

土坝溃坝模型在夹河子水库中的应用

赵以琴¹, 雷晓云², 高磊³, 祝玲⁴

(1. 石河子大学水利建筑工程学院, 新疆 石河子 832003; 2. 新疆农业大学水利学院, 新疆 乌鲁木齐 830052;

3. 石河子水利局, 新疆 石河子 832000; 4. 石河子大学后勤集团, 新疆 石河子 832003)

摘要:根据平原水库溃坝的特点, 运用土坝溃坝的水流理论, 以坝址为研究对象, 分别建立瞬时溃坝模型和逐渐溃坝模型, 确定了溃口宽度、最大流量和坝址流量过程线, 为二维溃坝洪水模拟提供上边界条件, 为水情自动测报和水库防洪优化调度研究等提供科学依据。以夹河子水库溃坝的实际情况为例, 对两种模型进行分析比较, 结果表明, 两种模型均符合实际。

关键词:土坝; 瞬时溃坝; 逐渐溃坝; 夹河子水库

中图分类号:TV641.2

文献标识码:B

文章编号:1006-7647(2004)03-0045-02

溃坝是一种水库遭遇超过防洪设计标准洪水而发生的坝体突然溃决的现象。溃坝洪水具有突发性强、历时短、峰高量大、破坏性强、造成损失大、难以预测的特点。据统计资料^[1], 新疆溃坝洪水占总洪灾发生次数的 24.8%, 损失占总洪灾损失的 10.5%。尤其新疆平原地区的拦河水库, 具有设计标准低、水库面积大、库容较小、防洪能力差、缺少非工程防洪措施等特点, 一旦发生溃坝, 将对下游造成极大的灾害损失。随着地区经济建设的发展以及人口、财产密度的逐步增大, 洪灾损失有日益增大的趋势。新疆河流多为天山冰川作用河流, 水库多为 20 世纪 50 年代建设的平原拦河土坝而形成的, 设计标准偏低, 防洪能力较差。因此, 开展平原拦河水库溃坝洪水的研究具有重要的现实意义。

本文根据平原水库溃坝的特点, 分别建立了瞬时溃坝模型和逐渐溃坝模型, 并以夹河子水库溃坝的实际情况为例, 对两种模型进行了分析比较。

1 瞬时溃坝模型

溃坝水流属于非恒定流, 根据溃坝水流理论, 模型采用适合于局部坝宽瞬时全溃的坝址处溃坝计算公式。在计算溃坝最大流量时, 参照黄河水利委员会公式、铁道科学研究院公式及谢任之的统一公式^[2], 并利用上述公式验算了夹河子水库 1961 年 4 月 10 日溃坝决口宽度, 对比结果见表 1。

从表 1 中可看出, 黄河水利委员会公式的计算结果与实际较接近, 故最后采用黄河水利委员会的

溃坝计算公式。

表 1 溃口宽度计算结果

公式出处	计算公式	计算值/m	实际值/m
黄河水利委员会	$b_m = K(W^{1/2}B^{1/2}H_0)^{1/2}$	178	170
铁道科学研究院	$b_m = KW^{1/4}B^{1/7}H_0^{1/2}$	110	170
谢任之	$b_m = WKH_0/(3E)$	182	170

1.1 溃口宽度

根据黄河水利委员会的溃坝计算公式, 溃口宽度为

$$b_m = K(W^{1/2}B^{1/2}H_0)^{1/2} \quad (1)$$

式中: b_m 为溃口平均宽度, m; W 为溃坝时蓄水量, $10^4 m^3$; B 为坝顶长度, m; H_0 为坝前水深, m; K 为与坝体土质有关的系数, 粘土类 $K = 0.65$, 壤土类 $K = 1.3$, $W^{1/2}B^{1/2}H_0$ 为坝前水体的总量。

1.2 溃坝最大流量

按瞬时横向局部溃坝到底, 溃坝最大流量为

$$Q_{max} = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left(\frac{B}{b_m} \right)^{1/4} b_m H_0^{3/2} \quad (2)$$

