

# 土石坝漫顶溃决模型

党超<sup>1,2</sup>, 丁瑜<sup>1,2</sup>, 褚娜娜<sup>1,2</sup>

(1. 三峡大学地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002; 2. 三峡大学土木与建筑学院, 湖北 宜昌 443002)

**摘 要:** 通过土石坝溃决的特征, 建立了土石坝体溃决模型, 并预测溃口流量过程和溃口拓展过程。模型溃口假定为梯形, 且在坝体溃决过程中底宽和溃口边坡不发生变化。根据水量平衡和坝体物质守恒, 模拟溃口的拓展过程; 溃口水力过程用宽顶堰流表示, 并使用经验公式计算溃口不同水头条件下的冲蚀量。针对这些差分方程为隐性格式, 难以直接求解, 提出了特殊的迭代解法, 且较少的迭代次数即可收敛。通过模型对四川北川唐家山堰塞湖的溃决过程进行了反演, 结果显示: 坝体溃决相关参数包括溃决持续时间、溃决峰值流量和出现时刻、坝体最终几何形状以及堰塞湖溃决排出总水量, 当计算参数选择合理时, 预测值与实测值比较吻合。从模拟计算结果来看, 模型预测具有一定的可行性, 可以为堰塞坝的安全预警和应急处置提供数据支持。

**关键词:** 溢流; 溃决; 预测模型; 计算方法; 实例验证

**中图分类号:** TU4

**文献标识码:** A

土石坝溃决往往造成破坏性的洪水, 尤其是滑坡、泥石流、终碛堤, 以及火山碎屑等地质过程堵塞河道形成的天然土石坝及其溃决过程, 由于事先没有任何征兆和防护措施, 其造成的危害往往更为巨大。为了能够准确的对坝体溃决所造成危害进行评估、制定合理的安全预警方案以及实施有效减灾工程措施, 模拟坝体的溃决过程以及溃口的洪水过程显得十分重要。

在过去的几十年中, 为了土石坝体溃决危险性评估的需要, 坝体溃决参数, 特别是溃口处的流量过程得到了最广泛的研究。最直接的方法是通过溃坝实例建立经验公式<sup>[1-9]</sup>, 用以预测坝体溃决的峰值流量及溃口参数。经验性的方法虽然要求输入参数较少, 但是由于没有考虑到土石坝体之间的差异, 从其计算结果来看, 实测值与预测值之间的误差可以达到一个量纲以上<sup>[10]</sup>。其他的计算方法多为通过模拟溃口的侵蚀过程, 进行坝体溃决模拟的复杂物理计算模型, 例如假定溃口为线形冲刷的 Dambrk

模型以及通过泥沙输移方程表示溃口侵蚀过程的 Breach 模型和 Beed 模型<sup>[11-13]</sup>。

上述溃坝模型大多适用于均质或半均质的人工土石坝体; 对于物质组成和结构更为复杂的天然土石坝体, 由于资料难以取得, 目前专门的计算公式和方法仍比较少见, 而直接使用人工土石坝进行计算, 其计算结果的准确性仍值得商榷。在本文中提出了一个土石坝溃决的计算模型, 用以计算: 1. 坝顶开始溢流后, 溃口几何形态的变化过程; 2. 溃口处的流量过程线; 3. 溃口处的泥沙输移量。并分析其模拟天然土石坝溃决过程的可能性以及参数选择等问题。

## 1 溃口几何形态

溃口的几何形状对溃口水力过程影响很大。溃口的形状通常概化为矩形、三角形或梯形, 或将断面概化为抛物线形。根据对大量的人工土石坝溃决事件以及汶川地震灾区堰塞湖溃决的调查发现, 溃决

收稿日期( Received date): 2011-05-11; 改回日期( Accepted): 2012-01-15。

基金项目( Foundation item): 国家科技支撑项目( 2009BAK56B05), 水利部公益性行业专项项目( 200801032)。[This research is supported by National Key Technology R & D Program ( 2009BAK56B05), Special Item of the Non-profit Industry Project of the Ministry of Water Conservancy ( 200801032).]

作者简介( Biography): 党超( 1982- ), 男( 汉族), 博士, 主要从事与山地灾害形成机制研究。[Dang Chao ( 1982- ), male, Ph D, mostly field: mechanism of mountain hazards]. E-mail: dangchao1982@126.com

后的坝体溃口多呈梯形或两侧为均匀斜坡底部为抛物线的形态特征。在本计算模型中,将溃口的几何形态概化为梯形,溃口形状由:溃口底宽 $b$ 、溃口深度 $z$ 和溃口边坡参数 $s$ 3个参数确定,溃口横剖面如图1。溃口通道坡度较小,在计算时可假定为水平, $\alpha_u$ 和 $\alpha_d$ 分别为坝体迎水面和背水面边坡,纵剖面如图2。

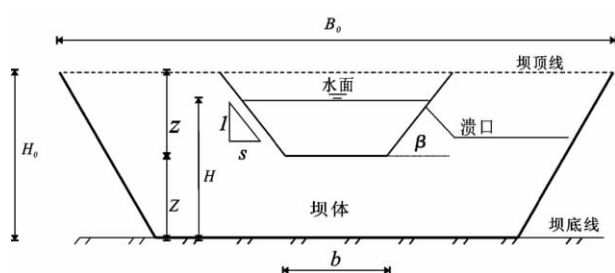


图1 溃口断面几何形状

Fig. 1 Idealized cross section at the breach channel

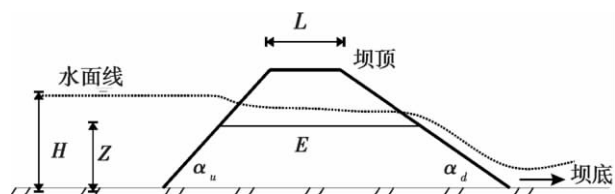


图2 溃口纵坡面图

Fig. 2 Idealized breach profile in the natural dam

溃口的底部宽度及平均宽度目前仍没有较好的解决办法,尽管溃坝经验模型在进行溃坝预测时有较大的误差,但这些经验公式提供了溃口可能的变化范围和大小<sup>[14]</sup>。Von Thun 和 Gillette 建议,溃口最终的平均宽度可以由下式计算<sup>[15]</sup>

