小浪底水库调水调沙期水沙运动全过程模拟

熊正伟¹, 夏军强^{1*}, 王增辉¹, 李涛², 张俊华²

1. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 武汉 430072;

2. 黄河水利科学研究院, 郑州 450003

* E-mail: xiajq@whu.edu.cn

收稿日期: 2017-08-29; 接受日期: 2018-03-27; 网络版发表日期: 2019-02-25

国家重点研发计划(编号: 2017YFC0405501)和国家自然科学基金(批准号: 51725902, 51579186, 51679103)资助项目

摘要 为模拟调水调沙期小浪底库区水沙运动过程, 建立了考虑有干支流倒回灌的明流与异重流交替演算的一维水沙耦合模型. 该模型采用了适用于复杂支流水系的零维水库法和考虑支流底坡的流量公式计算干支流倒回灌, 采用潜入点判别条件衔接明流与异重流计算, 并考虑了非静止水面假定下异重流与上层清水的耦合. 应用该模型对选取的2002年及2012年小浪底水库调水调沙过程分别开展参数率定及不同工况下的过程反演. 计算结果表明, 库区自上而下可划分为零支流库区段、明流段和异重流段, 考虑倒回灌过程的模型在3个区段均能较好还原实测水沙过程, 不考虑的模型仅在零支流库区段和考虑的模型误差相近; 由于其忽略了干支流倒回灌对水沙输移的影响, 明流段的水位、流量及含沙量在回灌期偏小, 在倒灌期偏大; 异重流段的潜入点位置及时间滞后, 异重流交界面高程、流速及含沙量偏大, 计算排沙比过高. 另外, 模型相关参数的敏感性分析还表明, 交界面阻力系数、倒灌阻力损失系数和水量掺混系数对计算结果的影响依次减小; 其中交界面阻力系数的增大, 一定程度上导致模型响应的滞后; 倒灌阻力损失系数的影响, 则需依据支流底坡的具体大小分情况讨论.

关键词 浑水明流, 水库异重流, 干支流倒回灌, 耦合模型, 参数敏感性分析, 小浪底水库

1 引言

水库中流动的浑水明流, 在一定的水沙条件下会下潜到库内水体下方沿库底前进, 这种水下的浑水流动称为异重流. 异重流作为挟沙水流的一种特殊形式, 其研究对于揭示水库内的水沙运动特点具有重要意义^[1]. 由于异重流位于水下, 其原型观测存在困难且精度较低, 目前多采用数学模型研究异重流流动过程. 已有的基于Navier-Stokes方程的三维模型^[2,3]和水深平均

的平面二维模型^[4]计算成本过高, 现仍多局限于水槽实验的模拟; 断面平均的一维模型往往忽略了异重流复杂的横向分布结构, 而着眼于其纵向运动过程, 但应用于实际水库下的异重流过程模拟则是更高效的方法.

小浪底水库自2002年起开始开展调水调沙试验, 通过在水库内人工塑造异重流, 实现泥沙出库、减少库区淤积等目的^[5]. 关于小浪底水库调水调沙期水沙运动的模拟, 前人已开展了大量的工作^[6,7]. 其中, Par-

引用格式: 熊正伟, 夏军强, 王增辉, 等. 小浪底水库调水调沙期水沙运动全过程模拟. 中国科学: 技术科学, 2019, 49: 419–432

Xiong Z W, Xia J Q, Wang Z H, et al. Whole-processes modeling of flow movement and sediment transport during the period of water-sediment regulation in Xiaolangdi Reservoir (in Chinese). Sci Sin Tech, 2019, 49: 419–432, doi: 10.1360/N092017-00295

ker等人^[8,9]将水量掺混系数与理查德森数建立经验关系, 并将水量掺混计入异重流连续方程中, 但动量方程未体现掺混影响, 水流控制方程不含河床冲淤项, 为非耦合模型; Hu等人^[10,11]根据河床冲淤和异重流是否耦合及冲刷是否受限制总结了6种异重流模型, 并采用水沙耦合模型对小浪底水库2004年2次异重流过程分别进行了模拟。但其模型上边界需采用异重流原型观测数据, 仅限于潜入点下游的异重流过程的反演, 不能预测异重流的潜入; Wang等人^[12]采用考虑了水面梯度的异重流模型计算了5组水槽实验中的异重流要素, 发现水面梯度的考虑对于提高异重流预测精度有重大影响。但其模型未考虑上层清水的流速对异重流的影响。事实上, 上述模型在建立过程中一般均使用了静止水面假定, 即认为异重流潜入点下游的上层清水水平静止。Cao等人^[13]使用双层深度平均的方法对小浪底水库2004年异重流全过程进行了模拟, 模型考虑了上层清水和下层异重流的耦合作用, 但未考虑支流产生的影响。

小浪底水库支流众多, 支流原始库容占总库容的41.3%^[14], 但支流来流量很小, 可将干支流间的水沙交换视作由于内部流动形成的倒回灌。将干流流向支流称为倒灌, 反之称为回灌。总的来说, 目前小浪底水库调水调沙期水沙运动的模拟存在以下难点: (1) 由于小浪底水库支流库容较大, 模型需要考虑干支流倒回灌对干流水沙演进及河床冲淤造成的影响。(2) 小浪底水库调水调沙期流量含沙量变化剧烈, 河床冲淤量大, 模型需要考虑水流、泥沙、河床冲淤及干支流倒回灌的耦合。(3) 简化的静止水面假定下的模型不准确, 潜入点下游的异重流上层清水实际是倾斜流动的。上层清水和异重流相互作用, 导致上层清水水位、比降及流速的变化, 同时这种变化又会作用到异重流部分, 模型需考虑这种相互影响。(4) 对库区内包括明流流动及异重流潜入和演进在内的水沙运动全过程进行模拟, 单一地采用断面平均的浑水明流模型模拟, 与实际不符; 单一地采用异重流模型模拟, 上边界条件难以给定。为此需要提出更简单高效的计算方法。

针对以上4个问题, 本文建立了考虑有干支流倒回灌的明流与异重流交替演算的耦合模型。应用零维水库法和倒灌流量公式分别计算倒回灌净流量和异重流倒灌流量过程; 采用水沙完全耦合的浑水控制方程^[12]和异重流控制方程^[15], 并充分考虑明流、异重流、干

