

新沭河三洋港挡潮闸下游引河设计及回淤研究

申 霞¹, 洪大林¹, 姬昌辉¹, 谢 瑞¹, 王 钧²

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029; 2. 江苏省水利勘测设计研究院有限公司, 江苏 扬州 225009)

摘要: 通过平面二维水沙数学模型, 论证三洋港挡潮闸下引河的开挖型式, 计算引河开挖后泥沙冲淤量及对行洪的影响. 结果表明: 闸下开挖一条宽 120 m, 底高程-3.5 m 的引河不能满足行洪 $6\,400\text{ m}^3/\text{s}$ 的要求. 通过分析滩地糙率的敏感性, 对比不同开挖长度和高程的引河的行洪计算结果, 最终确定闸下引河开挖型式为与闸室等宽、长度 2.2 km, 左侧底高程-1.0 m, 右侧 0 m 的方案. 引河开挖后, 遇枯、中、丰水年, 闸下泥沙淤积量分别为 $181\,000$, $121\,000$ 和 $36\,000\text{ m}^3$. 连续 3 个枯水年, 闸下累积淤积量约 50 万 m^3 , 遇设计流量时三洋港闸下水位抬高 0.12 m, 当淤积量超过此时累积淤积量, 闸下需进行清淤, 以确保行洪的安全.

关 键 词: 引河开挖方案; 敏感性分析; 典型年; 清淤时机

中图分类号: TV856; TV148.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-640X(2013)01-0028-07

我国海岸线上分布着约 1 800 余个入海河口, 目前已修建挡潮闸的入海河口约有 300 多个^[1]. 河口修建挡潮闸对于解决水资源短缺、防止土地盐碱化以及提高行洪排涝能力等方面发挥了很大作用, 但也因河口水动力条件和泥沙运动特征的改变, 使闸下发生不同程度的淤积. 窦国仁^[2]、严恺^[3]、罗肇森^[4]等研究认为建闸后闸下河道潮波变形以及不平衡输沙是导致闸下泥沙淤积的主导因素. 在江苏 954 km 的岸线上, 除了苏北的灌河外, 其他入海河流几乎均已修建了挡潮闸. 由于江苏海岸线中 93% 为淤泥质海岸, 该区海水悬沙浓度较高, 因此闸下淤积问题更为突出^[5]. 新沭河西起大官庄枢纽, 东流至黄海, 全长约 80 km, 是淮河流域沂沭泗洪水下泄的主要通道. 新沭河河口上游约 14 km 为太平庄闸, 太平庄闸下游 3 km 的支流蔷薇河上建有临洪闸 (见图 1). 新沭河为典型的复式河道, 平均河宽约 1 km, 中泓宽度 150 m 左右, 泓道底高程约-3.0 m (85 国家高程系, 下同), 滩地平均高程为 2.5 m. 新沭河治理工程将中泓向两侧扩挖, 以满足河道 50 年一遇防洪设计标准. 为了维护扩挖后的河道断面, 保证河口治理的效果, 设计在河口修建三洋港挡潮闸. 三洋港闸建成后, 将与新沭河上的太平庄闸、蔷薇河上的临洪闸形成套闸, 使得套闸之间的河道免受黄海潮流及泥沙的影响.

三洋港挡潮闸距河口约 3 km (桩号: 11+680), 闸孔总宽度 495 m, 共 33 孔, 每孔净宽 15 m, 闸底板顶高程-2.0 m. 闸上引河总长 2.6 km, 其中上游抛石防冲槽~桩号 10+791 为直线段, 底宽 631.0 m, 底高程-2.0 m; 桩号 10+791~9+000 为与上游泓道连接的过渡段, 河底高程以现状中泓为界, 中泓左侧为-2.0 m, 右侧为 0.5 m. 闸下游引河设计开挖一条宽 120 m, 底高程-3.5 m 的小泓道 (见图 2). 拟通过数学模型, 从行洪设计水位角度校核闸下引河设计方案是否可行, 如不能满足行洪安全要求, 则需扩挖引河, 开挖长度及底高程通过数模

