

大坝瞬时溃决水流数值模拟

——以 Malpasset 水库为例

张大伟 程晓陶 黄金池

(中国水利水电科学研究院防洪抗旱减灾研究所 北京 100038)

摘要 建立反映天然条件下大坝瞬时溃决水流特点的数学模型,模型采用有限体积法对二维浅水方程进行非结构离散,利用 Roe 格式的近似 Riemann 解来计算网格界面处的通量。为避免采用堰流公式估算溃口流量带来的误差,将水库库区与大坝下游的计算区域统一划分计算网格,溃口处流量由计算格式自动识别。以 Malpasset 水库为例,对数学模型进行了验证。通过与实测数据的比较可以看出,该模型较好地模拟了大坝瞬时溃决后的洪水运动过程,模拟结果可以为溃坝洪水风险分析提供科学依据。

关键词 大坝溃决;数值模拟;Roe 格式;Malpasset 水库

中图分类号:TV64;TV131.2 文献标识码:A 文章编号:1006-7647(2009)05-0001-04

Numerical flow modeling of instant dam failure :A case study of the Malpasset Reservoir//ZHANG Da-wei , CHENG Xiao-tao , HUANG Jin-chi(Department of Water Hazard Research , China Institute of Water Resources and Hydropower Research , Beijing 100038 , China)

Abstract : A numerical model that reflects the characteristics of instant dam failure flow under natural conditions was developed . In this model , the two-dimensional shallow water equation is spatially discretized using the finite-volume method . Roe 's approximate Riemann solver is used to compute the flux on the grid interface . In order to avoid errors in the calculation of dam break flux with the weir formula , the reservoir area and the downstream region are meshed together and the dam break flux is computed automatically with the computing scheme . The model is validated through the case study of the Malpasset Reservoir . The model simulated the flow during instant dam failure accurately , according to comparison between the calculated value and measured data . This model can provide a scientific foundation for dam break flood risk analysis .

Key words : dam failure ; numerical simulation ; Roe method ; Malpasset Reservoir

有些溃坝水流数学模型在采用解析解数据或者试验室条件下得到的数据进行验证时往往可以得到较好的结果,但是天然条件下的溃坝事件河道地形往往非常复杂,坡度变化大,因此一些鲁棒性不强的数学模型虽然经过了一些经典算例的验证,但是在应用到实际溃坝水流计算时往往是失败的^[1-2]。天然溃坝事件发生的历时一般相对较短,再加上洪水强度较大以及资料收集比较困难,因此,这类验证算例相对较少。

Malpasset 水库大坝为双曲拱坝,位于法国 Reyran 河上,水库的主要功能是农业灌溉和城市供水。水库坝高 66.5 m、坝体长 223 m,最大蓄水容量为 $55 \times 10^6 \text{ m}^3$ 。水库 1954 年建成并蓄水,蓄水过程比较缓慢,到 1959 年 11 月中旬库水位才达到

95.2 m。1959 年 11 月底由于突然连降暴雨,水库在短短的 3 d 内水位上涨了 3 m,12 月 2 日 21 时 14 分大坝突然溃决。洪水沿着 Reyran 河谷冲下,使位于大坝下游 12 km 处的 Frejus 市部分被毁,造成 421 人遇难,财产损失达 300 亿法郎。洪灾过后,对溃坝原因进行了调查,分析表明,大坝溃决最主要的原因是由于岩石中的孔隙水压力造成的,整个过程历时较短,可以认为大坝是瞬时溃决。

由于该溃决案例比较典型,同时计算所需的基础资料比较丰富,因此成为欧盟 CADAM 机构推荐的一个标准算例,常用来检验数学模型的精度和稳定性。国外对该算例报道较多^[3-4],国内还少见报道。笔者采用该算例的实测数据和已有的计算结果对所研发的二维溃坝水流数学模型进行了检验。

基金项目:“十一五”国家科技支撑计划(2006BAC14B02);国家自然科学基金创新研究群体基金(50721006)

