

复杂边界及实际地形上溃坝洪水流动过程模拟

夏军强^{1, 2}, 王光谦¹, LIN Bin-liang³, 谈广鸣²

(1. 清华大学水沙科学与水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 3. Hydro-Environmental Research Centre, School of Engineering, Cardiff University, CF24 3AA, UK)

摘要:建立了基于无结构三角网格下采用有限体积法求解的二维水动力学模型, 用于模拟溃坝洪水在复杂边界及实际地形上的流动过程。该模型采用 Roe 格式的近似 Riemann 解计算界面水流通量, 结合空间方向的 TVD-MUSCL 格式及时间方向的预测校正格式, 可使模型在时空方向具有二阶计算精度。模型中引入最小水深概念, 提出了有效的干湿界面处理方法。模拟了理想条件下溃坝水流过程, 研究不同最小水深取值对干河床上洪水演进的影响, 并用两组简单溃坝水流的水槽试验资料对模型进行验证。采用该模型模拟了实际溃坝洪水的流动过程, 所得计算结果与实测资料及已有模型计算结果较为符合。

关键词: 复杂边界; 实际地形; 二维浅水方程; 有限体积法; 无结构网格; 溃坝洪水; 干湿界面

中图分类号: TV122.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-6791(2010)03-0289-10

溃坝洪水在干河床上演进时, 一般以顺行正波向下游演进, 以逆行负波向上游传播。溃坝洪水的演进过程, 一般可以用守恒形式的二维浅水动力学模型来描述。多年来研究者采用数值模拟及室内试验研究溃坝洪水的流动过程^[1-9]。Bradford 等^[2]提出了模拟溃坝洪水的二维水动力学模型, 该模型能较为准确地模拟干湿界面的变化。Zhao 等^[10]详细地评述了现有的溃坝水流模型, 具有 TVD 特性的有限体积算法被认为是模拟溃坝洪水流动较为成功的计算方法之一。因此目前该方法已广泛应用于溃坝洪水流动过程的数值模拟。

在有限体积算法中, 水深平均的二维浅水方程在每一个控制单元内离散, 能较好地保持质量与动量守恒, 即使在水流条件不连续处。通过界面的法向水流通量一般采用近似 Riemann 解计算, 这种格式的计算效率较高, 又能准确地捕获激波界面。此外该格式通过引入合适的通量限制器, 还能消除水跃等间断流附近的数值振荡。Zhao 等^[10]提出了具有一阶精度的 3 种近似 Riemann 解格式, 包括通量向量分裂格式、通量差分分裂格式及 Osher 格式, 采用不规则四边形网格, 模拟了理想条件下溃坝洪水的流动过程。模拟结果表明, 这 3 种格式在计算精度、计算时间及数值稳定性方面差别不大。Brufau 等^[11]建立了基于单元中心方式的一阶 Roe 的近似 Riemann 解的有限体积算法, 并采用一种新的方法模拟界面干湿过程。在实际溃坝洪水过程模拟中, 采用一阶精度的有限体积格式难以准确地模拟溃坝洪水在干河床上的演进过程, 因此通常采用在时空方向均具有二阶精度的计算格式^[2-5, 12]。如 Sleigh 等^[12]提出了基于无结构三角网格下二维浅水流动的二阶有限体积算法, 同时对干湿界面变化进行了特殊处理。Zhou 等^[3]采用高阶 Godunov 型计算格式, 模拟了溃坝洪水在复杂计算域及地形内的演进过程。Yoon 等^[4]采用二阶迎风的 HLL 近似 Riemann 解模拟实际溃坝洪水过程。因具有守恒性及容易处理实际问题中的复杂边界及地形, 目前多采用基于无结构三角网格下具有 TVD 特性的有限体积算法模拟溃坝洪水的流动过程。

本文采用无结构三角网格, 建立模拟复杂边界及实际地形上溃坝洪水流动的二维有限体积算法模型。该模型采用 Roe-MUSCL 格式及时间方向上的预测校正格式, 使模型在时空方向具有二阶计算精度, 同时采用

收稿日期: 2009-05-11

基金项目: 国家重点基础研究发展计划 (973) 资助项目 (2007CB714106); 教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目 (NECT-10-0619)

作者简介: 夏军强 (1974 -), 男, 浙江绍兴人, 副研究员, 博士, 主要从事河流动力学方面的研究。

E-mail: xiajq@tsinghua.edu.cn

非常有效的干湿界面处理方法。然后采用该模型模拟理想条件及试验水槽内溃坝洪水的流动过程, 以及复杂边界及实际地形上溃坝洪水的流动过程, 并研究了处理干湿界面时不同最小水深取值对计算结果的影响。

1 二维浅水控制方程

溃坝洪水在河流、渠道及洪泛区内的演进, 一般可以用二维浅水控制方程来描述, 但通常必须满足以下假定, 如静水压力分布、自由水面、垂向加速度较小及河床坡降较小等^[6]。水深平均的二维浅水流动控制方程, 可写成如下守恒形式:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \nabla \cdot \vec{F} = \nabla \cdot \vec{T} + S \quad (1)$$

式中 $\vec{F}$ 、 $\vec{T}$ 分别为对流及扩散的通量向量, 且有 $\vec{F} = (E, G)$ 及 $\vec{T} = (\tilde{E}, \tilde{G})$, 则式 (1) 可写成

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = \frac{\partial \tilde{E}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{G}}{\partial y} + S \quad (2)$$

