

文章编号:1673-9469(2025)01-0050-08

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2025.01.007

不同工况条件下倾倒岩体边坡变形机理及稳定性研究

刘士奇^{1,2}, 周勇², 褚卫江², 王环玲¹

(1. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏南京 210098;
2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江杭州 311122)

摘要: 在充分研究苗尾水电站右岸坝基倾倒岩体地形地貌、岩体结构、工程地质特性等基础上, 采用三维块体离散元程序 3DEC 建立右岸坝基上游侧倾倒变形体数值模型, 分别对天然倾倒体、施工期倾倒体不同工况下的稳定性进行数值模拟研究, 获得各个过程中倾倒体损伤变形、塑性区分布等特征, 揭示反倾岩质倾倒体潜在失稳破坏机制; 结合现场监测数据, 开展定量分析, 研究倾倒体的时效变形特性。研究结果表明: 右岸天然倾倒体整体稳定性较高, 安全系数可以达到 1.39; 潜在失稳区域与开挖卸荷过程有关, 表现出倾倒体渐进损伤演化特点; 边坡系统锚索对倾倒体变形具有显著的控制性作用, 极大程度地限制了坡表浅层 A 和 B₁ 类倾倒岩体的变形; 监测数据表明, 右岸坝基上游侧倾倒体的变形在坡脚开挖后持续时间较长, 受降雨影响严重, 使得倾倒变形过程呈现明显的时效特性。

关键词: 苗尾水电站; 块体离散元; 倾倒变形体; 安全系数; 现场监测

中图分类号: TU42

文献标识码: A

Research on the Deformation Mechanism and Stability of Toppling Rock Mass Slope Under Different Working Conditions

LIU Shiqi^{1,2}, ZHOU Yong², CHU Weijiang², WANG Huanling¹

(1. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;
2. Powerchina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou, Zhejiang 311122, China)

Abstract: Based on a thorough study of the topography, rock structure, and engineering geological characteristics of the toppling rock mass on the right bank of the Miaowei Hydropower Station, a three-dimensional block discrete element method 3DEC was used to establish a numerical model of the toppling deformation body on the upstream side of the right bank dam foundation. The stability of the toppling body under different working conditions of the natural toppling body and construction period toppling body was numerically simulated and studied, and the characteristics of the toppling body damage deformation and plastic zone distribution during each process were obtained, revealing the potential instability and failure mechanism of the toppling body; Based on field monitoring data, conduct quantitative analysis to study the time-dependent deformation characteristics of the toppling body. The research results show that the overall stability of the natural toppling body on the right bank is relatively high, and the safety factor can reach 1.39. The potential instability area is related to the excavation unloading process and exhibits a gradual damage evolution characteristic of the toppling rock mass. The slope system anchor cable has a significant controlling effect on the deformation of the toppling rock mass, greatly limiting the deformation of shallow A and B₁ toppling rock masses on the slope surface. The monitoring data shows that the deformation of the toppling body on the upstream side of the right bank dam foundation lasts for a long time after excavation at the foot of the slope, and is severely affected by rainfall, re-

收稿日期: 2024-03-20

基金项目: 国家重点研发计划课题(2018YFC1508501)

第一作者: 刘士奇(1992—), 男, 山东邹平人, 博士, 讲师, 主要从事岩体力学与工程的研究。

sulting in a significant time-dependent deformation process.

Key words: Miaowei Hydropower Station; block discrete element method; toppling body; safety factor; field monitoring

随着人类工程活动范围的增大,遇到大量倾倒岩体边坡的稳定性问题。据统计,33%的边坡失稳诱发滑坡发生在反倾向倾倒岩体边坡^[1],且大型或巨型滑坡往往发生于倾倒岩体边坡^[2]。高山峡谷地区,倾倒岩体边坡卸荷深度可达 200~300 m,即深层倾倒现象,结构复杂,认识难度很大。这种深层倾倒现象和深层失稳诱发滑坡在青藏高原东侧发育较为普遍,尤其是在雅砻江、澜沧江、岷江等深切河谷上游地区^[3-7]。这些规模大、分布广、结构和机理复杂的倾倒岩体边坡的存在,已严重影响地区重大工程建设,也开始引起学者思考如何正确有效把握倾倒岩体边坡的特点及防治。

