

尾矿技术

尾矿库淹没排土场条件下相互影响关系及
稳定性研究Study on the Mutual Influence Relationship and Stability Under the Condition of
Submerged Tailings Pond and Waste Disposal Site袁朝^{1,2}

(1. 中国恩菲工程技术有限公司, 北京 100038; 2. 尾矿库灾害防控技术与装备国家矿山安全监察局重点实验室, 北京 100038)

摘要:某铁矿排土场位于新建尾矿库库尾区域,在尾矿库运行后,尾矿将逐步淹没排土场部分区域,一期尾矿库最大淹没高度21 m。在尾矿库运行后,终期将淹没铁矿排土场最大高度66 m。尾矿库淹没排土场后将排土场的稳定性产生重大影响,一旦排土场发生滑动,继而还会影响到尾矿库的安全,因此对尾矿库及排土场的相互影响关系及稳定性研究尤为重要。本文采用三维有限元模拟的研究方式,对某铁矿排土场在尾矿库淹没条件下稳定性进行研究,根据研究结果提出工程治理方案,为相似条件下建设项目提供借鉴。

关键词:排土场;尾矿库;稳定性

中图分类号: TD926.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1672-609X(2025)03-0064-06

Abstract: A certain iron ore dumping site is located in the tail area of a newly built tailings pond. After the operation of the tailings pond, the tailings will gradually submerge some areas of the dumping site. The maximum submergence height of the first phase tailings pond is 21 meters. After the operation of the tailings pond, the maximum height of the iron ore dump will be submerged by 66 m in the final stage. After the tailings pond submerges the waste dump, it will have a significant impact on the stability of the waste dump. Once the waste dump slides, it will also affect the safety of the tailings pond. Therefore, it is particularly important to study the mutual influence and stability between tailings ponds and waste disposal sites. This article adopts a three-dimensional finite element simulation research method to study the stability of a certain iron ore waste dump under the condition of tailings pond inundation. Based on the research results, an engineering treatment plan is proposed to provide reference for future project construction under similar conditions.

Key words: waste dump; tailings pond; stability

1 前言

某铁矿排土场作为其矿山的排土配套设施,运行历时长。排土场分为北部胶带排土场、中部胶带排土场、南部胶带排土场和汽车排土场,排土场南北长约3.8 km,东西宽约1.6 km,目前排土场堆存标高200~250 m,边坡坡角 22° ~ 34° 。排土场边坡坡比1:1.3~1:1.5。

北部胶带排土场位于采区东北侧,先期采用铁

路排土工艺,目前北部胶带排土场顶标高215 m,最终规划排土场顶标高320 m。该排土场为多期排土而成,经多年沉降固结,排土场稳定性较好。现胶带机排土高度一般为50~60 m,经推土机整平压实后场地稳定性较好。

中部胶带排土场位于采场东侧,紧邻北部和南部胶带排土场,东半部为新扩区,目前排岩机位于西侧就近排土,排岩高度为100~150 m,东部沟谷处排岩高度近200 m。目前中部胶带排土场顶标高250 m,最终规划排土场顶标高320 m。

南部胶带排土场位于中部胶带排土场南侧、汽车排土场东侧,南侧为风水沟尾矿库。排岩高度大于100 m,最大至190 m。目前南部胶带排土场顶标高250 m,最终规划排土场顶标高320 m。南部一矿

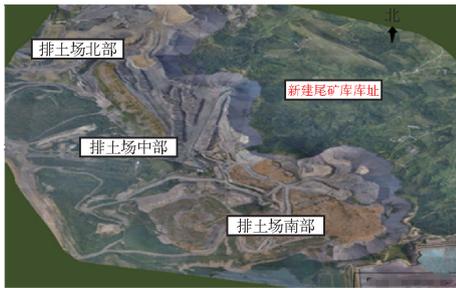
[作者简介] 袁朝(1985—),男,汉族,山东曹县人,高级工程师,主要从事尾矿咨询设计和浆体输送方面的研究工作。

[基金项目] 国家重点研发计划项目(2023YFC3012204)

[引用格式] 袁朝. 尾矿库淹没排土场条件下相互影响关系及稳定性研究[J]. 中国矿山工程,2025,54(3):64-69+95.

