

文章编号: 1001-4810(2013)04-0404-07

北京千灵山生态修复边坡稳定性研究

张辉旭^{1,4}, 王小烈¹, 王红才^{2,3}, 郭彬彬^{2,3}, 朱立新¹, 赵卫华^{2,3}, 李阿伟^{2,3}, 孙东生^{2,3}, 马越^{2,3}

(1. 中国地质科学院, 北京 100037; 2. 中国地质科学院地质力学研究所, 北京 100081;

3. 国土资源部新构造运动与地质灾害重点实验室, 北京 100081; 4. 国土资源部重点实验室办公室, 北京 100037)

摘要: 开采形成的矿山岩质高陡边坡, 造成山体缺损、水土流失、生态破坏, 容易产生边坡失稳、崩塌滑落等地质灾害, 急需进行生态修复治理。本文以北京市西郊千灵山生态修复岩质高陡边坡为例, 根据地质雷达实测剖面分析及室内试验得到的岩体内部结构信息和岩石力学参数, 建立了生态边坡的地质力学模型, 并用有限元强度折减法对千灵山岩质高陡边坡生态修复前后的稳定性进行了模拟计算。结果表明, 非降雨、降雨(饱水)条件下自然岩石边坡和生态修复后的边坡其安全系数分别为 17、12.5、5、2; 边坡变形以坡脚和生态带区域的中下部位最大, 边坡潜在滑动面主要沿坡脚 45°方向上扩展。因此, 岩石边坡坡脚和生态带区域的中下部位应是重点加固区, 需通过锚杆加固和有效排水对之进行处理。

关键词: 岩质边坡; 地质雷达探测; 强度折减法; 岩石力学; 生态袋修复; 边坡安全系数

中图分类号: TU457

文献标识码: A

0 引言

随着经济社会的高速发展, 我国矿山开采、交通、水利水电和国防建设等重大工程中的边坡问题越来越突出, 其中尤以岩质边坡问题最为严重。裸露岩石边坡, 造成山体缺损, 水土流失、生态环境严重破坏, 因而很容易产生边坡失稳、崩塌等地质灾害。如 1989 年云南漫湾水电站左岸坝肩流纹岩沿构造破裂面及断层发生塌坍, 工程治理耗资 1.2 亿元, 延误工期一年, 损失超过 10 亿。所以, 有必要从定量层面上掌握坡体变形的演化机理, 分析其稳定性, 把危害降低到最低限度^[1]。传统的滑动面搜索(圆弧滑动面法、条分法等)稳定性分析方法主要用于土质边坡, 直接应用于岩质边坡效果不好。为此, 如何评价高陡岩质边坡的稳定性, 一直为众多学者所关注。已有的研究中, 人们提出了块体理论(石根华等)、离散单元法、

DDA、刚性元法等不同的数值分析方法, 以确定边坡危险滑动面分布特征和相应的边坡稳定安全系数^[2]; 崔满强还讨论了边坡生态修复的稳定性^[3]。但前人的这些研究, 均未涉及高陡岩质边坡生态修复的稳定性评价问题。

本文利用地质雷达探测了千灵山岩质高陡边坡内部结构, 并根据岩石试样室内测试数据, 运用有限元强度折减法^[4-6]对该岩质高陡边坡生态修复前后的稳定性进行了计算对比, 以为生态边坡设计、施工提供依据。

1 生态修复及边坡概况

边坡生态修复是近年边坡处理中发展起来的一种新方法。其主要的做法是在生态袋内装满生态基质, 并叠压码放在边坡上, 同时, 在生态袋与原始边坡间填

基金项目: 本文受国土资源部公益性行业科研专项(201211086-01, 200911015-06, 201011070)和国土资源部深部探测技术与实验研究专项(Si-noprobe-07)资助

第一作者简介: 张辉旭(1964-), 男, 高级工程师, 从事地质研究与科技管理。E-mail: zhanghuixu2211@163.com。

通讯作者: 王红才(1964-), 男, 研究员, 主要从事地质工程、岩石力学与岩石物性研究。E-mail: wanghongcai@139.com。

收稿日期: 2013-10-20

土夯实,然后用锚杆加固使边坡和生态袋形成有机整体,并喷播优选过的植被种子,如高羊茅和早熟禾等。

千灵山生态修复岩质高陡边坡,位于北京市丰台区王佐镇,北与门头沟相邻,西接房山区,紧靠西六环公路及京原铁路;该地区多年平均降水 550 mm,集中在 6—8 月份。本文中生态修复的边坡位于后甫营路北侧,坡面走向近东西,倾向接近正南,东西长约 70 m (图 1),最高处高出路面 15 m,总面积约 600 m²,高度自西向东逐步增加(图 2)。工区属于华北平原向蒙古高原过渡的山地地带,是太行山脉与军都山脉的交汇处^[7]。边坡岩性主要为元古界厚层灰岩,坡顶覆盖有 0.5~1 m 厚的粉砂质泥页岩,且风化严重。



