

# 吴家沟尾矿库堆积坝稳定性分析

谢园丁<sup>1,2</sup>,吴庚林<sup>3</sup>,靳晓光<sup>1,2</sup>,陈绍清<sup>4</sup>,王琳<sup>1,2</sup>(1. 重庆大学 土木工程学院,重庆 400030; 2. 重庆大学 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室 重庆 400045;  
3. 河北省区域地质矿产调查研究所 河北 廊坊 065000; 4. 重庆科技学院 安全工程学院,重庆 401331)

**摘要:**重庆市吴家沟尾矿库库区占地面积约  $19.21 \times 10^4 \text{ m}^2$ ,库区有效库容约  $377 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,设计堆存规模为  $40.13 \times 10^4 \text{ t/a}$ ,服务年限为 15a。依据尾矿库初期坝和堆积坝特征建立几何模型,采用极限平衡条分法计算得到尾矿库堆积坝的安全系数为 1.73。在分析有限元强度折减法基本原理的基础上,采用 ABAQUS 软件,建立基于 Mohr-Coulomb 准则的有限元模型,分析了强度折减过程中堆积坝体塑性区的变化规律,通过有限元强度折减法得到堆积坝的安全系数为 1.76,与极限平衡分析法得到的堆积坝安全系数基本一致。

**关键词:**吴家沟尾矿库;堆积坝;安全系数;极限平衡法;有限元强度折减法

文章编号:1003-8035(2014)03-0049-07

中图分类号:TD77

文献标识码:A

## 0 引言

生产过程中在初期坝坝顶以上用尾矿充填堆筑而成的坝称为堆积坝,也叫后期坝。大、中型尾矿库堆积坝最终的高度往往比初期坝高的多,是尾矿坝的主体部分。堆积坝一旦失稳,灾害惨重,如何确保堆积坝的安全历来是设计和生产部门十分重视的一项工作,也是安全生产管理和安全监督管理工作的重点之一。因此,研究尾矿库堆积坝的稳定性具有重要的意义。

尾矿库堆积坝的筑坝方式有上游式、中线式、下游式和浓缩锥式等类型。吴家沟铝土矿尾矿库属于三面环山的山谷型尾矿库,堆积坝方式为上游式。尾矿库等别由各时期占用库容和坝高参数确定。当堆积达到库容  $100 \times 10^4 \text{ m}^3 \leq V < 1000 \times 10^4 \text{ m}^3$ 、坝高  $30 \text{ m} \leq H < 60 \text{ m}$  时,最高等别为四等尾矿库。在修筑好初期坝并完成前期库容堆填后,后续子坝采用碾压赤泥进行堆积,不断提升后期堆积高度,形成新的储矿区域。吴家沟尾矿库目前处于前期运行阶段,堆积坝每级子坝高度设计为 6m,后一级子坝相对于前一级子坝向上游方向推移约 15m,规划使用 8~9 级子坝后进行封坝,待前期尾矿库容中的赤泥进行一定排水固结后再修筑各级子坝。为了使库中赤泥颗粒分布较为均匀,采取在坝上多点放矿的方式。

极限平衡法和数值分析法是尾矿库坝体稳定性研究的主要方法。极限平衡法是最经典的边坡稳定性分析方法,在工程实践中使用最为广泛,也最为成

熟。于斯滢、邵龙潭等<sup>[1]</sup>采用基于弹塑性应力应变分析的有限元极限平衡法对尾矿坝坝体的稳定性进行了研究;王启耀、何仕朝等<sup>[2]</sup>采用极限平衡法和快速拉格朗日法计算了御驾泉尾矿坝坝体在正常运行、洪水运行和特殊运行工况下的稳定系数;王立彬、袁子有等<sup>[3]</sup>采用 Fellenius 法、简化 Bishop 法和 Janbu 法对某尾矿坝坝体稳定性进行了计算。

