

· 长江南京以下12.5 m深水航道建设(6) ·



非均匀非平衡输沙数学模型在长江南京以下深水航道整治一期工程中的运用

闻云呈^{1,2}, 夏云峰^{1,2}, 王晓俊¹, 徐 华^{1,2}, 张世钊^{1,2}

(1. 南京水利科学研究所, 江苏南京 210024; 2. 交通部港口航道泥沙重点实验室, 江苏南京 210024)

摘要: 通州沙、白茆沙是长江南京以下12.5 m深水航道上延南京首先碰到的两个重点碍航浅滩, 工程河段受径流和潮汐的共同作用, 水沙动力复杂, 河床冲淤多变。建立三沙河段非均匀非平衡输沙二维潮流泥沙数学模型, 在挟沙力公式、底沙与悬沙交换模式等研究的基础上, 利用实测水沙及地形资料对模型进行率定和验证。在此基础上, 利用该模型对长江南京以下12.5 m深水航道整治一期工程方案进行研究, 分析整治工程的效果及影响, 为工程设计提供技术支持。

关键词: 非平衡; 非均匀; 潮流泥沙; 数学模型

中图分类号: TV 143

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2013)05-0001-10

Application of numerical nonuniform nonequilibrium sediment model in deep water channel phase I project from Nanjing down the Yangtze River

WEN Yun-cheng^{1,2}, XIA Yun-feng^{1,2}, WANG Xiao-jun¹, XU Hua^{1,2}, ZHANG Shi-zhao^{1,2}

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Lab of Port, Waterway and Sedimentation Engineering of the Ministry of Transportation and Communication, Nanjing 210024, China)

Abstract: Tongzhou shoal and Baimao shoal are two major obstacle shoals of the 12.5 m deep water channel extending up to Nanjing in the Yangtze River. The engineering river reach is influenced by both river discharge and tide, hydrodynamics is complicated and river bed is active in siltation and erosion. Two-dimensional numerical tidal model is set up to study nonuniform nonequilibrium sediment movement in the three sand shoals (Fujiang shoal, Tongzhou shoal, Baimao shoal). Based on the study on the sediment carrying capacity formula and suspended and bed sediment exchange mode, the paper calibrates and verifies the model by measured hydrology and field bathymetry data. The model is applied to the 12.5m deep water channel phase I project to analyze the influence of regulation works and affords technical support for the engineering design.

Key words: nonequilibrium; nonuniform; tidal sediment; numerical model

长江口12.5 m深水航道2010年底已上延至太仓荡茜口, 若要上延至南京, 目前有多个碍航浅滩, 其中通州沙、白茆沙是上延南京首先碰到的两个重点碍航浅滩, 严重制约了长江下游黄金水道所发挥的效益, 通州沙、白茆沙水道海轮深水航道碍航浅滩段的整治迫在眉睫, 而整治工程实施后的整治效果以及对周边涉水工程的影响需深入研究。工程河段地处长江河口段, 受上游径

流和下游潮汐的共同作用; 泥沙既有上游径流来沙也有海外来沙, 同时本区域造床作用以底沙为主, 悬沙中的部分床沙质也参与造床, 悬沙与底沙交换频繁、复杂, 河床冲淤多变。为此, 二维潮流泥沙数学模型中悬沙挟沙力公式、推移质输沙公式等参数的处理以及二维潮流泥沙数学模型的求解模式、进出口边界的处理和底沙不平衡输沙方程的模化处理等十分复杂, 需要深入研究。

收稿日期: 2012-12-30

作者简介: 闻云呈(1979—), 男, 硕士, 工程师, 主要从事河口海岸泥沙研究。

本文在工程河段水沙及河床冲淤特性分析的基础上，建立三沙河段非均匀、非平衡二维潮流泥沙数学模型，在近期实测水沙、地形资料验证的基础上对整治方案效果及其影响进行研究分析，为工程设计提供技术支撑。

1 自然条件

1.1 河道概况

工程河段上起南通任港、下迄太仓浏河口，全长约76 km，由通州沙水道和白茆沙水道经徐六泾河段连接而成藕节状，上接南通水道，下连长江口南支河段的宝山水道。该河段属于弯曲多分叉河道，包括澄通河段下段和南北支河段。

通州沙河段上起十三圩，下至徐六泾，全长

约39 km。进出口江面宽相对较窄，中间放宽，最大河宽约9.4 km。徐六泾河段由徐六泾至白茆河口，全长15 km。江面宽由进口徐六泾处约4.7 km，逐步展宽至白茆河口处7.5 km，其间苏通大桥飞架南北。

白茆河口以下为展宽分叉型河道，长江在此被崇明岛分南北两支，北支为支叉，南支为主叉。白茆河口至吴淞口，全长约60 km，与南、北港相连。白茆河口以下江面展宽到10.0 km，到七丫口处江面略微收缩，七丫口以下又逐渐放宽，至吴淞口江面宽度达17.0 km。白茆沙为水下暗沙，在七丫口附近和白茆沙北水道汇合后进入长江南支下段，多叉分流后进入南、北港入海^[1]，工程河段河势见图1。



图1 工程河段河势

1.2 大通站水沙特性

一年当中，最大流量一般出现在7—8月，最小流量一般在1—2月。径流在年内分配不均匀，5—10月为汛期，其径流量占年径流总量70.47%，沙量占87.24%，表明汛期水量、沙量比较集中，沙量集中程度大于水量，大通站历年径流量及输沙总量变化见图2。

1.3 工程河段水沙特性

1.3.1 工程河段潮汐与潮流

长江口为中等强度潮汐河口，长江口南支河段潮汐属于非正规半日潮，一涨一落平均历时12 h 25 min，一个太阴日24 h 50 min，有两涨两落，且日潮不等。每年春分至秋分为夜大潮，秋分至次年春分为日大潮。最大潮差4 m以上，最小潮差

