

膨胀土路堑边坡的滑坡机理分析

黄润秋¹⁾, 吴礼舟¹⁾, 胡瑞林²⁾

1) 成都理工大学地质灾害防治国家重点实验室, 610059
2) 中国科学院地质与地球物理研究所, 北京, 100029

内容提要:膨胀土作为一种特殊土,其路堑边坡开挖之后若不及时防护易出现小规模浅层滑坡;这类滑坡呈圈椅状体,后缘多出现在坡腰及其附近。为了研究膨胀土路堑边坡的滑坡机理,本文采用数值方法研究了这类边坡浅表风化层、裂隙性及时间效应对滑坡机理及稳定性的影响。研究表明:强度分层、裂隙的存在和蠕变效应共同决定了膨胀土路堑边坡的失稳具有浅层、小规模、渐进性和滑坡后缘通常出现在坡体中部的特点。工程实例和监测结果表明:锚杆框架梁可以有效抑止膨胀土边坡裂隙的扩展和发展,阻止坡体的变形,是这类边坡一种有效的加固方式,值得推广。

关键词:膨胀土,路堑边坡,FLAC^{3D},数值模拟,锚杆框架梁

膨胀土的“膨胀性”、“裂隙性”和“超固结性”等三性对工程建设有重要危害,在这方面已开展了大量的试验和研究工作,并取得了可喜的成就(刘特洪,1997)。作为一种特殊土,膨胀土受气候等因素影响较大,经过干湿循环之后,极易出现裂隙,尤其是没有植被保护的边坡,开挖之后若不及时采取防护措施,易出现局部塌方和滑坡。该类滑坡多具有规模小、浅层的特点,滑体后缘常出现于坡体中部。

关于膨胀土路堑边坡的失效机制,不同的学者提出了不同的观点。部分研究人员认为裂隙对膨胀土路堑边坡失稳起着主导作用(包承纲,2004;袁俊平,殷宗泽,2004)。肖世国(2001)按风化程度把膨胀土路堑边坡分为表层、浅层和深层,认为边坡表层强度受气候等风化的影响,其强度下降幅度明显,并以此来解释膨胀土路堑边坡浅层失稳的机理。但迄今,尚未有人研究膨胀土堑坡滑坡的渐进效应和蠕变效应。

为了研究膨胀土路堑边坡失效机制,本文利用FLAC^{3D}数值方法,从强度分层、裂隙影响和蠕变效应等角度研究膨胀土滑坡的特点和发生机理。另外,通过工程实例探索膨胀土路堑边坡有效的加固方法。

1 考虑风化层的模拟

膨胀土路堑边坡易受气候等影响而出现浅表部

的风化层。本文将路堑边坡分为风化层和非风化层。为研究需要,这里风化层厚度采用2m。与非风化层的强度相比,风化层的凝聚力降低幅度大,其内摩擦角变化相对较小。风化层的强度值通过折减得出(包承纲,2004),风化层与非风化层的重度均为20 kN/m³,具体参数见表1。本构模型采用莫尔-库仑准则:

$$F = \frac{1}{3} I_1 \sin \varphi + (\cos \theta_\sigma - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta_\sigma \sin \varphi) \sqrt{J_2} - c \cos \varphi = 0 \tag{1}$$

式中, θ_σ 为洛德角, $-\pi/6 \leq \theta_\sigma \leq \pi/6$; I_1, J_2 分别为应力张量的第一不变量和应力偏张量的第二不变量; c 和 φ 分别为土的凝聚力和内摩擦角。

表 1 莫尔-库仑模型的参数值
Table 1 The parameters of Mohr-Coulomb model

土层	体积模量 (MPa)	剪切模量 (MPa)	凝聚力 (kPa)	内摩擦 角(°)	抗拉强度 (kPa)
非风化层	70	20	30	18	20
风化层	70	20	10	12	0

模拟结果如图1~图2所示。图1为考虑风化层影响的边坡变形图。初期阶段,边坡的最大位移出现在边坡坡脚至坡腰一带,如图1(a);到了后期阶段,见图1(b),最大位移从坡脚转移到坡体中部,

