2019年4月

SHUILI XUEBAO

第50卷 第4期

文章编号:0559-9350(2019)04-0428-11

变坝坡赤泥库漫顶溃坝模型试验研究

曹 帅1、张红武1,2、赵晨苏3、朱明东2

(1. 清华大学 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084;

2. 清华大学 黄河研究中心, 北京 101309; 3. 北京科技大学 土木与资源工程学院, 北京 100083)

摘要:赤泥是氧化铝厂生产排放的一种性质独特的弃渣,因颗粒极细,赤泥库一旦溃坝,具有特殊的规律。本文以某赤泥库及下游沟道为整体研究对象,采用尾矿库物理模型试验方法,对赤泥尾矿库漫顶溃坝的发展过程及其机理进行分析。其结果表明:赤泥尾矿库溃坝发展规律比较复杂,在过程上可划分为洪峰前段、洪峰段及洪峰后段,且每阶段都有接近动态平衡的趋势;较大的坝坡变化使坝面空间上存在冲淤分区现象。最后,推导了赤泥流在下游沟道内演进的最大淹没高度计算公式,并利用模型试验资料对该公式进行了检验。

关键词:赤泥库;漫顶溃坝;模型试验;最大淹没高度;变坝坡

中图分类号: TV122.4; TV649

文献标识码: A

doi: 10.13243/j.cnki.slxb.20190020

1 研究背景

尾矿库坝体结构和物质组成、溃决机理、溃决过程十分复杂,完全从理论上难以给出可靠的溃决模式,依靠目前的分析计算方法开展研究得出的成果尚难以应用于实际工程^[1]。由于尾砂运动机理尚不清晰,采用数学方程进行描述十分困难,同时,又缺乏尾矿库溃坝实体实测资料对模拟参数进行率定,因此数值模拟溃坝的可靠性也较为欠缺^[1],对于重要尾矿库溃坝研究,不得不依靠物理模型试验方法。2009年至2010年清华大学张红武团队在以往黄河高含沙洪水模型^[2]、黄土高原沟道坝系模型^[3-4]与堰塞湖溃决模型^[3]设计方法基础上,通过相似分析、材料试验、概化模型试验、河南栾川三强钼钨有限公司寺院沟尾矿库溃坝整体模型试验^[6],率先研究了尾矿坝的溃坝过程及其对下游的影响,给出了补救措施,还进一步提出了尾矿库溃坝模型相似律及试验方法^[7],并通过国内各地大量尾矿库模型实例,研究了溃决机理、模式与解决方案,在学术上与数学模型构建方面也进行了探讨^[8-6]。

近些年,张力霆等开展了以某小型尾矿库为原型,模拟由于排渗设施失效使浸润线升高而最终导致溃坝的过程^[10]。一些学者还针对其他影响因素进行试验,如赵一姝等发现筋带在尾矿坝漫顶破坏过程中能起到阻滞效应^[11],党显璋等发现堆积密实度增加可推迟溃坝洪流的形成时间^[12],王光进等发现库水位上升将降低尾矿坝的稳定性^[13]。这些成果对于把握尾矿库溃坝规律与改进尾矿库工程设计,均颇有意义。然而,已有试验研究对象几乎都是针对尾矿粒径不细的一般尾矿库进行的,其试验结果同赤泥库溃坝模式不一样,尤其是清华大学以外单位完成的尾矿库模型试验,都未按照相似原理进行模型设计与模型砂选择,没有满足最为重要的尾矿运动相似条件,尚不能称为严格意义上的尾矿库溃坝模型试验,其研究结果在定量上还不能作为解决具体工程问题的依据。这类成果只能针对低坝、小库容的尾矿库进行定性分析,对高坝、大库容的模拟较少。此外,对变坝坡尾矿库溃坝研究也很少。

收稿日期: 2019-01-05

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0402500); 延安市重大科技项目(2016CGZH-14-03)

作者简介:曹帅(1988-),博士生,主要从事黄河下游河道整治研究。E-mail: caos14@mails.tsinghua.edu.cn

氧化铝生产过程中排放的废渣是赤泥,属于特殊的尾矿,通常采用筑坝形成库容,用以存储赤泥。全世界每年排放赤泥约6000万t,中国仅前五大氧化铝厂,年排出赤泥量就达600万t,累积赤泥堆存量高达5000万t,而其利用率仅为15%左右。赤泥堆存不但需要大量的基建费用,而且占用大量土地,污染环境,并使赤泥中的许多可利用成分得不到合理利用,造成资源的二次浪费。因此,赤泥库是人为形成的高位泥流危险源,也是一种重要的污染源。近年来国内外都曾出现过赤泥库滑坡、管涌或溃坝等险情。由于赤泥颗粒极细,含水时呈软塑-流塑淤泥质状态,使得实际工程设计有特殊性,其溃坝模式与一般尾矿库差异较大,模拟难度大,对溃坝发展过程与赤泥流对下游的影响仍缺乏足够的认识。本文结合某坝坡多变的赤泥库为实例,采用物理模型试验方法对其溃坝过程进行观测研究,通过溃坝机制分析,力求得到赤泥尾矿库的一般溃坝模式及相应机理,并对高浓度尾砂流在下游沟道内的最大影响高度进行初步探讨,以期为解决该类工程问题提供技术依据。