式中 U 为守恒向量; E, G 分别为 x, y 方向的对流量; $\tilde{E}, \tilde{G}$ 分别为 x, y 方向的扩散通量; S 为源项向量, 包括床面底坡项、摩阻项等。式 (2) 中各项可进一步表示为

$$U = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}, E = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \\ huv \end{bmatrix}, G = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix}, \tilde{E} = \begin{bmatrix} 0 \\ \tau_{xx} \\ \tau_{yx} \end{bmatrix}, \tilde{G} = \begin{bmatrix} 0 \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yy} \end{bmatrix}, \text{ 及} \\ S = \begin{bmatrix} q_b \\ +hfv + gh(S_{bx} - S_{fx}) \\ -hfu + gh(S_{by} - S_{fy}) \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中 u, v 分别为 x, y 方向的流速; h 为水深; q_b 为单位面积上的流量源项; g 为重力加速度; f 为地球科氏力系数; S_{bx}, S_{by} 为床面底坡项, $S_{bx} = -\partial Z_b / \partial x, S_{by} = -\partial Z_b / \partial y, Z_b$ 为河底高程; S_{fx}, S_{fy} 为床面摩阻项, $S_{fx} = n^2 u \sqrt{u^2 + v^2} / h^{4/3}, S_{fy} = n^2 v \sqrt{u^2 + v^2} / h^{4/3}$, 其中 n 为曼宁糙率系数。式 (3) 中的紊动扩散项可表示为 $\tau_{xx} = 2h\nu_t (\partial u / \partial x), \tau_{xy} = \tau_{yx} = h\nu_t (\partial u / \partial y + \partial v / \partial x)$ 及 $\tau_{yy} = 2h\nu_t \partial v / \partial y, \nu_t$ 为水流的紊动粘滞系数。在溃坝水流模拟中, 式 (2) 中的紊动项与其它各项相比相对较小, 在有些模型中经常被忽略^[2, 12]。本文在计算中取 $\nu_t = \beta u_* h$, 其中 u_* 为摩阻流速, $\beta = 0.5$ 。

2 控制方程离散

对于具有复杂边界的计算区域, 通常采用无结构的三角网格可以较好地拟合不规则边界; 同时采用单元中心格式的有限体积方法, 不仅计算编程相对简单, 而且有利于处理陆地及给定流量过程的边界条件。该格式一般将守恒变量的值存储于单元中心, 相邻两个单元的公共面为控制体的一个计算界面。模型中采用的控制体及网格结构类型如图 1 所示。

为离散控制方程, 可将式 (1) 沿控制体 A_i 积分可得

$$\oint_{A_i} U dA + \oint_{A_i} \vec{F} dA = \oint_{A_i} \vec{T} dA + S \oint_{A_i} dA \quad (4)$$

假设单元平均值 U 存储于单元中心, 则式 (4) 中的面积分可用线积分表示为

$$\frac{\partial U}{\partial t} \Delta A_i + \oint_{\Gamma} F(U) d\Gamma = \oint_{\Gamma} T(U) d\Gamma + S(U) \Delta A_i \quad (5)$$

式中 Γ 为控制体 A_i 的边界; $F_n(U) = \vec{F} \cdot \vec{n}$; $T_n(U) = \vec{T} \cdot \vec{n}$; $\vec{n}$ 为边界 Γ 外法线方向的单位向量, n_x 、 n_y 分别为 $\vec{n}$ 在 x 、 y 方向的分量。式 (5) 中的线积分在三角单元中还可进一步表示为

$$\oint_{\Gamma} F_n(U) d\Gamma = \sum_{j=1}^3 F_{ij} \Delta l_{ij} \text{ 与 } \oint_{\Gamma} T_n(U) d\Gamma = \sum_{j=1}^3 T_{ij} \Delta l_{ij} \quad (6)$$

式中 Δl_{ij} 为第 i 单元第 j 条边 Γ 的长度; F_{ij} 、 T_{ij} 分别为通过界面 Γ 的对流量与扩散流量。其中扩散流量一般可表示为 $T_{ij} = \tilde{E} n_x + \tilde{G} n_y$ 。这样式 (5) 最终可表示为

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} = - \frac{1}{\Delta A_i} \sum_{j=1}^3 F_{ij} \Delta l_{ij} + \frac{1}{\Delta A_i} \sum_{j=1}^3 (\tilde{E} n_x + \tilde{G} n_y) \Delta l_{ij} + S(U_i) \quad (7)$$

式中 ΔA_i 为控制体 A_i 的面积。因此有限体积算法的关键问题是如何计算通过界面的法向水流量 $F_{ij}^{[6]}$ 。

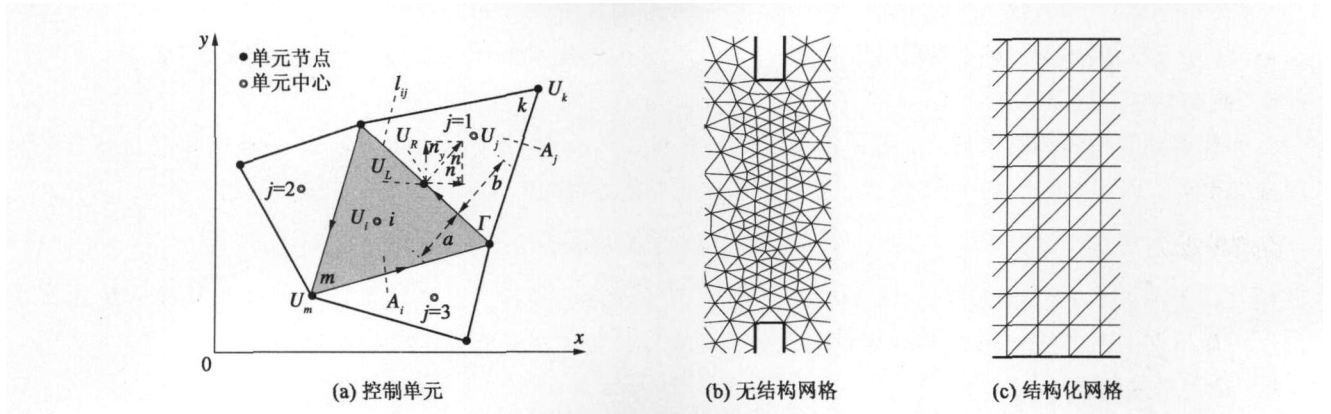


图 1 控制单元及计算网格示意图

Fig. 1 Sketch of a typical control volume and different mesh structures

2.1 Roe-MUSCL 格式计算界面水流量

利用二维浅水方程的旋转不变性, 可以将界面通量计算转换为求解局部的一维 Riemann 问题^[13]。通过单元 A_i 与 A_j 界面 Γ 的法向通量可以用近似 Riemann 解求出, 即