注:本文为国家自然科学基金重点项目“中国西南特殊地质环境条件形成机理及工程适宜性研究”(编号 90102002)资助的成果。
收稿日期:2007-03-06;改回日期:2007-06-28;责任编辑:郝梓国。
作者简介:黄润秋,男,1963年生。博士,成都理工大学教授,从事工程地质教学科研工作。hrq@cdu.edu.cn。

并贯穿到坡顶,形成了一个浅层的潜在滑体,滑面近似圆弧。图 2 为剪应变率分布变化图,初期的最大剪应变率出现坡脚和坡腰;随后,最大值出现在坡体中部,且位于边坡的浅层部位,潜在滑面应经过此位置,这与图 1 中潜在的浅层滑面相吻合。

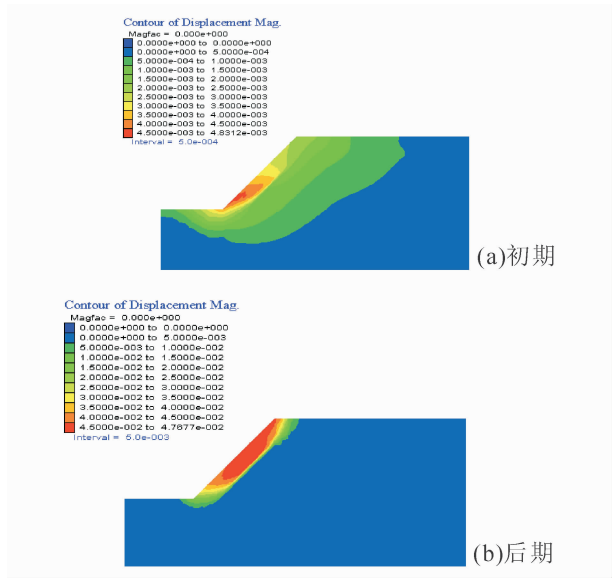


图 1 风化层对边坡破坏的影响

Fig. 1 Effect of weathering layer on the slope

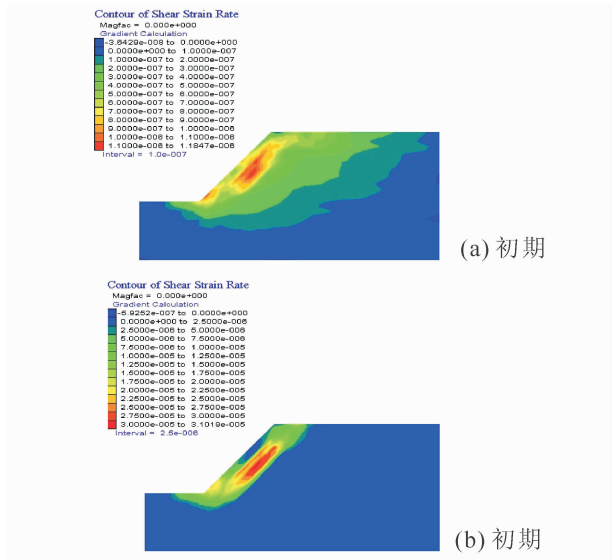


图 2 剪应变率分布变化图

Fig. 2 Distribution of shear strain rate

上述分析表明,将膨胀土边坡分成风化层和非风化层能较好的解释膨胀土边坡滑坡的浅层特性,这种分层是合理的,也是必要的。

2 裂隙影响的模拟

FLAC^{3D} 中的裂隙或软弱夹层通常采用 Interface 来定义,而膨胀土边坡的裂隙仅在表层分布,并非贯穿的裂隙,用 Interface 难以实现,本文采用了加密网格(以牺牲运算时间为代价),然后采用 null 定义裂隙。边坡裂隙的深度一般为 1m 左右,裂隙宽度多为几至几十毫米。边坡裂隙分布较为复杂,文(袁俊平,殷宗泽,2004; 徐永福,董平,2002)采用概率和分形来研究裂隙的分布。为了研究方便,本文采用均匀分布的平直裂隙,裂隙长度为 1m,宽度为 2cm,沿边坡每 2 米分布一条。仍采用莫尔-库伦屈服模型,相应参数见表 1,边坡的重度均为 20 kN/m³。这里不考虑风化的影响,仅考虑裂隙对边坡的影响。

