

# 河口混合与泥沙输运<sup>1)</sup>

周济福 李家春

(中国科学院力学研究所, 北京 100080)

**摘要** 根据振荡边界层理论和波流分解方法, 导出了河口往复水流的流速垂向分布廓线, 据此建立了河口垂向准二维水流、盐度、泥沙运动模型, 对泥沙输运, 完整地考虑了其对流、扩散、起动和沉降的动力学过程. 模拟结果与实测资料进行了对比. 应用该模型研究河口泥沙输运, 分析了河口混合对泥沙输运的影响及最大浑浊带的时空变化规律.

**关键词** 河口, 振荡边界层, 混合指标, 絮凝, 泥沙输运, 最大浑浊带

## 引 言

河口泥沙输运是河口通航及生态环境问题中的重要课题, 其特点不同于河道中泥沙输运的情况, 近年来受到工程界和学术界的重视<sup>[1]</sup>.

以往关于河口泥沙输运的研究较普遍地采用水平二维模型. 然而, 水平二维模型不能反映水流、泥沙的垂向结构, 只适用于流速沿垂向分布近似均匀的流动. 一般地讲, 在单向流动的明渠中, 流速分布符合对数率, 除极薄的边界层外, 几乎均匀, 可用水平二维模型描述其中的水流泥沙运动. 而在水流往复运动的河口地区, 除流速较大的涨落急附近时刻速度分布近似单向明渠流外, 其它时刻一般不符合对数率<sup>[2]</sup>. 对此情形, 考虑水流、泥沙的垂向结构是必要的. 为此, 应采用三维模型(对于宽阔型的河口)或垂向二维模型(对于狭长型河口或顺直航道). 就当前计算机软硬件的水平而言, 完整的三维模型昂贵而耗时, 仅适用于短期预报<sup>[3]</sup>, 应用于大范围、长时期的实际流动问题还存在困难. 因此, 当前普遍应用准三维模型<sup>[3~6]</sup>, 即以水平二维模型为基础, 对三维问题进行简化. 如: J. Lou (1997)<sup>[3]</sup>和 X. Jin(1993)<sup>[4]</sup>采用 2D、3D 耦合的方法, 在获得水平二维流场及水位后, 解 3D 动量、连续方程获得三维流场, 这样避免了求解全三维问题压力场的困难, 减少了计算量; Irene Katopodi, et al. (1993)<sup>[5]</sup>直接采用了对数速度分布; 宋志尧等<sup>[6]</sup>将速度分解为垂向平均值和它们的差值之和, 把三维问题简化为一个二维问题和若干个一维问题. 水平二维模型的研究和应用已比较成熟, 建立准三维模型的关键是寻求高效合理的流速垂向分布的计算模式.

关于河口泥沙运动, 现有研究仍以河流中恒定输沙的研究成果为主要基础. 然而, 恒定输沙理论中的许多概念, 如起动流速、挟沙能力等, 是建立在恒定均匀流这一理想流动模式的基础上的, 它们与水流的运动状态密切相关. 而河口泥沙输运具有非恒定性, 它依赖于水沙运动的动力学过程, 这是其与恒定输沙的重要差别<sup>[7]</sup>. 在此动力学过程中, 泥沙运动可以滞后于水流, 如现场测量表明, 含沙量峰值发生在低流速时刻(D. Myrhaug, et al.<sup>[8]</sup>). 恒定流条件下的泥沙运动理论难以准确描述这一滞后现象. 同时河口泥沙频繁起降, 床面泥沙密实度随时变化,

1999-02-12 收到第一稿, 2000-03-29 收到修改稿.

1) 国家自然科学基金(59879025)、国家科技部攀登项目和力学所所长择优基金资助项目.

对泥沙的起动和上扬条件具有不可忽视的影响. 因盐水的入侵, 泥沙的沉降运动主要决定于随混合过程而不断变化的水体盐度值. 以往模型对这些动力学过程未能完整考虑, 有必要进一步深入研究.

基于上述, 本文首先利用平板振荡边界层理论导出了河口水流速度的垂向分布, 并建立了数学模型, 在此基础上探讨盐度、泥沙输移的规律. 泥沙模型中, 引入了湍流猝发对泥沙底部边界条件的影响, 考虑了床沙密实过程对泥沙起动的影响以及细颗粒泥沙在盐水环境中的絮凝沉降. 这样建立的模型比较完整地考虑了泥沙输运的对流、扩散、起动和沉降的诸动力学过程, 其物理机理清晰, 所需计算量小, 可作为准三维模型的研究基础. 最后, 运用该模型分析了泥沙输运随河口混合指标的变化规律以及最大浑浊带的变化特点.

