

路堑边坡失稳机理及其治理措施

——以桂武高速 K175+300~600 段为例

宋朝辉^{1,2}, 李鹏举^{1,2}, 张艺滢¹

(1. 华北水利水电大学地球科学与工程学院, 郑州 450046; 2. 河南省岩土工程与水工结构研究院, 郑州 450046)

摘要:以桂武高速路堑边坡为例,基于现场调查和数值模拟分析,剖析了该边坡失稳的机理,提出了改进的治理措施。研究表明,边坡处于古滑坡上,坡体为极软岩;路堑边坡开挖形成临空面,前缘屈服,渐进向后缘发展,诱发失稳;初始抗滑结构嵌岩深度不够,部分抗滑桩倾覆。遂将边坡设置为两级坡,采用双排桩+冠梁+预应力锚索联合加固,数值计算边坡安全系数为 1.277,处理后边坡趋于稳定。研究可为同类基础设施建设提供一定参考。

关键词:路堑边坡;失稳机理;治理措施;数值模拟;古滑坡

中图分类号: U416.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-1807(2024)06-0258-06

目前,中国高速公路等基础设施建设能力已位居世界前列,高速公路选线不可避免地需要穿过丘陵地段,边坡失稳问题时有发生^[1]。由于公路等建设的需要,将自然边坡进行开挖,由此易形成牵引式滑坡^[2]。但牵引式滑坡易被忽略,如果没有采取合适有效的支护等工程措施,边坡在开挖及其他原因失稳后将可能形成破坏性的滑坡体,导致施工后期治理难度增大,施工的成本也将增加。故对其的防治方案研究对减少此类灾害的发生意义重大^[3]。

近年来,大量专家与学者围绕滑坡的失稳机制及其加固措施开展了广泛的研究,并获得了不少重要成果^[4-7]。牵引式滑坡即斜坡前缘因开挖或者侵蚀等出现局部失稳,边坡下部土体首先发生滑动,坡脚支撑减弱,边坡失稳范围不断往上延伸的一种坡体失稳滑动现象^[8]。牵引式滑坡通常不是一次造成的,其破坏具有分级失稳、逐渐贯通的特点。坡体被贯通的拉裂缝分成数级滑体,最后几个小的滑面贯通成为主滑面,形成大规模的滑动变形。牵引型滑坡大多发生在由断裂带、风化带、沉积层和软弱岩土夹层组成的斜坡地带,其主要滑动体为松散层、软弱夹层或古滑坡、蠕变体等^[9-10]。公路建设过程中,坡面的下切常导致滑坡发生,其破坏范围的确定对边坡的控制具有重要意义^[11]。

刘汉东和赵亚文^[12]提出了岩体结构控制论评

价边坡稳定性的方法,其认为在进行数值模型分析时,需要明确边坡的介质类型(连续介质、非连续介质),结合岩体的结构类型和结构面的组合特征选取最为恰当的方法。研究区内的地层以粉质黏土、极软岩为主,其中的黏土矿物较多,黏聚力也相对较大,故选用有限差分的方法建立模型进行边坡稳定性分析。基于现场工程地质勘察资料,选取主滑方向代表性剖面,建立该边坡的数值计算模型,结合计算结果对路堑开挖导致牵引式滑坡的机理进行剖析,提出相应的治理措施,可为同类基础设施建设提供一定的理论依据。

1 边坡概况及工程地质条件

1.1 基本概况

边坡位于湖南省郴州市临武县武水镇唐家水村境内,向南约 2 km 为 S324 省道。坡脚前缘临武水河,岸边有一条水泥公路,交通便捷。由于高速公路的建设,坡脚开挖导致坡体产生多处横向拉裂缝,随后进行排桩及土石反压等工程措施,滑坡暂时稳定。由于公路建设需要,排桩养护期满后,将反压土体挖去,但滑坡再度急剧发展,部分抗滑桩也出现倾覆等现象,急需重新制定治理措施。