作者简介:张大伟(1980—),男,山东滕州人,博士,从事计算水力学研究。E-mail:zhangdw@iwhr.com

1 数学模型的建立

1.1 控制方程

∂U/∂t + ∇ · F = ∂U/∂t + ∂E/∂x + ∂G/∂y = S (1)

其中

F = Ei + Gj
U = [h, hu, hv]^T
E = [hu, hu^2 + gh^2/2, huv]^T
G = [hv, huv, hv^2 + gh^2/2]^T
S = [0, gh(Sox - Sfx), gh(Soy - Sfy)]^T

式中:h 为水深 ;u 为 x 方向的流速 ;v 为 y 方向的流速 ;g 为重力加速度 ;t 为时间变量 ;Sox和 Soy 分别为 x 方向和 y 方向的底坡项 ,Sox = - ∂zb/∂x ,Soy = - ∂zb/∂y , 其中 zb 为底高程 ;Sfx 和 Sfy 分别为 x 方向和 y 方向的摩阻坡降 ,Sfx = n^2 u √(u^2 + v^2) h^(-4/3) , Sfy = n^2 v √(u^2 + v^2) h^(-4/3) ,其中 n 为曼宁糙率系数。

方程(1)没有考虑科氏力和风力的影响。

1.2 数值离散

采用基于非结构网格的有限体积法对控制方程进行离散,采用中心格式,把变量布置在网格单元的形心。将式(1)在控制体 V 上积分,并运用高斯公式将体积分转化为沿控制体周界的线积分:

ΔU = - ∑(Fj* · nj)Δsj + ∫V SdV (2)

式中;j 为单元边的个数 ;Δsj 为单元各边长度 ;nj 为单元各边的外法向向量 ;A 为计算单元的面积 ;Fj* 为通过第 j 边的数值通量。

针对自然条件下溃坝水流流态复杂、水面梯度大、水面通常存在间断等特点[5],在界面通量计算时采用适用范围较广并且具有良好激波捕捉能力的 Roe 格式[6]。为获得和谐的计算格式,对底坡源项的数值离散采用特征分解和迎风处理方法[7-8],离散后得

S_o = ∑ ∑ [1/2 (1 - sign(λ^k)) α^k e^k Δsj]^j (3)

其中 k = 1 2 3 α^1 = α^3 = - 1/2 c zb α^2 = 0

式中:sign(*)为符号函数 ;λ^k 为 Roe 平均的 Jacobian 矩阵对应的特征值 ;e^k (k = 1 2 3)为 λ^k 对应的特征向量 ;c 为 Roe 平均波速 ;zb 为底高程平均值 ,zb = 1/2 (zBL + zBR) ,zBL ,zBR 分别为边界左右两侧的底高

程值。

为增加格式的稳定性,对摩阻项进行半隐式离散,式(2)离散后的格式为

ΔU = Δt(A(I - ΔtθNf)^-1 { - ∑ Fj* · nj Δsj + ∑ ∑ [1/2 (1 - sign(λ^k)) α^k e^k Δsj]^j + ΔtSf^n } (4)

其中 Nf = ∂Sf/∂U

式中 θ 为加权系数,θ = 1 时摩阻项为完全隐式离散,θ = 0 时摩阻项为完全显式离散。

基于非结构网格的干湿边界处理一直是数学模型中的一个热点和难点问题,笔者在处理该问题时采用了限制水深法,具体可参见文献[9]。

2 溃坝洪水计算及分析

2.1 计算条件

研究区域大小为 17 500 m × 9 000 m,模型计算中不考虑坝体的厚度,把大坝当作一条直线处理。库区计算的初始水位为 100 m,下游端大海的水位为一定值,始终为 0 m。除此以外认为河道的其他部分均是干的,即初始水深为 0 m。大海区域不考虑潮汐的影响,水位始终恒定为 0 m。计算中采用的糙率为法国 EDF 推荐的 0.033。由于洪水过后河道地形发生了很大的变化,因此计算时河道的地形采用 1931 年实测的地形资料,高程范围为 - 20 ~ 100 m,地形较陡峭。