$$F_{ij} = F^*[(U_L)_{ij}, (U_R)_{ij}] \quad (8)$$

式中 F^* 为近似 Riemann 解; $(U_L)_{ij}$ 、 $(U_R)_{ij}$ 分别为状态变量在界面两侧的值; 采用不同的近似 Riemann 解及状态变量插值方法, 可以得到不同的计算格式。基于 Roe 近似的 Riemann 解与 MUSCL 方法结合, 即 Roe-MUSCL 格式的计算精度较高^[14]。因此本文采用该格式, 则式 (8) 可进一步表示为

$$F^*[(U_L)_{ij}, (U_R)_{ij}] = 0.5\{[\vec{F}(U_R)_{ij} + \vec{F}(U_L)_{ij}] \cdot \vec{n} - |\vec{A}| [(U_R)_{ij} - (U_L)_{ij}]\} \quad (9)$$

式中 $\vec{F}(U_L)_{ij}$ 、 $\vec{F}(U_R)_{ij}$ 分别为界面 Γ 两侧的法向通量; $\vec{A}$ 是基于 Roe 平均下的 Jacobian 矩阵^[15]。本模型采用 Van Leer^[16]提出的 MUSCL 方法重构界面两侧的状态变量值 (U_R) 与 (U_L) 。

2.2 状态变量的空间重构

状态变量的空间重构是有限体积算法空间离散中的一个重要部分, 决定了计算格式的空间精度及分辨率。分片常数逼近的空间重构方法具有一阶精度, 稳定性好, 但精度较低^[10-11]。对于单元中心格式的有限体积算法, 由于单元顶点位置及顶点周围相邻单元的数量都是任意的, 故在无结构网格上进行状态变量的空间重构一般较为困难。本文采用分片线性逼近的 MUSCL 格式, 进行状态变量的空间重构^[16]。各变量在控制体内的位置, 如图 1 所示。在该格式中, 相邻两单元 A_i 、 A_j 中心的状态变量分别为 U_i 、 U_j , 则界面两侧的状态变量 U_R 、 U_L 可分别表示为

$$U_R = U_j - \frac{1}{2}\phi(r_j)\delta U_i \text{ 与 } U_L = U_i + \frac{1}{2}\phi(r_i)\delta U_j \quad (10)$$

式中 $\delta U_i = U_i - U_m$; $\Phi(r_i) = \Phi\left(\frac{2a U_i - U_i}{a + bU_i - U_m}\right)$; a 、 b 分别为单元中心 i 与 j 距界面 Γ 中心的距离。 Φ 为限制函数, 用于保证计算格式的稳定性, 本文采用 Roe 与 Baines^[17] 提出的 minmod 函数作为限制函数。因此 Roe-MUSCL 格式在空间上具有二阶精度。

2.3 源项处理

式 (3) 中的源项主要包括床面底坡项与摩阻项等。在无结构三角形计算网格中, 由于其 3 个顶点位于同一平面上, 故床面底坡项比较容易处理。根据已知 3 个顶点的坐标及高程, 很容易求出该网格上的平面函数及相应底坡项。对于摩阻项, 一般显式处理会导致数值计算不稳定, 尤其在小水深时^[4, 18]。故本模型中采用如下半隐式的计算格式处理摩阻项, 即

$$(S_{fx}, S_{fy}) = [(n^2 \sqrt{u^2 + v^2} / h^{7/3})^k (hu)^{k+1}, (n^2 \sqrt{u^2 + v^2} / h^{7/3})^k (hv)^{k+1}] \quad (11)$$

式中 k 为某一时间层。将式 (11) 代入式 (7), 便可求得时段末的状态变量 $(hu)^{k+1}$ 及 $(hv)^{k+1}$ 。

2.4 时间积分

为获得高阶的时间离散格式, 可以通过多种计算格式^[6]。本文采用 Runge-Kutta 方法获得二阶精度的时间离散格式, 即常见的预测-校正格式。如令式 (7) 中右侧各项为 $L(U)$, 则时间二阶积分为

$$U^{k+1} = U^k + \Delta t L(U^{k+\frac{1}{2}}) \quad (12)$$

式中 $U^{k+\frac{1}{2}} = (U^k + U^*) / 2$, $U^* = U^k + \Delta t L(U^k)$ 。由于该格式为显式, 故计算中的时间步长受 CFL 条件限制。一般可用 CFL 限制条件粗率估算时间步长, 在实际计算中多采用固定的计算时间步长。

2.5 边界条件处理

实际的浅水流动问题一般包括两类边界: 闭边界 (陆地边界) 及开边界。在陆地边界, 一般采用滑移边界条件, 即设边界处法向流速为零、切向流速不为零、且水深等变量在边界上的法向梯度为零。对开边界, 一般给定水位过程、或流量过程、或水位~流量关系, 而相应其它变量则采用 Riemann 不变问题求解^[4, 10, 12]。对于自由出流的开边界条件, 一般设定各变量在边界上的法向梯度为零^[3, 5]。

2.6 干湿界面处理

在模拟溃坝洪水流动时, 由于水位变化使得实际计算区域不断变化。为准确模拟这种动边界过程, 通常需要引入界面干湿处理方法。在二维浅水流动控制方程的有限体积算法中, 已有很多界面干湿处理方法。如 Zhao 等^[10]、Sleigh 等^[12] 提出了类似的界面干湿处理方法, 他们在计算中将单元分为 3 类, 即湿单元、干单元及半干单元。对半干单元的界面, 仅考虑水流质量输移, 而不考虑动量传递。大部分模型在实际计算中, 通常引入一最小水深来判断单元的干湿^[2, 5]。在本模型中, 同样引入最小水深来判断单元干湿, 同时借鉴并改进了 Falconer 与 Chen^[19] 提出的规则计算网格中的干湿处理方法, 使其能适用于无结构三角网格。该方法可具体描述如下:

(1) 在每一个计算时间步之前判断各单元的属性。在这种方法中, 所有计算单元可划分为以下 3 类: 湿单元、有效干单元及无效干单元。如某一单元 i 中心的水深 h_i 大于最小水深 h_{min} , 则该单元为湿单元, 如果 h_i 小于 h_{min} , 则该单元为干单元, 且令流速为 0。同时干单元可以进一步划分为有效干单元及无效干单元两类。如某一干单元相邻的 3 个单元均为干单元, 则该单元为无效干单元; 如干单元相邻的 3 个单元中至少有一个单元为湿单元, 则该单元为有效干单元。对于有效干单元, 与湿单元一起参与计算; 对于无效干单元, 可暂时从计算区域中剔除。当某一时段内无效干单元较多时, 这种处理方法可提高计算效率。

(2) 检查每一计算时间步之后湿单元或有效干单元转为干单元的可能性。如果计算的单元中心水深 h_i 小于 h_{min} , 则该单元变为干单元。此外, 如某一单元 h_i 大于 h_{min} , 但其周围单元的最大水深 $\max(h_j)$ 小于某一小水深 h_{set} 但大于 h_{min} , 则该单元转为有效干单元, 令其水位保持在上一时刻湿单元时的水位。该方法中, h_{set} 一般可取 $2h_{min} \sim 2.5h_{min}$ 。

(3) 检查每一时间步后无效干单元转为有效干单元的可能性。如果某无效干单元 i 相邻的一个湿单元 j

中心的水位既大于单元 i 中心的高程, 同时又大于其公共界面中心的高程, 则该无效干单元将转变为有效干单元, 并重新纳入计算区域, 参与下一时间步的计算。

上述过程将在每一计算时间步中依次使用, 因此改进后的干湿界面处理方法系统地考虑了无效干单元重新参与或不参与计算的过程。在该方法中不允许水流从干单元中流出, 有效干单元只有当足够的水流通量流入后, 才有可能变为湿单元。因此该方法与 Bradford 等^[2]及 Liao 等^[5]采用的方法不同, 不仅考虑了界面干湿处理时的水流流向, 而且可将无效干单元暂时从计算区域中剔除, 有利于减少计算时间。

3 溃坝水流模型测试

此处将采用上述溃坝水流模型, 模拟不同条件下溃坝洪水的流动过程, 包括理想条件下的溃坝洪水流动过程、溃坝水流越过三角形障碍物的流动过程及瞬间局部溃坝洪水的流动过程。模型测试目的在于通过计算结果与解析解及水槽试验结果比较, 检验模型的计算精度, 分析模型中最小水深取值对结果的影响。

3.1 理想条件下溃坝水流模拟

上述模型将首先用于模拟理想条件下的溃坝水流演进。本次计算目的是模拟结果便于与解析解比较, 同时又可检验模型捕获激波的能力, 分析不同最小水深取值对计算结果的影响。该算例计算条件如下: 有一长 2 km、宽 100 m 平底无阻力的渠道, 坝体位于渠道中部, 坝上游水深 10 m, 坝下游为干河床。计算中取最小水深在 0.001~0.100 m 变化。整个计算区域由 4000 个等腰三角形组成, 计算网格结构如图 1(c) 所示。计算中取固定时间步长为 0.1 s。图 2 给出了溃坝 48 s 后计算的水深沿程变化, 并与下游干河床时的 Stoker^[20]解析解进行比较。由图可知, 在 $x < 1300$ m 时, 不同最小水深取值对计算结果影响很小, 且与解析解吻合较好; 在 $x > 1300$ m 时, 不同最小水深取值对计算结果影响很大。如当取 $h_{\min} = 0.10$ m, 在 $x = 1500$ m 处, 计算水深为 1.72 m, 比解析解大 0.71 m。随 $h_{\min}$ 取值的减小, 这种差别会逐渐减小。因此该算例中取 $h_{\min} = 0.001$ m 时的计算结果与 Stokes^[20]解析解吻合很好。模拟结果还表明 $h_{\min}$ 取值过小会影响数值计算稳定性, 即使时间步长严格受 CFL 条件限制。对本算例当取 $h_{\min} < 0.0005$ m 时, 计算结果会出现不稳定现象。

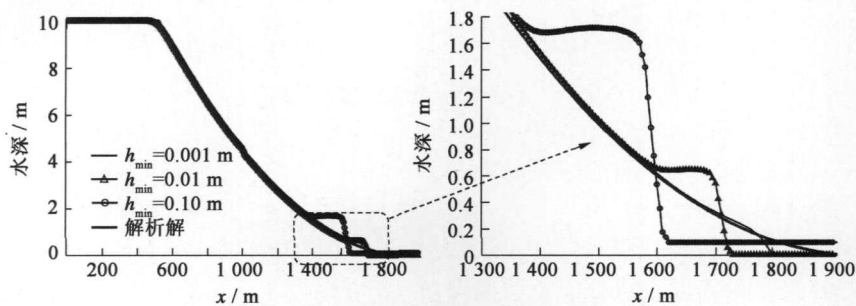


图 2 不同最小水深取值对计算结果的影响

Fig. 2 Water depths along the channel under different values of minimum water depth

3.2 试验水槽内溃坝水流模拟

上述模型还将用于模拟两组水槽内的溃坝水流试验, 第 1 组试验用于检验模型能否模拟简单实际地形上溃坝洪水流动, 第 2 组试验用于检验模型能否模拟具有二维水流特点的溃坝洪水。

