

引用本文:李庶林,赵睿鸣,彭府华,等. 基于强度折减法的高陡边坡滑坡治理稳定性分析[J]. 建筑科学与工程学报,2020,37(1):120-126.
LI Shu-lin, ZHAO Rui-ming, PENG Fu-hua, et al. Stability Analysis of Treatment of High-steep Slope Landslide Based on Strength Reduction Method[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(1): 120-126.

DOI:10.19815/j.jace.2018.07090

基于强度折减法的高陡边坡滑坡治理稳定性分析

李庶林¹, 赵睿鸣¹, 彭府华², 陈东霞¹

(1. 厦门大学 建筑与土木工程学院, 福建 厦门 361005; 2. 长沙矿山研究院, 湖南 长沙 410012)

摘要:针对三道庄露天矿观礼台下方发生的高陡边坡滑坡进行了稳定性分析,并论证了滑坡治理工程的效果。在实地勘探、实验室测试的基础上得到岩土体强度参数等数据,建立原始边坡有限元模型,再加入预应力锚索、锚杆、抗滑桩、挡土墙、灌浆浇筑等支护措施,基于强度折减法建立治理后边坡有限元模型,得出数值模拟结果。对比分析了边坡滑坡处理前后安全系数、塑性应变、位移、构件内力。结果表明:原始边坡安全系数为1.175,应变主要集中于边坡外部碎石、块石松散堆积体与内部中风化片岩交界处,滑移带位置浅;边坡较易发生局部破坏,整体性及稳定性差;经治理加固后,预应力锚索、抗滑桩等支护结构充分发挥加固作用,将外部松散堆积体与内部中风化片岩有效固定在一起;边坡整体性提升,安全系数上升至1.452,边坡滑移带整体位置由浅入深,主要位于中风化片岩内,破坏类型转变为不易发生的整体破坏;三道庄露天矿边坡下方高陡边坡治理工程效果良好,边坡稳定性得到显著改善。

关键词:露天矿;高陡边坡;稳定性分析;滑坡治理;强度折减法;数值模拟

中图分类号:TU413

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2020)01-0120-07

Stability Analysis of Treatment of High-steep Slope Landslide Based on Strength Reduction Method

LI Shu-lin¹, ZHAO Rui-ming¹, PENG Fu-hua², CHEN Dong-xia¹

(1. School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, Fujian, China;

2. Changsha Institute of Mining Research, Changsha 410012, Hunan, China)

Abstract: The stability of the high-steep slope landslide under the observation platform of Sandaozhuang open-pit was analyzed, and the effect of the landslide treatment project was demonstrated. On the basis of field exploration and laboratory test, the strength parameters of rock and soil were obtained, and the original finite element model of slope was established. Then based on the strength reduction method, the supporting measures such as prestressed anchor cable, anchor bolt, anti-slide pile, retaining wall and grouting were added to establish the finite element model of the slope after treatment, and the numerical simulation results were obtained. The results of slope safety factor, plastic strain, displacement and internal force of components before and after landside treatment were compared and analyzed. The results show that the safety factor of the original slope is 1.175, and the strain is mainly concentrated at the junction of the

收稿日期:2019-04-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51674218)

作者简介:李庶林(1963-),男,江西九江人,教授,工学博士,E-mail:shulin.li@163.com。

gravel outside the slope, the loose accumulation of block stone and the moderately weathered schist inside, and the slip zone is shallow. The slope is easy to be damaged locally, with poor integrity and stability. After treatment and reinforcement, the prestressed anchor cable, anti-slide pile and other supporting structures give full play to the reinforcement effect, and effectively fix the external loose accumulation body and the internal moderately weathered schist together. The slope integrity is improved, the safety factor is increased to 1.452, the overall position of the slope slip zone is from shallow to deep, mainly located in the moderately weathered schist, and the failure type is changed into the overall failure that is not easy to occur. The high-steep slope under the slope of Sandaozhuang open-pit has achieved good results, and the slope stability has been significantly improved.