根据现场调查,坡面变形主要为剪切裂缝与拉张裂缝。新生滑坡边界在路堑以上部分几乎完全追踪了古滑坡,东西两侧出现了明显剪切裂缝。在设计路

收稿日期: 2023-12-19

作者简介: 宋朝辉(1999—),男,河南许昌人,硕士研究生,研究方向为地质工程;李鹏举(1998—),男,河南周口人,硕士研究生,研究方向为地质工程;张艺滢(1999—),女,江苏徐州人,硕士研究生,研究方向为岩土工程。

线中线南侧约 1.5 m 处产生了地面隆起,隆起高度约 5 cm 左右。由于前缘牵引,边坡逐级失稳,拉张裂缝呈多级展布,宽度最大达 40 cm。滑坡持续发展过程中,截水沟发生了严重的错断,错距在竖直方向约 1.3 m,水平方向达 2 m。滑坡形成后,后缘滑坡壁及滑坡界限明显,滑坡壁错台高度达 1 m 左右。

1.2 边坡工程地质条件

原地貌处于南岭东段山脉的剥蚀丘陵麓坡地带,下临武水河河床(侵蚀岸)。边坡处在两丘峰夹持的山麓斜坡北坡间,此段丘陵山脉近东西向,丘峰呈近椭圆形,两丘陵峰顶高程分别为 348.5 m(西)与 337 m(东),丘陵坡脚高程约 255 m,整体形态略呈舌状突出,由山顶至山脚距离约 250 m。丘陵山坡总体呈前缓后陡趋势,丘顶段约 $35^{\circ}\sim 50^{\circ}$,其下突变至 20° 左右,再下为宽阔的缓坡地带,坡度仅有 10° 左右,坡上植被稀少,杂草相对茂盛。根据现场调查及工程地质勘查资料,研究区内存在古滑坡痕迹,大致范围为丘陵陡坡以下至武水河岸边的舌状突出丘坡区域。推测该古滑坡年代较久远,浅表形态自然埋没,前缘因靠近武水河畔及人类活动区域,微地貌特征不明显,但宏观形态仍可推断。

该区域岩层主要为二叠系龙潭组煤系地层,下伏不整合石炭系石磴子组碳酸盐岩,如图 1 所示。主要为强风化砂质页岩、炭泥质页岩含薄层硅钙质岩夹层与煤线夹层、灰岩,岩层表面经风化剥蚀及坡面水流搬运,形成第四系坡残积含砾粉质黏土层。古滑坡的发生,滑移搬运了前述部分原位岩土,并再次堆积,该部分岩土体的时代成因转变为第四系全新世滑坡堆积物。

边坡地表水仅有降雨时的暂时性坡面水流。

地下水主要为基岩裂隙水,贮存在炭泥质页岩层中,由于该层内生裂隙发育,渗透性较好,地下水在其中渗透较快。

2 滑坡成因分析

边坡具有非常明显的滑坡地貌形态特征以及由滑坡造成的抗滑结构显著破坏现象,属于高速公路路堑边坡开挖导致的牵引式滑坡。通过对整个边坡区域进行工程地质勘探,以及对物探、钻探等勘探结果进行更加深入的分析,表明该区域具有存在古滑坡与新生滑坡两期次滑坡的特点。由路堑挖方形成的新滑坡主要位于 K175+380~515 范围段,其西侧侧向牵引变形裂缝区已延伸至 K175+365 区段,其在路堑边坡以上的部分基本完全追踪了古滑坡。

2.1 不良地质条件

新生滑坡处在丘坡的凹坡地带,大气降水形成的坡面流易向凹底汇聚。中部斜坡坡度较缓,流速较低,地表水更易渗入坡体,增大坡体岩土体重量,相应增大下滑分力。同时降雨入渗将软化岩土体,相应降低其抗剪强度,入渗的降雨也将软化滑面,相应减损部分抗滑力。