数值分析法在尾矿库稳定性分析中已占有相当重要的位置,成为使用较为普遍的方法之一<sup>[4~5]</sup>。楼建东等<sup>[6]</sup>采用有限单元法对各种变量状况下尾矿坝坝体的应力和应变分布规律进行了研究,得出坝体内潜在的滑动面;魏宁等<sup>[7]</sup>结合尾矿坝软基处理实践,运用 Bioti 固结有限元分析方法对尾矿库初期坝(土石坝)进行了数值模拟和预测,分析了固结过程中地基孔隙水压力和位移随时间的变化规律。Duncan(1996)<sup>[8]</sup>指出边坡安全系数可以定义为使边坡刚好达到临界破坏状态时对土的剪切强度进行折减的程度,即土的实际剪切强度与临界破坏时折减后的剪切强度的比值。随着计算机的发展和有限元计算技术的提高,有限元强度折减法正成为边坡稳定分析研究的新趋势。Dawson 和 Roth(1999)<sup>[9]</sup>,Manzari

收稿日期:2013-07-08; 修订日期:2013-09-13

基金项目:重庆市国土资源和房屋管理局科技计划项目(渝国土房管发[2010]171 号)

作者简介:谢园丁(1984—),男,土木工程专业,研究生,主要从事岩土工程方面的研究。

E-mail: 284459500@qq.com

和 Nour(2000)<sup>[10]</sup> 及宋二祥(1997)<sup>[11]</sup> 等都对有限元强度折减法做了深入的研究。近年来, 郑颖人等<sup>[12-15]</sup>在有限元强度折减法方面进行了大量的研究, 取得丰硕的成果。陈昌富、翁敬良<sup>[16]</sup>采用基于广义 Hoek-Brown 准则的强度折减法对边坡稳定性进行了分析, 李红卫、马惠民等<sup>[17]</sup>采用强度折减法对高含水滑坡稳定性进行了研究, 李宁、许建聪<sup>[18]</sup>对基于场变量的边坡稳定分析有限元强度折减法进行了研究, 陈力华、靳晓光<sup>[19]</sup>对有限元强度折减法中边坡三种失效判据的适用性进行了研究。

极限平衡法是最为经典的边坡稳定性分析方法, 即使不能给定应力作用下岩土体结构变形情况, 也能对结构体的稳定性做出较精确的评价, 但极限平衡法不能确定出分析对象的应力应变状态, 难以从材料的力学机理上探讨边坡的失稳及破坏规律, 分析方法有待改进。数值方法能从较大范围考虑介质的复杂性, 全面地分析边坡的应力状态, 有助于对边坡变形和破坏机理的认识, 较极限平衡方法有很大改进和补充, 但其一般不能直接计算出安全系数。

## 1 极限平衡分析

土坡滑动一般是指土坡在一定范围内整体的沿着某一个滑动面向下和向外滑动而丧失稳定性。自然界均质土坡失去稳定性, 滑动面常呈曲面, 在粘性土体发生滑动时, 其滑动面曲线形状大多数近似于圆弧面。为了简化, 在进行理论分析中通常采用圆弧面计算。

取初期坝顶上游坡面作为土坡失稳的研究对象, 使圆弧下端通过初期坝顶与堆积坝的交界处, 上端延伸至堆积坝顶, 圆心位置坐标为(33.347, 102.063), 滑动半径 R = 107.413m, 土条的宽度取为 10m, 依次向上编号为 1, 2, 3…, 共 12 条。坡体滑动区域示意图及各条的下滑力以及抗滑力计算结果见图 1 和表 1。

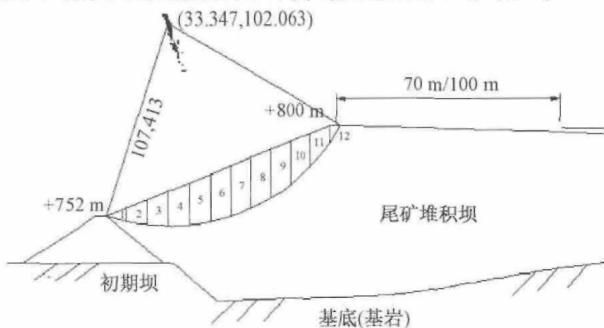


图 1 坡体稳定性圆弧法计算图

Fig. 1 Slope stability analysis of circular arc method

表 1 坡体瑞典圆弧条分法计算结果

Table 1 Calculating results with sweden arc method

编号	起始 x(m)	终止 x(m)	角度 α(°)	土条重力 (kN)	下滑力 (kN)	抗滑力 (kN)
1	0	11.116	-14.954	762.91	0	903.97
2	11.116	22.232	-8.907	2162.37	0	1747.49
3	22.232	33.347	-2.958	3315.23	0	2178.74
4	33.347	44.463	2.958	4229.58	218.29	2472.92
5	44.463	55.579	8.907	4905.4	759.49	2793.49
6	55.579	66.695	14.954	5334.67	1376.58	2957.64
7	66.695	77.811	21.048	5276.98	1895.23	2838.57
8	77.811	88.927	27.267	5169.84	2368.54	2687.2
9	88.927	98.678	33.858	4760.79	2652.42	2384.64
10	98.678	109.339	41.006	3977.1	2609.51	1937.06
11	109.339	120	49.037	2681.43	2024.82	1366.29
12	120	126.291	56.494	555.49	463.18	485.65
合计	—	—	—	—	14368.05	24753.67