$$\bar{B} = 2.5H_0 + C_b \quad (1)$$

式中  $\bar{B}$  为最终溃口平均宽度,  $H_0$  为坝高,  $C_b$  为库容的函数,其取值见表1。

模型假设溃口从坝顶较低处开始,溃决过程中溃口底宽和溃口边坡都假定为常数,溃口深度 $z$ 是时

表1  $C_b$  取值范围

Table 1 The values of  $C_b$

库容 Reservoir Size/ $m^3$	$C_b/m$
$< 1.23 \times 10^6$	6.1
$1.23 \times 10^6 \sim 6.17 \times 10^6$	18.3
$6.17 \times 10^6 \sim 1.23 \times 10^7$	42.7
$> 1.23 \times 10^7$	54.9

间 $t$ 的函数,溃口深度 $z$ 在某时段的发展假设与该时段通过溃口的洪水流量相关。在进行计算时,溃口底宽首先假定一个初值,通过溃口最终顶宽计算溃口平均宽度,并与式(1)计算的的经验值进行比较,然后通过不断迭代的方式计算出最后的底宽和顶宽。

## 2 溃口堰流方程

溃口假定为梯形,溃口流态可以认为是急变流,通过溃口或坝顶水流的水力特征用宽顶堰流描述。溃口出流过程是溃口几何形状和溃口水头的函数,可以用下式表示<sup>[11]</sup>

$$Q_b = 1.71b\sigma(H-Z)^{1.5} + 1.2s\sigma(H-Z)^{2.5} \quad (2)$$

$$\sigma = \begin{cases} 1 & H_2 - Z \leq \frac{2}{3}(H-Z) \\ 1 - 2.783\left(\frac{H_2 - Z}{H - Z} - 0.67\right)^3 & H_2 - Z > \frac{2}{3}(H-Z) \end{cases} \quad (3)$$

式中  $H$  为堰塞湖水深,  $Z$  为溃口相对于坝顶的高程,  $s$  为溃口边坡,取决于坝体组成物质的内摩擦角( $\beta$ ),可取  $s = \tan(45^\circ + \beta/2)$ <sup>[16]</sup>,  $\sigma$  为淹没系数,  $H_2$  为坝下游正常流深,可以近似用曼宁公式表示

$$H_2 = \left( \frac{Q_b' n_d}{1.49J^{0.5} B_0} \right) \quad (4)$$

式中  $n_2$  为曼宁糙率系数,  $J$  为坝体下游河道坡度,  $Q_b'$  为前一个时段溃口出流量。

## 3 库区水量平衡

堰塞湖或水库库容可以用水位-库容关系表示

$$W = aH^n \quad (5)$$

式中  $W$  为库容,  $H$  为水深,  $n$  为库容指数。对于特定的坝体,其水位库容曲线可以由地形图绘制。上式适用于堰塞湖表面为水平时,一旦溃决开始,湖水就会向溃口集中并沿溃口下泄,这时由于库区水面坡度较小,仍可认为上式适用。这时堰塞湖水量平衡可以表示为

$$\frac{dW}{dt} = Q_i - Q_b - Q_s - Q_p \quad (6)$$

式中  $Q_i$  为入库流量,  $Q_b$  通过溃口的流量,  $Q_s$  为通过溢洪道的流量,  $Q_p$  为管涌出流量。由于溃坝时间尺度较短,因为堰塞库区的蒸发作用可忽略不计;对于天然土石坝漫顶溃决,若无溢洪道且管涌量较小,

可忽略通过溢洪道和管涌的流量。则通过式(5)和式(6)可得

$$anH^{n-1}\frac{dH}{dt} = I - Q \quad (7)$$

式中  $I$  为入库总流量,  $Q$  为出库总流量。如果在坝体溃决的时间段内, 入库流量可以认为是常数, 则上式中只包含两个未知量, 堰塞湖水面高程  $H$  和溃口的出流量  $Q_b$ , 通过水深和时间的对应关系, 可以求解出库流量。

#### 4 溃口泥沙输移

当堰塞湖水位到达坝顶时, 水流漫过坝顶从而对坝顶形成冲刷过程; 被侵蚀的泥沙由水流带走, 从而使溃口不断扩大。溃口的大小和溃口流量决定于溃口水流的冲刷能力, 而水流的冲刷能力又与溃口大小和流量有关, 二者是相互联系的。溃口泥沙侵蚀和输运能力的大小与溃口的形状、筑坝物质的性质、坝址下游的水位等水力因素有关。

目前溃口泥沙的侵蚀和输运机理, 特别是高速水流下的泥沙侵蚀和输运机理仍不清楚, 许多模型使用泥沙输移方程表示溃口的泥沙输移和溃口下切拓宽过程, 例如广泛应用的 Meyer-Peter-Muller 公式(如 Breach 模型)<sup>[12]</sup> 和 Einstein-Brown 推移质公式(如 beed 模型)<sup>[13]</sup>。但是由于这些公式的基本假定为缓变流和水深远大于泥沙颗粒粒径的条件。而天然土石坝其组成物质小到粘粒, 大至几十米的砾石, 级配很宽, 且溃口流态为急变流, 因而这些公式是否适用于天然堰塞坝的溃决仍需继续研究。