Key words: open-pit; high-steep slope; stability analysis; landslide treat; strength reduction method; numerical simulation

0 引 言

近年来,一些大型露天矿出现了许多高于 300 m、坡度角达到 45° 以上的边坡,如南芬露天铁矿边坡达到了 $46^\circ\sim 54^\circ$ 。据估算,大型露天矿边坡每加陡 1° ,可减少剥离费用 2 000 万~3 000 万美元^[1]。在降低成本、提高收益的同时,高陡边坡也在严重威胁着露天矿的生产安全。据统计,滑坡占中国地质灾害总数的 10%,仅次于地面塌陷与地裂缝^[2]。20 世纪 90 年代抚顺西露天矿北帮边坡大规模倾倒滑移变形,严重影响地面工业、民用建筑的安全,国家投入几亿资金开展大规模滑坡治理^[3]。同时,另一些露天矿每年花费数千万甚至上亿的经费用于边坡维护与加固治理,使得露天矿高陡边坡的设计、稳定分析、治理、加固等成为相当重要而复杂的工程项目。

在对边坡进行稳定性分析的方法中,强度折减法随着计算机技术的发展而兴起。1975 年,Zienkiewicz 等^[4]在研究土力学相关性流动法则与非相关性流动法则中,用有限元法分析了一个均质边坡稳定性,把黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的正切值同时除以强度折减系数,使边坡刚好达到破坏状态,发现此时的强度折减系数与极限平衡法计算的安全系数非常接近。由于受当时计算机运算能力的限制,这种方法并没有引起很大关注。直到 1992 年,Matsui 等^[5]采用 Zienkiewicz 等^[4]的方法分析了多个边坡的稳定性,并把该方法正式命名为强度折减技术,从物理意义出发,讨论了临界强度折减系数与传统边坡稳定分析方法安全系数的关系。极大推动了强度折减的有限元边坡稳定分析方法的发展,在此之后,Griffiths 等^[6-7]不断在该领域进行更加深入的研究。赵尚毅等^[8-12]的工作掀起该领域的研究热潮,唐芬

等^[13]认为边坡的破坏是一个渐进积累破坏的过程,提出了双折减系数法,Bai 等^[14]认为采用 2 个折减系数时,可能的折减路径有无穷多个,如何确定双参数的折减路径是不清楚的。此外,杨光华等^[15-17]从不同角度对强度折减法进行了研究。

与传统的极限平衡法相比,强度折减法更有优势,能考虑边坡体的应力、本构关系、变形、开挖和支护结构的作用效应等。由于各种因素,现在工程中遇到的大部分边坡无法确定其准确的滑移面。强度折减法在计算时不需任何假定,能自动求得任意形状的临界滑动面及相对应的最小安全系数,且适用于具有复杂地貌、地质的边坡,能够很好解决这一难点。同时,强度折减法还可以反映坡体失稳及塑性区的开展过程,能够模拟土体与支护结构的共同作用,能够为工程治理提供更准确的理论依据。随着计算机技术的发展,强度折减法也在不断进行改进,适用工程范围将更加广阔,能够更准确可靠地模拟更多工程。

综上所述,强度折减法具有相当多的优点和可靠性,本文将强度折减法运用到工程实际中,对河南洛钼集团三道庄露天矿南帮高陡边坡滑坡治理进行稳定性分析研究。

1 工程概况

1.1 工程背景

洛阳栾川钼业集团股份有限公司三道庄露天矿是中国特大型露天矿山,位于河南省栾川县城北西 20 km 处。近年来年采剥总量超过 3 000 万吨,设计露天最低开采标高为 1 072 m,最大开采深度为 486 m。目前矿山局部已形成最终边坡,当前最低开采水平为 1 258 m,最大边坡高度超过 300 m。

2016 年 11 月该边坡 1 498~1 550 m 区域边坡发生局部滑坡,严重威胁下部台阶开采作业人员和设备的安全。为此三道庄露天矿专门立项对该区域滑坡进行工程治理,为安全生产提供保障。

1.2 滑坡现场地质情况

观礼台下方滑坡位于矿区观礼台下部北侧边坡,地貌为中低山,整体地形坡脚一般为 30°~40°,局部可达 50°左右。滑坡前缘标高为 1 474 m,后缘标高为 1 556 m,滑坡变形区平面形态总体上略呈倒梯形,为纵长式滑坡,地势总体南高北低。横向平均宽度为 70 m,纵向平均长度为 120 m,面积约为 8 099 m²,滑体平均厚度约为 15 m,体积约为 1 263.6 m³。总体形态为前缘碎石土斜坡、后缘顶部为人工填土堆载,滑坡区为一略低洼的负地形。