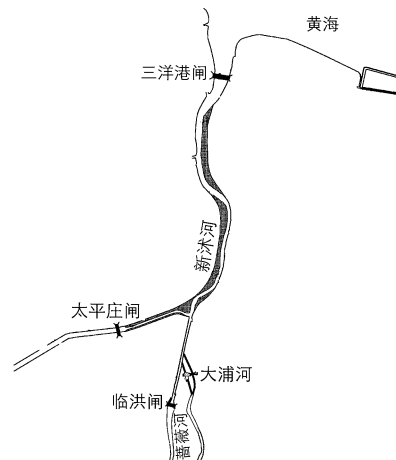


图 1 三洋港挡潮闸位置

Fig. 1 Sketch of the Sanyanggang floodgate

收稿日期: 2012-04-29

基金项目: 水利部公益性行业科研专项基金(201301068); 江苏省水利科技基金(2011041)

作者简介: 申 霞(1982-), 女, 江苏如皋人, 博士研究生, 主要从事河流动力学等方面的研究. E-mail: xshen@nhri.cn

淤量,分析满足行洪安全的清淤时机。

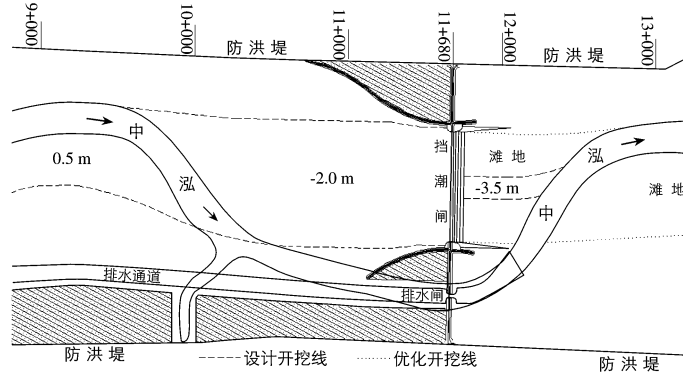


图2 三洋港挡潮闸及上下游引河示意图

Fig.2 Sketch of the Sanyanggang floodgate and its approach channel

1 二维水沙数学模型

1.1 基本方程

连续方程:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

动量方程:

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2 + gh^2/2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = hfv + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_t \frac{\partial hu}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_t \frac{\partial hu}{\partial y}\right) + gh(s_{0x} - s_{fx}) \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2 + gh^2/2)}{\partial y} = -hfu + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_t \frac{\partial hv}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_t \frac{\partial hv}{\partial y}\right) + gh(s_{0y} - s_{fy}) \quad (3)$$

式中: u, v 分别为 x, y 方向的流速; H 为水位; h 为全水深; f 为柯氏系数; g 为重力加速度; ν_t 为紊动黏性系数;

x 向的河底底坡 $s_{0x} = -\frac{\partial Z_b}{\partial x}$; y 向的河底底坡 $s_{0y} = -\frac{\partial Z_b}{\partial y}$; x 向摩阻底坡 $s_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}$; y 向摩阻底坡 $s_{fy} =$

$\frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}$; n 为曼宁糙率系数。

悬沙输移方程:

$$\frac{\partial(hS)}{\partial t} + \frac{\partial(uhS)}{\partial x} + \frac{\partial(vhS)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(E_t \frac{\partial hS}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(E_t \frac{\partial hS}{\partial y}\right) + \alpha\omega(\beta_1 S^* - \beta_2 S) \quad (4)$$

式中: E_t 为紊动扩散系数; α 为泥沙的含沙量恢复饱和系数, 取 0.1; ω 为泥沙的沉速; 泥沙的挟沙能力 $S^* = 0.296\gamma_s \left(\frac{\gamma}{\gamma_w}\right)^{12.8} \frac{(u^2 + v^2)}{gh}$, γ_w 为河床质的湿重度, γ_s, γ 分别为泥沙颗粒和水的重度^[7]。

$$\beta_1 = \begin{cases} 1 (u \geq u_c) \\ 0 (u < u_c) \end{cases}, \quad \beta_2 = \begin{cases} 1 (u \geq u_t) \\ 0 (u < u_t) \end{cases}$$

u_c 为泥沙起动流速, 可根据罗肇森修改后的沙玉清公式计算, 修改的沙玉清公式形式如下:

$$u_c = \left[0.43d^{3/4} + 0.022 \frac{(\gamma_w - 0.8)^4}{d} \right]^{1/2} h^{1/5} \quad (5)$$