图 1 千灵山边坡位置图

Fig. 1 Location of the slope in Qianlingshan

边坡坡面比较陡,斜面角度最大处约为 90°,近直立状,坡角最缓处大于 60°;表面岩石中度风化,西部表面比较破碎而东部相对完整,在顶部可见一层碎石带。在边坡的东部、西部和顶部分别采集未风化岩样多块,以供室内岩石力学参数测试。

2 原始边坡的地质雷达探测

为了查明边坡内部的完整性,是否存在大型控制性断裂,采用地质雷达反射法进行边坡内部结构探测^[8]。共布置测线 3 条,如图 2 所示,剖面解释如图 3、图 4。

由图 3、图 4 可以看出:剖面反射信号除表层 40~60 cm 深度附近比较强外,其余的均较弱,说明边坡岩石整体上比较完整,较强、较弱反射信号的分界线位置,也即碎石层与完整岩体的分界面大概在 1.2~1.5 m 深处,这与探坑勘察结果基本一致。

综上所述,岩体内部无明显软弱面或大的裂隙,比较完整。

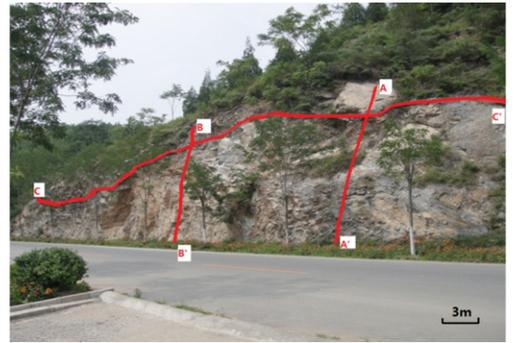


图 2 地质雷达探测剖面位置

(A—A', B—B', C—C' 为布置测线)

Fig. 2 Location of the radar acquisition profile (A—A', B—B', C—C' are the survey lines)

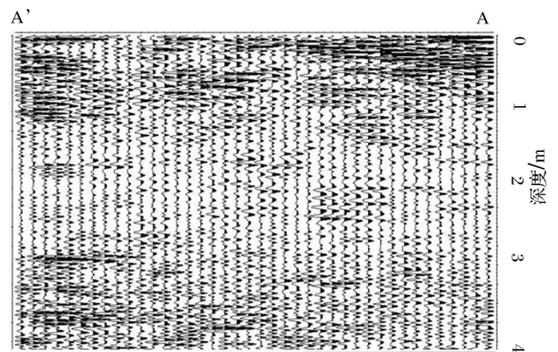


图 3 A—A' 剖面资料解译图

(采用 250MHz 天线)

Fig. 3 The interpretation of the A—A' profile by 250MHz antenna

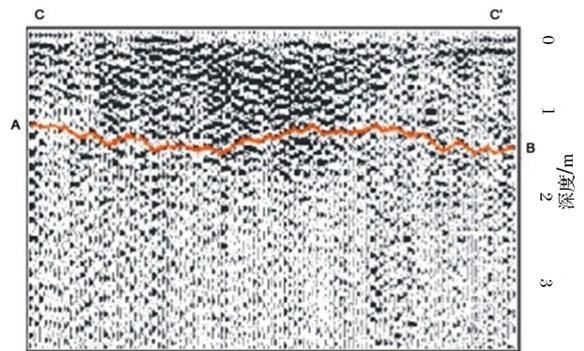


图 4 C—C' 剖面资料解译图

(采用 500MHz 天线, A—B 线为碎石层与完整岩体的分界面)

Fig. 4 The interpretation of the C—C' profile by 500MHz antenna (A—B is the interface between the broken rock and the intact rock body)

