

膨胀土路堑边坡的破坏型式和稳定性

王文生¹, 谢永利¹, 梁军林²

(1. 长安大学 特殊地区公路工程教育部重点实验室, 陕西 西安 710064;

2. 广西交通科学研究所, 广西 南宁 530001)

摘 要: 基于膨胀土的胀缩性、多裂隙性、超固结性 3 个基本工程特性的综合分析, 将膨胀土路堑边坡划分为潜伏断面滑坡型、弧面渐进破坏型、浅表层崩塌型 3 种类型破坏模式。针对弧面渐进破坏型膨胀土边坡, 提出了可以满足施工初期或设计阶段精度要求的简便稳定性分析方法。该方法采用简化 Bishop 力学假定条件下的极限平衡法求解边坡最小稳定系数。参数取值时, 充分考虑到膨胀土边坡的渐进破坏特点而选用土体的动员强度。动员强度由峰值强度与残余强度综合折算得到。用该方法对广西兴业—六景高速公路一处挖方膨胀土边坡工程实例进行了分析, 结果表明, 边坡高度为 14.3 m, 坡率为 1:1.5 时, 稳定系数为 0.91, 处于不稳定状态; 而坡率为 1:2 时, 稳定系数为 1.07, 处于稳定状态。工程实践证明了该分析方法的可靠性。

关键词: 道路工程; 膨胀土; 路堑边坡; 破坏型式; 动员强度

中图分类号: U412.221 **文献标识码:** A

Classification of expansive clay slope on road cutting

WANG Wen-sheng¹, XIE Yong-li¹, LIANG Jun-lin²

(1. Key Laboratory for Special Area Highway Engineering of Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. Guangxi Research Institute of Communications, Nanning 530001, China)

Abstract: Based on three fundamental characteristics of expansive clay: swelling and shrinkage characteristic, multiple flaw and over consolidation, three types of collapse model of expansive clay slope are concluded, which are landslide with hidden failure, progressive failure with arc side and surface layer slip. The stability analysis for progressive failure slope with arc side is carried out, which not only can satisfy the requisition for precision in initial construction or design, but also has advantage of simplicity and convenience. This means uses Predigest Bishop Method to seek the least safety factor for slope. Fully considering the progressive failure characteristic of expasive clay slope, the mobilized strength parameters are determined from the peak strength and remains strength through converting calculation. This method is applied to an example, whose height is 14.3 m. When the slope ratio is 1:1.5, the safety factor is 0.91, the slope is instable. When the slope ratio is 1:2.0, the safety factor is 1.07, the slope is stable. The engineering practice demonstrates that this stability analysis means is reliable.

Key words: road engineering; expansive clay; slope on road cutting; failure types; mobilized strength

收稿日期: 2003-09-12

基金项目: 交通部重点科技项目(95-05-05-13)

作者简介: 王文生(1968-), 男, 山西运城人, 长安大学博士研究生。

0 引言

膨胀土是一种吸水膨胀软化、失水收缩开裂的特殊粘性土,其反复胀缩变形及相应引发的强度衰减特性对工程设施存在长期潜在的破坏作用。路堑开挖的侧向卸荷效应引发土体向开挖临空面膨胀变形。因而,膨胀土路堑边坡稳定性分析成为工程实践中普遍感到棘手的问题。20 世纪 90 年代始,中国开始大规模兴建高等级公路。由于膨胀土在中国分布广泛,加之高等级公路的线性设计要求,膨胀土路堑边坡稳定性已成为一个公路建设无法回避的问题。

在公路路基施工初期或设计阶段,一般都缺乏充分的土工试验资料。本文拟通过分析膨胀土的基本工程特性与膨胀土路堑边坡的破坏机理,以期总结出适合施工初期膨胀土路堑边坡稳定计算的有效方法。