谢任之收集了国内外 400 多座土石坝溃坝的资料, 库容范围  $4.7 \times 10^4 \text{ m}^3$  至  $6.5 \times 10^8 \text{ m}^3$ , 坝高 25 ~ 93 m, 并分析了溃坝时的平均含沙量  $\bar{\rho}$  与冲刷系数  $K$  之间的关系<sup>[11]</sup>

$$\bar{\rho} = KH \quad (8)$$

从式(8)中可以看出以下几点明显的规律:

1.  $\bar{\rho}$ 、 $K$  与坝体物质组成和强度有关, 坝体组成松散时  $\bar{\rho}$ 、 $K$  较大;
2.  $\bar{\rho}$  与坝体高度有关, 坝高时冲刷能力强,  $\bar{\rho}$  相应较大, 因而采用冲刷系数  $K$  以消除坝高的作用。
3.  $\bar{\rho}$ 、 $K$  与库容有关, 由于溃口冲刷过程中会发生坍塌, 其输砂能力肯定是非线性的, 大部分土石坝的冲刷集中在较短的时间内, 因此库容越大, 其涨峰的时间越长, 相应平均含沙量和平均冲刷系数较低。

根据坝体的物质组成可将其分为 5 类(表 2),

根据资料得出经验公式<sup>[11]</sup>

$$K = \varphi W^{-0.577} \quad (9)$$

人工土石坝和天然土石坝虽然在物质组成和坝体结构上存在差异, 但其溃决机制上实质上是是一致的。式(8)为通过人工土石坝溃决资料得到回归公式, 但对天然土石坝同样适用, 只是表征坝体物质组成和结构的物料系数  $\varphi$  不同。由于目前很难收集到详细的天然土石坝溃决资料, 因此在进行天然土石坝溃决过程计算时可以参照表 2 中物料系数的取值。

表 2 坝体物料系数

Table 2 Material coefficient of dam

土类	材料及密实度	$\varphi$
1	较松的均质土坝, 压实不好的土坝	12.5
2	质量较好的均质土坝	6.7
3	坚硬的均质土坝, 土料较多的土石坝	3.65
4	土料较少的土石坝, 质量较差的堆石坝	1.68
5	较密实的土石坝	0.495

根据式(8)和式(9)可得, 平均含沙量的表达式

$$\bar{\rho} = \varphi HW^{-0.577} \quad (10)$$

根据堰塞湖水深-库容关系  $W = aH^n$ , 则

$$\begin{aligned} \bar{\rho} &= \frac{\varphi H}{a^{0.58} H^{0.58n}} \\ &= \frac{\varphi}{a^{0.58} H^{(0.58n-1)}} \end{aligned} \quad (11)$$

平均含沙量又可写成

$$\bar{\rho} = \frac{\int \rho dW}{W} \quad (12)$$

$$\int \rho dW = W \bar{\rho}$$

$$= aH^n \frac{\varphi}{a^{0.58} H^{(0.58n-1)}} = a^{0.42} H^{0.42n+1} \varphi \quad (13)$$

$$dW = d(aH^n) = naH^{n-1} dH \quad (14)$$

将式(14)带入到式(13)可得

$$na \int \rho H^{n-1} dH = a^{0.42} H^{0.42n+1} \varphi \quad (15)$$

将上式两边微分可得

$$na \rho H^{n-1} dH = (0.42n+1) a^{0.42} H^{0.42n} \varphi dH \quad (16)$$

$$\rho = \frac{(0.42n+1) \varphi}{100na^{0.58}} H^{-(0.58n-1)} \quad (17)$$

从上式可以看出, 溃口的冲刷速率与堰塞湖的水位库容关系、水位, 以及坝体的物质组成密切相关。已经冲蚀坝体的体积  $V_s$  可以表示为

$$V_s = \frac{1}{2} z \left[ z \left( \frac{1}{\tan \alpha_d} + \frac{1}{\tan \alpha_n} \right) + 2L \right] \left( b + \frac{2}{3 \tan \beta} z \right)$$

$$= \rho \Delta t \sum Q_b \quad (18)$$

如果令  $\zeta = \frac{1}{\tan \alpha_d} + \frac{1}{\tan \alpha_n}$  则

$$V_s = \frac{1}{2} z [z\zeta + 2L] \left( b + \frac{2}{3 \tan \beta} z \right) \\ = \rho \Delta t \sum Q_b \quad (19)$$

## 5 计算方法及程序化

模型可以用来模拟坝体溃口侵蚀过程,估计坝体溃决参数,包括溃口流量过程线、溃决持续时间以及溃口在溃决过程中和溃决结束后的几何形状。模型计算假定溃口形状为梯形,需要输入溃口边坡、坝体物质组成和几何特征、堰塞湖的水深-库容关系以及堰塞湖入流量等参数。

计算过程中主要变量为每一时间段的堰塞湖水水位  $H$  和溃口底部高程  $Z$  (或溃口深度  $z$ )。设计算时间步长为  $\Delta t$ , 则式 (7) 可以写差分形式

$$\frac{H^n(i+1) - H^n(i)}{\Delta t} = \frac{1}{a} \left[ I - \frac{1}{2} (Q_{i+1} + Q_i) \right] \quad (20)$$

这里下标  $i$  表示已知时间  $t$  所对应的参数,  $i+1$  表示下一个时间段  $t+\Delta t$  对应的参数。由于溃口处流量与溃口几何特征(溃口底部高程和宽度)有关,而溃口几何特征又取决于溃口水流的输砂能力,最后溃口的输砂能力又取决于溃口大小和出流量。因此使用牛顿迭代的计算方法来表示溃口流量、侵蚀和溃口几何形状之间的相互关系,计算流程如下:

1. 设  $H_b^*$  为最终溃口深度,带入到式 1 中计算溃口底宽,这里“\*”表示试算值;
2. 设  $H^*(i+1)$  和  $Z^*(i+1)$  分别等于前一个时间段的堰塞湖水深和溃口深度;
3. 利用上面的假定值,通过式 (2) 计算溃口出流量  $Q^*(i+1)$ ;
4. 检查是否有必要通过淹没系数修正流量;
5. 使用式 (19) 计算溃口处的冲蚀量,并计算溃口深度  $Z(i+1)$ ;
6. 如果  $|Z^*(i+1) - Z(i+1)|$  非常的小,则继续下面的计算,否则令  $Z^*(i+1) = Z(i+1)$  返回到步骤 3 重新计算;
7. 计算  $H(i+1)$ ;
8. 如果  $|H^*(i+1) - H(i+1)|$  不是非常的小,则令  $H^*(i+1) = H(i+1)$  返回步骤 6 计算;否则继续下面的计算;

9. 如果第步骤 9 的第一次迭代  $|H^*(i+1) - H(i+1)|$  即很小,则继续下面计算;否则令  $H^*(i+1) = H(i+1)$ , 返步骤 3 计算;

10. 计算溃口出流量  $Q_b$ ;

11. 如果溃口出流量与入库流量的差值非常的小,则终止计算(在刚开始溃决时,也可能出现这种情况,实际编程中加以区别);否则返回第二步继续计算;

12. 如果假定溃口深度  $H_b^*$  与模型计算所得溃口深度  $H_b$  非常接近,则终止计算,输出计算结果和溃口流量过程线;否则令  $H_b^* = H_b$  返回到步骤 1 重新计算。

## 6 天然土石坝溃决实例分析

天然堰塞坝的溃决过程鲜有较为详细的记录。汶川地震中形成的唐家山堰塞湖的安全泄流过程,为探讨模型模拟天然土石坝溃决过程的可行性,以及模型参数的选择等问题,提供了可靠的数据支持。

### 6.1 唐家山堰塞坝概况

唐家山堰塞坝位于北川县城上游直线距离 3.2 km,苦竹坝水电站上游 2 km 的通口河上,集水面积 3 550 km<sup>2</sup>,坝址区通口河谷为不对称的 V 型谷<sup>[17]</sup>,右岸较陡,坡度约为 60°;左岸坡度较缓,坡度约为 30°。岸坡为残坡积碎石土层,最大厚度 15 m。唐家山滑坡为顺层岩质滑坡,主要岩性为深变质砂板岩<sup>[19]</sup>,滑坡体长 600 m、宽 200 m、厚度 80~90 m,滑坡堆积体积 2.04 × 10<sup>7</sup> m<sup>3</sup>。堰塞体碎石土由粉质壤土、岩屑和块石组成,其中粉质壤土占 50%~60%,岩屑 30%~35%(粒径 5~20 cm),块石占 10%~15%;坝顶左侧最大高程 785 m,右侧为 755 m,中部最低为 752.2 m,坝趾高程为 669.5 m,最大坝高 122.2 m,有效坝高 80.3 m;坝体迎水面坡度为 20°,背水坡平均坡度为 32°。

通过 1:5 万 DEM 计算,唐家山堰塞湖的最大库容为 3.15 × 10<sup>8</sup> m<sup>3</sup>,最大淹没范围为 8.92 km<sup>2</sup>。根据通口河在唐家山附近上游 4 km 漩坪部位计算获得的多年水文径流资料,丰水期(5—10 月)平均流量为 80.9 m<sup>3</sup>/s,相应流速约 4 m/s;枯水期(11 月至次年 4 月)平均流量为 37.7 m<sup>3</sup>/s,相应流速约 2 m/s。地震发生时的 2008-05-12 代表的 5 月中旬日平均流量为 75.2 m<sup>3</sup>/s,堰塞湖每日水量增加 7.2 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>,根据实际监测,得出不同时间的水位

-蓄水量和水位-淹没范围的关系,如图 3。

6.2 实测溃决洪水过程

2008-06-07 T08:00,坝前水位涨至 740.43 m,水库开始通过人工溢洪道溢流。06-09 T14:00,由于水流的不断冲刷,溢洪道开始初现下切和拓宽过程。06-10 T01:00,堰塞湖达到最高水位 743.1 m,T07:00 通过溢洪的流量已达 497 m<sup>3</sup>/s,堰塞湖开始泄洪,水流的强烈冲刷使得溢洪道迅速的拓宽和加深,通过流量迅速增大;T08:00 泄洪流量已增至 940 m<sup>3</sup>/s,坝前水位 742.8m;T12:30 出现洪峰流量,坝前水位 735.8 m,流量为 6 500 m<sup>3</sup>/s;随后,溢洪道的流量迅速的减小,T20:00,唐家山堰塞湖坝前水位回落至 719.48 m,蓄水量为 1.12 × 10<sup>8</sup> m<sup>3</sup>,泄流槽泄流流量为 290 m<sup>3</sup>/s。至 06-11 T07:00,坝前水位 715.2 m,流量为 71.8 m<sup>3</sup>/s,基本与通口河 5 月中旬日平均流量相当。唐家山堰塞湖排险泄流过程基本结束,工程排险泄流取得成功,泄流过程线如图 4。唐家山堰塞坝泄流过程中,堰塞湖共排出水量 1.7 × 10<sup>8</sup> m<sup>3</sup>,水位降低 27.9 m<sup>[20]</sup>。