滑坡变形特征明显,早期主要为崩坡积块石土、碎石土堆积于斜坡,由于矿坑内侧边坡开挖形成较高的临空面使得前缘垮塌,在顶部堆载、地下水和破碎带的作用下,导致后缘逐级滑动,目前已经发生严重失稳破坏。根据变形迹象(裂缝展布)及钻探揭露滑床顶面变化情况,综合确定该滑坡主要滑动趋势方向与水平方向夹角为 6°。

根据《滑坡防治工程勘查规范》(GB/T 32864—2016)规定:该滑坡为中型中层滑坡,主要表现为整体变形、多级滑动,其破坏模式主要有下部牵引、上部推移。图 1 为边坡剖面。

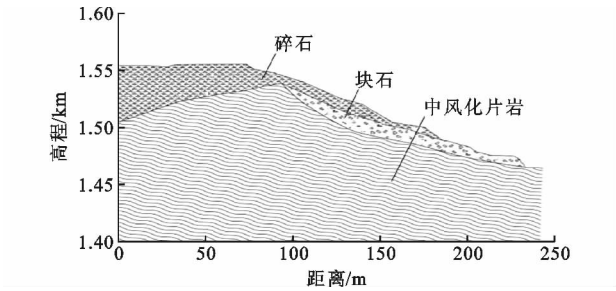


图 1 边坡剖面
Fig. 1 Slope Profile

1.3 岩土体参数取值

岩土体物理力学参数是影响坡体稳定性评价的重要因素。结合现场勘查、工程经验及规范等综合考虑,最后选取岩土体力学参数,如表 1 所示。

3 种岩土体均采用各向同性-莫尔-库仑本构类型,且为 2D 维度的平面应变属性类型。

1.4 边坡防护技术措施

边坡具体加固措施包含清除滑移体、削坡、混凝土挡土墙、抗滑桩、预应力锚索等(图 2)。根据工程经验、规范、现场情况等综合考虑,选取支护结构力

表 1 岩土体参数
Tab. 1 Parameters of Rock and Soil

介质	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	重度 $\rho/$ (kN · m ⁻³)	黏聚力 c/kPa	内摩擦 角 $\varphi/(^{\circ})$
碎石堆积体	0.623	0.40	20.85	11.21	29.34
块石堆积体	0.987	0.33	21.95	9.48	33.40
片岩	7.443	0.30	25.80	250.00	38.00

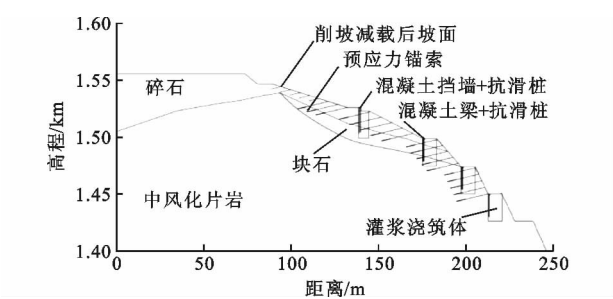


图 2 边坡治理支护结构设计剖面
Fig. 2 Design Section of Slope Treatment
Support Structure

学参数。

1 546~1 522 m 高程边坡削坡至整体坡度 33°, 1 522~1 426 m 高程边坡清除滑移体至原本矿山设计,最终边坡角为 50.19°,终了台阶坡面角为 75°,终了并段台阶高度为 24 m,清扫运输平台宽度为 10.5 m。

1 522 m 高程挡土墙采用的是混凝土结构,断面为 3 m×1.5 m。1 498,1 474,1 450 m 高程平台修建混凝土梁,截面尺寸为 1.2 m×1.0 m,均采用 C20 混凝土浇筑。挡土墙两端延伸到滑坡区域外的基岩中,用以支挡破碎带岩体潜在滑动,起稳定边坡的作用。施工完成后采用削坡产生的土体对挡土墙后方进行回填压实,回填土材料参数与碎石堆积体一致。

挡土墙内间隔 3 m 布置抗滑桩,孔桩长 20 m,直径 130 mm,孔桩内配钢筋笼,M30 水泥砂浆灌注。抗滑桩接触界面参数设置为:法向刚度模量为 600 MN · m⁻³,剪切刚度模量为 60 MPa,黏聚力为 32 kPa,内摩擦角为 30°。