2 研究对象概况

拟研究的赤泥库场地地貌属于黄土台塬上被切割而成的山前冲沟,沟谷断面形状窄处呈"V"字形,宽处呈"U"字形。沟道近似东南-西北走向,沟底平均坡比7%,总长约4.41 km,赤泥库已利用沟道长度约2.75 km。设计初期坝高20 m,堆积坝高132 m,总坝高152 m,总库容5670.5万 m³,有效库容5103.6万 m³,为二等库。坝址下游约0.3 km为一个废弃的小水库,已基本填平形成一座淤地坝;坝址下游约1 km为一旅游公路跨沟而建成的一座拦砂土坝,垂直距坝顶10 m处有一过水涵洞(其断面尺寸B×H=1.6 m×2.06 m);坝址下游约1.8 km和2.8 km有两条国内重要的交通运输铁路经过^[1]。制作完成的整体模型见图1。



图 1 模型制作完成的初始形态

赤泥堆筑方式采用由库尾至库下游,由右至左,分层碾压逐步向库下游初期坝方向推进,分层厚度取 0.3 m左右,压实系数不小于 0.97。最终赤泥滩面坡向初期坝,滩面由右至左修建成 5‰的坡度坡向左侧溢洪道。初期坝坝顶向上游依次形成四级坝面:第一级坝面坡比 1:3、首尾高差 80 m;第二级坡比 0.97%、高差 4 m;第三级坡比 1:3、高差 40 m;最后一级坡比为 5‰、高差 8 m 直至堆积坝顶;整体赤泥坝纵剖面见图 2。本赤泥采用干燥脱水后堆存,含水率 33%,密度 1.4 t/m³,400 目筛细

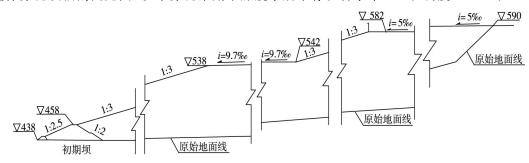


图 2 拟研究的赤泥库设计纵剖面(单位: m)

-429

度颗粒占93.36%,酸碱度pH=12.2~13.0^[1]。

- 3 模型试验设计
- **3.1** 相似条件 参照高含沙洪水模型相似律^[2,14]、尾矿库溃坝模型设计方法^[7]及泥石流模型设计的新进展^[15],本模型设计需要遵循如下相似条件:
 - (1)水流重力相似条件 $\lambda_V = \lambda_H^{1/2}$;
 - (2)水流阻力相似条件 $\lambda_n = \lambda_V^{-1} \lambda_H^{2/3} \lambda_I^{1/2}$;
 - (3)水流挟沙相似条件 $\lambda_s = \lambda_{s*}$;
 - (4)泥沙悬移相似条件 $\lambda_{\omega} = \lambda_{V} \left(\lambda_{H} / \lambda_{L} \right)^{3/4}$;
 - (5) 坝面变形相似条件 $\lambda_{i2} = \lambda_{i1} \frac{\lambda_{\gamma 0}}{\lambda_{S}}$;
 - (6)泥沙起动相似条件 $\lambda_{V_o} = \lambda_V$ 。

其中: λ_L 为水平比尺; λ_H 为垂直比尺; λ_V 为水流流速比尺; λ_n 为糙率比尺; λ_ω 为悬沙沉速比尺; λ_S 为水流含沙量比尺; λ_{S*} 为水流挟沙能力比尺; λ_L 为水流运动时间比尺; λ_D 为坝体冲淤变形时间比尺; λ_D 为淤积物干密度比尺; λ_D 为泥沙起动流速比尺。

3.2 模型砂的选择 模型砂的选择是成功开展尾矿库溃坝模型试验的重要环节^[7]。研究表明,模拟材料与原型材料需要在主要的物理、力学性质方面有较好的相似性。考虑到赤泥易胶结、黏性大、高浓度时沉速小等特点,通过材料物理、化学实验,初步选择拟焦沙与来自北京火电厂烟囱中收集的电厂粉煤灰进行比选。为使模型砂材料粒度及密度力求同原型赤泥的材料特性、运动特性、输移特性相似,最终选取电厂粉煤灰作为模型砂,其颗粒细,密度较大,孔隙介质特性及表观形貌同赤泥相近,基本力学参数及水力特性合理,尤其赤泥起动相似条件引用公式^[16]计算的赤泥起动流速按比尺换算后与模型砂接近。而活动性较好的拟焦沙材料则可用来制作初期坝下游的旧水库淤地坝及拦砂公路。拟采用的电厂粉煤灰颗粒级配同现场取样的赤泥级配对比见图3。

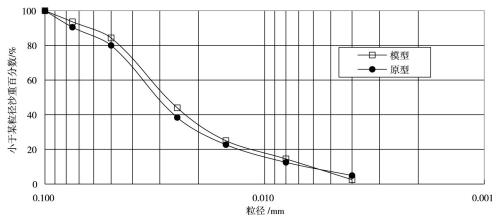


图 3 模型砂与原型赤泥颗粒级配曲线比较

- **3.3 模型比尺** 赤泥库溃坝过程及其下游洪水运动包括坝面侵蚀和沟道水沙汇集、洪水流动过程。根据模拟范围、模型相似要求、地形高差及场地等情况,综合确定选取赤泥库模型的水平比尺为160,垂直比尺为100。几何比尺与其他根据相似条件计算得到的重要模型比尺汇总,见表1。
- **3.4 测验方法** 本试验重点研究赤泥库溃坝的过程、机理及其对下游的影响,主要关心溃坝流量、水位变化过程、流速变化、溃坝量、淹没高度等^[7]。对赤泥坝体主要观测溃坝后的溃口形状变化及赤泥冲淤状态,对坝址下游主要观测相关敏感区附近赤泥淹埋深度和淹没范围。本试验采用高清摄像