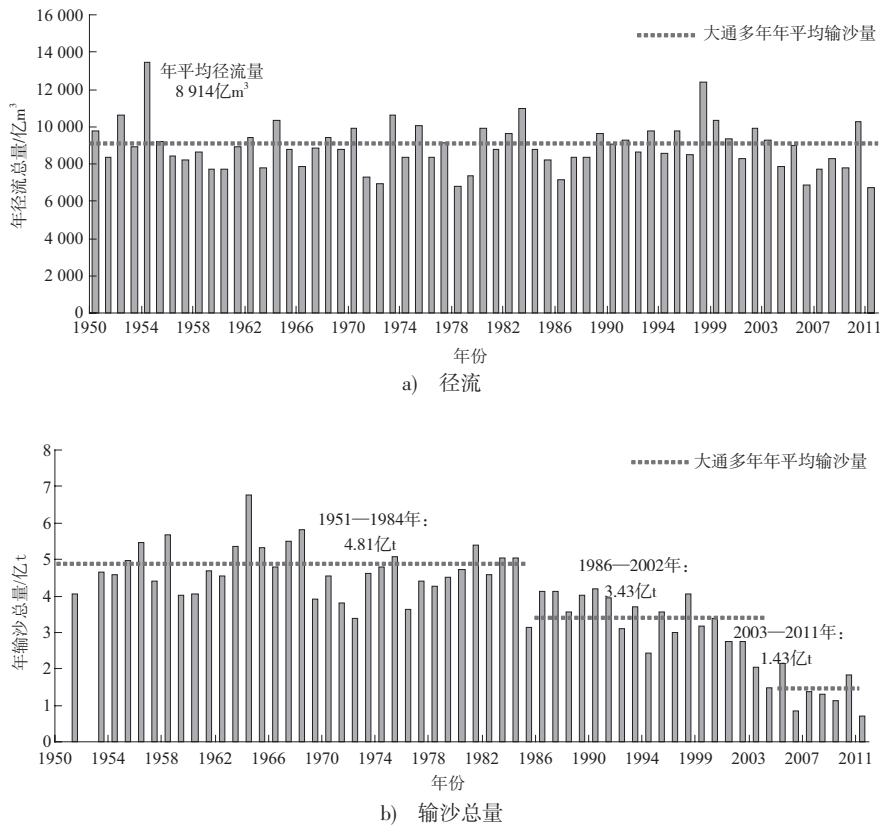


图2 1951—2011年大通站径流、输沙总量

0.02 m。在径流与河床边界条件阻滞下, 潮波变形明显, 涨落潮历时不对称, 涨潮历时短, 落潮历时长, 潮差沿程递减, 落潮历时沿程递增, 涨潮历时沿程递减。自上而下肖山、天生港、徐六泾和杨林的潮汐特征值见表1。最高潮位通常出现在台风、天文潮和大径流三者或两者遭遇之时, 其

中台风影响较大。1997年8月19日农历7月17日, 11#台风和特大天文大潮遭遇, 天生港站出现建站以来最高潮位7.08 m (吴淞高程), 1996年8号台风, 正值农历6月17日天文大潮, 遭遇上游大洪水 (长江大通站流量达72 000 m³/s), 江阴出现历史上最高潮位。

表1 各站点的潮汐特征

站名	最高潮位	最低潮位	平均高潮位	平均低潮位	平均潮差	最大潮差
肖山	5.28	-1.14	2.10	0.50	1.64	3.39
天生港	5.14	-1.52	2.07	0.03	1.93	4.01
徐六泾	4.83	-1.56	2.05	-0.37	2.01	4.01
杨林	4.50	-1.47	1.71	-0.50	2.19	4.90
吴淞	3.82	-2.17	1.36	-0.89	2.31	4.48

工程河段落潮流是塑造河床的主要动力, 落潮稳定期流速垂线分布总体基本符合对数分布形式, 呈现上大下小的分布规律; 由于主支汉动力的差异, 三沙河段深槽内水流惯性大, 后涨后落, 滩及洲滩水流先涨先落, 同时出现涨落潮主动力轴线分离现象; 天生港水道进口、北支口 (青龙港附近) 出现涨潮的汇潮点。

1.3.2 工程河段泥沙

工程河段河床底沙中值粒径总体呈现洪季大于枯季, 主槽大于滩地, 上游大于下游; 洪季条件下三沙河段主槽底沙中值粒径一般在0.1~0.25 mm, 洲滩底沙中值粒径一般在0.01~0.08 mm; 枯季条件下三沙河段主槽底沙中值粒径一般在0.1~0.2 mm, 洲滩底沙中值粒径一般在0.01~0.06 mm。洪季悬

沙中值粒径总体沿程变化不大，主槽和浅滩相差不大，主支汊无明显变化；枯季条件下，下游涨潮流强，受海外来沙以及底沙冲刷再悬浮等因素影响，徐六泾以下河段悬沙中值粒径较徐六泾以上河段粗，主槽悬沙中床沙质与冲泄质的分界粒径约0.04 mm，主槽河床造床以底沙为主，悬沙中10%~15%的床沙质参与造床，通州沙、白茆沙主槽颗粒级配曲线见图3。

工程河段近期的冲淤变化见图4，从图4可以看出，狼山沙左侧有所冲刷后退，狼山沙东水道主槽左侧及通州沙西水道七干河以下狼山沙一侧有所淤积，新开沙沙体总体有所冲刷；徐六泾河