## 1 河口水流的垂向结构

径流和潮流在河口地区汇合叠加, 形成了河口特殊的往复运动水流, 其运动特征与振荡流相似, 可以利用振荡边界层理论, 模拟河口水流的边界层结构<sup>[9]</sup>. 为便于分析, 将径流和潮流的作用进行分解, 以下标“c”和“w”分别表示某一物理量的径流、潮流分量, 则

$$U = U_c + U_w, \quad u(z) = u_c(z) + u_w(z) \quad (1)$$

其中,  $u(z)$  为垂向坐标  $z$  处的水平流速,  $U$  为垂向平均流速. 定义

$$u_c^\zeta = \frac{1}{2}[u_{\max}^\zeta + u_{\min}^\zeta], \quad u_w^\zeta = \frac{1}{2}[u_{\max}^\zeta - u_{\min}^\zeta] \cos \phi \quad (2)$$

其中, 上标“ $\zeta$ ”表示水面,  $u_{\max}^\zeta$  和  $u_{\min}^\zeta$  分别为落急和涨急时刻的水面流速,  $\phi$  为相位. 对于单向明渠流, 近似采用对数速度廓线在工程中具有足够的精度. 河口涨落急时刻的水流运动特征与单向明渠流甚为接近, 可由对数速度公式导出  $u_{\max}^\zeta$  与  $U_{\max}$ ,  $u_{\min}^\zeta$  与  $U_{\min}$  的关系, 这里,  $U_{\max}$ ,  $U_{\min}$  分别为落急和涨急时刻的平均流速.

利用对数速度剖面 and 振荡边界层理论, 可建立  $u_c(z)$ ,  $u_w(z)$  与  $u_c^\zeta$ ,  $u_w^\zeta$  关系<sup>[10]</sup>.

对于径流分量, 由对数流速分布可得

$$U_c = \frac{u_c^\zeta}{1 + \frac{\kappa h^{1/6}}{n\sqrt{g}}} \quad (3)$$

$$u_c(z) = u_c^\zeta \left( 1 - \frac{1}{1 + \frac{\kappa h^{1/6}}{n\sqrt{g}}} \ln \frac{h}{z} \right) \quad (4)$$

其中,  $\kappa$  为卡门常数,  $n$  为 Manning 糙率系数,  $g$  为重力加速度,  $h$  为水深.

对于潮流分量, 根据平板振荡边界层理论<sup>[11]</sup>, 水面速度为  $u_w^\zeta = \frac{1}{2}[u_{\max}^\zeta - u_{\min}^\zeta] \cos \phi = A \cos \phi$  的简谐振荡所诱导的速度分布为

$$u_w(z) = A \cos \phi - A \exp\left(-\left(\frac{z}{\delta}\right)^p\right) \cos\left(\left(\frac{z}{\delta}\right)^p - \phi\right) \quad (5)$$

其中,  $\delta = \sqrt{\frac{2\nu}{\omega}}$  称为穿透深度,  $\nu$  为流体的黏性系数,  $\omega$  为振荡频率,  $A$  为振幅,  $p$  为一常数, 在湍流情况下可取为  $\frac{1}{3}$ , 相位  $\phi$  是未知的, 它应满足  $U_w = \frac{1}{h} \int_0^h u_w(z) dz$ . 将 (5) 代入, 积分得

$$\left. \begin{aligned} U_w &= \sqrt{(A + \alpha)^2 + \beta^2} \sin(\phi + \psi) \\ \phi &= \arcsin \frac{U_w}{\sqrt{(A + \alpha)^2 + \beta^2}} - \psi \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

其中,  $\psi = \arctan \frac{A + \alpha}{\beta}$ ;  $\alpha, \beta$  为  $h, \delta$  的解析函数<sup>[10]</sup>, 这样就建立了  $u(z)$  与  $U$  的关系.