表1 赤泥库模型比尺汇总

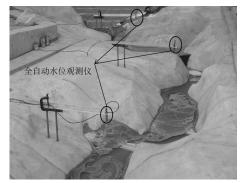
比尺名称	数值	说明	相似准则	
水平比尺 λ.	160	根据研究要求确定水平比尺	几何	
垂直比尺 λ,,	100	按变率要求选定	相似	
流速比尺入。	10	水流重力相似条件	ule ser	
流量比尺λℚ	160000	水流连续相似条件 $\lambda_0 = \lambda_V \lambda_L \lambda_H$	水流	
水流时间比尺λ。	16	$\lambda_{\iota 1} = \lambda_L / \lambda_H$	运动	
糙率比尺 λ 。	1.71	水流阻力相似条件	相似	
	1	电厂粉煤灰作为模型砂		
密度比尺 λ,,	1.3	模型 2100 kg/m³,原型 2700 kg/m³	泥沙	
干密度比尺λ _{ν0} 1.56 起动流速比尺λ _{νc} 10		模型 900 kg/m³,原型 1400 kg/m³	运动	
		起动相似条件 $\lambda_{Vc}=\lambda_{V}$	相似	
含沙量比尺)。	1.5	挟沙相似条件		

机对试验全程进行详细记录。

溃坝流量是通过流速测量结合断面形态资料等途径来实现的。试验时将示踪颗粒均匀撒布在水流表面并使其跟随泥流运动;安装于模型上方的摄像机将拍摄表面流场的图像信号同步传输至计算机从而得到平面流场图像,见图 4(a);然后采用粒子图像测速系统处理得到某时刻表面流速分布;最后将表面流场值用高含沙垂线流速分布公式[2]换算出平均流速。下游沟道布设全自动水位激光观测仪,由电脑采集数据并对初期坝下游沟道中洪水位变化过程进行动态监测,见图 4(b)。



(a)布置在模型上方的高清摄像机



(b)非接触式仪器测量水位

图 4 模型试验量测设备布置

3.5 试验工况 模型首先进行了预备试验进行率定,采用坝面横向平坡、中间溃坝方式。预备试验表明:选择电厂粉煤灰作为赤泥模型砂,其基本力学参数及水力特性合理,能够模拟溃坝后赤泥多流态、多流型的特殊运动方式与坝体溃口变化及下游沟道淤积过程,能够满足赤泥库溃坝模拟相似条件。模型边界制作、量测精度符合有关规程。从赤泥库模型溃坝后泄流沟形态等方面看,试验同实际溃坝现场是相似的。因此,该模型用来开展赤泥库溃坝试验是可靠的。

在正式试验中,考虑最不利的突发性暴雨天气导致山洪暴发、堵塞排洪设施从而引起赤泥库堆积坝漫顶溢流,混凝土初期坝不会发生破坏,下游河道中未有河流穿过,故假定发生溃坝时,尾矿库下游区域无水。模型试验主要对比研究赤泥库闭库后降雨形成的洪水总量对溃坝的影响程度,其中包括设计洪水量级及降雨历时的变化,其他条件如赤泥堆存、碾压施工、坝面设计等均为一致。降雨模拟采用库区人工降雨及库前上游加水的方式。人工降雨的降雨强度通过控制进水管开度实现降雨量变化。本研究重复进行了4种工况共12个组次的试验,见表2。

需要说明的是:在坝顶标高 590~582 m间是坡向下游 5%的坡度,此段坝面洪水演进可看作宽顶堰过流,至 582 m向下游突然变成 1:3 的陡坡,坝体出现明显溃口实际是在标高 582 m 子坝处,故认为洪水到达 582 m 标高位置开始溢流溃坝。赤泥库闭库后不存在防洪库容,故降雨汇流后在库前坝面径流是溢流溃坝的主要动力,由此可知,溃坝流量过程与降雨汇流过程密切相关。

表 2 模型试验工况

试验工况	重复组次	设计洪水	降雨历时/h	洪峰流量/(m³/s)	洪水总量/万 m3
工况一	3	1000年一遇	24	93.00	91.69
工况二	3	5000年一遇	24	122.58	111.07
工况三	3	最大可能洪水 PMF	24	130.29	125.64
工况四	3	最大可能洪水 PMF	48	130.29	251.28

当地年最大 24 h 点雨量均值 65 mm,模比系数 K_p 取 3.78,最大可能 24 h 点雨量为 245.7 mm。设计洪水为 1000年一遇洪水时:经计算流域汇流历时 2.37 h,洪峰流量 93 m³/s,流域 24 h 洪水总流量 91.67万 m³。设计洪水为 5000年一遇洪水时:经 P-III 曲线外延计算得洪峰流量 122.58 m³/s,流域 24 h 洪水总流量 111.07万 m³。最大可能洪水洪峰流量为 130.29万 m³,24 h 洪水总量为 125.64万 m³。根据 当地降雨特点,对工况一至工况三的洪水过程进行概化,见图 5。工况四与工况三相比,每级降雨强度的时间增加一倍,但流量变化曲线是相似的。

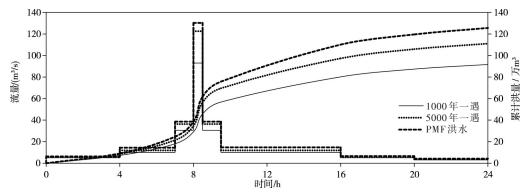
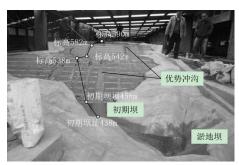