段主槽冲淤相间，白茆小沙边缘有所冲刷；白茆沙南水道进口段主槽有所冲刷，北水道进口仍处于淤积态势，白茆沙头部冲刷后退，沙体冲淤相间且变幅相对较小。

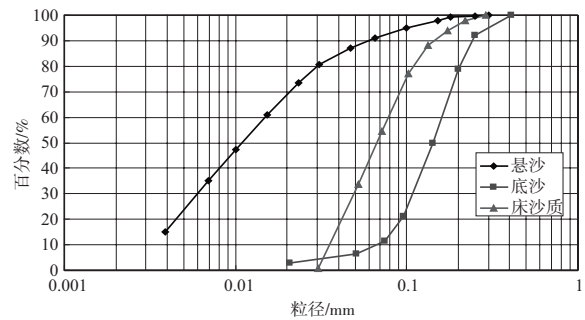


图3 通州沙、白茆沙主槽颗粒沙级配曲线

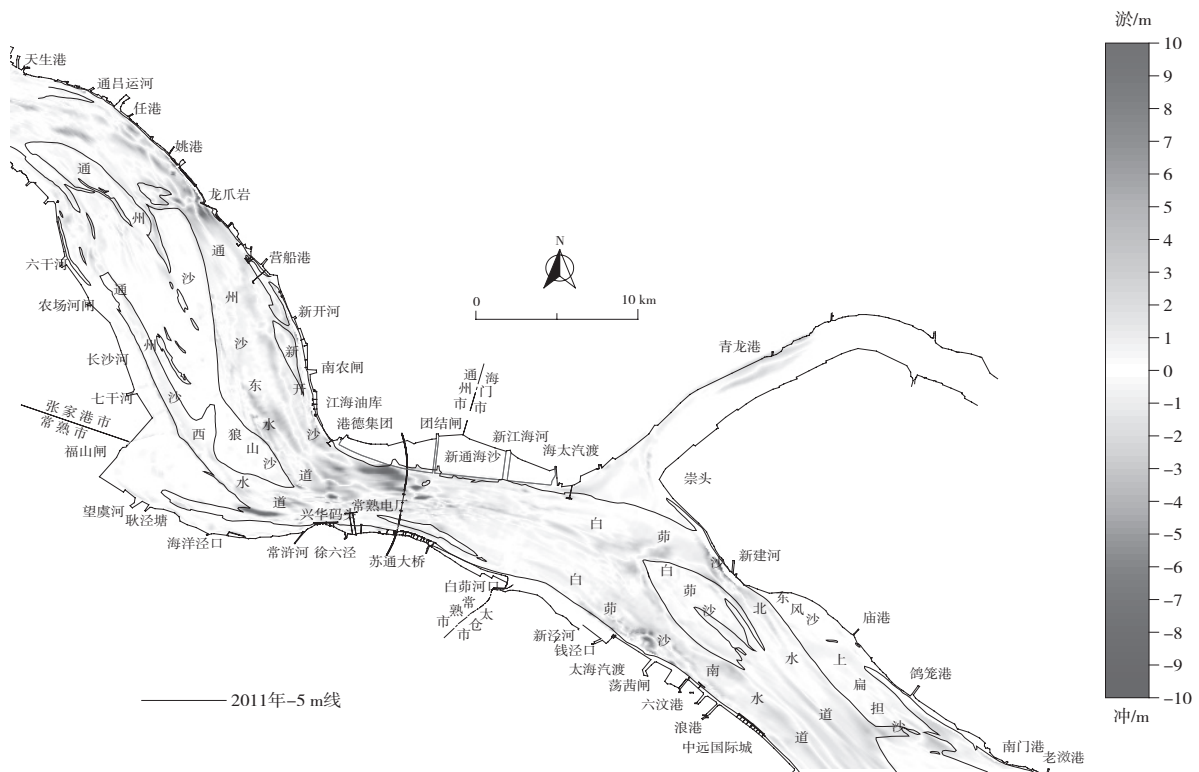


图4 2010-09—2011-10月工程河段河床自然冲淤变化

2 非均匀、非平衡二维数学模型的建立与验证

2.1 笛卡尔坐标系二维水深积分水流运动基本方程

连续方程：

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial [(h + \zeta)u]}{\partial x} + \frac{\partial [(h + \zeta)v]}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

动量方程：

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} (v_e \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (v_e \frac{\partial u}{\partial y}) - g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{\tau_{xx}}{\rho H} - \frac{\tau_{bx}}{\rho H} + fv \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} (v_e \frac{\partial v}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial x} (v_e \frac{\partial v}{\partial x}) - g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{\tau_{yy}}{\rho H} - \frac{\tau_{by}}{\rho H} - fu \quad (3)$$

式中： u, v 为水深平均流速在 x, y 方向分量， $u = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\zeta} u_1 dz, v = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\zeta} u_2 dz$ ， u_1, u_2 为三维空间水平面上 x, y 方向流速分量； H 为水深， $H=h+\zeta$ ； f 为科氏力系数， $f=2\omega \sin \varphi$ ， ω 为地球自转角速度， φ 为纬度； v_e 为有效黏性系数： $v_e = v_t + v_v$ ， v_t 为紊动黏性系数； τ_{bx}, τ_{by} 分别为底部切应力在 x, y 方向分量：

$$\tau_{bx} = \rho c_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

$$\tau_{by} = \rho c_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (5)$$

式中: c_f 为底部摩擦系数: $c_f = n^2 g / H^3$, n 为河底糙率系数。 τ_{sx} , τ_{sy} 分别为表面风应力在 x , y 方向分量:

$$\begin{cases} \tau_{sx} = \rho k_s w_x |w| \\ \tau_{sy} = \rho k_s w_y |w| \\ |w| = \sqrt{w_x^2 + w_y^2} \end{cases} \quad (6)$$

式中: k_s 为系数。本文计算中暂不考虑风应力的影响, 令 τ_{sx} , τ_{sy} 为零。

可以将上述控制方程(1)~(6)写成统一的对流-扩散微分方程:

$$\frac{\partial H\Phi}{\partial t} + \frac{\partial Hu\Phi}{\partial x} + \frac{\partial Hv\Phi}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left[H\Gamma_\phi \frac{\partial \Phi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[H\Gamma_\phi \frac{\partial \Phi}{\partial y} \right] + S_\phi \quad (7)$$

式中: 计算变量 $\Phi = u, v, K, \varepsilon$; S_ϕ 为源项, 通过对源项线性负坡化处理得

$$S_\phi = S_{\phi c} + S_{\phi P} \Phi_P, \quad S_{\phi P} \text{ 必须满足 } S_{\phi P} \leq 0;$$

$$\Gamma_\phi = \frac{v_t}{\sigma_\phi} + \nu; \quad \sigma_\phi \text{ 为经验常数。}$$

可见, 本模型为一椭圆形偏微分方程的初边值问题, 要求解该数学物理方程必须给出适当的初始条件和边界条件, 由数值离散求解^[2]。

2.2 笛卡尔坐标系二维泥沙输运方程

2.2.1 悬沙不平衡输运方程

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial (cu_{mi})}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} (c\omega\delta_{is}) + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{v_{mi}}{\sigma_c} \frac{\partial c}{\partial x_i} \right) \quad (8)$$

由式(8)沿水深积分, 并假定由流速和含沙量沿垂线分布不均匀在积分时产生的修正系数:

$$\frac{1}{H} \int_{-h}^{\zeta} u_i s dz \approx 1.0, \quad \frac{1}{HvS} \int_{-h}^{\zeta} u_2 s dz \approx 1.0, \quad \text{引入冲淤平衡时的挟沙能力 } S^*, \text{ 得:}$$

$$\frac{\partial HS_i}{\partial t} + \frac{\partial HuS_i}{\partial x} + \frac{\partial HvS_i}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(H \frac{v_t}{\sigma_s} \frac{\partial S_i}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(H \frac{v_t}{\sigma_s} \frac{\partial S_i}{\partial y} \right) + \Phi_s \quad (9)$$