倾倒岩体边坡破坏特征研究以描述工程现象为主,主要揭示倾倒变形呈现的一定规律,体现在岩层倾角、层间张量,以及岩体纵波波速的差异性变化^[8-12]。黄润秋等^[2]从倾倒岩层倾角、最大拉张量、单位拉张量等指标对倾倒变形特征进行了系统总结,建立了深层和浅层倾倒变形破坏的分级体系,用于倾倒分级、现场变形特征描述和稳定性初判。影响倾倒岩体边坡形成条件包括内在形成条件和外在诱发因素^[13-15]。倾倒岩体边坡稳定性分析方法分为定性和定量两种^[16-17]。通常采用定量分析方法中的离散元法研究倾倒变形,并从细观层面解释倾倒变形失稳机理、结构面控制性作用、能量释放规律等^[18-20]。

本文在上述研究基础上,针对苗尾水电站右岸坝基上游侧倾倒岩体边坡工程中出现的变形问题,采用 3DEC 数值计算与现场数据监测相结合的综合分析法,对倾倒体边坡在天然阶段和施工期阶段的稳定性进行分析,得到每个阶段的安全系数与变形特点,研究倾倒变形机理,预测蓄水后倾倒体变形特征及趋势,为相关的工程建设提供一定的技术支撑。

1 工程概况与工程地质条件

苗尾水电站位于云南省大理州云龙县旧州镇境内的澜沧江河段上,是澜沧江上游河段一库七级开发方案中的最下游一级电站。右岸坝基上游边坡位于坝轴线至小溜槽沟之间,边坡较为顺直,

自然边坡走向 N20°—35°W,右岸坝后边坡总体上比左岸坝后边坡陡峻,一般坡度为 50°~65°,局部为陡崖,见图 1。边坡总体上是变质砂岩与绢云板岩互层地层,坡脚处以绢云板岩为主。



图 1 右岸天然边坡

Fig. 1 Natural slope on the right bank

右岸边坡从坡表向内数十米深度是典型的弯曲倾倒变形体,前期地质研究工作根据弯曲倾倒变形程度分成几个大类:极强倾倒变形岩体 A 类、强倾倒变形岩体 B₁ 上段、强倾倒变形岩体 B₂ 下段,以及弱倾倒变形岩体 C 类。极强倾倒变形岩体在坝线处出露高程 1 408 m 附近,在小溜槽沟处出露高程 1 360 m 左右;1 390~1 450 m 高程之间基岩大部裸露,局部以强风化岩体为主;1 450 m 高程以上边坡地表有薄层覆盖层分布,一般厚度小于 5 m。

2 数值计算模型与参数选取

2.1 离散元数值计算软件

3DEC 是一款用来描述离散介质块体力学行为的计算分析程序,本质上是对二维空间离散介质力学描述向三维空间延伸的结果,特别适用于因不连续界面导致变形和破坏现象的机制性研究,如节理岩体、砌体结构等。

变形块体材料模型的弹性常数 K 和 G 分别为

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

式中, K 为体积模量; G 为剪切模量; E 为弹性模量; ν 为泊松比。

模型中岩石材料破坏基本准则是 Mohr-Coulomb 关系, f_s 线性破坏面函数为

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (3)$$

式中, $N_\varphi = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$; σ_1 为最大主应力; σ_3 为最小主应力; φ 为内摩擦角, c 为内聚力。

当 $f_s < 0$ 时, 发生剪切屈服。

当法向应力变为拉应力时, Mohr-Coulomb 准则失去意义, 屈服面扩展到 σ_3 等于其抗拉强度为 σ_t 的区域。拉伸屈服函数可以表示为

$$f_t = \sigma_3 - \sigma_t \quad (4)$$

当 $f_t > 0$ 时, 发生拉伸屈服。

强度折减法通常应用于安全系数计算过程中, 通过逐渐降低岩体材料的剪切强度参数, 使边坡达到极限平衡状态。系统处于极限平衡状态且满足偏差要求的强度折减系数即为安全系数。

$$c_{\text{trial}} = \frac{c}{F_{\text{trial}}}, \varphi_{\text{trial}} = \arctan \frac{\tan\varphi}{F_{\text{trial}}} \quad (5)$$

$$F_s = \tau_s / \tau_a \quad (6)$$

式中, F_s 为安全系数; F_{trial} 为强度折减系数; c_{trial} 、 φ_{trial} 分别为折减后的黏聚力和内摩擦角; τ_s 、 τ_a 分别为剪切强度、折减后的剪切强度。

2.2 计算模型

苗尾水电站右岸坝基上游侧倾倒体具有明显的三维特性, 坡体的地质构造和岩体结构对倾倒岩体边坡变形机理起到控制性作用。通过一种特殊、有效的建模方式, 结合 AutoCAD、GoCAD 等软件最终在 3DEC 中构建了复杂、真实的地质模型, 将岩层层、缓倾结构面、断层等地质元素均置于模型中, 具体构建流程如图 2 所示。

