三维紊流悬沙数学模型及应用*

陆永军① 窦国仁① 韩龙喜② 邵学军③ 杨向华①③

(① 南京水利科学研究院，南京 210029; ② 河海大学环境工程学院，南京 210098; ③ 清华大学水利水电工程系，北京 100084)

摘要 根据紊流随机理论，导出了各向异性紊流的 Reynolds 应力的数值格式. 将精细壁函数应用于边壁处理. 将传统的悬沙运动、床沙级配控制方程推广到三维模型. 给出了床面附近含沙量表达式. 建立了三维紊流悬沙数学模型. 用葛洲坝水利枢纽建库前后水沙资料对该模型进行了检验，结果基本一致. 将该模型应用于三峡工程坝区泥沙冲淤问题的研究，预测了三峡工程建成后坝区上游河段泥沙冲淤发展过程及其分布、河床淤积物级配组成及不同时期、不同高程的流场、含沙量场等，计算结果与物理模型试验值比较接近.

关键词 紊流 随机理论 非均匀悬沙 河床冲淤 三维 数学模型 三峡工程

近年来，一维泥沙数学模型已经得到广泛的应用. 但这类数学模型提供的信息有限，不能完全满足工程规划设计的要求. 二维泥沙数学模型发展迅速，并已用于解决大范围的工程泥沙问题. 然而在工程附近，水流和泥沙运动已属于三维问题，二维泥沙数学模型的应用受到了限制. 因此，三维泥沙数学模型成为泥沙及河流动力学的前沿课题之一，许多学者对此进行了有益的探索.

McAnally[1]和Chen[2]对河口三维水沙运动进行了研究. Wang和Adeff[3]采用有限元方法建立了一个河流泥沙三维数学模型. Demuren和Rodi[4]采用k-ε紊流模式模拟了弯道中示踪物的运动，Demuren[5]后来将这一模式拓展应用于悬移质输移模拟，1991 年，Demuren[6]又建立了推移质运动模型，并计算了由Odgarrd- Bergs[7]完成的 180°弯道水槽的水流和泥沙运动. Rijn[8]采用组合模式，水流由水深平均二维模型计算，流速沿水深的分布采用对数流速分布公式，进而发展了一个组合的三维数值模型. Shimizu[9]采用三维泥沙数学模型计算了弯曲河道的的水流及河

2003-06-19 收稿, 2003-11-18 收修改稿

* “九五”三峡工程泥沙问题基础性研究(批准号: 95-3-3)和国家自然科学基金(批准号: 50179015, 50379027)资助项目

床变形. Frenette等人[10]假定河床是不可冲刷的刚性边界条件下，建立了一个三维泥沙模型，计算了来自上游点源的泥沙在往下游运动中的扩散和沉积. Prinos[11]采用三维N-S方程、k-ε双方程及悬移质的对流扩散方程，对复式断面明渠悬移质的输移进行了数值计算. Wang等人[12]发展了一个三维泥沙数学模型，可以模拟冲积河流中的水流、泥沙运动和河床地形变化，特别是用于模拟桥墩附近的局部冲刷问题. Lin和Falconer[13]建立了一个模拟河口水流及悬移质运动模型，该模型采用静水压力假定和一个简单的紊动黏性系数. Wu等人[14]提出了一个三维全沙数值模型，其中水流采用Reynolds方程及k-ε紊流模式. Olsen和Skoglund[15]及Olsen和Kjellesvig[16]建立了一个沉沙池和局部最大冲深模拟的三维数值模型. Fang等人[17]建立了一个模拟紊动二次流和悬移质运动非正交曲线网格的三维数值模型，模型中采用不平衡输沙模式.

泥沙运动理论及泥沙模拟方法是以紊流结构为基础的，只有深入了解紊流的脉动结构和时均结构，才能更好地研究泥沙运动规律[18]，并建立数学模型. k-ε紊流模型和其他模型的发展越来越成熟，并在工程实际中得到应用. 由于k-ε模型采用了Boussinesq假设，因而对复杂问题预测性还不强，限制了该模型的应用范围，例如对浮力流、旋转流、弯曲明渠流及有流线曲率效应影响的流动的预测. 窦国仁提出的紊流随机模型克服了Boussinesq假设的缺陷，并已应用到明渠[19,20]、边界层[21]和减阻流[22]等的研究中，从而形成了一套完整的体系[19,22]. 以往的三维泥沙数学模型的水流模拟大多采用零方程模型或k-ε紊流模型. 本文根据窦国仁的紊流随机理论，建立了三维紊流悬沙数学模型，并将该模型用于三峡工程的水流及泥沙模拟 1).

1 控制方程

在 Descartes 坐标系中，三维不可压缩小含沙量水流、悬沙运动及河床变形方程如下:

1.1 连续方程

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0. \tag{1}$$

1.2 动量方程(Reynolds 方程)

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = X_i - \frac{1}{\rho}\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j}\left(\nu \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j}\right) - \frac{\partial \overline{u_i' u_j'}}{\partial x_j}. \tag{2}$$

为封闭Reynolds方程，根据窦国仁紊流随机理论，紊流流动流速的脉动相关

1) 陆永军，韩龙喜，杨向华. 三维紊流泥沙数学模型及其在三峡坝区冲淤计算中的应用. 南京水利科学研究院科研报告, 2002 年 9 月

矩为[19]

$$-\overline{u_i'u_j'}=-\beta_{ij}\delta_{ij}+\varepsilon_{ij}\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_j}+\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial x_i}\right), \tag{3}$$

这里,

$$\beta_{ij}=\frac{2}{3}k+2C_l\frac{k^3}{\varepsilon^2}\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_m}\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial x_l}-\frac{Q}{3}-\frac{R}{48}\right), \tag{4}$$

$$\varepsilon_{ij}=C_t\frac{k^2}{\varepsilon}-\frac{C_l}{8}\frac{k^3}{\varepsilon^2}(3\delta_{lm}-1)\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_m}+\frac{\partial\bar{u}_m}{\partial x_i}\right)\left(\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial x_l}+\frac{\partial\bar{u}_l}{\partial x_j}\right)\Bigg/\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_j}+\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial x_i}\right), \tag{5}$$

$$Q=\frac{\partial\bar{u}_\alpha}{\partial x_m}\frac{\partial\bar{u}_\alpha}{\partial x_l}, \tag{6}$$

$$R=(3\delta_{lm}-1)\left(\frac{\partial\bar{u}_\alpha}{\partial x_m}+\frac{\partial\bar{u}_m}{\partial x_\alpha}\right)\left(\frac{\partial\bar{u}_\alpha}{\partial x_l}+\frac{\partial\bar{u}_l}{\partial x_\alpha}\right). \tag{7}$$

单位水体紊动动能 k 及紊动动能耗散率 ε 的输运方程为

$$\frac{\partial k}{\partial t}+\bar{u}_i\frac{\partial k}{\partial x_i}=\frac{\partial}{\partial x_i}\left[\frac{\nu_t}{\sigma_k}\frac{\partial k}{\partial x_i}\right]+G-\varepsilon, \tag{8}$$

$$\frac{\partial\varepsilon}{\partial t}+\bar{u}_i\frac{\partial\varepsilon}{\partial x_i}=\frac{\partial}{\partial x_i}\left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon}\right)\frac{\partial\varepsilon}{\partial x_i}\right]+\frac{C_1\varepsilon}{k}G-C_2\rho\frac{\varepsilon^2}{k}. \tag{9}$$

此处 G 为紊动动能产生项, 用下式来表示:

$$G=\nu_t\left[2\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_i}\right)^2+\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_j}+\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial x_i}\right)^2\right]. \tag{10}$$

ε_{ij} 相当于 Boussinesq 假设中的紊动黏滞系数 ν_t, Boussinesq 认为 Reynolds 应力可表达为

$$-\overline{u_i'u_j'}=-\frac{2}{3}k\delta_{ij}+\nu_t\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_j}+\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial x_i}\right), \tag{11}$$

$$\nu_t=c_u\frac{k^2}{\varepsilon}. \tag{12}$$

由于 ε_{ij} 表示为一个二阶张量, 所以可以反映紊动黏滞系数为各向异性的一般流动; C_t 和 C_l 为经验系数; 脚标 m 和 l 均表示 1~3 项之和.