式中: 泥沙悬浮流速 $u_t = 0.812d^{0.14}\omega^{0.2}h^{0.2}$; d 为泥沙粒径 (mm)。实际计算时将根据河床冲刷情况及河床质的重度适时修正起动流速。

河床变形方程:

$$\gamma' \frac{\partial Z}{\partial t} = \alpha\omega(\beta_2 S - \beta_1 S^*) \quad (6)$$

式中: γ' 为床面泥沙干重度.

1.2 方程求解

方程(1)~(4)均可表达成如下的矢量表达式:

$$\frac{\partial \mathbf{q}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{q})}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{g}(\mathbf{q})}{\partial y} = \mathbf{b}(\mathbf{q}) \quad (7)$$

式中: $\mathbf{q} = [h, hu, hv, hs]^T$ 为守恒物理向量; $\mathbf{f}(\mathbf{q}) = [hu, hu^2 + gh^2/2, huv, hus]^T$ 为 x 向的通量向量; $\mathbf{g}(\mathbf{q}) = [hv, huv, hv^2 + gh^2/2, hvs]^T$ 为 y 向的通量向量; $\mathbf{b}(\mathbf{q})$ 包括紊动项、阻力项和柯氏力项.

应用散度定理对方程(7)在任意单元 Ω 上进行积分离散,求得有限体积的基本方程^[8]:

$$\iint_{\Omega} \mathbf{q}_t d\omega = - \int_{\partial\Omega} \mathbf{F}(\mathbf{q}) \cdot \mathbf{n} dl + \iint_{\Omega} \mathbf{b}(\mathbf{q}) d\omega \quad (8)$$

式中: $\mathbf{n}$ 为 $\partial\Omega$ 单元边外法向单位向量; $d\omega$ 和 dl 为面积分和线积分微元; $\mathbf{F}(\mathbf{q}) \cdot \mathbf{n}$ 为法向数值通量,记为 $[\mathbf{f}(\mathbf{q}), \mathbf{g}(\mathbf{q})]^T$.

对于一阶精度离散,假设单元内的 $\mathbf{q}$ 为定值,则式(8)可写成:

$$A \frac{d\mathbf{q}}{dt} = - \sum_{j=1}^m F_n^j(\mathbf{q}) L_j^j + A \cdot \mathbf{b}(\mathbf{q}) \quad (9)$$

式中: A 为 Ω 的面积; L_j^j 为单元第 j 边的长度,对于 m 边形单元而言,等号右边第 1 项可写成 m 项之和,等于被积函数在单元各边上的法向通量 $f_n(\mathbf{q})$ 与该边边长的乘积.

对控制体 i ,可将式(9)离散成以下显式 FVM 方程:

$$A(q_i^{n+1} - q_i^n) = \Delta t \left(- \int_{\partial\Omega} \mathbf{F}(\mathbf{q}) \cdot \mathbf{n} dl + A_i b_i \right) \quad (10)$$

利用通量的坐标旋转不变性将二维问题转化为一组局部的一维问题进行求解,采用黎曼近似解计算跨单元水量、动量及泥沙的法向数值通量,最终获得计算区域的流场及泥沙分布.

1.3 模型验证

模型验证的计算范围为太平庄闸下至入海口长约 14 km 的河道,以及河口外 13 km×13 km 的海域.采用无结构网格剖分计算域,泓道内网格布置采用四边形网格,使网格顺应水流的流向,边滩和近海区域采用三角形网格剖分.验证计算的上游边界采用太平庄闸的流量过程控制,蔷薇河作为流量边界条件;外海开边界潮位由东中国海模型计算得到.