计算模型涵盖了坝基坝前倾倒体的大部分高程范围, 并充分覆盖倾倒体开挖后的主要变形区域和裂缝扩展区域。模型沿河向以坝轴线为基准, 沿 x 向长 240 m, 底部高程 1 230 m, 最高点高程约 1 570 m。计算边界条件设置为: 除顶面外, 各

面均为固端约束, 顶面为自由边界。计算模型包括右岸倾倒体地形地貌、堆渣体、开挖体、变形体和坝体轮廓, 具体如图 3 所示。岩体分类从上到下分别为: 极强倾倒 A 类、强倾倒 B₁ 类、强倾倒 B₂ 类、弱倾倒 C 类、未倾倒岩体 O 类。

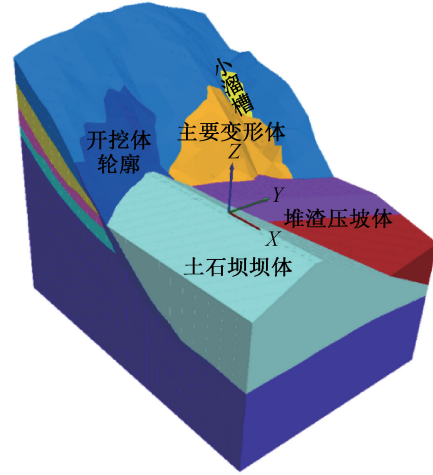


图3 计算模型示意图

Fig. 3 Schematic diagram of calculation model

2.3 计算参数

岩体力学参数的选取对数值计算结果有着非常重要的影响, 通过室内试验确定了各类岩层的力学参数, 以及各地层中结构面的取值参数, 如表 1 所示。

2.4 计算方案

首先计算天然倾倒体的整体稳定性, 然后在此基础上分析和评价施工期阶段的倾倒体变形发展趋势、稳定性和工程措施效果, 最终预测蓄水后倾倒体运行期的变形和稳定特性。整体稳定性分析主要针对施工期和正常蓄水位运行期, 计算时取天然水位 1 306 m, 正常蓄水位 1 408 m。计算工况包括: (1) 持久工况: 正常蓄水位; (2) 短暂工况: 正常蓄水位+暴雨; (3) 偶然工况: 正常蓄水位+地震, 采用拟静力法等效施加, 基岩水平地震动峰值加速度为 55.7 cm/s²。

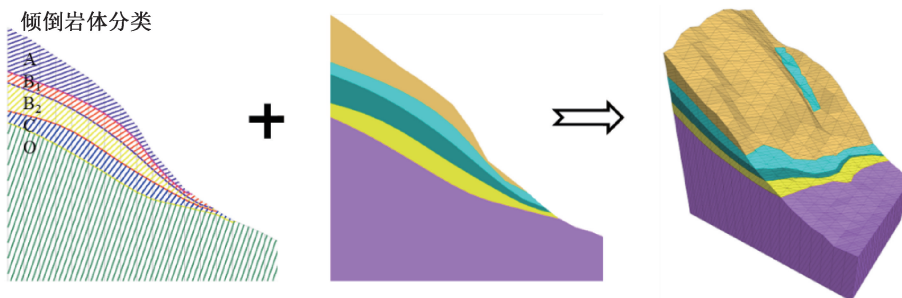


图2 地质模型建模过程

Fig. 2 Modeling process of geological model

表 1 岩层/结构面物理力学参数表

Tab. 1 Physical mechanical parameters of rock stratum/structural plane

岩层/结构面	容重 /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量 E /GPa	泊松比 μ	内聚力 c /MPa	摩擦系数 f	法向刚度 /($\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$)	切向刚度 /($\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$)
A 类	2 250	0.40	0.30	0.20	0.45	—	—
B ₁ 类	2 300	1.00	0.30	0.30	0.55	—	—
B ₂ 类	2 500	2.00	0.30	0.50	0.70	—	—
C 类	2 600	3.00	0.25	0.65	0.90	—	—
基岩 O 类	2 650	6.00	0.25	1.20	1.20	—	—
堆渣/坝体	2 150	0.10	0.32	0.00	0.66	—	—
断层 F107	—	—	—	0.05	0.45	2.50	1.00
A 中结构面	—	—	—	0.02	0.40	0.50	0.20
B ₁ 中结构面	—	—	—	0.05	0.45	1.00	0.40
B ₂ 中结构面	—	—	—	0.15	0.60	1.50	0.60
C 中结构面	—	—	—	0.18	0.65	1.50	0.60
O 中结构面	—	—	—	0.20	0.75	2.00	0.80