第 1 组水槽试验在比利时布鲁塞尔自由大学由 Hiven 完成^[21]。该试验水槽为平底, 长 38 m, 宽 1.75 m。坝体位于 $x = 15.5$ m 处, 三角形障碍物位于坝下游 13 m 处。初始水库内水深为 0.75 m, 坝下游与三角形障碍物之间渠道为干河床。障碍物下游水深为 0.15 m。水槽末端为高 0.15 m 的挡水堰, 它与三角形障碍物之间保持 0.15 m 深的静水。该水槽试验的剖面示意图, 如图 3 所示。在初始时刻突然将闸门移去, 则形成溃坝水流。整个计算区域由 19000 个三角网格组成, 计算中取糙率为 0.0125, 取界面干湿处理时的最小水深为 0.0005 m, 时间步长为 0.025 s。图 4 给出了不同位置处计算与实测的水位过程, 二者符合较好。另外该

模拟结果与已有其它模型的计算结果也十分相似^[5,10]。

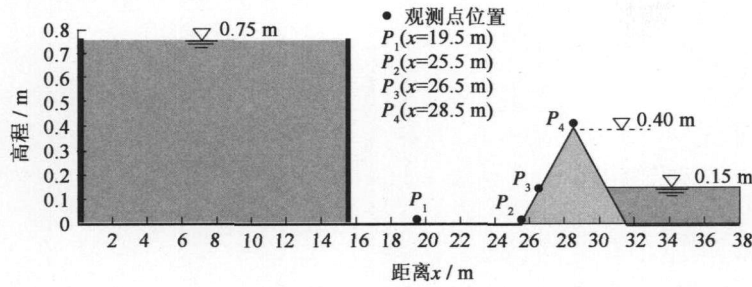


图 3 Hiven 的溃坝流动实验示意图

Fig. 3 Sketch of a dam-break flow over a triangular obstacle by Hiven

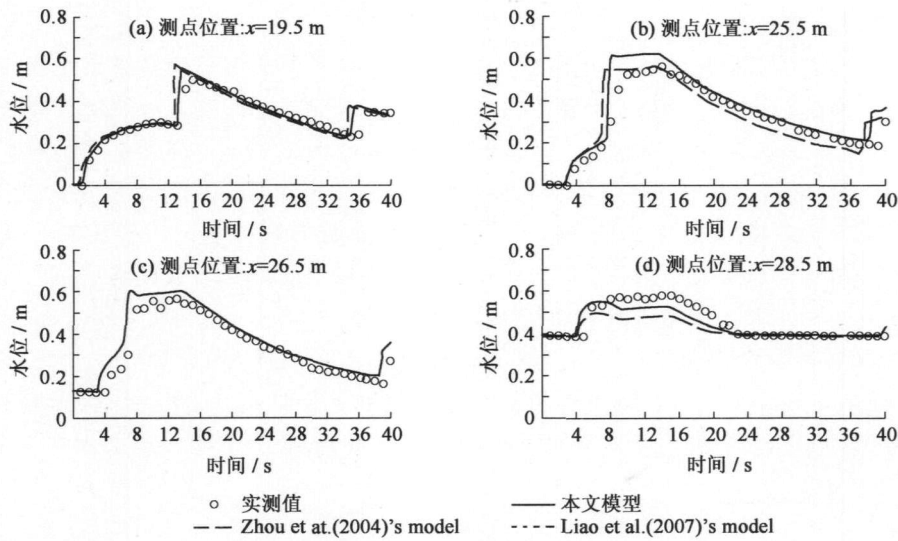


图 4 计算与实测水位过程比较

Fig. 4 Comparisons between predicted by the model and measured water levels

第 2 组水槽试验由 Fraccarollo 与 Toro^[11]完成。该试验是在长 3 m、宽 2 m 的平底水槽内进行,如图 5 所示。大坝位于 $x=0$ m 处。初始时刻上游水库内水深为 0.6 m,坝下游为干河床,坝体中部有一 0.40 m 宽的

缺口瞬间全溃。该计算区域划分为 7 962 个无结构三角网格,在溃口附近网格进行了局部加密,网格结构如图 1(b)所示。计算中取糙率为 0.010,最小水深为 0.001 m,时间步长为 0.001 s。图 6 给出了不同测点(为节省篇幅,仅给出 -5A、-3A、0、5B、8A 的计算和实测过程)处计算与实测的水位及流速过程。总体而言,本文模拟结果与实测结果符合较好。图 7 给出了溃坝 0.36 s 后整个计算区域内的水位与流速分布。由图 7(a)可知,溃坝后,溃口以下区域涌波形成,水流向下游快速演进,并呈扇形向四周扩散;溃口以上区域形成压缩波,促使上游水位下降。由于边界反射的影响,初始时刻溃口上游的水位会振荡很大,导致溃口上游沿程(轴线处 $y=0$)水位呈中间高两端低的分布。由图 7(b)可知,溃口上游区域因水深较大,流速相对较大;溃口下游中轴线($y=0$)处流速也相对较大。因此本文模型较好地模拟这类溃坝洪水复杂的流动过程。