只要能够确定(4)和(5)式中的系数 C_t 和 C_l, 加上 k 方程、ε 方程及 Reynolds 方程, 即构成封闭的方程组, 就可以求解紊流流动问题.

叶坚-窦国仁的研究表明[23], 紊动参数 C_t 和 C_l 的取值如表 1.

由表 1 看出, 当取 C_t = 0.09, C_l = 0.00 时, 本模型变成了 k-ε 模型, 所以 k-ε

模型可以看成是本模型的一个特例. 由实验及计算经验取 C_t = 0.08386, 则 C_l = 0.0147.

表 1 紊流随机模型系数表

C_t	0.09	0.08583	0.08386	0.0817
C_l	0.00	0.01	0.0147	0.02

1.3 悬移质不平衡输沙方程

非均匀悬移质按其粒径大小可分成 n_0 组, 用 S_L 表示第 L 组粒径含沙量, P_{SL} 表示此粒径组含沙量所占的比值, 则

$$S_L = P_{SL} S, \quad S = \sum_{L=1}^{n_0} S_L .$$

针对非均匀悬移质中第 L 组粒径的含沙量, 三维悬移质不平衡输沙基本方程为 1)

$$\frac{\partial S_L}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial S_L}{\partial x_j} - \omega_L \frac{\partial S_L}{\partial x_z} = \frac{\partial}{\partial x_j}\left(\frac{\nu_t}{\sigma_s}\frac{\partial S_L}{\partial x_j}\right), \tag{13}$$

式中, ω_L为第L组泥沙沉速; 紊动Schmidt数, $\sigma_S = 1$ [14].

1.4 河床变形方程

$$\gamma_s' \frac{\partial Z_{bL}}{\partial t} = \omega_L (S_{bL} - S_{bL}^*), \tag{14}$$

式中, S_{bL} 和 S_{bL}^* 分别表示床面附近第 L 组泥沙的含沙量及挟沙能力.

河床总变形 $Z_b = \sum Z_{bL}$.

1.5 床沙级配方程

床沙级配方程为

$$\gamma_s' \frac{\partial E_m P_{mL}}{\partial t} + \omega_L (S_{bL} - S_{bL}^*) + [\varepsilon_1 P_{mL} + (1-\varepsilon_1) P_{mL0}]\gamma_s' \left(\frac{\partial Z_{bL}}{\partial t} - \frac{\partial E_m}{\partial t}\right) = 0, \tag{15}$$

此式是将CARICHAR混合层模型[24]推广到三维模型的. E_m表示混合层厚度; (15)式中左端第 3 项的物理意义为: 混合层下界面在冲刷过程中将不断下切底床以求得底床对混合层的补给, 进而保证混合层内有足够的颗粒被冲刷而不致于亏损; 当混合层在冲刷过程中波及到原始底床时, $\varepsilon_1 = 0$, 否则$\varepsilon_1 = 1$; P_{mL0}表示原始床沙级配; P_{mL}表示床沙级配.

这样, 方程(1), (2), (8), (9), (13)~(15)构成了完整的三维紊流悬沙数学模型的控制方程. 为方便起见, 后文的叙述中将略去时均符号.

1) 见 312 页脚注

2　边界条件

2.1　壁面边界Γ_1

2.1.1　壁面函数法

Launder和Spalding等人[25]将高Re数的k-ε模型加以修正，使它可以同时用到壁面附近的黏性底层，提出了低Re数模型. 采用这种方法时，由于在黏性底层内速度梯度很大，需要布置相当多的节点，因而无论在计算时间还是所需内存方面都比较多. Spalding等人提出了壁面函数法[26]，其基本思想是: 在黏性底层内不布置任何节点，把靠近壁面的第一个计算节点布置在黏性底层之外的完全紊流区.

本文采用叶坚 1) 推求的适合于更一般情况的函数——精细壁函数.

2.1.2　床面附近的含沙量 S_{bL}

数值计算中，已知床面以上某一节点的含沙量 S_{kL}，需推求床面附近的含沙量 S_{bL}，具体的处理如图 1 所示.

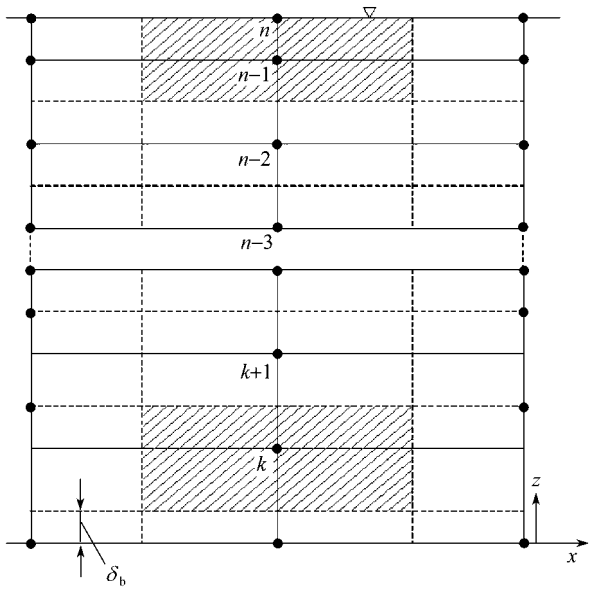

图 1　床面及床面附近控制体示意图

$$S_{bL} = S_{kL} + S_{bL}^{*}[1 - \mathrm{e}^{-(\omega_L \sigma_s / \nu_t)(Z_k - \delta_b)}], \tag{16}$$

这里，δ_b表示床面泥沙交换层的厚度，Einstein认为$\delta_b = 2D_{50}$[27]; Rijn[28], Garcia和Parker则取$\delta_b = 0.01$~$0.05\ h$ (h为水深); 本文根据床面形式不同取值不同，平整床面$\delta_b = 2D_{50}$，沙波床面取沙波高度的 2/3.