区排土场,主要采用汽车排土,目前一矿区排土场顶标高 250 m,最终规划排土场顶标高 280 m。排土场

现状卫星图如图 1 所示。



排土场现状俯视卫星图



排土场现状俯视照片

图 1 排土场现状照片

新建尾矿库位于排土场下游区域,总坝高为 93 m,总库容为 $11\ 018 \times 10^4 \text{ m}^3$,为二等尾矿库。在尾矿库运行后,尾矿将逐步淹没排土场部分区域,一期尾矿库淹没高度 21 m,淹没范围如图 2 所示。在尾矿库运行后,终期将淹没排土场最大高度 66 m,淹没范围如图 3 所示。

拟的研究方式,通过排土场地形、地质条件、排土场设计及现场勘察等资料,建立排土场三维有限元模型,开展尾矿库淹没后的排土场三维静、动力应力变形分析、地震反应和边坡稳定性分析,从而对尾矿库淹没下的排土场的稳定性进行分析,并提出工程治理措施,从而给类似项目提供参考。

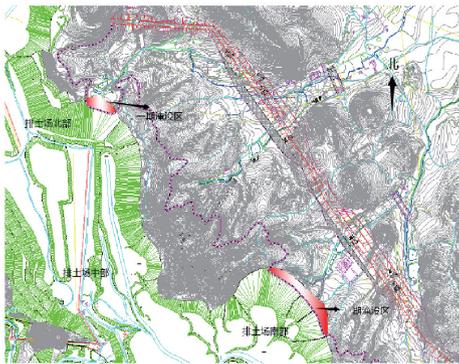


图 2 一期尾矿库淹没排土场范围

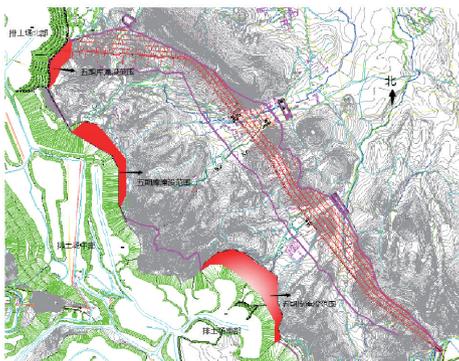


图 3 终期尾矿库淹没排土场范围

尾矿库淹没排土场后将将对排土场的稳定性产生重大影响,一旦排土场发生滑动,继而还会影响到尾矿库的安全,因此对尾矿库及排土场的相互影响关系及稳定性研究尤为重要。本文采用三维有限元模

2 排土场三维非线性静动力有限元计算理论

2.1 静力本构模型

排土场排弃土石料是非线性材料,其变形不仅随荷载大小变化,还与加载的应力路径有关,应力应变关系呈明显的非线性。非线性模型中的邓肯双曲线模型因概念明确,参数确定经验丰富,且计算结果较符合工程实际情况,目前国内工程界用得普遍,因此本项目采用邓肯 E-B 模型来描述材料的非线性应力应变关系。

切线弹性模量

$$E_t = K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - R_f \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \quad (1)$$

切线体积模量

$$B_t = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (2)$$

根据摩尔库仑准则可得破坏时的主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2C \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3)$$

计算中当单元应力同时满足下列条件时,表明该单元处于卸载或再加载状态。

$$\begin{cases} S_i \leq 0.95 S_{i-1} \\ \sigma_{3,i} \leq 0.95 \sigma_{3,i-1}, i \text{ 为加载级数} \end{cases} \quad (4)$$

对于处于卸载或再加载状态的土体单元, E_1 改用回弹模量 E_{ur} , 即

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n_{ur}} \quad (5)$$

式中: p_a 为大气压; c 、 φ 、 K 、 K_{ur} 、 n 、 n_{ur} 、 R_f 、 K_b 、 m 分别为邓肯模型的 9 个材料试验参数, 可根据三轴试验测定。

在三维计算中用广义剪应力 $q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$ 代替 $(\sigma_1 - \sigma_3)$, 用平均主应力 $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ 代替 σ_3 , 相应的抗剪强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 用三维问题的摩尔库仑准则取代, 即

$$q_f = \frac{3P \sin \phi + 3c \cos \phi}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma + \sin \phi \sin \theta_\sigma} \quad (6)$$

式中: θ_σ 为洛德(Lode)应力角, 按下式计算

$$\theta_\sigma = \text{tg}^{-1} \left(-\frac{1}{\sqrt{3}} u_\sigma \right) \quad (7)$$

$$u_\sigma = 1 - \frac{2(\sigma_2 - \sigma_3)}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (8)$$