采用 2006 年 6 月 29—30 日(大潮)、2006 年 8 月 21—22 日(中潮)实测水流、泥沙资料,以及 2004 年 4 月和 2006 年 2 月实测地形,对水流泥沙数学模型进行验证.验证结果表明模型的计算精度能够满足要求,可用于新沭河三洋港挡潮闸下游引河设计及回淤研究^[6].

2 闸下引河开挖方案论证

2.1 闸墩概化

新沭河行洪时三洋港闸为敞泄,可将闸墩作为不过水的建筑物.数值模拟中,通常采用局部阻力修正法和直接模拟法对闸墩进行概化.本文选择前者,即通过增加闸墩所在网格单元的局部阻力来实现.闸墩局部阻力系数 ξ 通过下式计算: $\xi = \beta(s/b)^{4/3} \sin\theta$,其中: s 为闸墩宽度; b 为闸墩间距; θ 为闸墩与河床面夹角; β 为闸墩形状系数,其取值参见文献[9].

在实际计算中,将局部阻力系数转化为糙率的形式: $n_{\text{闸墩}} = h^{1/6} \sqrt{\xi/(8g)}$,则闸墩所在网格单元的局部综合糙率为: $n = \sqrt{n_{\text{河床}}^2 + \sum n_{\text{闸墩}}^2}$.通过计算得到闸墩所在网格单元的糙率为 0.08.

2.2 滩地糙率选取

闸下引河开挖是将闸下泓道两侧高滩部分切除,因此开挖后河道行洪水位与滩地糙率的选取直接相关.模型验证计算时流量较小,水流仅集中于泓道,因而未对滩地糙率进行率定^[6].模型敏感性分析一直被认为

是用来确定模型关键参数非常有效的工具^[10-12]. 拟通过滩地糙率的敏感性分析,了解滩地糙率对行洪水位的敏感程度,为模型计算选择合适的糙率提供依据,从而为闸下引河开挖方案论证奠定基础. 根据野外实测及水槽试验资料^[13],滩地植被低矮且密度较低时,糙率约为0.03~0.04. 考虑到新沭河滩地的现状及今后将实施清障工程,糙率可能会减小. 因此,敏感性分析计算中滩地糙率选取 $n=0.035$ 和 $n=0.030$ 两种情况.

2.3 引河开挖方案

从图2可见,三洋港挡潮闸闸址处,中泓位于闸室右侧作为尾水排放通道. 新沭河行洪时,水流经三洋港闸下泄. 很显然,如果闸下滩地不开挖,势必对行洪带来严重影响. 为了满足河道50年一遇行洪标准,三洋港闸下设计开挖一条宽120 m,底高程-3.5 m的小泓道. 通过二维水流数学模型,计算闸下引河设计开挖方案的河道行洪水位,如果闸下设计开挖方案不能满足三洋港闸设计水位要求,则对设计开挖方案进行优化:将闸下开挖宽度增加至585 m,与闸室等宽,左侧开挖线与泓道左边界自然衔接,右侧开挖线方向不变,开挖长度考虑3种工况,分别为2.0、2.5和3.3 km,闸下泓道左右侧开挖高程均为-1.0 m,开挖的平面型式见图2. 计算采用的上游流量为新沭河50年一遇设计行洪流量 $6\,400\text{ m}^3/\text{s}$,下游河口采用20年一遇高潮位3.51 m控制.

闸下设计开挖方案、闸下开挖2.0 km方案、闸下开挖2.5 km方案、闸下开挖3.3 km方案,河道各节点计算水位值见表1中的工况1~4. 可见,三洋港闸下设计开挖方案,滩地糙率取0.035时,桩号9+000水位为4.92 m,闸上、闸下则为4.62和4.51 m;当滩地糙率减至0.030时,3个节点水位分别为4.84、4.54和4.44 m. 而三洋港挡潮闸设计水位如下:9+000为4.34 m,闸上为3.90 m. 很显然,设计开挖方案中宽120 m,底高程-3.5 m的小泓道,远远不能满足新沭河泄洪要求. 闸下开挖2.0 km方案、闸下开挖2.5 km方案、闸下开挖3.3 km方案,滩地糙率取0.035时,桩号9+000处水位分别为4.41、4.28和4.15 m. 根据三洋港闸设计水位的要求,初步确定闸下开挖长度为2.0~2.5 km. 从表1中还可以看出,4种开挖方案下,滩地糙率为0.035的行洪水位比糙率取0.030的水位偏高0.08、0.05、0.03和0.01 m,随着闸下滩地开挖长度的增加,滩地糙率的变化对行洪水位的影 响将越来越小,敏感性也随之减小.