## 2 垂向二维泥沙输运模型

### 2.1 基本控制方程

一维水流连续方程

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial U h}{\partial x} = 0 \quad (7)$$

一维水流运动方程

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gh}{\rho} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x} + g \frac{|U|U}{C^2 h} = 0 \quad (8)$$

状态方程

$$\rho = \rho_0 + 0.0007s \quad (9)$$

垂向二维水流连续方程

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (10)$$

垂向二维盐度对流扩散方程

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial us}{\partial x} + \frac{\partial ws}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x \frac{\partial s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_z \frac{\partial s}{\partial z} \right) \quad (11)$$

垂向二维泥沙对流扩散方程

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial uc}{\partial x} + \frac{\partial (w - \omega_f)c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( N_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( N_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \quad (12)$$

以上诸式中,  $t$  为时间变量,  $x, z$  分别为水平(向海)和垂向(向上)坐标;  $\zeta$  为水位,  $C$  为谢才系数;  $\rho, \rho_0$  分别为盐水和水的密度;  $\bar{\rho}$  为沿水深积分的平均密度,  $s$  为盐度, 单位为‰;  $u, w$  分别为  $x, z$  方向的速度分量;  $c$  为含沙量;  $D_x, D_z$  分别为  $x, z$  向的盐度紊动扩散系数;  $N_x, N_z$  分别为  $x, z$  向的泥沙紊动扩散系数;  $\omega_f$  为泥沙的絮凝沉速, 当泥沙颗粒很细时, 它与粒径的关系已不显著, 而主要受盐度和含沙量影响<sup>[12]</sup>.

### 2.2 边界条件

上边界给定流速或水位、盐度、含沙量过程; 下边界给定水位、盐度、含沙量过程, 或假定含沙量梯度为零, 即  $\partial c / \partial x = 0$ ; 在自由表面与河底盐度均无交换, 即  $\partial s / \partial z = 0$ ; 自由表面处泥沙的净通量为零,  $N_z \partial c / \partial z + \omega_f c = 0$ .

近底部的泥沙边界条件是泥沙模型的关键,以往基于恒定输沙范畴的挟沙力概念的提法,在河口非恒定输沙问题中受到挑战.近年来,近底泥沙上扬通量的研究为解决这一问题提供了新的途径,可用上扬通量表示底部的扩散通量,即  $-N_z \partial c / \partial z = E_n$ , 其中  $E_n$  为泥沙上扬通量函数,这里采用基于湍流猝发的公式<sup>[13]</sup>

$$E_n = PC_0 \sqrt{Sgd} \left( \frac{\tau'}{\tau_c} - 1 \right) \frac{\tau'}{\gamma_s - \gamma}$$

$C_0$  为床面泥沙的体积含沙量,  $P = \lambda \sqrt{Sg} / (\nu T_B^+)$ ,  $\lambda \approx 0.02$  为湍流猝发平均面积比,  $T_B^+ \approx 100$  为无因次湍流猝发平均周期,  $\nu$  为水的运动黏性系数,  $S = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$ ,  $\gamma_s, \gamma$  分别为泥沙和水的容重,  $d$  为泥沙粒径,  $\tau_c$  为泥沙的临界起动切应力,  $\tau'$  为沙粒切应力,即底部切应力中与沙粒阻力相关的部分,可根据 Einstein 的阻力划分原则计算<sup>[14]</sup>.

河口泥沙颗粒很细,床沙容重的变化对临界起动条件的影响不可忽视.为此,泥沙起动切应力采用唐存本公式<sup>[15]</sup>

$$\tau_c = \frac{1}{77.5} \left[ 3.2(\gamma_s - \gamma)d + \left( \frac{\gamma_b}{\gamma_{b0}} \right)^{10} \frac{k}{d} \right]$$

式中,  $\gamma_{b0} = 1.6 \text{ g/cm}^3$  为床面泥沙达到密实后的容重,  $k = 2.9 \times 10^{-4} \text{ g/cm}$  为一常数,  $\gamma_b$  为床面泥沙的容重.由于床面泥沙频繁起降,  $\gamma_b$  应随时间变化.在流速较小时,床面泥沙新淤未久,  $\gamma_b$  较小;随着流速的增大,新淤积的泥沙不断扬起,  $\gamma_b$  逐渐增大,当平均流速达到一定值后,  $\gamma_b$  不再增加,此时  $\gamma_b = \gamma_{b0}$ .

### 2.3 求解步骤及方法

求解步骤:首先联立求解方程(7)~(9),得到垂向平均流速  $U$  和水位  $\zeta$  在一个潮周期内的变化过程;利用(4)~(6)可得到  $u(z)$ ;  $w(z)$  可由方程(10)的垂向积分求得;最后求解盐度、泥沙的对流扩散方程(11), (12).由于方程(9)中含未知量  $s$ , 方程(12)中  $\omega_f$  为  $s, c$  的函数,计算需迭代进行.