支流倒回灌及河床冲淤的耦合; 此外, 模型不再使用静止水面假定, 将明流要素联立异重流要素求解上层清水流速等要素, 采用异重流模块更新的地形反推上层清水水位等要素, 反过来又将上层清水要素代入到下一时段异重流的计算, 实现异重流与上层清水的耦合; 模型借鉴两步模式的方法采用异重流潜入判别条件衔接明流和异重流的计算^[15], 通过天然进出库边界条件实现对水库干支流倒回灌影响下的明流流动及异重流形成、演进等水沙输移全过程的模拟。

2 数学模型

2.1 水沙控制方程

对于考虑干支流水沙交换的浑水明流模型, 在水沙完全耦合的浑水控制方程基础上^[12], 可以写出如下守恒形式的控制方程:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} = \mathbf{S}, \quad (1)$$

式中,

$$\begin{aligned} \mathbf{U} &= \begin{bmatrix} A \\ Q \\ AS_v \end{bmatrix}, \mathbf{F} = \begin{bmatrix} Q \\ Q^2/A \\ QS_v \end{bmatrix}, \\ \mathbf{S} &= \begin{bmatrix} B(E-D)/(1-p) - q_1 \\ M \\ B(E-D) - S_v q_1 \end{bmatrix}, \quad (2) \\ M &= -gA \frac{\partial Z_s}{\partial x} - gAS_f - gh_c \frac{A}{\rho_m} \frac{\partial \rho_m}{\partial x} - \frac{q_1^2 \rho_1 \cos \theta}{h \rho_m} \\ &\quad - \frac{\rho_b - \rho_m}{(1-p)\rho_m} UB(E-D) + q_1 U \frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_m} (S_v - S_{v1}), \end{aligned}$$

式中, A 为过流面积; Q 为断面流量; t 为时间; x 为沿流向的沿程距离; B 为水面宽; E 为床沙上扬通量; D 为悬沙沉降通量; p 为床沙孔隙率; g 为重力加速度; Z_s 为水位; S_f 为阻力坡度; h_c 为过流断面形心高度; h 为断面水深, 近似认为与该断面相连接的支流口门处水深相等; q_1 为干支流交汇处分汇流总的单宽净流量, 数值上以出流为正; θ 为干流流向与支流出流方向夹角, 对于小浪底水库, 本模型简化设为 90° , 即忽略 q_1 在干流方向的动量贡献; U 为断面平均流速; S_v 和 S_{v1} 分别为干流和 q_1 的体积比含沙量, 数值上等于相应含沙量 S 除以 ρ_s ; ρ_0 , ρ_m , ρ_b 和 ρ_s 分别为清水密度、浑水密度、床沙饱和

湿密度、泥沙颗粒密度。

对于考虑支流的异重流模型, 分汇流即异重流倒灌流量 q_{tl} , 假设其体积含沙量 S_{vt} 与倒灌处的异重流体积含沙量 S_{vt} 相等, 同时需考虑异重流与上层清水的掺混、交界面阻力和交界面纵向压力。在水沙完全耦合的异重流控制方程基础上^[15], 写成如下守恒形式:

$$\frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial x} = \mathbf{R}, \quad (3)$$

式中,

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} A_t \\ Q_t \\ A_t S_{vt} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{G} = \begin{bmatrix} Q_t \\ Q_t^2 / A_t \\ Q_t S_{vt} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{R} = \begin{bmatrix} C_t \\ M_t \\ B_t(E_t - D_t) - S_{vt}q_{tl} \end{bmatrix}, \quad (4)$$

$$C_t = B_t(E_t - D_t) / (1 - p) + q_{wm} - q_{tl},$$

$$M_t = -\frac{\rho_b - \rho_t}{\rho_t(1-p)} B_t U_t (E_t - D_t) + \frac{\rho_t - \rho_0}{\rho_t} q_{wm} U_t - g A_t S'_f - g A_t \frac{\rho}{\rho_t} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - g' A_t \frac{\partial Z_t}{\partial x} - g h_{ct} \frac{A_t}{\rho_t} \frac{\partial \rho_t}{\partial x} - \frac{q_{tk}^2 \cos \theta}{h_t},$$

式中, S'_f 为考虑了清浑水交界面阻力和河床阻力的综合阻力系数; $g' = (\rho_t - \rho_w)g / \rho_t$ 为异重流有效重力加速度; q_{wm} 为清浑水掺混单宽流量; 非静止水面假定下, $\partial Z_s / \partial x$ 梯度项不可忽略; Z_t 为交界面高程; h_t 为断面异重流厚度, 近似认为与该断面相连接的支流口门处浑水深度相等; 其余物理量含义同前, 角标 t 代表异重流部分的相应物理量。

以一维明流模型为例, 由床面处泥沙交换的质量守恒可得河床变形方程, 异重流模型中则换为相应物理量:

$$\frac{\partial A_b}{\partial t} = \frac{B(D-E)}{(1-p)}, \quad (5)$$

式中, 左端项为冲淤断面面积的变化速率, 其余物理量同前。

2.2 方程组封闭

床沙上扬通量 E 和悬沙沉降通量 D 可以分别表示为

$$E = \alpha \omega S_* / \rho_s, \quad D = \alpha \beta \omega S / \rho_s, \quad (6)$$

式中, α, ω, β, S 和 S_* 在考虑床沙分组时均指代该组泥沙的恢复饱和系数、浑水泥沙沉速、不饱和系数、含沙量和挟沙力, 其中明流与异重流挟沙力均采用张红武^[16]公式计算。

非静止水面假定下考虑上层清水流动时的清浑水掺混单宽流量可表示为

$$q_{wm} = B_t e_c |U_t - U_0|, \quad U_0 = (Q - Q_t) / (A - A_t), \quad (7)$$

式中, U_0 为上层清水流速, $U_t - U_0$ 为相对流速, 体现了异重流与上层清水计算的耦合; e_c 为水量掺混系数。关于水量掺混, 范家骅^[17]认为, 既存在从上层水体卷吸清水进入异重流里的正掺混也存在异重流分离出清水进入上层水体的负掺混。钱宁^[18]认为, 还存在有异重流中浑水分离进入清水的掺混。考虑到目前认识还不深入, 本模型的 e_c 由Parker等^[8]提出的经验公式乘上一个修正系数给出:

$$e_c = \eta \frac{0.00153}{0.0204 + R_i}, \quad R_i = g' h_t / U_t^2, \quad (8)$$