1 膨胀土的基本工程特性

膨胀土的最大特性是随干湿循环而反复胀缩,同时具有多裂隙性和超固结性。胀缩性是导致多裂隙性和超固结性的主要原因。胀缩性、多裂隙性、超固结性是土体内部吸力和内应力变化的 3 种外在表现形式。多裂隙性使土体渗透性增大、抗剪强度降低,并且使抗剪强度参数的离散性增大。超固结性使土体具有较大卸荷回弹膨胀以及渐进破坏特性。膨胀土的胀缩性、多裂隙性、超固结性三者相互作用,共同决定着土体的变形和抗剪强度。

1.1 膨胀土的胀缩性

膨胀土的胀缩性在形变上表现为吸水体积膨胀,失水体积收缩干裂;在应力上表现为吸水内部吸力消逝,且产生向外膨胀力,失水膨胀力消失而内部吸力极大增强。

膨胀土的胀缩性主要受自身的粘土矿物成分及其含量控制。蒙脱石、伊利石、高岭石膨胀土中最主要的 3 种粘土矿物。蒙脱石亲水性最强,伊利石次之,高岭石最弱。膨胀土的胀缩性就是由于粘粒中含有一定数量的蒙脱石、伊利石的缘故。一般来讲,蒙脱石含量在 5% 以上的土体就会有明显的膨胀性^[1]。此外,粘粒具有较强的胶体化学性质。土体中粘粒含量愈多,其液限就越高,膨胀性就越大。中国膨胀土粒度成分的特点是粘粒含量高,一般超过 44%,最高超过 81%^[2]。

土体中含水量的变化是引起膨胀土胀缩变形的

外在因素。实践证明,膨胀土随其含水量的不同而具有不同的胀缩特性。当膨胀土处于干燥状态时,具有高的膨胀潜势,反之则低。但是,当含水量很高时,处于接近饱和状态的膨胀土则具有较高的收缩潜势。

膨胀土的胀缩变形同时伴随着抗剪强度的改变。膨胀土除了吸水膨胀强度降低,失水收缩强度提高的特性外,同时还存在胀缩循环之间的强度衰减特性。陕西安康地区强膨胀土试验资料^[3]显示,含水量从天然状态 17.35% 增加到 37% 时,粘聚力损失 90%,内摩擦损失 93%。另一试验资料^[2]表明,膨胀土前两次干湿循环后对比强度衰减 17%~22%,第三次循环强度才趋向稳定。该稳定值处于天然土体的峰值强度和残余强度之间。以上 2 个实验也说明,凝聚力 c 值衰减较快,内摩擦角 φ 值衰减较慢。

膨胀土随自身胀缩能力的不同,其强度也有较大差别。膨胀土的胀缩能力越强,其强度就越低。据资料^[2],在河南南阳、河北邯郸地区,天然原状膨胀土的室内直剪强度 $\text{tg}\varphi$ 值与最大体缩率之间存在如下关系,最大体缩率为 8%、11%、18% 时, $\text{tg}\varphi$ 值分别为 0.40、0.33、0.30。

膨胀土的胀缩各向异性明显。一般采用竖向收缩率或膨胀率与横向收缩率或膨胀率来评价胀缩各向异性,分别记为 a_s 和 b_s 。广西南宁的膨胀土 a_s 平均值为 0.77,极值为 0.34,横向收缩大于竖向收缩; b_s 平均值为 0.29,极值为 0.16,横向膨胀远远大于竖向膨胀。而广西宁明地区的膨胀土以竖向胀缩为主^[2]。膨胀土的这种胀缩各向异性易在土体中形成剪应力,对边坡的稳定不利,尤其横向胀缩变形对边坡稳定更为不利。

1.2 膨胀土的多裂隙性

膨胀土普遍发育各种尺度、各种形态裂隙。裂隙按尺度大小可分为显微裂隙、微裂隙及宏观断裂面 3 种类型。显微裂隙一般为原生裂隙,呈闭合状。微裂隙多为次生裂隙,呈微开状,在肉眼下即可辨认。断裂面包括斜坡裂面、滑坡断面和构造软弱面等。该断裂面均有一定宽度,且延伸规模大,一般长数十米至数百米。断面内粘粒含量高,多以蒙脱石为主。宏观断面的抗剪强度很低,一般接近土体残余强度或低于残余强度。其存在对变坡的深层稳定极其不利。

