堰塞坝漫顶溃决机理与溃坝过程模拟

钟启明^{1,2*}, 陈生水^{1,2}, 邓翌¹

1. 南京水利科学研究院, 南京 210029;

2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 南京 210029

* E-mail: qmzhong@nhri.cn

收稿日期: 2017-07-08; 接受日期: 2017-12-05; 网络版发表日期: 2018-09-04

国家重点研发计划(编号: 2017YFC0404800)、国家自然科学基金(批准号: 51379129, 51779153)和江苏省自然科学基金(编号: BK20161121)资助项目

摘要 堰塞坝作为自然作用的产物, 由于其自身特点, 极易发生漫顶溃决. 基于小比尺堰塞坝溃决模型试验与唐家山泄流现场实测资料揭示的堰塞坝漫顶溃决机理, 建立了一个堰塞坝漫顶溃坝过程数学模型. 模型基于堰塞坝的几何特征和坝体物理力学特性, 统一分析坝顶与下游坡溃口的发展, 并充分考虑堰塞体沿河流运动方向的形态变化; 模型可考虑坝体的单侧与两侧冲蚀、不完全溃坝与坝基冲蚀等溃坝模式. 选择唐家山堰塞坝泄流案例对模型的合理性进行验证, 通过对比峰值流量、溃口最终宽度、峰值流量到达时间等参数发现, 模型计算结果与实测值的相对误差在10%以内; 另外, 计算获取的溃口流量过程和库水位变化过程与实测值基本吻合, 验证了模型的合理性; 参数敏感性分析结果显示, 残余坝高、冲蚀系数等参数对溃坝过程具有重要影响, 单侧或两侧冲蚀对溃坝过程影响较小.

关键词 堰塞坝, 漫顶, 溃决机理, 数值模拟, 参数敏感性分析

1 引言

堰塞坝是指在一定的地质与地貌条件下, 由于地震、降水及火山喷发引起山崩、滑坡、泥石流、熔岩流等阻塞山谷、河道的堆积体^[1~4]. 作为自然作用的产物, 堰塞坝的几何特征、物质组成、颗粒组成等方面均不同于人工土石坝. 首先在坝体形态上, 堰塞坝堆积体一般呈不规则形状, 沿河流运动方向大多较人工坝长, 且坝顶凹凸不平, 容易发生漫顶破坏; 其次在坝体结构上, 由于没有经过机械碾压, 大部分堰塞坝结构

松散, 不均匀性强, 坝体材料颗粒级配宽泛, 在上游持续来流的情况下很容易发生溃决. 通过美国地质调查局对73座堰塞坝的寿命统计看出^[1], 27%的堰塞坝在形成1天内溃决, 50%的堰塞坝在形成10天内溃决, 85%的堰塞坝在形成后1年内溃决; 其后的研究者也获得了类似的结论^[5,6]. 图1为Peng和Zhang^[6]基于204座堰塞坝的溃决时间获得的统计数据, 堰塞坝的寿命在6 min至20000年不等; 其中, 87%的堰塞坝寿命不超过1年, 83%的堰塞坝寿命不超过6个月, 51%的堰塞坝寿命不超过1周, 34%的堰塞坝寿命不超过1天. 尤为重要

引用格式: 钟启明, 陈生水, 邓翌. 堰塞坝漫顶溃决机理与溃坝过程模拟. 中国科学: 技术科学, 2018, 48: 959–968
Zhong Q M, Chen S S, Deng Z. Breach mechanism and numerical modeling of barrier dam due to overtopping failure (in Chinese). Sci Sin Tech, 2018, 48: 959–968, doi: 10.1360/N092017-00213

图1 堰塞坝寿命统计

的是, 堰塞坝的溃决可能给下游人民群众生命财产及生态环境带来巨大灾难. 1786年我国四川省康定-泸定地区的地震导致巨大的堰塞体堵塞大渡河, 随后堰塞坝溃决导致10万人以上的死亡^[7]; 1933年我国四川省茂县发生地震, 在岷江干流上自下而上形成了叠溪海子、小海子和大海子3个堰塞湖, 3个堰塞坝的形成导致岷江干道断流40余日, 至1933年10月9日堰塞坝溃决酿成巨灾^[8,9]; 1974年4月25日, 秘鲁Mantaro河岸山体发生190亿 m^3 的巨大滑坡, 形成约130亿 m^3 的巨型堰塞湖, 当年6月6日堰塞湖溃决造成巨大灾难^[10]; 2008年我国四川汶川8.0级大地震形成了200多座堰塞湖, 对下游群众的生命财产安全造成重大的威胁^[4,11,12].