2.2 测点分布

在河谷中有 3 个变压器,在洪水期间均被破坏,破坏的准确时间是已知的,3 个变压器分别命名为 A、B、C。洪水过后当地警察对左岸和右岸的洪痕位置进行了勘查,共勘测了 100 多个洪痕点,EDF 提供了测点中最重要的 17 个测点的最大水位值并对模型的计算结果进行验证。1964 年,EDF 按照 1:400 的比尺建立了 Malpasset 大坝及其下游河道的物理模型,模型中共布置了 14 个控制点,其中 5 个位于水库库区内,其余 9 个控制点测量到的最高水位与 1959 年观测到的水位吻合较好,因此这 9 个控制点的测量数据也被用来检验模型的精确度。各测点的分布位置如图 1 所示。

2.3 计算网格划分

由于大坝为瞬时溃决,因此不需要考虑溃口处的展宽过程,为了避免采用堰流公式估算溃口出流过程所带来的误差[10],网格划分时将库区也考虑在

内 这样溃口处的流量可以由计算格式自动识别。上游河道部分边界极其复杂 ,因此采用适应性较好的三角形网格进行离散 ;下游部分则比较开阔 ,为了节省计算时间 ,下游部分采用四边形网格离散。

计算中采用了 2 种尺度的网格 :一种网格布置相对较粗 ,上游网格步长为 50 m ,共生成 11 148 个三角形单元 ;下游网格步长为 100 m ,共生成 4 293 个四边形单元。另一种网格布置相对较细 ,上游网格步长为 30 m ,共生成 30 791 个三角形网格 ;下游网格步长为 50 m ,共生成 16 789 个四边形网格。交界面处的网格分布如图 2 所示。

2.4 计算结果比较与分析

将笔者的计算结果与实测数据进行对比 ,并与 Hervouet 等^[3]、Valiani 等^[4]的计算结果进行对比 ,其中 Hervouet 等采用了基于有限元原理的 TELEMAC-2D 商业软件对算例进行了模拟 ,而 Valiani 等则是采用了 HLI(Harten ,Lax ,van Leer)格式对算例进行模拟 ,计算结果的对比见表 1。由表 1 可以看出 ,2 种网格的计算精度与实测结果均比较接近。通过洪水在变压器站 A—B 及 B—C 之间的运行时间对比来看 ,笔者的模拟精度稍高于文献 3 和文献 4 方法的模拟精度。

图 3 显示了溃坝洪水波的演进过程 ,溃坝发生的时间为 21:14 ,洪水波到达大海的时间为 21:50 ,共历时 2160s 左右。由图 3 可以看出 ,计算的溃坝

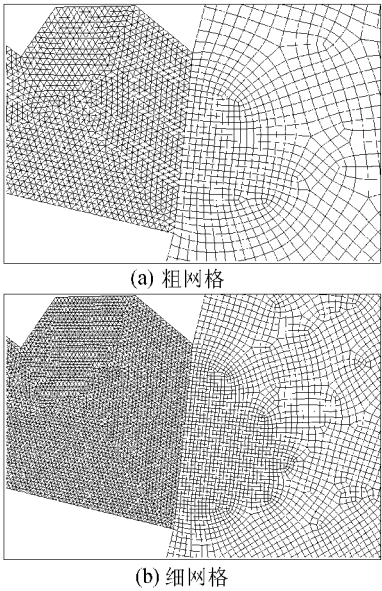


图 2 交界面处的局部网格分布示意图
洪水波历时 2 300 s 时已经流入大海 ,计算结果与实际情况比较接近。

图 4 为洪水过后现场勘测的最大洪水位与计算水位的比较。图 5 为物理模型试验的最大洪水位与计算水位的比较。由图 4、图 5 可以看出 ,2 种网格尺度下的计算值与实测值总体上吻合较好。在 P5 ,P7 ,P13 ,P14 以及 P15 测点处笔者的计算值与实测值的吻合程度比 Valiani 等的更好一些 ,在 G7 和 G9 测点笔者的计算值和 Valiani 等的计算值均与实测