表1 不同开挖方案、不同糙率下河道行洪水位

Tab.1 Flood level of different excavation schemes and different roughness

计算工况	开挖长度/km	开挖高程/m		滩地糙率	水位/m		
		泓道左侧	泓道右侧		9+000	11+480	11+880
1		闸下设计开挖方案		0.035	4.92	4.62	4.51
				0.030	4.84	4.54	4.44
2	2.0	-1.0	-1.0	0.035	4.41	3.96	3.83
				0.030	4.37	3.91	3.78
3	2.5	-1.0	-1.0	0.035	4.28	3.72	3.60
				0.030	4.25	3.69	3.58
4	3.3	-1.0	-1.0	0.035	4.15	3.60	3.54
				0.030	4.13	3.59	3.53
5	2.2	-1.0	-1.0	0.035	4.35	3.83	3.70
6	2.2	-2.0	-1.0	0.035	4.31	3.81	3.69
7	2.2	-1.5	-0.8	0.035	4.35	3.85	3.72
8	2.2	-1.5	-0.5	0.035	4.37	3.87	3.74
9	2.2	-1.0	0.0	0.035	4.39	3.92	3.77

注:桩号11+480为闸上200 m处,桩号11+880为闸下200 m处.

在开挖平面型态相同的情况下,闸下泓道左、右两侧滩地的开挖高程亦是行洪水位的制约因素. 计算了闸下开挖长度2.2 km,泓道左侧开挖高程-1.0~-2.0 m,右侧开挖高程0~-1.0 m不同高程组合时的水位,结果见表1中的工况5~9. 可见,闸下开挖2.2 km,泓道左、右侧开挖底高程均为-1.0 m时,9+000处水位为4.35 m,与设计水位4.34 m相当;桩号11+480处水位为3.83 m,比设计水位低0.07 m. 泓道左侧高程降至-2.0 m时,9+000、11+480处水位分别为4.31和3.81 m,比工况5略低. 当泓道左侧滩地开挖高程为

-1.0 m,右侧 0 m(工况 9),9+000,11+480 处水位分别为 4.39 和 3.92 m,比设计水位稍高.从开挖成本角度看,工况 9 优势较为明显,考虑将来滩地可能清障,水位将有所降低,该开挖方案基本能够满足行洪设计水位的要求.因此,确定三洋港挡潮闸闸下引河开挖型式为:闸下开挖宽度与闸室等宽,左侧开挖线与泓道左边界自然衔接,右侧开挖线方向不变,开挖长度 2.2 km,泓道左侧开挖高程-1.0 m,右侧高程 0 m.

3 闸下引河泥沙冲淤计算

三洋港挡潮闸闸下引河的开挖势必造成闸下泥沙的回淤.通过二维潮流泥沙数学模型计算不同典型年及组合下,闸下泥沙回淤量及分布特征,分析其对行洪的影响,提出合理的清淤时机.

3.1 不同年份闸下泥沙冲淤情况

根据新沭河上游石梁河水库及临洪闸 1977—2005 系列年下泄流量过程,概化 3 种不同的流量过程,分别代表丰、中、枯水来流情况.选择 1989 年作为枯水代表年,1994 年作为中水代表年,1998 年作为丰水代表年,各典型年石梁河水库和临洪闸下泄最大流量及总水量见表 2.