3 边坡稳定性数值模拟

目前,岩体边坡的滑坡分析法主要有,刚体极限平衡方法和折减强度有限元法^[9]。本文采用折减强度有限元法进行边坡模拟计算。

3.1 折减强度有限元法

有限元强度系数折减法是将边坡介质的强度参数 c 、 φ 值同时除以一个折减系数 f 得到一组新的强度,如式(1)、(2)所示,并输入计算机进行反复计算,当达到临界状态,发生剪切破坏滑动面时,计算将不收敛,此时的折减系数 f 就为边坡稳定安全系数^[10-15]。

$$c' = \frac{c}{f} \quad (1)$$

$$\varphi' = \arctan\left(\frac{1}{f} \tan\varphi\right) \quad (2)$$

边坡安全系数计算值的大小与所用的屈服准则^[16]有密切关系,即不同的屈服准则将获得不同的安全系数。折减法用 ANSYS 软件进行分析,而 ANSYS 软件采用的为外接圆 D-P 准则,其通用表达式为:

$$F = aI_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (3)$$

式中: I_1 、 J_2 分别为应力张量的第一不变量和应力偏量的第二不变量; a 、 k 是与材料强度(即 c 、 φ 值)有关的常数,常用表达式为:

$$a = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)}$$

$$k = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)} \quad (4)$$

通过变换 a 、 k 的表达式可以得到不同的准则^[17]。

如果考虑岩石塑性变形发展对岩石强度的影响,需要采用强化/软化模型和屈服准则^[18]来计算,这样就能够对边坡稳定性^[19-21]进行更有效的分析评价。

3.2 边坡失衡的判据

在折减强度指标的有限元计算过程,边坡失衡的判据是至关重要的^[22-25],本文以有限元数值计算不收敛作为边坡失衡的标志,以等效塑性应变从坡脚到坡顶贯通作为边坡破坏的标志,两者结合,作为边坡失衡破坏的判据。

4 边坡模型与计算结果

4.1 边坡模型

边坡结构及其变形特征是建立边坡地质力学模型的基础。本边坡的结构及变形具有如下几个重要特征:

(1)边坡岩体较完整,基本上没有明显的软弱面、隐伏断层、溶隙孔洞等,且施工中可人为除去表面浮石,故可以把边坡岩石视作各向同性均质体。

(2)之前曾利用全站仪在现场对边坡进行监测,

结果表明时间对边坡变形的影响微弱,因此计算中可不考虑时间因素影响,而仅考虑介质的弹塑性作用。

(3)一般地说,在生态袋与岩石边坡之间的填土,由于吸水、失水等作用有可能会出现的压缩或膨胀变形并导致边坡沉降或侧鼓等,但依据全站仪现场监测结果,本生态袋边坡变形为小变形,对稳定性影响不大,因此计算中对填土不单独计算。

基于上述理由,本文建模:

(1)岩石介质采用均质、连续、弹塑性假设,模型用平面应变假设,考虑水的作用。

(2)边坡的剖面模型尺寸如图5所示,模型顶部长为40 m,总高度为25 m,地面以上高度为15 m,坡角为85°,地面以下10 m。生态袋与填土总厚度约1 m,其力学性质可用修正后的生态袋参数来代替。

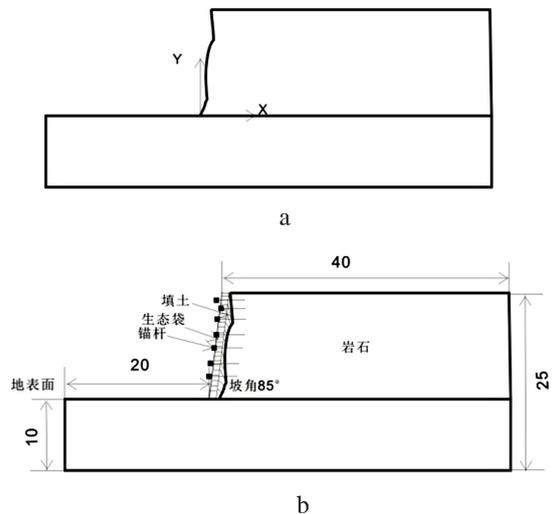


图5 边坡的几何模型示意

a. 自然岩质边坡模型 b. 软体生态袋修复后的边坡模型(单位:m)