另外, 美国地质调查局的研究发现^[1], 已发生溃决的堰塞坝中, 漫顶导致的溃坝案例约占90%, 而渗透破坏导致的溃坝数仅占10%. 因此有必要深入研究堰塞坝的漫顶溃决机理, 揭示水土耦合条件下堰塞坝的破坏规律及破坏过程, 建立能正确揭示堰塞坝漫顶溃决机理, 合理模拟其漫顶溃坝过程的数学模型, 提升堰塞坝漫顶溃决时溃口发展过程和溃坝洪水流量过程的预测精度, 进而为溃坝洪水风险分析和应急预案的编制提供理论和技术支撑.

2 堰塞坝漫顶溃坝模式

鉴于堰塞坝溃决对人民生命财产和环境造成的极大危害, 开展堰塞坝溃决机理的研究对堰塞坝的风险评估与排险处置至关重要. 由于堰塞坝溃决过程的复杂性, 加上溃坝历史资料稀缺, 开展小比尺物理模型试验是研究堰塞坝溃决机理的主要手段^[13-25]; 近年来,

国内开展了诸如易贡、唐家山、舟曲和红石岩等堰塞湖的抢险应急处置工作^[4], 使得我国堰塞湖应急处置技术研究取得快速发展, 并积累了丰富的现场实测资料, 为堰塞坝溃决机理的研究提供了重要的基础资料.

由于堰塞坝沿河流运动方向的堆积体一般较长, 应重点关注溃坝过程中坝体沿河流运动方向形态的变化, 同时研究溃口在坝顶和下游坡的发展过程. 通过一系列堰塞坝漫顶溃坝小比尺物理模型试验^[15,18,22]和唐家山现场实测资料^[4,12]均发现, 堰塞坝在溃决过程中, 水流的冲蚀作用主要表现为表层冲刷, 堰塞体在水流作用下沿河流运动方向的坡角也逐渐减小, 这与黏性土坝在溃坝水流作用下的“陡坎”冲蚀具有明显区别, “陡坎”冲蚀一般表现为下游坡坡角逐渐增大形成“陡坎”并不断向上游发展^[26,27]. 以四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室开展的堰塞坝漫顶溃坝物理模型试验为例, 其获取的坝体纵坡面形态演化过程如图2所示^[15]; 另外, 图3为唐家山堰塞坝泄流前后堰塞体形态图^[12], 图中I-XII为断面编号.

对于坝顶的溃口, 由小比尺物理模型试验和唐家山堰塞坝泄流过程可以看出, 溃口的宽度和深度在过坝水流作用下逐渐增加, 并伴随间歇性失稳坍塌, 且失稳坍塌时滑动面一般为经过溃口底部的平面. 对于下游坝坡处的溃口, 由于重力的作用, 水流的冲蚀更加强烈, 溃口的宽度往往大于坝顶处的溃口(图4).

综上所述, 在进行堰塞坝漫顶溃坝过程数值模拟时, 应充分考虑堰塞坝的漫顶溃决机理, 建立可合理模拟溃口演化规律的数学模型, 统一考虑坝顶及下游坝坡溃口的发展, 并合理反映沿河流运动方向的坝体形态变化.

3 堰塞坝漫顶溃坝过程模拟

堰塞坝的漫顶溃决过程是一个复杂的水土耦合过程, 目前常用的模型主要有参数模型和基于物理过程的数学模型. 参数模型是基于收集得到的溃坝案例数据进行统计回归, 直接得出相关参数的表达式^[28,29], 如溃口峰值流量、溃口最终宽度和溃坝历时等变量, 但大多无法考虑坝体材料的物理力学特性及上游水库的特征, 且无法获取溃口流量过程. 近年来, 国内外学者建立了一系列模拟堰塞坝漫顶溃坝过程的数学模型^[30-34], 但这些模型在反映堰塞坝漫顶溃决机理方面

图 2 (网络版彩图)小比尺堰塞坝漫顶溃坝模型试验坝体纵坡面演化过程

图 3 唐家山堰塞坝泄流前后形态图

还存在不同程度的问题. 本文借鉴前人研究成果, 基于堰塞坝的形态特征及筑坝材料的物理力学特性, 充分考虑堰塞坝漫顶溃决机理, 建立了一个可模拟堰塞坝漫顶溃坝过程的数学模型, 模型各模块介绍如下.