求解方法:用 Preissmann 四点偏心差分格式对方程(7), (8)进行离散求解.这是目前国内广泛采用的方法,具有很好的稳定性,计算速度也较快.解方程(11), (12)时,采用 ADI 法和迎风格式进行离散,所得差分方程用追赶法求解.

### 2.4 模型检验

根据长江口北槽横沙至九段东河段 1989 年 9 月 3 日、4 日、5 日实测的潮位、流速、盐度、含沙量对模型进行了验证.取  $\Delta t = 60 \text{ s}$ , 糙率系数  $n = 0.01$ .上下边界为潮位过程,初始条件:  $\zeta(x, 0) = 0, U(x, 0) = 0$ .计算表明,只需 3d 便可达到稳定.图 1 为北槽中站计算与实测潮位的对比,图 2 是 SN3 测点分层水平流速计算值与实测值的对比,可见两者吻合较好.

现场实测资料表明<sup>[16]</sup>,长江口盐淡水的分界线在横沙附近,因此盐度上边界可取为零.含沙量的上下边界均有实测的含沙量过程.取水平扩散系数  $D_x = 500 \text{ m}^2/\text{s}$ ,  $N_x = 500 \text{ m}^2/\text{s}$ , 垂向扩散系数  $D_z = N_0$ ,  $N_z = \eta N_0$ , 其中  $\eta = 0.8$  为考虑泥沙对湍流的抑制作用的系数,  $N_0$  为湍流动量扩散系数

$$N_0 = \begin{cases} \kappa u_* z \left( 1 - \frac{z}{h} \right), & \frac{z}{h} < 0.5 \\ \frac{\kappa u_* h}{4}, & \frac{z}{h} \geq 0.5 \end{cases}$$

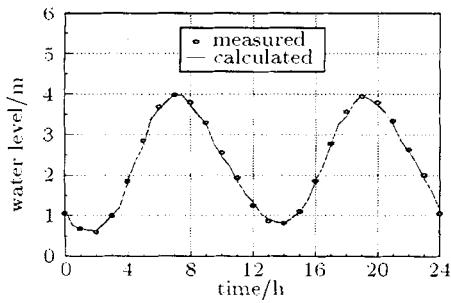


图 1 北槽中站潮位验证

Fig.1 Comparison of calculated and observed tide level at the middle of domain

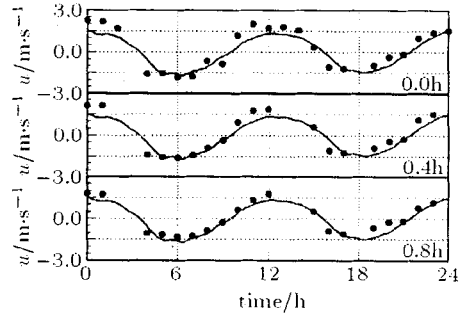


图 2 SN3 测点计算和实测流速的对比

Fig.2 Comparison of calculated (line) and observed (dots) velocity time series at SN3

其它计算参数与水流验证时相同. 初始条件  $s(x, z, 0) = 0, c(x, z, 0)$  为初始时刻的平衡含沙量剖面, 计算几个潮周期后便可得到稳定的结果. 图 3、图 4 分别为计算与实测分层盐度、含沙量的对比, 图示计算结果与实测数据基本吻合.

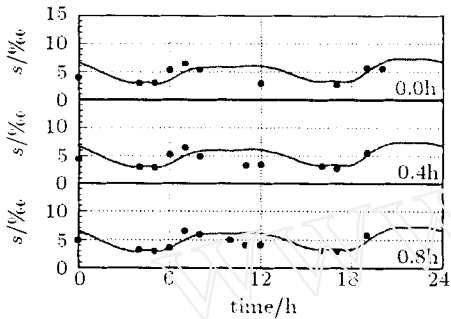


图 3 计算和实测盐度的对比

Fig.3 Comparison of calculated (line) and observed (dots) salinity time series at SN3

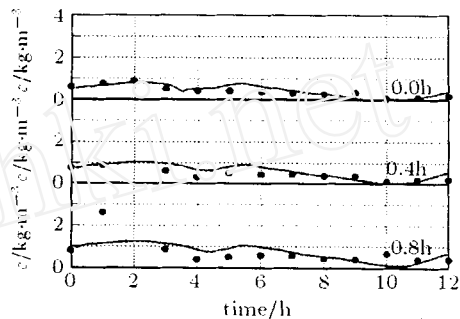


图 4 计算和实测含沙量的对比

Fig.4 Comparison of calculated (line) and observed (dots) concentration time series at SN3