表 2 新沭河典型年下泄最大流量及总水量

Tab.2 Maximum flow and total water quantity of the typical-year flood in the Xinshu River

典 型 年	最大流量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)		总水量/亿 m^3	
	石梁河水库	临 洪 闸	石梁河水库	临 洪 闸
1989 年(枯水)	0	440	0	6.1
1994 年(中水)	552	478	3.7	1.8
1998 年(丰水)	1 690	430	9.3	8.3

根据上游实际来水以及下游潮位含沙量过程,计算出枯水年、中水年和丰水年闸下泥沙淤积量及淤积形态.结果显示,枯、中、丰水年三洋港闸下泥沙淤积总量分别为 181 000,121 000 和 36 000 m^3 ,其中泓道淤厚最深,泓道左侧即闸下淤积厚度其次,泓道右侧靠近河口淤积程度相对较轻.枯水年,泓道中泥沙淤积最厚为 0.8 m,闸下淤积达 0.5 m.新沭河 50 年一遇设计洪水过程约 180 h,在达到最大流量 6 400 m^3/s 之前,有一段中小流量过程,历时约 60 h,水量约 7.8 亿 m^3 (见图 3).该流量过程对河床有一定冲刷作用.计算结果显示:枯、中、丰水年,设计洪水前期冲刷量分别为 86 000,58 000 和 33 000 m^3 ,丰水年年淤积量与设计洪水前期冲刷量相当.

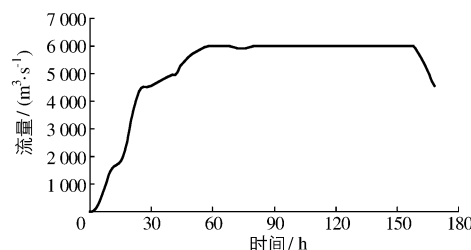


图 3 新沭河 50 年一遇洪水过程

Fig.3 50 year frequency flood process of the Xinshu River

3.2 不同年份组合闸下泥沙冲淤及行洪水位

将丰、中、枯 3 种年型组合,计算不同组合三洋港闸下泥沙淤积量,及淤积后的沿程水位.在淤积后的地形基础上,计算设计洪水前期造成的泥沙冲刷量,以及冲刷后沿程水位.共计算了 24 种典型年组合,由于篇幅有限,文中列出 4 种组合计算结果(见表 3).

表 3 不同年份组合下闸下泥沙冲淤量及行洪水位

Tab.3 Sediment scouring and silting and flood level of different typical year combinations

年型 组合	淤积量 /万 m^3	冲刷量 /万 m^3	剩余量 /万 m^3	桩 号	淤积前	淤积后		冲刷后	
					水位/ m	水位/ m	增量/ m	水位/ m	增量/ m
枯中洪	31.9	13.5	18.4	9+000	4.39	4.43	0.04	4.40	0.01
				11+480	3.92	4.00	0.08	3.95	0.03
				11+880	3.77	3.85	0.08	3.81	0.04
枯中中	38.8	17.6	21.2	9+000	4.39	4.44	0.05	4.41	0.02
				11+480	3.92	4.01	0.09	3.96	0.04
				11+880	3.77	3.86	0.09	3.82	0.05

(续表)									
年型 组合	淤积量 /万 m ³	冲刷量 /万 m ³	剩余量 /万 m ³	桩 号	淤积前 水位/ m	淤积后		冲刷后	
						水位/ m	增量/ m	水位/ m	增量/ m
枯中枯	43.7	20.3	23.4	9+000	4.39	4.45	0.06	4.41	0.02
				11+480	3.92	4.02	0.10	3.97	0.05
				11+880	3.77	3.88	0.11	3.82	0.05
洪枯枯	34.6	15.6	19.0	9+000	4.39	4.43	0.04	4.40	0.01
				11+480	3.92	4.01	0.09	3.95	0.03
				11+880	3.77	3.85	0.08	3.81	0.04

从表 3 可以看出,不同年型累积淤积 3 年后,三洋港闸下泥沙淤积量约为(30~45)万 m³,闸下最大淤积厚度可达 1.5 m。遇设计流量时水位最大抬高 0.11 m,发生在三洋港闸下,由此引起的太平庄闸下水位比设计水位抬高约 0.015 m。经设计洪水前期过程冲刷后,三洋港闸下水位抬高 0.05 m。