式中, η 为修正系数; R_i 为理查德森数。

异重流动量阻力项 $g A_t S'_f$ 为床面阻力 $g A_t S_{tf}$ 与非静止水面假定下的交界面阻力 F 两项之和, 其中:

$$S_{tf} = |Q_t| Q_t / Q_{tk}^2, \quad F = f |U_t - U_0| (U_t - U_0) B_t / 8, \quad (9)$$

式中, S_{tf} 为异重流部分的河床阻力坡度, 明流 S_f 的求解与 S_{tf} 类似; $|Q_t|$ 和 $|U_t - U_0|$ 表示大小, Q_t 和 $(U_t - U_0)$ 表示方向。 $Q_{tk} = A_t R_t^{2/3} / n$ 代表流量模数; R_t 为水力半径; n 为糙率; f 是交界面阻力系数; n 和 f 需要由实测资料率定。

2.3 数值计算方法

将式(1)、式(3)按Godunov型有限体积法显格式离散得到:

$$U_i^{j+1} = U_i^j - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1/2}^j - F_{i-1/2}^j) + \Delta t S_i^j, \quad T_i^{j+1} = T_i^j - \frac{\Delta t}{\Delta x} (G_{i+1/2}^j - G_{i-1/2}^j) + \Delta t R_i^j, \quad (10)$$

式中, j 代表时间层号; $F_{i-1/2}^j$ 和 $F_{i+1/2}^j$ 分别为第 $i-1$, i 和 $i+1$ 号控制体界面上的数值通量, 其求解为局部黎曼问题, 本模型使用 HLLC 近似黎曼算子计算^[19]; U_i^j , S_i^j 为 i 号控制体内 U , S 的平均值, 其中源项 S_i^j 的计算涉及多个梯度项, $\partial Z_s / \partial x$ 项使用 Ying 等人^[20]将前差与后差结果按柯朗数加权求和的方法, 其余项使用中心差分; Δt 为时间步长; Δx 为空间步长。

以明流河床变形方程为例, 将式(5)按显格式离散:

$$A_{b,i}^{j+1} = A_{b,i}^j + \Delta t \left[\frac{B(D-E)}{1-p} \right]_i^j. \quad (11)$$

本模型使用潜入点判别条件衔接明流与异重流的计算, 采用 Xia 等人^[21]提出的潜入点弗汝德数 Fr 满足 $(Fr)^2 = 0.191(S_v)^{0.750}$ 的经验关系判断, 本模型中首个 Fr 小于 Fr_c 的断面即为异重流潜入断面. 将潜入点处由明流模块式(10)算得的 U^n 要素作为异重流上边界, 异重流下边界在其到达坝前时为开边界, 到达后则采用小浪底异重流出库的交界面高程与流量的经验关系加以限制. 与 Wang 等人^[15]考虑倒回灌的两步计算模式不同的是, 本模型在求解式(10)的 U_i^{j+1} 和 T_i^{j+1} 之前, 预先通过求解式(11)得到第 $j+1$ 时间步的新地形, 再结合连续方程使用二分法反推 Z_s^{j+1} 或 Z_b^{j+1} , 这一修正体现了河床冲淤与水沙过程的耦合. 另一方面, 本模型将明流计算步骤得到的过水面积和断面流量视作守恒物理变量, 忽略其在潜入点下游的误差, 因而可以实现上层水体流速的计算和比降的修正. 具体如下, 异重流潜入点下游, 在任一第 $n+l$ 时间层 ($l=1, 2, 3, \dots$), 将 $n+l-1$ 时间

层明流模块算得的断面平均的总流要素联立 $n+l-1$ 时间层异重流要素通过式(7)求得 U_0^{n+l-1} 等要素; 结合 $n+l-1$ 时间层异重流计算的新地形和同一时间步的明流模型计算的 A^{n+l-1} 修正 Z_s^{n+l-1} 等要素; 将 U_0^{n+l-1} 和 Z_s^{n+l-1} 等作为更新后的上层清水水力要素, 结合 $n+l-1$ 时间层异重流要素通过式(7)和(9)得到 q_{wm}^{n+l-1} 和 F^{n+l-1} ; 最后按式(10)更新 T^{n+l} , 整个求解过程充分体现了明流与异重流计算的耦合。

2.4 干支流倒回灌计算方法

2.4.1 改进的零维水库法

考虑支流影响时, q_1 由支流天然来水及干支流间的倒回灌两部分组成. 当已知支流天然来水来沙资料并计算得到倒回灌水量, 即可求解复杂情况下的干流水沙交换问题. 前文已知小浪底水库干支流间水沙交换主要是倒回灌的形式, 故此处问题简化为计算倒回灌净流量 q_1 . 杨国录^[22]在处理江湖连通问题时, 假设交汇处干流水位和整个支流内水位相同; Wang 等人^[15]借鉴此思路, 认为交汇处干支流间的水面比降为维持水平形成了倒回灌净流量, 用零维水库法求解. 但其模型简化了支流水库形态的复杂性, 控制单元仅含一条支流, 也未考虑二级支流, 不具有普适性; 同时在计算时其忽略了河床冲淤与水沙的耦合; 个别倒回灌形式下, 含沙量的计算存在简化. 本模型做了相应改进(图1).