由坡体稳定性安全系数计算公式得:

$$K = \frac{M_R}{M_T} = \frac{R(\sum_{i=1}^{12} N_i \tan \alpha + cL)}{R \sum_{i=1}^{12} T_i} = \frac{24753.67}{14368.05} = 1.73$$

式中: K——滑面稳定系数;

M<sub>R</sub>——抗滑力距;

M<sub>T</sub>——滑动力距;

N<sub>i</sub>——第 i 个土条自重在滑面处的法向分量;

α——土条中垂线与滑面半径的夹角;

c——土体粘聚力;

L<sub>i</sub>——第 i 个土条弧长;

T<sub>i</sub>——第 i 个土条在滑面处的切向分量;

R——圆弧滑动面半径。

即从初期坝坝顶内侧发展并延伸至后期堆积坝的潜在滑动面以上滑体的安全系数为 1.73。

## 2 有限元强度折减法分析

有限元强度折减法可以直接获得一个安全系数, 不仅保持了有限元模拟复杂问题的优点, 而且概念明确, 结果直观。

### 2.1 强度折减法的基本原理

20世纪70年代, Zienkiewicz 等学者采用有限元法研究土工材料时第一次提出了材料抗剪强度折减系数的理念。在定义所使用的抗剪强度折减系数时, 考虑研究对象所受到的外部荷载保持不变, 将坡体具有的最大抗剪强度与实际外部荷载在土体内部所产生的剪切应力相比所得到的系数。如果把土体的剪切强度乘以折减系数, 将使得外加荷载在土体内部产生的剪应力等于土体所能发挥的最大抗剪强度。假

定边坡内所有土体的抗剪强度发挥程度相同时, 抗剪强度折减系数可定义为边坡的整体稳定性安全系数, 这样所确定的安全系数与使用极限平衡法计算得到的安全系数具有相同的概念。

按照上述的理解, 坝体的安全系数就是把材料强度的特征值人为降低至堆积坝刚好出现临界破坏状态时刻的强度时所需要的折减系数, 强度指标按下式进行折减<sup>[20]</sup>:

$$\begin{aligned} c_f &= c/F_s \\ \varphi_f &= \arctan(\tan\varphi/F_s) \end{aligned} \quad (1)$$

其中:  $\varphi_f$ —折减后内摩擦角;

$\varphi$ —内摩擦角;

$F_s$ —折减系数;

$c$ —坝体材料内聚力;

$c_f$ —折减后内聚力。

通过对材料的强度指标  $c, \varphi$  值进行不断调整, 然后对研究对象采用有限元方法进行分析, 使之不断接近临界状态而发生破坏, 这时所获得的折减系数就是计算所需要的安全系数。对结果进行后处理能够比较直观地得到滑动面的位置。在整个模拟过程中不需要事先对滑动面位置做出假设, 同时可以分析坡体破坏的整个发展过程和变形特点。

## 2.2 屈服准则的选取

影响边坡失稳破坏的关键因素是岩土体的抗剪强度, 当最大剪应力达到破坏极限时, 土坡将失稳破坏<sup>[21]</sup>。基于此, 在应用折减系数法分析边坡稳定性时, 采用理想弹塑性模型, 屈服准则采用 Mohr-Coulomb 破坏准则:

$$\frac{1}{3}I_1 \sin\phi - \left( \cos\theta_\sigma + \frac{1}{\sqrt{3}}\sin\theta_\sigma \sin\phi \right) \sqrt{J_2} + c\cos\phi = 0 \quad (2)$$

式中:  $I_1, J_2$ —应力张量的第一和应力偏张量的第二不变量;

$\theta_\sigma$ —应力罗德角;

$\Phi$ —土的内摩擦角;