边坡主要地层为炭泥质页岩、含砾粉质黏土,上述各地层的总体厚度大。其中的炭泥质页岩风化程度不高,但该岩层本身属极软岩,其原状强度与坚硬土相仿,但结构的抗扰动性,甚至不如均质坚硬土层。该地层呈脆性易折的鳞片状、针条状炭质与黏土矿物混合或间夹的极薄片状层状构造,富含有机成分与亲水矿物,内生的微裂隙密集,具较好的渗透性,吸水后易软化和崩解。

该地层成岩后,受构造挤压强烈,岩层中褶曲

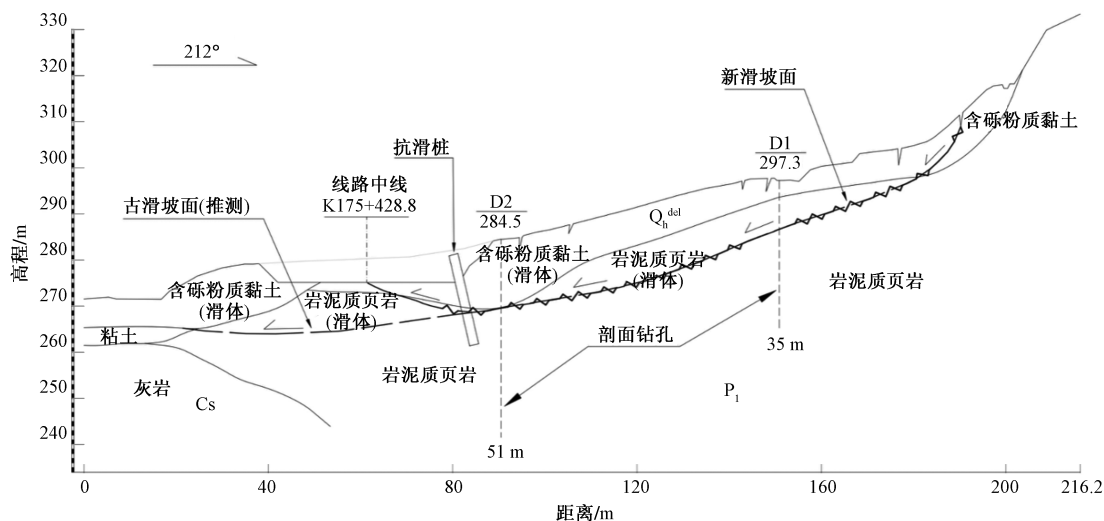


图 1 边坡工程地质剖面

揉皱变形普遍发育,并形成众多的挤压破碎软弱面或带(图2),该滑坡的滑面即沿地层中鳞片状破碎软弱面发展贯通形成。

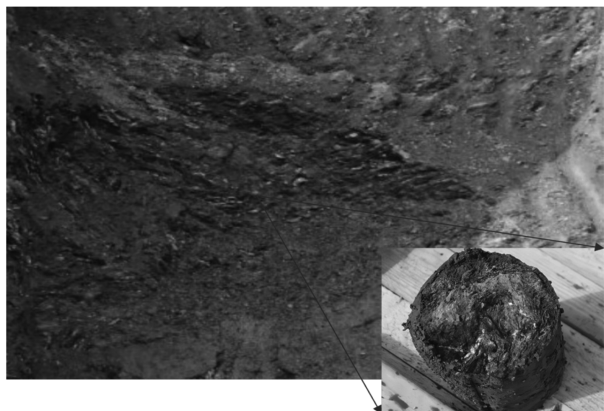


图2 边坡中的炭泥质页岩

2.2 古滑坡的存在

边坡中有诸多古滑坡痕迹(图3)。古滑坡发生后,滑坡的各边界要素形成,在斜坡中形成了贯通的滑坡破碎面。古滑坡滑移时,因其内部滑移程度与速度不可能完全一致,形成了诸多的坡面、坡内裂缝与裂隙,虽然古滑坡后期其稳定性逐渐达到新的平衡,但上述裂隙、软弱面等仍然残留在坡体内,不会很快自然修复,这些裂隙、软弱面的残留是产生新滑坡的敏感因素,若外部应力条件改变,很容易导致古滑坡在新的边界条件格局下的复活。