Fig. 5 Geometric model of slope

对边坡模型进行网格划分(图6),计算中视需要还可对临空面附近进行网格加密^[19-20]。

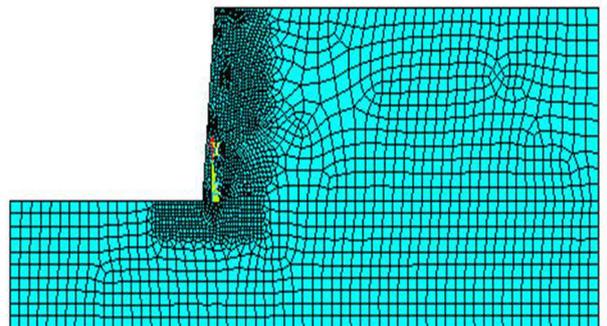


图6 模型的网格划分

Fig. 6 Meshing of model

边界条件设置:底边界位移约束(水平位移 $U_x=0$,铅直位移 $U_y=0$),临空面为自由,两侧边界仅约束水平方向,其位移 $U_x=0$ 。

模型方案及参数见表 1,表 2。

4.2 边坡应力变形分析

用 ANSYS 程序进行有限元数值计算,可得到一系列的位移场、应力场、塑性应变区分布图以及相对应的边坡安全系数,分析讨论如下。

表 1 建模方案

Table 1 The modeling project

方案序号	边坡类型	工况	备注
1	自然岩石边坡	非降雨条件	平面应变
2	自然岩石边坡	降雨条件(饱水)	平面应变
3	生态袋-锚杆-岩石边坡	非降雨条件	平面应变
4	生态袋-锚杆-岩石边坡	降雨条件(饱水)	平面应变

表 2 模型计算所用参数

Table 2 Parameters of the model

序号	材料类型	密度 ρ / kN/m ³	弹模 E /GPa	泊松比 ν	粘聚力 c /MPa	内摩擦角 φ /°	抗压强度 σ_c /MPa	抗拉强度 σ_T /MPa
1	非降雨条件下天然岩石*	31.52	36.68	0.2	1.51	30.11	123.65	8.46
2	降雨(饱水)条件下岩石*	33.00	33.33	0.2	1.11	29.80	113.34	6.40
3	非降雨条件下软体生态袋**	15.00	5.00	0.3	0.091 4	37.00	/	0.120
4	降雨条件下软体生态袋**	18.00	2.50	0.3	0.045 7	20.78	/	0.060
5	锚杆***	79.60	200	0.23	/	/	/	26

注:*非降雨条件下天然岩石、降雨(饱水)条件下岩石的强度参数,在综合考虑现场节理发育、岩石风化程度因素的基础上,对室内实测结果修正取值;**软体生态袋在降雨甚至饱和条件下,强度会明显损失,本计算方案按 50%折减取值;***锚杆参数取经验参考值,锚杆直径 12 mm,破坏形式为拉破坏,故仅给出抗拉强度,抗拉强度数据为千灵山现场拉拔实验数据均值。

4.2.1 非降雨条件下自然岩石边坡

当折减系数 $f=16$ 时,塑性应变分布如图 7 所示,此时潜在的危险滑动面已经大范围出现但尚未贯通,边坡仍然处于稳定状态。图 7 中水平色标棒下面的数值指示了塑性应变大小,蓝色为低值区,对应的塑性应变数值为 $0.0\sim 0.195E-4$ (无量纲,下同),依青色、绿色、橙色、红色向高值发展,红色为高值区,对应的塑性应变数值为 $0.156E-3\sim 0.176E-3$ 。塑性应变最大值出现在边坡坡脚处,表明此处最危险。塑性应变相对高值区沿坡脚 45° 方向上发展,本图塑性应变区未贯通至坡顶,此时仍然处于稳定状态。

在图 7 基础上,继续增大折减系数到 $f=17$ 时,岩质边坡失稳。此时边坡塑性区贯通(图 8),边坡失稳。高塑性贯通区塑性应变值主要介于 $0.356E-3\sim 0.946E-3$ 之间,塑性应变最大值可达 $0.1067E-2$ 。图 9 显示了边坡的滑动方向和滑动量分布,由该图可以看出边坡脚处滑动量最大。边坡水平位移云图水平色棒指示分析区内水平位移为 $-0.016135\sim 0$ m(后面所有位移单位相同),负数代表质点偏离原位向左运动,正数向右。边坡破坏时滑坡体最大水平位移向左,数值达到 0.016 m。另外,坡脚地面以下的塑性变形明显,是加固的重点区。

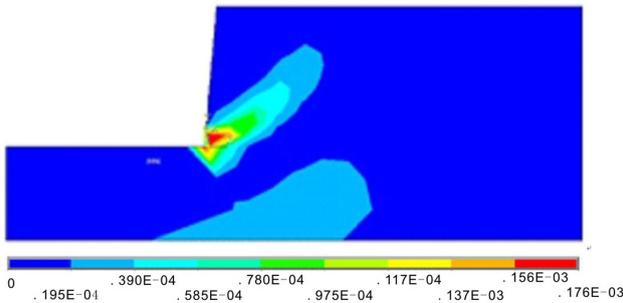


图 7 岩石边坡累积等效塑性应变区分布图($f=16$)