同时,在 1 498,1 474,1 450 m 高程平台混凝土梁内部同样间隔 3 m 布置抗滑桩,孔桩长 27 m,抗滑桩及抗滑桩接触界面与 1 522 m 高程平台相同。

在 1 546~1 533 m 高程区域布置锚杆,长 6 m,钻孔直径为 90 mm,间隔 6 m,采用 ϕ 25 钢筋,钻孔全长采用 M30 水泥砂浆灌注。

在 1 533~1 450 m 高程区域布置预应力锚索,锚索长 20 m,孔径为 130 mm,锚索间隔 6 m,预应

力为 200 kN,锚索采用 6 根 $\phi 15.2$ 钢绞线,锚固段长 5 m。自由段采用无黏结钢绞线,锚索全长注浆,间距 6 m,水平夹角为 20° 。采用钻机程控,孔径为 130 mm,钻孔长度比设计长度长 500 mm。采用 6 根抗拉强度 $f=1\,860\text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}$ 的 $\phi 15.2$ 钢绞线。

在 1 522,1 498,1 474,1 450 m 高程平台进行灌浆浇筑,形成深 24 m 的灌浆浇筑体。

结合网上资料、现场采集、工程经验等综合考虑,混凝土梁及预应力锚索等支护构件作为理想弹性体不需确定黏聚力 c 及内摩擦角 φ ,最终各支护结构材料参数如表 2,3 所示。

表 2 支护结构材料参数

Tab. 2 Material Parameters of Support Structure					
结构	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	重度 $\rho/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\circ)$
挡土墙及混凝土梁	27.000	0.25	23.0		
抗滑桩	30.000	0.25	23.5		
锚杆	196.000	0.28	78.5		
预应力锚索	196.000	0.28	78.5		
碎石灌浆浇筑体	0.086	0.30	21.0	20	36
块石灌浆浇筑体	0.112	0.30	24.0	25	38
片岩灌浆浇筑体	0.863	0.30	28.0	400	40

表 3 模型中支护结构本构及属性类型

Tab. 3 Constitution and Attribute Types of Support Structure in Model			
结构	材料类型	维度	属性类型
挡土墙及混凝土梁	各向同性-弹性	2D	平面应变
抗滑桩	各向同性-弹性	1D	植入式桁架
锚杆	各向同性-弹性	1D	植入式桁架
预应力锚索	各向同性-弹性	1D	植入式桁架
碎石灌浆浇筑体	各向同性-莫尔-库仑本构	2D	平面应变
块石灌浆浇筑体	各向同性-莫尔-库仑本构	2D	平面应变
片岩灌浆浇筑体	各向同性-莫尔-库仑本构	2D	平面应变

2 强度折减法

采用有限元强度折减法对边坡进行模拟分析。在强度折减法中,安全系数定义为使边坡刚好达到临界破坏状态时,对强度参数进行折减的程度。依据莫尔-库仑准则[式(1)]可知,影响边坡稳定性的强度参数为黏聚力和内摩擦角。

$$\tau_f=c+\sigma\tan(\varphi)\tag{1}$$

式中: τ_f 为滑移面上的破坏剪应力; σ 为岩土体所受正应力。

将坡体原始黏聚力和内摩擦角同时除以同一折减系数 K [式(2)],在图 3 中表现为包络线接近莫尔

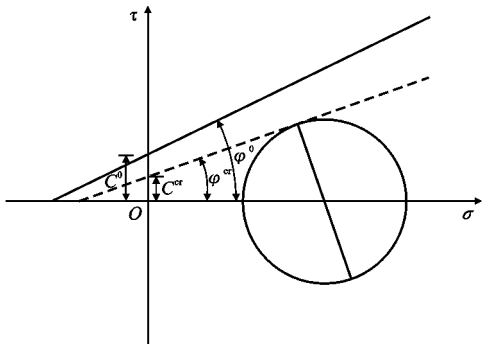


图 3 莫尔-库仑准则描述下的强度折减法
Fig. 3 Strength Reduction Method Described by Mohr-Coulomb Criterion

圆。然后进行数值分析,通过不断增大 K ,反复分析直至边坡达到临界破坏状态,即包络线与莫尔圆相切。

$$\tau_f=\frac{c^0}{K}+\sigma\frac{\tan(\varphi^0)}{K}\tag{2}$$

式中: c^0 为初始黏聚力; φ^0 为初始内摩擦角。

由于边坡处于临界状态,所对应的安全系数为 1,可得原始边坡对应的安全系数 F 为

$$F=\frac{K}{K^{cr}}=\frac{c^0}{c^{cr}}=\frac{\tan(\varphi)}{\tan(\varphi^{cr})}\tag{3}$$