图 5 工况一、二、三的 24 h洪水过程及累计洪量变化概化

4 试验结果分析

- **4.1 溃坝过程及机理** 通过多组工况的模型试验,对赤泥库的溃坝过程观察研究发现:赤泥库的溃坝方式与一般尾矿库差别很大,溃坝过程相对缓慢,水流下切和边坡侵蚀速度大大减小,属于典型的逐渐溃坝形式。在模型试验过程中,通过对坝面上不同坡比的溃坝现象观察对比,分析认为在时间上可将赤泥库的溃坝过程分为三个阶段:洪峰前段、洪峰阶段及洪峰后段。这三个阶段的溃坝特征独立而连贯,且各自总是趋向一个冲淤"动态平衡",即短时内水流挟沙能力与冲沟泄洪能力相匹配。观察发现,洪峰前、后到达平衡态较慢,而洪峰段由于"峰高、量大、时间短",平衡态"来的快、去的急"。同时,由于坝面坡度连续突变,坝面冲淤形态在空间上呈现出明显的分区现象,表现为冲刷、淤积和变动。
- 4.1.1 洪峰前段 "梳齿状冲沟形成,以表面冲刷为主"。赤泥坝体干法堆存,压实度高,表面固结,透水性较差,溢流开始后水流主要对坝体进行表面冲刷。由于坝面多次变坡,整个溃坝发展过程可以从三个角度进行分析,即缓坡变陡坡、陡坡变缓坡以及整体溃坝表现。
- (1)缓坡变陡坡溃坝表现:在标高590~582 m的5%缓坡上水流流速小,至582 m处缓坡突变成1:3的陡坡,水流势能快速向动能转化,至交界面标高582 m处流速最先超过赤泥颗粒的临界起动流速,水流下切形成初始溃口,沿溃口过流逐渐形成一条浅细冲沟,但由于坝体碾压固结,该细沟在垂向和横向都未能迅速发展;随着流量增加,上游水深增大,首个溃口断面过流能力不足,则在其附近逐渐出现若干个类似的顺直小细沟,呈梳齿状排列;当上游来流不断增强,沟道水流流速增大、挟沙能力增强,溃口逐渐展宽冲深,诸多溃口开始出现分流不均现象;其中,根据溃口附近局部地形特点及下泄水流的惯性作用,正对上游主流方向的冲沟发展较其他沟要快,会出现一至两条快速冲刷的"优势冲沟";同理,在缓坡变陡坡的标高538~458 m坝面亦呈现相似情形,见图6(a)。

(2)陡坡变缓坡溃坝表现:在标高 542 m处,上游陡坡又突变成 0.97%的缓坡,坝面上的水流在交界处由于缓坡的阻挡,动能被消耗,流速减小,水深增大,缓坡上漫流宽度不断增加,有少量淤积出现在冲沟两侧,呈现类似河口部位的冲积扇形态;尽管流速突然减小形成一定淤积,但随流量增大在缓坡上也逐渐形成了固定流路;根据局部地形特点及此时水流自身"小水趋弯"的特性,流路可能会有一至两条缓坡沟道生成并呈"S"形发展,见图 6(b)。







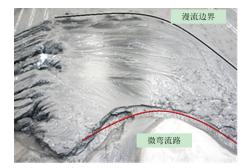
(b)标高542~538m缓坡坝面冲淤形态

图 6 洪峰前段赤泥坝面上的冲淤形态

- (3)整体溃坝表现:在洪峰来临前,陡坡坝面上游来流大多集中在"优势沟"内,其他沟道则分流较少,当"优势沟"的断面尺寸不再变化,溃口断面过流与来流保持较长时间的平衡;此时由于上游来流在缓坡上漫流宽度较大,冲沟趋近"弯曲型河道",缓坡坝面上漫流宽度亦不再发展,"S"形冲沟趋于稳定,缓坡上也实现了短暂的冲淤平衡,即在洪峰来临前整体坝面实现了第一个冲淤"动态平衡"。4.1.2 洪峰段 "阶梯状陡坎形成,以溯源冲刷为主"。洪峰阶段开始后,由于"峰高量大",迅速打破了之前的"冲淤平衡",在缓坡变陡坡交界处出现溯源冲刷,形成阶梯状陡坎;在陡坡变缓坡处下游淤积加厚、冲沟趋直趋深。笔者仍从三个角度分别进行分析:
- (1)缓坡变陡坡溃坝表现:洪峰阶段,流量剧增,此时陡坡坝面泄流沟内水流速度达到最大,在缓坡变陡坡交界处,"优势沟"中水流加速下切,形成首个冲坑;由于坝面分层填筑,同一碾压层上下层抗冲流速不同,冲坑内水流切应力快速增加,并在该处形成挑流,下游挑射点处水流势能转化为动能,大大超过赤泥起动流速,继续下切为冲坑,即形成两级陡坎;如此重复下延,不断分层冲刷最终形成阶梯状陡坎;由于冲沟单位时间内通过水体量较大,水流挟沙能力强,"优势沟"不断横向展宽,溯源冲刷使溃口不断展宽上延;同时,水流的侧向侵蚀作用变强,溃口边坡底部逐渐被淘蚀,临空面在重力作用下拉应力增大,当赤泥颗粒间的粘结力小于重力时,溃口两侧坝体瞬间倾塌并被冲至下游,见图7(a)。
- (2)陡坡变缓坡溃坝表现:洪峰来临,峰前段缓坡坝面形成的"冲淤平衡"亦被打破;由于上游的陡坡坝面溯源冲刷,泄流含沙量增加;同时,重力侵蚀导致溃口两侧坝体不断崩塌,使得陡坡变缓坡交界面下游冲沟两侧尾砂淤积不断加厚,类似冲积扇形态愈加清晰;由于大量高速赤泥流通过冲沟下泄,导致原有"S"形沟道过流能力不足,遂不断垂向切深、横向展宽;此外,在纵向上由于水流惯性增强,过流沟道出现"大水趋直"的变化。
- (3)整体溃坝表现:洪峰段"峰高量大",溃坝发展剧烈,陡坡坝面多处崩塌,冲沟底部淘刷严重,溃口及冲沟断面呈现"上窄下宽"的正梯形,底部接近连通;缓坡坝面冲淤类似冲积扇,尾砂堆积分布更规则,冲淤交界处存在小范围变动区,根据设计洪水量级表现出冲刷或淤积状态;在洪峰结束前,陡坡坝面坍塌大幅减少,冲沟形态趋于稳定,溯源冲刷速度减小;缓坡坝面冲积扇宽度和面积增幅趋缓,主要泄洪通道变得宽深,平面转变为"微弯"形,不再展宽冲深,见图7(b);此时可看作第二个动态"冲淤平衡"出现,但由于洪峰段持续时间比较短,动态平衡持续时间不长。
- 4.1.3 洪峰后段 "陡坎合并成跌坎,坝面下部暗沟过流"。洪峰过后,溃坝流量锐减,陡坡坝面的 "优势沟"陡坎平台下切速度相对溯源冲刷更快,最终形成跌坎泄流;同时,陡坡冲沟下部侧向侵蚀 淘刷,上部坝体重力倾塌后相连,冲沟底部形成暗沟,而缓坡坝面冲淤变化不明显。具体分析如下:



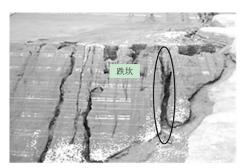




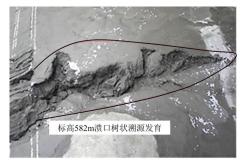
(b)标高 542~538 m 缓坡上冲淤形态

图 7 洪峰段赤泥坝面上的冲淤形态

- (1)缓坡变陡坡溃坝表现:陡坡冲沟向上游缓坡的溯源冲刷逐渐停止,而陡坎下切刷深仍在继续,从最上游一级陡坎开始,小陡坎向下逐级合并,直到形成一个接近垂直的跌坎,见图8(a);同时,由于冲沟下部两侧在洪峰阶段淘刷比较剧烈,相邻冲沟上部赤泥坝体侧向塌陷后相连将沟道表面近乎封闭,底部形成多支暗沟过流;此阶段在靠近山体的部位,仍存在重力侵蚀造成的崩塌现象,但崩塌后的坝体已不能被水流完全冲向下游,反而起到了一定的阻水作用。
- (2) 陡坡变缓坡溃坝表现:缓坡上的冲积扇基本定型,大多数小冲沟随流量减小逐渐断流,上游来流主要通过微弯沟道行洪;在靠近上游陡坡处淤积稍有增加,但由于泄流含沙量不大,冲淤趋于稳定,冲沟内水流逐渐减小;在缓坡上的溯源侵蚀停止,溃口发育后的溯源冲刷形态呈树状,见图8(b)。



(a)标高538~458 m 陡坡坝面上形成跌坎



(b)标高 582 m上游缓坡坝面冲刷后地形

图 8 洪峰后段赤泥坝面上的冲淤形态

(3)整体溃坝表现:相对洪峰阶段,该阶段的溃坝变得缓和,流量大幅减小,水流速度降低,挟沙能力随之减弱,冲沟内洪流接近于清水下泄,冲沟断面尺寸基本固定,整体坝面没有大面积侵蚀与淤积,趋向于不冲不淤的状态;在降雨结束前,陡坡与缓坡交界面处的溃口不再发展,坝面冲淤稳定,达到最后一个动态平衡,直到洪水期结束。

4.2 赤泥坝面冲淤

4.2.1 冲淤特点 模型溃坝试验过程中,在空间上坝面出现明显的冲淤分区现象(见图9)。试验表明

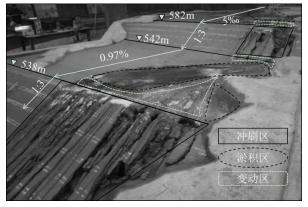


图 9 溃坝过程中坝面冲淤分区现象

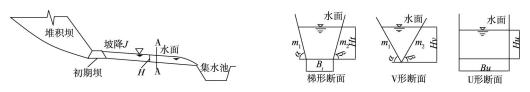
赤泥库溢流溃坝后,坝面出现清晰的冲淤特点:在缓坡变陡坡交界处为"下冲上淤",即其下游陡坡坝面泄洪流经部位被冲刷,其上游缓坡大部分为淤积;在陡坡变缓坡交界处恰恰相反,表现为"上冲下淤",即其上游冲刷,下游淤积;然而还有一些特殊部位,譬如优势冲沟两侧(主要在缓坡上)及变坝坡处上游附近,存在"或冲或淤"的局部变动性。