由工程地质勘查场地古滑坡的边界特征显示,岩性界面成为其最主要的,也是最终的后缘拉张界线,滑动面则主要由炭泥质页岩中切层产生,现实的存在是对前述分析的反向印证。



图3 古滑坡擦痕

2.3 路堑边坡开挖

K175+300~600段高速公路路线位于山体的古滑坡中前缘,右侧路堑边坡开挖将古滑坡截切,边坡坡脚已接近滑带深度,造成临空面上古滑坡的

主滑段部分前缘临空,诱发了其在路堑边坡以上部分的复活,从而形成新生滑坡。

新生滑坡从发生到发展的过程急剧快速,正因为边坡的开挖,导致已存在的古滑坡边界条件恶化,对路堑边坡的稳定相当不利。新生滑坡除小里程端后缘未达到古滑坡对应顶缘、前缘反翘未追踪古滑坡的滑面外,在路堑边坡以上部分基本完全追踪和复活了其全部的空间边界,其滑带由高速公路路基中轴线附近反翘剪出。

边坡的不良工程地质条件与坡体中形成的贯穿性潜在滑动面、岩体软弱结构面发育、不良水文地质条件、地形的不利,尤其是古滑坡的存在共同构成了新生滑坡产生的内因;路堑边坡在古滑坡体不适当的位置形成临空面,斜坡的下滑力与抗滑能力平衡被打破,是新生滑坡产生的最主要外因。内因外因共同作用,导致该滑坡的发生,从最主要诱因进行定义,该新生滑坡属于工程滑坡。

3 边坡稳定性数值分析

在边坡稳定性评价中,数值模拟是常用的分析方法之一^[13]。FLAC3D软件能够较好地模拟岩土体的三维力学行为,组成模型的单元网格可产生变形,其能够准确反映材料的屈服状态,适合模拟边坡失稳问题,故采用FLAC3D软件来分析该边坡的整体稳定性。该软件采用了三维连续介质快速拉格朗日差分法,将显式的拉格朗日算法和混合-离散分区技术相结合,其是一款能够对土、岩石等材料的受力特性及塑性流动进行详细分析的三维数值仿真软件^[14]。

3.1 边坡模型建立

结合现场勘查的地形、工程地质和钻孔等数据,选取边坡主剖面为计算剖面,利用Rhino软件建立该边坡的计算剖面模型,并导入FLAC3D软件。根据物理力学性质指标将该边坡地层分为7个部分。在数值模型中,对各地层赋予对应的物理力学参数。

设定该边坡模型沿高程增大的方向为 z 轴正方向, x 轴方向为平面内垂直 z 轴方向,沿边坡外方向为 y 轴负向,根据边坡实际大小,数值模型沿 x 、 y 、 z 方向的长度分别为216.2 m、5 m、103.4 m。模型 $x=0$ m与 $x=216.2$ m边界固定 x 方向位移进行约束, $y=0$ m与 $y=5$ m边界固定 y 方向位移进行约束,底部边界固定水平与垂直位移进行约束,坡面为自由边界。模型重力荷载大小设置为 $g=10$ m/s²,施加方向竖直向下。边坡采用Mohr-Coulomb本构模型求解,各层岩土体物理力学参数赋值如表1所示。

表 1 计算模型各地层物理力学参数

地层	密度(ρ)/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	体积模量(K)/MPa	剪切模量(G)/MPa	黏聚力(C)/kPa	内摩擦角(φ)/($^{\circ}$)
黏土	1 550	2. 2	1	2	18. 0
含砾粉质黏土	1 960	4. 2	1. 9	25	17. 0
含砾粉质黏土(滑体)	1 920	4. 2	1. 9	20	15. 0
炭泥质页岩	2 060	3 110	1 600	33	21. 7
炭泥质页岩(滑体)	2 040	3 110	1 600	12	20. 0
灰岩	2 500	23 000	11 000	12 200	52. 5
滑带	2 020	2 880	1 220	9	10. 5