3.3 1977—2005 年实际来水过程情况下泥沙淤积

根据 1977—2005 年的实际来水过程,计算三洋港闸下泥沙累积淤积量,29 年系列中前 7 年为枯水年,石梁河水库无泄洪。从计算结果看,前 7 年平均年淤积量为 15.7 m³,前 10 年平均年淤积量为 13.5 万 m³,29 年平均年淤积量为 7.2 万 m³。在 1977—1979 年连续 3 个枯水年情况下,闸下淤积量为 53.9 万 m³,行洪 6 400 m³/s 时沿程水位最高比设计水位高 0.12 m,太平庄闸下水位抬高约 0.015 m,经设计流量前期冲刷后沿程水位最高比设计水位高 0.08 m,太平庄闸下水位抬高约 0.01 m;1977—1981 年连续 5 个枯水年情况下,闸下淤积量为 83.9 万 m³,遇行洪 6 400 m³/s 时沿程水位最高比设计水位高 0.20 m,太平庄闸下水位抬高约 0.03 m,经设计流量前期冲刷后沿程水位最高比设计水位高 0.11 m,太平庄闸下水位抬高约 0.015 m;1977—2005 年系列年情况下,闸下淤积量为 208.6 万 m³,遇行洪 6 400 m³/s 时沿程水位最高比设计水位高 0.41 m,经设计流量前期冲刷后沿程水位最高比设计水位高 0.31 m;随淤积时间延长,沿程水位抬高更多。

3.4 闸下清淤时机

根据以上闸下泥沙冲淤计算结果,考虑到河道堤防有一定的安全超高,同时又不能危及防洪安全,按连续 3 个枯水年的闸下淤积量作为工程清淤的条件。三洋港挡潮闸建成后,闸下每隔 200 m 设置 1 个观测断面,共设计 10 个固定观测断面,每年汛前实测闸下淤积总量超过 50 万 m³ 时即采取工程措施清淤。闸下减淤措施可借鉴江苏和国内其他地区沿海挡潮闸的经验,同时结合新沭河的实际情况,充分利用洪峰来临前的中小流量,加上一些人工辅助措施,清除闸下淤积体,保证防洪安全。

4 结 语

新沭河为典型复式河道,中泓较窄且弯曲,非汛期水流仅集中于泓道,当行洪流量较大时,水流漫滩。新沭河治理工程包括太平庄闸下河道的中泓扩挖和兴建三洋港挡潮闸。挡潮闸距河口约 3 km,闸下设计开挖一条宽 120 m,底高程-3.5 m 的泓道。文章通过二维水流泥沙数学模型,说明了闸下设计开挖方案无法满足新沭河 50 年一遇行洪流量的要求,通过开挖长度及底高程的试算,确定了闸下引河的开挖型式。在此基础上,计算了不同典型年及实际来流条件下,闸下引河的泥沙回淤量,以及对行洪水位的影响,据此提出闸下合适的清淤时机。研究成果为三洋港挡潮闸的设计及日后运行提供了技术参考。

参 考 文 献:

- [1] 辛文杰, 罗肇森, 黄建维, 等. 我国建闸河口闸下淤积问题及其对策[R]. 南京: 南京水利科学研究院报告, 2003. (XIN Wen-jie, LUO Zhao-sen, HUANG Jian-wei, et al. Sediment silting of estuary after gate building and its countermeasure in China [R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2003. (in Chinese))
- [2] 窦国仁. 窦国仁论文集[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003: 112-135. (DOU Guo-ren. Symposium of Dou Guo-ren [M]. Beijing: China WaterPower Press, 2003: 112-135. (in Chinese))