4.2.2 机理分析 对于缓坡坝面,由于上游赤泥流泄洪至此后流速骤减,水流挟沙能力变弱,泄至缓坡的高浓度泥流不能被全部带走,部分粗颗粒赤泥或极细赤泥絮凝团就会沉积下来,从图9中可以明显看出赤泥的堆积部位,故缓坡大多为赤泥淤积区;相对地,冲刷区一般发生在陡坡坝面,由于坡度较大,势能转化为动能的效率更高,水流挟沙能力较强,泄洪通道内的赤泥被快速下切或侧向侵蚀从而冲至下游,故陡坡面上流路大多被冲刷;比较特殊的是变动区,即存在淤积和冲刷的状态转换。通过观察发现,变动区在纵向上一般发生在坡度变化交界处的上游附近,在横向上主要发生在缓坡坝面主流通道与冲积扇之间。

进一步研究表明: (1)冲淤变动的范围主要是由洪峰流量、洪峰历时及它们所引起的溯源冲刷剧烈程度所决定; (2)对于变坝坡交界面上游附近的纵向变动区,溯源冲刷越剧烈,缓坡变动区冲刷范围越大,而陡坡变动区堆积范围越小; (3)对于缓坡坝面主流通道两侧的横向变动区,洪峰越大、历时越长,通道两侧与淤积区之间被冲刷的部分越多; (4)通过本文的多组试验初步统计得出,纵向变动区范围与相邻陡坡(溯源冲刷主要发生在陡坡上)的纵向坝长有关,纵向变动距离约为陡坡坝长的1/10~1/5; 而横向变动区的变动范围与主流通道宽度(与洪峰流量及洪峰历时正相关)有关,横向变动距离约为通道宽度的0.5~2倍。另外,相对于尾矿库坝面概化为同一坡度,缓坡的存在明显对溃坝演进时间节点起到了一定的迟滞作用,这对尾矿坝设计也具有一定的指导意义。

4.3 对下游的影响分析 尾矿库溃坝后对下游的影响实际更是工程关注的重点^[17]。目前,尾矿库的研究还不成熟,其堆积方式及初始地形千差万别,至今也没有通用的公式计算尾矿库溃坝对下游的影响。以往对尾矿库溃坝后的下游影响计算,常常沿用土石坝的类似研究成果,然而尾矿库溃坝比土石坝要复杂的多,计算结果往往与实际情形差别较大,一般尾矿库及下游沟道沿纵向剖面示意见图 10(a)。

尾矿库溃决后,在下游沟道内的最大淹没高度是决定灾害程度的直接影响因素。对于初期坝下游比较开阔平坦的尾矿库,溃坝洪水在演进时的速度及淹没高度相对小于沟道内情形。事实上,现有尾矿库大多是倚山傍沟而建,故初期坝下游较长距离内一般仍为沟道。若尾矿库下游无拦挡工程,则溃坝下泄的高浓度尾矿流具有行洪快、影响距离大等特点。因此,本文不考虑下游沟道内设有拦水坝等障碍物的特殊情形。由于天然沟道的横断面通常不规则,结合实际工程条件,笔者基于水力学和高含沙水流等相关知识^[2,18],尝试从基本理论分析推导出一般梯形断面沟道内洪峰时某断面最大淹没高度 H_i的计算公式,并给出特殊横断面形式(见图 10(b))的简化计算方法,最后通过多组尾矿库溃坝模型试验结果对其进行了验证,以期对尾矿库溃坝下游风险分析提供技术支撑。



(a)尾矿库及下游沟道沿纵向剖面示意图

(b)尾矿库下游沟道横断面A-A的三种概化形式

图 10 尾矿库下游沟道纵剖面及横断面的概化

4.3.1 梯形沟道 对于天然沟道的断面大多可以概化为梯形,如图 10(b)中左侧图形所示。对于尾矿库下游沟道,河床比降 J、糙率 n、底宽 B_i 易得,某断面 A-A 最大淹没高度 H_i 一般发生在洪峰流量 Q_m 到达时刻,假设在该时刻过流断面面积为 A_m ,则:

$$Q_m = A_m \times V_m \tag{7}$$

式中: $A_m = H_{\iota}B_{\iota} + \bar{m}H_{\iota}^2$, $\bar{m} = (m_1 + m_2)/2$, m_1 、 m_2 分别为左、右岸边坡系数; V_m 为尾砂流洪峰时刻

的断面平均流速,在较短距离内,明渠紊流的壁面阻力可以看作近似不变,采用 $V_m = n^{-1}R_\iota^{2/3}J^{1/2}$ 进行计算,经整理,得:

$$H_{t} = k_{2}^{0.375} (\beta + k_{1})^{0.25} (\beta + \bar{m})^{-0.625}$$
(8)

式中:n为沟道糙率; R_ι 为沟道水力半径; $k_1=\sqrt{1+m_1^2}+\sqrt{1+m_2^2}$, $k_2=n\frac{Q_m}{\sqrt{J}}$, $\beta=\frac{B_\iota}{H_\iota}$ 。对于等腰梯形断面沟道,式中 $\bar{m}=m$, $k_1=2\sqrt{1+m^2}$ 。

由于尾矿库下游沟道内的洪峰流量一般可采用经验公式进行估算,结合已知的沟道几何特性,故 k_1 、 k_2 易求;而 β 是 H_i 的函数,则由式(8)可知,断面最大淹没高度 H_i 可通过迭代计算得到。

