

人工坝溃决洪水峰顶流量计算公式应用于 滑坡堵江坝的可行性探讨

韩爱果¹, 韩坤立², 刘汉超¹, 柴贺军³

(1. 成都理工大学 地质灾害防治与地质环境保护国家专业实验室, 成都 610059; 2. 成都市勘察测绘研究院, 成都 610081; 3. 重庆交通科研设计院, 重庆 400067)

摘要: 滑坡堵江事件在山区广泛发育, 堵江形成的天然坝的稳定性一般不高, 在暴雨、地震等诱发因素的作用下可能发生溃决, 溃坝洪水对下游河道及沿江两岸的各种设施及居民生命造成巨大威胁, 因此溃坝洪水计算意义重大, 而峰顶流量和洪水演进过程中洪峰高度的变化直接决定了溃坝洪水的灾害程度。利用谢任之教授提出的人工坝溃决洪水计算方法, 根据滑坡天然坝体溃决的实际情况, 合理地分析溃口形态, 调整溃口宽度的取值方法, 并将其应用于滑坡堵江天然坝瞬时溃决洪水峰顶流量计算中, 经历史溃坝实例验证计算结果可靠, 为天然坝溃决洪水峰顶流量计算提供了新的思路和方法, 也为溃坝洪水灾害评价提供了重要依据。

关键词: 滑坡堵江; 天然坝; 溃决洪水; 峰顶流量

中图分类号: TV122.4

文献标识码: A

文章编号: 1005-3409(2007)06-0234-04

Discussion on the Possibility of Applying Peak Discharge Computation of Outburst Flood for Man-made Dams to Natural Dams

HAN Aiguo¹, HAN Kunli², LIU Hanchao¹, CHAI Hejun³

(1. National Laboratory of Geological Hazard Prevention and Geological Environment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 2. Chengdu Institute of Survey and Investigation, Chengdu 610081, China; 3. Chongqing Communication Design & Research Institute, Chongqing 400067, China)

Abstract: Landslide damming of river is very common in mountainous regions, and the stability coefficients of natural dams are rather low, so they are prone to break under the induction of rainstorm, earthquake and other factors. The successive outburst flood will destroy all sorts of installations, even seriously threaten the safety of residents in downstream watercourse and banks, so it is of great significance to carry out outburst flood computation. Among those factors which affect the degree of flood disaster, peak discharge and flood peak are two important index. In this paper, peak discharge under the case of instantaneous break of natural dam is discussed taking advantage of computation method of man-made dam proposed by Prof. Xie Renzhi. Based on the actual breach condition of natural dam, the shape of break section is reasonably analyzed, the width of break section in computation formula is modified. The result is proved to be reliable by survey of dam breach flood in history. All these provide a new way for outburst flood calculation and also provide theoretical foundation for outburst flood disaster evaluation of natural dams.

Key words: landslide damming of river; natural dam; outburst flood; peak discharge

1 引言

滑坡堵江事件在世界范围内的山区广泛发育, 形成的天然坝高几米至几百米, 存在时间由几十分钟至上千年(22%的天然坝在形成后一天内溃决, 一半的天然坝在 10 d 内溃决, 据 Schuster^[1])。坝体一旦溃决, 形成高达几米至几十米的洪峰, 常将沿江两岸洗劫一空, 冲毁各种工程建筑, 造成人员伤亡。国外文献中不乏溃坝洪水导致严重损失的实例^[2-10], 而国内在这方面的研究资料较少^[11-13]。

溃坝洪水计算是滑坡堵江研究中的一项重要内容, 国外有关专家在这方面进行了大量的研究工作^[14-21], 试图通过建立数学表达式对溃坝洪水进行描述、计算, 归纳起来主要有下列 3 种方法: (1) Flow-Competence 方法, 即通过建立水力