膨胀土体的渗透性主要受其裂隙控制。膨胀土块本身的孔隙度很小,透水性很弱。然而,由于裂隙

的存在使其透水性提高 3~10 倍。例如,河南南阳灰褐色膨胀土的室内试验渗透系数为 $3.2 \times 10^{-6} \sim 5.0 \times 10^{-7} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$;现场为 $2.6 \times 10^{-5} \sim 5.5 \times 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ ^[2]。渗透系数的增加使大气降水对膨胀土的胀缩变形及抗剪强度影响加强。中国大气影响深度一般在 1.5~2.0 m。

膨胀土体中的微裂隙对土体强度的影响包括 2 个方面:一是降低土体强度,使实验结果明显受尺寸效应的影响;二是室内小试件的实验结果离散性加大。据资料^[2],河南南阳膨胀土的土体强度均低于土块强度。该地区现场试验土体与室内小试件土块强度比值之间存在以下关系,凝聚力 c 的比值为 0.45~0.71, $\text{tg}\varphi$ 比值为 0.81~0.84。对广西兴业一六景高速公路路段的膨胀土的统计结果显示,凝聚力 c 值和内摩擦角 φ 值的变异系数分别是 0.45 和 0.27。显然,凝聚力的离散性显著大于内摩擦角。

1.3 膨胀土的超固结性

膨胀土的强烈收缩性及其粘粒的胶体性质是其超固结性的 2 个主要原因。这 2 个原因比先期地质覆盖荷压成因具有更普遍的意义。

膨胀土的超固结性使其受压时比一般粘性土具有更大的侧向压力(侧向压力系数较大),而卸荷时比一般粘性土产生更大的回弹膨胀。这两点对挖方边坡均产生不利影响。此外,超固结性使膨胀土边坡体现为渐进破坏的特性。

2 膨胀土路堑边坡破坏型式及机理

关于膨胀土边坡的破坏机理,不同的学者在不同的研究基础上提出了不同的理论,主要有 Bjerrum 的渐进性破坏理论^[4]、Bishop 和 Bjerrum 的滞后破坏理论^[5]、廖世文的胀缩效应理论^[3],以及以 Fredlund 双变量理论^[6]为代表的非饱和强度理论等。以上理论可归结为两种思路:一是考虑时间因素的渐进破坏和孔隙水压力平衡速度对边坡稳定性的影响,渐进破坏理论很好地解释了从边坡反算所得抗剪强度低于其峰值强度这样的事实;二是环境因素(大气降雨、温度、地下水等)影响土体强度,进而影响坡体稳定性。

按破坏主控因素的不同,将膨胀土路堑边坡划分为潜伏断面滑坡型、弧面渐进破坏型、浅表层崩塌型 3 种类型。

(1)潜伏断面滑坡型。当宏观断裂面(包括斜坡拉裂面、滑坡断面、构造软弱层面等)与开挖坡面倾向一致时,临空面上的侧向土压力卸除使宏观断裂

面上的剪应力增大;加上雨水渗入浸泡使断面软化,坡体失稳后沿潜伏断面下滑破坏。该类型破坏面呈直线、不规则折线等形状。滑动深度一般在 5.0 m 左右,少数为 5~10 m,属深层次破坏。