如图1所示, 考虑最复杂的情形, 即控制体河段同时存在异重流倒灌和库水位下降导致的上层清水回灌, 其余情形可类比. 将有限体积法下第 i 号控制体及

图1 改进的零维水库法示意图. (a) 概化前独立的干支流; (b) 概化后的控制单元整体

其相连支流看作扩大的整体 i_* , 其断面面积 A_* 为干流面积 A_i 加上该时刻 Z_s 下支流库容 V 在 i 号控制体上的附加面积:

$$A_*^{j+1}(Z_s^{j+1}) = A_i^{j+1}(Z_s^{j+1}) + \sum_{a=1}^m \sum_{b=1}^{k_a} V_{ab}(Z_s^{j+1}) / \Delta x, \quad (12)$$

式中, m 为 i 号控制体支流数目; k_a 为第 a 条支流二级支流数目; $V_{ab}(Z_s^j)$ 表示第 a 条支流的 b 号二级支流在 Z_s 下的库容, 需要说明的是, 本模型假设清浑水倒回灌均不造成支流地形的冲淤, 支流库容损失仅由异重流倒灌淤积构成, 故在实际计算中, 支流库容需随时间步更新, 即按照原始库容之比减去相应比例的倒灌淤积量. 求解浑水连续方程时, 将 i_* 控制体内的倒回灌视为内部流动, 故源项 $S_{1,i}^j$ (角标1表示第一分量, 下同)的计算不考虑 q_1 的存在, 按式(10)更新断面面积:

$$A_*^{j+1} = A_*^j - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{1,i+1/2}^j - F_{1,i-1/2}^j) + \Delta t S_{1,i}^j. \quad (13)$$

将 A_*^{j+1} 回代式(12)求得 Z_s^{j+1} , 由水量守恒可得任一支流的倒回灌净流量及总净流量:

$$q_{ab}^j = \frac{V_{ab}(Z_s^{j+1}) - V_{ab}(Z_s^j)}{\Delta x \Delta t}, \quad (14)$$

$$q_i^j = \sum_{a=1}^m \sum_{b=1}^{k_a} q_{ab}^j,$$

式中, $q_i^j = q_{cl}^j + q_{ul}^j$, 表示控制体内总的倒回灌净流量; q_{cl}^j 表示清浑水倒回灌流量; q_{ul}^j 表示异重流倒灌流量, 当 i_* 控制体仅存在清浑水倒回灌时, $q_{ul}^j = 0$. 求解浑水动量方程和泥沙输移方程时, 干流作为研究主体, 需考虑 q_1^j 的存在, 相应 S_{v1} 的取值应按照控制体内实际存在的水库倒回灌形式分类计算, 见表1.

从表中可以看出, 异重流发生时, 上层清水和支流间无论倒回灌, 均不产生泥沙输移, 此时总输沙率等于异重流输沙率, S_{v1} 数值上等于异重流输沙率和总流量的比值, 体现了模型中明流与异重流计算的耦合.

2.4.2 异重流倒灌流量计算

干支流清浑水由于密度差异形成压力梯度驱使异重流发生倒灌. 现有处理办法一般是提出倒灌流量公式计算, 公式有两类: 一类是分流比公式^[23], 但由于事先不知道支流异重流厚度, 实际计算存在一定困难; 另

表1 水库干支流倒回灌分类及相应含沙量取值

干流流态	库水位变化	种类	体积含沙量
仅清水明流	上升	清水倒灌	0
仅清水明流	下降	清水回灌	0
仅浑水明流	上升	浑水倒灌	S_v^j
仅浑水明流	下降	浑水倒灌	S_v^{j-1}
存在异重流	不限	清水倒回灌 & 异重流倒灌	$q_{ul}^j S_{v1} / q_1^j$

一类是水力学公式^[24-26], 本文选取王增辉等人^[27]提出的公式. 该公式通过在异重流动量方程中加入底坡上的压力项, 推导出考虑底坡影响的异重流倒灌流量公式:

$$q_{ul} = K(g')^{1/2} h_0^{3/2}, \quad (15)$$

$$K = \sqrt{\frac{(1+\zeta)}{(3-\zeta)^3} \left[\left(2J \frac{L}{h_0} - 4 \right) \zeta - 6J \frac{L}{h_0} + 4 \right]},$$

式中, K 为流量系数; ζ 为阻力损失系数; J 为支流底坡, 反映支流河床地形对倒灌的影响; L 为潜入段长度; h_0 为支流口门的浑水厚度; L/h_0 参考Li等人^[28]的方法, 即取 $L/h_0=9$.

3 小浪底库区调水调沙过程模拟

小浪底水库全长123.5 km, 平面示意图如图2所示. 库区共设56个观测断面, 其中尖坪、白浪、五福涧、陈家岭设水位测站, 河堤、桐树岭设水沙因子测站. 库区原有大小不一的一级支流共40余条, 其中构成库容的一级支流共21条, 集中分布在河堤站下游的库区范围内, 部分一级支流还连接有若干二级支流, 以原始库容最大的畛水支流为例, 其附属二级支流为4条. 这些支流具有较大的库容, 模拟中不可忽略其影响.

3.1 模型率定

模型参数率定, 即参数的估计、调试或优化, 使模型计算值逼近实测值. 本文选取小浪底水库的首次调水调沙试验过程进行模型率定, 其相应起止时间为2002年7月4日8时~7月15日8时, 共计288 h. 以汛前6月的断面实测资料作为初始条件, 确定支流底坡范围为3.97‰(畛水)至45.12‰(蔴峪), 相应的进出库边界条件如图3所示.

图2 (网络版彩图)小浪底库区平面示意图

图3 2002年调水调沙期上下游边界水沙过程示意图。(a) 进库水沙过程; (b) 出库水位流量过程

本模型需要率定的参数主要有 n 、 α 、 β 、 η 、 f 和 ξ 等,其中 n 、 α 、 β 等参数的率定与常规的浑水模型类似,这里不再赘述;另外, ξ 的取值需依据随年份变化的支流底坡 J 而定,在已知2002年最大支流底坡基础上结合式(15)进行调试,确定此处倒灌阻力损失系数取 $\xi=0.45$ 。选取不同的 η 、 f 进行计算,于图4(a)和(b)中给出HH29(距坝46.89 km)断面处异重流的交界面高程及含沙量变化过程的实测和计算结果。

可以发现,异重流交界面高程及其含沙量的预测比水位预测更为困难,但模拟的总体趋势与实测符合。 Z_i 随着 η 的增大略有增大,随着 f 的增大而明显减小; S_i 则随着 η 、 f 的增大均略有减小。其中 f 的增大还一定程度地导致异重流要素变化过程的延后。确定 $\eta=0.1$ 、 $f=0.1$ 后,计算得到HH17(距坝27.19 km)与HH5(距坝6.54 km)断面处的水位、异重流交界面高程及其含沙量随时间的变化过程(图4(c)~(f))。