3.1 溃口流量过程

堰塞坝漫顶溃决过程中, 上游堰塞湖的库水位是一个动态变化的过程, 在计算库水高程变化时, 需同时考虑不同高程处的库面面积、入库流量及溃口出流量, 整个过程服从水量平衡方程:

$$A_s \frac{dz_s}{dt} = Q_{in} - Q_b, \quad (1)$$

式中, t 为时间; z_s 为库水位; A_s 为水库库面面积; Q_{in} 为入库流量; Q_b 为溃口出流量.

流经溃口的流量可以采用宽顶堰流公式进行计算:

$$Q_b = k_{sm} (c_1 b H^{1.5} + c_2 m H^{2.5}), \quad (2)$$

式中, b 为溃口底宽; H 为溃口处水深, $H = z_s - z_b$, 其中 z_b 为溃口底部高程; m 为溃口边坡系数; c_1 和 c_2 为修正系数, 模型选取 $c_1 = 1.7 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$, $c_2 = 1.1 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$ ^[35]; k_{sm} 为尾水淹没修正系数^[36], 可由下式计算:

$$k_{sm} = \begin{cases} 1.0, & \frac{z_t - z_b}{z_s - z_b} < 0.67, \\ 1.0 - 27.8 \left(\frac{z_t - z_b}{z_s - z_b} - 0.67 \right)^3, & \text{其他}, \end{cases} \quad (3)$$

式中, z_t 为尾水高度.

假设过坝水流的流态为临界流, 从而对应获取溃口冲蚀过程中坝顶溃口的水流深度 h_c (如图5). 临界流满足如下关系式:

$$\frac{Q_b}{A_c \sqrt{g A_c / B_c}} = 1, \quad (4)$$

式中, A_c 为堰塞坝顶部溃口的过流面积, $A_c = h_c (b + m h_c)$, 其中 h_c 为溃口的临界水深; B_c 为堰塞坝顶部溃口的水面宽度, $B_c = b + 2 m h_c$; g 为重力加速度.

为了获取下游坡溃口的水深, 假设下游坡面上的水流为均匀流, 流量公式可采用曼宁公式表达:

$$Q_b = \frac{1}{n} A_d R^{2/3} S_0^{1/2}, \quad (5)$$

式中, A_d 为下游坝坡溃口的过流面积, $A_d = h_d (b + m h_d)$, 其中 h_d 为下游坝坡溃口水流的深度; R 为水力半径,

图 4 (网络版彩图)唐家山堰塞湖泄流图

图5 堰塞坝溃口水流

$R=A_d/(b+2h_d(1+m^2)^{0.5})$; S_0 下游坝坡溃口的坡比; n 为曼宁糙率系数。

3.2 冲蚀公式

模型选择基于水流剪应力原理的冲蚀速率公式模拟溃口的冲蚀^[37]:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = k_d(\tau_b - \tau_c), \quad (6)$$

式中, $d\varepsilon/dt$ 为冲蚀速率; k_d 为冲蚀系数; τ_b 为水流切应力; τ_c 为坝料临界剪应力。

当坝顶溃口水深 h_c 与下游坡溃口水深 h_d 确定后, 溃坝水流的剪应力可采用下式计算:

$$\tau_b = \frac{\rho_w g n^2 Q_b^2}{A^2 R^{1/3}}, \quad (7)$$

式中, ρ_w 为水的密度; A 为坝顶或下游坡溃口的过流面积。

曼宁糙率系数可采用下式计算获取^[38]:

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{A_n}, \quad (8)$$

式中, d_{50} 为坝料平均粒径(单位: m); A_n 为经验系数, 模型取值为12^[38]。

冲蚀系数 k_d 与坝料临界剪应力 τ_c 可通过试验测定^[39-41], 当参数无法通过试验获取时, 对于冲蚀系数, 采用Chang等人^[42]在汶川地震后依据现场实测资料拟合得出的经验公式计算:

$$k_d = 20075e^{4.77C_u^{-0.76}}, \quad (9)$$

式中, e 为坝料的孔隙比; C_u 为坝料的不均匀系数, $C_u = d_{60}/d_{10}$ 。

考虑到堰塞坝材料宽级配的特征, 临界剪应力采用Annandale^[43]提出的针对粗颗粒材料的计算公式:

$$\tau_c = \frac{2}{3}gd_{50}(\rho_s - \rho_w)\tan\varphi, \quad (10)$$

式中, ρ_s 为坝料的密度; φ 为坝料的内摩擦角。

3.3 溃口发展

式(6)可用于计算给定时间段 Δt 内溃口的冲蚀深度 $\Delta\varepsilon$, 依据相关研究成果^[44,45], 假设溃口的纵向下切与横向扩展速度一致。当溃口处水深小于溃口深度时, 按理论分析, 溃口水流仅能冲蚀水面线以下的坝体材料(图6); 但根据物理模型试验与现场观测结果发现, 由于堰塞坝多为散粒材料构成, 且未经碾压, 当水面以下土体被冲蚀后, 上部土体会发生滑落, 形成新的溃口(图6)。

通过以上分析, 假设溃口在发展过程中保持边坡坡角不变直至溃口边坡失稳, 溃口的发展情况如下图7所示, 溃口顶宽增量 ΔB 采用下式计算:

$$\Delta B = \frac{n_{loc}\Delta z_b}{\sin\beta}, \quad (11)$$

式中, n_{loc} 为溃口位置参量(溃口位于坝体中部取2, 溃口位于坝肩取1); β 为溃口边坡坡角。

溃口底宽增量 Δb 可采用下式计算:

$$\Delta b = n_{loc}\Delta z_b \left(\frac{1}{\sin\beta} - \frac{1}{\tan\beta} \right). \quad (12)$$

图6 溃口实际发展情况

图7 溃口顶宽和底宽发展过程

由于下游坡的溃口宽度通常大于坝顶处的溃口宽度, 借鉴前人的模拟方法^[38], 模型引入修正系数 c_b 来描述下游坡溃口的发展(图8), 溃口顶宽表示为

$$\Delta B = \frac{n_{\text{loc}} c_b \Delta z_b}{\sin \beta}, \quad (13)$$

其中,

$$c_b = \min \left[1, \max \left(0, 1.8 \frac{b_{\text{up}}}{b_{\text{down}}} - 0.8 \right) \right], \quad (14)$$

式中, b_{up} 为坝顶溃口的底宽; b_{down} 为下游坝坡溃口的底宽。

对应于下游坡溃口顶宽的计算方法, 下游坡溃口底宽可表示为

$$\Delta b = n_{\text{loc}} \Delta z_b \left[\max \left(\frac{c_b}{\sin \beta}, \frac{1}{\tan \beta} \right) - \frac{1}{\tan \beta} \right]. \quad (15)$$

3.4 沿河流运动方向坝体形状变化

由模型试验和现场实测数据发现, 沿河流运动方向的坝坡在溃决过程中逐渐变缓, 模型假设坝体形状的变化如图9所示, 随着水流的冲蚀, 坝顶高程逐渐降低, 下游坡坡角逐渐减小, 直至溃坝结束。下游坡坡角的变化可通过坝顶与下游坡溃口深度的变化推导获取。

3.5 不完全溃坝与坝基冲蚀

不同的堰塞坝具有不同的几何尺寸、结构特征和颗粒级配, 在漫顶溃决时也具有不同的水力条件。对于体型较大、拥有较多大颗粒的堰塞坝, 溃坝后可能存在残留坝体; 对于库容较大、水动力条件较强的堰塞坝, 溃坝后也可能产生坝基冲蚀。对于不完全溃坝, 模型根据堰塞坝的结构特征和坝料分布规律设置残留坝高, 控制溃口底部高程; 对于坝基冲蚀, 模型假设可冲蚀的坝基呈水平层状分布, 结合坝基材料的物理力学性质, 采用冲蚀公式计算坝基的冲蚀过程。模型保证水量平衡关系, 并采用式(3)中的尾水淹没修正系数考虑坝基冲蚀时尾水对于溃口流量过程的影响。

3.6 溃口边坡稳定性

在堰塞坝漫顶溃决过程中, 随着坝顶与下游坡溃口的逐渐发展, 溃口边坡可能会发生失稳, 模型采用

极限平衡法分析边坡稳定性, 并假设破坏面为平面, 当满足下式时, 边坡失稳(图10):

$$F_d > F_r, \quad (16)$$

式中, F_d 为滑动力; F_r 为抗滑力。其中, F_d 与 F_r 分别表示为

$$F_d = W_s \sin \alpha = \frac{1}{2} \gamma_b H_s^2 \left(\frac{1}{\tan \alpha} - \frac{1}{\tan \beta} \right) \sin \alpha, \quad (17)$$

$$F_r = W_s \cos \alpha \tan \varphi_2 + \frac{C_2 H_s}{\sin \alpha} = \frac{1}{2} \gamma_b H_s^2 \left(\frac{1}{\tan \alpha} - \frac{1}{\tan \beta} \right) \cos \alpha \tan \varphi_2 + \frac{C_2 H_s}{\sin \alpha}, \quad (18)$$