(2)弧面渐进式破坏型。当坡体中不存在宏观断裂面或断裂面,与开挖坡面倾向相反,以及不存在具有相对优势方向微裂隙时,可将其视为均质坡体。路堑开挖后,侧向土体抵抗力被卸除,引起膨胀土回弹变形。同时,坡角部位变为剪应力集中区,坡体上部(坡腰至坡顶)因向临空面位移变形而承受拉应力。膨胀土受大气降雨或地下水水位变化影响而强度衰减,或者由于强度在土体中的分布不均匀,致使坡脚部位剪应力超过土体抗剪强度峰值,土体局部破坏。破坏后的土体强度降至残余值,而沿剪应力方向上的邻近未破坏土体剪应力增加。当未破坏土体峰值强度不能抵抗增加后的剪应力时,局部破坏区将在集中剪应力的引导下逐渐扩展。同时,坡体上部拉张裂缝在水平位移发展过程中,或自身凝聚力降低的情况下,逐渐向下部扩展。随着渐进破坏的发展,两者逐步形成一个连续滑动面。滑动面为近圆弧形。该类型破坏包含两种可能的滑动形式:一是从坡脚到坡顶的多台阶牵引式滑动;二是多层结构土体的上层对下层牵引滑动。滑动深度一般为 1.5~5.0 m。值得一提的是膨胀土的胀缩各向异性,特别是以水平为主的胀缩各向异性加剧边坡的破坏。

(3)浅表层崩塌型。路堑开挖后,使原来不受大气降雨影响的深部膨胀土暴露于大气环境中。大气环境干湿循环变化引发膨胀土表层土体反复胀缩变形和产生大量裂隙,并伴随抗剪强度显著衰减。裂隙的发育引导雨水向深部渗入,直至形成一个深约 1.5~2.0 m 的浅层大气影响带。该浅层带一旦受降雨影响吸水饱和,有效凝聚力将急剧降低,接近于零,引发边坡浅表层土体崩塌破坏。该类型破坏一般规模不大,滑面呈圆弧状或层状。滑动深度不超过 1.5 m。若不对膨胀土路堑边坡作有效表层防护,该类型破坏在多雨地区会年年发生,极大的影响高速公路的运营效益。

3 膨胀土路堑边坡稳定性分析方法

目前,关于边坡稳定性分析的方法有很多,如地质比拟法或统计判别比较法、刚体极限平衡法、极限分析法、有限元法等。以上方法各有其优点,适用于不同的分析目的与精度要求。但是,由于膨胀土的

特殊性,使用以上方法分析膨胀土边坡稳定性时,必须对边坡的地质及水文条件、实验条件、工程类型以及稳定计算方法综合考虑来选取土性参数。

在道路施工初期或设计阶段,由于各方面条件限制,所能获得的地质和土性参数资料有限。而极限平衡分析法不仅可以达到与这些资料相适应的分析精度,而且具有计算程序简便、易使用的优点。极限平衡分析法自从 1927 年被 Fellenius 提出以来,经过许多研究工作者不断改进和完善,计算方法已经达到相当高的精度。改进方法有 Bishop 法、Janbu 和王复来法、Morgenster-Price 法、Spencer 法、陆军工程师团法、Morgenster-Chen 法、Sarma 法。研究表明,满足总体平衡几个条件的前提下,无论作何种补充假定,其计算结果误差很小,即使简化 Bishop 法的误差也不大^[7]。有的研究工作者将上述一些计算方法编成计算机程序供网上下载使用,非常方便。

Bishop 简化法^[7]在国内外使用相当普遍,通常用于滑裂面近圆弧型的滑体计算。该方法满足整体力矩和垂直力 2 个平衡条件,以及摩尔-库仑破坏准则。Bishop 在求解时补充 2 个比较合理实用的假设条件:忽略土条间竖向剪切力的作用;规定了滑动面上切向力的大小。最后求得安全系数 K 为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'_i] / m_{ai}}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \alpha_i + Q e_i / R)}$$

$$m_{ai} = \cos \alpha_i + \operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i / K$$

式中: c'_i 、 φ'_i 分别为单元土体的有效凝聚力和有效内摩擦角; u_i 为单元土体的孔隙水压力; W_i 为单元土体自重; Q_i 为单元土体水平作用力; α_i 为单元土体滑面倾角; b_i 为土条宽度; e_i 为滑弧圆心至土条中心垂直距离; R 为滑动面圆弧的半径。