模型计算的潜入点位于HH43(距坝77.28 km), 潜

入时间 $t=75.01$ h, 这与现场观测记录(7月7日11:00观测到浑清水交界, 潜入点位于HH43断面上游约100 m处)一致。同时预测的交界面过程线较准确地通过了各测站的首个数据点, 说明预测到达各测站的抵达时间及其传播速度与实测吻合较好。早年的调水调沙实验塑造的异重流潜入点相对靠近中上游, 原因之一是这一时期上游的三门峡水库下泄水量相对较小, 如2002年调水调沙期来水洪峰在 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 左右, 大水持续时间也较短。异重流潜入后行进距离较长, 致使泥沙沿程落淤较多, 出库输沙时间较短, 异重流排沙效率较低。根据水库日均进出库输沙率资料计算得到的入库沙量为1.79亿吨, 排沙量为0.34亿吨, 排沙比仅为19.05%; 模型计算排沙量为0.38亿吨, 与实测相对误差为11.76%, 模拟中采用坝前1.32 km处的HH1断面的输沙率近似计算出库沙量, 可能是排沙量偏差的原因之一。在往后年份的调水调沙期中, 入库下泄流量往往在 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上, 异重流潜入点靠近坝前, 异重流排沙

效果较好。

3.2 模型应用

本文选取2012年小浪底水库调水调沙全过程进行反演, 相应进出库边界条件如图5所示: 6月19日8:00调水调沙开始, 坝前水位自248.26 m下降, 下泄流量自2260 m³/s起涨, 6月23日10时达最大4870 m³/s; 7月4日2时, 进库泄量开始加大; 4日8时, 坝前水位降至最低213.87 m, 流量降至最低1300 m³/s; 之后随着入库流量加大, 坝前水位及流量开始回升并于6日10时再次下

降; 5日0时入库流量达到洪峰5240 m³/s, 7日2时再次起涨并于13时达到洪峰3150 m³/s; 5日4时三门峡水库开始排沙, 6日12时达到沙峰106 kg/m³, 随后降低; 7月12日8:00排沙洞关闭, 调水调沙过程结束。

根据2012年汛前实测地形计算, 支流底坡范围在-0.94‰(百灵沟)~15.54‰(石门沟)之间; 在正常蓄水位275 m下最大支流库容为包括二级支流在内的畛水河的16.320亿立方米, 最小库容为蔴峪河的0.118亿立方米; 支流总库容43.102亿立方米, 占水库总库容的50.18%。本次调水调沙过程分考虑倒回灌(方法1)和不

图4 (网络版彩图) HH29断面处不同 η, f 取值下的异重流要素计算结果及参数率定后HH17, HH5断面处的计算结果. (a) HH29断面不同 η, f 取值下的交界面高程; (b) HH29断面不同 η, f 取值下的异重流含沙量; (c) HH17断面水位和交界面高程验证; (d) HH17断面异重流含沙量验证; (e) HH5断面水位和交界面高程验证; (f) HH5断面异重流含沙量验证

图5 2012年调水调沙期上下游边界水沙过程示意图. (a) 进库水沙过程; (b) 出库水位流量过程

考虑倒回灌(方法2)两种情形进行模拟. 不考虑时可认为支流不存在, 只进行明流和异重流的交替运算.

图6给出了异重流潜入及演进的模拟结果, 以水库上游第一条支流所在位置(河堤站)和异重流潜入点为界可自上而下地将水库划分为不含支流的零支流库区段、下游含有支流的明流段和异重流段. 方法1预测浑水于 $t=360.07$ h在HH10断面(距坝12.985 km)潜入, 与实测($t=359.34$ h观测到潜入, 潜入点距坝11.815 km)接近; 方法2计算显示浑水于 $t=361.67$ h在HH9断面(距坝10.215 km)潜入. 由于 $t=360$ h前后库水位开始起涨形成倒灌, 方法2不考虑倒灌损失, 其流量相对较大, 故潜入点和时间会略往后移. 图中方法1潜入时刻下游水面线低于方法2, 是因为潜入时刻库水位回涨, 方法2潜入时刻较方法1迟, 回涨较多, 且方法2不考虑库水位回升引起的倒灌损失, 水位涨幅较大. 实测异重流于 $t=363.00$ h到达坝前, 平均行进速度约为 0.90 m/s; 方法1预测 $t=363.74$ h到达坝前, 平均速度约为 0.98 m/s, 模型将干支流交汇角简化为 90° , 忽略了异重流倒灌流量引起的干流方向的动量损失, 这可能是异重流行进速度计算值偏大的原因之一. 方法2不考虑异重流倒灌, 计算 Q_t 偏大, 预测 $t=363.13$ h到达坝前, 平均速度约 1.94 m/s, 超出实际较多. 异重流到达坝前时刻库水位已充分起涨, 方法1和2水面线接近. 图中方法1和2深泓

线相近系由于地形冲淤尺度较水位不够明显, 事实上方法1由于前期流量大其冲刷量较方法2也大, 但总的来说, 前期降低库水位冲刷量较后期大流量进库时的小.

图7给出了零支流库区段和明流段的水沙验证结果. 零支流库区段由于不存在支流, 此区间内方法1和2计算的水沙过程基本相同. 如图7(a)所示, 河堤站位于零支流库区段末尾, 其方法1和2计算含沙量结果相近, 且与实测吻合较好(此处仅给出方法1结果); 模拟过程有两个沙峰, 前者是前期降低库水位冲刷河床造成的, 后者是后期上游水库排沙引起的. 陈家岭位于明流段, 方法1的计算水位和实测吻合较好; 而方法2自 $t=300$ h后低于方法1, 最大误差发生于4日8时达 3.77 m. 由图5(b)知此时库水位持续下降至最低, 零支流库区段下游库区实际上存在回灌, 方法2由于不考虑支流水库的水量补给作用, 水位下落较大; 此后库水位上涨, 库区由于存在倒灌水位涨幅较小, 而方法2则有较大的涨幅, 部分时刻甚至超出方法1水位; 在 $t=400$ h后, 库水位再次下落, 方法2水位落幅再次大于方法1. 由于明流段内仅存在水位测站, 无法给出流量和含沙量验证, 但结合上述分析可以认为明流段内流量和含沙量在倒回灌期的变化规律和水位类似.