$c$ —土的粘聚力。

Mohr-Coulomb 准则在实际工程中有较广泛的应用, 不足之处在于其屈服面在三维应力空间中存在尖角状不连续点。在 ABAQUS 软件中通过运用扩展的 Mohr-Coulomb 准则, 使得偏应力空间中不出现拐角, 流动势呈现完全光滑的状态, 塑性流动方向存在唯一性。

## 2.3 模型的建立及参数选取

根据尾矿库设计资料, 参照尾矿坝纵断面图(图

2) 建立有限元分析模型。模型边界条件为: 在基岩的左、右两侧设置水平向位移约束( $U_1 = 0$ ), 基岩底侧设置水平向和竖直向位移约束( $U_1 = U_2 = 0$ )。模型采用四边形单元和三角形单元作为有限元分析的单元形式, 二维有限元网格剖分共分为 2737 个单元, 8522 个节点。采用的物理力学参数如表 2 所列。

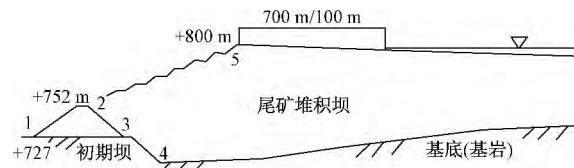


图 2 尾矿坝纵断面示意图

Fig. 2 Longitudinal section diagram of tailings dam

表 2 材料物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of materials

材料名称	重度 $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	凝聚力 $c$ (kPa)	内摩擦角 $\varphi$ (°)	弹性模量 $E$ (kPa)	泊松比 $\mu$	渗透系数 $m$ (s)
赤泥矿	17	28.8	27	$1.50 \times 10^4$	0.35	$4.33 \times 10^{-7}$
土石坝	23	12.38	35	$2.0 \times 10^5$	0.21	—
岩体	25	600	42	$1.0 \times 10^6$	0.23	—

## 2.4 尾矿库坝体稳定性分析

强度折减法的失稳判据包括迭代求解的不收敛性、特征部位位移的突变性、土体塑性应变和应力水平等某些物理量的变化和分布等。选取坡面某些特征位置发生突变的情况作为判定边坡失稳的依据能够有效地反映破坏变形过程, 具有明晰的物理意义。采用对坡面顶点、子坝坡脚处的水平及竖向位移作为观察控制点, 分析其与折减系数之间的关系, 将塑性区的发展变化作为失稳破坏的补充判据。通过强度折减的方式获得坡体的安全系数。在选取坝体的初始强度时, 给予适当的加大, 取强度折减系数  $F_s = 0.8$  (即加大尾矿坝稳定性), 逐渐增大  $F_s$  值, 当其值增加到 1 以后, 即开始减小土体的抗剪强度参数值  $c$  和  $\tan\varphi$ , 运用 ABAQUS 进行计算获得相应的位移场和应力场分布特征。折减系数以 0.1 的增幅逐渐提高, 得到随折减系数增大而不断变化的位移场和应力场。通过分析坡顶和坡脚两处控制点的水平及竖向位移与强度折减系数的变化趋势, 获得相应节点的位移与强度折减系数  $F_s$  的关系曲线如图 3 和图 4 所示。

由图 3 和图 4 可以看出, 当强度折减系数  $F_s$  小于 1.76 之前, 坡顶、坡脚两处位移随  $F_s$  的提高而缓慢增加, 基本上显示为水平直线发展, 表明节点位移

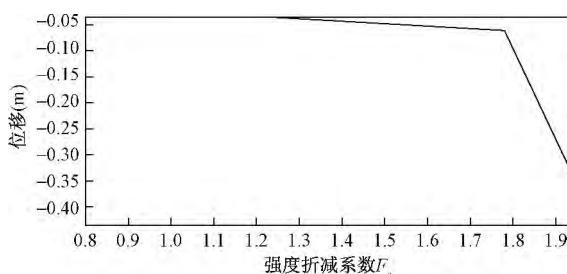


图 3 堆积坝坡脚水平位移 U1 与折减系数关系曲线

Fig. 3 Relation curve of Horizontal displacement on slope toe and reduction factor