式中: S 为单位水体垂线平均含沙量, $S = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\zeta} s dz$; s 为单位水体含沙量, $s = \rho_s c$, c 为单位水体体积浓度; $v_t = v_{mi}$; $\sigma_s = \sigma_c$, 为Schmidt数; ω_s 为泥沙沉速, 下标 i 表示非均匀泥沙分组情况。

2.2.1.1 源汇项的处理

式(8)源汇项是由

$$\Phi_s = \int_{-h}^{\zeta} \left[\frac{\partial (\omega_s s)}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v_t}{\sigma_s} \frac{\partial s}{\partial z} \right) \right] dz = \left(\omega_s s + \frac{v_t}{\sigma_s} \frac{\partial s}{\partial z} \right) \Big|_{z=-h}^{z=\zeta} \quad (10)$$

得出的。对于水面 $z=\zeta$ 泥沙扩散通量为零边界条件:

$$\omega_s s + \frac{v_t}{\sigma_s} \frac{\partial s}{\partial z} = 0 \quad (11)$$

对于底部 $z=-h$ 泥沙扩散通量:

$$\Phi_s = \omega_s s_b + \frac{v_t}{\sigma_s} \frac{\partial s_b}{\partial z} \quad (12)$$

一般认为悬沙粒径很细时, 不论泥沙沿水深分布是否处于平衡状态, 含沙量沿水深变化不大, 上式表示为: $\Phi_s = \alpha \omega_s (S^* - S)$, 式中 $\alpha = \alpha^* P_r$ 为系数, 此表达式在泥沙输移数模计算中得到广泛运用。关于表达式中的系数 α , 韩其为^[3]在研究悬沙二维扩散方程的边界条件时, 定义为恢复饱和系数, 并有如下关系:

$$\alpha = (1 - \varepsilon_0)(1 - \varepsilon_4) \left[1 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}(1 - \varepsilon_4)} \frac{u_*}{\omega_s} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{u_*}{\omega_s} \right)^2} \right] \quad (13)$$

其数值大多在0.023~4.51, 在数模计算中, 垂线恢复饱和系数 α 取值范围为0.25~1.0, 淤积状态取 $\alpha=0.25$; 冲刷状态取 $\alpha=1.0$ 。

2.2.1.2 参数处理

按照窦国仁等^[4]的模式, 将非均匀沙按其粒径大小分成 N_0 组, S_n 表示 n 组粒径的含沙量, P_n 表示此粒径在悬沙总含沙量 S 中所占的比值:

$$S_n = P_n S, \quad S = \sum_{n=1}^{N_0} S_n.$$

$$\text{总挟沙力: } S_* = K_s \frac{u_*^3}{hw_m} \quad (14)$$

$$\text{挟沙力级配: } P_n^* = \frac{\left(\frac{P_n}{w_n} \right)^a}{\sum_{i=1}^{N_0} \left(\frac{P_i}{w_i} \right)^a} \quad (15)$$

$$\text{分组挟沙力: } S_n^* = P_n^* S_*, \quad \omega_n = \sum_{n=1}^{N_0} p_n \omega_n \quad (16)$$

式中: $0 < \alpha < 1$; ω_n 为第 n 组粒径的沉速; ω_m 为非均匀平均沉速。

国内较多的学者^[5]认为 $S_* = f\left(\frac{V^2}{gH}, \frac{V}{w}\right)$, 张瑞瑾公式 $S_* = K\left(\frac{u^3}{gH\omega_s}\right)^m$ 就是将上述两者的乘积建立关系, 式中 $\frac{V^2}{gH}$ 为水流的弗汝德数的平方, $\frac{V}{w}$ 代表泥沙的相对重力作用, 公式的物理意义比较

明确，即水流挟沙能力是水流动力与泥沙重力的相互作用。本文利用三沙河段实测水沙资料对公式进行拟合，选取计算的参数值。对数坐标下涨落潮 $\ln S_s$ 与 $\ln \frac{u^3}{gHw}$ 的关系见图6。式中： K, m 为系数； u, H 为平均流速和平均水深，对数坐标下涨落潮含沙量与流速关系见图5和6。

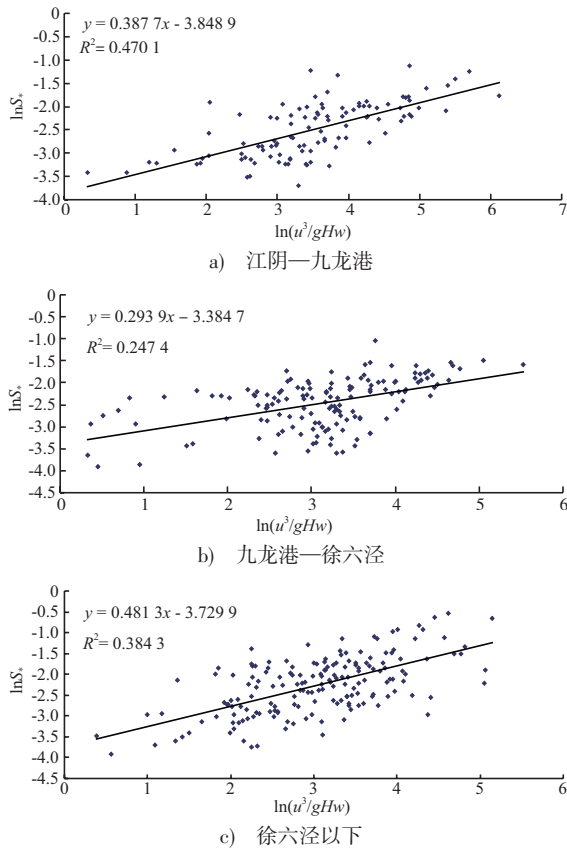
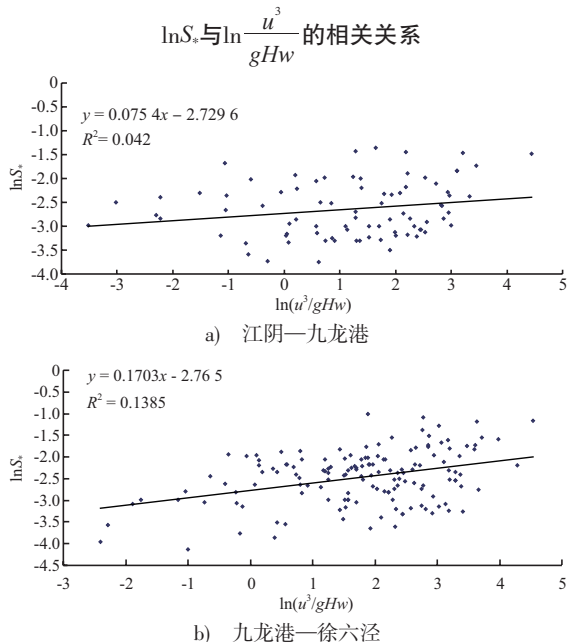