图8给出了不同断面浑水水交界面高程的模拟结

图6 (网络版彩图)异重流潜入及到达坝前时刻的库区纵剖面示意图. (a) 异重流潜入时刻; (b) 异重流到达坝前时刻

果. 可以看出, 模型计算的 Z_s 与实测值符合较好; Z_t 变化波动较剧烈, 与实测值吻合度稍差, 其中方法1精度仍在误差范围内; 方法2在异重流起涨期基本吻合, 但仍略有偏大, 在 $t=454$ h后的异重流消退期则全部出现计算值过高的偏差, 且这种现象越靠近坝前越明显; 这是因为方法2不考虑倒灌引起的异重流量损失 q_{tl} , 越靠近坝前, 分流损失累积越多, Z_t 偏大的误差增大, 在异重流消退期导致交界面高程仍维持在较高水平. HH1和HH4断面由于靠近下边界, 方法1和2计算的水面线相差不大. HH9断面处, 初期方法2计算水位明显低于方法1, 最大误差达0.78 m, 这与图7的结论一致. 另外, 从图中可以看出, 深泓点高程在淤积抬升, 这表明水库通过调水调沙进行清淤排沙时, 异重流段由于

其高含沙特性及挟沙的沿程损失, 床面仍会形成淤积.

图9给出了不同断面异重流含沙量的模拟结果. 可以看出, S_t 波动较剧烈, 与实测值吻合度稍差; 总体趋势上, 泥沙由于沿程落淤, S_t 逐渐减小, 方法1和2计算的淤积量亦沿程减小; 方法2由于不考虑倒灌引起的分沙损失 $S_{vt} \cdot q_{tl}$, 其含沙量严重偏大, 且随着倒灌分沙损失的累积, S_t 偏大的误差向下游不断增大, 方法1和2淤积量差值亦沿程增大. 调水调沙期间实测出库沙量0.657亿吨, 排沙比147.97%; 方法1计算出库沙量0.700亿t, 排沙比为157.66%, 误差较小; 方法2计算出库沙量1.250亿吨, 排沙比为281.53%, 严重偏大. 方法1计算的河堤站输沙量0.664亿吨, 方法2为0.654亿吨, 可知排沙量误差主要产生于异重流段, 方法2过高估计了异重流

图7 (网络版彩图)零支流库区段河堤站含沙量及明流段陈家岭站水位的计算与实测值比较. (a) 河堤站含沙量过程; (b) 陈家岭站水位过程

图8 (网络版彩图)异重流段清水水位、异重流交界面高程和深泓高程变化过程. (a) HH1断面; (b) HH4断面; (c) HH9断面

的排沙效率. 4日2时前方法1计算的出库沙量为0.105亿吨, 方法2为0.055亿吨, 印证了图7得出的回灌期方法1计算的含沙量高于方法2的结论; 4日2时后方法1计

算的出库沙量为0.595亿吨, 方法2为1.195亿吨, 表明输沙主要集中在之后的异重流输沙期.

图10(a)是库容最大的三条支流倒回灌净流量过

图9 (网络版彩图)异重流段异重流含沙量变化过程及异重流淤积厚度沿程分布. (a) HH1断面; (b) HH4断面; (c) HH9断面; (d) 淤积厚度沿程变化

图10 支流的倒回灌净流量和异重流倒灌流量变化过程及HH4断面流量组成变化过程. (a) 支流的倒回灌净流量; (b) 异重流倒灌流量变化过程; (c) HH4断面流量组成变化过程

程, 正值代表倒灌, 负值为回灌. 前期库水位持续下降, 库区形成回灌; $t=360$ h 时库水位回升, 回灌流量降到 0 后形成倒灌; $t=410$ h 时库水位下降, 回灌再次产生; $t=474$ h 后, 库水位平稳略有上升, 倒灌较小并稳定在 0 附近. 计算时段内, 畛水库容最大, 其 q_{ii} 也最大. 图 10(b) 为潜入点下游三条支流的 q_{ii} 过程, 大峪河底坡(5.74‰)较煤窑沟(12.56‰)及石门沟(15.54‰)缓, 其 q_{ii} 也最大. 结合图 10(a)和(b)可知, $t>354$ h 后, 大峪河 $q_{ii}>0$, $q_i<0$, 说明支流口门的流态为下层异重流倒灌, 上层支流回灌, 该计算结果印证了表 1 中存在的复杂流态. 图 10(c)给出了位于大峪河支流交汇口处的 HH4 断面流量组成过程, 结合图 8 可知非静止水面假定条件下, 上层清水存在比降和流速, 故以往简化的静止水面假定模型准确性不高.

4 模型参数敏感性分析

前文的 2002 年小浪底调水调沙率定模型参数的部分, 给出了不同 η , f 对异重流交界面高程和含沙量的影响, 对 η , f 的模型响应作出了初步的判断; 此处结合 2012 年调水调沙期水沙运动的反演对 η , f , ξ 等参数进行系统的敏感性分析, 分析确定其取值范围和作用机理, 帮助实现模型计算结果准确性的改进.

本模型中, 由水库异重流与上层清水间实际存在着清浑水掺混和交界面阻力可知:

$$\begin{aligned} 0 &\leq \eta \leq 1, \\ 0 &\leq f \leq 1. \end{aligned} \quad (16)$$

给出不同取值的 η , f 在单一变量下对 2012 年调水调沙期异重流流量的影响, 计算结果以 HH4 断面为例 (图 11).

结合 2002 年参数率定时 η , f 对异重流交界面高程

和含沙量的影响(图 4(a)和(b))可以发现, η 表征上层清水掺混进入下层异重流的单宽流量大小, η 越大, 掺混的清水量越多, Z_i 和 Q_i 越大; 而 Z_i 通过影响 A_i 而引起的 S_i 降低略大于 Q_i 通过影响 S_i 而引起的 S_i 增加, 综合表现为 S_i 随着 η 的增大而减小, 但不明显. f 表征异重流所受阻力大小, 由于阻力位于异重流上表面, 和增大糙率 n 后的雍水相反, Z_i 会降低; 由于动量方程阻力项增大, Q_i 减小; 而 Z_i 通过影响 A_i 而引起的 S_i 增加稍小于 Q_i 通过影响 S_i 而引起的 S_i 减小, 综合表现为 S_i 随着 f 增加稍有减小, 但不明显. 另外随着 f 增大可发现异重流要素的相位均存在一定延后, 可知 f 的增加造成了模型响应的滞后.