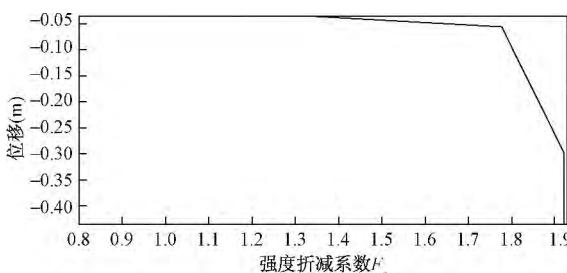


图 4 堆积坝顶竖向位移 U2 与折减系数关系曲线

Fig. 4 Relation curve of vertical displacement on dam crest and reduction factor

对于抗剪强度的减小发生的改变并不明显,当折减系数  $F_s$  从 0.8 增加至 1.76 的过程中,边坡状态一直保持相对稳定。当  $F_s$  达到 1.76 以后,两处位移值随着强度折减系数  $F_s$  的增加发生了比较明显的增大过程,位移值出现拐点。在后期急剧增加,出现垂直增长阶段,表明当边坡土体强度指标折减至 1.76 后,两处位移值随着土体强度的降低出现快速的增长。此时在边坡土体内部的塑性应变区域开始迅速发展,并自坡脚延伸到坡顶逐渐贯通呈带状分布,处于带状区域范围的土体强度接近极限状态(图 8)。边坡自重作用引起的下滑力与土体所具有的抗剪强度提供的抗滑力相等,继而发生滑动破坏。可以认为,有限元强度折减法得到的堆积坝边坡安全系数为 1.76,与极限平衡分析所获得的安全系数值  $K = 1.73$  非常接近,说明采用强度折减法的位移突变准则确定边坡稳定的安全系数是可行的。

计算中不同增量步时间点  $t$  对应的塑性区分布如图 5~图 8 所示,分析坝体内塑性区的变化过程可以说明尾矿库堆积坝体的破坏过程。

图 5 为不进行强度折减时的塑性区分布,在 2~3 级子坝出现了少量塑性变形,最大值为  $4.97 \times 10^{-3}$ ,面积分布为  $559.41 \text{ m}^2$ 。图 6~图 8 分别为进入

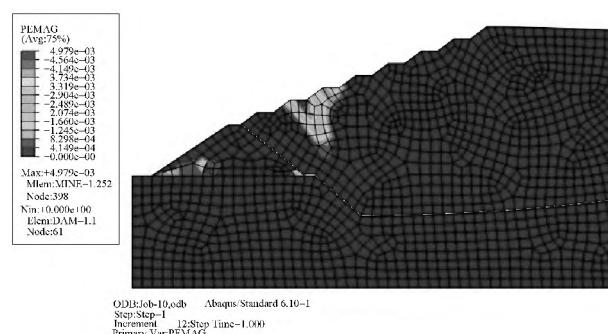


图 5 未进行强度折减( step -1 )的塑性区分布

Fig. 5 The plastic zone distribution without strength reduction

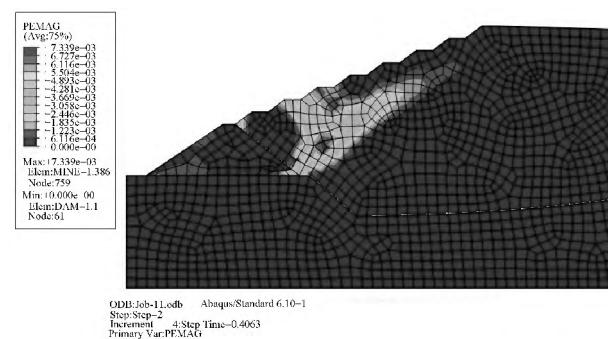
图 6 强度折减( step -2 )  $t = 0.4063$  的塑性区分布

Fig. 6 The plastic zone distribution with strength reduction at time = 0.4063

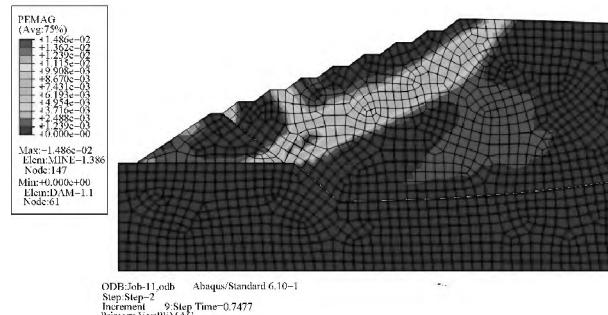
图 7 强度折减( step -2 )  $t = 0.7477$  的塑性区分布