6.3 计算参数与结果

在计算模型中需要输入的参数概括为 2 个部分:堰塞湖边界条件和堰塞坝体条件,概化参数如表 3。通过计算,得到唐家山堰塞湖溃决过程的相关参数如表 4。

6.4 模拟溃口流量过程线

图 5 为唐家山堰塞坝泄流渠下泄水流过程的模型计算结果。对比分析图 4 和图 5 可见,模型计算值与实测值整体符合较好。模型计算峰值流量为 7 335.56 m<sup>3</sup>/s,实际测量值为 6 500 m<sup>3</sup>/s,相差 835.56 m<sup>3</sup>/s,计算值较实测值大 12.9%;由于唐家

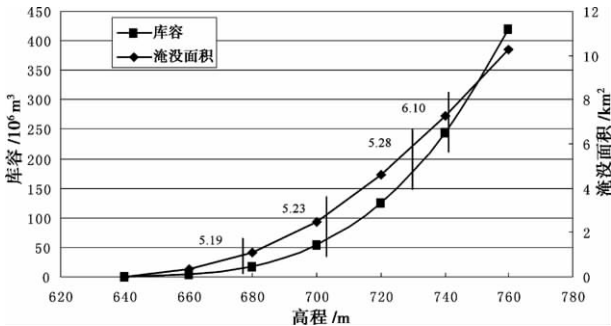


图 3 唐家山堰塞湖水位-蓄水量和水位-淹没面积关系  
Fig.3 Water level-Storage curve and water level-inundated area relation

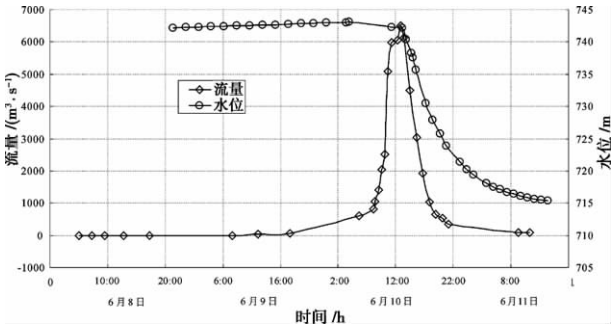


图 4 唐家山堰塞湖水位及泄流过程<sup>[20]</sup>  
Fig.4 Water elevation of Tangjiashan lake and discharge through the breach

山堰塞坝开挖溢洪道,使坝顶高程从 752.2 m 降低至 740.4 m,坝体高度实际为 68.5 m,而在模型计算中未将溢洪道开挖考虑在内,致使预测峰值流量值偏小。唐家山堰塞湖安全泄洪过程中,实测洪峰出现时间为 2008-06-10 T12:30,即为溢流后的 64.5 h,模型计算值为溢流后的 20.62 h,两者计算差值较大。其主要原因在于,模型中假定只要有水流就会出现坝体下切和冲蚀过程,但根据实验和野

表 3 唐家山堰塞湖计算参数表

Table 3 Parameters for simulation of Tangjiashan lake

堰塞坝条件							堰塞湖条件				
坝高 /m	坝顶宽 /m	有效坝长 /m	迎水面边坡 /°	背水面边坡 /°	横断面积 /m <sup>2</sup>	坝体内摩擦角 /°	物料系数	库容系数	库容指数	库容 /10 <sup>8</sup> m <sup>3</sup>	入库流量 /(m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> )
80.3	180	310	20	32	28 562	31	3.65	41 021	1.98	2.4	75.2

表 4 唐家山堰塞湖溃决模拟结果

Table 4 The outcomes of simulation of Tangjiashan lake

溃决历时 /h	洪峰流量 /(m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> )	洪峰时刻 /h	最终溃口深度 /m	最终水深 /m	最终溃口顶宽 /m	最终溃口底宽 /m	排出水量 /10 <sup>8</sup> m <sup>3</sup>
43.6	7 335.56	20.62	32.59	33.6	237.04	78.23	2.13
41	6 500	22.5	27.9		145~237.04	80~100	1.7

外调查的资料来看,在溢流后的很长一段时间内(即溃决形成时间至溃决出现时间),一方面由于溃口流量较小,溃口处固体颗粒难以启动,导致溃口下切速率非常缓慢;另一方面,大部分的侵蚀主要来自于坝体背水坡,即坝体背水坡的溯源侵蚀过程。但是,如果从唐家山坝体出现开始下切开始(06-09 T14:00),到溃口达到峰值流量的时间为22.5 h,从这个方面来考虑,模型计算值与实测值相差仅1.82 h,误差为8.1%,相对比较吻合。从唐家山堰塞湖溃决的持续时间来看,如果也从溃口开始下切的06-09 T14:00时开始算起,至06-11 T07:00时溃口流量约等于入库流量,共持续约41 h;模型计算值为43.6 h,两者相差2.6 h,误差为6.0%。