1) 叶　坚. 紊流 K-ε-S 模型的研究以及应用. 博士学位论文，南京: 南京水利科学研究院, 1989

2.1.3 床面附近挟沙能力 S_{bL}^*

采用张瑞瑾等人[29]确定床面附近挟沙能力 S_{bL}^* 的方法:

$$S_{bL}^* = S_L^* / \int_{\eta_b}^{\eta_h} \exp\left\{\frac{\omega_L}{\kappa u_*}[f(\eta) - f(\eta_b)]\right\} \mathrm{d}\eta, \tag{17}$$

这里, $f(\eta)$为含沙量沿垂线分布函数[29]; $\eta = 1 - Z/h$; η_b和η_h分别为距离床面和水面的相对位置. $S_L^* = k_0(U^3/h)^m P_{SL} / \sum P_{SL}\omega_L^m$, 长江三峡坝区河段$k_0$ = 0.023~0.024, 长江中游冲淤平衡河段k_0 = 0.015~0.017, m采用韩其为[30]建议的值m = 0.92.

2.2 入流边界Γ_2

$$\begin{gathered} u|_{\Gamma_2} = u_m,\ v|_{\Gamma_2} = v_m,\ w|_{\Gamma_2} = w_m, \\ k|_{\Gamma_2} = k_m,\ \varepsilon|_{\Gamma_2} = \varepsilon_m,\ S_L|_{\Gamma_2} = S_{Lm}, \end{gathered} \tag{18}$$

式中, u_m, v_m 和 w_m 由上边界流量求出各垂线的垂线平均流速后, 按对数分布及壁函数求得.

2.3 出流边界Γ_3

$$\begin{gathered} \frac{\partial u}{\partial n} = \frac{\partial v}{\partial n} = \frac{\partial w}{\partial n} = \frac{\partial K}{\partial n} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial n} = \frac{\partial S}{\partial n} = \frac{\partial P}{\partial n} = 0, \\ Z_S|_{\Gamma_3} = Z_{\mathrm{sout}}, \end{gathered} \tag{19}$$

式中, Z_{sout} 为水位, 各变量在出流边界法向导数为 0.

2.4 自由表面Γ_4

近十年来, 处理自由表面问题主要有以下几种方法: 标记结点法、空隙比法和标高函数法. 本文采用Wu等人[14]导出的明渠流动中自由面位置Z_S的压力Possion方程. 其他物理量在自由面Γ_4处采用其法向梯度为零的边界条件:

$$\begin{gathered} \left.\frac{\partial u}{\partial n}\right|_{\Gamma_4} = 0,\ \left.\frac{\partial v}{\partial n}\right|_{\Gamma_4} = 0,\ \left.\frac{\partial w}{\partial n}\right|_{\Gamma_4} = 0, \\ \left.\frac{\partial k}{\partial n}\right|_{\Gamma_4} = 0,\ \left.\frac{\partial \varepsilon}{\partial n}\right|_{\Gamma_4} = 0,\ \omega_L S_L|_{\Gamma_4} = 0. \end{gathered} \tag{20}$$

3 数值计算方法

3.1 基本思路

首先用正交曲线坐标变换将三维计算区域的平面区域变换为矩形区域[31,32], 然后采用冻结法处理不规则边界, 用守恒性较好的有限体积法[33]离散方程, 最后用SIMPLE-C算法进行求解.

3.2　正交曲线坐标下的控制方程

引入正交曲线坐标变换:

$$\begin{aligned}\xi &= \xi(x, y),\\ \eta &= \eta(x, y),\\ \zeta &= z,\end{aligned} \tag{21}$$

式中, x, y 和 z 分别为物理平面上的纵向坐标、横向坐标和垂向坐标; ξ, η和ζ分别为变换平面上的纵向坐标、横向坐标和垂向坐标. 正交曲线坐标中的 Lamé 系数为 $h_\xi = \sqrt{x_\xi^2 + y_\eta^2}$, $h_\eta = \sqrt{x_\eta^2 + y_\eta^2}$, $h_\zeta = 1$. 设流速在正交曲线坐标下的分量分别为 $\tilde{u}$, $\tilde{v}$ 和 $\tilde{w}$, 则有

$$\begin{aligned}u &= \frac{x_\xi}{h_\xi}\tilde{u} + \frac{x_\eta}{h_\eta}\tilde{v},\\ v &= \frac{y_\xi}{h_\xi}\tilde{u} + \frac{y_\eta}{h_\eta}\tilde{v},\\ w &= \tilde{w}.\end{aligned} \tag{22}$$

在曲线坐标系下, 通用控制方程转化为

$$\begin{aligned}&\frac{\partial\varphi}{\partial t} + \frac{1}{h_\xi h_\eta}\frac{\partial}{\partial\xi}(h_\eta\tilde{u}\varphi) + \frac{1}{h_\xi h_\eta}\frac{\partial}{\partial\eta}(h_\xi\tilde{v}\varphi) + \frac{1}{h_\xi h_\eta}\frac{\partial}{\partial z}(\tilde{w}\varphi)\\ &= \frac{1}{h_\xi h_\eta}\frac{\partial}{\partial\xi}\left(\nu_{\varphi\xi}\frac{h_\eta}{h_\xi}\frac{\partial\varphi}{\partial\xi}\right) + \frac{1}{h_\xi h_\eta}\frac{\partial}{\partial\eta}\left(\nu_{\varphi\eta}\frac{h_\xi}{h_\eta}\frac{\partial\varphi}{\partial\eta}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\nu_{\varphi z}\frac{\partial\varphi}{\partial z}\right) + S_\varphi.\end{aligned} \tag{23}$$

为表达方便, 文中的 $\tilde{u}$, $\tilde{v}$ 和 $\tilde{w}$ 去掉上标“~”, 直接写成 u, v 和 w, 但此时是曲线坐标系下ξ, η和ζ方向的流速分量. 这样, 完整的三维紊流悬沙数学模型控制方程(1), (2), (8), (9)和(13)~(15)均可按(23)式标准化 1).

3.3　控制方程的数值解

根据通用控制方程式(23)的特点, 将布置成交错网格, 即u, v, w, k, ε, S_L, 底床冲淤厚度Z_{bL}等物理量并不布置在同一网格上, 并使进出口边界通过纵向流速的计算点, 固壁通过横向流速的计算点, 网格的疏密程度视物理量变化程度而定. 利用控制体积法离散控制方程, 将计算区域划分成一系列连续但互不重合的有限体积——控制体积, 每个控制体积内包含一个计算节点, 得出一组离散方程, 其中未知数是网格节点上因变量φ的值. 本文将控制面布置在相邻节点的中间, 并且根据对流-扩散方程解的特点, 设节点间物理量按幂函数规律变化, 与对流及扩散强度有关. 计算程式采用Pantankar[33]压力校正法(即SIMPLE-C算法)原理.

1) 见 312 页脚注

4 葛洲坝水利枢纽建库前后的三峡工程坝区河段水沙验证

文献[23]通过对二维宽明渠和方腔流的数值模拟，证明了基于紊流随机理论模型是成功的，与试验相比，由紊流随机模型计算的流速分布、Reynolds应力分布及紊动动能分布比k-ε模型更符合实际[23].

陈永军计算了多种组合、不同挖深比、不同坡度、不同航槽开挖角度的三维航槽水流流场[1)]，还进行了松散床面泥沙掀起的纯悬浮过程中含沙量沿垂线分布的验证及纯淤积过程中含沙量沿垂线分布的验证，验证表明，计算值与试验值吻合较好[1)]. 这里给出葛洲坝水利枢纽建库前后的三峡工程坝区河段水沙验证情况.

