

赣江航道整治工程泥沙数学模型

陈界仁, 陈国祥

(河海大学水资源环境学院, 江苏 南京 210098)

摘要:首先根据航道工程数学模型的特点构造二维紊流泥沙数学模型,并对模型中关键问题的处理方法进行讨论,然后利用实测资料对赣江下游丰城至小港口河段的水面线、断面流速分布、冲淤分布进行验证,最后对整治工程方案整治效果进行模拟计算和工程方案比选.结果表明:水位计算值与实测值误差一般小于 0.05 m,最大为 0.09 m,断面流速计算值与实测值误差最小为 0,个别点最大为 0.2 m/s,绝大部分在 0.1 m/s 以内,河段计算的冲淤量为 39.1 万 m^3 ,与实测值 39.6 万 m^3 较为接近,在整治水位时,水位壅高值最大为 0.30 m,流速增加值最大为 0.26 m/s;在大洪水条件下,水位壅高值最大为 0.06 m,流速增加值最大为 0.10 m/s.

关键词: 赣江, 航道整治, 数学模型

中图分类号: U617

文献标识码: A

文章编号: 1000-198X(2003)02-0224-05

樟树至南昌河段位于赣江下游,河段长 92.02 km.河道顺直微弯,弯曲系数为 1.3,河槽宽浅,中枯水时河段平均宽度 350~1400 m,平均水深 1.5~5.0 m.该河段河势受到天然节点和两岸堤防的约束,平面呈宽窄相间的莲藕状.节点处河宽较小,约为 600 m,节点之间河道放宽处形成汉道,有宽阔的河漫滩地.河槽有江心洲(滩),并成为碍航浅滩.该河段整治前航道等级为 VI 级,不能满足航运发展的要求,因此近期整治目标是将航道等级由 VI 级提高到 V 级.为此,本文利用二维泥沙数学模型对航道工程整治效果及其对行洪的影响进行分析研究.

1 航道整治工程数学模拟的特点

河道泥沙数学模型研究的问题侧重于宏观方面,一般采用一维模型即可.而要了解航道演变及航道工程对流态的影响,应用一维模型不够理想,因此应采用二维甚至三维模型.

天然河道边界不规则,河道中边滩、江心洲等随水位变动而变化,如何模拟河道不规则边界,解决计算域长宽比悬殊问题是航道整治工程数学模型发展和应用的关键.

航道水流运动复杂,航道内及整治工程附近的流速流态(回流、横流等)往往成为通航水流条件的重要指标.要准确地模拟不规则河岸及整治建筑物附近回流,应采用紊流模型.

天然河流泥沙运动极为复杂,既有悬移质又有推移质,它们在不同河段与不同工程问题中所起的作用是不同的.对于沙质河床有时为简单计,仅考虑悬移质运动,但对于卵石挟沙河床,推移质所起的作用不可忽略,甚至是引起河床变形的主要因素.对悬移质而言,通常是不平衡输沙,修建整治工程后,改变了水流运动条件,加剧了河床冲淤变化.河床组成常常是不均匀的,有时相差几十倍甚至几百倍,如沙挟砾石河床,泥沙起动和推移质运动应考虑非均匀泥沙粗细颗粒的相互影响.

航道整治工程数学模拟精度要求较高,浅滩水深有时仅差 0.1~0.2 m,通航水流条件的横流仅相差 0.1~0.2 m/s,为了达到设计要求,往往是“寸水必争”,因此对数学模拟提出了较高要求.

2 模型构造

采用贴体正交曲线坐标拟合河道不规则边界,建立拟合坐标系下的二维紊流不平衡输沙数学模型,模型

的控制方程为：

水流连续方程
$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}Hu)}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}Hv)}{\partial \eta}\right] = 0 \tag{1}$$