对膨胀土边坡进行稳定性计算时,要解决 2 个关键问题:一是确定危险滑动面的形式和位置;二是根据膨胀土的基本工程特性和边坡破坏类型确定危险滑动面上的抗剪强度^[8]。

在路基施工初期,依靠有限的几个钻孔资料做大量裂隙统计分析,并取得详细的各种土工试验资料显然是不可能的。但可以依据钻孔资料和地表地质调查分析,做出有无对挖方边坡稳定构成威胁的潜伏断裂面的判断。若无潜伏断裂面,则依据弧面渐进破坏模式选取计算稳定性方法;若有潜伏断裂面,则需要更详细地质资料,其边坡稳定分析本文暂

不涉及。对于浅表层崩塌型破坏边坡,在不作坡面防护的情况下,可使用地质比拟法来确定其稳定坡率。

弧面渐进破坏类型边坡的抗剪强度并非在危险滑动面上同时发挥,对边坡稳定发挥作用的强度值基本居于峰值和残余强度之间。该值称之为动员强度。边坡以动员强度开始破坏,随着渐进破坏,滑动面上抗剪强度逐渐降低,坡体失稳下滑时,降为残余强度。因此边坡的稳定分析,应取动员强度参数值计算其稳定系数。动员强度的取值非常复杂,它是土体应力、强度参数及其不均匀性、裂隙分布的函数。一般根据经验通过对峰值强度折减来确定。刘特洪等人^[2]根据经验对河南南阳膨胀土的动员强度取之为

(1) 浸水水位以上的膨胀土,不论其膨胀性强弱, c 值和 $\operatorname{tg} \varphi$ 值分别以 0.5、0.8 的系数,对峰值强度进行折减;

(2) 浸水水位以下的膨胀土, $\operatorname{tg} \varphi$ 值均取残余强度的平均值, c 值则按膨胀土的强、中、弱分别取残余强度的极小值、平均小值、平均值。

4 工程实例

广西兴业—六景高速公路在 K249+228~K249+620 路段设计为挖方边坡,其左右边坡长度均为 392 m。K249+400 处(ZK4 钻孔处)挖深 18.55 m,为该路段最大设计挖深。据勘察资料,该处土层最厚,厚度为 14.30 m,其下为风化硅质灰岩。地下水位在设计路面以下。原设计该挖方边坡坡率为 1:1.5。施工过程中发现土层 5~6 m 以下为中-强膨胀土,湿法重型 CBR 膨胀实验,30 击时膨胀量为 7.2%~9.0%。根据施工规范,需将其边坡坡率变更放缓至 1:2,并要对边坡稳定性进行验算。

4.1 土性参数取值

根据勘察实验资料,该挖方段土性参数如表 1 所示。在 90% 的保证率下,取 φ_q 、 C_q 、 ρ_{sat} 值为

$$\varphi_q = \bar{\varphi}_q - 1.28 S_{\varphi} = 14.42$$

$$C_q = \bar{C}_q - 1.28 S_C = 30.78$$

$$\rho_{\text{sat}} = \bar{\rho}_{\text{sat}} + 1.28 S_{\rho} = 20.48$$

式中: $\bar{\varphi}_q$ 、 \bar{C}_q 、 $\bar{\rho}_{\text{sat}}$ 分别为各参数统计平均值; S_{φ} 、 S_C 、 S_{ρ} 分别为各参数统计标准差。

动员强度取值为: C 值以 50% 系数折减, $\operatorname{tg} \varphi$ 值以 80% 系数折减。

$$C = 50\% C_q = 15.39$$

$$\operatorname{tg} \varphi = 80\% \operatorname{tg} \varphi_q = 0.184$$

表 1 边坡演算土性参数指标统计表

岩土名称	特征值	内摩擦角 $\varphi_q/(^{\circ})$	粘聚力 C_q/kPa	饱和重度 ρ_{sat} $/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
粘土 膨胀土	统计个数	11	11	18
	最大值	29.00	110.00	20.94
	最小值	13.00	25.00	18.76
	平均值	22.10	72.00	19.82
	标准差	6.00	32.20	0.52
	变异系数	0.270	0.447	0.026