学参数与水流所能搬运的颗粒大小之间的关系式, 计算溃坝洪水的最大单宽流量; (2) Step-Backwater 方法, 其基本原理是把水假设为稳定流、渐变流, 选取一系列断面, 通过叠代求解一维能量方程, 计算对应于某一特定流量的水体表面轮廓; (3) 据溃坝模拟估计流量。以上 3 种方法在应用过程中, 都存在着一些不足之处, 有时计算结果与实际相差甚远。国内对滑坡堵江天然坝溃决洪水计算研究较少^[22-25], 而主要集中在人工坝, 如谢任之对人工坝溃决洪水进行了深入细致的研究, 在总结前人经验的基础上, 提出了适用于人工坝溃决的计算公式^[26]。本文根据天然坝溃决的实际情况, 对谢任之教授提出的计算公式中个别变量取值进行改进, 将其应用到天然坝溃决洪水计算中, 并用历史溃坝实例进行验证, 为

*收稿日期: 2006-12-26

基金项目: 国家自然科学基金项目(40102026)

作者简介: 韩爱果(1975-), 女, 安徽砀山人, 博士, 副教授, 主要从事地质灾害评价、岩土工程特性、水文地质等方面的教学研究工作。

天然坝溃决洪水灾害评价提供依据。

2 溃坝洪水峰顶流量的计算

当河谷形态一定时,溃坝方式决定洪水的峰顶流量及洪峰高度演进。溃坝方式有 3 种:瞬时全溃、瞬时部分溃决和逐渐溃决。显然,瞬时全溃的危害性最大、破坏力最强,常酿成惨祸,瞬时部分溃决和逐渐溃决的危害虽不如瞬时全溃危害大,但也不容忽视。在溃坝洪水研究方面,峰顶流量计算是最受关注、最早被研究、研究最多的课题,其大小与溃坝前上、下游水深和坝址断面形状及尺寸有关。由于逐渐溃决的过程非常复杂,计算结果与实际出入过大,本文不作介绍,而只研究瞬时全溃、瞬时部分溃决两种方式的峰顶流量计算。

2.1 瞬时全溃

瞬时全溃是最简单、最古典的问题,早在 1892 年,里特就提出了矩形河床瞬时全溃峰顶流量的计算公式,但只能用于自由出流,即下游水深比较小,不影响坝址出流的情形。1938 年,赫里斯佳诺维奇将河槽概化为抛物线型,在下游有水情况下,用间断波理论推导了计算公式。1957 年,斯托克吸收了里特和赫里斯佳诺维奇的正确思路,将坝址流态分为连续波流、临界流和不连续波流 3 种流态,推导出矩形河谷、下游有水但起始流速为零情况下,瞬间全溃坝址峰顶流量计算公式。为了使各种河谷断面的不同出流情况都能适用,1982 年,谢任之在分析坝址处溃坝瞬间流态的基础上,归纳出统一公式^[26]:

$$q_m = \lambda B_0 \sqrt{gH_0} \quad (1)$$

式中: q_m —— 峰顶流量 (m^3/s); λ —— 流量参数; B_0 —— 溃口宽度 (m); g —— 重力加速度 ($9.8 m/s^2$); H_0 —— 溃坝前上游水深 (m)。

公式的形式简单,不同河谷形态、不同初始条件仅反映在流量参数(λ)上,实用性强。设 H_2 (单位: m) 为溃坝前下游水深,水深比 $\alpha = H_2/H_0$, α_c 为临界水深比。当溃坝前河道平均流速较小时, α_c 计算方法见式(2):

$$\alpha_c^{2m+1} - \beta_m \alpha_c^{m+1} -$$

$$[\beta_m + 4(1 - \sqrt{\beta_m})^2 m(m+1)]\beta_m \alpha_c^m + \beta_m^{2m+1} = 0 \quad (2)$$

式中: β_m —— 坝址最大水深比; m —— 河谷断面形状指数 (m 的计算方法将在下面论述)。

若溃坝后最大水深用 H_m 表示,溃坝前河道平均流速为 u_0 ,则坝址最大水深比 β_m 的计算式为

$$\beta_m = H_m/H_0 = m \left[\frac{2\sqrt{m + \frac{u_0}{\sqrt{gH_0}}}}{1 + 2m} \right]^2 \quad (3)$$

