

泉水水库溃坝洪水模拟计算

李杰友¹, 吴永强¹, 杨树滩¹, 宋一明²

(1. 河海大学水资源环境学院, 江苏 南京 210098; 2. 广东省南水水电厂, 广东 乳源 512700)

摘要: 用部分溃坝的波流与堰流相交简化法模拟溃坝最大流量; 用 Preissmann 四点偏心隐式差分对 Saint-Venant 方程组进行离散, Newton-Raphson 方法迭代求解并推求出溃坝洪水演进过程. 模拟结果大体上能反映实际情况, 成果可为泉水水库及下游防洪调度提供依据.

关键词: 溃坝洪水, 防洪调度, 模拟计算

中图分类号: TV122 文献标识码: A 文章编号: 1000-1980(2002)06-0035-05

1 泉水水库工程概况

泉水水库位于南水水库上游, 坝址至南水水库库尾距离为 10.7 km, 至南水水库坝址为 22.7 km; 坝址以上集水面积为 189 km², 占南水水库流域面积的 31.1%. 泉水水库按 50 年一遇洪水设计, 相应库水位为 447.9 m, 按 500 年一遇洪水校核, 相应库水位为 449.7 m; 正常高水位为 447.0 m, 汛期控制水位为 447.0 m. 水库总库容为 0.222 × 10⁸ m³, 有效库容为 0.16 × 10⁸ m³, 属不完全年调节水库.

大坝为混凝土双曲薄拱坝, 坝顶高程为 450.0 m, 坝顶厚为 3.0 m, 坝底厚为 3.0 m, 坝顶长为 209.0 m, 最大坝高为 80.0 m. 设有宽为 9 m, 高为 6.5 m 的溢洪道 4 孔, 堰顶高程为 441.5 m, 单孔最大过水流量为 450 m³/s, 由弧型闸门控制, 闸门顶高程为 448.0 m. 右岸设有泄洪洞, 其底槛高程为 405.0 m, 由平板闸门控制, 出口底槛高程为 378.3 m, 最大过水能力为 450 m³/s. 从洪水设计和校核标准分析, 若发生 Q_p + 20% Q_p (P = 0.01%) 洪水, 发生溃坝完全可能.

2 溃坝洪水模拟计算

2.1 溃坝最大流量计算

目前国内外溃坝最大流量计算的方法及经验公式很多, 如波额流量法、波流与堰流相交法、里特尔-圣维南法等. 根据泉水大坝工程情况及南水流域的洪水特征, 采用部分溃坝的波流与堰流相交法简化公式计算, 即

$$Q_m = 0.206 \left(\frac{B}{b} \right)^{1/4} b \sqrt{2gh}^3 \quad (1)$$

式中: B——坝长, 采用主坝设计长度, m; h——坝前水深, 采用校核水位下坝前水深, m; b——溃口宽度, m, 一般小型水库取 b 为 B, 中型水库取 b 为 0.6B ~ 0.7B, 大型水库取 b 为下游主河槽宽度的 1.5 倍; g——重力加速度, m/s². 泉水水库最大流量计算结果见表 1.

表 1 溃坝最大流量计算成果

Table 1 Calculated maximum discharge at dam-break

校核水位 H/m	河底高程 H ₀ /m	h /m	B /m	Q _m /(m ³ ·s ⁻¹)				
				b = 1.0B	b = 0.9B	b = 0.8B	b = 0.7B	b = 0.6B
449.7	370.0	79.7	209.0	135 690	125 381	114 780	103 842	92 504

2.2 溃坝最大流量演进计算

坝体溃决后,洪水立波迅速向下游传播,水流流态属于急变不连续非恒定流.在河槽调蓄及阻力作用下,立波逐渐坦化而消失.溃坝最大流量演进计算有经验粗估法(如李斯特万公式)、简算法及数值计算法等.采用辽宁省水利局改进后的公式计算溃坝最大流量向下游的演进,即

$$Q_{lm} = W / \left(\frac{W}{Q_m} + \frac{L}{\xi v} \right) \quad (2)$$

式中: W ——可泄蓄量,采用校核水位下相应的蓄量, m^3 ; L ——距坝址的距离, m ; Q_m ——最大流量, m^3/s ; ξ ——经验系数,山区取1.1~1.5,半山区取1.0,平原取0.8~0.9; v ——平均流速,有资料时取历史上的最大值,无资料时,山区取3~5 m/s,半山区取2~3 m/s,平原取1~2 m/s.

泉水水库溃坝最大流量向下游演进计算成果见表2.