4.1 模拟河段河道特性

三峡工程的坝区河段位于长江三峡的西陵峡内. 本次模拟河段上起庙河下至三斗坪的坝轴线，全长约 16 km. 河段下切于风化较深的黄陵背斜闪长岩和花岗岩的深切河谷中，两岸均为低山丘陵，河床宽阔，洪水河宽一般为 600~700 m，最大洪水河宽在三斗坪附近，达 1400 余米.

模拟河段平面上呈微弯型，进口为庙河，河宽仅 500 余米，庙河至偏岩子长约 6.5 km 为微弯段，偏岩子到太平溪长约 4 km 为弯曲段，太平溪至坝轴线长约 5 km 为顺直段. 坝区河势如图 2 所示. 坝区河段河床由岩石、乱石及卵石组成，比降陡，水流湍急，枯水和汛期水面比降在 0.375‰~0.506‰之间，是川江航运条件最恶劣的河段之一. 葛洲坝枢纽蓄水后，本河段属于常年回水区，枯季水位抬高 15~20 m，汛期水位抬高 2~4 m，水面比降减缓为 0.016‰~0.297‰.

长江水量丰沛，输沙量也较大，宜昌站多年平均径流量为 4.39×10^{12} m^3. 多年平均悬移质输沙量为 5.26×10^{8} t.

4.2 计算区域网格生成

沿河长方向布置163层网格，沿河宽方向布置81层网格，在最大水深处沿水深方向布置 15 层网格，经正交曲线计算，形成正交曲线网格，共有网格节点 163×81×15. 图 3 为网格的平面示意图.

模型起始地形采用的资料是：水上部分采用长办 1978 年航测、1980 年成图的 1∶5000 地形图；水下部分采用长江航道局川江测量总队 1979 年施测的 1∶5000 地形图.

4.3 葛洲坝水库蓄水前后水面线的验证

选取 1980 年葛洲坝水库蓄水前的五组实测资料(流量从枯水 8440 m^3/s 至洪

1) 见 312 页脚注

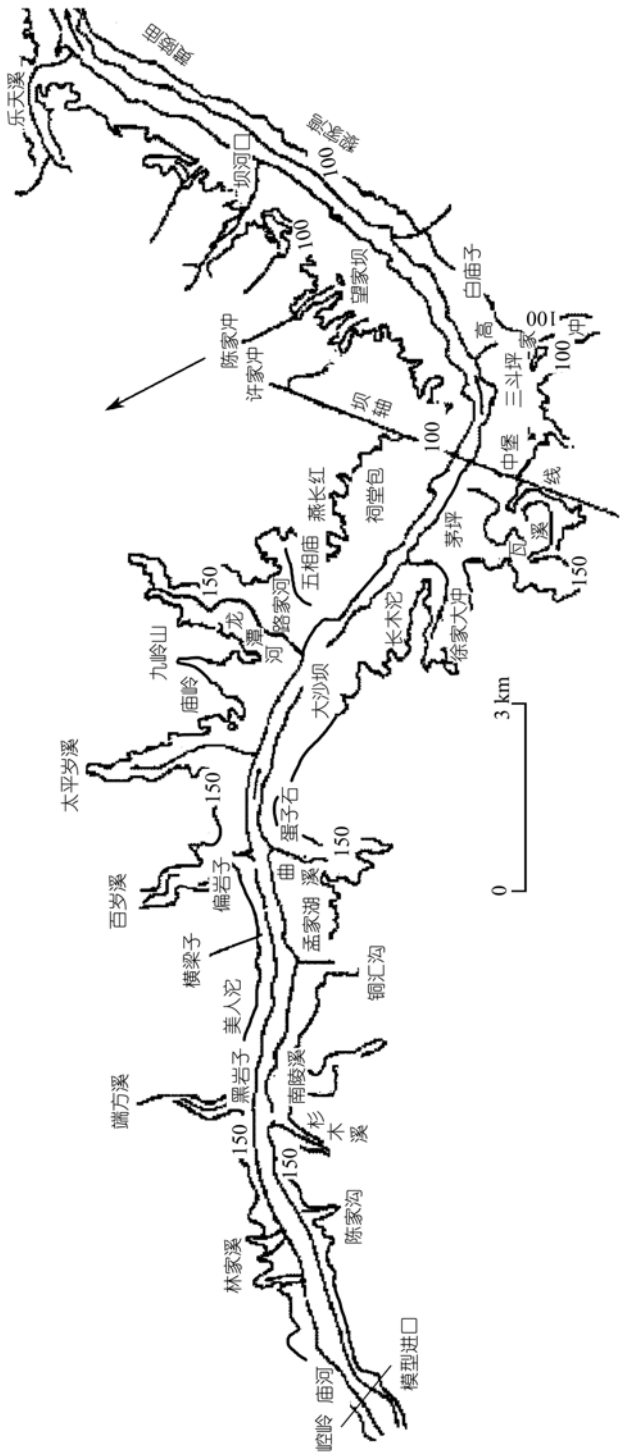

图 2　三峡工程坝区河势图

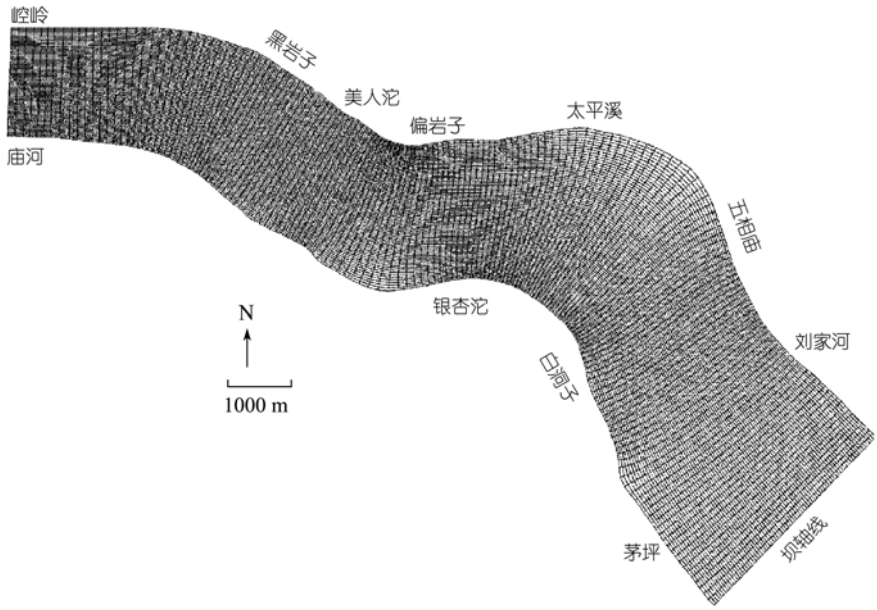

图 3 三峡坝区庙河至坝轴线河段计算域网格图

水 53600 m^3/s)进行计算，沿程各水位站水位计算值与实测值的比较列于表 2. 由表 2 可见，计算误差均小于 0.1 m.