3.2 各施工阶段模拟

根据现场勘察及钻孔、物探资料,边坡在开挖前即存在古滑坡带,故建模时单独建立该层,并单独赋值。为了更好地模拟边坡开挖失稳的过程,建立数值模型后,分别进行①边坡开挖前、②边坡开挖后、③成桩三个施工阶段的数值计算,并分别求其解安全系数,以表示不同阶段边坡的稳定性。

3.3 计算结果分析

数值计算三个施工阶段下的最大剪应变增量,并给出其计算结果云图(图 4)。分析结果如下。

在工况①下,边坡上半部分受潜在的古滑坡面影响而产生了一定的位移,滑带自滑坡后缘开始沿着古滑带向前缘延伸,至滑体最低处,由于前缘阻滑段的作用,并未贯通。此时边坡的安全系数为 1.027,边坡相对稳定,但接近临滑状态。

在工况②下,由于高速公路建设坡脚开挖,部分阻滑体消失,滑面贯通,新滑坡形成,整个滑体沿滑面向下滑动,产生较大位移,最大剪应变增量显示滑带基本沿着古滑坡带在坡体前缘剪出。此时边坡的安全系数为 $0.896 < 1$,边坡失稳。

在工况③下,为了维持边坡的稳定,在坡脚处进行了抗滑桩排桩的工程措施,为了边坡的长期稳定,桩体养护完成后,将桩间及桩后土体开挖准备建立桩板墙,但此时坡脚失去支撑,在滑体下滑力的作用下,滑坡再度发展。最大剪应变增量云图显示,由于坡脚桩体起到抗滑作用,滑带并未贯通,但根据《公路路基设计规范》(JTGD30—2015)中的规定,正常工况下高速公路、一级公路边坡的稳定性系数宜采用 $1.20 \sim 1.30$ ^[15],此时边坡的安全系数为 1.027,与工况②相比有所提高,达到了开挖之前的状态,但不符合规范要求,边坡不稳定。