2.2 动力计算相关理论

1) 动力控制方程及求解步骤

动力控制方程为

$$\mathbf{M}\{\delta(\ddot{i})\} + \mathbf{C}\{\delta(\dot{i})\} + \mathbf{K}\{\delta(t)\} = \{F(t)\} \quad (9)$$

式中: $\delta(t)$ 、 $\delta(\dot{i})$ 、 $\delta(\ddot{i})$ 分别为结点位移、速度和加速度; $F(t)$ 为结点的动力荷载, 由地震加速度确定; \mathbf{M} 为质量矩阵; \mathbf{K} 为刚度矩阵; \mathbf{C} 为阻尼矩阵, 可采用瑞利假定, $\mathbf{C} = \lambda \omega \mathbf{M} + \frac{\lambda}{\omega} \mathbf{K}$, ω 为基频, λ 为阻尼比。

采用 Wilson- θ 法求解上述动力控制方程, 主要计算步骤如下:

(1) 进行静力非线性计算, 求出震前每一单元的静应力。

(2) 动力计算前先根据地震过程幅值大小来划分若干时段, 并假定每一时段中各单元的动参数剪切模量 G 和阻尼比 λ 保持不变。根据静力计算得到的单元应力值和动力本构模型计算各单元的 G 和 λ , 供迭代初始值之用。

(3) 在该时段内取时间步长 $\Delta t = 0.01 \sim 0.02$ s, 用 Wilson- θ 法求解动力控制方程式 (12), 得到该时段各单元的动剪应变 γ 过程, 取该时段最大

剪应变 γ_{\max} 的 0.65 倍作为该单元在该时段的平均剪应变 $\bar{\gamma}$ 。

(4) 根据求得平均剪应变 $\bar{\gamma}$, 由动力本构模型计算各单元在该时段中的剪切模量 G_i 和阻尼比 λ_i , 在该时段内迭代几次直到各单元的剪切模量和阻尼比达到精度要求。将此剪切模量和阻尼比作为下一时段的起始模量 G_{i+1} 和阻尼比 λ_{i+1} , 并求出基频以作下一时段迭代之用。

(5) 重复步骤 (3) ~ (4), 求得所需动力反应量, 直至地震结束为止。

2) 动力本构模型

动力计算分析时一般将排土场排弃土石料视为黏弹性体, 采用等效剪切模量 G 和等效阻尼比 λ 这两个参数来反映其动应力应变关系的非线性和滞后性, 并表示为剪切模量和阻尼比与动剪应变的关系。本项目采用 Hardin-Drnevich 模型来计算排土场排弃土石料动剪切模量和阻尼比, 即

动模量

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (10)$$

阻尼比

$$\lambda = \lambda_{\max} \frac{\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (11)$$

最大剪切模量

$$G_{\max} = K_2 P_a (\sigma'_m / P_a)^n \quad (12)$$

式中: γ_r 为参考剪应变; $\gamma_r = \tau_{\max} / G_{\max}$; σ'_m 为平均有效应力; p_a 为大气压力; K_2 和 n 为试验参数。

3) 地震永久变形计算方法

采用等效结点力法计算排土地震永久变形, 即将动力计算得到的残余体应变和残余剪应变按照一定假设转换至直角坐标系下的 6 个应变分量后计算“等效结点力”, 将其作用于排土场进行一次静力计算, 即可得到地震永久变形。

残余体积应变和剪切应变计算采用沈珠江模型, 其增量形式为

$$\Delta \varepsilon_{vr} = c_1 (\gamma_d)^{c_2} \exp(-c_3 S_l^2) \frac{\Delta N}{1 + N} \quad (13)$$

$$\Delta \gamma_r = c_4 (\gamma_d)^{c_5} S_l^2 \frac{\Delta N}{1 + N} \quad (14)$$

式中: $\Delta \varepsilon_{vr}$ 为残余体积应变; $\Delta \gamma_r$ 为残余剪切应变; S_l 为剪应力水平; γ_d 为动剪应变; N 、 ΔN 为振动次数及其增量; c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 、 c_5 为试验参数, 由常规的动三轴液化试验确定。

3 三维非线性静动力有限元模型及计算条件

3.1 有限元建模及计算条件

1) 有限元计算模型

根据排土场平面布置图和剖面图等资料,建立

排土场三维有限元模型。整个计算域网格剖分以六面体单元为主,局部区域适当填充五面体单元和四面体单元进行过渡连接。剖分后的排土场三维应力场有限元计算网格如图4所示,其中结点数335 73个,单元数30 706个。