表 2 葛洲坝水库蓄水前水面线计算值与实测值的比较(吴淞基面/m)

流量/$m^3 \cdot s^{-1}$		53600			34000			26750			15700			8440		
		原型	计算	偏差	原型	计算	偏差	原型	计算	偏差	原型	计算	偏差	原型	计算	偏差
站名	太平溪	71.79	71.75	0.04	65.12	65.15	–0.03	61.91	61.85	0.06	55.36	55.29	0.07	49.61	49.54	0.07
	黑石沟	70.47	70.60	–0.13	63.38	63.35	0.03	60.14	60.18	–0.04	53.81	53.80	0.01	48.36	48.30	0.06
	茅坪	69.36	69.35	0.01	62.48	62.41	0.07	59.39	59.43	–0.04	52.86	52.81	0.05	47.81	47.85	–0.04

选取葛洲坝水库蓄水后的三组实测资料(流量从枯水 6200 m^3/s 至洪水 40000 m^3/s)进行计算，该资料由长江航道局于 1989~1990 年观测，沿程各水位站水位计算值与实测值的比较列于表 3. 由表 3 可见，计算与实测值吻合较好.

表 3 葛洲坝水库蓄水后水面线计算值与实测值的比较(吴淞基面/m)

流量/$m^3 \cdot s^{-1}$		40000			22000			6200		
		原型	计算	偏差	原型	计算	偏差	原型	计算	偏差
站名	太平溪	71.34	71.40	–0.06	68.50	68.51	0.00	66.46	66.45	0.01
	黑石沟	70.78	70.87	–0.09	68.00	68.08	–0.07	66.43	66.42	0.01
	茅坪	70.32	70.29	0.04	67.90	67.94	–0.03	66.39	66.41	–0.01

4.4　葛洲坝水库引起的三峡坝区河段淤积的验证

验证时段从 1981 年 6 月(即葛洲坝水库蓄水后)至 1984 年 12 月, 平均每 3~4 d 为一计算时段, 其中非汛期 5~6 d 为一个时段, 汛期 1~2 d 为一个时段. 悬移质含沙量计算分成 7 种粒径组合, 各粒径所占比例采用 1981~1984 年的平均值, 各粒径所占百分比及沉速见表 4.

表 4　悬沙粒径及沉速

粒径/mm	0.00368	0.00736	0.0169	0.0368	0.0736	0.169	0.368
比值/%	25.5	7.7	20.6	17.7	17.0	9.2	2.3
沉速/mm・s^{-1}	0.00086	0.0034	0.0180	0.855	3.392	16.41	51.10

表 5 给出了庙河-美人沱、美人沱-太平溪、太平溪-五相庙及五相庙-三斗坪各分河段淤积量计算值与实测值的比较. 由表 5 可见, 计算的淤积部位及淤积量与实测值基本接近.

表 5　各河段淤积量计算值与实测值的比较($10^4 m^3$)

河段	庙河-美人沱 C.S.1~C.S. 42	美人沱-太平溪 C.S. 42~C.S.78	太平溪-五相庙 C.S.78~C.S.124	五相庙-坝轴线 C.S.124~C.S.163	庙河-坝轴线 C.S.1~C.S.163
计算值	271.2	231.9	300.4	432.6	1236.1
实测值	310.5	224.6	240.4	418.0	1193.5
误差/%	–12.7	3.2	25.0	3.5	3.6

5　模型在三峡坝区泥沙冲淤模拟中的应用

5.1　计算条件

5.1.1　水沙概况

三峡水库库区长达 600 余千米, 水库蓄水后进入水库的卵石推移量将在水库的变动回水区及常年回水区上段逐渐淤积下来, 在相当长的时期内不会输移到坝区河段, 而悬移质则会从库尾至坝区沿程落淤并沿程细化. 进入坝区的悬移质泥沙在水库蓄水初期数量小, 粒径细, 随水库运行时间增加, 进入坝区的悬移质泥沙会逐渐增多, 粒径变粗, 达到淤积平衡后, 上游来的悬移质将全部经过坝区.

三峡工程坝区模型进口的流量过程和相应的悬移质泥沙数量及级配, 均根据长江科学院提供的一维数学模型计算成果确定.

水库运行初期进入坝区的悬移质泥沙数量少而且粒径细, 经水库运行 90 a, 多数悬移质都进入坝区, 悬移质中值粒径也增大至 0.027 mm, 接近天然悬移质的多年平均中值粒径 0.031 mm, 大流量时中值粒径已超过 0.031 mm.

实际计算中, 不同时段, 不同流量时, 进入坝区的泥沙是不一样的, 级配随时变化. 尽管如此, 级配的粗细基本上可用D_{50} 的大小来控制. 本文采用周建军[34]根据长江科学院部分级配资料统计得到的公式:

$$P_L = 1 - e^{-0.639\frac{D_L}{D_{50}}},$$

式中, D_L 为分组泥沙粒径(mm), P_L 为分组泥沙所占百分数, 计算中采用上式来控制分组泥沙组合. 计算中悬沙共分 7 组, 各组泥沙的粒径、沉速列于表 4.

5.1.2 水库运行第 1 年至第 70 + 6 年水文系列及运行控制条件

(ⅰ) 计算采用的水文系列年. 计算采用的水文系列年为 1961~1970 年的 10 a 自然系列. 这 10 个水文年包括大水大沙年、中水中沙年和小水小沙年等多种典型年, 10 a 平均的来水量和来沙量接近多年平均水量和沙量, 具有较好的代表性. 为了在长系列试验中模拟出特大水沙年的冲淤情况, 经三峡工程泥沙专家组确定在水库运行 30 a 后, 加入一个大水大沙年, 1954 年即(30 + 1) a, 随后再加一个 1955 年作为调整年即(30 + 2) a, 以后每 20 a 即 50 a 后再加入(50 + 3)和(50 + 4) a, 70 a 后加入(70 + 5)和(70 + 6) a, 以上组成了水库运行 76 a 的水文系列.

(ⅱ) 坝前水位调度. 水库蓄水的第 1~6 年, 水库运行水位为 135 m, 其后, 汛期库水位为 145 m.

计算所用的水沙条件及时段划分与长江科学院[35]、清华大学[36]和南京水利科学研究院[37]坝区物理模型使用资料相同.

5.2 坝区上游段泥沙淤积量及其沿程分布

图 4 给出了坝区上游段淤积过程, 图中还给出了计算结果与长江科学院[35]、清华大学[36]和南京水利科学研究院[37]试验结果的比较. 图 5 给出了水库运行(70 + 6) a的河势图.