- [3] 严恺, 梁其荀. 海岸工程[M]. 北京: 海洋出版社, 2002. (YAN Kai, LIANG Qi-xun. Coastal engineering[M]. Beijing: Ocean Press, 2002. (in Chinese))
- [4] 罗肇森, 顾佩玉. 建闸河口淤积变化规律和减淤措施[C]//中国水利学会. 河流泥沙国际学术会议论文集, 北京: 光华出版社, 1980: 377-386. (LUO Zhao-sen, GU Pei-yu. Sediment silting law of estuary gate and its minimizing method[C]// Chinese Hydraulic Engineering Society. International Symposium on River Sedimentation, Beijing: Guanghua Press, 1980: 377-386. (in Chinese))
- [5] 江苏海洋局. 江苏省海岸与海涂资源调查综合报告[M]. 北京: 海洋出版社, 1986. (Jiangsu Oceanic Bureau. Coast and seabeach resources investigation report of Jiangsu Province[M]. Beijing: Ocean Press, 1986. (in Chinese))
- [6] 申霞, 洪大林, 谢瑞, 等. 新沐河河口三洋港建闸的必要性研究[J]. 水利水运工程学报, 2009(2): 61-66. (SHEN Xia, HONG Da-lin, XIE Rui, et al. Necessity study of Sanyanggang flood gate at Xinshu River estuary[J]. Hydro-Science and Engineering, 2009(2): 61-66. (in Chinese))
- [7] 罗肇森, 罗勇. 浮泥挟沙力和输沙规律的研究和应用[J]. 泥沙研究, 1997(4): 42-46. (LUO Zhao-sen, LUO Yong. Study on fluid mud-carrying capacity, sediment transport and their application[J]. Journal of Sediment Research, 1997(4): 42-46. (in Chinese))
- [8] ZHAO D H, SHEN H W. Approximate Riemann solvers in FVM for 2D hydraulic shock wave modeling[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1996, 122(12): 692-702.
- [9] 吴望一. 流体力学[M]. 北京: 北京大学出版社, 1983. (WU Wang-yi. Hydrodynamics[M]. Beijing: Peking University Press, 1983. (in Chinese))
- [10] VAN GRIENSVEN A, MEIXNER T, GRUNWALD S, et al. A global sensitivity analysis tool for the parameters of multi-variable catchment models[J]. Hydrology, 2006, 324: 10-23.
- [11] YOUNG P C. A general theory of modeling for badly defined dynamic systems in modeling[C]//VANSTEENKISTE G C. Modeling, Identification and Control in Environmental Systems, Amsterdam: North Holland, 1978: 103-135.
- [12] SALTELLI A, TARANTOLA S, CHAN K. A quantitative, modeling independent method for global sensitivity analysis of model output[J]. Technometrics, 1999, 41(1): 39-56.
- [13] 姬昌辉, 丁瑞, 洪大林. 水生植物的水动力学效应及护坡关键技术研究[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2011. (JI Chang-hui, DING Rui, HONG Da-lin. A study of hydrodynamic effects on aquatic plant and key technology of slope protection [R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2011. (in Chinese))

Design analysis of approach channel and sedimentation at Sanyanggang floodgate on the Xinshu River estuary

SHEN Xia¹, HONG Da-lin¹, JI Chang-hui¹, XIE Rui¹, WANG Jun²

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. Jiangsu Surveying and Design Institute of Water Resources Co., Ltd., Yangzhou 225009, China)

Abstract: A 2D numerical model is used to simulate flood level in the demonstration of an approach channel excavation scheme and its sedimentation after excavation of the Sanyanggang floodgate. Research results show that the channel having 120 m in width and -3.5 m in elevation depth can not fit the flow of 6 400 m³/s. Beach roughness sensitivity is analyzed, and several excavation schemes of the downstream approach channel with different lengths and elevations are calculated in this paper. According to the results above, a proper excavation scheme is: width equal to lock chamber, length of 2.2 km, the left beach elevation of -1.0 m, and the right of 0 m. Amounts of sediment in the downstream channel in three typical years of being dry, normal and wet are 181,000 cubic meters, 121,000 cubic meters and 36,000 cubic meters. If three continuous years are dry, the siltation volume is about 500,000 cubic meters. In this condition, water level will rise by 0.12 m when encountering flood discharge of 6 400 m³/s. In this moment, sediment dredging is necessary.

Key words: excavation scheme of an approach channel; sensitivity analysis; typical-year; dredging opportunity