### 3 河口混合对含沙量分布的影响

考虑地形为平底的概化情况. 取最低潮面下的常水深为 10 m, 用上述模型分析含沙量分布随水文条件变化的规律. 水流的上边界为流速过程, 下边界为潮位过程. 盐度的上下边界均为第一类条件. 泥沙上边界为第一类条件, 下边界为第二类条件. 根据长江口多年的水文统计资料, 计算了几种水文组合, 如表 1. 表中  $te$  表示潮位振幅, 即潮差之半;  $uc$  表示上边界的径流速度, 计算中求出了盐淡水混合指标  $N$ , 即涨潮期内径流量与涨潮量之比, 亦列于表中. 它反映盐淡水混合的程度,  $N$  越小表示混合越强,  $N$  越大表示混合越弱. 下面我们通过数值模拟, 分析混合指标对泥沙运输及最大浑浊带时空变化的影响.

表 1 几种算例及其混合指标

Table 1 Studied cases and the mixing indices

case	calculated conditions		
	$te(m)$	$uc (m/s)$	$N$
a	1.0	0.1	0.18
b	0.5	0.1	0.22
c	0.5	0.2	0.40
d	0.5	0.3	0.57

首先讨论上游无泥沙来源,即上游来清水时,泥沙运动随混合指标  $N$  的变化规律. 在表 1 中 a, b, c, d 四种情况下,图 5 给出涨憩时刻附近的含沙量分布. 其特点是河段中间存在含沙量较高的区域,它与河口地区径潮流的动力作用及盐度分布的不均匀性有关. 事实上,泥沙浓度分布主要取决于对流扩散和重力沉降的共同作用,前者依赖于水流运动,后者则与依赖于盐度的沉速有关. 上游水体含盐度较小,沉速也较小,对流扩散效应较重力沉降强,因而水体含沙量较大;下游盐度增大,导致沉速加大,重力沉降效应强于对流扩散,因而泥沙逐渐落淤,含沙量减小,当盐度达到 10 ppt 左右时,沉速不再随盐度增大而显著变化,含沙量亦保持相对稳定. 在含沙量由小到大再到小的变化过程中,存在一个含沙量较高的区域是必然的. 此高含沙量区通常被称之为“最大浑浊带”. 在最大浑浊带附近,易形成拦门沙.

对比图 5 中的各种情况发现,最大浑浊带随径潮流的相对强弱上下移动. 图中从上到下的四种情况,混合指标  $N$  由小到大,浑浊带逐渐从上游向下游推移,所以,潮流的动力作用越强或径流的动力作用越弱时,海水上溯越远,浑浊带就越靠上游. 其周期平均位置随  $N$  变化,摆幅可达 20 km.

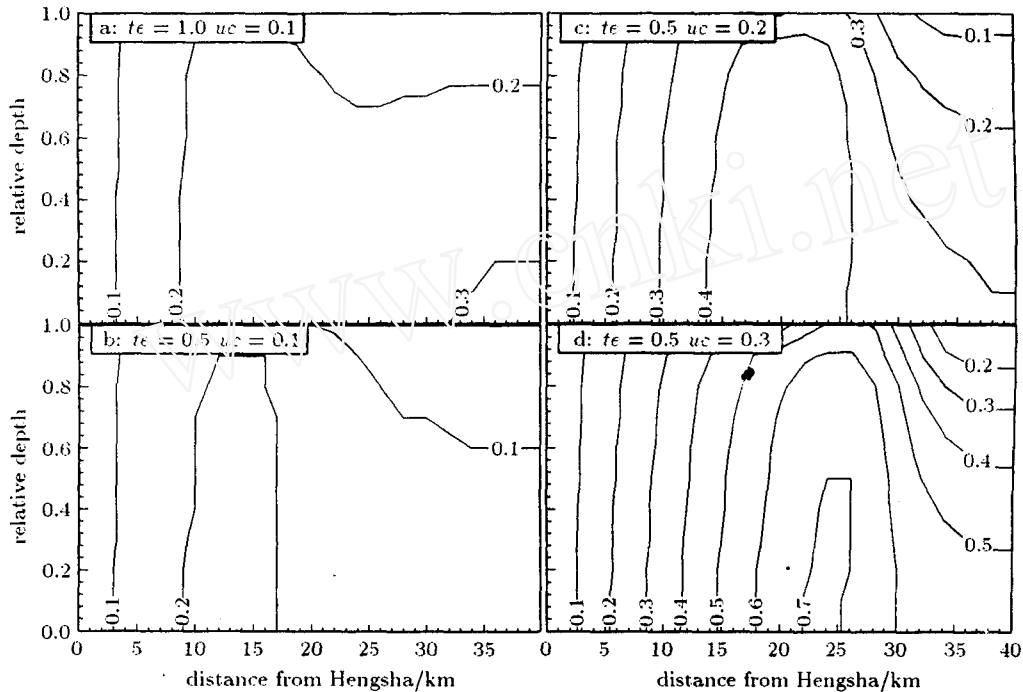


图 5 含沙量分布随混合强度的变化

Fig.5 Contours of sediment concentration corresponding to different mixing indices