式中: c^{cr} 为临界状态黏聚力; φ^{cr} 为临界状态内摩擦角; K^{cr} 为临界状态折减系数。

强度折减法是对整个边坡岩土体的折减,认为边坡达到临界失稳状态时,对应的折减系数为安全系数。对应的临界滑动面为边坡的真实滑动面,无须事先假定滑动面位置,还可以考虑土坡的渐进破坏等优点。

由强度折减法判断临界变形破坏主要有 3 个判据:①坡顶点竖直方向及坡脚点水平方向的位移是否突变;②广义塑性应变从坡顶至坡脚是否贯通;③有限元计算是否收敛。本文采用第 3 种判据进行临界变形破坏判断。

3 工程算例

根据三道庄露天矿现场的边坡地质条件以及坡体结构特征,选取代表性地质剖面建立二维有限元模型。采用四边形网格类型,循环网格划分法进行网格划分,并在模型上选取用于后续分析的特征点。治理前边坡网格模型及特征点如图 4 所示,治理后边坡网格模型及特征点如图 5 所示。

依据坡脚到左边界距离为 1.5 倍坡高,坡顶到右边界距离为 2.5 倍坡高,模型整体高度为 2 倍坡

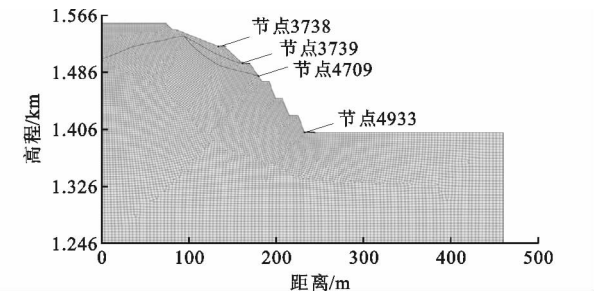


图 4 治理前边坡有限元模型

Fig. 4 Finite Element Model of Slope Before Treatment

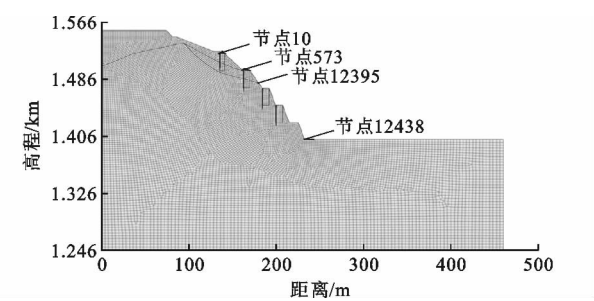


图 5 治理后边坡有限元模型

Fig. 5 Finite Element Model of Slope After Treatment

高的原则设立模型尺寸。最终确定宽度为 460 m, 左端边界高度为 308 m, 右端边界高度为 155 m。

网格尺寸斜坡上划分为 2 m, 底部及右端边界为 4 m, 含部分过渡段。

根据模型和实际地质条件确定边界条件为: 模型的左右边界施加水平约束, 即模型水平边界水平位移为 0; 底部固定约束, 即底部边界水平、垂直位移为 0; 模型顶部及边坡部位为自由边界。

荷载为垂直向下方向的自重应力。计算收敛标准为: 内力标准 0.01 N, 初始稳定系数选择 1.0, 折减系数增量选择 0.1。

图 6, 7 分别为治理前后边坡塑性应变, 图 8, 9 分别为治理前后边坡位移。图中的深色区域即为塑性应变集中和发生位移区域, 颜色越深, 应变或位移越大。取治理前特征点位移值及塑性应变值作为治理前数据与治理后数据进行比较, 结果如表 4, 5 所示。

结合分析得出采取治理措施前边坡安全系数为 1.175, 治理后为 1.452。由特征点结果和图 6 分析可知, 加固前塑性应变及位移变形在碎石出露点及块石出露点处集中。最下方边坡坡脚处特征点 4933 塑性应变和位移远小于特征点 3739, 4709。同时, 塑性应变区沿碎石层、块石层及片岩交界面分布, 形成局部塑性应变集中带。由图 8 可知, 位移变形同样集中于 1 522~1 498 m 高程边坡及块石堆