水流运动方程

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}uu)}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}uv)}{\partial \eta} + uv\frac{\partial C_{\xi}}{\partial \eta} - v^2\frac{\partial C_{\eta}}{\partial \xi}\right] = \\ -\frac{gu\sqrt{u^2+v^2}}{HC^2} - \frac{g}{C_{\xi}}\frac{\partial h}{\partial \xi} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}\sigma_{\xi\eta})}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}\sigma_{\eta\xi})}{\partial \eta} + \sigma_{\xi\eta}\frac{\partial C_{\xi}}{\partial \eta} - \sigma_{\eta\eta}\frac{\partial C_{\eta}}{\partial \xi}\right] \end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}uv)}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}vv)}{\partial \eta} + uv\frac{\partial C_{\eta}}{\partial \xi} - u^2\frac{\partial C_{\xi}}{\partial \eta}\right] = \\ -\frac{gv\sqrt{u^2+v^2}}{HC^2} - \frac{g}{C_{\eta}}\frac{\partial h}{\partial \eta} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}\sigma_{\xi\eta})}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}\sigma_{\eta\eta})}{\partial \eta} + \sigma_{\xi\eta}\frac{\partial C_{\eta}}{\partial \xi} - \sigma_{\xi\xi}\frac{\partial C_{\xi}}{\partial \eta}\right] \end{aligned} \tag{3}$$

式中： u, v —— ξ, η 方向流速分量； h ——水位； H ——水深； g ——重力加速度； $\sigma_{\xi\xi}, \sigma_{\eta\eta}, \sigma_{\xi\eta}, \sigma_{\eta\xi}$ ——应力项^[1]。应力项中的紊动粘性系数采用 $k-\epsilon$ 双方程紊流模式确定^[1]。

k 输运方程
$$\frac{\partial (Hk)}{\partial t} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}Huk)}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}Hvk)}{\partial \eta}\right] = \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{H\nu_t}{\sigma_k}\frac{C_{\eta}}{C_{\xi}}\frac{\partial k}{\partial \xi}\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{H\nu_t}{\sigma_k}\frac{C_{\eta}}{C_{\xi}}\frac{\partial k}{\partial \eta}\right)\right] + H(P_k + P_{kv} - \epsilon) \tag{4}$$

ϵ 输运方程
$$\frac{\partial (H\epsilon)}{\partial t} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}Hu\epsilon)}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}Hv\epsilon)}{\partial \eta}\right] = \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\nu_t H}{\sigma_{\epsilon}}\frac{C_{\eta}}{C_{\xi}}\frac{\partial \epsilon}{\partial \xi}\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\nu_t H}{\sigma_{\epsilon}}\frac{C_{\eta}}{C_{\xi}}\frac{\partial \epsilon}{\partial \eta}\right)\right] + H\left(C_{1\epsilon}\frac{\epsilon}{k}P_k - C_{2\epsilon}\frac{\epsilon^2}{k} + P_{\epsilon v}\right) \tag{5}$$

式中： $C_u = 0.09$ ； $\sigma_k = 1.0$ ； $\sigma_{\epsilon} = 1.3$ ； $C_{1\epsilon} = 1.44$ ； $C_{2\epsilon} = 1.92$ ； $P_k, P_{\epsilon v}$ 为床底切力引起的紊动效应^[1]。

悬移质扩散方程

$$\begin{aligned} \frac{\partial (HS_i)}{\partial t} + \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial (C_{\eta}HuS_i)}{\partial \xi} + \frac{\partial (C_{\xi}HvS_i)}{\partial \eta}\right] = \\ \frac{1}{C_{\xi}C_{\eta}}\left[\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\epsilon_{\xi}}{\sigma_s}\frac{C_{\eta}}{C_{\xi}}\frac{\partial S_i}{\partial \xi}\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\epsilon_{\eta}}{\sigma_s}\frac{C_{\xi}}{C_{\eta}}\frac{\partial S_i}{\partial \eta}\right)\right] + \alpha_i\omega_i(S_i^* - S_i) \end{aligned} \tag{6}$$

式中： α_i ——悬沙中第 i 组泥沙恢复饱和系数； ω_i ——第 i 组泥沙的沉速； S_i, S_i^* ——分组粒径的含沙量及挟沙力； $\epsilon_{\xi}, \epsilon_{\eta}$ —— ξ 及 η 方向的泥沙扩散系数。

河床变形受悬移质和推移质共同作用，根据沙量守恒原理得到河床变形方程为

$$\gamma'_s\frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{1}{C_{\xi}}\frac{\partial g_{b\xi}}{\partial \xi} + \frac{1}{C_{\eta}}\frac{\partial g_{b\eta}}{\partial \eta} = \sum_{i=1}^n \alpha\omega_i(S_i - S_i^*) \tag{7}$$