Fig. 7 The plastic zone distribution with strength reduction at time = 0.7477

强度折减的第二个分析步过程中  $t = 0.4063$ 、 $t = 0.7477$  和  $t = 0.935$  的 PEMAG( 积分点上的等效塑性应变) 分布。随着坝体强度参数的减小,塑性变形向内部发展,在  $t = 0.4063$  时,塑性区域深入坡面大约 29m,并沿着与水平位置呈约  $32^\circ$  的方向往初期坝的坝踵(点 3) 和堆积坝的坝顶(点 5) 方向延伸(图 2),最大点位于初期坝坝踵附近,为  $7.33 \times 10^{-3}$ ,塑性区

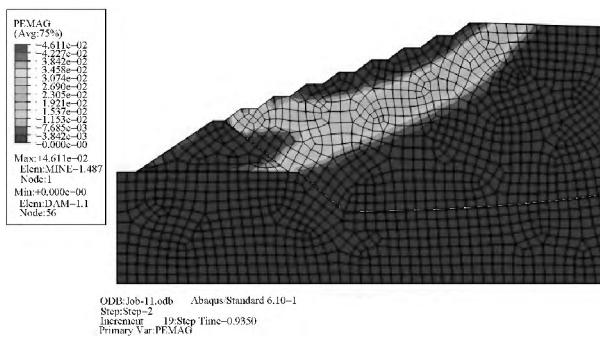


图8 强度折减( step -2)  $t=0.935$  的塑性区分布

Fig. 8 The plastic zone distribution with strength reduction at time = 0.935

面积增大到  $1706.61\text{m}^2$ ; 在  $t=0.7477$  时, 塑性区分布已经延伸至堆积坝顶面, 最大值为  $1.48 \times 10^{-2}$ , 分布面积  $2255.57\text{m}^2$ ; 随着强度指标的进一步下降, 在  $t=0.935$  时, 塑性区域向初期坝顶发展, 最大值出现在堆积坝下游坡面的坡脚处(点2), 达  $4.61 \times 10^{-2}$ , 分布面积达到  $2479.71\text{m}^2$ 。塑性区在向下游延伸过程中出现分叉状态, 分别向初期坝坝顶和坝底延伸, 引起初期坝的位移与变形, 使坝体内抗剪强度得以发挥, 静止土压力过渡为主动土压力, 初期坝的支挡作用阻止了堆积坝的滑动破坏。此时的位移计算仍然收敛。但随着强度指标的继续下降, 堆积坝坡面形成贯通的塑性区, 通过初期坝顶(点2)和堆积坝的坝顶(点5), 位移迅速增长, 最终发生滑面失稳破坏。

在堆积坝的有限元分析中, 强度折减后计算得到的位移等值线图能够直观地反映堆积坝滑动面的特征(图9)。通过图9可以较容易地判断堆积坝滑动面的位置, 此时坡顶出现位移最大值, 为  $2.49\text{m}$ , 说明坝体已出现滑动破坏。滑动面形状与极限平衡法分析结果比较一致, 呈大致的圆弧状, 通过堆积坝坡脚(点2)。从坝体整个破坏过程看出, 坡体内没有出现沿点3至点5的贯通滑移面主要是依靠初期坝的作用。