图 3 是考虑裂隙影响的边坡剪应变率图,最大剪应变率出现坡脚部位,且呈现近圆弧状分布。图 4 显示的是裂隙对边坡位移的影响,最大位移出现在坡体内部,而不是在边坡表层。图 4 表明该类边坡应从浅层局部失稳,因裂隙的存在,潜在滑坡体的后缘呈直立状态,且多出现于坡体中部及附近,这符合实际滑坡的特点。由于坡脚长期处于饱和状态,加上应力较为集中,坡脚易软化,最大位移均出现在坡脚。

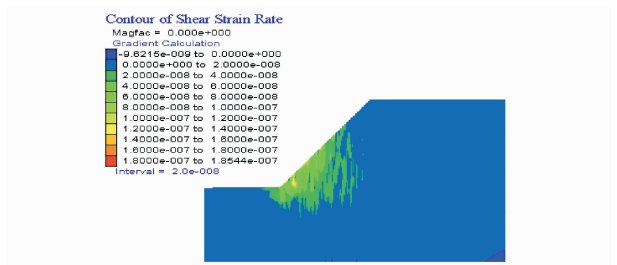


图 3 裂隙对剪应变率分布的影响

Fig. 3 Effect of the cracks on shear strain rate

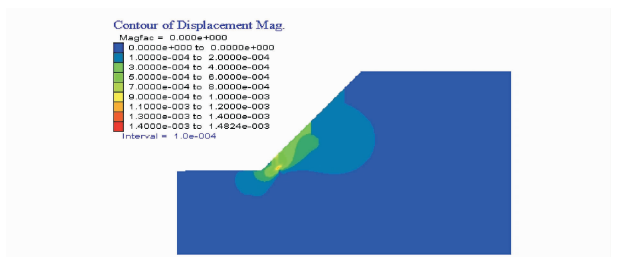


图 4 裂隙对边坡位移的影响

Fig. 4 Effect of the cracks on the slope deformation

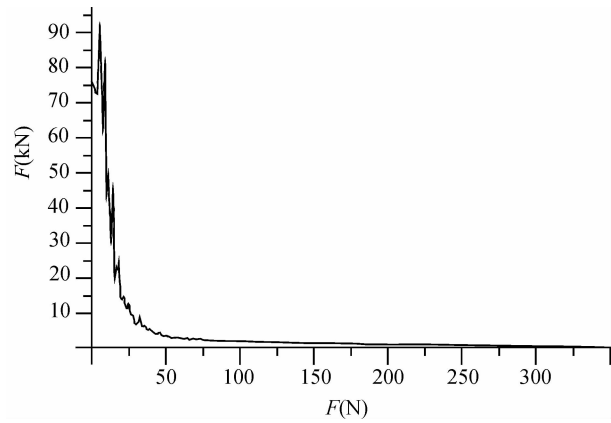


图 5 最大不平衡力曲线图

Fig. 5 The maximum unbalance force

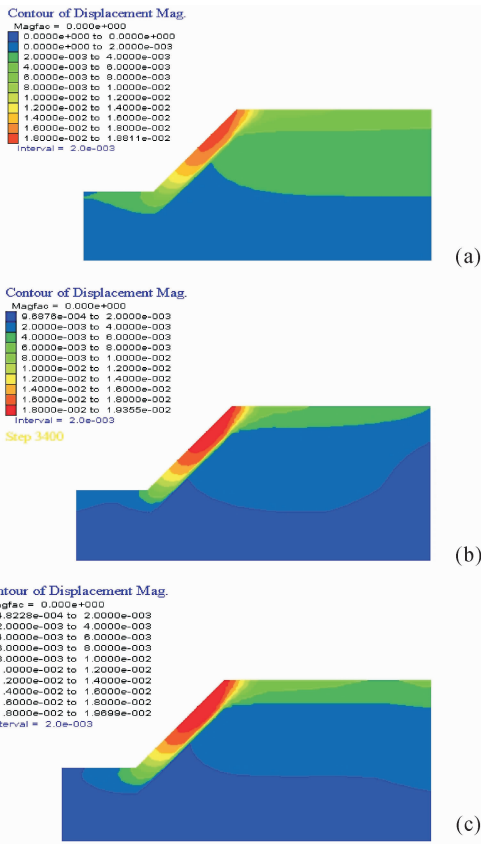


图 6 粘弹塑性边坡的位移图

Fig. 6 The deformation of visco-elastic-plasticity slope

3 流变效应的研究

弹性、塑性和粘性是连续介质三种基本性质。流变计算的诸模型中,多采用组合模型,其优点在于用理想化的基本元件去模拟实际岩体的粘-弹-塑性,既有可能模拟岩土体的变形性状的全过程,也可