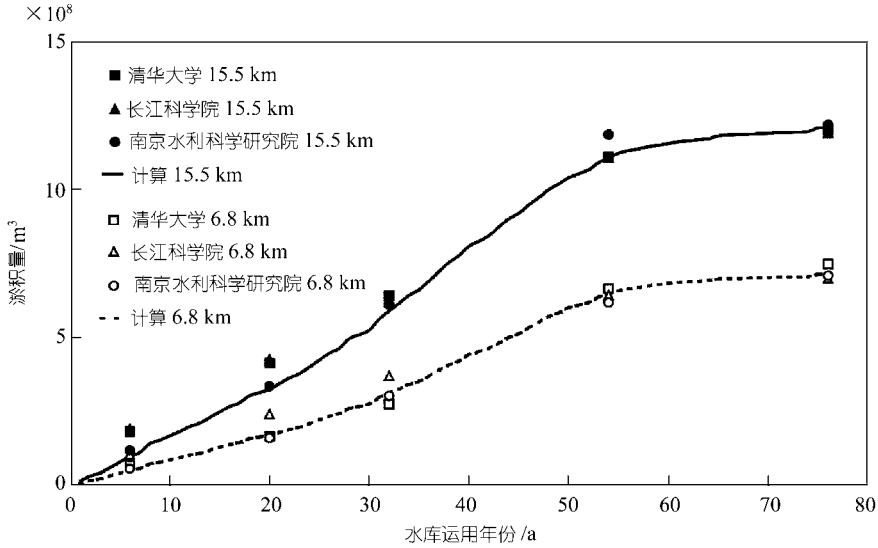

图 4 计算坝区河段淤积过程与试验值比较

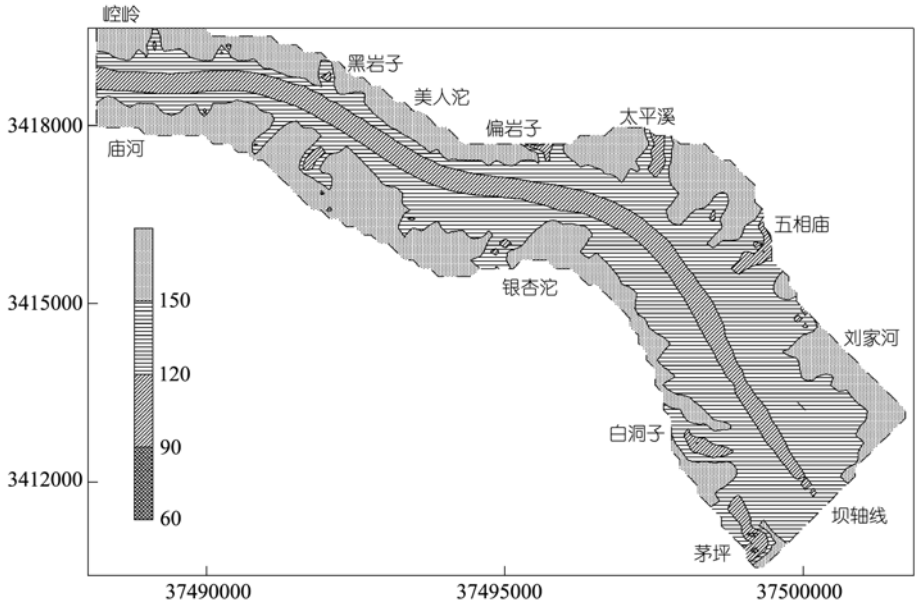

图 5　水库运行 76 a 坝区上游河段河势图

计算表明, 坝区上游段在水库运行初期((30 + 2) a 前)以过水面积大, 流速缓为主要特征, 虽然进坝区河段的含沙量小, 粒径较细, 但仍呈过饱和状态, 整个河段基本呈平铺式单向淤积.

135 m 水位运行的 6 a, 坝上全河段(15.5 km)和近坝段(太平溪口以下 6.8 km)的累积淤积量分别为 0.97 和 0.47×10^9 m^3, 上段(太平溪口以上)平均淤厚 4.9 m, 近坝段平均淤厚约 3.7 m(表 5). 第 7 年后汛期限制水位为 145 m, 至第 20 年, 坝上全河段和近坝段的累积淤积量分别为 3.22 和 1.56×10^8 m^3; 上段平均累计淤厚 19.9 m, 近坝段平均累计淤厚 13.5 m. 至(30 + 2) a 末, 全河段及近坝段底累积淤积量为 5.89 和 3.12×10^8 m^3, 上段累计平均淤厚 33.3 m, 近坝段平均淤厚 24.3 m.

水库运行中期((31 + 2) a~(50 + 4) a)与水库运行初期相比, 含沙量与泥沙粒径均有明显增大, 也是泥沙淤积强度较大的时期, 至(50 + 4) a, 全河段累计淤积量为 11.22×10^8 m^3,, 近坝段淤积量为 6.37×10^8 m^3; 上段平均淤厚 52.9 m, 近坝段平均淤厚 50.7 m.

水库运行至 60~70 a, 坝区上游段淤积趋于平衡, 即此后的坝区泥沙有冲有淤, 不再呈单向淤积状态(表 6). 至(70 + 6) a, 坝上全河段淤积量为 12.08×10^8 m^3, 近坝段淤积量为 7.14×10^8 m^3, 上段平均淤厚为 56.3 m, 近坝段平均淤厚为 56.0 m, 两者基本接近.

5.3　淤积后的断面形态及过水断面面积变化

图 6 给出了水库运行(30 + 2), (50 + 4)和(70 + 6) a 沿程不同断面的淤积形态,

表 6 坝区上游段淤积量、过水面积及淤积厚度随时间的变化

项目		年份/a					
		0	6	20	30 + 2	50 + 4	70 + 6
淤积量 $\times 10^8/m^3$	15.5 km	0	0.97	3.22	5.89	11.22	12.08
	6.8 km	0	0.47	1.56	3.12	6.37	7.14
过水面积/m^2 (145m 以下 m^2)	6.8~15.5 km	76953	72642	57807	43705	23620	19592
	0~6.8 km	130403	122310	104207	83654	34972	25030
平均淤厚/m	6.8~15.5 km	0	4.93	19.89	33.28	52.92	56.28
	0~6.8 km	0	3.67	13.45	24.27	50.72	55.96

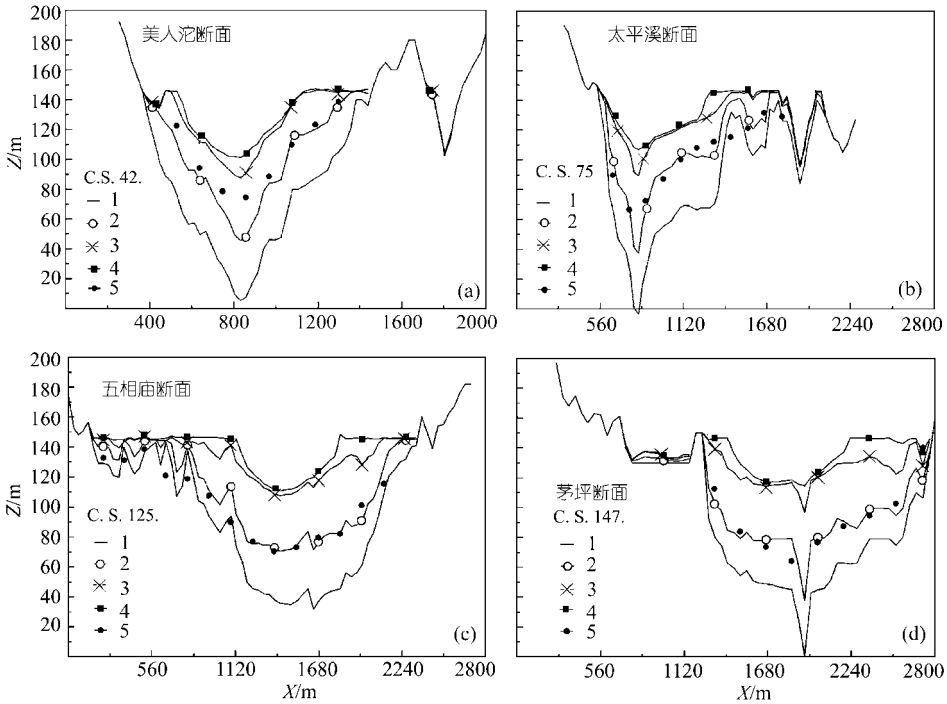

图 6 计算的水库运行不同时期淤积断面及与南京水利科学研究院试验值的比较

1 示 0 a, 2 示(30+2) a 计算, 3 示(50+4) a 计算, 4 示(70+6) a 计算, 5 示(30+2) a 实验

图中还给出了南京水利科学研究院物模试验结果. 由图可见, 至(30 + 2) a, 计算面的淤积形态与物模试验值比较接近. 水库淤积至第(70 + 6) a, 即淤积平衡后, 河床断面由原来的高山峡谷型断面转变成接近于平原河流的抛物线型断面.