图5 对数坐标下、沿程各区域涨潮



b) 九龙港—徐六泾

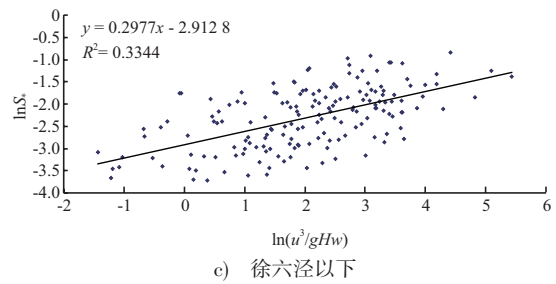


图6 对数坐标下、沿程各区域涨潮

$\ln S_s$ 与 $\ln \frac{u^3}{gHw}$ 的相关关系

2.2.2 推移质不平衡输移方程

根据推移质不平衡非均匀输沙原理，通过推移质水深折算推导出底沙不平衡输沙输移方程：

$$\frac{\partial(HN_b)}{\partial t} + \frac{\partial(uHN_b)}{\partial x} + \frac{\partial(vHN_b)}{\partial y} = \beta\omega_s(N_{b^*} - N_b) \quad (17)$$

式中： N_b, N_{b^*} 分别为推移质输沙量和推移质输沙能力折算成相应水深的泥沙浓度； β 为推移质泥沙恢复饱和系数；对于非均匀沙，推移质不平衡输移方程采用如下形式：

$$\frac{\partial H N_i}{\partial t} + \frac{\partial H u N_i}{\partial x} + \frac{\partial H v N_i}{\partial y} = \beta_i \omega_{si} (N_i^* - N_i) \quad (18)$$

式中：下标*i*表示第*i*组粒径泥沙对应的变量。对于非均匀沙第*i*组粒径泥沙输沙率，根据Karim, Kenedy(1981) 建议考虑隐蔽系数 η_i ：

$$\eta_i = \left(\frac{d_i}{d_{50}}\right)^{0.85} \quad (19)$$

总的输沙能力为：

$$q_b = \sum_{i=1}^m P_{bi} \eta_i q_{bi}^* \quad (20)$$

式中： P_{bi} 为第*i*组粒径泥沙所占的百分比； q_{bi}^* 为第*i*组粒径泥沙推移质输沙率。

窦国仁推移质输沙率公式为：

$$q_{bi}^* = \frac{k}{c^2} \frac{\rho \rho_s}{\rho_s - \rho} g m_i \frac{(u^2 + v^2)^{3/2}}{g \omega_{si}} \quad (21)$$

$$m_i = \begin{cases} \sqrt{u^2 + v^2} - v_{ki} & \text{当 } v_{ki} \leq \sqrt{u^2 + v^2} \text{ 时} \\ 0 & \text{当 } v_{ki} > \sqrt{u^2 + v^2} \text{ 时} \end{cases}$$

v_{ki} 为第*i*组粒径泥沙临界起动流速：

$$v_{ki} = 0.265 \ln\left(11 \times \frac{H}{\Delta}\right) \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d_i + 0.19 \left(\frac{\rho_0}{\rho'_0}\right)^{2.5} \frac{\varepsilon_k + gH\sigma}{d_i}} \quad (22)$$

式中： d_i 为第*i*组泥沙粒径， $\rho_0=1650 \text{ kg/m}^3$ ； ε_k 为粘结力参数（天然沙 $\varepsilon_k=2.56 \text{ cm}^3/\text{s}^2$ ）； σ 为薄膜

水厚度, $\sigma=0.21 \times 10^{-4}$ cm, $\rho'_0 g$ 为床面泥沙干密度与重力加速度的乘积, 对于细沙 $\rho'_0=\rho_0$, C 为谢才系数: $C=2.5 \ln\left(11 \times \frac{h}{\Delta}\right)$, Δ 为床面糙度:

$$\Delta = \begin{cases} 0.5 \text{ mm} & \text{当 } d_{50} \leq 0.5 \text{ mm 时} \\ d_{50} & \text{当 } d_{50} > 0.5 \text{ mm 时} \end{cases}$$
, K 为系数, 对于沙质推移质 K 取0.01, 这样方程(18)式中 N_i^* 可写成:

$$N_i^* = P_{bi} \eta_i \frac{K}{c^2} \frac{\rho \rho_s}{\rho_s - \rho} g m_i \frac{(u^2 + v^2)}{g H \omega_{si}} \quad (23)$$

2.2.3 河床变形方程

由悬移质冲淤引起的河床变形方程为:

$$\rho_0 g \frac{\partial \eta_{si}}{\partial t} = \alpha_i \omega_{si} (s_i - s_i^*) \quad (24)$$

式中: η_{si} 为第*i*组粒径悬移质泥沙引起的冲淤厚度。

由推移质冲淤引起的河床变形方程变形方程为:

$$\rho_0 g \frac{\partial \eta_{bi}}{\partial t} = \beta_i \omega_{si} (N_i - N_i^*) \quad (25)$$

式中: η_{bi} 为第*i*组粒径推移质泥沙引起的冲淤厚度。

这样, 河床总的冲淤厚度:

$$\eta = \sum_{i=1}^n \eta_{si} + \sum_{i=1}^m \eta_{bi} \quad (26)$$

对于非均匀沙冲淤将发生河床床面泥沙的筛选, 床沙的级配将不断调整, 河床冲刷会形成床面粗化层, 悬沙落淤使床面层细化。这种床面冲淤造成床沙级配调整可采用吴伟民等模式^[6]:

$$P_{bi} = [\Delta Z_i + (E_m - \Delta Z) P_{obi}] / E_m \quad (27)$$

式中: P_{obi} , P_{bi} 分别为第*i*组泥沙时段初和时段末的床沙级配; E_m 为床沙可动层厚度, 其大小与河床冲淤状态, 冲淤强度及历时有关, 当单向淤积时, $E_m = \Delta Z$, 当单向冲刷时, E_m 的限制条件是保证床面有足够的泥沙补偿。