谢任之计算了 $u_0 \rightarrow 0$ 条件下,几种常见断面下的临界水深比(表 1)。

表 1 不同断面形状临界水深比 α_c

河谷形式	河谷断面形状指数 m	临界水深比 α_c	坝址最大水深比 β_m
矩形	1.0	0.138	0.444
四次抛物线	1.25	0.205	0.51
二次抛物线	1.5	0.272	0.563
三角形	2.0	0.373	0.64

当水深比 $\alpha < \alpha_c$ 时,溃坝洪水呈连续波流态,下游水深 H_2 对坝址处的波流无影响,水面连续,自由出流,流量参数 λ 的计算公式为

$$\lambda = m^{m-1} \left[\frac{2\sqrt{m + \frac{u_0}{\sqrt{gH_0}}}}{1 + 2m} \right]^{2m+1} \quad (4)$$

当 $\alpha > \alpha_c$,下游水深 H_2 的大小将影响坝址波流,成为不连续波流,流量参数 λ 的计算公式为

$$\lambda = \frac{\beta_m}{m} \left[\sqrt{\frac{\beta_m^m - \alpha^m}{(m+1)\beta_m \cdot \alpha^m} + \frac{u_2}{\sqrt{gH_0}}} \right] \quad (5)$$

以上(2) - (5)中都涉及到河谷断面形状指数(m),其计算方法为:首先将河谷断面概化为抛物线,即设 $F = AH^m$,式中: F —— 断面面积; A —— 河谷断面系数; H —— 断面高度; m —— 河谷断面形状指数。再将 F, H 的关系表示在双对数坐标系中,二者通常呈直线关系,其截距即为 A ,斜率为 m 。

2.2 瞬时部分溃决

瞬时部分溃决峰顶流量的计算方法很多,如肖克利奇(1949 年)经验公式、美国水道试验站修正公式、黄河水利委员会的经验公式、弗兰克(1951 年)计算公式、贺志德公式及谢任之教授提出的公式等^[26]。限于篇幅,计算公式不在此列举。不管是瞬时全溃,还是瞬时部分溃决,计算公式考虑的均是溃坝瞬间坝址处的流量,在洪水向下游演进的过程中,该流量受河谷的影响较大,将其作为洪水演进计算的初始条件不合适。通常情况下,滑坡堵江天然坝的坝长是下游河谷底宽的几倍至十几倍,溃口宽度相对下游谷宽也大得多,因此,作者认为将下游河谷峰顶流量(而不是溃坝瞬间坝址处的流量)作为溃坝洪水演进计算的初始条件较合理,也就是说,在计算峰顶流量的式(1)中,溃口宽度 B_0 的取值不应该是天然坝的实际溃决宽度,而是应该按照实际的溃决深度和下游河谷宽度进行修正。

3 天然坝溃坝洪水峰顶流量计算公式中溃口宽度取值的研究

对于滑坡堵江形成的天然坝来说,与人工坝不同之处在于,不管是瞬时全溃还是瞬时部分溃决的情形,溃口宽度 B_0 很容易超过下游河谷底部的宽度,二者的差异仅仅表现在溃口深度不同,但只要满足 $\alpha < \alpha_c$ 的条件,溃坝洪水呈连续波流态,下游水深 H_2 对坝址处的波流无影响,瞬时部分溃决就可以利用瞬时全溃条件下洪水峰顶流量的计算方法,仅在分析溃口形态时,根据滑坡天然坝体溃决的实际情况(主要是溃决深度),合理地确定不同溃决方式下溃口宽度 B_0 的值。