图 7 给出了水库运用 6, (30 + 2), (50 + 4)和(70 + 6) a 沿程过水断面面积的变化, 图中还给出了水库运行 6 a 南京水利科学研究院物模试验值、水库运行(30 + 2) a 长江科学院、清华大学及南京水利科学研究院试验值. 由图可见, 随着水库的淤积, 过水断面面积逐渐减小, 且计算的断面面积与物模试验值比较接近, 这也从另一方面验证了计算的河床淤积形态的合理性.

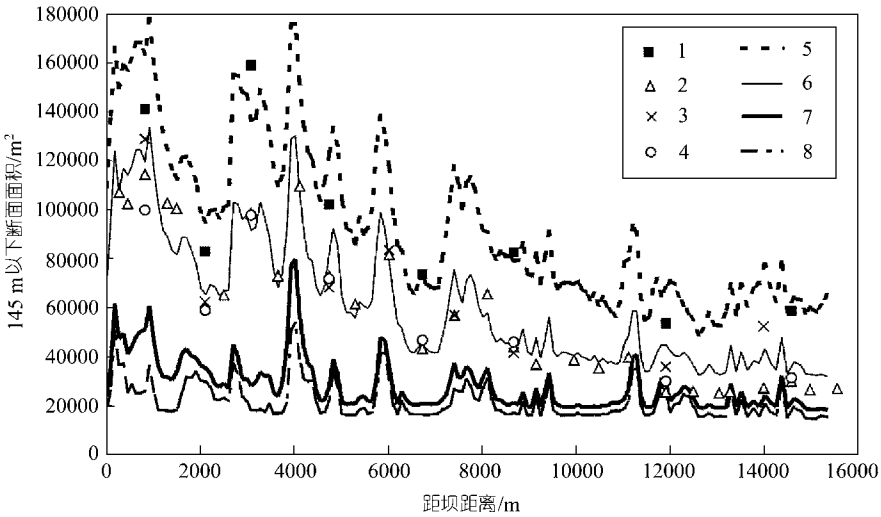

图 7　计算的水库运用 6, (30 + 2), (50 + 4)和(70 + 6) a 沿程过水断面面积与清华大学、长江科学院及南京水利科学研究院试验值的比较

1 示南京水利科学研究院 6 a, 2 示清华大学 32 a, 3 示长江科学院 30 a, 4 示南京水利科学研究院 32 a, 5~8 分别示计算 6, 32, 54, 76 a

5.4　水库运用不同时期、不同高程处的流场

三维模型与二维模型的最大差别在于, 二维模型只能给出水深平均的流场、含沙量浓度场, 而三维模型则能给出不同水深或不同高程处的流场、含沙量浓度场.

图 8 给出了水库蓄水运用(50 + 4) a后, 坝前水位 145 m, 流量为 22600 m^3/s 时, 高程为 132.3 m(中部)的流场图. 可见, 至(50 + 4) a, 主流已偏向左电厂的中部, 这与南京水利科学研究院[38]物理模型试验结果相近. 计算还反映出水库蓄水后坝区上游段流速减缓, 水流平稳, 但局部不规则, 岸边仍有回流现象.

5.5　水库运用不同时期、不同高程处的含沙量场

计算表明[1)], 含沙量沿垂线的分布相对较均匀, 底部含沙量大于中部和表层, 且底部含沙量相对较高的水体不会推进至坝前.

5.6　水库运用不同时期床面泥沙淤积物组成

计算表明[1)], 水库运用至(30 + 2) a, 庙河-五相庙河段的泥沙平均粒径为 0.05~0.1 mm, 大部分断面平均粒径为 0.05~0.06 mm; 五相庙至坝轴线河段泥沙平均粒径为 0.025~0.05 mm, 大部分断面泥沙平均粒径为 0.035~0.045 mm. 水库运用至(50 + 4)和(70 + 6) a 后床面泥沙粒径相差不大, 介于 0.05~0.1 mm, 其中,

1) 见 312 页脚注

(50 + 4) a 床面泥沙平均粒径多为 0.055~0.060 mm, (70 + 6) a 床面泥沙平均粒径多为 0.057~0.062 mm.

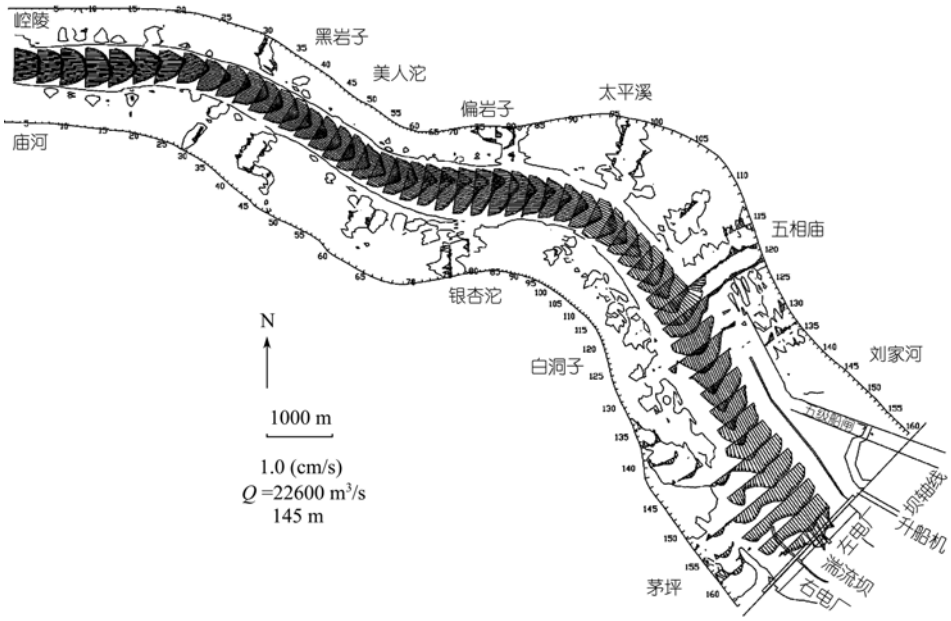

图 8 水库蓄水 54 a 后, 坝前水位 145 m, 流量 22600 m^3/s 时, 高程为 132.3 m(中部)的流场图

6 结论

(Ⅰ) 在三维紊流悬沙数学模型的开发过程中, 采用了以下新方法: (ⅰ) 根据窦国仁的紊流随机理论, 通过对 Reynold 应力方程的离散化, 得到各向异性的紊动应力的数值格式; (ⅱ) 将精细壁函数应用于边壁处理; (ⅲ) 将传统的悬沙运动及床沙级配的控制方程和床面附近含沙量的表达式推广到三维模型; (ⅳ) 平面采用贴体正交曲线网格, 水深方向绝对分层, 用冻结法处理不规则边界, 用守恒性较好的有限体积法离散方程, 用 Patankar-Spalding 的 SIMPLE-C 算法, 开发出新的三维紊流悬沙数值计算模型.