### 3 结论和建议

(1) 采用极限平衡条分法计算得到吴家沟尾矿库堆积坝的安全系数为 1.73, 滑动面形状为圆弧形。

(2) 应用ABAQUS软件, 采用有限元强度折减法得到堆积坝的安全系数为 1.76, 与极限平衡分析法得到的堆积坝安全系数基本一致。

(3) 极限平衡法和有限元强度折减法的有机结合

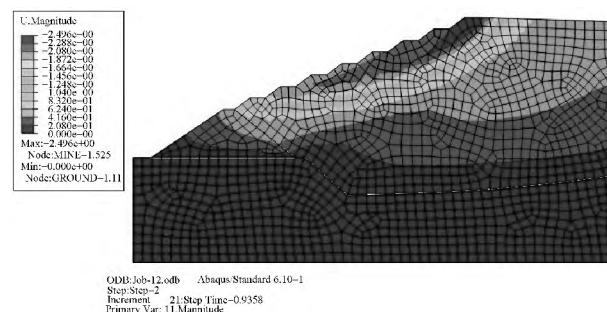


图9 强度折减( step -2) 后位移等值线图

Fig. 9 The displacement contour with strength reduction

合是分析土质堆积坝稳定性比较有效的方法。

(4) 在堆积坝安全控制方面, 合适的堆积坝坡度和尾矿堆积体的强度指标是非常重要的因素。

#### 参考文献:

- [1] 于斯滢, 邵龙潭, 刘士乙. 基于有限元极限平衡法的尾矿坝坝体稳定分析[J]. 岩土力学, 2012, 34(4): 1185–1190.  
YU Siying, SHAO Longtan, LIU Shiyi. Stability analysis of tailings dam based on finite element limit equilibrium method [J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 34(4): 1185–1190.
- [2] 王启耀, 何仕朝, 谢孔金. 御驾泉尾矿坝稳定性计算与分析[J]. 金属矿山, 2012(1): 55–57.  
WANG Qiyao, HE Shichao, XIE Kongjin. Stability calculation and analysis of the Yujiaquan tailing dam [J]. Metal Mine, 2012(1): 55–57.
- [3] 王立彬, 袁子有, 侯攀, 等. 某尾矿坝边坡稳定性计算与安全分析[J]. 有色金属(矿山部分), 2012, 63(5): 52–56.  
WANG Libin, YUAN Ziyou, HOU Pan, et al. Slope stability calculation and safety analysis of a tailings dam [J]. Nonferrous Metals (Mining Section), 2012, 63(5): 52–56.
- [4] Enoki, Meiketsu, Yagi, Norio et al. Relation of limit equilibrium method to limit analysis method [J]. Soils and Foundations, 1991, 31(4): 37–47.
- [5] Nemirovskii, Yu. V., Nalimov, A. V. A method for solving problems on the limit equilibrium of reinforced shells of revolution [J]. Mechanics of Composite Materials 2008, 44(5): 427–440.
- [6] 楼建东, 李庆耀, 陈宝. 某尾矿坝数值模拟与稳定性分析[J]. 湖南科技大学学报, 2005, 20(2): 58–61.  
LOU Jiandong, LI Qingyao, CHEN Bao. Tailing-dam math simulation and stability analysis [J]. Journal of

- Hunan University of Science & Technology (Natural Science Edition), 2005, 20(2): 58–61.
- [7] 魏宁, 茜平一, 张波等. 软基处理工程的有限元数值模拟 [J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(2): 5789–5794.
- WEI Ning, QIAN Pingyi, ZHANG Bo et al. Simulation of treatment of soft clay foundation by fem method [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(2): 5789–5794.
- [8] Dunegan J M. State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(7): 577–596.
- [9] Dawson E M, Roth W H, Dreseher A. Slope stability analysis by stress reduction [J]. Geotechnique, 1999, 49(6): 835–840.
- [10] Manzari M T, Nour M A. Significance of soil dilatancy in slope stability analysis [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, 126(1): 75–80.
- [11] 宋二样. 土工结构安全系数的有限元计算 [J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 1–7.
- SONG Erxiang. Finite element analysis of safety factor for soil structures [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(2): 1–7.
- [12] 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.
- [13] 张鲁渝, 郑颖人, 赵尚毅等. 有限元强度折减系数法计算土坡稳定安全系数的精度研究 [J]. 水利学报, 2003(1): 21–27.
- ZHANG Luyu, ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi, et al. The feasibility study of strength-reduction method with FEM for calculating safety factors of soil slope stability [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003(1): 21–27.
- [14] 郑颖人, 赵尚毅, 张鲁渝. 用有限元强度折减法进行边坡稳定分析 [J]. 中国工程科学, 2002, 4(10): 57–78.
- ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi, ZHANG Luyu. Slope stability analysis by strength reduction FEM [J]. Engineering Science, 2002, 4(10): 57–78.
- [15] 郑颖人. 岩土数值极限分析方法的发展与应用 [J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(7): 1297–1313.
- ZHENG Yingren. Development and application of numerical limit analysis for geological materials [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(7): 1297–1313.
- [16] 陈昌富, 翁敬良. 基于广义 Hoek-Brown 准则边坡稳定性分析强度折减法 [J]. 中国地质灾害与防治学报, 2010, 21(1): 13–17.
- CHEN Changfu, WENG Jingliang. Strength reduction method based on generalized Hoek-Brown criterion for slope stability analysis [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2010, 21(1): 13–17.
- [17] 李红卫, 马惠民, 张忠平. 强度折减法在高含水滑坡稳定性分析中的应用 [J]. 中国地质灾害与防治学报, 2009, 20(3): 27–30.
- LI Hongwei, MA Huimin, ZHANG Zhongping. Application of strength reduction method in stability analysis of a landslide with high water content [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2009, 20(3): 27–30.
- [18] 李宁, 许建聪. 基于场变量的边坡稳定分析有限元强度折减法 [J]. 岩土力学, 2012, 33(1): 314–317.
- LI Ning, XU Jiancong. Strength reduction FEM for slope stability analysis based on field variable [J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(1): 314–317.
- [19] 陈力华, 斯晓光. 有限元强度折减法中边坡三种失效判据的适用性研究 [J]. 土木工程学报, 2012, 45(9): 136–145.
- CHEN Lihua, JIN Xiaoguang. Study on the applicability of three criteria for slope instability using finite element strength reduction method [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(9): 136–145.
- [20] 连镇营, 韩国城, 孔宪京. 强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性 [J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 407–411.
- LIAN Zhen ying, HAN Guo cheng, KONG Xian jing. Stability analysis of excavation by strength reduction FEM [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(4): 407–411.
- [21] 徐干成, 郑颖人. 岩土工程中屈服准则应用的研究 [J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2): 93–99.
- XU Gancheng, ZHENG Yingren. Study on the yield criterion applied in geotechnical engineering [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 12(2): 93–99.