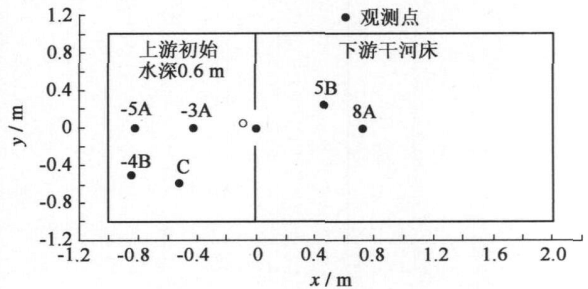


图 5 二维部分溃坝流动实验示意图

Fig. 5 Sketch of a 2D partial dam-break flow experiment

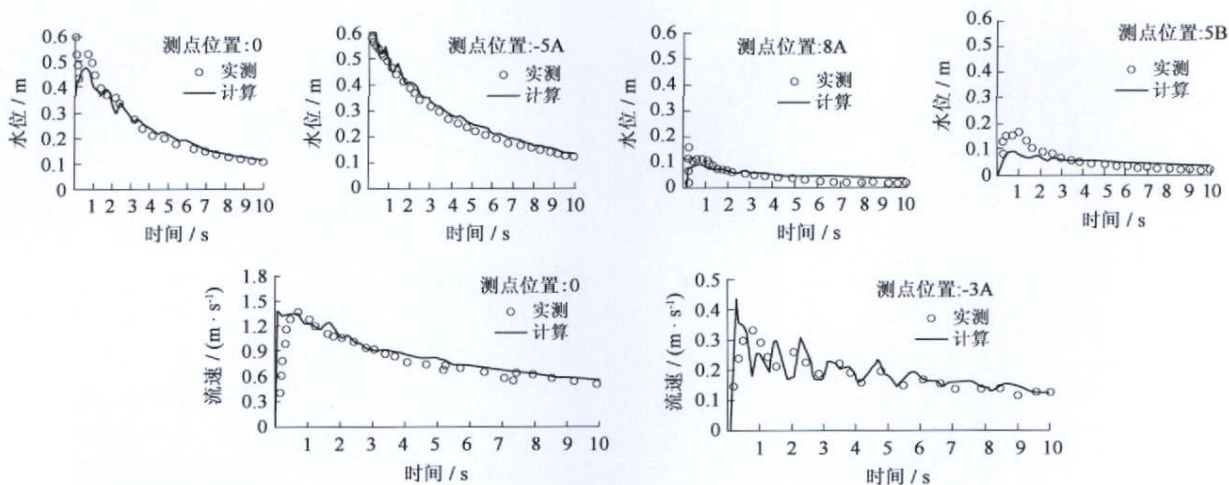


图 6 计算与实测的水位及流速过程比较

Fig. 6 Comparisons between the predicted by the model and the measured water levels and velocities

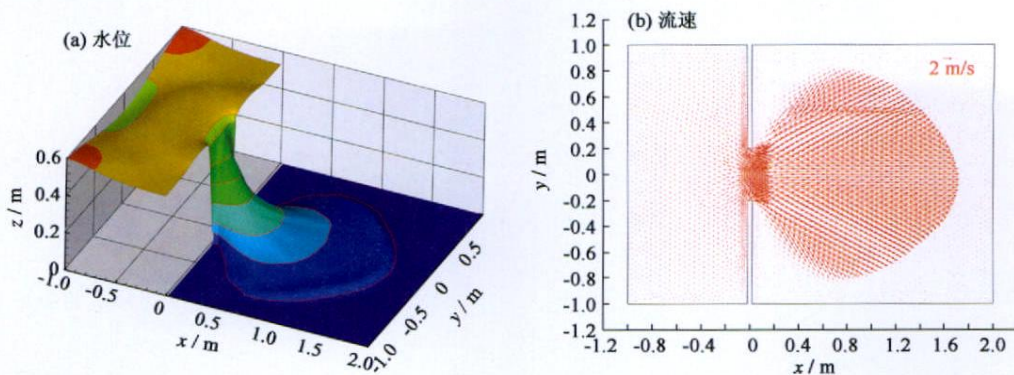


图 7 溃坝 0.36 s 后的水位与流速分布

Fig. 7 Distributions of velocities and water levels at $t = 0.36$ s

4 实际溃坝洪水流动过程模拟

采用 1959 年实际发生的法国 Malpasset 大坝溃坝时的洪水过程作为算例, 检验模型是否具有模拟复杂边界及实际地形上溃坝洪水流动过程的能力。法国 Malpasset 大坝建在 Reyran 流域的一个峡谷内, 位于 Frejus 海湾上游 12 km, 主要用于灌溉及引用水的存贮。大坝结构为双曲拱坝, 坝高 66.5 m, 最大库容为 0.553 亿 m^3 。1959 年 10 月库区发生强降雨, 库水位急剧升高, 导致大坝溃决。当地警察事后在左右岸调查了 17 个洪痕点的水位, 即 P1~P17, 这些数据可由法国电力公司 (EDF) 得到。1964 年法国国家水力学实验室对该次溃坝洪水进行了 1 400 的正态定床模型试验, 给出了坝下游不同位置处的最高洪水位, 即 S6~S14。本文将采用上述模型模拟此次溃坝洪水过程, 并用实测资料验证模型的计算精度。

图 8 中给出了复杂计算区域的边界范围及各洪痕点与物理模型试验观测点的位置, 该计算区域包括 54.8 km^2 。图 9 给出了计算所用的无结构三角网格, 整个计算区域共划分为 26 000 个单元, 最小与最大单元面积分别为 18 m^2 及 64 781 m^2 , 最大单元底坡超过 58°。在坝址附近及主河槽内, 计算网格进行了局部加密。计算中初始条件如下: 大坝上游的初始水面高程为 100.0 m, 坝下游按干河床考虑; 在出口处 Frejus 海湾作为水位开边界, 取海面高程恒为 0 m。计算中取各单元的曼宁糙率系数为 0.033, 最小水深为 0.10 m, 同时假定大坝瞬时全溃到底部。

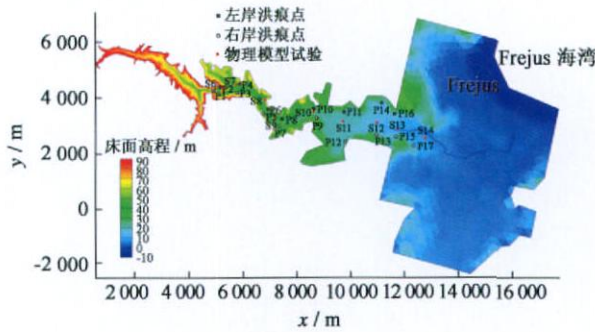


图 8 计算区域地形及实测点位置
Fig. 8 Bed topography and observation sites in the domain

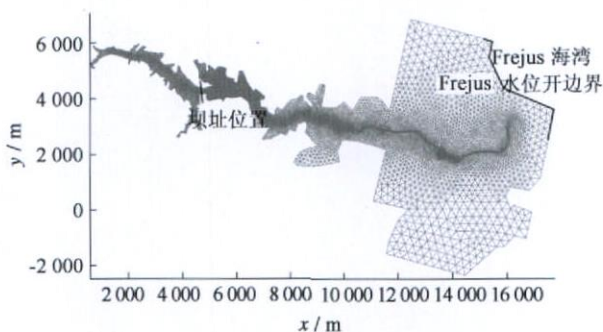


图 9 无结构的三角计算网格
Fig. 9 Unstructured triangular grids

图 10给出了本文模型计算的最高水位与溃坝后当地警察调查的洪痕点水位 (P1~P17)及物理模型试验观测点最高水位 (S6~S14)的对比结果。图中同时也给出了 Yoon等^[4]及 Valiani等^[22]其它模型的计算结果。由图可知, 本文模型的计算结果与实测值较为符合, 且与其它模型的计算结果类似, 均能反映洪痕点水位沿程逐渐降低的变化趋势。