表3 尾矿库模型试验资料对本文公式的检验

尾矿库名称	断面 形态	洪峰流量	比降	糙率	底宽	边坡	边坡系数		最大淹没高度/m		
		$Q_m/(\mathrm{m}^3/\mathrm{s})$	J	J n	B_i /m	m_1	m_2	计算值	实测值	误差/%	
寺院沟尾矿库 V	V形	6240	0.030	0.035	0	1.0	1.0	35.51	36.60	2.97	
	V	7500	0.030	0.035	0	1.0	1.0	38.93	39.30	0.93	
瓦都沟尾矿库 木		6812	0.093	0.037	110	4.5	12.5	3.14	3.20	1.97	
	梯形	6490	0.093	0.037	110	4.5	12.5	3.05	2.82	-8.24	
		4176	0.093	0.037	110	4.5	12.5	2.37	2.30	-3.03	
		4000	0.093	0.037	110	4.5	12.5	2.32	2.30	-0.74	
		2225	0.093	0.037	110	4.5	12.5	1.65	1.76	6.22	
门噶尾矿库	U形	2000	0.060	0.035	61	0.0	0.0	2.61	2.93	10.78	
炉场沟尾矿库	V形	3500	0.121	0.035	0	7.1	4.9	5.49	5.50	0.26	
新余太平尾矿库 V F		1600	0.022	0.039	0	1.6	2.7	8.78	8.00	-9.78	
	N TIZ	2000	0.022	0.039	0	1.6	2.7	9.55	10.00	4.51	
	V形	2640	0.022	0.039	0	1.6	2.7	10.60	10.80	1.88	
		4500	0.022	0.039	0	1.6	2.7	12.94	14.00	7.55	
杨树沟尾矿库 等	等腰	2700	0.013	0.034	35	0.8	0.8	6.75	7.50	9.93	
(副坝)	梯形	2400	0.013	0.034	35	0.8	0.8	6.29	6.90	8.78	
万年沟尾矿库	V形	10000	0.065	0.031	0	3.0	2.0	12.23	12.00	-1.93	
甲玛沟尾矿库	梯形	6000	0.038	0.032	45	7.0	8.9	5.04	5.00	-0.72	
		2500	0.030	0.028	54	3.0	1.7	3.23	3.60	10.38	
西罐沟赤泥库	梯形	3000	0.030	0.028	54	3.0	1.7	3.59	3.85	6.82	
		3500	0.030	0.028	54	3.0	1.7	3.92	4.00	1.93	
玉郎佩尾矿库	梯形	24650	0.029	0.031	54	3.9	1.5	12.24	14.36	14.75	
		17000	0.029	0.031	54	3.9	1.5	10.07	10.12	0.52	
		16860	0.029	0.031	54	3.9	1.5	10.02	9.60	-4.41	
		15783	0.029	0.031	54	3.9	1.5	9.68	10.50	7.85	
伊春鹿鸣尾矿库	直角梯形	50000	0.009	0.036	810	0.0	10.0	6.68	6.30	-6.09	
		42000	0.009	0.036	810	0.0	10.0	6.02	6.00	-0.39	
	עניוני	35000	0.009	0.036	810	0.0	10.0	5.40	5.80	6.86	
栾川钼业尾矿库	V形	13000	0.042	0.032	0	1.8	2.0	16.79	15.00	-11.93	
		2000	0.047	0.035	20	2.4	3.4	4.53	4.50	-0.64	
	等腰 梯形	1540	0.047	0.035	20	2.4	2.4	4.06	4.20	3.34	
	עניאוי	1400	0.047	0.035	20	2.4	4.4	3.68	4.10	10.36	
水露沟尾矿库	梯形	4000	0.184	0.033	12	0.5	0.7	7.24	6.50	-11.38	
铜矿五号尾矿库	梯形	33000	0.006	0.033	220	1.1	2.6	11.66	11.80	1.17	

注:上表中部分尾矿库已通过模型试验在初期坝下游建设了应急拦挡工程,但表中所采用的实测数据为拦挡工程建设前的最大淹没高度。

4.3.2 V 形沟道 对于 V 形沟道,可以概化为倒三角形断面形式。如把它看作一种特殊的梯形断面,则底宽 B = 0,即 B = 0,则 V 形沟道的断面最大淹没高度可通过下式直接得到:

$$H_{v} = 1.54k_{2}^{0.375}k_{1}^{0.25}(m_{1} + m_{2})^{-0.625}$$
 (9)

对于等腰倒三角形,某断面最大淹没高度为:

$$H_v = 1.19k_2^{0.375}m^{-0.625}(1+m^2)^{0.125}$$
 (10)

4.3.3 U形沟道 类似的, U形沟道可以简化为矩形断面形式。如果同样将之看作特殊的梯形断面,则边坡系数为0,即k,=2。代入式(8)可得矩形沟道断面最大淹没高度:

$$H_{u} = k_{2}^{0.375} \beta^{-0.625} (\beta + 2)^{0.25}$$
 (11)

4.3.4 模型试验资料对公式的验证 由于尾矿库在发生溃坝时几乎不可能进行现场测量^[19],因此原型的溃坝资料甚为匮乏。自2009年以来,清华大学张红武团队共进行了20多座不同类型尾矿库的溃坝模型试验研究,得到了一系列溃坝模型试验成果。笔者通过这些模型的试验资料,提取了溃坝后尾矿流在下游沟道中演进的实测数据,以此对上述公式进行了检验。其结果见表3。

由表3看出,在尾矿库下游无拦挡工程条件下,溃坝后高浓度尾矿流在沟道内最大淹没高度的模型实测值与本文公式计算值基本吻合,误差均未超过15%。对于复杂的尾矿库工程背景与下游沟道形态,存在一定误差是正常的,可应用于尾矿库溃坝后对下游影响的预测评估。