其次,在相同的水沙条件下,含沙量的分布在一个周期内的不同时刻亦有所差别. 图 6 为算例 c 憩急时刻的含沙量分布图,由图可见含沙量分布随时间周期地变化,高含沙量区亦周期性地上下移动,涨憩时刻到达最上游,落憩时刻到达最下游. 随着涨潮流的不断上溯,在盐淡水交会处,沉速加大,平均流速较小,因而含沙量由高到低的转折点不断上移,直至涨憩时刻. 反之,高含沙量区随落潮流不断下移,直至落憩时刻. 其它算例均有类似规律,高含沙量区在一个潮周期内移动的距离约 8 km,与混合指标  $N$  的关系不大.

上游来沙量的变化对含沙量分布也有一定影响. 图 7 为  $te = 0.5$  m,  $uc = 0.2$  m/s 的条件

下，上游边界垂向平均含沙量为  $c^- = 2.0 \text{ kg/m}^3$  时，涨憩时刻的含沙量分布图，由图可见，含沙量从上游往下游逐渐减小，泥沙沿程落淤，不再存在由冲到淤的转变。这是因为，当来沙量达到一定值，使得沉降效应始终大于对流扩散效应时，泥沙必然落淤，以使含沙量剖面趋向平衡剖面。从悬移质单宽输沙率周期平均值  $\bar{q}_s$  的沿程变化 (图 8)，可以看到上游来沙量的改变对冲淤的影响。当  $c^- = 0.0 \text{ kg/m}^3$ ,  $c^- = 0.5 \text{ kg/m}^3$  时， $d\bar{q}_s/dx$  在上游为正，下游为负，说明上游底床冲刷，下游底床淤积。而当  $c^- = 2.0 \text{ kg/m}^3$  时， $d\bar{q}_s/dx$  恒为负，说明上下游均发生淤积。这正体现了长江口拦门沙洪季淤积，枯季冲刷的一般规律。

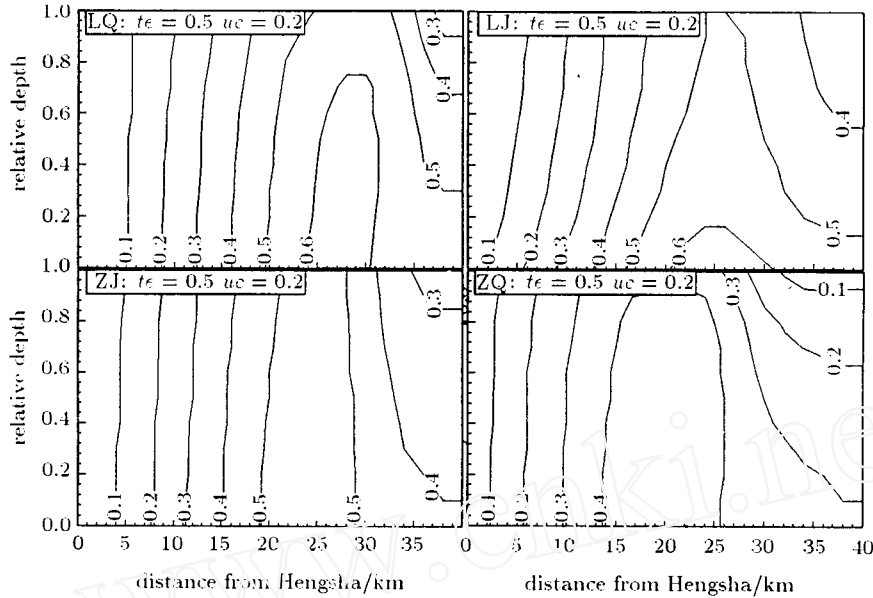


图 6 含沙量分布的变化过程

LQ—落憩附近；LJ—落憩附近；ZJ—涨憩附近；ZQ—涨憩附近

Fig.6 Contours of sediment concentration at different tidal phases

LQ: Low slack water; LJ: Low rapid water; ZJ: High rapid water; ZQ: High slack water