由于溃决洪水主要在下游河道内流动,其流量受下游河谷形态的影响较大,因此可以这样约定:溃坝过程中,溃口底宽始终与下游河谷底宽一致,溃口的边坡角度始终与下游的岸坡角度一致。这样就保证了溃口与河谷形态的一致性,洪水演进也就有更好的连贯性,计算结果也将更合理。在这样的前提条件下,溃坝洪水计算求出的流量是河谷峰顶流量而不是溃坝瞬间坝址处的流量,溃坝洪水历史记载资料(流量、洪峰高度)也表明用河谷峰顶流量作为溃坝洪水演进计算的初始条件是合理的。

4 实例验证

岷江上游小海子坝位于四川西部茂县境内,由叠溪-较

下面是不同初始条件下的流量参数计算公式。

场地滑坡堵江形成,小海子坝形成伊始,就受到人们的重视,曾通过开渠放水和降低天然堆石坝高度等方法以减轻灾情,但并没有完全消除隐患,之后小海子坝仍不时溃决,酿成下游多次水灾。1986年6月15日20时,因暴雨、山洪,小海子坝局部溃决,溃口深达12m,形成岷江上游建国以来的最大洪水。6m余高的洪峰一路而下,扫荡沿江两岸。据统计,这次溃决洪水造成的经济损失达4000万元。

从河谷形态分析,小海子坝下游岷江近100km的河段,河谷平均底宽50m,岸坡角 65° ,沿江修有公路,路面高程在非汛期水位以上5m高度处,宽约10m,公路边坡坡角也为 65° ,如图1所示。据河谷形态,作F-H关系曲线如图2。由图可得河谷断面系数 $A=36$,河谷断面形状指数 $m=1.23$ 。

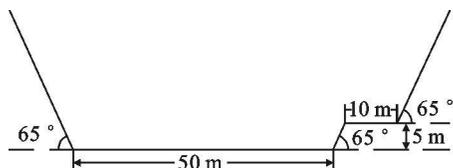


图1 小海子坝下游河段
岷江河谷形态示意

小海子坝溃决深度12m,求得溃口顶宽 $B_0=50+12\text{ctg}65^\circ+5\text{cctg}65^\circ+(12-5)\text{ctg}65^\circ+10=71.19\text{m}$,利用公

式(4)求得流量参数 $\lambda=0.2252$,将 $\lambda=0.2252$, $B_0=71.19\text{m}$, $H_0=12\text{m}$ 代入式(1),就可计算出河谷峰顶流量 $q_m=2086\text{m}^3/\text{s}$,这与实际最大流量($2100\text{m}^3/\text{s}$)相比,仅差0.7%。表2同时列出了小海子坝瞬时部分溃决12m时其他公式的计算结果。可以看出,其他方法所得峰顶流量与实际流量差别较大。从而说明了由于天然坝的特殊性,在将人工坝溃决洪水峰顶流量计算公式应用于天然坝时,对溃口宽度和溃口形态进行修正是必要的、正确的。

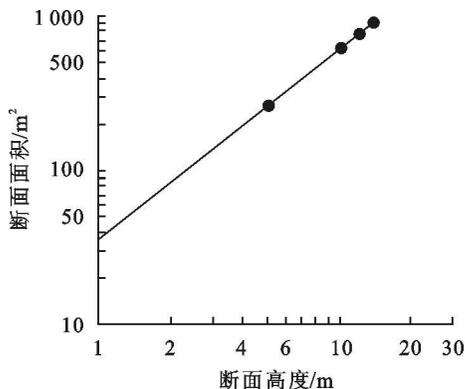


图2 小海子坝下游河段
岷江河谷F-H关系曲线

表2 小海子坝瞬时部分溃决12m时峰顶流量计算结果对比

计算公式	肖克利奇经验公式	美国水道试验站修正公式	黄河水利委员会经验公式	弗兰克公式	谢任之教授提出的公式 ($B_0=71.19\text{m}$)
峰顶流量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	3832	3754	986	5041	2086

5 结论

天然坝溃决洪水峰顶流量计算是溃坝洪水计算的重要内容之一,它与洪峰高度是溃坝洪水灾害评价的重要依据。本文借用谢任之教授提出的人工坝溃决洪水计算方法,并对计算公式中的溃口宽度取值进行研究,将其应用于天然坝溃决洪水计算中,经历史溃坝实例验证计算结果可靠。但由于溃坝问题的复杂性、突发性、高危险性,导致实际测量资料太少,而模拟试验的成本高,且试验条件亦不能很好地反映天然坝溃决的实际情况,因此,各种计算方法的适用性及准确程度还有待进一步深入研究。

参考文献:

[1] Schuster R L, Costa J E. Perspective on landslide dams [J]. American Society of Civil Engineering, Geotechnical Spec. Publ., 1986, 3: 1-20.