式中： Z_b ——河床高程； γ'_s ——泥沙淤积物干容重。

3 关键问题的处理

3.1 整治工程对阻力的影响

整治工程对阻力的影响，目前在理论上和实践上都没有得到很好的解决。在丁坝附近，由于水流受到压缩，在主流区与回流区交界处存在流速梯度，从而形成旋涡，增加能量损失，增大水流阻力。但随着水位的升高，丁坝的淹没，这种损失逐渐减小。孔祥柏^[2]对淹没丁坝、非淹没丁坝进行了试验研究，提出了单丁坝局部水头损失计算方法。其结果是断面平均值，如何应用到二维计算还有待进一步研究。本文模型计算中，在丁坝密集处适当加密网格，对与丁坝靠近的网格单元进行加糙处理，如单元没有露出水面，适当加大糙率单元高度，按正常单元进行计算，如该单元露出水面，则按冻结法进行处理，以反映丁坝对阻力的影响。

3.2 挟沙力

现有泥沙数学模型中，不同模型采用不同的挟沙力公式，说明水流挟沙力问题比较复杂。二维泥沙模型中水流挟沙力大多直接引用一维结果，将公式中断面平均的水力因素用垂线平均值来代替。一些研究者试图

给出二维条件下的挟沙力公式,但问题并未得到解决.本文模型计算中采用应用较广的挟沙力公式^[3],考虑泥沙输送的单向淤积、单向冲刷及淤粗冲细 3 种模式分别计算水流挟沙力.

3.3 泥沙恢复饱和系数

二维悬沙扩散方程中的泥沙恢复饱和系数 α 是表征悬移质沿水深分布状况的参数,它与水流和泥沙特性有关.不同研究者对 α 的取值是不同的.文献^[4]认为,不同粒径的 α 值是不同的,很难从扩散方程得出 α 值,只能通过数模计算结果与实测资料的“磨合”来率定.在本文模型计算中,根据实测资料验证结果,淤积时 $\alpha = 0.5$,冲刷时 $\alpha = 1.0$.

3.4 推移质输沙率

现有的推移质输沙率公式较多,但由于天然河流实测资料精度较差,目前对推移质输沙的研究还很不成熟.根据赣江实测资料分析,本模型采用窦国仁推移质输沙率公式

$$g_{bi} = P_{bi} \frac{K_0}{C_0^2} \frac{\gamma_s \gamma}{\gamma_s - \gamma} \frac{(U - U_0)U^3}{g\omega_{bm}}$$

(8)

式中: U_0 ——泥沙起动流速, $U_0 = 0.265 \ln \left(11 \times \frac{H}{\Delta} \right) \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g d_i}$; ω_{bm} ——推移质平均粒径对应的沉速; $K_0 = 0.01$; $C_0 = 2.5 \ln \left(11 \times \frac{H}{\Delta} \right)$; Δ ——床面粗糙度, $\Delta = \max [d_{50}, 0.5]$,即 Δ 取 0.5 mm 和床沙 d_{50} 中的较大值.将床沙按粒径大小分组,分别求出每组的输沙率,再求和即得.

方程(1)~(5)转化为对流-扩散方程的统一形式,对流-扩散方程采用 SIMPLER 离散格式进行求解.模型进口边界条件采用流量、含沙量过程,出口边界条件采用水位过程.

4 模型验证及应用

验证河段为丰城至小港口.河段上游有石上水文站,下游有市汊水位站,来水来沙主要在汛期,多年平均流量为 $2160 \text{ m}^3/\text{s}$,悬移质含沙量较小,属少沙河流,多年平均输沙量为 809.8 万 t.该河段床沙为沙挟砾石,浅滩床沙表层 d_{50} 为 0.6~1.7 mm.

4.1 正交曲线网格的生成

丰城至小港口河段全长约 12 km,中间布置 5 个水尺点,4 个测流断面.计算域初始地形用 1997 年 4 月实测地形,验证计算时段为 1997 年 4~12 月.计算域沿河道纵向布置 95 个网格线,横向布置 41 个网格线,网格间距纵向为 50~130 m,横向为 20~50 m,计算网格见图 1.