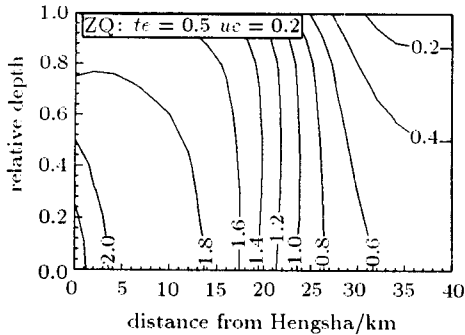


图 7  $c^- = 2.0 \text{ kg/m}^3$  时涨憩时刻含沙量分布  
Fig.7 Contours of sediment concentration at high slack water when  $c^- = 2.0 \text{ kg/m}^3$

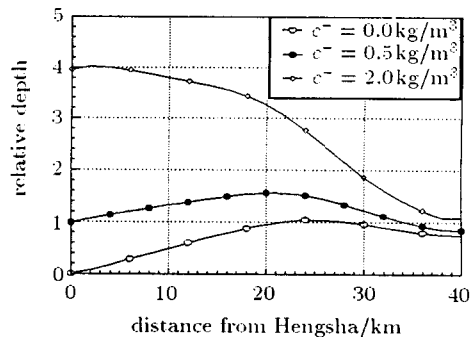


图 8 上游来沙量对悬移质单宽输沙率的影响  
Fig.8 Influence of sediment concentration from upstream on suspended load

### 4 结 论

1) 以河口水流运动的物理特征为基础，利用振荡边界层理论，得到了往复运动水流流速垂

向分布廓线. 据此建立了河口剖面准二维水流盐度泥沙数学模型, 模型中应用基于湍流猝发机制的泥沙上扬通量函数构造泥沙近底边界条件, 泥沙起动与容重相联系, 并假定容重的变化与垂向平均流速成简单的线性关系, 同时考虑盐度、含沙量对絮凝沉降的影响. 这样, 较完整地考虑了对流、扩散、起动和沉降诸动力学过程. 模型得到实测资料验证, 所得定性结果符合一般规律. 与以往的简化数学模型相比, 该模型物理机理清晰, 计算量小.

2) 应用该模型研究河口混合过程及其对泥沙输运的影响, 得到含沙量分布的一般规律: 含沙量在垂直剖面上的分布与混合指标、盐度及上游来沙量有关. 当来沙量较小时, 含沙量在流向经历小-大-小的变化过程, 因而中间段形成“最大浑浊带”, 此区域常常是泥沙淤积之处, 易形成拦门沙; 在一个潮周期内其位置随涨落潮上下移动, 落憩时靠下游, 涨憩时靠上游, 移动的幅度约 8 km, 与混合指标关系不大; 但其平均位置随混合指标变化, 混合指标越小, 越靠上游, 摆幅可达 20 km. 当来沙量较高时, 含沙量分布从上游到下游逐渐减小, 泥沙沿程落淤, 因此拦门沙的变化表现为洪季淤积, 枯季冲刷.

3) 该模型尚有一定局限性, 如对地形突变的局部河段和弱混合型河口(形成盐水楔), 水流偏离一维流动, 计算结果会产生一些误差.