5 结论

本文采用模型试验手段对赤泥尾矿库漫顶溃坝过程进行了研究。通过多组工况观察,分析了黏性赤泥库的溢流溃坝特点及相应机理,并在理论上对尾矿流在下游沟道内的最大淹没高度计算方法进行了探讨。得到以下结论:

- (1)相比一般尾矿坝,赤泥库的溃坝过程相对缓慢,在时间上大致可分为洪峰前、洪峰段及洪峰后三个阶段,且各段状态有向挟沙能力与冲沟泄洪能力接近的趋势。
- (2)变坝坡使漫顶溃决的赤泥库坝面出现清晰的冲淤特点,在空间上呈现分区现象,在不同的坝面位置分别表现为冲刷区、淤积区和变动区;同时缓坡能对溃坝演进起到明显的迟滞作用。
- (3)对于溃坝后下游沟道内的影响,初步推求了尾矿流在沟道中的最大淹没高度公式;经较多尾矿库模型试验资料检验表明,公式计算值与实测值符合较好。

本文从模型试验方面对赤泥库进行的溃坝研究,可为赤泥库的设计提供参考,但最大淹没高度 公式要求在溃坝最大流量已知的条件下使用,因此尚需要对相关参数作进一步研究。

参考文献:

- [1] 张红武,张锦方,曹帅,等.河南省三门峡西罐沟赤泥库对蒙华铁路影响模型试验及评估报告[R].北京:清华大学,2016.
- [2] 张红武, 江恩惠, 白咏梅, 等. 黄河高含沙洪水模型的相似律[M]. 郑州: 河南科学技术出版社, 1994.
- [3] 张红武, 徐向舟, 张欧阳, 等. 黄土高原沟道坝系模型设计方法[J]. 人民黄河, 2005, 27(12): 1-2.
- [4] 张红武,张欧阳,徐向舟,等.黄土高原沟道侵蚀及坝系相对稳定原理与工程规划研究[M].郑州:黄河水利出版社,2009.
- [5] 张红武, 刘磊, 钟德钰, 等. 堰塞湖溃决模型设计方法及其验证[J]. 人民黄河, 2015, 37(4): 1-5, 42.
- [6] 陶东良.某钼矿尾矿库洪水溃坝模型试验研究[J].工程设计与研究,2011(1):18-27.
- [7] 张红武, 刘磊, 卜海磊, 等. 尾矿库溃坝模型设计及试验方法[J]. 人民黄河, 2011, 33(12): 1-5.
- [8] 刘磊, 钟德钰, 张红武, 等. 堰塞坝漫顶溃决试验分析与模型模拟[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2013, 53(4); 583-588.
- [9] 刘磊,张红武,钟德钰,等.尾矿库漫顶溃坝模型研究[J].水利学报,2014,45(6):675-681.

- [10] 张力霆,齐清兰,李强,等.尾矿库坝体溃决演进规律的模型试验研究[J].水利学报,2016,47(2): 229-235.
- [11] 赵一姝,敬小非,周筱,等.筋带对尾矿坝漫坝破坏过程阻滞作用试验研究[J].中国安全科学学报, 2016,26(1):94-99.
- [12] 党显璋,高茂生,张力霆,等.不同堆积密实度下尾矿库洪水漫顶溃坝的模型试验研究[J].海洋地质前沿,2018,34(9):79-84.
- [13] 王光进, 唐永俊, 杜超, 等. 尾矿库水位变化下的溃坝试验研究[J]. 泥沙研究, 2018, 43(4): 67-73.
- [14] 张红武, 江恩惠, 赵新建, 等. 黄河高含沙洪水模型的相似条件[J]. 人民黄河, 1995(4): 1-3, 61.
- [15] 张罗号, 张红武, 张锦方, 等. 泥石流流速计算与模型设计方法[J]. 人民黄河, 2015, 37(4): 18-24.
- [16] 张红武. 泥沙起动流速的统一公式[J]. 水利学报, 2012, 43(12): 1387-1398.
- [17] 李全明,张兴凯,王云海,等.尾矿库溃坝风险指标体系及风险评价模型研究[J].水利学报,2009,40 (8):989-994.
- [18] 钱意颖,杨文海,赵文林,等.高含沙水流的基本特性[C]//国际河流泥沙讨论会论文集,北京,1985.
- [19] 张力霆.尾矿库溃坝研究综述[J].水利学报,2013,44(5):594-600.

Experimental study on dam-break of a red mud reservoir with complex dam slopes

CAO Shuai¹, ZHANG Hongwu^{1, 2}, Zhao Chensu³, ZHU Mingdong²

 $(1. \textit{State Key Laboratory of Hydroscience and Engineering}, \textit{ Tsinghua University}, \textit{ Beijing} \quad 100084, \textit{ China};$

2. Yellow River Research Center, Tsinghua University, Beijing 101309, China;

3. Civil and Resource Engineering School, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China)

Abstract: Red mud is a kind of waste slag with unique properties discharged from alumina production. Therefore, red mud reservoir has special dam-break characteristic because of its extremely fine tailings particles. In this paper, a red mud reservoir and its downstream channel were studied as a whole, and the development process and mechanism of the overflow dam break about the tailings reservoir were analyzed by physical model test. The test results show that the dam-break development law of the red mud reservoir is relatively complex, and the process can be divided into three stages, and each stage has a trend of approaching dynamic equilibrium. In addition, the large change of dam slope results in the different partition phenomenon on the dam surface space. Finally, the formula for calculating the maximum submergence height of red mud flow in the downstream channel is derived and verified by model test data.

Keywords: red mud reservoir; dam-break; model test; maximum submergence height; complex dam slopes

(责任编辑: 祁 伟)