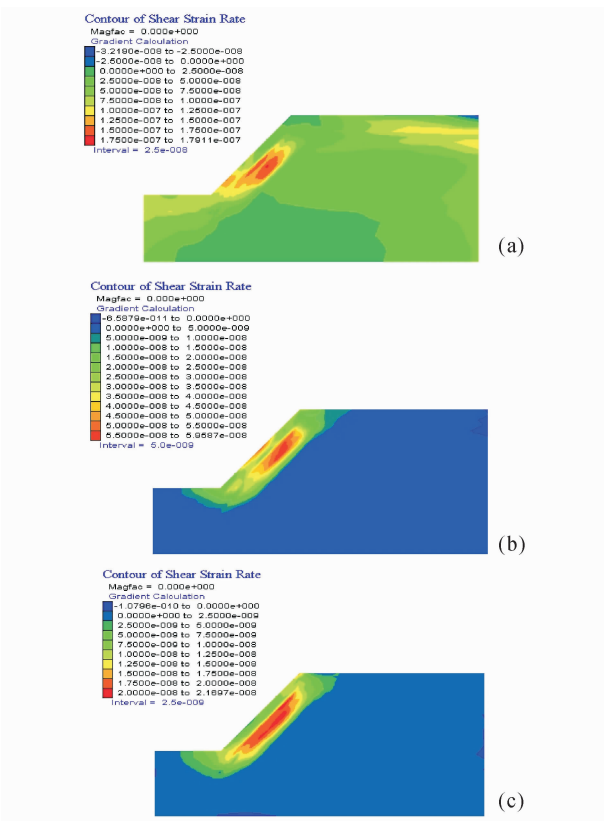


图 7 剪应变率分布图

Fig. 7 Distribution of shear strain rate

以将复杂的岩土体变形分解为物理意义明确的各个元件的变形,有利于进一步了解岩土体的物理力学属性(Itasca,1997)。为了模拟粘弹性材料的变形规律,通常假设材料由非均质的不同质点所组成,其中一部分质点是纯弹性的,另一部分质点是纯粘性的,这些质点的不同组合就构成了模拟不同粘弹性特征的各种模型。Maxwell 模型及 Bugers 模型中蠕变随时间的增加而增大,直至无穷大,故它们是液体模型,并不符合土等的实际状况,因而不宜采用。为了便于研究,本文采用了 PWIPP 粘弹塑性流变模型。

3.1 粘弹塑性模型

PWIPP 粘弹塑性模型中,偏应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^d$ 包括三部分:弹性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^{de}$ 和粘性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^{dv}$ 及塑性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^{dp}$,即:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^d = \dot{\epsilon}_{ij}^{de} + \dot{\epsilon}_{ij}^{dv} + \dot{\epsilon}_{ij}^{dp} \tag{2}$$

弹性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^{de}$ 与偏应力度 $\dot{\sigma}_{ij}^d$ 有关:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{de} = \frac{\dot{\sigma}_{ij}^d}{2G} \tag{3}$$

式中 G 为弹性剪切模量。
粘性偏应变率表示为:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{dv} = \frac{3}{2} \left\{ \frac{\dot{\sigma}_{ij}^d}{\bar{\sigma}} \right\} \dot{\epsilon} \tag{4}$$

式中,应变率 $\dot{\epsilon}$ 由两部分组成:主要蠕变量 $\dot{\epsilon}_p$ 、次级蠕变量 $\dot{\epsilon}_s$,即:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_p + \dot{\epsilon}_s \tag{5}$$

其中主要蠕变量的大小取决于次级蠕变量的大小,由下式决定:

$$\dot{\epsilon}_p = \begin{cases} (A-B\dot{\epsilon}_p)\dot{\epsilon}_s & \text{当 } \dot{\epsilon}_s \geq \dot{\epsilon}_{ss}^* \\ \{A-B(\dot{\epsilon}_{ss}^*/\dot{\epsilon}_s)\dot{\epsilon}_p\}\dot{\epsilon}_s & \end{cases} \tag{6}$$