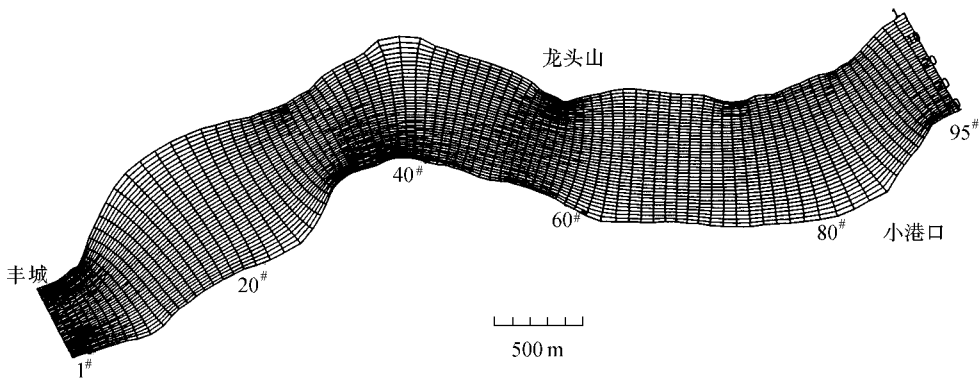


图 1 丰城至小港口河段正交曲线网络

Fig.1 Orthogonal curvilinear grid for Fengcheng-Xiaogangkou section

4.2 水位验证

根据 1997 年 4 月实测河道地形图,石上、外洲水文站流量、水位、含沙量,以及市汊水位站水位,应用二维水流泥沙数学模型计算了该河段糙率与流量的关系.当流量小于 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时 $n = 0.013 \sim 0.019$,当流量为 $1000 \sim 6000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时 $n = 0.02 \sim 0.025$,当流量大于 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时 $n = 0.025 \sim 0.028$,即糙率随着流量的增加而增大.取流量 $Q = 1700 \text{ m}^3/\text{s}$ 进行了验证计算,结果表明:计算的瞬时水面线与实测值吻合较好,一般误差小于 0.05 m,个别点的最大误差为 0.09 m.流量小时,床面较平整,所以糙率相对较小.

4.3 流速分布验证

计算河段中沿程布设了 4 个测流断面, 同样选取 $Q = 1\,700\text{ m}^3/\text{s}$ 流量级下的计算流速分布与实测值进行比较. 比较结果表明, 各断面流速计算误差除个别点超过 0.2 m/s 外, 其余误差都在 0.10 m/s 以内(图 2), 可见验证效果较好.

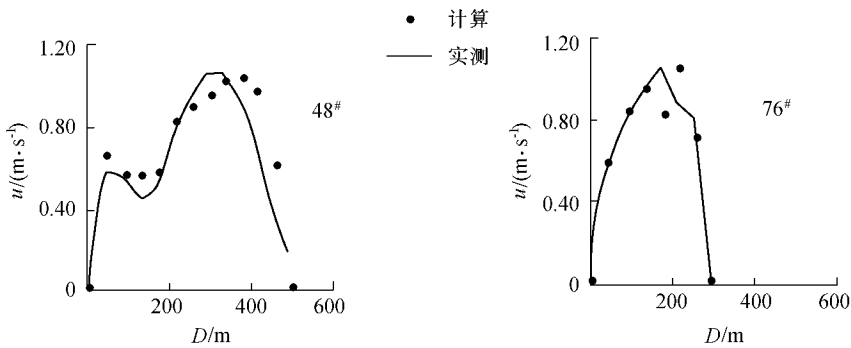


图 2 断面流速分布验证

Fig.2 Verification of cross-section velocity distribution

4.4 冲淤量及分布验证

通过套绘丰城至小港口河段实测地形图及分析计算得知, 该河段 1997 年总体处于淤积状态, 实测淤积量为 39.1 万 m^3 . 勾绘 1 m 冲淤等值线后发现, 全河段处于微冲微淤、冲淤相间的基本平衡状态. 本文模型所计算的该河段总的淤积量为 39.6 万 m^3 , 与实测值十分接近.

4.5 模型应用

运用验证的泥沙数学模型对石上水文站至小港口河段设计的整治工程方案进行模拟计算. 该河段全长 18.9 km , 布置丁坝 14 座, 挖槽 5 条, 护岸 3 处, 设计工程方案 2 个, 需进行方案比较. 该河段正交曲线拟合生成网格为 161×43 . 模拟计算了工程前后水位、流场流速及河床冲淤变化.