式中, H_s 为溃口边坡高度; W_s 为破坏体重量; γ_b 为土体容重。

3.7 模型计算流程

模型采用按时间步长迭代的数值计算方法模拟溃

图8 坝顶与下游坡溃口三维形状图

图9 堰塞坝漫顶溃决过程中沿河流运动方向坝体形态变化

图10 (网络版彩图)溃口边坡稳定性分析

口发展过程与溃口流量过程之间的耦合关系, 具体求解过程如图11. 该计算流程图给出了各模块之间的相互联系, 并且输出每个时间步长溃口流量、溃口尺寸和库水位的计算结果.

4 模型验证

选择2008年我国汶川地震时形成的唐家山堰塞坝的泄流过程验证模型的合理性. 由于唐家山堰塞坝横河向呈现左高右低的形态, 因此在应急处置时选择了右坝肩开挖泄流槽. 模型的参数选择主要基于现场实测资料和相关模型试验^[4,11,12,31,33], 具体参数选取情况如下.

4.1 计算参数选取

为了便于安全泄流, 唐家山堰塞坝开挖了底宽8 m, 深度13 m, 边坡坡比1:1.5(垂直/水平)的倒梯形泄流槽. 由实测资料可知, 唐家山堰塞湖在2008年6月10日6:00水位上升至742.5 m, 库容达到2.3亿m³时开始溃决^[33].

由于唐家山堰塞坝形状不规整, 为了便于计算分析, 假设其在横河向与纵河向均为梯形, 坝高取103 m, 坝顶宽300 m, 上下游坡比分别为0.364和0.25, 初始库水位92.5 m(对应高程742.5 m), 水位-库面面积关系参考文献^[12]的成果, 坝体材料的物理力学参数, 如: 孔隙比 e 、黏聚力 C 、内摩擦角 φ 和密度 ρ_s 取自唐家山坝料的试验结果^[33], 冲蚀系数 k_d 和坝料临界剪应力 τ_c 参考文献^[31]的成果. 各计算参数取值见表1. 值得一提的是, 通过现场实测资料发现, 唐家山堰塞坝的溃坝属于不完全溃坝, 溃口发展到距离坝体底部以上69 m时, 溃口纵向下切过程停止, 究其原因, 应为坝体内部的大块石阻滞了溃口的加深, 本次计算设定溃口在坝体底部以上69 m处停止纵向下切; 另外, 为了合理模拟实际泄流过程, 模型选择单侧冲蚀的溃决模式模拟溃口的发展.

4.2 计算结果分析

实测与计算的溃口峰值流量(Q_p)、溃口顶宽(B)、溃口底宽(b)及峰值流量到达时间(T_p)的对比情况见表2. 溃口流量过程、库水位变化过程的实测值与计算值的对比情况如图12和13, 由于无法获取溃口顶宽与底

图 11 模型计算流程图

表 1 唐家山堰塞坝泄流过程计算参数

计算参数	取值
坝高 (m)	103
坝长 (m)	611.8
坝顶宽 (m)	300
上游坡比	0.364
下游坡比	0.25
初始溃口底宽 (m)	8
初始溃口深度 (m)	13
初始溃口边坡坡比	0.667
初始库水位 (m)	92.5
库面面积 (m ²)	A_s-h
d_{50} (mm)	10
e	0.67
C (kPa)	25
φ (°)	22
ρ_s (kg/m ³)	2400
k_d (mm ³ /N s)	2000
τ_c (Pa)	42.7

宽发展过程的实测值, 本文提供了溃口顶宽与底宽发展过程的计算值(图14). 通过表2可以看出, 溃口峰值流量计算值仅小于实测值3.1%, 溃口最终顶宽与底宽

图 12 唐家山堰塞坝泄流溃口流量过程比较

图 13 唐家山堰塞坝泄流库水位变化过程比较

图 14 唐家山堰塞坝泄流溃口发展过程计算值

表 2 唐家山堰塞坝泄流过程实测值与计算值比较

参数	实测值	计算值
Q_p (m^3/s)	6500	6299.34
B (m)	145~225	179.00
b (m)	100~145	106.64
T_p (h)	6.5	5.94

在实测值范围之内, 溃口峰值流量到达时间较实测值提前8.6%; 通过图12和13可以看出, 模型较好地反映了唐家山堰塞坝的泄流全过程, 计算获取的溃口流量过程和库水位变化过程与实测值基本一致. 综上可知, 本文模型的计算结果可较好地模拟唐家山堰塞坝的泄流过程.