天然河道底坡一般较小, 为便于分析, 本文 2002 年及 2012 年的支流底坡均可限制在 $(-0.1, 0.1)$, 由式(15)可知:

$$\begin{aligned} K &\geq 0, \\ 0 &\leq \xi \leq \frac{2-27J_{\max}}{2-9J_{\max}}, \end{aligned} \quad (17)$$

ξ 表征倒灌异重流自身能量的损失, 故 $\xi \geq 0$, 绘制不同的最大支流底坡 $J_{\max}$ 下的 K - ξ 关系, 并给出不同取值的 ξ 在单一变量下对 2012 年调水调沙期异重流要素的影响, 计算结果以 HH4 断面为例(图 12).

根据实测地形资料, 2002 年调水调沙期的计算中 $J_{\max}=0.045$, 于是有 $\xi \in (0, 0.49)$; 2012 年 $J_{\max}=0.016$, 于是有 $\xi \in (0, 0.84)$, 从图 12 中可以发现, 2012 年 K 与 ξ 在区间内呈抛物线关系, 驻点(0.31, 0.37). $\xi < 0.31$ 时, ξ 增大, K 及 q_{ii} 缓慢增加, Z_i 和 Q_i 因分流增加而减小; $\xi > 0.31$ 时则相反. 这与图中异重流要素随 ξ 的增大先减小再增加吻合. 2002 年 K 随 ξ 单调递减, 故 Z_i 和 Q_i 随 ξ 增加单调减小, 此处不再给出其计算结果. 根据 K - ξ 关系和实测数据进行率定, 确定 2002 年 $\xi=0.45$, 2012 年 $\xi=0.8$, 可知

图 11 HH4 断面处异重流流量在参数 η , f 单一变量取值下的变化过程. (a) Q_i - η 变化关系; (b) Q_i - f 变化关系

图 12 (网络版彩图) HH4断面处异重流要素在参数 ξ 单一变量取值下的变化过程及异重流倒灌时的 K - ξ 关系. (a) 不同 $J_{\max}$ 下 K - ξ 变化关系; (b) Q_t - ξ 变化关系; (c) Z_t - ξ 变化关系

若保持 K 值不变, $J_{\max}$ 越大, ξ 越小; 若保持 ξ 不变, $J_{\max}$ 越大, 则 K 值越小, 即支流底坡越大, 倒灌流量越小. 在推导控制方程时假设倒灌异重流的 S_d 与干流 S_t 相同, 即等比例分流含沙, 因此 S_t 过程不受 ξ 取值的影响, 图12不予给出.

对比所有计算结果可以发现, 交界面阻力 F 量级最大且存在于整个传播过程中, 故 f 对异重流要素的影响最大, 对异重流发展全过程均有较大影响; 异重流倒灌流量 q_d 量级次之, 故 ξ 影响其次; 清浑水掺混流量 q_{wm} 量级最小, 亦即 η 对计算结果的影响最小.

5 结论

(1) 建立了非静止水面假定下考虑干支流倒回灌的水库明流与异重流交替演算的一维耦合模型. 模型提出适用于复杂支流水系的零维水库法计算倒回灌净流量, 选用考虑支流底坡影响的公式计算异重流倒灌流量, 采用水沙完全耦合的控制方程耦合水流、泥沙、河床冲淤、干支流倒回灌的相互作用; 同时模型考虑了潜入点下游上层清水的倾斜和流动及其与异重流间的耦合; 模型选用异重流潜入判别条件衔接明流与异重流模块的计算, 计算结果表明其能够通过调水调沙期天然的进出库水沙条件较好地对于干支流倒回

灌影响下的明流流动及异重流形成、演进等水沙全过程进行模拟, 在已知相关初边界条件下亦可推广到库区任一洪水场次的明流和异重流的模拟.

(2) 小浪底水库支流库容较大, 干支流间形成倒回灌会对干流水沙过程和河床冲淤产生影响. 通过对比2012年小浪底水库调水调沙期是否考虑倒回灌影响的两种工况下的水沙运动模拟结果可以发现: 忽略倒回灌会造成计算的明流水位、流量、含沙量在倒灌期偏大, 回灌期偏小; 计算的异重流潜入位置及时间滞后, 异重流流速、交界面高程及含沙量偏大, 并过高地估计水库排沙量. 另一方面, 倒回灌的形式复杂多样, 存在下层异重流倒灌及上层清水倒回灌同时发生的复杂流态; 异重流倒灌亦会淤积支流容易形成拦门沙坎导致支流库容损失, 实践中应注意有效利用支流库容.

(3) 模型参数的敏感性分析表明清浑水掺混修正系数与异重流交界面高程、流量正相关, 与含沙量负相关, 对计算结果影响最小; 异重流倒灌阻力损失系数对计算结果影响较大, 其取值范围及对结果的影响则需依据支流底坡具体而定, 同一损失系数下, 支流底坡越大, 倒灌流量越小, 异重流交界面高程及流量越大, 含沙量则不受影响; 交界面阻力系数对计算结果影响最大, 其大小与异重流要素负相关, 且随着阻力系数的增大, 模型响应表现出较为明显的滞后.

参考文献

- Morris G L, Fan J H. Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for Sustainable Use. New York: McGraw-Hill, 1998. 442-468
- Bournet P E, Dartus D, Tassin B, et al. Numerical investigation of plunging density current. *J Hydraul Eng*, 1999, 125: 584-594
- Huang H, Imran J, Pirmez C. Numerical model of turbidity currents with a deforming bottom boundary. *J Hydraul Eng*, 2005, 131: 283-293
- Bradford S F, Katopodes N D. Hydrodynamics of turbid underflows. I: Formulation and numerical analysis. *J Hydraul Eng*, 1999, 125: 1006-1015