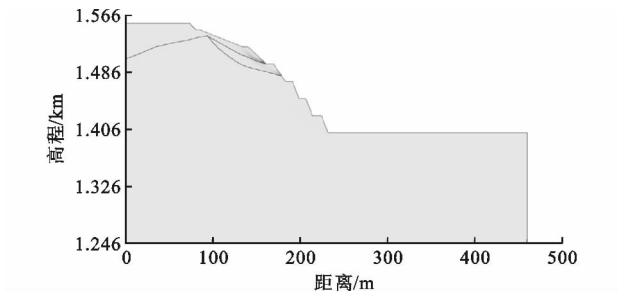


图 6 治理前边坡塑性应变

Fig. 6 Plastic Strain of Slope Before Treatment

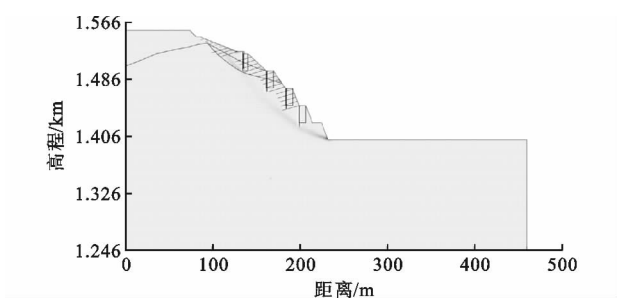


图 7 治理后边坡塑性应变

Fig. 7 Plastic Strain of Slope After Treatment

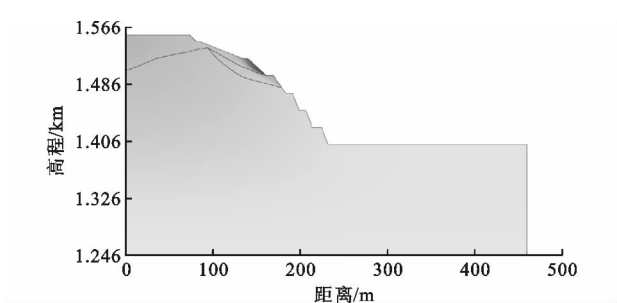


图 8 治理前边坡位移

Fig. 8 Displacement of Slope Before Treatment

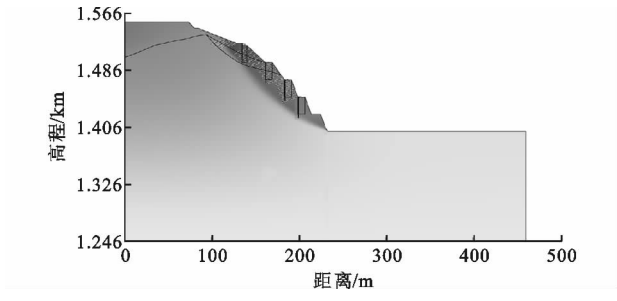


图 9 治理后边坡位移

Fig. 9 Displacement of Slope After Treatment

积体处边坡。治理前边坡较易发生沿碎石层、块石层、片岩交界面滑动的滑移破坏, 符合下部迁移、上部推移的判断。

根据治理后特征点结果可知, 位于边坡最下方坡脚处特征点 12438 的塑性应变大于碎石出露点特征点 573 和块石出露点特征点 12395。根据图 7, 9

表 4 治理前边坡特征点塑性应变和位移

Tab. 4 Plastic Strain and Displacement of Characteristic Points of Slope Before Treatment

节点	塑性应变	位移/m	位置
3738	0.007 5	0.162	挡土墙后方坡脚
3739	0.019 8	0.139	碎石出露点
4709	0.014 5	0.077	块石出露点
4933	0.001 6	0.047	最下方边坡坡脚

表 5 治理后边坡典型节点位移和塑性应变

Tab. 5 Plastic Strain and Displacement of Characteristic Points of Slope After Treatment

节点	塑性应变	位移/m	位置
10	0.000 1	0.156	挡土墙后方坡脚
573	0.002 0	0.138	碎石出露点
12395	0.002 5	0.127	块石出露点
12438	0.011 8	0.045	最下方边坡坡脚