### 参 考 文 献

- 1 David Prandle. Tidal Characteristics of Suspended Sediment Concentrations. *J Hydr Engrg, ASCE*, 1997, 123(4):341~350
- 2 Collins MB, Ke X, Gao S. Tidally-induced Flow Structure Over Intertidal Flats. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 1998, 46: 233~250
- 3 Lou J, Ridd PV. Modelling of suspended sediment transport in coastal areas under waves and currents. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 1997, 45: 1~16
- 4 Jin X, Krennburg C. Quasi-3D numerical modelling of shallow-water circulation. *J Hydr Engrg, ASCE*, 1993, 119(4): 458~472
- 5 Irene Katopodi, Jan S Ribberink. Quasi-3D Modelling of suspended sediment transport by currents and waves. *Coastal Engineering*, 1992, 18: 83~110
- 6 宋志尧, 薛鸿超, 严以新等. 潮汐动力场准三维数值模拟. 海洋工程, 1998, 16(3):54~61 (Song Zhiyao, Xue Hongchao, Yan Yixin, et al. Quasi-3-D numerical simulation of tidal hydrodynamic field. *The Ocean Engineering*, 1998, 16(3): 54~61 (in Chinese))
- 7 Li J C, Zhou J F, Wang T. On estuary sediment transport. In: SCORE'97, HKUST, 1998. 15~24
- 8 D Myrhaug, OH Slaattelid, RL Soulsby, et al. Measurements and analysis of flow velocity and sediment concentration at the sea bed. In: Rajaona RD ed. Sediment transport mechanisms in coastal environments and rivers. *Applied Mechanics Reviews*, 1995, 48(9): 570~588
- 9 周济福. 河口混合过程及泥沙输运研究. [博士论文]. 北京: 中国科学院力学研究所, 1998. 48~51 (Zhou Jifu. Mixing Process and Sediment Transport in Estuaries. [Doctoral Thesis]. Beijing: Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 1998. 48~51 (in Chinese))
- 10 周济福, 李家春, 刘青泉. 河口混合过程研究. 中国科学 A 辑, 1999, 29(9):835~843 (Zhou Jifu, Li Jiachun, Liu Qingquan. Mixing process in estuaries. *Science in China (series A)*, 1999, 42(10): 1110~1120)
- 11 Nielsen P. Coastal bottom boundary layers and sediment transport. in: advanced series on ocean engineering-volume 4. Singapore: JBW Printers & Binders Pte Ltd, 1992. 40~52
- 12 钱宁, 万兆惠. 泥沙运动力学. 北京: 科学出版社, 1986. 74~78 (Ning Chien, Wan Zhaohui. Mechanics of Sediment Transport. Beijing: Science Press, 1986. 74~78)
- 13 曹志先. 泥沙数学模型近底边界条件 II: 非平衡输沙. 水利学报, 1997 (1): 20~24 (Cao Zhixian. Bottom boundary condition for suspended sediment transport modeling II: non-Equilibrium state. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1997 (1): 20~24 (in Chinese))



- 14 Wilcock Peter R. Critical shear stress of natural sediments. *J Hydr Engrg, ASCE*, 1993, 119(4):491~505
- 15 唐存本. 泥沙起动的规律. 水利学报, 1963 (2): 1~12 (Tang Cunben. The law of sediment incipience. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1963 (2): 1~12 (in Chinese))
- 16 王允菊, 张志忠, 黄文盛等. 长江口南槽水化学特性与悬沙黏土矿物. 海洋通报, 1995, 14(3):106~113 (Wang Yunju, Zhang Zhizhong, Huang Wensheng, et al. Hydrochemical characteristics and clay minerals of suspended sediment in South Channel, Changjiang Estuary. *Marine Science Bulletin*, 1995, 14(3): 106~113 (in Chinese))

## MIXING AND SEDIMENT TRANSPORT IN ESTUARIES<sup>1)</sup>

Zhou Jifu      Li Jiachun

(*Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China*)

**Abstract** To simulate estuarine flow and transport of salinity and sediment, a quasi-2D mathematical model is proposed on the basis of the oscillatory boundary layer theory and component decomposition approach. The influences of fresh and salt water mixing on sediment transport and the spatial and temporal variations of maximum turbidity are addressed.

To begin with, the difference of vertical velocity profiles between oscillatory and unidirectional flow is analyzed by accounting for characteristics of estuarine flow. And thus the mean velocity is decomposed into runoff and tide components at first. Subsequently, a theoretical expression for vertical velocity profile in terms of its depth average is derived by applying the universal logarithmic law and oscillatory boundary layer theory.

The derived expression is then used to establish a quasi-2D model to simulate sediment transport in estuaries. For sediment transport, the model is focused on the dynamic processes, such as convection, diffusion, suspension and settling. It simultaneously models flow pattern, salinity distribution and sediment concentration field. In particular, turbulent bursting effect is considered to construct a reasonable pick-up function for estimating sediment suspension flux at the bottom. The influence of compact process of bed material on the incipience and the flocculation settling process in salty water are accounted for as well. The model is validated by field data and proved advantageous in more physical implications and less CPU time demand.

By case studies, we have finally obtained the dependence of sediment concentration on mixing indices and sediment supply from upstream river. And the formation of maximum turbidity and its shifting with mixing indices and tidal phases are also discussed.

**Key words** estuary, oscillatory boundary layer, mixing index, flocculation, sediment transport, maximum turbidity

Received 12 February 1999, revised 29 March 2000.

1) The project supported by the National Natural Science Foundation of China (No. 59879025), National Pandeng Foundation, Ministry of Science & Technology and the Director Foundation of Institute of Mechanics, CAS.