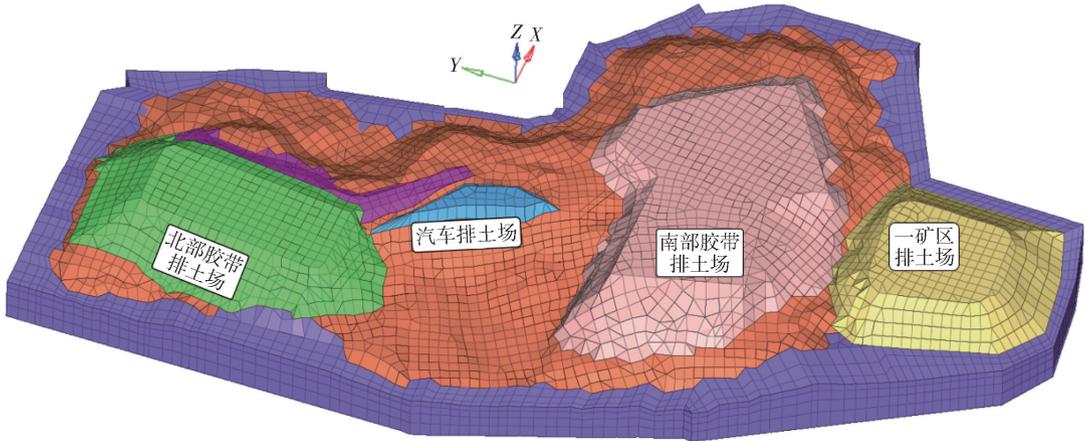


图4 排土场三维有限元网格

根据设计方所提供的图纸资料,由南至北方向(南部胶带排土场指向北部胶带排土场方向)平行于有限元模型的 y 方向,故有限元模型的坐标规定如下:有限元模型 x 方向由西向东,以向东为正; y 方向为由南向北,以向北侧为正; z 轴为竖向,指向上为正,与高程一致。

根据图4排土场有限元模型选取剖面1-1、剖面

2-2、剖面3-3、剖面4-4、剖面5-5、剖面6-6、剖面7-7和剖面8-8等8个典型剖面绘制应力和变形分布图,各典型剖面的位置如图5所示。其中,剖面1-1和剖面2-2为北部胶带排土场典型剖面,剖面3-3和剖面4-4为汽车排土场典型剖面,剖面5-5和剖面6-6为南部胶带排土场典型剖面,剖面7-7和剖面8-8为一矿区排土场典型剖面。

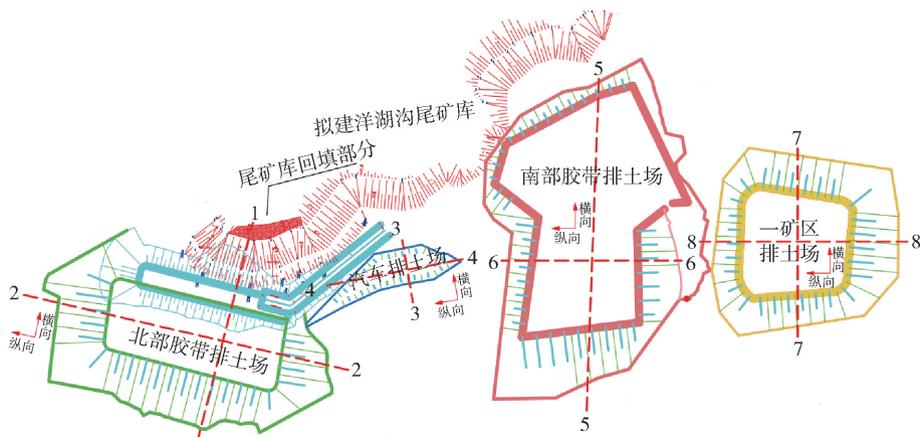


图5 典型剖面位置分布示意图

2) 计算工况

排土场边坡抗滑稳定计算分为现状边坡和尾矿库服务期两个典型运行期。其中尾矿库服务期内排土场顶标高取规划最终标高320 m。

计算工况按照《冶金矿山排土场设计规范》

(GB 51119—2015),分别考虑天然工况、降雨工况和地震工况,共有6个工况,具体见表1。各工况下边坡稳定性分别按线性强度指标和非线性强度指标进行计算。

表1 边坡抗滑稳定计算工况

工况	排土场阶段	工况描述
工况 1-1		天然状况
工况 1-2	现状排土场	降雨状况
工况 1-3		地震状况
工况 2-1		天然状况
工况 2-2	尾矿库服务期内排土场	降雨状况
工况 2-3		地震状况