4.2 边坡整体稳定性计算分析

坡高取 18.55 m,但最危险滑动面通过土体与下伏基岩界面处,即坡脚以上 4.25 m 处。因此,滑体最高为 14.3 m。边坡 10 m 高处设一平台,平台宽 2.0 m。计算采用简化 Bishop 法,不考虑地下水影响。计算结果为:边坡坡率为 1 : 1.5 时,稳定系数 $K=0.91$;坡率为 1 : 2 时, $K=1.07$ 。

以上计算结果表明,若按原设计坡率 1 : 1.5 施工,边坡处于不稳定状态;若坡率变更为 1 : 2 后,边坡则能保持稳定。需要说明的是,以上分析结论是针对该路段边坡坡体整体稳定性而言。至于其浅表层崩塌破坏则需另作分析。鉴于该路段区域中膨胀土自然坡率一般为 1 : 3~1 : 8,为避免浅表层崩塌破坏,边坡开挖必须避开雨季,并及时进行浅层处理和坡面防护。

对运营多年的广西宾阳—南宁高速公路膨胀土路堑边坡病害的调查,验证了上述分析的可靠性。所调查的中-强膨胀土边坡(均作浅层处理和坡面防护)中,凡坡率为 1 : 2 或更缓者,均未发生大的破坏现象;凡坡率为 1 : 1.5 者,则滑坡病害严重。

5 结 语

(1)膨胀土具有胀缩性、多裂隙性、超固结性 3 种特性,这 3 种特性共同决定着其变形和抗剪强度的基本工程性质。

(2)根据膨胀土边坡破坏主控因素和破坏机理不同,可将其划分为潜伏断面滑坡型、弧面渐进破坏型、浅表层崩塌型 3 种破坏类型。

(3)对于弧面渐进破坏类型膨胀土边坡,可采用简化 Bishop 法计算,土体强度取动员强度值。该方

法不仅可以达到与施工初期或设计阶段所获资料相适应的分析精度,而且具有计算程序简便、易使用的优点。

(4)广西兴业—六景高速公路 K249+228~K249+620 路段挖方膨胀土边坡工程实例分析结果为:边坡高度为 14.3 m,坡率为 1 : 1.5 时,稳定系数 $K=0.91$;坡率为 1 : 2 时, $K=1.07$ 。对广西宾阳—南宁高速公路膨胀土路堑边坡病害的调查,一定程度上验证了上述分析的可靠性。

参考文献:

References:

[1] 钱家欢. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
QIAN Jia-huan. Geotechnical principles and caculating [M]. Beijing: China Water Conservancy and Electricity Press, 1996.

[2] 刘特洪. 土工建设中的膨胀土问题[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
LIU Te-hong. The expansive clay lssue in geotechnical construction[M]. Beijing: China Building Press, 1997.

[3] 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 clay and railway engineering [M]. Beijing: China Railway Press, 1984.

[4] Bjerrum L. Progress failure in shopes of over consolidated plastic clay soil[J]. Mechanics and Foud Div, ASCE, 1967, 93(5): 3—50.

[5] Bishop A W, Bierrum L. The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems[J]. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 1960, 75(3): 437—501.

[6] Fredlund D G, Rahordio H. Soil mechanics for unsaturated soils[M]. New York: John Wily and Sons, inc, 1993.

[7] Bishop A W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes[J]. Geotechnique, 1967, (5): 7—17.

[8] 郭志勇. 膨胀土改性试验及动力特性[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2003, 23(4): 18—21.
GUO Zhi-yong. Experiment and dynamic properties of improved expansive soil[J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2003, 23(4): 18—21.