次级蠕变速率可由下式决定:

$$\dot{\epsilon}_s = D \bar{\sigma}^n e^{(-Q/RT)} \tag{7}$$

式中, D 、 n 、 A 、 B 及 $\dot{\epsilon}_{ss}^*$ 与土体有关的常数, R 为广义气体常量, Q 为材料的活化能, T 为开尔文温度, $\bar{\sigma}$ 由下式确定:

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{3\sigma_{ij}^d\sigma_{ij}^d}{2}} \tag{8}$$

体应变率 $\dot{\epsilon}_k$ 的表达式为:

$$\dot{\epsilon}_k = \frac{\dot{\sigma}_k}{3K} \tag{9}$$

式中, K 为土的体积模量。
事实上,求解常微分方程(式(9))可得(丁秀美, 2005):

$$\dot{\epsilon} = \begin{cases} \frac{A}{B} + C - \frac{A}{B} e^{-BCt} & \dot{\epsilon}_s \geq \dot{\epsilon}_{ss}^* \\ \frac{A}{B(\dot{\epsilon}_{ss}^*/C)} + C - \frac{A}{B(\dot{\epsilon}_{ss}^*/C)} e^{-BCt} & \dot{\epsilon}_s < \dot{\epsilon}_{ss}^* \end{cases} \tag{10}$$

式中, $C = D \bar{\sigma}^n e^{(-Q/RT)}$ 。

生在持续降雨期间或之后,即发生在饱和状态下;②当吸力较大时,非饱和土力学参数大,蠕变现象非常弱,与饱和膨胀土的蠕变相比较,几乎可以忽略。模型流变参数及其物理力学性质参见表 1 和表 2 (Itasca,1997;丁秀美,2005)。

计算结果如图 5~图 7 所示。图 5 为最大不平衡力曲线,最大不平衡力由原来的 9.5×10^4 N 降到 2.5×10^1 N,并无限接近零,表明边坡达到了塑性流动状态。图 6 为粘-弹-塑性边坡的位移图,2000 时步时(图 6a),最大变形主要分布在坡腰至坡顶一带;3400 时步(图 6b)最大位移在增大,出现位置仍在坡体中部至坡顶一带,且最大位移区有往下扩展的趋势;4000 时步(图 6c)最大位移继续增大,但增加的幅度不大。从图 6 可以看出,最大变形主要集中在坡腰至坡顶,破坏应先从这里开始,并且是浅层破坏,破坏是一个渐进的过程,具有时间效应。图 7 为粘-弹-塑性边坡的剪应变率分布图。2000 时步时(图 7a),最大剪应变率首先出现坡脚;3400 时步(图 7b)的最大剪应变率增大较快,从坡脚移至坡体中部;4000 时步的最大剪应变率增加幅度较小,但最大剪应变的分布区域仍在扩大,从坡脚延伸到坡顶,最大剪应变在边坡浅层呈现一条带状,潜在的滑面极可能就在这个近似圆弧状的条带中孕育和发展,见图 7c。

过去人们对粘土边坡的蠕变研究甚少,尤其对大量裂隙发育的膨胀土边坡。多数模型无法反映出变形随时间的变化关系,而是简单地采用了强度折减来处理边坡风化后的强度。本文研究结果表明,膨胀土边坡的破坏是具有时间效应的,是个渐进发展的过程,并且以浅层滑坡为主。膨胀土堑坡的最大变形主要集中于浅层边坡的坡腰至坡顶(见图 6),这可能与没有考虑裂隙的影响有关。

4 工程实例及监测分析

湖北某高速公路一段膨胀土高路堑边坡,采用如图 8 所示的锚杆框架梁护坡。该边坡分两级开挖,边坡高度近 12m。

在边坡开挖之后于边坡平台埋设测斜管,深 8 m(膨胀土边坡的变形通常集中于边坡浅层 2~3 m 范围),如图 9。2003 年 10 月 17 日完成了支护工程,测斜管监测表明(见图 10),在加固之前水平向(向坡外)变形呈现加速的趋势,加固之后水平变形量变小,表明锚杆框架梁对边坡变形起到了抑制作用,锚杆框架梁的自重抑止了边坡的水平向位移。