## Analysis on stability of the fill dam in Wujiagou tailing pond

XIE Yuan-ding<sup>1,2</sup>, WU Geng-lin<sup>3</sup>, JIN Xiao-guang<sup>1,2</sup>, CHEN Shao-qing<sup>4</sup>, WANG Lin<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China; 3. Hebei Institute of Regional Geological and Mineral Resource Survey, Langfang 065000, China; 4. Chongqing Safety Engineering Institute, Chongqing University of Science & Technology, Chongqing 401331, China)

**Abstract:** Wujiagou tailings area in Chongqing is about  $19.21 \times 10^4 \text{ m}^2$ , the effective volume of tailings is about  $377 \times 10^4 \text{ m}^3$ , its design of storage capacity is 401 300 tons every year, and its service term is 15 years. The geometric model is built according to the characteristics of the initial dam and fill dam, and using Limited Equilibrium Slice Method, calculation of the tailings fill dam's safety factor is 1.73. Based on the fundamentals analysis of the Strength Reduction Finite Element Method, the finite element model which based on Mohr-Coulomb criterion was established using the ABAQUS software. The regularity of the fill dam plastic zone is analysed in the process of strength reduction. The safety coefficient of the fill dam is 1.76 using Strength Reduction Finite Element Method analysis, which is substantially the same as the safety factor that we obtained using Limit Equilibrium Analysis Method.

**Key words:** Wujiagou tailing; fill dam; safety factor; limit equilibrium analysis method; strength reduction finite element method

(上接第48页)

## Experimental research on dangerous rock-type landslide run-up of the river—channel type reservoir in mountainous area

YANG Qu-feng<sup>1</sup>, WANG Ping-yi<sup>1,2</sup>, YU Tao<sup>1,2</sup>, CHEN Li<sup>1</sup>

(1. National Engineering Research Center for Inland Waterway Regulation, Chongqing Jiaotong University; 2. Key Laboratory of Hydraulic and Waterway Engineering of the Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

**Abstract:** Based on the sink conceptual model, this paper studies the initial surge height in the attenuation rule of channel transmission, according to the wave height attenuation change by attenuation coefficient calculation is divided into spread from initial surge to 3 meter and spread from 3 meter to the cross river, analyzes the influence of main factors such as wave steepness, gradient of slope and slope before the relative wave height on the initial wave run-up, by multiple linear regression analysis based on experimental results is compared, and obtains the formula of the spread of initial surge wave height attenuation coefficient and the formula of dangerous rock-type landslide surge run-up, this studies provides scientific reference value for the reservoir bank protection regulation engineering and the dam crest height design of port terminals and dangerous rock-type landslide forecast.

**Key words:** dangerous rock-type landslide surge; the initial surge attenuation; wave run-up; experimental research