Fig. 7 Distribution diagram of the accumulated equivalent plastic strain area on the slope ($f=16$)

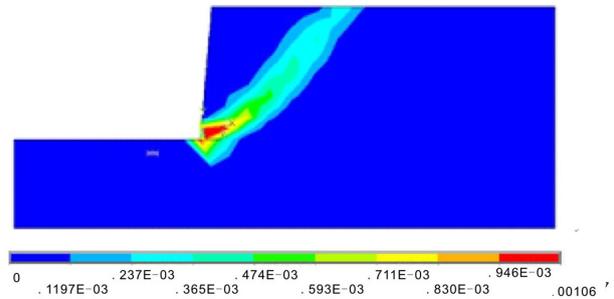


图 8 岩石边坡累积等效塑性应变等值云图($f=17$)

Fig. 8 Map of the accumulated equivalent plastic strain contour on the slope($f=17$)

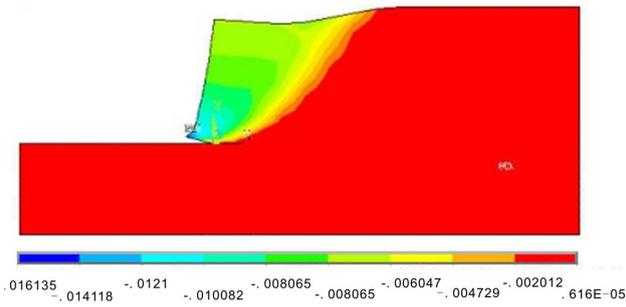


图 9 岩石边坡水平位移等值云图 ($f=17$)

Fig. 9 Map of the horizontal displacement contour on the slope ($f=17$)

计算表明本边坡的安全系数为 17, 有足够的安全储备。

4.2.2 降雨条件下自然岩石边坡

与干燥条件下相比, 降雨条件下自然岩石边坡安全系数可从干燥时的 $F=17$ 降低到 $F=12.5$, 减少了 27%, 对边坡安全系数的影响明显。因此, 应注重排水沟的布置, 减少水软化对边坡稳定性的影响。不过, 由于千灵山边坡顶部灰岩目前少有裂缝(断裂), 而且坡顶部已有的排水沟排水情况良好, 降雨时岩石遇水软化的影响有限。

4.2.3 非降雨条件下软体生态袋有锚杆边坡

极限稳定条件下干燥生态袋-锚杆-岩石边坡的变形特征如图 10-12 所示。图 10 显示了非降雨条件下生态袋-锚杆-岩石边坡破坏时(折减系数 $f=5$) 的塑性应变分布, 塑性应变最大值达到 0.045, 高塑性贯通区(潜在滑动面位置)塑性应变值介于 0.0116~0.045 之间, 并且塑性区主要出现在生态袋区域。由此可知, 生态袋区域的稳定性决定了整体边坡的稳定性。因此仅绘制生态袋区域的水平位移和总位移如图 11-12。

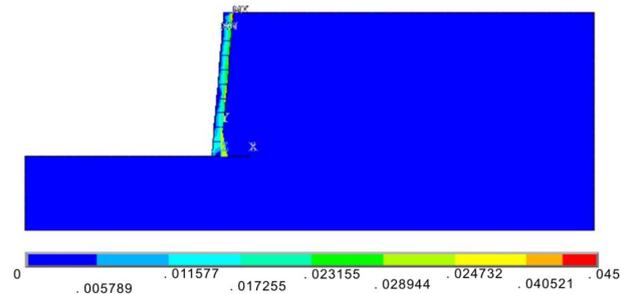


图 10 干燥生态袋-锚杆-岩石边坡累计等效塑性应变云图 ($f=5$)

Fig. 10 Map of the accumulated equivalent plastic strain on the slope composed of dry ecology bag, anchor rod or bedrock ($f=5$)