3 天然倾倒体稳定性

图 4 给出了右岸坝基上游侧倾倒体在自重应力场作用下的主应力分布情况,基岩以压应力为主,最大主压应力约为 7 MPa,表层区域及坡脚浅层处存在小范围局部的拉应力区。倾倒体深部主压应力方向基本与重力方向一致,靠近坡面的主压应力矢量基本与坡面平行,河谷底部一定深度

区域内出现轻微的应力集中现象。受河谷下切影响,极强倾倒岩体与强倾倒岩体表现出典型的应力松弛卸荷区,稳定性相对较差。

采用强度折减法对倾倒体稳定性进行定量分析,如图 5 所示,潜在失稳区域主要集中在浅表层,高程处于 1 400~1 560 m 之间,潜在底滑面为圆弧滑面,表现出了圆弧滑移破坏特点。此时安全系数为 1.39,倾倒体整体保持稳定。

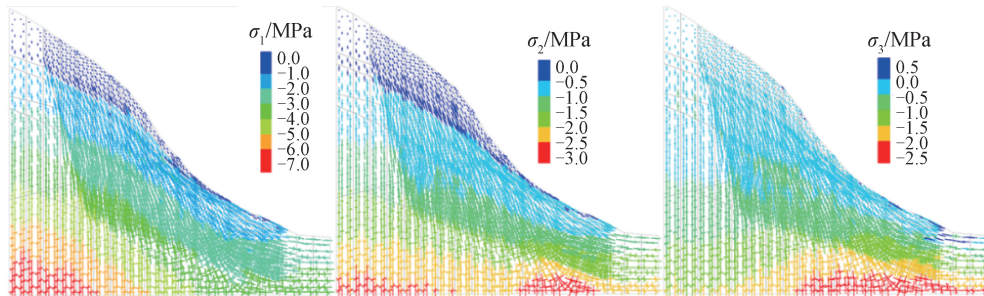


图 4 天然倾倒体应力场分布(坝上游侧桩号+100 m 剖面)

Fig. 4 Stress field distribution of natural toppling body (upstream pile number+100 m profile)

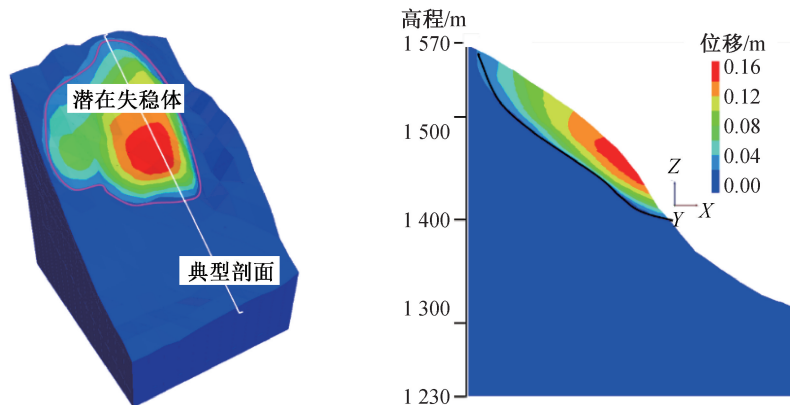


图 5 天然倾倒体潜在失稳区域

Fig. 5 Potential instability region of natural toppling body

4 施工期倾倒体稳定性

4.1 坡脚开挖响应特征

如图6所示,坡脚开挖后,坡脚至1500 m部位存在明显的卸荷变形响应。坡表最大变形值约3.5 cm,主要集中在开挖面和1430 m高程附近区域。图7中开挖面和坡脚部位出现了不同程度的塑性屈服区,且随高程增大,塑性屈服区发育深度越深。塑性屈服区主要分布在倾倒岩体A、B₁、B₂区域,受结构面切割影响,整体向临空面翻折。坡脚开挖后的稳定性有所降低,安全系数为1.18。