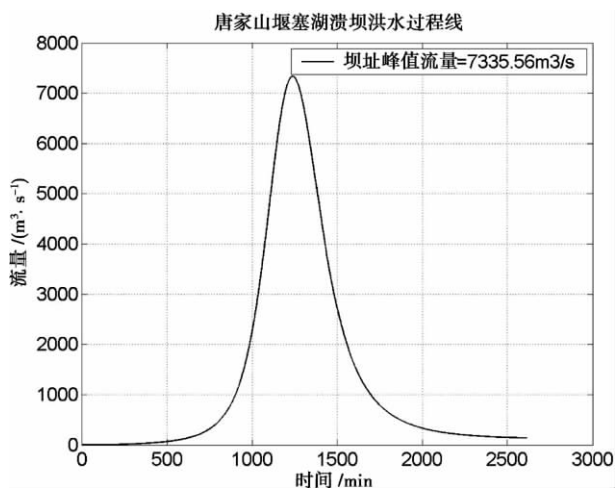


图5 模型计算溃口流量过程线

Fig. 5 The calculating hydrograph through the breach

### 6.5 模拟溃口下切过程

由于在唐家山堰塞湖泄流过程中,未测量到溃口底部高程的变化过程,因而难以对模型计算的溃口下切过程及速率进行验证。但从最终溃口高度来看,如图6,坝体残余高度为32.59 m,如果以坝址处高程为参考(669.5 m),则模型计算坝体溃口出最后高程为702.1 m,根据唐家山溃坝后的实测资料<sup>[34]</sup>,堰塞湖泄流后坝址处高程为695 m,中部高程为700 m,进口端为710 m,平均高程为700 m,计算值比实测值偏大2.1 m。从洪峰出现时堰塞湖的水深来看,模型计算值为64.65 m,相对于唐家山堰塞湖的水位为734.15 m,实测值为735.8 m,如图6,误差为1.65 m,相对误差为2.3%。

### 6.6 模拟溃口拓宽过程

在唐家山堰塞湖泄流过程中,溃口泄流渠实测

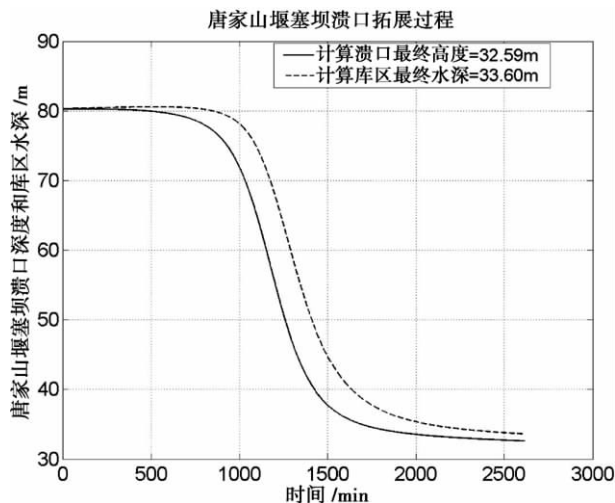


图6 唐家山堰塞坝溃口深度和堰塞湖水深模拟结果

Fig. 6 Simulated results of breach depth and water elevation

断面发展过程资料缺失。根据观测,唐家山堰塞坝过流后已形成较宽敞的新河道,平面上呈现向右岸凸出的弧形,中心线长度约890 m;断面形态总体呈上宽下窄的“倒梯形”,局部形成深槽,新河道开口宽145~235 m,底宽80~100 m<sup>[21]</sup>。从模拟计算的结果来看,底宽为78.23 m,顶宽为237.04 m,计算值较实测值偏大。

在模型中,还计算了溃口出水面宽度的变化过程,如图7。根据唐家山的2008-06-10实测资料,如图8,在洪峰流量出现时,最大水面宽度为130 m,模型计算值为121.1 m(图8)相差8.9 m,计算相对误差为6.8%。但值得注意的是,模型中峰值流量对应的水面宽度即为最大水面宽度,而在实测资料中最大水面宽度为145 m,并在峰值流量过后很长的一段时间内保持不变<sup>[22]</sup>。其主要原因在于,在峰值流量过后,流量迅速减小,由于溃口底部的粗

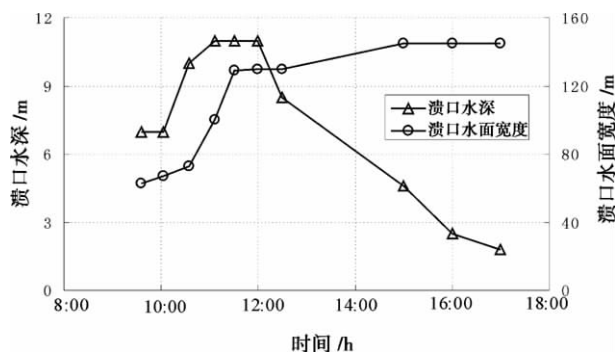


图7 2008-06-10 实测溃口水深和水面宽度

Fig. 7 Measured waterhead and surface width in the breach

(June 10, 2008)

化,导致溃口主要以侧蚀为主,从而溃口处水面宽度不会迅速的减小。模型中计算所得最大溃口水深为 12.88 m(图 9),对应于洪峰时刻,但从实测资料来看,最大水深为 11 m,出现在洪峰时刻以前的约 1 h(2008-06-10 T10:30)。

从唐家山堰塞湖模型计算的结果来看,除溃口最大水面宽度和最大水深外,其他溃坝参数与实际值比较吻合,这也说明模型计算中的假定比较合理,计算结果较为准确。

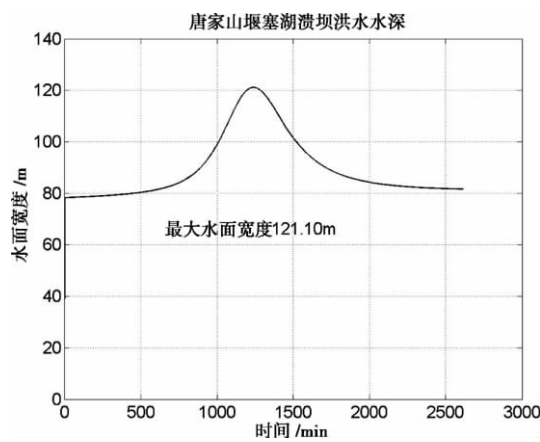


图 8 唐家山堰塞坝溃口水面宽度模拟结果  
Fig.8 The simulated surface width in the breach

7 参数敏感性分析

模型中需要输入参数包括溃口边坡,坝体物质组成和几何特征,堰塞湖的水深-库容关系以及堰塞湖入流量等 4 个方面的,溃口边坡可以通过坝体物质天然内摩擦角确定,坝体几何特征和堰塞湖的水位库容关系可以通过测量加以确定,这 3 个参数对于特定坝体而言都为定值。但是代表坝体物质组成的物料系数却为经验参数,其取值取决于对坝体