[2] Schuster R L. Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation [J]. American Society of Civil Engineering, Geotechnical Spec. Publ., 1986, 3: 164.

[3] Costa J E, Schuster R L. Formation and failure of natural dams [J]. Geological Society of American Bulletin, 1988, 100(7): 1054-1068.

[4] Hewitt K. Pakistan case study: catastrophic floods [M]. IAHS-AISH (International Association of Hydrological Sciences-Association Internationale des Sciences Hydrologiques) Publication, 1985, 149: 131-135.

[5] Hewitt K. Natural dams and outburst floods of the Karako-

ram Himalaya [C]. IAHS-AISH (International Association of Hydrological Sciences-Association Internationale des Sciences Hydrologiques) Publication, 1982, 138: 259-269.

[6] Evans S G. Landslide damming in the Cordillera of Western Canada [C]. American Society of Civil Engineering, Geotechnical Spec. Publ., 1986, 3: 111-130.

[7] Webby M G, Jennings D N. Analysis of dam break flood caused by failure of Tunawaea landslide dam [C]. National Conference Publication-Institution of Engineers, Australia, 1994, 94: 163-168.

[8] Johannes T W. Case history and hazard analysis of two lake-damming landslides in the Himalayas [J]. Journal of Asian Earth Sciences, 1998, 16(2/3): 323-331.

[9] Clague J J, Evans S G. Review of catastrophic drainage of moraine dammed lakes in British Columbia [J]. Quaternary Science Reviews, 2000, 19(17/18): 1763-1783.

[10] Pier G N, Mario P. Seven landslide dams of old seismic origin in southeastern Sicily (Italy) [J]. Geomorphology, 2002, 46: 203-222.

[11] Li Tian-chi, Schuster R L, Wu Ji-shan. Landslide dams in South-Central China [C]. American Society of Civil Engineering, Geotechnical Spec. Publ., 1986, 3: 146-162.

[12] 柴贺军, 刘汉超, 张倬元. 大型滑坡堵江事件及其环境效应研究综述 [J]. 地质科技情报, 2000, 19(2): 87-90.