式中: Q_{max} 为溃坝最大流量, m^3/s ; g 为重力加速度, m/s^2 。

1.3 坝址流量过程线

瞬时溃坝流量比一般泄洪流量要大很多, 阻力影响相应要小很多, 因此瞬时溃坝坝址流量过程线的求解是忽略阻力影响, 不考虑动量方程, 仅用水量平衡方程来求解。

a. 水量平衡方程为

$$-dW = (Q_{出} - Q_{入})dt \quad (3)$$

式中: $Q_{\text{出}} = \lambda \sqrt{g} B H_0^{3/2}$; $W = a H_0^n$, a, n 分别为库容特性系数和指数。

b. 放空时间. 无入流时, 放空时间为

$$t_{\text{空}} = \frac{W}{Q_{\text{max}}} C_2(\zeta_1) \quad (4)$$

式中: $\zeta_1 = \frac{H}{H_0}$, 无入流时, $\zeta_1 = 0$; $C_2(\zeta_1)$ 由文献[2]查表得到, $C_2(\zeta_1) = 4$ 。

c. 流量过程线. 由文献[2]表中查出 $\frac{Q_i}{Q_{\text{max}}} \sim \frac{t_i}{t_{\text{空}}}$, 则可求出 $Q_i \sim t_i$ 曲线. 夹河子水库瞬时全溃坝址流量过程线见图 1。

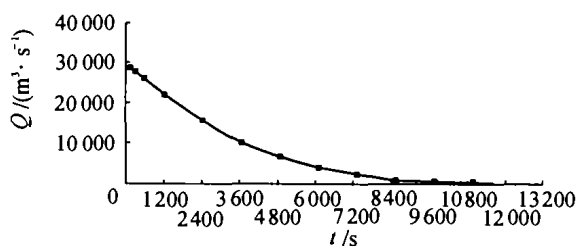


图 1 夹河子水库瞬时全溃坝址流量过程线

2 逐渐溃坝模型

土坝实际上是逐渐溃决的. 逐渐溃坝要用到二维非恒定流的拟线性偏微分方程和边界变形方程, 是非常复杂的. 特别是边界变形方程中, 溃坝水流的输沙机理更为复杂, 有推移、悬移、塌落、滚动等现象, 目前还难以准确地描述其过程. 本文以输沙平衡方程为控制方程, 结合实际资料, 推导出了溃口宽度的计算公式, 计算了坝址流量过程线, 为二维溃坝洪水数学模型提供上边界条件。

2.1 溃口宽度

输沙平衡方程为

$$b_m E = \frac{1}{3} W \bar{\rho} \quad (5)$$

式中: E 为坝横断面面积, m^2 ; $\bar{\rho}$ 为平均体积含沙量百分数, $\bar{\rho} = K H_0$ 。

$$\text{则 } b_m = \frac{W \bar{\rho}}{3 E} = \frac{W K H_0}{3 E} \quad (6)$$

式中: K 为冲刷系数, $K = \varphi W^a$ (φ 为土质系数, 均质壤土 $\varphi = 3.3078$; a 为系数, $a = -0.4573$)。

2.2 溃坝最大流量

逐渐溃坝可认为坝址为堰流, 故溃坝最大流量采用谢任之公式^[2]:

$$Q_{\text{max}} = \lambda \sqrt{g} b_m H_0^{3/2} \quad (7)$$

式中: λ 为流量参数, 与河床形状有关, 平原水库取 $\lambda = 0.23$ 。

2.3 坝址流量过程线

逐渐溃坝坝址流量过程线由峰前流量过程线和

峰后流量过程线两部分组成。

a. 峰前流量过程线。

$$Q = Q_{\text{max}} \frac{1 - \{1 - [1 - (1 - \beta_m)^n]^{\frac{t}{\tau}}\}^{\frac{1}{n}}}{1 - \beta_{\text{max}}^n} \quad (8)$$