表2 静力计算参数

材料名称	$\rho/g \cdot cm^{-3}$	线性指标		非线性指标		K	n	K_b	m	R_f	K_{ur}
		$\varphi/(^\circ)$	C/kPa	$\varphi_0/(^\circ)$	$\Delta\varphi/(^\circ)$						
排土场排弃土石料	2.05	34	5	42	6	720	0.4	420	0.35	0.78	1500

表3 线弹性模型计算参数

材料名称	重度 $\rho/g \cdot cm^{-3}$	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ
中风化花岗岩	2.78	49.2	0.18
强风化花岗岩	2.75	28.6	0.18

表4 动力计算参数

材料名称	K_2	n	λ_{max}	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
排土场排弃土石料	1650.0	0.48	0.25	0.0295	1.14	0	0.365	0.92

震加速度时程曲线峰值取水平向峰值的2/3,三种不同概率水准下峰值分别为71.33 cm/s²、128.67 cm/s²和178.01 cm/s²;X向、Y向为水平向,Z向为竖向。

4 三维非线性静动力有限元计算结果

4.1 尾矿库淹没条件下排土场边坡稳定性分析结果

经计算,尾矿库淹没排土场条件下,采用线性/非线性抗剪强度指标时,除剖面7-7、8-8典型剖面边坡处于基本稳定状态外,其余临近尾矿库的6个典型剖面边坡安全系数均小于规范允许值。

为提高排土场安全性,将排土场进行削坡处理。假设将排土场整体削坡后边坡坡比不陡于1:2,天然工况下,采用线性抗剪强度指标和非线性抗剪强度指标时,临近尾矿库的6个剖面的安全系数均大于1.25,满足规范要求;降雨工况和地震工况下,临近尾矿库的6个典型剖面的边坡安全系数均大于1.10(线性和非线性抗剪强度),满足规范要求。根据计算结果,提出的削坡治理措施合理,削坡后边坡

3.2 计算参数

1) 静力计算参数

计算域内各分区材料静力计算参数根据地质报告并结合类似工程试验资料进行综合取值,邓肯E-B模型计算参数见表2,基岩参数取值见表3。

2) 动力计算参数

借鉴类似工程的动力试验成果,并结合以往计算经验,拟定Hardin-Drnevich动力本构模型和沈珠江永久变形模型的计算参数,具体参数见表4。

3.3 地震加速度时程曲线

根据地震加速度时程曲线,其中,50年超越概率10%、100年超越概率5%和100年超越概率2%水平向地震加速度时程曲线峰值分别为107.0 cm/s²、193.0 cm/s²和267.0 cm/s²;竖向地

坡比不陡于12的假设合理。取1-1剖面为例,削坡后自然工况、降雨工况和地震工况下剖面1-1边坡稳定计算结果如图6所示。

4.2 排土场三维应力变形静力计算成果

1) 沉降变形

4个排土场(北部胶带排土场、汽车排土场、南部胶带排土场和一矿区排土场)各剖面应力、变形等值线总体分布规律较好,排土场变形合理;各个排土场的竖向位移极值均出现在排土场中部靠近边坡附近。取1-1剖面为例,竖向变形云图如图7所示。

2) 主应力

4个排土场(北部胶带排土场、汽车排土场、南部胶带排土场和一矿区排土场)各剖面应力、变形分布规律总体较好,排土场变形和大、小主应力极值合理;各个排土场的竖向位移极值均出现在排土场中部靠近边坡附近;排土场大、小主应力总体上沿高程由上而下呈现逐渐增大。取1-1剖面为例,主应力云图如图8所示。