2.2.4 二维潮流泥沙数学模型求解

由压力校正法进行压力(水位)-流速耦合求解, 得出正确的流速场和水位值。对于紊动能和紊动能耗散以及悬沙与底沙输移方程可由统一的离散方程求解, 河床变形方程也可直接差分离散求解, 动边界问题采用地形切削法处理。

2.3 定解条件

2.3.1 初始条件

给定初始条件时刻 $t=0$ 时, 计算域内所有计算

变量($U, V, \zeta, K, \varepsilon, S_i, N_i$)的初值, 给出悬沙级配和分区床沙级配。

2.3.2 上、下游控制边界条件

1) 上游进口条件。

①由一维水沙数学模型提供上游来流过程线 $Q_{in}(t)$, 沙量过程线 $S_{in}(t)$ 和进口推移质输沙率 q_b , 进口各点流速 $\frac{\partial U_i}{\partial \xi} = 0, V_i = 0$ 。进口各控制点流速由下式迭代算出^[7]:

$$U_j = \frac{Q_{in}(t) h_j^{2/3}}{\sum h_j^{2/3} dy_j} \sqrt{\alpha_j} \quad (28)$$

式中: U_j , h_j 为进口计算网格点沿*y*方向流速和水深; dy_j 为离散网格间距。 $V_j=0$, 紊动能 $k=\alpha_k U^2$, α_k 为常数。

②水位控制给定 $\zeta_n(t)$ 和 $S_{in}(t)$ 。

2) 下游出口条件。

由一维水沙数学模型提供下游控制水位 $\zeta_{out}(t)$ 过程线、沙量过程线 $S_{in}(t)$ 和推移质输沙率 q_b 。

2.3.3 固壁条件

流速采用无滑动边界条件, $U=V=0$; 对于含沙量 S_i , 底沙 N_i 计算中采用法向梯度为零条件:

$$\frac{\partial S_i}{\partial n} = \frac{\partial N_i}{\partial n} = 0 \quad (29)$$

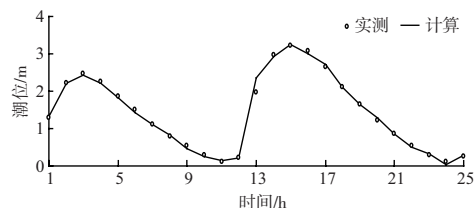
2.3.4 收敛控制条件

控制连续方程最大质量源 b_{max} 和通过各断面流量 Q , $\frac{b_{max}}{Q_j} < 1.0\%$, 流速 $|U_{ij}^{n+1} - U_{ij}^n| \leq 1 \times 10^{-3}$ m/s,

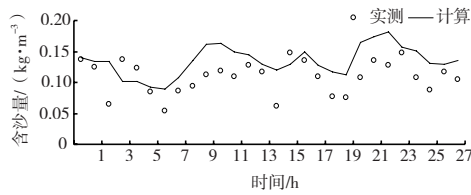
水位 $|\zeta_{ij}^{n+1} - \zeta_{ij}^n| < 1 \times 10^{-4}$ m。

2.4 二维数学模型的验证

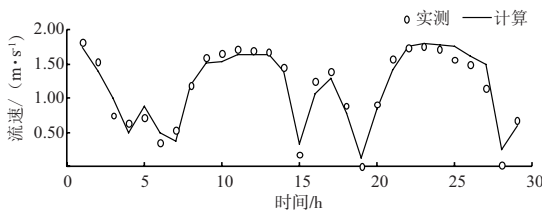
本次研究采用2011年8月实测地形对模型进行重新概化, 水沙验证采用2010年7月实测水沙资料进行, 河床冲淤验证采用2010年3月—2011年8月的起止地形, 水沙动力验证见图7, 地形冲淤验证见图8。验证表明, 模型复演了工程河段水流运动及河床冲淤(冲淤量差值在30%以内), 验证结果满足有关规程、规范的要求。



a) 营船港潮位

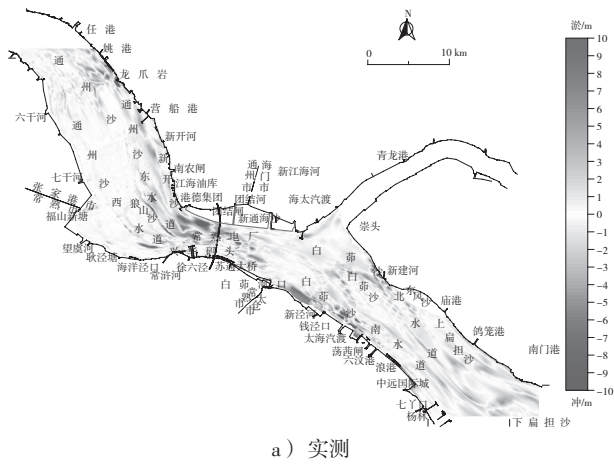


b) 5#含沙量

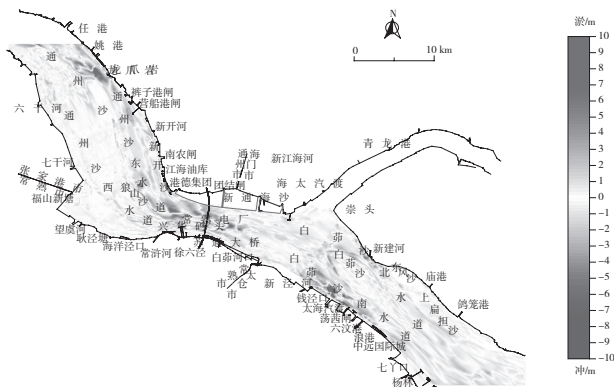


c) 流速

图7 水位、流速、含沙量比较



a) 实测



b) 计算

图8 地形计算与实测冲淤比较

潮（上游径流量56 800 m³/s，下游频率85%的潮差）、枯季大潮（上游径流量16 800 m³/s，下游频率85%的潮差）为计算边界条件，工程实施后流速以及工程引起的冲淤变化见图10和11。