由图 11 生态袋-锚杆-岩石边坡水平位移 U_x 云图可见, 边坡水平位移介于 $-0.01 \sim 0.43E-5$, 方向向左, 边坡破坏时, 中下部至坡脚处水平位移较大, 是加固重点, 最大水平位移向左数值可达到 0.01 m。在有锚杆位置, 水平位移明显减小。显然, 锚杆的存在大大限制了生态袋的水平变形。图 12 中, 生态袋-锚杆-岩石边坡总位移 U_{sum} 介于 $0.822E-4 \sim 0.02773$ m, 中上部为总位移高值区, 最大值为 0.0277 m。显然, 对照图 11 可知这是由于垂向位移(沉降)增大带来的效果。这提示了该区域为边坡稳定性监测与加固的重点区域。锚杆加固无疑对水平方向的强度提升效果更明显, 减少水平位移, 可以抵抗水平方向的干扰力, 甚至起悬吊作用, 很大程度上保持边坡稳定。在岩石边坡上打锚杆, 固定软体生态袋, 再填土夯实, 形成了软体生态袋-填土-锚杆-岩石边坡的共同体, 提高了整体稳定性。

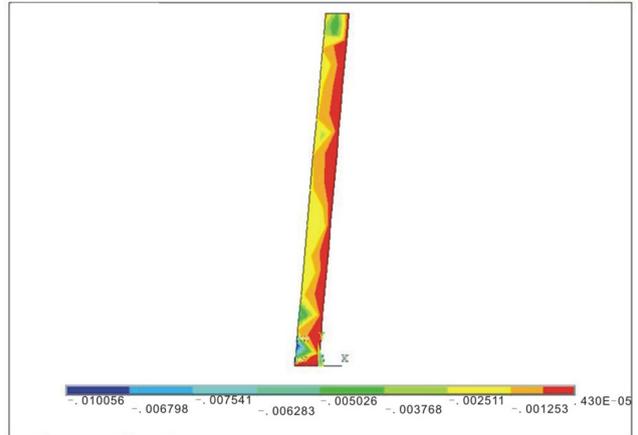


图 11 生态袋-锚杆-岩石边坡水平位移 U_x 云图 ($f=5$)

Fig. 11 Map of the horizontal displacement contour on the slope composed of dry ecology bag, anchor rod or bedrock ($f=5$)

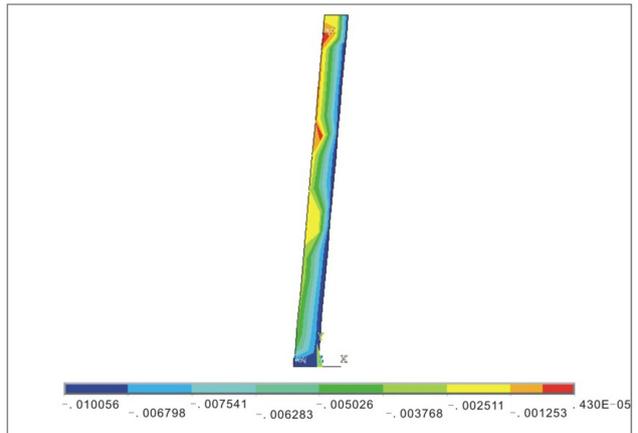


图 12 生态袋-锚杆-岩石边坡总位移 U_{sum} 云图 ($f=5$)

Fig. 12 Map of the total displacement U_{sum} on the slope composed of dry ecology bag, anchor rod or bedrock ($f=5$)

4.2.4 降雨条件下软体生态袋有锚杆边坡

降雨条件下生态袋—锚杆—岩石边坡破坏时,生态袋区域为高塑性区(潜在滑动面位置),见图 13。生态袋区域塑性应变分布介于 0~0.042 4 之间,主要为 0.01~0.037,塑性应变最大值达到 0.042 4。降雨条件下生态袋—锚杆—岩石边坡的整体强度明显损失,这主要是生态袋和填土的软化引起。相对于干燥软体生态袋—填土—锚杆—岩石边坡(安全系数 $F=5$),饱水导致安全系数降低至 $F=2$,降低了 60%。

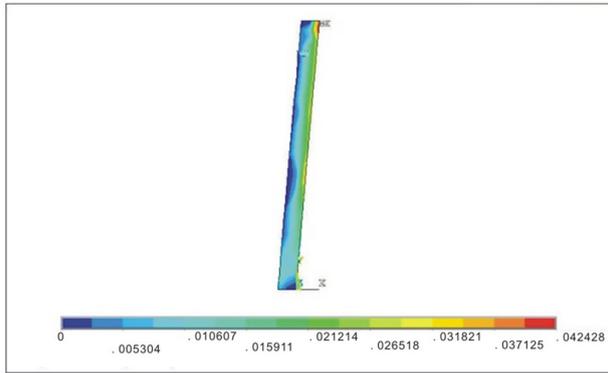


图 13 降雨条件下生态袋—锚杆—岩石边坡累计等效塑性应变图 ($F=2$)