可知,治理后塑性应变不再局限于碎石堆积体和块石堆积体处,在边坡内部大范围分布,位置较治理前更加深入边坡内部。在块石堆积体内部有部分集中带,其属于大集中带的一部分,并未沿界面延伸至边坡外部。同时,从图 9 可知,边坡位移为整体位移,沿片岩深部滑移面滑动,不存在集中于不同岩体交界面等情况。

1498 平台抗滑桩弯矩集中于中部块石堆积体与片岩相交处,以及下部灌浆浇筑体与片岩相交处,平台内侧抗滑桩受弯矩作用情况如图 10 所示。块石与片岩相交处弯矩在抗滑桩右侧,最大数值为 0.273 4 kN·m。块石堆积体下部存在较大沿交界面滑动的应力,而抗滑桩有效阻挡了块石堆积体沿交界面向下滑动的趋势。

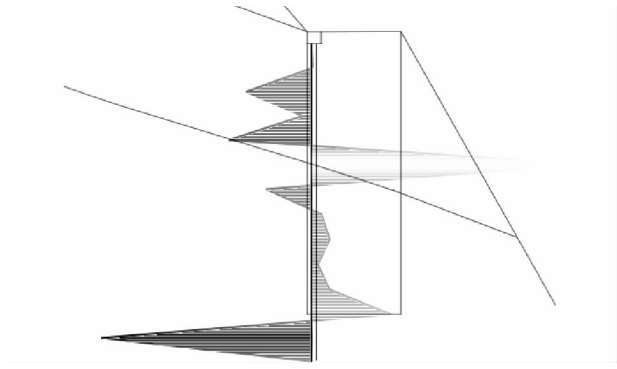


图 10 1 498 m 高程平台内侧抗滑桩弯矩
Fig. 10 Bending Moment of Anti-slide Pile Inside 1 498 m Elevation Platform

1 498 m 平台下方预应力锚索锚固段位于块石堆积体与片岩交界处,平台下方预应力锚索受轴力作用情况如图 11 所示。最大轴力为 567.279 kN,

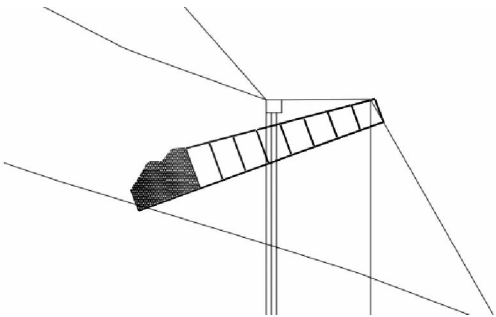


图 11 1 498 m 高程平台下方预应力锚索轴力
Fig. 11 Axial Force of Prestressed Anchor Cable Under 1 498 m Elevation Platform

使块石堆积体内塑性滑移区向边坡内部转移,减少块石等松散堆积体对边坡造成的不利影响,发生局部破坏的可能性变小。

综上,支护结构将碎石堆积体和片岩堆积体等不稳定岩土体牢牢嵌固在强度较高的片岩层上,使得治理后边坡塑性应变分布较为均匀,更深入边坡内部,沿块石堆积体和片岩交界面滑移破坏的可能性降低,安全系数大幅提高。

4 结 语

(1)通过有限元强度折减法能在未知滑移面的情况下有效模拟边坡应力分布及位移情况,分析出塑性分布区及滑移带位置。

(2)治理前边坡内部存在位于岩土体浅层、不同岩土体交界处的明显滑移带。采取治理措施后,碎石堆积体和块石堆积体内塑性应变集中处消失,滑移带向岩土体深处转移,边坡最大位移减小,安全系数从 1.175 提升到 1.452,加固效果明显。

(3)预应力锚索、抗滑桩等支护结构的受力情况能够反映边坡内部的应力、应变情况。预应力锚索、挡土墙、抗滑桩、灌浆浇筑体等支护措施能够有效发挥加固作用,将较易滑动的松散堆积体嵌固在强度较大的底层稳定岩体上,降低松散堆积体的不利影响,预防易发生的边坡局部滑坡,提高安全系数,对露天矿生产活动及人员财产安全具有重要意义。

参考文献:

References:
[1] 焦玉书. 金属矿山露天开采[M]. 北京:冶金工业出版社,1989.
JIAO Yu-shu. Open Pit Mining of Metal Mine[M]. Beijing:Metallurgical Industry Press,1989.
[2] 何 芳,徐友宁,乔 冈,等. 中国矿山地质灾害分布特征[J]. 地质通报,2012,31(2/3):476-485.