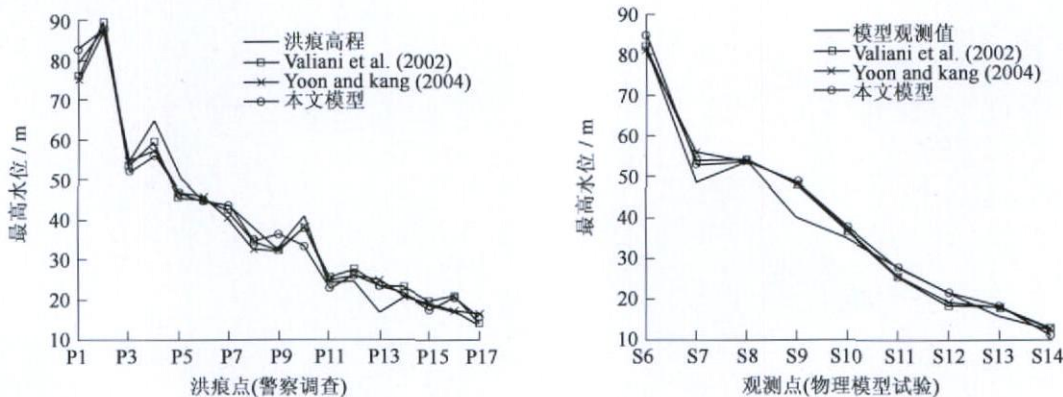


图 10 计算与实测的最高水位比较
Fig. 10 Comparison between the predicted and observed maximum water levels

图 11给出了不同时刻坝址附近的水深及流速分布。当溃坝 60 s后, 溃坝洪水演进到坝下游 700 m处, 坝址附近水深接近 50 m, 流速超过 10 m/s。当溃坝 300 s后, 溃坝洪水演进到坝下游 2 600 m处, 坝址附近水深接近 45 m, 流速大约为 8 m/s。利用本文模型, 同时还可得到坝址处断面溃坝洪水的流量过程, 大约在

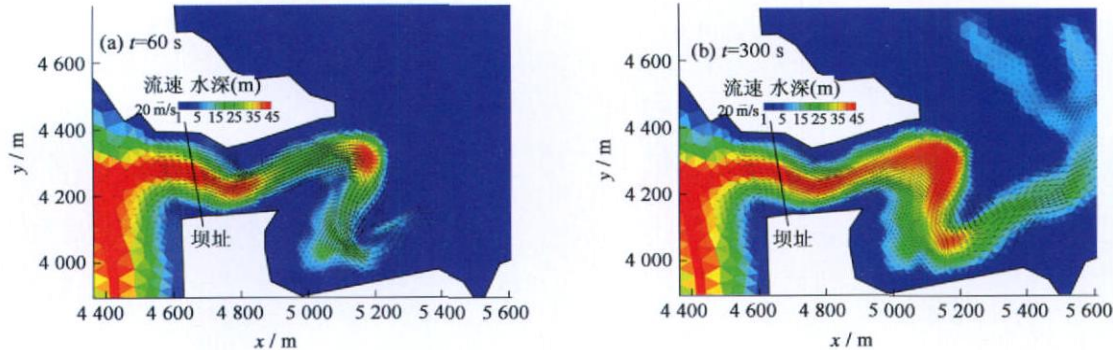


图 11 不同时刻坝址附近的水深及流速分布
Fig. 11 Predicted distributions of velocity and water depth around the dam site at different times

溃坝 60 s 流量达到最大值,约 $47\,000\text{ m}^3/\text{s}$,这与 Valiani 等^[22]估计的坝址处最大流量 $45\,000\text{ m}^3/\text{s}$ 在同一个量级范围内。溃坝 1 h 后,坝址处断面流量降到大约 $800\text{ m}^3/\text{s}$ 。

5 结 论

本文建立了基于无结构三角网格的二维水动力学模型,用于模拟溃坝洪水在复杂边界及实际地形上的流动过程。该模型采用 Roe-MUSCL 格式及预测-校正格式,可使模型在时空方向具有二阶计算精度,同时提出了有效的干湿界面处理方法。采用理想条件下溃坝洪水的解析解及两组简单溃坝水流的水槽试验资料测试了模型的计算精度,并采用一场溃坝洪水实例进一步检验了模型的计算性能。

不同算例的模拟结果表明:本文提出的模型能较好地模拟复杂边界及实际地形上溃坝洪水的流动过程;提出的干湿界面处理方法能有效解决动边界问题,并能减少计算时间;对于给定的计算时间步长,最小水深取值过大会影响计算精度,取值过小会导致计算不稳定;对于试验水槽内简单地形上的溃坝洪水模拟,计算中最小水深取值可相对较小,而对于复杂地形上的溃坝洪水流动模拟,由于计算区域中网格大小变化较大,最小水深的取值必须相对较大。因此应该根据所研究区域的地形变化特点、所用网格的大小及时间步长综合确定最小水深的取值。

参考文献:

- [1] FRACCAROLLO L, TORO E F. Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems[J]. *AHR Journal of Hydraulic Research*, 1995, 33(6): 843-864.
- [2] BRADFORD S F, SANDERS B F. Finite-volume model for shallow water flooding of arbitrary topography[J]. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 2002, 128(3): 289-298.
- [3] ZHOU J G, CAUSON D M, MINGHAM C G, et al. Numerical prediction of dam-break flows in general geometries with complex bed topography[J]. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 2004, 130(4): 332-340.
- [4] YOON T H, KANG S K. Finite volume model for two-dimensional shallow water flows on unstructured grids[J]. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 2004, 130(7): 678-688.
- [5] LIAO C B, WU M S, LIANG S J. Numerical simulation of a dam break for an actual river terrain environment[J]. *Hydrological Processes*, 2007, 21: 447-460.
- [6] 谭维炎. 计算浅水动力学:有限体积法的应用[M]. 北京:清华大学出版社, 1998. (Tan Wei-yan. *Shallow water hydrodynamics*[M]. Beijing: Tsinghua University press, 1998. (in Chinese))
- [7] 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. (SHI Hong-da, LIU Zhen. Review and progress of research in numerical simulation of dam-break water flow[J]. *Advances in Water Science*, 2006, 17(1): 129-135. (in Chinese))
- [8] 王立辉,胡四一. 溃坝问题研究综述[J]. *水利水电科技进展*, 2007, 27(1): 80-85. (WANG Li-Hui, HU Si-yi. Study on dam failure-related problems[J]. *Advances in Science and Technology of Water Resources*, 2007, 27(1): 80-85. (in Chinese))
- [9] 张大伟,李丹勋,王兴奎. 基于非结构网格的溃坝水流干湿变化过程数值模拟[J]. *水力发电学报*, 2008, 27(5): 98-102. (ZHANG Da-wei, LI Dan-xun, WANG Xing-kui. Numerical modeling of dam-break water flow with wetting and drying change based on unstructured grids[J]. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 2008, 27(5): 98-102. (in Chinese)).
- [10] ZHAO D H, SHEN H W, LAI J S, et al. Approximate Riemann solvers in FVM for 2D hydraulic shock wave modelling[J]. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 1996, 122(12): 692-702.
- [11] BRUFAU P, GARCIA-NAVARRO P, VAZQUEZ-CENDON M E. Zero mass error using unsteady wetting-drying conditions in shallow flows over dry irregular topography[J]. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 2004, 45: 1047-1082.
- [12] SLEIGH P A, GASKELL P H, BERZINA M, et al. An unstructured finite-volume algorithm for predicting flow in rivers and estuaries[J]. *Computers and Fluids*, 1998, 27(4): 479-508.
- [13] GODUNOV S K. A difference method for the numerical calculation of discontinuous solutions of hydrodynamic equations[R]. *Matemicheskii Sbornik* 47: US Joint Publications Research Service, 1959.
- [14] WANG J W, LIU R X. A comparative study of finite volume methods on unstructured meshes for simulation of 2D shallow water

- wave problems[J]. Mathematics and Computers in Simulation, 2000, 53: 171-184.
- [15] ROE P L. Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes[J]. Journal of Computational Physics, 1981, 43: 357-372.
- [16] VAN LEER B. Towards the ultimate conservative difference scheme: V A second order sequel to Godunov's method[J]. Journal of Computational Physics, 1979, 32: 101-136.
- [17] ROE P L, BA NESM J. Algorithms for advection and shock problems[C]// Viviani H. Proceedings of the Fourth GAMM Conference on Numerical Methods in Fluid Mechanics. Braunschweig: Vieweg, 1981, 281-290.
- [18] CALEFFIV, VAL AN IA, ZANN IA. Finite volume method for simulating extreme flood events in natural channels[J]. JHR Journal of Hydraulic Research, 2003, 41(2): 167-177.
- [19] FALCONER R A, CHEN Y. An improved representation of flooding and drying and wind stress effects in a 2D tidal numerical model[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1991, 2: 659-672.
- [20] STOKER J J. Water waves: Pure and applied mathematics[M]. New York: Interscience Publishers, 1957.
- [21] HMER J M. Adverse-Slope and Slope (bump) [C]// SOARES-FRAZAO S, MORRISM, ZECH Y. Concerted Action on Dam Break Modelling, Louvain-la-Neuve: Université catholique de Louvain, Civil Engineering Department, Hydraulics Division, Belgium, 2000.
- [22] VAL AN IA, CALEFFIV, ZANN IA. Case Study: Malpasset dam-break simulation using a two-dimensional finite volume method[J]. ASCE Journal of Hydraulical Engineering, 2002, 128(5): 460-472.

Two-dimensional modelling of dam-break floods over actual terrain with complex geometries using a finite volume method*

XIA Jun-qiang^{1,2}, WANG Guang-qian¹, LIN Bin-liang³, TAN Guangming²

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China;

3. Hydro-Environmental Research Centre, School of Engineering, Cardiff University, CARDIFF, CF24 3AA, UK)

Abstract: Based the total variation diminishing (TVD) finite volume method, a two-dimensional hydrodynamic model using unstructured triangular meshes is developed for modelling dam-break flooding under actual terrain with complex geometries. Details include uses of the Roe's approximate Riemann solver with the TVD-MUSCL (Monotone Upstream-centered Schemes for Conservation Laws) scheme as well as the procedure of predictor-corrector in time stepping, which can result in a second-order accurate solution for dam-break flows in both time and space. The moving boundary problem is resolved through the introduction of a minimum water depth concept that can efficiently treat the wetting and drying fronts during the model integration. The effect of using different values of the minimum water depth on the simulation of dam-break flows in the dry river bed is examined. We find that the minimum water depth can significantly alter the propagation of flood waves. Model results are also compared to the analytical solution under the idealized conditions, as well as two sets of dam-break data collected from flume experiments. Lastly, the model is validated using a real dam-break case with complex geometric conditions. The model simulation compares well with the observations and the other studies.

Key word: complex geometries; actual terrain; shallow water equations; finite volume method; unstructured mesh; dam-break flooding; wetting and drying

* The study is financially supported by the National Basic Research Program of China (No. 2007CB714106) and the Program for New Century Excellent Talents in University (No. NECT-10-0619).