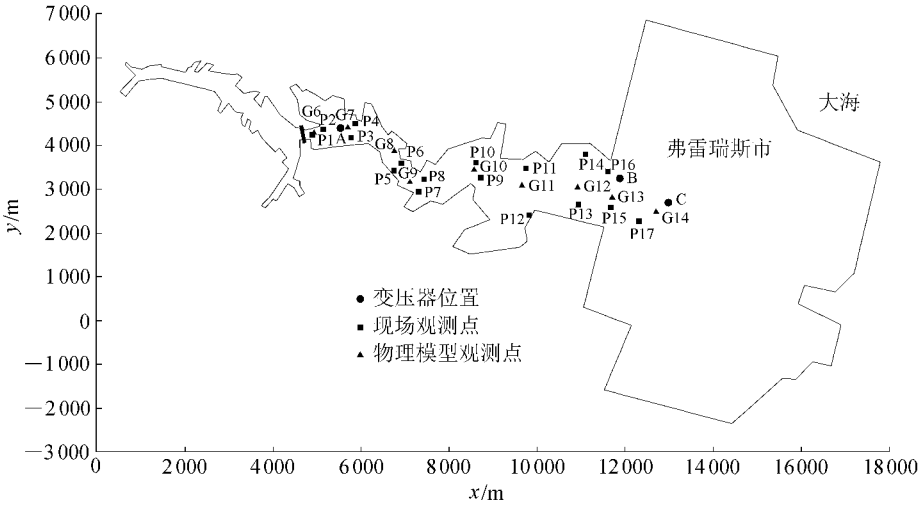


图 1 计算区域各测点位置示意图

表 1 洪水到达变压器的实测时间与计算时间对比

变压器站名	$t_{\text{实测}}/\text{s}$	粗网格法		细网格法		Hervouet 法		Valiani 法	
		$t_{\text{计算}}/\text{s}$	$\Delta/\%$	$t_{\text{计算}}/\text{s}$	$\Delta/\%$	$t_{\text{计算}}/\text{s}$	$\Delta/\%$	$t_{\text{计算}}/\text{s}$	$\Delta/\%$
A	100	111	11.0	112	12.0	111	11.0	98	-2.0
B	1240	1228	-1.0	1286	3.7	1287	3.8	1305	5.2
C	1420	1438	1.3	1478	4.1	1436	1.1	1401	-1.3
A—B	1140	1117	-2.0	1174	3.0	1176	3.2	1207	5.9
B—C	180	210	16.6	192	6.7	149	-17.2	96	-46.7

注 $t_{\text{实测}}$ 表示实测时间 , $t_{\text{计算}}$ 表示计算时间 , Δ 表示计算时间与实测时间的相对误差。
水利水电科技进展 2009 29(5) Tel 025-83786335 E-mail :jz@hhu.edu.cn http://hkb.hhu.edu.cn