3.4 改进治理措施数值计算

根据《公路路基设计规范》(JTGD30—2015)的规定,针对部分抗滑桩出现明显位移、倾覆的现状,重新设计边坡抗滑措施,保证高速公路的正常使用。现设计方案如下。

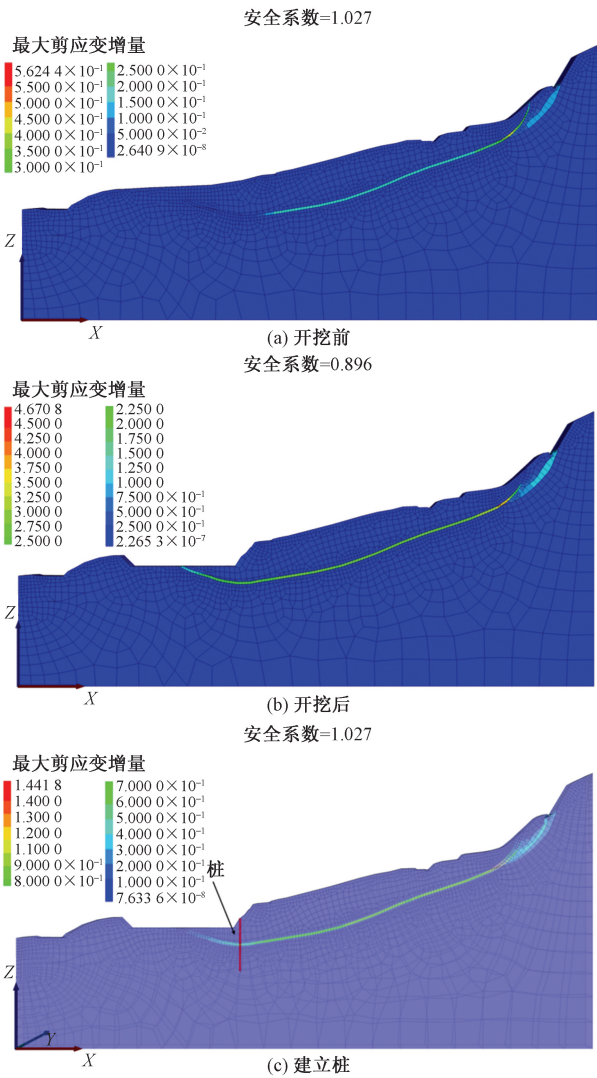


图 4 各施工阶段最大剪应变增量云图

- (1)滑坡后缘部分卸载。由于新生滑坡后缘已基本完全追踪古滑坡边界,在滑坡周界以外,继续扩大发展的可能性比较低。且周界以外的岩土边坡稳定条件明显较滑坡区域要好,因此基本上无继续外扩发展的可能。
- (2)将路堑边坡进行削坡,并设为两级坡,平台宽度设为 8 m,以增加边坡的稳定性。
- (3)抗滑桩改为纵向双排桩,桩顶采用冠梁刚性连接,抗滑桩仍然选用机械成桩的方式。该种结

构属于“门架结构”体系,其抗滑能力并非简单的两排桩抗滑叠加,而是一种具有更好的抗弯、抗剪、抗倾及发挥一定桩间土能力的复合结构。桩长 20 m,桩径 2 m,纵向桩间距为 6 m,横向桩间距为 4 m,在滑坡后缘侧抗滑桩桩顶设置预应力锚索,角度为 25°,根据建筑边坡工程技术规范(GB 50330—2013)^[16]以及剩余下滑力计算,设计锚固段为 10 m,预应力 912.5 kN。

各抗滑结构在数值模型中采用结构单元进行计算,其布置位置如图 5 所示,各部分参数如表 2 所示。

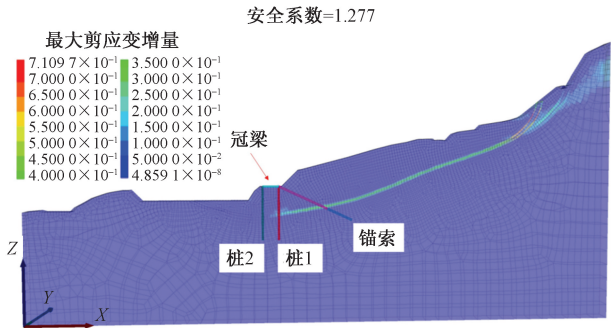


图 5 改进后最大剪应变增量云图

表 2 各结构单元参数

变量	杨氏模量(E)/MPa	泊松比(ν)	横截面积(A)/m ²	灌浆刚度(k)/(N·m ⁻¹)	灌浆黏聚力(C)/kPa	预应力(F)/N
桩	8.0×10 ⁷	0.3	3.14	—	—	—
冠梁	4.0×10 ⁶	0.3	0.81	—	—	—
锚索	2.1×10 ⁴	—	0.010 2	4.0×10 ⁹	2.0×10 ⁷	9.125×10 ⁵

根据数值计算结果可知,双排桩加冠梁、锚索的结构起到了明显的抗滑作用,有效阻止了滑坡的进一步发展。其边坡安全系数达到了 1.277,符合《公路路基设计规范》(JTGD30—2015)中的设计要求,边坡稳定。

4 结论

(1)高速公路路堑切坡诱发古滑坡的部分复活。新生滑坡的前缘浅于古滑坡滑面剪出形成反翘,主滑段在高速公路中线位置剪出。

(2)边坡失稳过程为临界稳定状态—坡脚开挖—蠕滑变形—前缘失稳—后缘张拉裂缝—滑带贯通—边坡失稳。

(3)在设计抗滑结构时没有周全地考虑在该边坡地层特点下的抗滑效果,嵌岩深度不够,且开挖悬臂桩桩间、桩后土的施工方式不合理,导致滑坡再度快速发展。滑坡后缘进行部分卸载,路堑边坡设为两级坡,采用纵向双排桩,桩顶冠梁刚性连接,在后排抗滑桩桩顶设置预应力锚索。数值计算结果表明边坡安全系数符合规范设计要求,边坡趋于稳定。

参考文献

[1] 彭浩然,廖小平. 广东某高速公路路堑边坡滑坡灾变过程及工程对策[J]. 公路, 2023, 68(3): 1-7.

