限高出 5.0%~10.0%。

(3) 考虑到膨胀土受大气影响深度一般为 3.0~4.0 m, 边坡失稳多为浅层滑动, 完全软化强度指标的合理使用范围为距地表 4.0 m 以内土层, 针对受大气影响范围的浅层土坡稳定性分析。

(4) 经历过干湿循环后膨胀土边坡浅层滑坡启动强度与完全软化强度相当接近。相较于干湿循环试验, 完全软化试验工作量小, 试验周期短, 更能反映膨胀土边坡经历干湿循环作用后浅层滑塌破坏的工程现象, 可以用完全软化强度指标来代替干湿循环强度指标进行膨胀土边坡经历干湿循环作用后浅层稳定性分析。

(5) 膨胀土边坡的失稳原因很多, 除反复干湿循环产生裂隙引起浅层土体强度降低进而导致浅层失稳外, 还有土体中存在软弱结构面和网状裂隙、开挖引起的应力释放等导致的深层整体滑动。本文工作目的在于用相对简便的完全软化强度试验代替干湿循环试验, 得到干湿循环后强度指标, 用以开展干湿循环引起膨胀土边坡浅层土体强度降低导致的局部浅层稳定性分析。具体工作中, 需要结合工程实际, 针对引起膨胀土边坡稳定性的不同原因开展膨胀土边坡稳定性综合分析。

参考文献:

- [1] SKEMPTON A W. Long-term stability of clay slopes[J]. Géotechnique, 1964, 14(2): 77~102.
- [2] SKEMPTON A W. First-time slides in over-consolidated clays [J]. Géotechnique, 1970, 20(3): 320~324.
- [3] CHANDLER R J, SKEMPTON A W. The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays[J]. Géotechnique, 1974, 24(4): 457~466.
- [4] MORGENTERN N. Slopes and excavations in heavily

- over-consolidated clays[C]// Proc 9th Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977, New York: 567 - 581.
- [5] STARK T D, EID H T. Slope stability analyses in stiff fissured clays[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 1997, **123**(4): 335 - 343.
- [6] MESRI G, SHAHIEN M. Residual shear strength mobilized in first-time slope failures[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2003, **129**(12): 12 - 31.
- [7] DUNCAN J M, BRANDON T, VANDEN Berge D. Report of the workshop on shear strength for stability of slopes in highly plastic clays[R]. Blacksburg: Center for geotechnical practice and research report, Virginia Polytechnic Institute and State University, 2001.
- [8] SRIDHARAN A, PRAKASH K. Classification procedures for expansive soils[J]. Geotechnical Engineering, 2000, **143**(4): 235 - 240.
- [9] 廖世文. 膨胀土与铁路工程[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1984. (LIAO Shi-wen. Expansive Soil and Railway Engineering[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1984. (in Chinese))
- [10] 杨果林, 王永和, 李献民. 湘潭—邵阳高速公路膨胀土工程特性试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2005, **2**(1): 62 - 67. (YANG Guo-lin, WANG Yong-he, LI Xia-min. Experimental study of engineering characteristic of expansive soils in the expressway of Xiangtan- Shaoyang[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2005, **2**(1): 62 - 67. (in Chinese))
- [11] 殷宗泽, 袁俊平, 韦杰, 等. 论裂隙对膨胀土边坡稳定的影响[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2155 - 2161. (YIN Zong-ze, YUAN Jun-ping, WEI Jie, et al. Influences of fissures on slope stability of expansive soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2155 - 2161. (in Chinese))
- [12] 汪明元, 徐晗, 杨洪, 等. 非饱和膨胀土边坡破坏机理与稳定性分析[J]. 南水北调与水利科技, 2008(1): 151 - 153, 158. (WANG Ming-yuan, XU Han, YANG Hong, et al. Analysis method of unsaturated expansive soils slope[J]. South-to-North Water Transfers and Water Science & Technology, 2008(1): 151 - 153, 158. (in Chinese))
- [13] 杨和平, 王兴正, 肖杰. 干湿循环效应对南宁外环膨胀土抗剪强度的影响[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(5): 949 - 954. (YANG He-ping, WANG Xing-zheng, XIAO Jie. Influence of wetting-drying cycles on strength characteristics of Nanning expansive soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(5): 949 - 954. (in Chinese))
- [14] MESIR G, SHAHIEN M. Residual shear strength mobilized in first-time slope failures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 2003, **129**(1): 12 - 31.
- [15] BJERRUM L. Progressive failure in slope of overconsolidated elastic clay and clay shales[J]. ASCE, 1967, **93**(5): 3 - 49.
- [16] SKEMPTON A W. Slope stability of cutting in brown London clay[J]. Japanese Society of Social Mechanics and Foundation Engineering, 1977, **3**: 261 - 270.
- [17] CHANDLER R J. Recent European experience of landslides in over-consolidated clays and rocks[C]// Proc 4th Int Symp On Landslides, 1984, Toronto.
- [18] CANCELLI A. Evaluation of slopes in over consolidated clays[C]// Proc 10th Int Conf Soil Mech and Found Engrg, 1981, Stockholm.
- [19] Binod Tiwari and Beena Ajmera. Laboratory measurement of fully softened shear strength and its application for landslide analysis[C]// Landslide Dynamics: ISDR-ICL Landslide Interactive Teaching Tools, 2018, USA.
- [20] Isaac Stephens and Al Branch. Testing Procedure for Estimation Fully Softened Shear Strength of Soils Using Reconstituted Material[R]. ERDC/GSL GeoTACS TN-13-1. 2013.
- [21] 黄震, 傅鹤林, 韦秉旭, 等. 等幅干湿循环条件下膨胀土的低应力抗剪强度特征[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2016, **48**(1): 70 - 77. (HUANG Zhen, FU He-lin, WEI Bing-xu, et al. Low stress shear strength characteristics of expansive soil under constant amplitude dry wet cycle conditions[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2016, **48**(1): 70 - 77. (in Chinese))
- [22] 程展林, 李青云, 郭熙灵, 等. 膨胀土边坡稳定性研究[J]. 长江科学院院报, 2011, **28**(10): 102 - 111. (CHENG Zhan-lin, LI Qing-yuan, GUO Xi-ling, et al. Study on the stability of expansive soil slope[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2011, **28**(10): 102 - 111. (in Chinese))
- [23] TIKA T E, LAMOS L J, VAUGHAN P R. Fast shearing of pre-existing shear zones in soil[J]. Géotechnique, 1996, **46**(2): 197 - 233.