4.3 参数敏感性分析

为了更进一步分析计算参数对模型计算结果的影响, 对残留坝高、冲蚀模式(单侧冲蚀与两侧冲蚀)、冲蚀系数等重要参数分别进行敏感性分析.

对于残留坝高, 分别设定溃口的最终底高程为730, 710和650 m(完全溃决), 计算结果见表3. 由表3可以看出: 当溃口最终底高程由719.00 m变为730.00 m时, 溃口峰值流量减小71.61%, 溃口顶宽减小29.41%, 峰值流量到达时间滞后17.17%; 当溃口最终底高程由719.00 m变为710.00 m时, 溃口峰值流量增大84.60%, 溃口顶宽增大16.91%, 峰值流量到达时间提前1.85%; 当溃口最终底高程由719.00 m变为650.00 m时, 溃口峰值流量增大457.45%, 溃口顶宽增大106.28%, 峰值流量到达时间滞后9.93%.

计算结果表明, 残留坝高对于溃坝过程具有重要的影响, 随着残留坝高的逐渐减小, 溃口峰值流量、最终宽度逐渐增加, 峰值流量到达时间逐渐提前(对于全溃的情况, 由于溃坝历时较长, 峰值流量到达时间会有所滞后).

表4展现了冲蚀模式(单侧冲蚀与两侧冲蚀)的变化对溃坝过程的影响, 由计算结果可以看出: 对于峰值

表 3 不同残留坝高对应的计算结果

溃口最终底高程 (m)	Q_p (m^3/s)	B (m)	T_p (h)
730.00	1788.68	126.36	6.96
719.00	6299.34	179.00	5.94
710.00	11628.68	209.26	5.83
650.00	35115.66	369.24	6.53

表 4 不同冲蚀模式对应的计算结果

溃决模式	Q_p (m^3/s)	B (m)	T_p (h)
单侧冲蚀	6299.34	179.00	5.94
两侧冲蚀	7598.65	224.99	7.08

流量, 两侧冲蚀较单侧冲蚀增大20.63%; 对于溃口顶宽, 两侧冲蚀较单侧冲蚀增大25.69%; 对于峰值流量到达时间, 两侧冲蚀较单侧冲蚀滞后19.19%。因此, 两侧冲蚀较单侧冲蚀具有更大的峰值流量和溃口宽度, 但峰值流量出现时间滞后。

冲蚀系数对于溃坝过程也具有重要影响, 将冲蚀系数 k_d 分别乘以0.5和2.0, 分析其对计算结果的影响。由表5可以看出: 当冲蚀系数 k_d 变为原先计算值的0.5倍时, 溃口峰值流量减小26.51%, 溃口顶宽减小22.75%, 峰值流量到达时间滞后84.18%; 当冲蚀系数 k_d 变为原先计算值的2.0倍时, 溃口峰值流量增大

34.39%, 溃口顶宽增大31.11%, 峰值流量到达时间提前42.09%。

计算结果表明, 随着冲蚀系数的增加, 溃口峰值流量、溃口最终宽度逐渐增大, 峰值流量到达时间逐渐提前。

5 结论

基于小比尺物理模型试验和实际案例揭示的堰塞坝漫顶溃决机理, 建立了一个可模拟其漫顶溃坝过程的数学模型。针对堰塞坝的形态特征和坝料特性, 模型统一考虑了坝顶与下游坡溃口的发展, 并合理模拟了沿河流运动方向坝体形态的变化。选择具有实测数据的唐家山堰塞坝泄流案例来验证模型的合理性, 通过比较计算值与实测值发现, 本文模型可较好地模拟溃口发展过程与溃口流量过程。参数敏感性分析表明, 残余坝高、冲蚀系数等参数对溃坝过程具有重要影响, 冲蚀模式对溃坝过程影响较小。

表5 不同冲蚀系数对应的计算结果

k_d 的倍数	Q_p (m ³ /s)	B (m)	T_p (h)
0.5	4629.47	138.28	10.94
1.0	6299.34	179.00	5.94
2.0	8465.52	234.68	3.44