- 5 安新代, 石春先, 余欣, 等. 水库调水调沙回顾与展望——兼论小浪底水库运用方式研究. *泥沙研究*, 2002, 5: 36–42
- 6 许力伟. 非恒定异重流的数值模拟研究. 硕士学位论文. 天津: 天津大学, 2011. 39–49
- 7 张俊华, 王艳平, 张红武. 黄河小浪底水库运用初期库区淤积过程数值模拟研究. *水利学报*, 2002, 33: 110–115
- 8 Parker G, Garcia M, Fukushima Y, et al. Experiments on turbidity currents over an erodible bed. *J Hydraul Res*, 1987, 25: 123–147
- 9 Parker G, Fukushima Y, Pantin H M. Self-accelerating turbidity currents. *J Fluid Mech*, 1986, 171: 145–181
- 10 Hu P, Cao Z. Fully coupled mathematical modeling of turbidity currents over erodible bed. *Adv Water Resour*, 2009, 32: 1–15
- 11 Hu P, Cao Z, Pender G, et al. Numerical modelling of turbidity currents in the Xiaolangdi reservoir, Yellow River, China. *J Hydrol*, 2012, 464–465: 41–53
- 12 Wang Z, Xia J, Deng S, et al. One-dimensional morphodynamic model coupling open-channel flow and turbidity current in reservoir. *J Hydrol Hydromech*, 2017, 65: 68–79
- 13 Cao Z, Li J, Pender G, et al. Whole-process modeling of reservoir turbidity currents by a double layer-averaged model. *J Hydraul Eng*, 2015, 141: 04014069
- 14 张俊华, 马怀宝, 王婷, 等. 小浪底水库支流倒灌与淤积形态模型试验. *水利水电科技进展*, 2013, 33: 1–4
- 15 Wang Z, Xia J, Li T, et al. An integrated model coupling open-channel flow, turbidity current and flow exchanges between main river and tributaries in Xiaolangdi Reservoir, China. *J Hydrol*, 2016, 543: 548–561
- 16 张红武, 张清. 黄河水流挟沙力的计算公式. *人民黄河*, 1992, 11: 7–9
- 17 范家骅. 浑水异重流水量掺混系数的研究. *水利学报*, 2011, 42: 19–26
- 18 钱宁. 异重流. 北京: 水利出版社, 1957. 10–11
- 19 Toro E F. *Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*. Chichester: Wiley, 2001. 179–182
- 20 Ying X, Khan A A, Wang S S Y. Upwind conservative scheme for the Saint Venant equations. *J Hydraul Eng*, 2004, 130: 977–987
- 21 Xia J Q, Li T, Zhang J H, et al. Improved criterion for plunge of reservoir turbidity currents. *P I Civil Eng-Watm*, 2016, 170: 139–149
- 22 杨国录. *河流数学模型*. 北京: 海洋出版社, 1993. 89–94
- 23 张俊华, 陈书奎, 李书霞, 等. 小浪底水库拦沙初期水库泥沙研究. 郑州: 黄河水利出版社, 2007. 116–117
- 24 韩其为. *水库淤积*. 北京: 科学出版社, 2003. 108–116
- 25 金德春. 浑水异重流的运动和淤积. *水利学报*, 1981, 3: 39–48
- 26 秦文凯, 府仁寿, 韩其为. 反坡异重流的研究. *水动力学研究与进展*, 1995, 10: 637–647
- 27 王增辉, 夏军强, 李涛, 等. 考虑底坡的异重流倒灌流量计算公式. *泥沙研究*, 2017, 42: 1–5
- 28 Li Y, Zhang J, Ma H. Analytical Froude number solution for reservoir density inflows. *J Hydraul Res*, 2011, 49: 693–696

Whole-processes modeling of flow movement and sediment transport during the period of water-sediment regulation in Xiaolangdi Reservoir

XIONG ZhengWei¹, XIA JunQiang¹, WANG ZengHui¹, LI Tao² & ZHANG JunHua²

¹ State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China;

² Yellow River Institute of Hydraulic Research, Zhengzhou 450003, China

A one-dimensional coupled model has been proposed to consider the flow exchanges between main stream and tributaries during the alternative calculations between open-channel flow and turbidity currents, which is capable of simulating the whole process of flow and sediment transport covering these three different physical factors during the period of water-sediment regulation in the Xiaolangdi Reservoir. The modified storage-cell method was adopted for a complex tributary system to calculate the net flow exchanges caused by the water surface variation, and the discharge formula considering the effect of bottom slope of tributaries was applied to calculate the turbidity currents intrusion. Meanwhile, the plunge criterion of turbidity is used to connect the calculations of open-channel flow and turbidity currents, the static water surface assumption was no longer used so as to couple the interaction between the upper clear water and lower turbidity currents. The whole event of water-sediment regulation conducted in the Xiaolangdi Reservoir in 2002 was used for parameter calibration and the event of 2012 was simulated using both the proposed coupled model (Model I) and the model without considering the flow exchanges (Model II). The results show that the reservoir can be divided into three regions: the upper region with no tributary, the middle region with just open-channel flow and the lower region with turbidity currents, where both contain tributaries. Model I presented the results to closely agree with the measured processes in three regions. Among which the upper region is the only region the results calculated by Model II are as precise as Model I. However, with effects of the flow exchanges on the sediment transport and the conservation of water mass and flow momentum being omitted, Model II presented incorrect predictions in the lower two regions where there are tributaries: the calculated water level, discharge and sediment concentration in the middle region are rather high during the occasion of water intrusion and rather small during the occasion of water recharge; in the lower region, the location and occurrence of the plunge point were predicted to be delayed, and these turbidity factors were overestimated, covering interface level, discharge, flow velocity and sediment concentration, correspondingly, the sediment delivery ratio are rather large. Therefore, the effect caused by the tributary system is so enormous that it should not be neglected in the simulation. In addition, a detailed sensitivity analysis of coefficients in the turbidity module was also conducted in order to investigate the effects of these coefficients on the model predictions, with the proper variation range being determined for each coefficient. It indicates that the effects on the calculated factors caused by the drag coefficient at interface, the resistance coefficient of intrusion and the mixing coefficient between clear water and turbidity decreased in turn. Besides, with an increase in drag coefficient, the model response shows a time lag at a certain extent; with the bottom slope of tributaries not being constant, the effect of resistance coefficient requires a further discussion based on a specific slope.

open-channel flow, turbidity currents, flow exchanges between main stream and tributaries, coupled model, sensitivity analysis of parameters, Xiaolangdi Reservoir

doi: [10.1360/N092017-00295](https://doi.org/10.1360/N092017-00295)