Fig. 13 Map of the accumulated equivalent plastic strain on the slope composed of saturated ecology bag, anchor rod or bedrock during rainfall ($F=2$)

为便于对比,将各工况的边坡稳定性安全系数汇总见表 3。非降雨条件下自然岩石边坡、降雨(饱水)条件下岩石边坡、非降雨条件下生态袋—填土—锚杆—岩石边坡、降雨(饱水)条件下生态袋—填土—锚杆—岩石边坡 4 种条件下的安全系数分别为 17、12.5、5、2。无疑,锚杆能极大地提高生态袋的稳定,水会大大减低边坡稳定性。这指示了生态修复边坡稳定性维护的方向,即锚杆加固并有效排水^[26]。

表 3 不同工况的边坡稳定性安全系数汇总

Table 3 Safe factors of the slope under various working conditions

方案序号	边坡类型	工况	安全系数	安全性判据
1	自然岩石边坡	非降雨条件	17	不收敛
2	自然岩石边坡	降雨(饱水)条件	12.5	不收敛
3	生态袋—填土—锚杆—岩石边坡	非降雨条件	5	不收敛
4	生态袋—填土—锚杆—岩石边坡	降雨(饱水)条件	2	不收敛

5 讨论与结论

(1)现场实践表明,采用地质雷达探测可以探明岩质边坡的内部结构。了解掌握隐伏断裂、节理的数量和空间展布特点,是评价边坡稳定性的有效手段之一。这一方法也是岩溶塌陷灾害探测、预测的重要手段。

(2)通过 ANSYS 软件,用强度折减法进行边坡稳定性分析,可以直观认识边坡的发展过程,并能给出不同工况条件下边坡的安全系数、滑动面位置以及应力和塑性区的分布特征。

(3)非降雨条件下自然岩石边坡、降雨(饱水)条件下自然岩石边坡、非降雨条件下生态袋—填土—锚杆—岩石边坡、降雨(饱水)条件下生态袋—填土—锚杆—岩石边坡 4 种条件下的安全系数分别为 17、12.5、5 和 2。这表明维护生态修复边坡稳定性,应注重排水,例如:边坡上布置多排排水孔并铺设渗水层,以便有效疏通、排泄坡体内的水,减少水软化对边坡稳定性的影响。此外,还应加强边坡变形观测,必要时采取加固措施。

(4)锚杆加固,是加固生态袋—填土—锚杆—岩石边坡的重要手段,能够有效改善生态边坡的受力状态,提高安全稳定性。

(5)总体上,边坡首先在坡脚处发生塑性变形破坏,塑性区向坡顶发展乃至最后贯通形成塑性失稳,边坡即破坏失稳。由此可见,对边坡坡脚部位岩石的加固,可以有效提高边坡的稳定性。

参考文献

- [1] 陈祖煜. 岩质边坡稳定性分析——原理、方法、程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2005.
- [2] 赵尚毅,郑颖人,邓卫东. 用有限元强度折减法进行节理岩质边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程报,2003,22(2):254-260.
- [3] 崔满强. ANSYS 边坡生态修复数值模拟应用研究[J]. 水科学与工程技术,2012,(3):46-48.
- [4] 雷远见,王水林. 基于离散元的强度折减法分析岩质边坡稳定性[J]. 岩土力学,2006,27(10):1693-1698.
- [5] 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.
- [6] 赵尚毅,郑颖人,邓卫东. 岩质边坡破坏机制有限元数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程报,2003,22(12):1943-1952.
- [7] 宋永鹏. 北京市丰台区千灵山岩质高边坡稳定性分析[D]. 中国地质大学(北京),2010.
- [8] 茹瑞典,张金才,戚筱俊. 地质雷达探测技术的应用研究[J]. 工程地质学报,1996,4(2):51-56.
- [9] 李宁,钱七虎. 岩质高边坡稳定性分析与评价中的四个准则[J]. 岩石力学与工程报,2010,29(9):1754-1759.
- [10] 李红,宫必宁,陈琰. 有限元强度折减法边坡失稳判据[J]. 水利与建筑工程学报,2007,5(1):79-82.