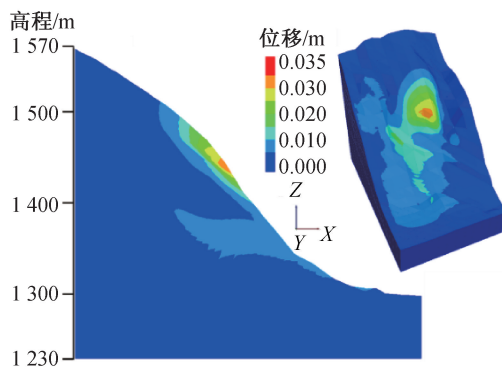


图6 坡脚开挖阶段累计变形

Fig. 6 Accumulated deformation during excavation at the foot of the slope

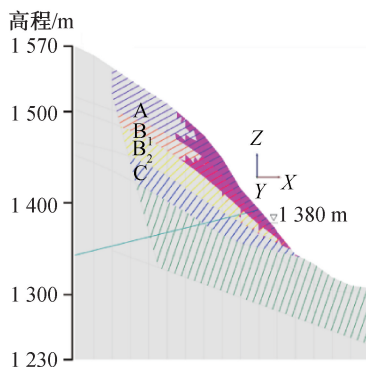


图7 坡脚开挖阶段塑性区分布

Fig. 7 Plastic zone distribution during excavation at the foot of the slope

4.2 倾倒体变形阶段

倾倒体变形阶段1:2013年5月底至7月中旬,受爆破开挖和降雨等因素影响,触发边坡整体变形,首先在开挖面即坡脚处出现软化现象,随后向上逐步发展,导致倾倒体中上部裂缝发育现场1340~1384 m高程于5月27日出现局部浅层滑塌。

图8—图9给出了倾倒体变形阶段1的变形特征及塑性区分布情况,此阶段的最大累计变形

约8 cm,变形区域主要集中于浅层的A、B₁类倾倒岩体中,水平深度可达30 m,高程处于1380~1500 m之间。根据塑性区分布情况,从宏观角度判断,倾倒体发展至变形阶段1,整体稳定性较低,局部浅表层可能处于临界状态,倾倒体的整体安全系数可能介于1.0~1.1之间,为基本稳定状态。

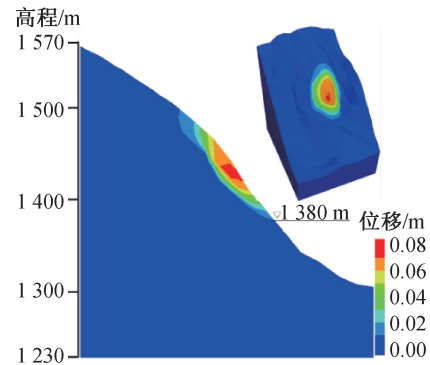


图8 变形阶段1累计变形

Fig. 8 Cumulative deformation during deformation stage 1

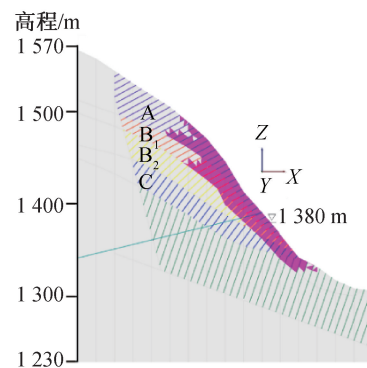


图9 变形阶段1塑性区分布

Fig. 9 Plastic zone distribution during deformation stage 1

倾倒体变形阶段2:对应于2013年7月下旬至9月底,坝址区域雨量较大,出现多次连续强降雨,日平均降雨量达到20~35 mm,致使倾倒体变形加剧,稳定性降低。如图10—图11所示,此阶

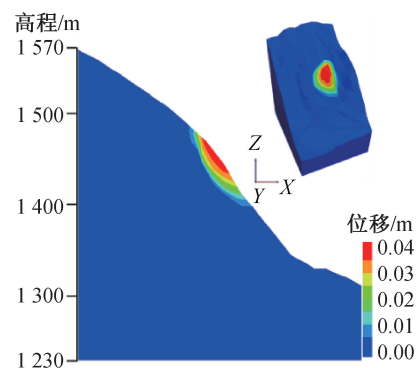


图10 变形阶段2累计变形

Fig. 10 Cumulative deformation during deformation stage 2

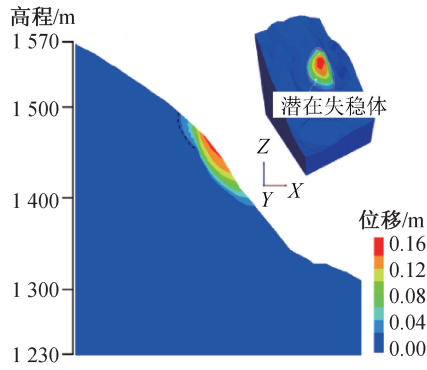


图 11 变形阶段 2 的潜在失稳区域

Fig. 11 Potential instability area during deformation stage 2

段的最大累计变形约为 4 cm,变形区域主要位于 1 398 m 高程上的 A 和 B₁ 类倾倒岩体中,1 398 m 高程以下受中部锚索加固的作用,使得该区域的变形量值增加较小。此时安全系数为 1.04,处于浅表局部失稳临界状态,可见降雨对倾倒体稳定性影响较大,倾倒岩体参数弱化严重。