表2 溃坝最大流量向下游演进计算成果

Table 2 Calculated maximum discharge variation at dam-break

L /m	W /10 ⁸ m ³	v/(m·s ⁻¹)	ξ	Q _m /(m ³ ·s ⁻¹)				
				b = 1.0B	b = 0.9B	b = 0.8B	b = 0.7B	b = 0.6B
0	0.222			135 690	125 381	114 780	103 842	92 504
2 140		5.0	1.5	49 450	48 011	46 371	44 478	42 260
4 280		5.0	1.5	30 234	29 690	29 055	28 300	27 385
6 420		5.0	1.5	21 773	21 490	21 155	20 752	20 256
8 560		5.0	1.5	17 012	16 839	16 632	16 382	16 072
10 700		5.0	1.5	13 960	13 843	13 703	13 533	13 321

2.3 溃坝洪水过程计算

瞬时溃坝的洪水过程与溃坝初最大流量 Q_m 、溃坝时的入流量 Q_0 及溃坝前水库的蓄水量有关.其过程可近似为4次抛物线.由溃坝初流量急增达 Q_m ,紧接着迅速下降,最后趋近于入流量 Q_0 (图1).因泉水水库坝址以上集水面积较小,入流量 Q_0 忽略不计,将溃坝洪水过程概化无因次过程线(表3).

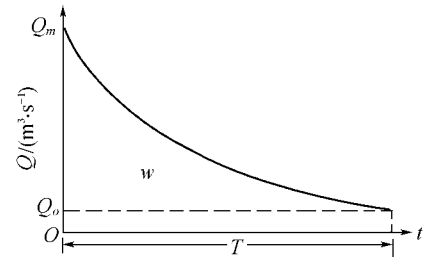


图1 溃坝洪水概化过程线

Fig.1 Generalized hydrograph of flood at dam-break

瞬时溃坝泄流过程总历时 T 应满足

$$T = \varphi \times W / Q_m \quad (3)$$

式中: φ ——过程线形状系数,一般取4.0~5.0; W ——可泄蓄水量, m^3 ; Q_m ——溃坝最大流量, m^3/s .

已知 W 和 Q_m ,假定 φ 值,由式(3)可算出 T 值;由 $t = \alpha T$, $Q = \beta Q_m$,可算出概化的溃坝洪水过程.若 T 历时内计算出的总泄量与可泄蓄量不等,则另假定 φ 值重新计算,直到两者一致为止.根据水库的可泄蓄量及表1中的 Q_m 值,计算的溃坝洪水过程见表4.

表3 溃坝洪水无因次概化过程

Table 3 Generalization of flood at dam-break

	α	0	0.05	0.10	0.20	0.30	1.0
β	1.0	0.62	0.48	0.34	0.26	0	

表4 溃坝洪水过程计算成果

Table 4 Calculated results of flood process for dam-break

b = 1.0B		b = 0.9B		b = 0.8B		b = 0.7B		b = 0.6B	
t/s	Q/(m ³ ·s ⁻¹)	t/s	Q/(m ³ ·s ⁻¹)	t/s	Q/(m ³ ·s ⁻¹)	t/s	Q/(m ³ ·s ⁻¹)	t/s	Q/(m ³ ·s ⁻¹)
0	135 690	0	125 381	0	114 780	0	103 842	0	92 504
36	84 128	38	77 736	42	71 164	46	64 382	52	57 352
71	65 131	77	60 183	84	55 094	93	49 844	104	44 402
142	46 135	154	42 630	168	39 025	186	35 306	209	31 451
213	35 279	231	32 599	252	29 843	279	26 999	313	24 051
711	0	770	0	841	0	930	0	1 043	0

2.4 溃坝洪水过程向下游演进计算^[1]

2.4.1 基本方程

水流连续方程为

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B' \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (4)$$

水流运动方程为

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(gA - \frac{B'Q^2}{A^2} \right) \frac{\partial z}{\partial x} + 2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_z - \frac{gn^2 |Q|Q}{A(A/B')^{4/3}} \quad (5)$$

式中： z ——水位； A ——过水面积； B' ——河宽； Q ——流量； n ——糙率； g ——重力加速度。

2.4.2 方程的离散化

采用 Pressman 4 点偏心隐式差分格式(图 2)对方程进行离散。

$$\frac{\partial f(M)}{\partial t} = \frac{f_i^{j+1} - f_i^j + f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^j}{\Delta t} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial f(M)}{\partial x} &= \frac{\theta(f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1})}{\Delta x_i} + \frac{(1-\theta)(f_{i+1}^j - f_i^j)}{\Delta x_i} = \\ &= \frac{\theta(f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}) + (1-\theta)(f_{i+1}^j - f_i^j)}{\Delta x_i} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} f(M) &= f_{i+1/2}^{j+\theta} = \theta \frac{f_i^{j+1} + f_{i+1}^{j+1}}{2} + (1-\theta) \frac{f_i^j + f_{i+1}^j}{2} = \\ &= \frac{1}{2} [\theta(f_i^{j+1} + f_{i+1}^{j+1}) + (1-\theta)(f_i^j + f_{i+1}^j)] \end{aligned} \quad (8)$$