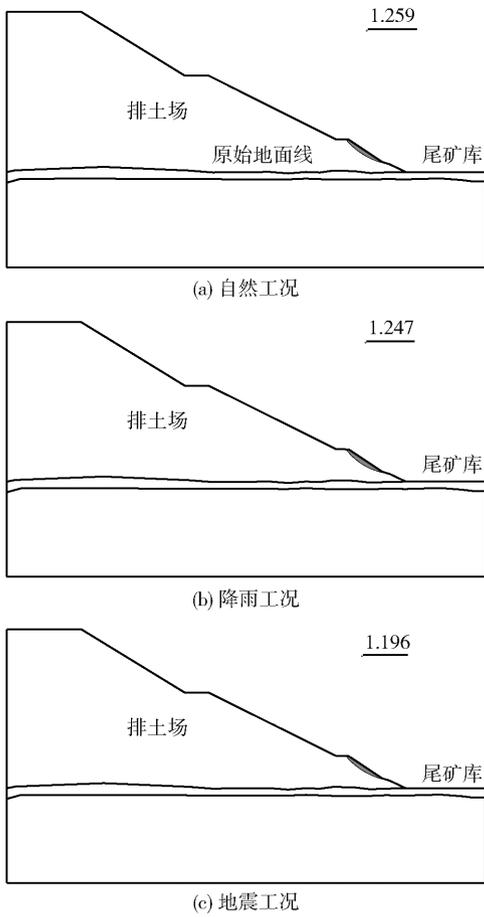


图6 排土场削坡后1-1剖面边坡极限平衡滑弧位置

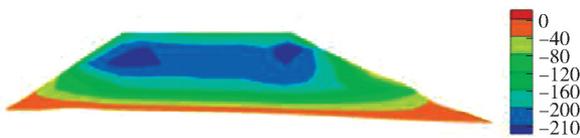


图7 1-1剖面竖向位移云图(单位:cm)

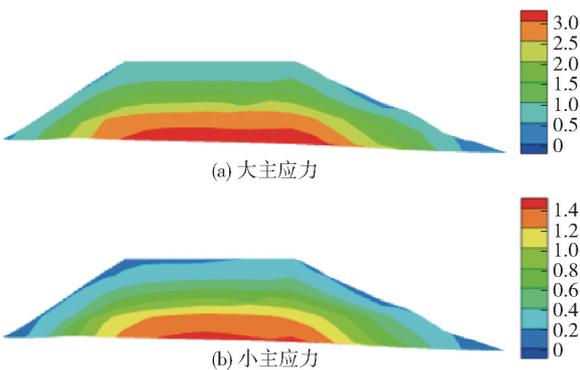


图8 1-1剖面主应力云图(单位:MPa)

4.3 排土场三维应力变形动力计算成果

1) 动位移

地震作用下,各排土场动位移分布规律性较好,

动位移值大体呈现从下至上逐渐增大的特点,在顶部附近达到最大值。总体上,排土场动位移极值随着输入地震加速度峰值的增加亦逐渐增加。

2) 加速度

地震作用下,不同排土场加速度包络图分布符合规律性较好,加速度极值基本出现在排土场顶部。随着输入地震加速度峰值的增加,排土场三向加速度极值均逐渐增大,但放大倍数逐渐减小。

3) 地震永久变形

地震作用后,各排土场水平向永久变形和竖向永久变形(震陷)分布规律性较好,其值总体上沿高程由下至上呈现逐渐增大的特点。

5 结论

根据以上计算结果,对排土场提出削坡、放矿护坡及渗水控制等三项工程措施。在这三项工程措施下尾矿库和排土场均可以保证安全稳定运行。

1) 排土场削坡

根据排土场稳定性专项研究结论,为增加排土场稳定性,对排土场靠近尾矿库一侧边坡进行削坡。通过专项研究单位反算验证,160 m 以上标高进行不陡于 1:2 坡比削坡后稳定性可以满足相关规范要求。

2) 放矿护坡措施

根据自然地形特点,排土场北侧原始地形相对较低,为减少此处的渗水量,将尾矿坝放矿管线延伸至此区域进行放矿,同时将尾矿水集中至库中排洪设施区域,正常运行时优先在此区域进行分散放矿。

3) 排土场渗水控制

根据排土场稳定性专项研究结论,排土场稳定计算中考虑了尾矿库内水对排土场的渗透影响,即使尾矿水渗入排土场内,排土场稳定性依然可以满足规范要求。但从减少尾矿库内水对周边环境影响的角度考虑,排土场靠近尾矿库一侧边坡仍然设置渗水控制设施。排土场补充铺设人工防渗材料阻挡库内水渗透,自然山体与人工防渗材料组成封闭式防渗系统。

[参考文献]

[1] 李全明. 尾矿库上覆排土场工程危险源辨识及安全评估技术研究[J]. 中国安全生产科学技术, 2013, 9(7): 38-43.

[2] 徐志清. 尾矿库内山坡型高台阶排土场的稳定性[J]. 采矿技术, 2002(3): 52-54.