式中: β_m 为坝址平均水深比; β_{max} 为坝址最大水深比, $\beta_{\text{max}} = \left(1 - \frac{E b_m}{\rho W}\right)^{\frac{1}{n}}$; n 为库容特性指数, 无资料时, 取 $n = 2 \sim 2.5$; t 为时间, s ; τ 为溃口最大、峰顶流量时相应的时间, s ; $\tau = -\frac{E}{\lambda \sqrt{g} \rho} \ln[1 - (1 - \beta_{\text{max}})^n]$ 。

b. 峰后流量过程线. 峰后流量过程线的求法同瞬间溃坝, 无入流时的放空时间为

$$t_{\text{空}} = \frac{W'}{Q_{\text{max}}} C_2(\zeta_1) \quad (9)$$

式中: W' 为峰顶流量出现以后的剩余总库容, $W' = \beta_{\text{max}}^n W$; $\zeta_1 = \frac{H}{H'_0}$, H'_0 为峰顶流量出现以后的剩余最大水深, $H'_0 = \beta_{\text{max}} H_0$; $C_2(\zeta_1)$ 由文献[2]查表得到, 查出 $\frac{Q_i}{Q_{\text{max}}} \sim \frac{t_i}{t_{\text{空}}}$, 则可求出 $Q_i \sim t_i$ 曲线。

夹河子水库逐渐溃坝坝址流量过程线见图 2。

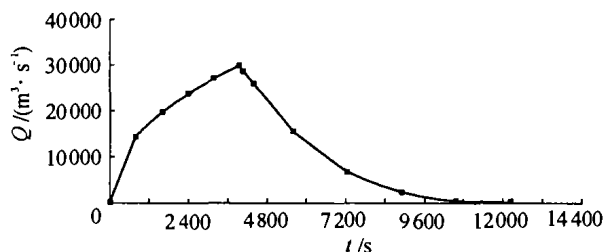


图 2 夹河子水库逐渐溃坝坝址流量过程线

3 两种模型的分析比较

以 1996 年 7 月 18 日夹河子水库入库洪水过程线为入库流量(假设漫顶溃坝), 用两种模型进行计算, 结果见表 2。

表 2 两种溃坝模型比较

溃坝模型	溃口宽度 b_m/m	最大溃坝流量 $Q_{\text{max}}/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	泄空时间 t/s
瞬时溃坝	367	28 100	12 200
逐渐溃坝	812	26 490	8 280

从表 2 可看出, 瞬时溃坝模型的溃口尺寸较小, 而逐渐溃坝模型的溃口尺寸较大. 原因是多方面的: ①由于目前尚未有公认的溃坝水流理论, 溃坝计算结果差异较大; ②用于验证的实际资料带有较大的主观性, 造成结果可靠度不高; ③夹河子水库来水含沙量较大, 泥沙淤积较严重, 挟沙水流对溃口的形成和发展产生很大影响。

(下转第 61 页)

问题,生态环境需水是维系生态系统平衡最基本的需水量,是生态系统安全的基本阈值.但生态环境需水理论体系目前还不完善,需要从基础理论和计算方法等不同层次进一步完善,加强生态物理过程实验工作,提高生态需水的量化研究,加强生态环境和可持续发展的关系研究,确定可持续发展的生态环境标准,最终建立一套比较完善的生态需水模型.

参考文献:

- [1] 郑冬燕,夏军,黄友波.生态需水量估算问题的初步探讨[J].水电能源科学,2002,20(3):3~6.
- [2] 崔保山,杨志峰.湿地生态环境需水量研究[J].环境科学学报,2002,22(2):219~224.
- [3] 左其亭.干旱半干旱地区植被生态用水计算[J].水土保持学报,2002,16(3):114~117.
- [4] 汤奇成.塔里木盆地水资源与绿洲建设[J].自然资源,1989(6):28~34.
- [5] 王芳.干旱半干旱区生态需水研究[D].北京:中国水利水电科学研究院,2000.
- [6] 贾宝全,慈龙骏.新疆生态用水量的初步估算[J].生态学报,2000,20(2):243~250.
- [7] 张远,杨志峰.林地生态需水量计算方法与应用[J].应用生态学报,2002,13(12):1566~1570.
- [8] 李丽娟,郑红星.海滦河流域河流系统生态环境需水量计算[J].地理学报,2000,55(4):495~500.
- [9] 王西琴,刘昌明,杨志峰.河道最小环境需水量确定方法及其应用研究(I)——理论[J].环境科学学报,2001,21(5):544~547.
- [10] 田英,杨志峰,刘静玲,等.城市生态环境需水量研究[J].环境科学学报,2003,23(1):100~106.