式中： θ ——权重因子 $0 < \theta < 1$ ； f ——任意函数。

应用式(6)~(8)在求解区域 $x \sim t$ 平面内对方程(4)~(5)进行离散,并化简得

$$\left. \begin{aligned} \beta_{1i} H_i^{j+1} - \gamma_{1i} Q_i^{j+1} + \beta_{1i} H_{i+1}^{j+1} + \gamma_{1i} Q_{i+1}^{j+1} &= \xi_{1i} \\ \beta_{2i} H_i^{j+1} + \gamma_{2i} Q_i^{j+1} + \beta_{2i} H_{i+1}^{j+1} + \lambda_{2i} Q_{i+1}^{j+1} &= \xi_{2i} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中： β_{1i} 、 γ_{1i} 、 ξ_{1i} ——方程(4)离散后的差分系数； β_{2i} 、 γ_{2i} 、 λ_{2i} 、 ξ_{2i} ——方程(5)离散后的差分系数。

2.4.3 交汇点连接方程

进出交汇点水流连续条件为

$$Q_{泉}^{j+1} + Q_{区}^{j+1} = Q_{南}^{j+1} \quad (10)$$

式中： $Q_{泉}^{j+1}$ ——泉水水库下泄流量； $Q_{区}^{j+1}$ ——区间流量； $Q_{南}^{j+1}$ ——南水水库入库流量。

交汇点动量守恒采用南水水库坝前水位关系近似代替,即

$$H_{南尾}^{j+1} \approx H_{南坝}^{j+1} \quad (11)$$

式中： $H_{南尾}^{j+1}$ ——南水水库库尾水位； $H_{南坝}^{j+1}$ ——南水水库坝前水位。

2.4.4 边界条件

上边界条件为表 4 中计算的不同溃口宽度的溃坝洪水过程。下边界条件应为南水水库库尾的水位过程。由于南水水库库尾无实测水位过程,而南水水库库尾至南水水库坝前直线距离仅为 2 km,模拟计算中近似用南水水库坝前水位过程替代。

2.4.5 方程求解

在演算河段中选用 N 个断面 ($N-1$) 个河段,共有 $2N$ 个未知量, $2N-2$ 个方程,加上给定的上下游边界条件所对应的两个方程,共有 $2N$ 个方程,对此用 Newton-Raphson 方法迭代求解^[2]。方程组连同边界条件写成矩阵形式为

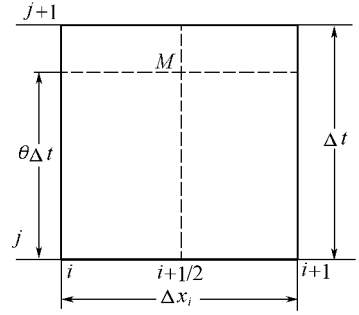


图 2 差分格式

Fig.2 Finite difference pattern

流域地形、地貌及河道等条件的差异,各断面 n 值是不同的,若能根据河道实际情况调整 n 值,则模拟精度有可能提高.算法 1 与算法 2 相比水位偏小 0.42 m,大体上相近,在一定程度上说明,泉水水库溃坝洪水模拟计算结果基本上能反映实际情况,可以为泉水水库及下游防洪调度提供依据.

本研究得到广东省南水水电厂资助,泉水水电厂提供了有关资料,在此表示衷心的感谢!

参考文献:

- [1] 谢鉴衡. 河流模拟[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990. 111 ~ 115.
- [2] 李义天. 河网非恒定流隐式方程组的汉点分组解法[J]. 水利学报, 1997(3): 49 ~ 57.
- [3] 丛树铮. 水文学的概率统计基础[M]. 北京: 水利出版社, 1980. 395 ~ 402.

Flood simulation for Quanshui Reservoir at dam-break

LI Jie-you¹, WU Yong-qiang¹, YANG Shu-tan¹, SONG yi-ming²

- (1. College of Water Resources and Environment, Hohai Univ., Nanjing 210098, China;
- 2. Nanshui Water Power Plant of Guangdong Province, Ruyuan 512700, China)

Abstract: A simplified method of wave current and weir flow intersection from experiences of several times of dam-break is used for simulation of the maximum flood discharge from the Quanshui Reservoir at dam-break. The Preissmann four-point eccentric implicit finite difference is used for discretization of Saint-Venant equations, and the Newton-Raphson Method is used for calculation of the flood variation process at dam-break. The simulated results can reflect the actual situation, providing a basis for management of flood control of the Quanshui Reservoir and its lower reaches.

Key words: flood at dam-break; management of flood control; simulation