[2] MARKO K, TIIT H, PEETER T, et al. Analysis of a retrogressive landslide in glaciolacustrine varved clay[J]. Engineering Geology, 2010, 116(1/2): 109-116.

[3] 林轩,张枝华,黄波林,等. 顺层岩质滑坡防治方案研究——以重庆市石柱县龙井滑坡为例[J]. 科学技术与工

程, 2023, 23(18): 7935-7944.

[4] 张卢明,周勇,岳建国. 飞凤山低中放固体废物处置场高边坡滑坡成因及整治措施[J]. 科学技术与工程, 2020, 20(3): 942-949.

[5] PRADHAN S P, SIDDIQUE T. Stability assessment of landslide-prone road cut rock slopes in Himalayan terrain: a finite element method based approach[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2020, 12(1): 59-73.

[6] 张伟,李恒,徐利军,等. 地震作用下库区堆积层滑坡失稳机制[J]. 科学技术与工程, 2021, 21(5): 1982-1988.

[7] 刘瑞庭,巨能攀,刘恒,等. 吉牛水电站顺层岩质边坡变形体成因机制及防治效果分析[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(33): 14133-14143.

[8] 张俊文,邹烨,李玉琳. 大型多层次堆积体破坏模式及其稳定性[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(12): 2479-2489.

[9] LIAN B, PENG J, ZHAN H, et al. Formation mechanism analysis of irrigation-induced retrogressive loess landslides[J]. Catena, 2020, 195: 35-42.

[10] RICHER B, SAEIDI A, BOIVIN M, et al. Overview of retrogressive landslide risk analysis in sensitive clay slope[J]. Geosciences, 2020, 10(8): 279.

[11] ZHU X, XIE L, TANG Y, et al. Progressive formation of retrogressive landslide and the lateral length of instability[J]. Applied Sciences, 2023, 13(2): 82-90.

[12] 刘汉东,赵亚文. 边坡失稳岩体结构控制论[J]. 华北水利水电大学学报(自然科学版), 2022, 43(6): 51-59.

[13] 高相波,李丽慧,廖小辉,等. 基于逆向工程建模方法的危岩体稳定性数值模拟分析[J]. 工程地质学报, 2020, 28(3): 557-564.

[14] 高丙丽,张金厚,廖小辉,等. 山地旅游景区岩质边坡稳定性分析及其防治措施[J]. 工程地质学报, 2022, 30(4): 1316-1324.

[15] 中华人民共和国交通运输部. 公路路基设计规范 JT-GD30—2015[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2015.

[16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑边坡工程技术规范 GB50330—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.

Mechanism of Instability of Road Cutting Slopes and Its Control Measures: Taking the K175+300~600 Section of Guiwu Expressway as an Example

SONG Zhaohui^{1,2}, LI Pengju^{1,2}, ZHANG Yiyang¹

(1. College of Geosciences and Engineering, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450046, China;
2. Henan Institute of Geotechnical Engineering and Hydraulic Structures, Zhengzhou 450046, China)

Abstract: Taking the slope of the Guiwu Expressway as an example, based on on-site investigation and numerical simulation analysis, the mechanism of instability of the slope was analyzed, and improved treatment measures were proposed. The research results indicate that the slope is located on an ancient landslide, and the slope body is extremely soft rock. The excavation of the road cut slope forms a free face, with the front edge yielding and gradually developing towards the back edge, inducing instability. The initial antislip structure is not deeply embedded in the rock, and some antislip piles overturned. So the slope is set as a two-level slope and reinforced with a combination of double row piles, crown beams, and prestressed anchor cables. The safety factor of the slope is numerically calculated to be 1.277, and after treatment, the slope tended to stabilize. Research can provide certain references for similar infrastructure construction.

Keywords: cutting slope; instability mechanism; governance measures; numerical simulation; ancient landslide