- [11] Beyazg  L M, Kayam Y. Estimation method for crop water requirement in the gediy basin of Western Turkezh[J]. Journal of Hydrology, 2000, 229: 19~26.
- [12] Guswa A J, Celia M A, Rodrigues-Iturbe I. Models of soil moisture dynamics in ecohydrology: a comparative study[J]. Water Resource Research, 2002, 38(9): 5-1~5-14.
- [13] Sphocleous M A, Koelliker J K. Integrated numerical modeling for basin-wide water management: the case of the rattlesnake creek basin in South-Central Kansas[J]. Journal of Hydrology, 1999, 214: 179~196.
- [14] Dawes W R, Zhang L. Evaluation of distributed parameter ecohydrological model (Topog-IRM) on a small cropping rotation catchment[J]. Journal of Hydrology, 1997, 191: 64~86.
- [15] Kauffman J. Instream flows for reverine resource stewardship [OL]. <http://www.instream.flowcouncil.org/justreleased.htm>, 2003-07-18.
- [16] Jowett G. Instream flow methods: a comparison of approaches [J]. Regulated Rivers: Research & Mangement, 1997, 13(2): 115~127.
- [17] Orth D J, Maughan O E. Evaluation of the "montana method" for recommending instream flows in oklahoma stream [OL]. http://digital.library.okstate.edu/OAS/oas_pdf/v61/P62_66.pdf.
- [18] Gippel C J, Stewardson M J. Use of wetted perimeter in defining minimum environmental flows [J]. Regulated Rivers: Research & Mangement, 1998, 14(1): 53~67.
- [19] Hughes D A, Hannart P. A destop model used to provide an initial estimate of the ecological instream flow requirement of rivers in South Africa[J]. Journal of Hydrology, 2003, 270: 167~181.

(收稿日期:2003-10-08 编辑:张志琴)

(上接第46页)

从图1、图2和表2可以看出:①瞬时溃坝的流量过程线由峰顶流量变化到全部泄空,变化较大.②逐渐溃坝的峰前流量过程线由零增大到最大流量,变化较缓,历时较短, $t_{前}=3960s$; 峰后流量过程线同瞬时溃坝模型,但变化更大,历时更短,泄空时间 $t_{空}=8280s$,总历时 $t=12240s$.

4 结 论

a. 逐渐溃坝模型模拟真实,计算准确度高,其结果能够为防洪减灾、水情自动测报系统及水库防洪优化调度系统等提供科学依据,但需综合水力学、泥沙、土力学等学科知识构建模型,计算过程复杂,所需资料多.在条件具备时,应尽量采用逐渐溃坝模型.

b. 瞬时溃坝模型简单、方便,所需资料少,但未考虑实际溃坝机理,计算准确度不高,结果不稳定.可用于初步计算及突发情况的应急计算.

c. 从本例的分析比较结果看,两种模型计算的溃口宽度、最大溃坝流量和泄空时间均接近实际值,因此,两种模型均是可靠的.

本文得到武汉大学水利水电学院郑邦民教授的指导,在此表示衷心感谢!

参考文献:

- [1] 张国威,何文勤,商思臣.我国干旱区洪水灾害基本特征[J].干旱区地理,1998,21(1):40~48.
- [2] 谢任之.溃坝水力学[M].山东:山东科学技术出版社,1993.

(收稿日期:2003-09-25 编辑:张志琴)