参考文献

1 Costa J E, Schuster R L. The formation and failure of natural dams. *Geol Soc Am Bull*, 1988, 100: 1054–1068

2 严祖文, 魏迎奇, 蔡红. 堰塞坝形成机理及稳定性分析. *中国地质灾害与防治学报*, 2009, 20: 55–59

3 陈生水. 土石坝溃决机理与溃坝过程模拟. 北京: 中国水利水电出版社, 2012

4 刘宁, 杨启贵, 陈祖煜. 堰塞湖风险处置. 武汉: 长江出版社, 2016

5 Ermini L, Casagli N. Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index. *Earth Surf Process Landforms*, 2003, 28: 31–47

6 Peng M, Zhang L M. Breaching parameters of landslide dams. *Landslides*, 2012, 9: 13–31

7 Dai F C, Lee C F, Deng J H, et al. The 1786 earthquake-triggered landslide dam and subsequent dam-break flood on the Dadu River, southwestern China. *Geomorphology*, 2005, 65: 205–221

8 段启忠, 姜明月. 岷江叠溪大海子地震堰塞坝稳定性分析. *四川水力发电*, 2004, 23: 93–96

9 聂高众, 高建国, 邓砚. 地震诱发的堰塞湖初步研究. *第四纪研究*, 2004, 24: 293–301

10 Lee K L, Duncan J M. Landslide of April 25, 1974 on the Mantaro River, Peru: Report of inspection. Technical Report. Washington DC: National Academy of Sciences, 1975

11 刘宁, 张建新, 林伟, 等. 汶川地震唐家山堰塞湖引流除险工程及溃坝洪水演进过程. *中国科学E辑: 技术科学*, 2009, 39: 1359–1366

12 Liu N, Chen Z, Zhang J, et al. Draining the Tangjiashan Barrier Lake. *J Hydraul Eng*, 2010, 136: 914–923

13 姜华. 天然坝决堤过程及流量变化的研究. *水土保持应用技术*, 2007, 1: 24–26

14 牛志攀, 许唯临, 张建民, 等. 堰塞湖冲刷及溃决试验研究. *四川大学学报(工程科学版)*, 2009, 41: 90–95

15 张婧, 曹叔尤, 杨奉广, 等. 堰塞坝泄流冲刷试验研究. *四川大学学报(工程科学版)*, 2010, 42: 191–196

16 党超, 程尊兰, 刘晶晶. 泥石流堰塞坝溃决模式实验. *灾害学*, 2008, 23: 15–19

17 赵王玉, 陈晓清, 高全, 等. 不同横断面泄流槽的地震堰塞湖溃决实验研究. *泥沙研究*, 2011, 4: 30–37

18 Niu Z, Xu W, Li N, et al. Experimental investigation of the failure of cascade landslide dams. *J Hydrodyn Ser B*, 2012, 24: 430–441

19 张大伟, 权锦, 何晓燕, 等. 堰塞坝漫顶溃决试验及相关数学模型研究. *水利学报*, 2012, 43: 979–986

20 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. *清华大学学报(自然科学版)*, 2013, 53: 583–588