表 2 膨胀土流变参数

Table 2 Creep parameters of expansive soil

参数 A	参数 B	参数 D $10^{-36} \text{Pa}^{-n} \text{s}^{-1}$	临界蠕变速率 $10^{-9} / \text{s}$	WIPP 指数 n
108.7	7.2	332	5.39	5.1

3.2 粘-弹-塑性模型的计算

该粘-弹-塑性模型分成风化层与非风化层。对于非饱和土,尤其是高吸力的非饱和土而言,流变研究的意义不大,原因有二:①膨胀土边坡的滑坡均发

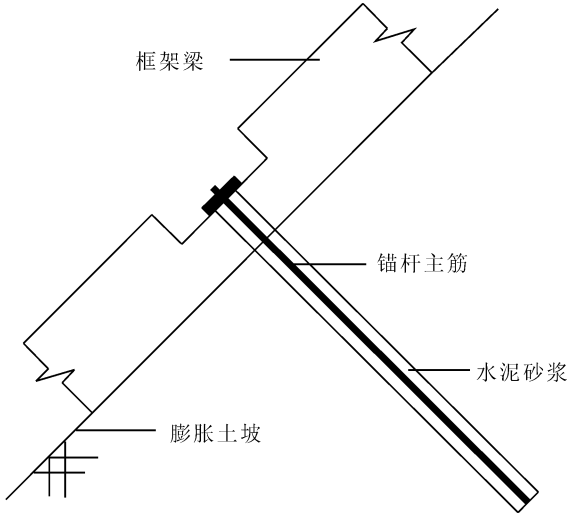


图 8 锚杆框架梁示意图

Fig. 8 Diagrammatic sketch of anchor frame beam

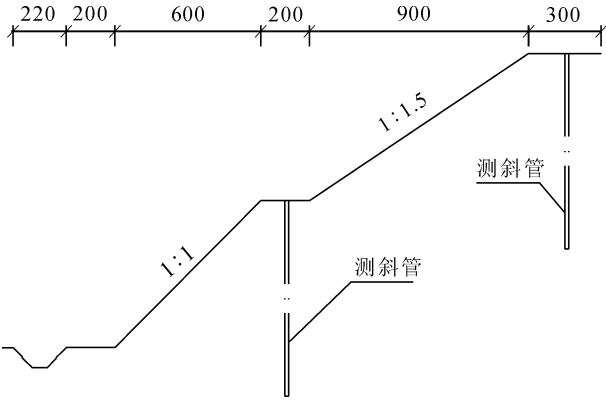


图 9 测斜管监测布置图

Fig. 9 Arrangement plan of slope level monitoring

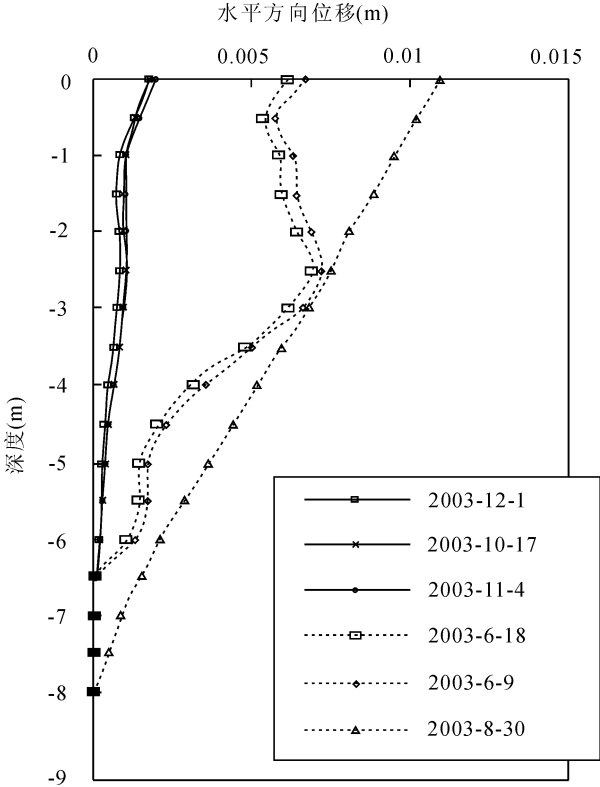


图 10 测斜管监测结果

Fig. 10 Monitoring results of slope level

(2)强度分层、裂隙的存在和蠕变效应共同决定了膨胀土路堑边坡滑坡的特点,即表现为浅层、小规模、渐进性和滑坡后缘通常出现在坡腰部位。对于膨胀土路堑边坡,考虑因气候而出现的风化层更为合理,也是必要的。