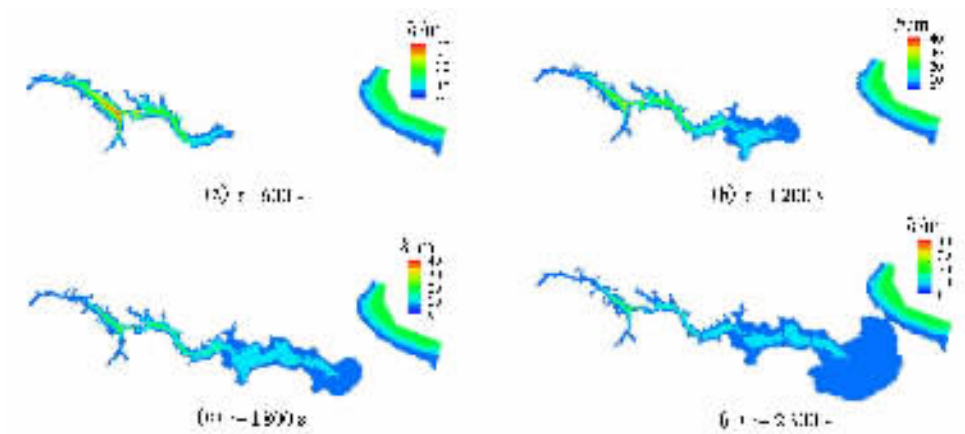


图3 不同时刻洪水水深分布

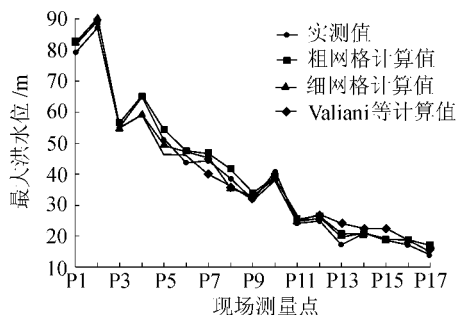


图4 现场测量点水位对比

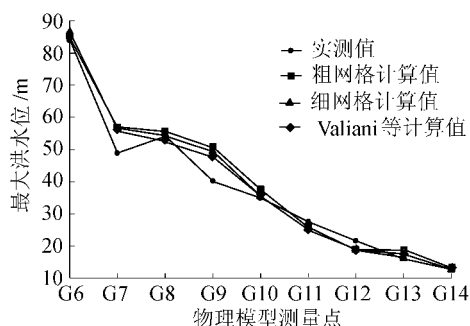


图5 物理模型测量点水位对比

值存在较大的误差。另外还可以看出网格加密后对大部分点的计算精度有了一定程度的提高,但不是所有的点,特别是在P4点处,粗网格的计算值与实测值吻合更好一些,而细网格的计算值则与Valiani等的计算结果比较接近。

需要注意的是,测量点的计算数值是由最接近该点的计算网格上的计算值来代替,因而两者并不一定完全符合;另外,网格单元的高程值是由地形资料上的数据插值而得,因而与实际地形数据也存在一定的误差,这些因素均会对计算值的精度造成一定的影响。

3 结论

采用笔者所研发的二维溃坝水流数学模型对具有复杂陡峭地形的Malpasset大坝溃决水流运动进行了模拟,模型计算的洪水波到达时间以及各测点

的最大淹没水深值均与实测值吻合较好。研究结果表明该数学模型精度较高,并且具有良好的稳定性,应用于天然地形条件下大坝瞬时溃决后的洪水模拟具有一定的优势和潜力。该数学模型可以作为大坝瞬时溃决洪水风险分析的工具,为防洪决策者提供一些有价值的信息。

参考文献:

- [1] BRUFAU P, VAZQUEZ-CENDON M E, GARCIA-NAVARRO P. A numerical model for the flooding and drying of irregular domains [J]. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 2002, 39: 247-275.
- [2] SCOTT F B, BRETT F S. Finite-volume model for shallow-water flooding of arbitrary topography [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002, 128(3): 289-298.
- [3] HERVOUET J M, PETITJEAN A. Malpasset dam-break revisited with two-dimensional computations [J]. Journal of hydraulic research, 1999, 37(6): 777-788.
- [4] VALIANI A, VALERIO C, ANDREA Z. Case study: Malpasset dam-break simulation using a two-dimensional finite volume method [J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 2002, 128(5): 460-472.
- [5] 史宏达, 刘臻. 溃坝水流数值模拟研究进展 [J]. 水科学进展, 2006, 17(1): 129-135.
- [6] TORO F E. Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics [M]. Berlin: Springer-Verlag, 1999.
- [7] 王志力, 耿艳芬, 金生. 具有复杂计算域和地形的二维浅水流动数值模拟 [J]. 水利学报, 2005, 36(4): 439-444.
- [8] HUBBARD M E, GARCIA-NAVARRO P. Flux difference splitting and the balancing of source terms and flux gradients [J]. Journal of Computational Physics, 2000, 165: 89-125.
- [9] SLEIGH P A, GASKELL P H. An unstructured finite-volume algorithm for predicting flow in rivers and estuaries [J]. Computers & Fluids, 1998, 27: 479-508.
- [10] 李杰友, 吴永强, 杨树滩, 等. 泉水水库溃坝洪水模拟计算 [J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2002, 30(6): 1-5.

(收稿日期: 2009-01-08 编辑: 高建群)