4.3 倾倒体加固阶段

具体支护措施包括堆渣压坡、锚拉板锚索加固、压渣挖除。本工程采用的支护加固方式为边坡堆渣压坡配合 5 排锚索加固。利用强度折减法对此最终倾倒体的稳定性进行计算复核,计算得安全系数为 1.24。由图 12 可以看出,潜在破坏面继续向坡体内部扩展,但潜在失稳区域仍处于倾倒岩体 A 类和 B₁ 类中,破坏面的前缘高度延伸到 1 370 m 高程。

4.4 渣体填筑阶段

此阶段分为两个过程,渣体填筑至 1 385 m 高程和渣体填筑至 1 397 m 高程。填筑至 1 385 m 高程时的强度折减计算结果如图 13 所示,倾倒体整

体安全系数为 1.27,可见压坡镇脚可以有效改善倾倒体整体稳定性。计算结果显示,此时潜在失稳区域的深度有所减少,主要位于 1 385~1 500 m 的 A 和 B₁ 类倾倒岩体中,水平深度约为 20~30 m,潜在破坏面的前缘高程接近堆渣平台,后缘伴随有倾倒变形特征。

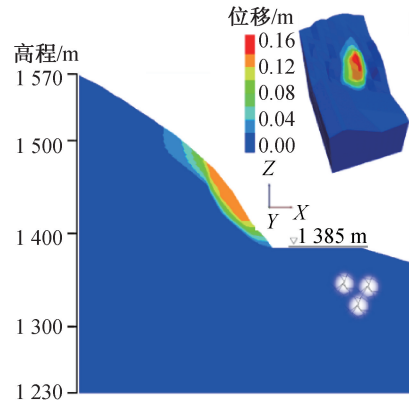


图 13 填筑至 1 385 m 高程时的潜在失稳区域

Fig. 13 Potential instability area when filled to an elevation of 1 385 m

堆渣填筑至 1 397 m 时,潜在失稳区域范围进一步减小,安全系数为 1.32,比堆渣至 1 385 m 时的稳定性提高了 0.05,见图 14。由于堆渣平台高程的抬升,潜在失稳区域的底部边界也相应有所向上抬升迹象,潜在失稳区域前缘剪出口位置高程与堆渣平台高程相近。堆渣的存在调整了倾倒体整体的内在应力分布,缩小了潜在失稳范围。

5 正常蓄水位下倾倒体稳定性

受水库蓄水影响,苗尾水电站倾倒体变形持续增长,对倾倒体稳定性不利。如图 15 所示,堆渣+蓄水后安全系数为 1.23,低于蓄水前的安全系数。

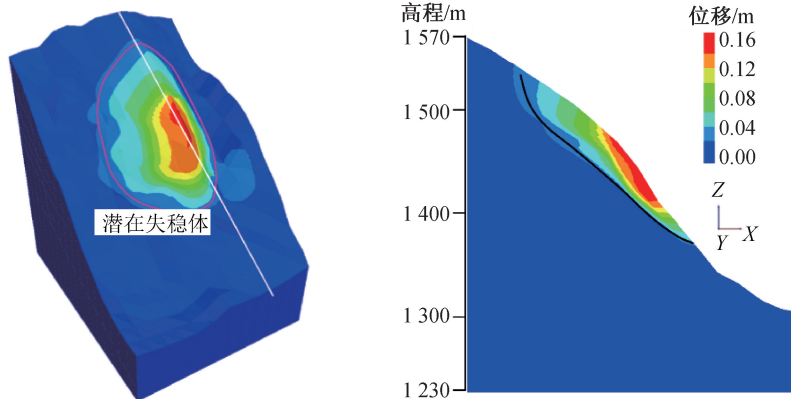


图 12 倾倒体加固后的潜在失稳区域

Fig. 12 Potential instability area after reinforcement of the toppling body

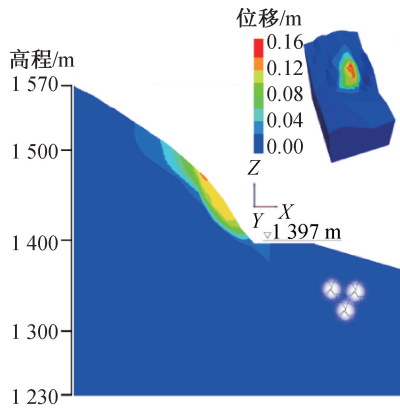


图 14 填筑至 1397 m 高程时的潜在失稳区域
Fig. 14 Potential instability area when filled to an elevation of 1397 m