计算结果表明: 工程后, 在整治水位时, 该河段最大水位壅高为 $21 \sim 30\text{ cm}$, 断面平均流速增大 $0.2 \sim 0.26\text{ m/s}$, 丁坝附近断面流速工程前后有明显变化; 在 20 年一遇洪水条件下, 水位最大壅高为 $5 \sim 6\text{ cm}$, 流速增大值为 $0.05 \sim 0.1\text{ m/s}$, 断面流速分布工程前后几乎重合(图 3), 工程对行洪无明显影响. 比较两个方案的水位壅高和流速变化可知, 方案 1 和方案 2 的最大水位壅高相差不大, 但方案 1 的洪水壅高范围较方案 2 小, 因此推荐方案 1.

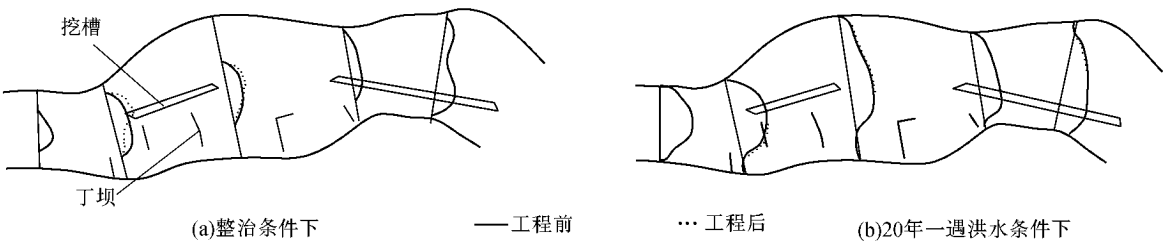


图 3 工程前后断面流速分布比较

Fig.3 Comparison of velocity distribution before the start of the project and after the completion of it

应用该模型计算了航道整治工程建成后经过 1 个水文年及 3 个水文年调整后的河道冲淤变化, 结果表明, 整治工程建成后, 在中枯水条件下, 丁坝束水归槽, 主槽流速增加, 河槽发生冲刷, 水深增加; 水位漫过丁坝后, 河槽冲刷作用减小, 由于丁坝回流, 坝田流速减小, 产生淤积.

5 结 语

针对航道工程数学模拟的特点建立了平面二维紊流不平衡输沙数学模型, 根据实测资料对模型进行了水面线、流速分布及河道冲淤验证. 应用该模型计算了航道整治工程后的壅水、流速变化及河床冲淤变化情况, 结果基本合理.

参考文献：

- [1] 金忠青. N-S 方程数值解与紊流模型[M]. 南京: 河海大学出版社, 1995. 193—206.
- [2] 孔祥柏. 丁坝对水流影响的试验研究[J]. 水利水运科学研究, 1983 (2): 67—77.
- [3] 李义天. 冲积河道平面变形计算初步研究[J]. 泥沙研究, 1988 (1): 34—44.
- [4] 韦直林. 黄河泥沙冲淤数学模型[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 1998. 32—39.

2-D sediment mathematical model for Ganjiang River waterway project

CHEN Jie-ren , CHEN Guo-xiang

(College of Water Resources and Environment , Hohai Univ. , Nanjing 210098 , China)

Abstract : Based on the characteristics of the mathematical model for waterway projects , a 2-D sediment mathematical model was constructed , and some key problems were discussed . Then the water level curve , the velocity distribution over the cross-section , and the scour and deposition distribution along the Fengcheng-Xiaogangkou section on the lower Ganjiang River obtained by the model were verified with the measured data . Finally some schemes for the project were compared , and the effects of the regulation schemes were simulated . The results show that the differences between the calculated and measured water levels are generally smaller than 0.05 m , the maximum of which is 0.09 m , that the differences between the calculated and measured velocities in the cross-section are mostly smaller than 0.1 m/s , the maximum of which is 0.2 m/s , and that the calculated amount of scour and deposition along the river section is $39.1 \times 10^4 \text{ m}^3$, which is close to the measured data of $39.6 \times 10^4 \text{ m}^3$. It is also indicated that the maximum increment of water level is 0.30 m , and the maximum increment of flow velocity is 0.26 m/s at the regulated level after completion of the project , while under the condition of serious floods , the maximum increment of water level is 0.06 m , and the maximum increment of flow velocity is 0.10 m/s .

Key words : Ganjiang River ; waterway regulation ; mathematical model