[13] 柴贺军, 刘汉超, 张倬元, 等. 中国滑坡堵江的分布、成因和基本特征研究 [J]. 成都理工学院学报, 2000, 27

- (3): 302- 307.
- [14] Jarrett R D, Costa J E. Hydrology, geomorphology, and dam-break modeling of the July 15, 1982 LAWN lake dam and cascade lake dam failures, Larimer County, Colorado [R]. Geological Survey Professional Paper (United States), 1986: 78.
- [15] Walder J S, Costa J E. Outburst floods from glacier-dammed lakes: the effect of mode of lake drainage on flood magnitude [J]. Earth Surface Processes and Landforms, 1996, 21(8): 701.
- [16] Walder J S, Connor O, Costa J E. Physically-based method for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams [C]. IAHS (International Association of Hydrological Sciences) Publication, 1997, 239: 217- 224.
- [17] Chow V T, Ben-Zvi, Arie. Hydrodynamic modeling of two-dimensional watershed flow [J]. American Society of Civil Engineering, Journal of the Hydraulics Division, 1973, 99(HY11): 2023- 2040.
- [18] Evans S G. Maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1986, 23, (3): 385- 387.
- [19] Bellos, C V, Sakkas, J G. 1- D dam-break flood-wave propagation on dry bed [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1987, 113, (12): 1510- 1524.
- [20] Daniel A C, Ellen E W. Peak discharge estimates of glacial-lake outburst floods and "normal" climatic floods in the Mount Everest region, Nepal [J]. Geomorphology, 2001, 40: 57- 90.
- [21] Leal J B, Ferreira R L, Franco A B, et al. Experimental study on dam-break flood waves over movable bed channel [J]. International Journal of Sediment Research, 2002, 17(3): 186- 196.
- [22] 王永兴. 滑坡导致的溃坝型洪水研究 [J]. 中国地质灾害与防治学报, 1995, 6(1): 15- 23.
- [23] 冷伦. 雅砻江垮山堵江及溃坝洪水 [J]. 水文, 2000, 20(3): 46- 50.
- [24] 韩坤立, 韩爱果, 刘汉超. 岷江上游小海子坝溃决洪水危险性评价 [J]. 地质灾害与环境保护, 1999, 10(1): 47- 51.
- [25] 柴贺军, 董云, 李绍轩, 等. 大型天然土石坝的溃坝方式及环境效应分析 [J]. 地质灾害与环境保护, 2005, 16(2): 172- 176.
- [26] 谢任之. 溃坝水力学 [M]. 济南: 山东科学技术出版社, 1990.

(上接第233页)

4.4 生态环保, 可持续发展

在开发规划中要保护好景区的原生态, 协调好农村产业发展与保护原生态的矛盾。休闲农业的主要吸引力在于农村自然环境、民风、民俗等, 只有保持区域的自然和乡土环境, 才能使休闲农业实现可持续发展。按照不同区域自然和生态环境保护要求, 划分休闲农业发展的禁止开发区、限制开发区、开发区和优先开发区等。加强对休闲农业建设项目的环评和管理, 严格执行环境保护相关法律、法规。各级政府可采取补助和奖励等办法, 鼓励休闲农业企业应用小型污水、垃圾处理设施, 同时注重利用清洁能源, 如太阳能、风能、沼气等保护区域生态环境, 保障区域可持续发展。

4.5 发展信息网络建设, 加强客源市场开发

针对目前休闲农业旅游产品开发缺乏市场导向, 把资源当市场的情况, 应合理地运用市场营销的科学体系来调整旅游产品和吸引游客, 通过广泛的宣传以推进旅游产品的促销。在旅游宣传中将休闲农业独特的田园风光、高新的农业技能、原汁原味的生活方式和文化风俗等特点传达给游客。大型的休闲农业园除了利用传统的旅游宣传方式外, 还应通过网络这种成本低、覆盖面广的手段宣传和促销。此外要充分利用游客对旅游产品进行宣传推广, 可通过门票、导游图、

游客用餐、纪念品等环节宣传, 获得间接效益。在开发中还要确定目标客源市场, 针对不同的消费群体开发不同的休闲项目。

参考文献:

- [1] 黄爱萍, 郑少泉, 陈雅英. 台湾发展休闲农业对大陆当前农业结构调整的启示 [J]. 北方园艺, 2006(1): 61- 62.
- [2] 金农网. 台湾观光农业发展对我们的启示 [EB/OL]. <http://www.agri.com.cn/>, 2006-07-12.
- [3] 刘荣章, 曾玉荣. 台湾休闲农业理念应用于闽北休闲农业发展的研究 [J]. 台湾农业探索, 2005(4): 25- 28.
- [4] 李晴. 重庆市生态旅游开发与可持续发展 [J]. 经济地理, 2001, 21(6): 762- 765.
- [5] 周小龙, 褚保金. 南京市发展旅游农业的对策研究 [J]. 南京社会科学, 2003(9): 85- 88.
- [6] 方原. 从英国和我国台湾、香港的旅游农业谈我国旅游农业的发展前景 [J]. 中国果菜, 2005(6): 5- 7.
- [7] 毛冠贵, 邱宗治. 休闲农渔园区公共建设需求之探讨 [EB/OL]. <http://www.npf.org.tw>, 2004-09-16.