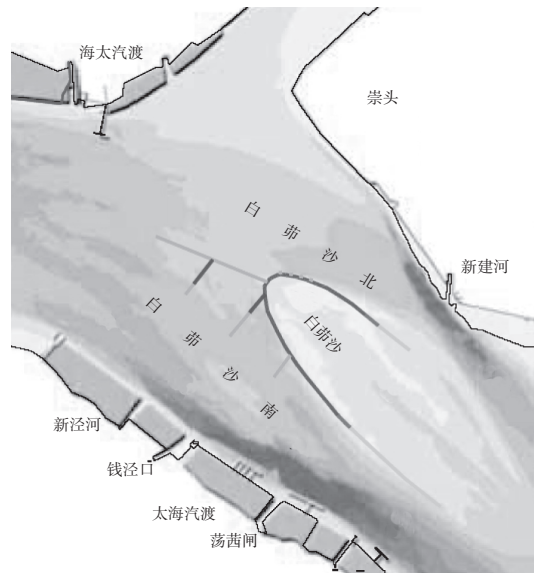
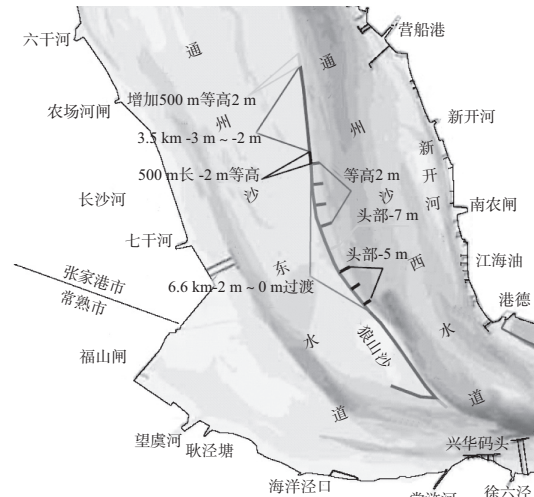


图9 初步设计方案

3 整治工程效果及影响分析

3.1 整治效果分析

在前期研究的基础上形成了初步设计优化方案，方案平面布置见图9。本文利用大通—长江口的长河段一维水沙数学模型计算提供的洪季大

研究表明^[8]，工程实施后通州沙下段碍航浅区流速增加一般在0.06~0.08 m/s；狼山沙潜堤掩护区范围内流速有所减小，且减小的幅度一般在0.05~0.2 m/s，狼山沙滩面上流速变化很小，狼山沙东水道航槽内流速有所增加且一般在0.02 m/s以内。白茆沙南水道进口碍航浅区附近流速增加一般在0.05~0.15 m/s，狼山沙东水道分流比略有减小，白茆沙北水道分流比变化一般都在1.0%~1.2%，南支分流比变化很小，南北港分流

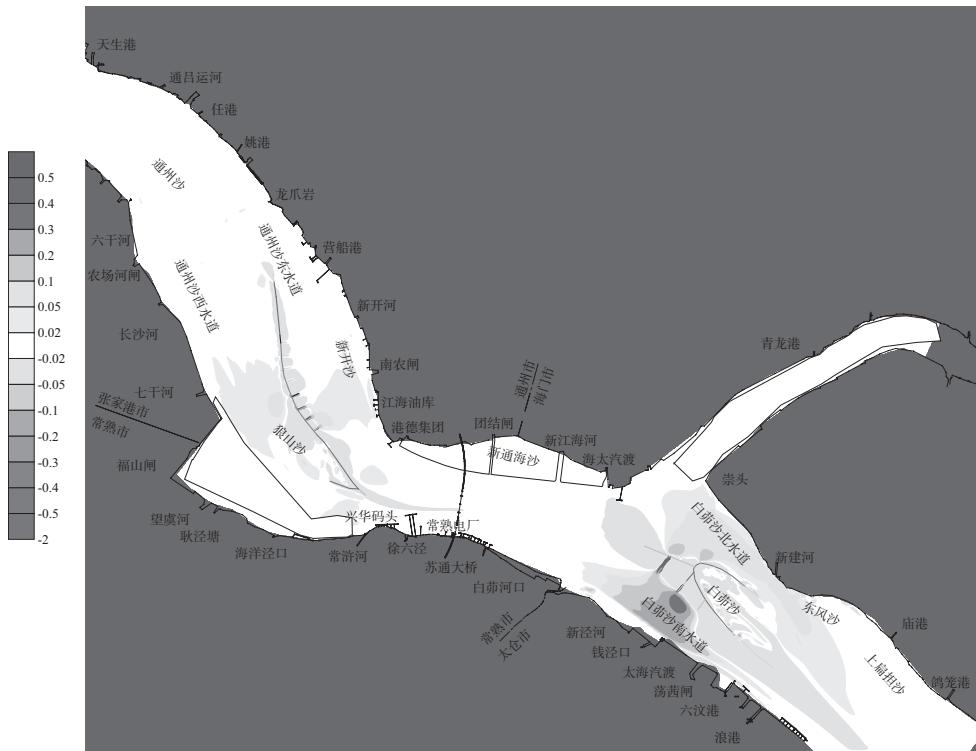


图10 落急流速变化 (单位: m/s)

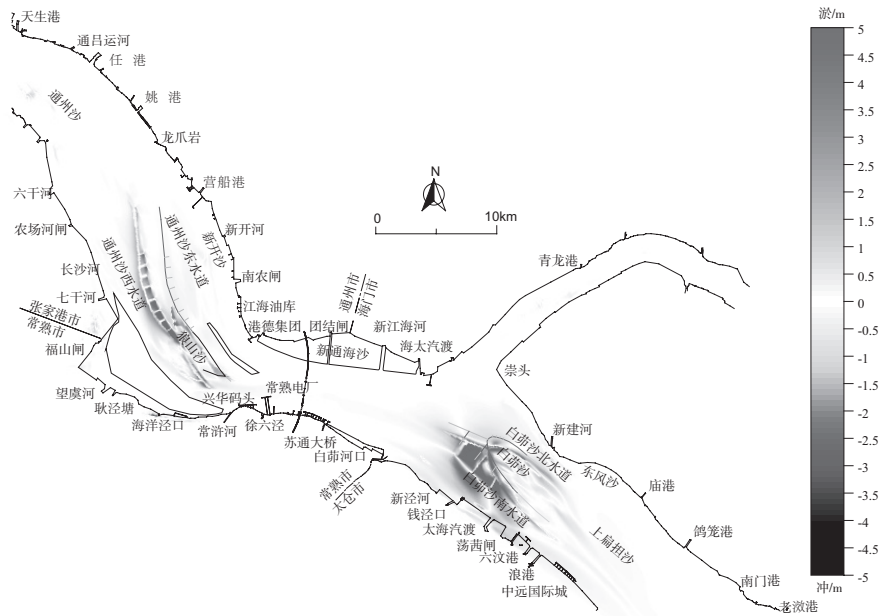


图11 工程引起的冲淤变化

比无变化。

工程的实施在一定程度上遏制了通州沙、狼山沙冲刷后退的趋势, 有利于白茆沙的稳定, 稳定两汉分流, 形成南北水道稳定的分汊格局。随着南水道进口南侧齿坝间槽宽收缩, 有利于近航槽沙包冲刷和航道的调顺, 白茆沙南水道航槽可基本满足 $12.5\text{ m} \times 500\text{ m}$ 的要求。