- 21 杨阳, 曹叔尤. 堰塞坝漫顶溃决与演变水槽试验指标初探. *四川大学学报(工程科学版)*, 2015, 47: 1–7
- 22 蒋先刚, 崔鹏, 王兆印, 等. 堰塞坝溃口下切过程试验研究. *四川大学学报(工程科学版)*, 2016, 48: 38–44
- 23 王道正, 陈晓清, 罗志刚, 等. 不同颗粒级配条件下堰塞坝溃决特征试验研究. *防灾减灾工程学报*, 2016, 36: 827–833
- 24 石振明, 郑鸿超, 彭铭, 等. 考虑不同泄流槽方案的堰塞坝溃决机理分析——以唐家山堰塞坝为例. *工程地质学报*, 2016, 24: 741–751
- 25 赵天龙, 陈生水, 王俊杰, 等. 堰塞坝漫顶溃坝离心模型试验研究. *岩土工程学报*, 2016, 38: 1965–1972
- 26 Robinson K M, Hanson G J. Headcut erosion research. In: *Proc. 7th Federal Interagency Sedimentation Conference*. Reno, 2001
- 27 朱勇辉, 廖鸿志, 吴中如. 国外土坝溃坝模拟综述. *长江科学院院报*, 2003, 20: 26–29
- 28 谢亚军, 朱勇辉, 国小龙. 土坝溃决研究进展及存在问题. *长江科学院院报*, 2013, 30: 29–33
- 29 ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breach. Earthen embankment breaching. *J Hydraul Eng*, 2011, 137: 1549–1564
- 30 Davies T R, Manville V, Kunz M, et al. Modeling landslide dambreak flood magnitudes: Case study. *J Hydraul Eng*, 2007, 133: 713–720
- 31 Chang D S, Zhang L M. Simulation of the erosion process of landslide dams due to overtopping considering variations in soil erodibility along depth. *Nat Hazards Earth Syst Sci*, 2010, 10: 933–946
- 32 Shi Z M, Guan S G, Peng M, et al. Cascading breaching of the Tangjiashan landslide dam and two smaller downstream landslide dams. *Eng Geol*, 2015, 193: 445–458
- 33 Chen Z, Ma L, Yu S, et al. Back analysis of the draining process of the Tangjiashan Barrier Lake. *J Hydraul Eng*, 2015, 141: 05014011
- 34 Wang L, Chen Z, Wang N, et al. Modeling lateral enlargement in dam breaches using slope stability analysis based on circular slip mode. *Eng Geol*, 2016, 209: 70–81
- 35 Singh V P. *Dam Breach Modeling Technology*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishes, 1996
- 36 Fread D L. *DAMBREAK: The NWS dam break flood forecasting model*. Silver Spring: National Oceanic and Atmospheric Administration, 1984
- 37 U.S. Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service (USDA-NRCS). Chapter 51: Earth spillway erosion model. Washington DC: *National Engineering Handbook*, 1997
- 38 Wu W. Simplified physically based model of earthen embankment breaching. *J Hydraul Eng*, 2013, 139: 837–851
- 39 McNeil J, Taylor C, Lick W. Measurements of erosion of undisturbed bottom sediments with depth. *J Hydraulic Eng*, 1996, 122: 316–324
- 40 Briaud J L, Ting F C K, Chen H C, et al. Erosion function apparatus for scour rate predictions. *J Geotech Geoenviron Eng*, 2001, 127: 105–113
- 41 Hanson G J, Cook K R. Apparatus, test procedures, and analytical methods to measure soil erodibility *in situ*. *Appl Eng Agric*, 2004, 20: 455–462
- 42 Chang D S, Zhang L M, Xu Y, et al. Field testing of erodibility of two landslide dams triggered by the 12 May Wenchuan earthquake. *Landslides*, 2011, 8: 321–332
- 43 Annandale G W. *Scour Technology-Mechanics and Engineering Practice*. New York: McGraw-Hill, 2006
- 44 Knight D W, Demetriou J D, Hamed M E. Boundary shear in smooth rectangular channels. *J Hydraulic Eng*, 1984, 110: 405–422
- 45 Javid S, Mohammadi M. Boundary shear stress in a trapezoidal channel. *Int J Eng*, 2012, 25: 323–331

Breach mechanism and numerical modeling of barrier dam due to overtopping failure

ZHONG QiMing^{1,2}, CHEN ShengShui^{1,2} & DENG Zhao¹

¹ *Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China;*

² *Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China*

As a production of natural process, the barrier dam has its own features, and is easily to fail due to overtopping. Based on the breach mechanism revealed by small-scale model tests and the draining case of Tangjiashan Barrier Lake, a numerical breach model for barrier dam due to overtopping failure is put forward. In terms of the geometrical characteristics, physical and mechanical properties of barrier dam, a unified approach is developed to model the evolution of breaches in the dam crest and downstream slope, as well as the morphological change of the barrier dam in streamwise. Furthermore, different failure modes, such as one- and two-sided erosion, incomplete and base erosion are taken into account. The draining of Tangjiashan Barrier Lake is adopted to testify the present model, and the comparison of measured and calculated results indicates the rationality of the present model with the relative errors are less than 10% for peak discharge, final breach widths, and time to peak; in addition, the calculated breach discharge hydrograph and the changing process of water level are in accord with the measured data. The sensitivity analysis shows that the residual dam height after breaching and soil erodibility affect the breach flow prediction of the barrier dam significantly, whereas the one- or two-sided breach mode is less sensitive.

barrier dam, overtopping, breach mechanism, numerical simulation, sensitivity analysis of parameters

doi: [10.1360/N092017-00213](https://doi.org/10.1360/N092017-00213)