(Ⅱ) 用葛洲坝水利枢纽建库前后水沙资料对笔者建立的三维紊流悬沙数学模型进行了检验, 计算结果与现场实测值比较接近.

(Ⅲ) 将三维紊流悬沙数学模型应用于三峡工程坝区泥沙冲淤问题研究中, 计算了三峡工程建成后坝区上游河段泥沙冲淤过程及其分布、河床淤积物级配组成及不同时期、不同高程的流场、含沙场等, 计算结果与清华大学、长江科学研究院、南京水利科学研究院物理模型试验值比较接近.

(Ⅳ) 模型应用表明, 该模型能快速、经济、有效地预测河流兴建枢纽后的有关泥沙问题.

参　考　文　献

1 McAnally W H, Leter J W, Tomas W A. Two-and three-D modeling systems for sedimentation. Proc of the 3rd Int Symp on River Sedimentation. The University of Mississippi, 1986

2 Chen R. F. Modeling of estuary hydrodynamics-A mixture of art and science. Proceedings of 3rd International Symp on River Sedimentation. The University of Mississippi, 1986

3 Wang S Y, Adeff S E. Three-dimensional modeling of river sedimentation processes. Proc of the 3rd Int Symp on River Sedimentation. The Univ of Mississippi, 1986. 1594~1601

4 Demuren A O, Rodi W. Calculation of flow and pollutant dispersion in meandering channels. J Fluid Mech, 1986, 17(2): 63~92

5 Demuren A O. Calculation of sediment transport in meandering channels. Tech Session A, Proc 23rd IAHR Congr, Inernational Association for Hydraulic Research, Delft, The Netherlands, 1989

6 Demuren A O. Development of a mathematical model for sediment transport in meandering rivers. Rep No 693, Inst For Hydromechanics, The University of Karlsruhe, Karlsruhe, Germany, 1991

7 Odgaard A J, Bergs M A. Flow processes in a curved alluvial channel. Water Resour Res, 1988, 24(1): 45~56

8 Rijn L C. Mathematical modeling of morphological processes in the case of suspended sediment transport. Delft Hydra Communication No 382, Delft, The Netherlands, 1987

9 Shimizu Y, Yamaguchi H, Itakura T. Three-dimensional computation of flow and bed deformation. J Hydra Engrg, ASCE, 1990, 116(9): 1090~1108

10 Fernette R, Dhatt G, Tanguy J M. A three-dimensional finite element sediment transport model. Proceedings of 5th International Symposium on River Sedimentation. The University of Karlsruhe, 1992. 365~374

11 Prinos P. Compound open flow with suspended sediments. Advance in Hydro-Science and Engineering, Part B, 1993, 1: 1206~1214

12 Wang S Y, Jia Y. Computational modeling and hydroscience research. Advances in Hydro-Science and Engineering, Proceedings of 2nd International Conference on Hydro-Science and Engineering. Tsinghua University Press, 1995. 2147~2157

13 Lin B L, Falconer R A. Numerical modeling of three-dimensional suspended sediment for estuarine and coastal waters. J Hydra Res, 1996, 34(4): 435~456

14 Wu W M, Rodi W, Wenka T. 3D numerical model for suspended sediment transport in open channels. J Hydr Engrg, ASCE, 2000, 126(1): 4~15[DOI]

15 Olsen N R B, Skoglund M. Three-dimensional suspended sediment for estuarine and coastal water. J Hydar Res, 1994, 32(6): 833~844

16 Olsen N R B, Kjelesvig H M. Three-dimensional numerical flow modeling for maximum local scour depth. J Hydra Res, 1998, 36(4): 579~597

17 Fang H W, Wang G Q. Three-dimensional mathematical model of suspended-sediment transport. J Hydra Engrg, ASCE, 2000, 126(8): 578~592[DOI]

18 窦国仁. 河床紊流的随机理论及各流区的统一规律. 第一次河流泥沙国际学术讨论会论文集. 北京: 光华出版社, 1980. 151~161

19 窦国仁. 紊流力学(上). 北京: 人民教育出版社, 1981

20 窦国仁. 明渠和管道中层流和紊流的总规律. 中国科学, 1982, (5): 472~480

21 窦国仁. 紊流随机理论在边界层中的应用. 水利水运科学研究, 1983, (4): 1~12

22 窦国仁. 紊流力学(下). 北京: 高等教育出版社, 1987

23 叶　坚, 窦国仁. 一种新的紊流模型 K-ε-S 模型. 水利水运科学研究, 1990, 3: 1~10

24 Holly F M Jr, Rahuel J L. Numerical physical framework for mobil-bed modelling. J of Hydraulic Research, 1990, 28(4): 401~416

25 Launder B E, Spalding D B. The numerical computation of turbulent flows. Comp Methods Appl Mech Eng, 1974, 3: 269~289
26 Rodi W. Turbulence Models and Their Application in Hydraulics-A State of The Art View. Federal Republic of Germany: University of Karlsruhe, 1984
27 钱 宁, 万兆惠. 泥沙运动力学. 北京: 科学出版社, 1983
28 Rijn L C. Sediment transport, Part Ⅲ: Bed forms and alluvial roughness. J Hydra Engrg, ASCE, 1984, 110(12): 1733~1754
29 张瑞瑾, 谢鉴衡, 王明甫, 等. 河流泥沙动力学. 北京: 水利电力出版社, 1989
30 韩其为, 何明民. 水库淤积与河床演变的(一维)数学模型. 泥沙研究, 1987, (3): 14~29
31 Thompson J F, Warsi Z U A, Mastin C W. Numerical Grid Generation. New York: North-Holland, 1985
32 Willemse J B T M. Solving Shallow Water Equations with an Orthogonal Coordinate Transformation. Delft Hydraulics communication, No 356, 1986
33 Patankar S V. Numerical Heat Transfer and Fluid Flow. Washington D C: Hemisphere Publishing Co, 1980
34 周建军. 三峡工程坝区二维泥沙数学模型计算研究报告. 长江三峡工程坝区泥沙研究报告集(第一卷), 北京: 专利文献出版社. 1997. 575~624
35 长江科学院. 三峡水利枢纽上游引航道“全包”方案泥沙模型试验研究报告. 长江三峡工程泥沙问题研究(1996~2000), 第三卷. 北京: 知识产权出版社, 2002. 1455~1520
36 清华大学. 三峡水利枢纽上游引航道“全包” 方案坝区泥沙模型试验研究报告. 长江三峡工程泥沙问题研究(1996~2000). 第三卷. 北京: 知识产权出版社, 2002. 1614~1665
37 南京水利科学研究院. 三峡水利枢纽通航建筑物“全包”方案坝区泥沙淤积和通航水流条件试验研究报告. 长江三峡工程泥沙问题研究(1996~2000), 第三卷. 北京: 知识产权出版社, 2002. 1521~1613