特征的判断,文中在其他参数相同的条件下,通过不同的物料系数,对唐家山堰塞湖的溃决过程进行了演算(表 5)。

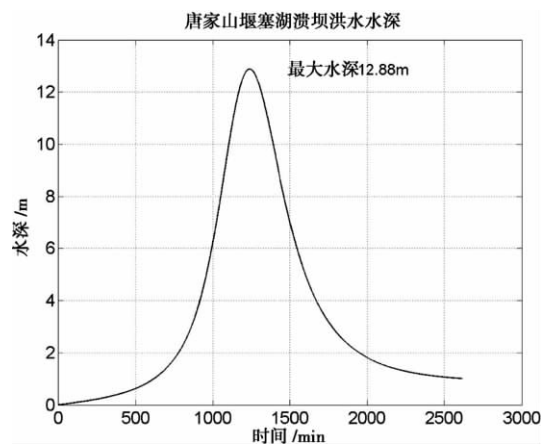


图 9 唐家山堰塞坝溃口水深模拟结果  
Fig.9 The simulated waterhead in the breach

从表 5 中可以看出,模型计算中物料系数对坝体溃决过程的相关影响较大,尤其是对峰值流量的影响最大,其计算结果相差将近 7 倍,当和时计算相差也近 3.5 倍,因此在模型计算时,物料系数的选择应非常谨慎。从唐家山堰塞坝的物质组成来看,粉质壤土和较小岩屑占到 80% 以上,块石含量较少。模型计算过程中选择土类 3(含土料较多的土石坝),从计算结果与实测值得吻合程度来看,选择比较合理。

8 结语

通过溃口水力过程,泥沙输移过程,坝体物质组成和几何特征,建立了土石坝漫顶溃决过程的计算

表 5 不同的物料系数  $\varphi$  模拟结果  
Table 5 Simulated results from different material coefficient  $\varphi$

物料系数 $\varphi$	溃决历时 /h	洪峰流量 $/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	洪峰时刻 /h	最终溃口深度 /m	最终水深 /m	最终溃口顶宽 /m	排出水量 $/ (10^8 \text{ m}^3)$
1.68	101.53	1088.45	38.72	56.63	57.73	157.01	1.44
3	53.42	4961.76	23.75	38.72	39.75	216.62	1.96
3.5	44.35	7104.79	20.87	33.12	34.13	235.28	2.10
3.65	43.6	7335.56	20.62	32.59	33.6	237.04	2.13
4	37.67	9533.51	18.63	28.08	29.07	252.05	2.20
6.7	33.33	26213.32	12.47	7.14	7.86	321.74	2.49

模型。模型中,使用堰流方程来模拟溃口的出流过程,使用经验公式确定溃口最终的几何形状和溃口处得泥沙冲蚀量,并以此确定溃口在某一个瞬时的深度。通过堰塞湖的水量平衡确定其水深随时间的变化过程,从而确定溃口水头和溃口流量过程。由于天然堰塞坝体在几何形态和物质组成上的复杂性,对于溃口最终几何特征和溃口的泥沙输移过程,目前仍只能通过经验公式加以确定。

模型需要输入参数包括溃口边坡、坝体物质组成和几何特征、堰塞湖的水深-库容关系以及堰塞湖入流量等4个方面,可以计算口流量过程线、溃决持续时间以及溃口在溃决过程中和溃决结束后的几何形状。

汶川地震中形成的众多堰塞湖中,唐家山堰塞坝体体积和蓄水量最大,其安全泄流过程引起了全世界的关注,也为天然堰塞坝溃决过程的模拟提供了有力的数据支持。但是从堰塞坝溃决风险评估角度来看,事先制定的1/3瞬溃方案显然有极大的不合理性,其计算所得峰值流量也与实测值有很大出入,其主要原因在于:1.天然土石坝的溃决过程不可能为瞬时溃决;2.其最终溃决的深度难以确定。模型中,考虑了堰塞湖的水量平衡,通过经验模型模拟溃口的冲蚀过程,通过宽顶堰流方程模拟溃口流量过程,与天然堰塞坝溃决物理过程比较吻合。通过唐家山堰塞坝溃决过程反演,可以看出模型计算结果与实测值比较吻合;但是由于在模型计算中未将溢洪道开挖考虑在内,致使计算结果都呈现出偏大的特征。

值得说明的是,溃坝模型对于坝体的物质组成参数物料系数反映比较敏感,类似于唐家山这种土体含量较多的堰塞坝体,其物料系数取值建议为3.65,并可根据土石比做出调整。而对于在物质组成和形成条件上比较类似的天然土石坝体,可以采用类比的方法,首先根据已知溃决资料推算出比较可靠的物料系数,然后通过模型预测其他类似的天然土石坝体得溃决过程。