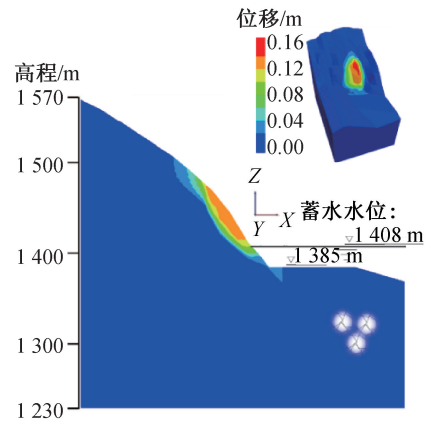


图 15 堆渣 1385 m+蓄水时潜在失稳区域
Fig. 15 Potential instability area during storage of 1385 m+slag heap

明显看到倾倒体整体变形量降低,变形范围较小,但主要潜在失稳区域仍位于岩层 A 和 B₁ 类中。

分别对 1385 m 堆渣方案和 1397 m 堆渣方案各种工况(持久、短暂、偶然)下的安全稳定性进行计算分析,堆渣至 1385 m 时,持久工况、短暂工况、偶然工况对应的安全系数分别为 1.23、1.13、1.10;堆渣至 1397 m 时,持久工况、短暂工况、偶然工况对应的安全系数分别为 1.26、1.17、1.14。考虑系统锚固及堆载措施后,倾倒体在正常蓄水运行阶段各工况下的稳定性均可满足规范要求。

6 倾倒体监测数据分析

对变形监测数据进行分析研究后发现,倾倒体表现出强烈的时间相关性和空间相关性。变形阶段为 2013 年 5 月底至 7 月中旬,主要受坡脚开挖影响,倾倒体中下部变形区域基本稳定,1385~1423 m 高程在 7 月中上旬变形速率小于 1 mm/d,总体呈减小趋势;变形阶段为 7 月下旬至 9 月底,降雨量充沛,倾倒体 1470 m 高程及坡脚位置均出现较大变形,高高程裂缝区域的变形最为明显。水平变形速度监测值分布如图 16 所示。

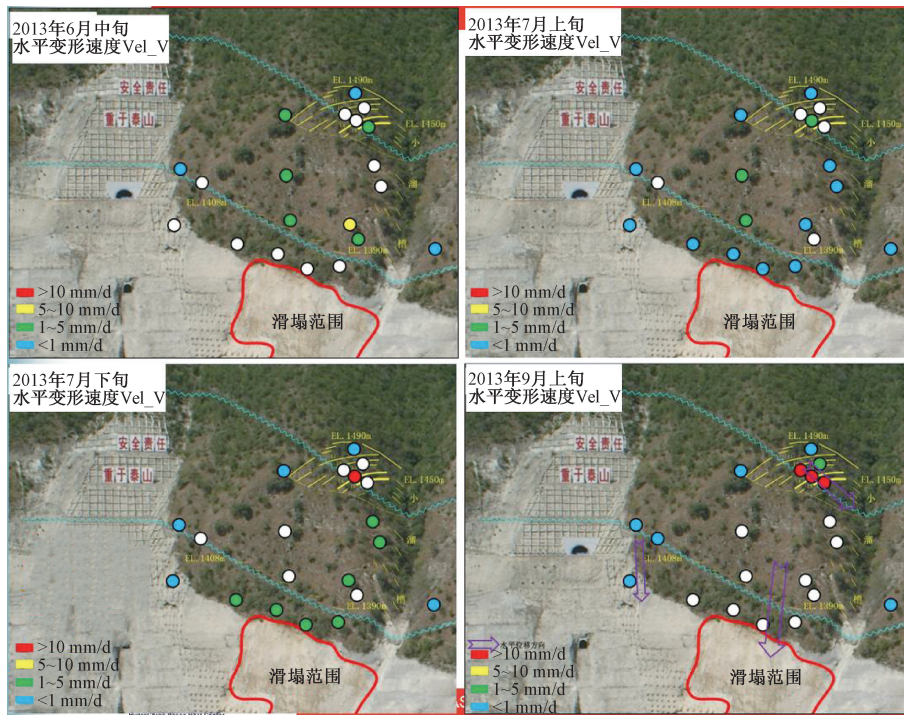


图 16 水平变形速度监测值分布(白色点为监测间断)