3.2 周边影响分析

工程河段长江两侧高低潮位变化见图12和13。高潮位时由于潮位较高、流速较小, 高潮位略有抬高且一般都在 0.01 m 以内。沿程低潮位变化可以看出, 上游龙爪岩、新开河附近水位壅高值一般在 0.02 m 以内, 港德集团附近水位的壅高值一般在 0.01 m ; 六干河附近水位壅高值一般在 0.02 m

以内，七干河附近水位壅高值一般在0.01m，望虞河口附近水位壅高值一般在0.01 m以内，白茆河口以及浪港附近水位有所降低，且降低的幅度一般在0.02 m以内，杨林附近变化很小。因此，整治工程对长江行洪、排涝的影响较小。

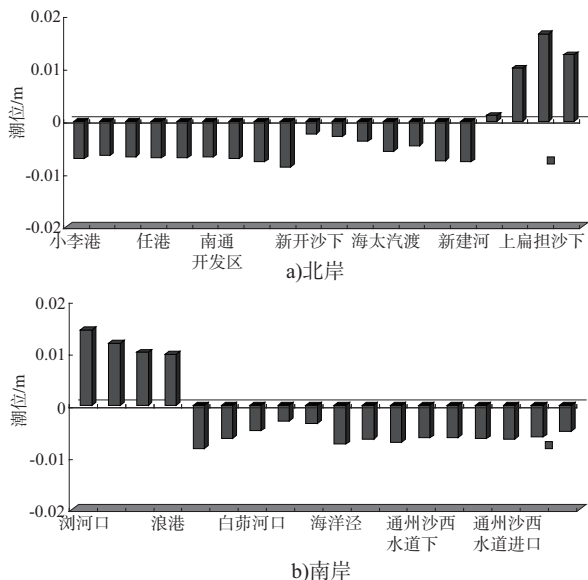


图12 工程区域南、北两侧岸线沿程高潮位变化

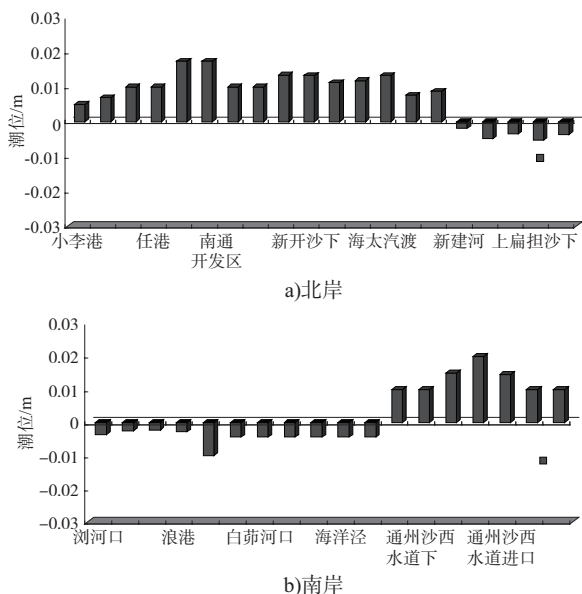


图13 工程区域南、北两侧岸线沿程低潮位变化

从苏通大桥桥区各测点流速变化可以看出，整治工程实施后落急情况下各测点流向变化较小，桥轴线附近落急时刻的变化幅度一般都在0.3°以内，主桥孔上、下游3 km通航区域内落急时刻流向的变幅一般也在0.3°以内；涨急情况下，桥轴线以及通航区域内各测点流向变化相比落急时刻略有增加，但其变化幅度一般在0.1°以内，因此整

治工程的实施不会恶化苏通大桥桥区水域的通航环境，同时整治工程实施后，沿程涨落潮动力轴线基本无变化，沿程各汊道的分流比变化很小。综上所述，整治工程的实施对周边涉水工程的影响较小。

4 结语

1) 建立了三沙河段非均匀（共分9级）、非平衡输沙二维潮流泥沙数学模型，在悬沙不平衡输沙方程离散的基础上对底沙不平衡输沙公式进行了模化，同时考虑了底沙与悬沙的交换，采用水流、泥沙耦合求解的模式。

2) 利用含沙量替代了水流挟沙能力，利用三沙河段的实测水沙资料对其拟合，并确定了计算参数；同时对底沙输沙公式、模型上下游边界等的处理等进行了分析，并利用实测水沙、地形资料对模型进行了验证，验证结果满足规程、规范要求。

3) 数学模型研究表明，通州沙、白茆沙航道整治一期工程的实施在一定程度上遏制了通州沙、狼山沙冲刷后退的趋势，有利于白茆沙的稳定，稳定两汊分流，形成南北水道稳定的分汊格局。

参考文献:

- [1] 夏云峰, 吴道文. 长江下游三沙(福姜沙、通州沙、白茆沙)水道海轮深水航道整治工程预可行性研究[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2002.
- [2] 夏云峰, 薛鸿超. 非正交曲线同位网格三维水动力数值模型[J]. 河海大学学报, 2002, 36(2): 74-78.
- [3] 韩其为. 非均匀悬移质不平衡输沙的研究[J]. 科学通报, 1979(17): 32-42.
- [4] 窦国仁, 赵士清, 黄奕芬. 河道二维全沙数学模型研究[J]. 水利水运科学研究: 1987(1): 1-12.
- [5] 谢军. 长江口挟沙能力和浅滩工程促淤数值模拟研究[D]. 南京: 河海大学, 2011.
- [6] 李义天. 河道平面二维泥沙数学模型研究[J]. 水利学报, 1989, 18(2): 26-34.
- [7] 夏云峰. 感潮河段三维水流泥沙数值模型研究与应用[D]. 南京: 河海大学, 2002.
- [8] 闻云呈, 夏云峰. 长江南京以下12.5 m深水航道建设工程一期工程(太仓—南通段)数模研究报告[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2012.

(本文编辑 武亚庆)