(3)测斜管的监测数据表明锚杆框架梁是膨胀土路堑边坡的一种较好加固方式。

值得指出的是,膨胀土边坡的蠕变目前国内外研究甚少,尤其是含大量裂隙的情形;其流变模型及参数是今后研究的重点。

参 考 文 献

包承纲. 2004. 非饱和土的性状及膨胀土边坡稳定问题. 岩土工程学报, 26(1):1~15.
丁秀美. 1997. 西南地区复杂环境下典型堆积(填)体斜坡变形及稳定性研究. 成都:成都理工大学学报, 2005.
刘特洪. 1997. 工程建设中的膨胀土问题. 中国建筑工业出版社.
肖世国. 2001. 膨胀土路堑边坡稳定性分析. 岩土力学学报, 22(2): 152~155.
徐永福, 董平. 2002. 非饱和土的水分特征曲线的分形模型. 岩土力学学报, 23(4): 400~405.
袁俊平, 殷宗泽. 2004. 考虑裂隙非饱和和膨胀土边坡入渗模型与数值模拟. 岩土力学学报, 25(10):1581~1586.

5 结 论

通过以上分析,本文得到如下的结论:

(1)受气候风化等长期因素的影响,在饱和状态下膨胀土路堑坡表层出现强度分层,这致使膨胀土路堑边坡发生浅表层失效,且滑坡后缘多出现在坡顶;坡表大量的裂隙是膨胀土滑坡后缘出现在坡腰的症结所在。蠕变反映了滑坡的孕育和发展的时间效应。

Bao Chenggang. 2004. Behavior of unsaturated soil and stability of expansive soil slope. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 26(1):1~15.

Ding Xiumei. 2005. A study on the deformation and stability of representative debris & embankment slope with complicated environment in Southwestern China. Chengdu: Chengdu University of Technology.

Itasca. 1997. FLAC3D version 2.0 User's Manual. Minneapolis: ICG.

Liu Tehong. 1997. Expansive soil problems during engineering construction. China Architecture and Building Press.

Xiao Shiguo. 2001. Stability analysis of expansive clay slope. Rock and Soil Mechanics, 22(2): 152~155.

Xu Yongfu, Dong Ping. 2002. Fractal models for the soil-water characteristics of unsaturated soils. Rock and Soil Mechanics, 23(4):400~405.

YUAN Jun-ping, YIN Zongze. 2004. Numerical model and simulation of expansive soils slope infiltration considered fissures. Rock and Soil Mechanics, 25(10): 1581~1586.

Mechanical Analysis of Cut Slope Failures in Expansive Soil Areas

HUANG Runqiu¹⁾, WU Lizhou¹⁾, HU Ruilin²⁾

1) National Laboratory of Geological Hazard Prevention and Geological Environment Protection Chengdu University of Technology, Chengdu, 610059; 2) Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, Beijing, 100029

Abstract

As a special type of soil, expansive soil can be found in almost all countries. It is very easy to induce slips in superficial layers if the cut slopes have not been supported in time. The backscarp of the landslides, the scale of which is small, usually occurs in the middle of the slopes, and seldom happens at the top of the slopes. The toe is usually arcuate in shape. In order to research the forming mechanisms of superficial slides in expansive soil regions, FLAC^{3D} software is used to simulate the effects of cracks and fissures in superficial layers on the deformation of the slope. Meanwhile, a creep model of expansive soil slopes is analyzed. A case study and monitoring results indicate that anchor frame beams can restrain expanding of cracks and fissures, and effectively strengthen the cutting slopes in expansive soil.

Key words: expansive soil, cut slope, numerical simulation, FLAC^{3D}, anchor frame beam