- [11] 赵尚毅, 郑颖人, 张鲁渝. 用有限元强度折减法进行边坡稳定性分析[J]. 中国工程科学, 2002, 4(10): 57-61.
- [12] 汪小刚, 张建红, 赵毓芝, 等. 用离心模型研究岩石边坡的倾覆破坏[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(5): 14-21.
- [13] 刘立平, 姜德义, 郑硕才, 等. 边坡稳定性分析方法的最新进展[J]. 重庆大学学报(自然科学版), 2000, 23(3): 115-118.
- [14] 刘红帅, 杨俊波, 薄景山, 等. 岩土体物理力学参数对岩质滑坡稳定性的影响[J]. 煤田地质与勘探, 2008, 36(1): 37-40.
- [15] 张国栋, 刘学, 金星, 等. 基于有限单元法的岩土边坡动力稳定性分析及评价方法研究进展[J]. 工程力学, 2008, 25(增2): 44-52.
- [16] 徐干成, 郑颖人. 岩土工程中屈服准则应用研究[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2): 93-99.
- [17] 王连捷, 周春景, 吴珍汉, 等. 用有限元极限平衡法分析边坡的稳定性[J]. 中国地质, 2008, 35(5): 1031-1036.
- [18] 王红才, 赵卫华, 孙东生, 等. 岩石塑性变形条件下的 Mohr-Coulomb 屈服准则[J]. 地球物理学报, 2012, 55(12): 4232-4238.
- [19] 张永双, 王红才. 砂黄土高边坡稳定性的数值模拟研究[J]. 地质力学学报, 2004, 10(4): 357-365.
- [20] 马秀敏, 彭华, 姜景捷, 等. 新疆西部北天山深埋特长隧道工程区应力场数值模拟[J]. 地质力学学报, 2012, 18(1): 1-10.
- [21] 陈晓洋, 张宏阳, 冀东, 等. 重庆某不稳定斜坡变形监测及稳定性分析[J]. 地质力学学报, 2011, 17(4): 402-409.
- [22] Huang Maosong, Qin Jiancang. Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage[J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36(1): 93-101.
- [23] Chen Jingxi, Ke Pengzhen, Guang Zhang. Slope stability analysis by strength reduction elasto-plastic FEM[J]. Key Engineering Materials, 2007(345): 625-628.
- [24] Sun Shuwei, Zhu Benzhen, Bian Xiaolin. Strength reduction analysis for the stability of Pile-Slope system[J]. Advanced Science Letters, 2011, 4(8-10): 3146-3150.
- [25] Jiang Qingqing. Strength reduction method for slope based on a ubiquitous-joint criterion and its application[J]. Ming science and Technology, 2009, 19(4): 452-456.
- [26] 朱立新, 张辉旭, 骆祥君, 等. 加筋土边坡治理技术[M]. 北京: 地质出版社, 2012.

Analysis on stability of ecologically-restored slope in Qianlingshan, Beijing

ZHANG Hui-xu^{1,4}, WANG Xiao-lie¹, WANG Hong-cai^{2,3}, GUO Bin-bin^{2,3},
ZHU Lin-xin¹, ZHAO Wei-hua^{2,3}, LI A-wei^{2,3}, SUN Dong-sheng^{2,3}, MA Yue^{2,3}

(1. Chinese Academy of Geological Sciences, Beijing 100037, China;

2. Institute of Geomechanics, Chinese Academy of Geological Sciences, Beijing 100081, China;

3. Key Laboratory of Neotectonic Movement and Geohazard, Ministry of Land and Resources, Beijing 100081, China;

4. Office of Key Laboratory, Ministry of Land and Resources, Beijing 100037, China)

Abstract: The analysis on high-steep rocky slope stability is a research focus for a long time, because it is considered as the reason why geological disasters occurs, such as slope instability and landslide. Ecological restoration of slope is an urgent issue that can improve environment but may reduce the stability of the whole slope system in some extent. The stability of the ecological slope in Qianlingshan, west suburb of Beijing is analyzed with nonlinear FEM strength reduction method. The interpretation of geological penetrating radar surveying refers to that the rock slope consists of isotropic limestone without obvious fault. The numerical modeling is based on the parameters by rock mechanical experiment, combined with the internal structure of rock mass measured by geological penetrating radar. The safety factors and plastic area distribution and deformation contours are obtained under different load conditions. The result shows that the safety factors are 17 and 12.5 and 5 and 2 respectively on dry natural slope, dry ecologically-restored slope and saturated natural slope as well as saturated ecologically-restored slope. And that the deformation of slope are biggest on the foot of slope and the middle and lower parts of ecological band, the potential sliding surface mainly extends towards the top of slope along the plane of 45° dip angle. Thus, the basal slope and the middle and lower parts of the ecologic zone are the major reinforcement places and the reinforcement measure should be anchor rod fixation and effective water drainage.

Key words: high-steep rocky slope; GPR survey; strength reduction of FEM; rock mechanics; restoration with ecology bag; safety factor of slope