Fig. 16 Distribution of monitoring values for horizontal deformation speed (white dots indicate monitoring interruptions)

7 结论

1)反倾地层等地质构造对倾倒岩体边坡的变形和稳定性起到控制性作用。数值计算揭示的影响因素可以用于解释倾倒体开挖过程中主要部位的变形机制。

2)天然倾倒体稳定性较好,安全系数为 1.39,随着施工期坡脚的开挖,整体安全稳定性降低,中上部的极强倾倒岩体和强倾倒岩体变形增大,塑性区向坡体内部发育。

3)对支护加固后的倾倒岩体边坡进行三种工况分析,揭示了渣体填筑对稳定性提高的积极作用。暴雨工况和地震工况均会引起稳定性的降低,需要加强坡表排水和系统锚固设计。

4)基于数值模拟和数据监测的分析方法可以多角度揭示倾倒岩质边坡的失稳破坏机制。

参考文献:

- [1] HUANG R Q, LI W L. Formation, distribution and risk control of landslides in China[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2011, 3(2): 97-116.
- [2] 黄润秋,李渝生,严明. 斜坡倾倒变形的工程地质分析[J]. *工程地质学报*, 2017, 25(5): 1165-1181.
- [3] HUANG R Q. Mechanisms of large-scale landslides in China[J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2012, 71(1): 161-170.
- [4] CROSTA G B, FRATTINI P, AGLIARDI F. Deep seated gravitational slope deformations in the European Alps[J]. *Tectonophysics*, 2013, 605: 13-33.
- [5] ADHIKARY D P, DYSKIN A V, JEWELL R J, et al. A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes [J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1997, 30(2): 75-93.
- [6] 杨根兰,黄润秋,严明,等. 小湾水电站饮水沟大规模倾倒破坏现象的工程地质研究[J]. *工程地质学报*, 2006, 14(2): 165-171.
- [7] 余鹏程. 澜沧江苗尾水电站坝址区岩体倾倒变形特征及坝肩岩体稳定性分析[D]. 成都:成都理工大学, 2007.
- [8] 王思敬. 金川露天矿边坡变形机制及过程[J]. *岩土工程学报*, 1982, 4(1): 76-83.
- [9] 李刚,赵其华,陈强,等. 某水电站大型倾倒体变形破坏特征及稳定性分析[J]. *人民长江*, 2014, 45(5): 53-56.
- [10] XIA M, REN G M, XU Q S, et al. Geologic structure, mechanism, and conditions for rock topples on cataclinal slope, Jinchuan, China [J]. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 2018, 9(1): 1006-1018.
- [11] TU G X, DDENG H, SHANG Q, et al. Deep-seated large-scale toppling failure: a case study of the Lancang slope in Southwest China [J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2020, 53(8): 3417-3432.
- [12] SARDANA S, VERMA A, VERMA R, et al. Rock slope stability along road cut of Kulikawn to Saikhamakawn of Aizawl, Mizoram, India [J]. *Natural Hazards*, 2019, 99(2): 753-767.
- [13] 蔡俊超. 反倾岩质边坡柔性弯曲型倾倒变形全过程力学行为及稳定性研究[D]. 成都:成都理工大学, 2020.
- [14] 邹浩. 西部水电工程倾倒变形体岩体质量评价体系与应用研究[D]. 武汉:中国地质大学, 2016.
- [15] DONG M L, ZHANG F M, LV J Q, et al. Study of stability influencing factors of excavated anti-dip rock slope [J]. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 2020, 24(8): 2293-2303.
- [16] SMITH J V. Self-stabilization of toppling and hillside creep in layered rocks [J]. *Engineering Geology*, 2015, 196: 139-149.
- [17] 伍法权. 三峡工程库区影响 135 m 水位蓄水的滑坡地质灾害治理工程及若干技术问题[J]. *岩土工程界*, 2002, 5(6): 15-16.
- [18] VANNESCHI C, EYRE M, VENN A, et al. Investigation and modeling of direct toppling using a three-dimensional distinct element approach with incorporation of point cloud geometry [J]. *Landslides*, 2019, 16(8): 1453-1465.
- [19] LIU G Y, LI J J, KANG F. Failure mechanisms of toppling rock slopes using a three-dimensional discontinuous deformation analysis method [J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2019, 52(10): 3825-3848.
- [20] NING Y B, ZHANG G C, TANG H M, et al. Process analysis of toppling failure on anti-dip rock slopes under seismic load in Southwest China [J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2019, 52(11): 4439-4455.

(责任编辑 王利君)