- HE Fang, XU You-ning, QIAO Gang, et al. Distribution Characteristics of Mine Geological Hazards in China [J]. Geological Bulletin of China, 2012, 31(2/3):476-485.
- [3] 杨天鸿,解联库,王善勇,等.抚顺西露天矿北帮边坡治理工程效果初步评价[J].岩石力学与工程学报, 2005,24(11):1841-1846.
- YANG Tian-hong, XIE Lian-ku, WANG Shan-yong, et al. Effect Evaluation of Distortion for North Project of Side Slope in Fushun West Open Cast[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(11):1841-1846.
- [4] ZIENKIEWICZ O C, HUMPHESON C, LEWIS R W. Associated and Non-associated Visco-plasticity and Plasticity in Soil Mechanics[J]. Geotechnique, 1975,25(4):671-689.
- [5] MATSUI T, SAN K C. Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique[J]. Soils and Foundations, 1992,32(1):59-70.
- [6] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope Stability Analysis by Finite Elements[J]. Geotechnique, 1999,49(3):387-403.
- [7] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope Stability Analysis by Strength Reduction[J]. Geotechnique, 1999,49(6):835-840.
- [8] 赵尚毅,郑颖人,时卫民,等.用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J].岩土工程学报,2002,24(3):343-346.
- ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min, et al. Analysis on Safety Factor of Slope by Strength Reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002,24(3):343-346.
- [9] 郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23(19):3381-3388.
- ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of Strength Reduction FEM in Soil and Rock Slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004,23(19):3381-3388.
- [10] 郑颖人,赵尚毅.边(滑)坡工程设计中安全系数的讨论[J].岩石力学与工程学报,2006,25(9):1937-1940.
- ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Discussion on Safety Factors of Slope and Landslide Engineering Design[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006,25(9):1937-1940.
- [11] 郑颖人.岩土材料屈服与破坏及边(滑)坡稳定分析方法研讨——“三峡库区地质灾害专题研讨会”交流讨论综述[J].岩石力学与工程学报,2007,26(4):649-661.
- ZHENG Ying-ren. Discussion on Yield and Failure of Geomaterials and Stability Analysis Methods of Slope/Landslide — Communion and Discussion Summary of Special Topic Forum on Geologic Disasters in the Three Gorges Project Region[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007,26(4):649-661.
- [12] 唐 芬,郑颖人.强度储备安全系数不同定义对稳定系数的影响[J].土木建筑与环境工程,2009,31(3):61-65,97.
- TANG Fen, ZHENG Ying-ren. Effect on Safety Factors in Different Definitions Based on Strength Margin [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2009,31(3):61-65,97.
- [13] 唐 芬,郑颖人.边坡稳定安全储备的双折减系数推导[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2007,26(4):95-100.
- TANG Fen, ZHENG Ying-ren. Analysis on Safety Reserve of Slope with Two Strength Reduction Factor [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University: Natural Science, 2007,26(4):95-100.
- [14] BAI B, YUAN W, LI X C. A New Double Reduction Method for Slope Stability Analysis [J]. Journal of Central South University, 2014,21(3):1158-1164.
- [15] 杨光华,张玉成,张有祥.变模量弹塑性强度折减法及其在边坡稳定分析中的应用[J].岩石力学与工程学报,2009,28(7):1506-1512.
- YANG Guang-hua, ZHANG Yu-cheng, ZHANG You-xiang. Variable Modulus Elastoplastic Strength Reduction Method and Its Application to Slope Stability Analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009,28(7):1506-1512.
- [16] 李小春,袁 维,白 冰,等.基于局部强度折减法的边坡多滑面分析方法及应用研究[J].岩土力学,2014,35(3):847-854.
- LI Xiao-chun, YUAN Wei, BAI Bing, et al. Analytic Approach of Slope Multi-slip Surfaces Based on Local Strength Reduction Method and Its Application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014,35(3):847-854.
- [17] 陈国庆,黄润秋,周 辉,等.边坡渐进破坏的动态强度折减法研究[J].岩土力学,2013,34(4):1140-1146.
- CHEN Guo-qing, HUANG Run-qiu, ZHOU Hui, et al. Research on Progressive Failure for Slope Using Dynamic Strength Reduction Method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013,34(4):1140-1146.