## 参考文献(References)

- [1] Kirkpatrick, W G. Evaluation guidelines for spillway adequacy [C]//The Evaluation of Dam Safety, Engineering Foundation Conference, Pacific Grove, California, ASCE, 1977: 395-414
- [2] Hagen V K. Re-evaluation of design floods and dam safety [C]//Proceedings 14th Congress of International Commission on Large Dams, Rio de Janeiro, Brazil, 1982
- [3] MacDonald T C, J Langridge - Monopolis. Breaching characteristics of dam failures [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1984, 110 (5): 567-586
- [4] Costa J E, Schuster R L. The formation and failure of natural dams [J]. Geological Society of America Bulletin, 1988, (100): 1054-1068
- [5] Evans S G. The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1986, 23: 1154-1163
- [6] Froehlich, D C. Embankment dam breach parameters [C] //Proceedings of the 1987 ASCE National Conference on Hydraulic Engineering, Williamsburg, Virginia, 1987: 570-575
- [7] Froehlich D C. Peak outflow from breached embankment dam [J]. Journal of Water Resources Planning and Management, 1995a, 121(1): 90-97
- [8] Walder J S, O'Connor J E. Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earth dams [J]. Water Resources Research, 1997, 33(10): 12-23
- [9] Webby M G. Peak outflow from breached embankment dam (Froehlich, 1995a) [J]. Journal of Water Resources Planning and Management, 1996, 122(4): 316-317
- [10] Wahl T L. Predicting embankment dam breach parameters——A needs assessment [C]//Proceedings 27th IAHR Congress, San Francisco, California, 1997: 10-15
- [11] Fread, D L. The development and testing of a dam-break flood forecasting model [G]//Proceedings of the Dam - Break Flood Routing Model Workshop, Bethesda, Maryland, 1977: 164-197
- [12] Fread D L. BREACH: an erosion model for earthen dam failures [M]. National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, Silver Spring, Maryland, 1988
- [13] Singh, V P, Scarlatos P D. Breach erosion of earthfill dams and flood routing: BEED Model [R]. Research Report, Army Research Office, Battelle, Research Triangle Park, North Carolina, 1985: 131-149
- [14] Wahl T L. Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters [J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 2004, 139(5): 389-397
- [15] Von Thun J L, Gillette D R. Guidance on breach parameters [M]. U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, March 13, 1990
- [16] Wu Xiaochuan. On the numerical simulation of the process of dam break and flood flow propagation [D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2004, thesis for Master degree. [吴小川. 溃坝过程及洪水波演进数值模拟研究[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 2004]
- [17] Xie Renzhi. Hydraulics of dam breach [M]. Shandong Science & Technology Press, 1993: 153-162 [谢任之. 溃坝水力学[M]. 山东科技出版社, 1993: 153-162]
- [18] Cui Peng, Han Yongshun, Chen Xiaoqing. Distribution and risk analysis of dammed lakes reduced by Wenchuan earthquake [J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science Edition, 2009, 41(3): 35-42 [崔鹏, 韩永顺, 陈晓清. 汶川地震堰塞湖分布规律与风险评估[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2009, 41(3):



- 35-42]
- [19] Hu Xiewen, Huang Runqiu, Shi Yubing, et al. Analysis of blocking river mechanism of Tangjiashan landslide and dam-breaking mode [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(1): 181-189 [胡卸文, 黄润秋, 施裕兵, 等. 唐家山滑坡堵江机制及堰塞坝溃决模式分析[J]. 岩石力学与工程学报 2009, 28(1): 181-189]
- [20] Liu Ning, Zhang Jianxin, Lin Wei, et al. Spillway excavation project and dam break flood routing process in Tangjiashan blocked dam resulting from Wenchuan earthquake [J]. Science in China E: Technological Sciences, 2009, 39(8): 1359-1366 [刘宁, 张建新, 林伟, 等. 汶川地震唐家山堰塞引流除险工程及溃坝洪水演进过程[J]. 中国科学 E 辑: 技术科学 2009, 39(8): 1359-1366]
- [21] Zhu Yonghui, Fan Beilin, Lu Jinyou, et al. Analysis and simulation of dam break flood in Tangjiashan [J]. Yangtze River, 2008, 39(22): 79-82 [朱勇辉, 范北林, 卢金友, 等. 唐家山堰塞湖溃坝洪水分析及泄流冲刷模拟[J]. 人民长江, 2008, 39(22): 79-82]
- [22] He Li, Zhang Cheng, Fu Xudong. Calculation of breach width of Tangjiashan quake Lake [J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2009, 17(Suppl.): 10-17 [贺莉, 张成, 傅旭东. 唐家山堰塞体溃口宽度的模拟计算[J]. 应用基础与工程科学学报 2009, 17(增刊): 10-17]

## Simulation of Debris Dams Breach due to Overtopping

DANG Chao<sup>1 2</sup>, DING Yu<sup>1 2</sup>, CHU Nana<sup>1 2</sup>

(1. Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area, Ministry of Education, Yichang 443002, China;

2. College of Civil Engineering & Architecture, Three Gorge University, Yichang 443002, China)

**Abstract:** A mathematical model to simulate the dam break process by overtopping and to forecast the flood hydrograph in the breach is developed in this paper. The breach is assumed trapezoidal, coupling with the bottom width and side slope angle keeping constants during the overall process of dam breach. Simulation of dam breach evolution is based on the conservation of mass of reservoir capacity and sediment transport capacity. Particularly, broad-crest weir relation is utilized to simulate the outflow in the breach, and an empirical equation is used to compute the rate of erosion in the breached section. Because of the implicit form of these equations, an iterative solution is proposed with convergence achieved in a few iterations. The dam breach process of Tangjiashan dam had gained many detailed information supporting datum for dam breach modeling. The model is used to calculate the dam breach processes of Tangjiashan Dam, results show that: the forecasting dam breach parameters including breach lapsed time, peak discharge and corresponding time, final breach geometry, and the total volumes of water exhausted accord measured values. The calculation method of natural dam breach could be useful for the purpose of hazard assessment and emergency mitigation setting.

**Key words:** overtopping; dam breach; forecasting model; formulation; case study