

新沭河河口三洋港建闸的必要性研究

申霞, 洪大林, 谢瑞, 姬昌辉

(南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘要: 新沭河河口段治理包括三洋港建闸和不建闸两种方案. 由于受上游径流和下游潮汐的综合作用, 两种方案都不可避免产生泓道淤积. 通过建立平面二维水沙数学模型, 计算分析了两种方案河道泥沙冲淤状况, 比较冲淤前后河道行洪水位. 计算结果表明, 淤积15年后行洪设计流量 $6\,400\text{ m}^3/\text{s}$ 时, 三洋港建闸方案太平庄闸下水位较不建闸方案低 0.44 m , 建闸方案的河道水位抬高明显小于不建闸方案, 从行洪安全角度论证三洋港建闸的必要性. 并从滩地利用、淡水资源、运营管理费用等多方面综合比较了两种方案的优劣.

关键词: 数学模型; 泥沙淤积; 行洪; 滩地; 三洋港挡潮闸

中图分类号: TV856

文献标识码: A

文章编号: 1009-640X(2009)02-0061-07

我国海岸线上分布着1800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]. 江苏省沿海入海河口修建挡潮闸非常普遍, 仅排水量在 $100\text{ m}^3/\text{s}$ 以上的中、大型挡潮闸就有51座^[2]. 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排洪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. 施世宽^[3]、张文渊^[4]分析了苏北沿海挡潮闸淤积的成因, 并提出一系列防淤减淤措施. 徐和兴等^[5]采用物理模型试验对盐灌船闸至东三岔河道的泥沙淤积规律进行了试验研究. 王宏江^[6]对泥质河口闸下冲淤特性及冲淤量进行预测, 并得到相关实测资料及物理模型试验的验证. 王亦勤等^[7]从海岸变迁、数模预测、冲淤试验和清淤措施等方面进行海口闸减淤对策研究. 俞月阳等^[8]通过水槽试验, 研究不同闸下淤积面貌及各级流量条件下闸下滩地的冲刷面貌及冲刷时间、冲刷水量. 因此, 研究入海河道闸下淤积的状况, 分析闸下河道的泥沙淤积机理, 进而预测闸下河道淤积趋势, 对近海河道挡潮闸的修建和建闸后河口的治理, 具有重要意义.

新沭河西起大官庄枢纽, 东流入海, 全长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, 支流蔷薇河上建有临洪闸(见图1). 太平庄闸下游河道宽 $1.5\sim 2.0\text{ km}$, 中泓宽约120 m, 两侧滩地高程 2.5 m 左右(56黄海高程, 下同), 深槽平均高程约 -5.0 m . 新沭河河口海域属正规半日潮, 20年一遇高潮位为 3.51 m . 目前, 太平庄闸下游河道行洪能力严重不足, 拟通过开挖泓道来满足设计行洪流量 $6\,400\text{ m}^3/\text{s}$ 的要求, 河道横向沿现状中泓向两侧滩地扩挖, 开挖底高程 0.5 m , 边坡 $1:3$, 形成宽浅河槽. 根据以往河口闸的运营情况, 泓道开挖后, 海相泥沙可



图1 三洋港挡潮闸位置示意图

Fig. 1 Sketch of Sanyanggang Floodgate

收稿日期: 2008-07-10

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

能造成扩挖断面的再次淤塞. 为了维护扩挖后的河道断面, 保证河口治理的效果, 拟在太平庄闸下游 11.68 km (距河口约 2.3 km) 处修建三洋港挡潮闸 (图 1). 三洋港闸修建后, 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. 但三洋港闸建成后, 其闸下的泥沙淤积问题仍不可避免. 因此, 本文通过二维潮流泥沙数学模型研究三洋港建闸和建闸两个方案河道泥沙冲淤状况, 以及冲淤前后河道行洪水位的变化, 从行洪安全角度说明三洋港建闸的必要性, 同时综合其他方面进行比较论证.

1 二维水沙数学模型

1.1 基本方程

$$\text{连续方程: } \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

动量方程:

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

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

式中: H 为水位; h 为全水深; u, v 分别为 x, y 方向的流速; f 为柯氏系数; g 为重力加速度; ν_t 为紊动粘性系数; $S_{0x} = -\frac{\partial Z_b}{\partial x}$ 为 x 方向的河底底坡; $S_{0y} = -\frac{\partial Z_b}{\partial y}$ 为 y 方向的河底底坡; $S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}$ 为 x 方向的摩阻底坡; $S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}$ 为 y 方向的摩阻底坡; n 为曼宁糙率系数.

$$\text{悬沙输移方程: } \frac{\partial(hS)}{\partial t} + \frac{\partial(uhS)}{\partial x} + \frac{\partial(vhS)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}(E_t \frac{\partial hS}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(E_t \frac{\partial hS}{\partial y}) + \alpha\omega(\beta_1 S^* - \beta_2 S) \quad (4)$$

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 为泥沙沉速; S^* 为泥沙挟沙能力, $S^* = 0.296\gamma_s \left(\frac{\gamma}{\gamma_w}\right)^{12.8} \frac{(u^2 + v^2)}{gh}$, 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^[9]; $\beta_1 = \begin{cases} 1(u \geq u_c) \\ 0(u < u_c) \end{cases}$, $\beta_2 = \begin{cases} 1(u \geq u_f) \\ 0(u < u_f) \end{cases}$, 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, $u_c = \left[0.43d^{3/4} + 0.022 \frac{(\gamma_w - 0.8)^4}{d}\right]^{1/2} h^{1/5}$, 实际计算时, 可根据河床冲刷情况及河床质的重度适当修正起动流速, d 为泥沙粒径 (mm); u_f 为泥沙悬浮流速, $u_f = 0.812d^{0.14} \omega^{0.2} h^{0.2}$.

$$\text{河床变形方程: } \gamma' \frac{\partial Z}{\partial t} = \alpha\omega(\beta_2 S - \beta_1 S^*) \quad (5)$$

式中: γ' 为床面泥沙干重度.

1.2 定解条件

初始条件 初始水位给定为常数; 初始流速为零; 初始含沙量取为常数. 对于流速和水位, 对外界动力响应较快, 初始场对结果的影响不大.

边界条件 岸边界法向流速为零 $u_n = 0$; 含沙量在岸边界无通量. 侧向水边界也称为开边界, 一般采用水位或流量过程控制.

1.3 方程求解

方程(1)~(4)均可表达成如下的矢量形式:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial f(q)}{\partial x} + \frac{\partial g(q)}{\partial y} = b(q) \tag{6}$$

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

应用散度定理对方程(6)在任意单元 Ω 上进行积分离散,求得有限体积的基本方程^[10]:

$$\iint_{\Omega} q_i d\omega = - \int_{\partial\Omega} F(q) \cdot n dl + \iint_{\Omega} b(q) d\omega \tag{7}$$

式中: 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; $F(q) \cdot n$ 为法向数值通量,记为 $f_n(q)$, $F(q) = [f(q), g(q)]^T$ 。

对于一阶精度离散,假设单元内的 q 为定值,则(7)式可写成:

$$A \frac{dq}{dt} = - \sum_{j=1}^m F_n^j(q) L^j + A \cdot b(q) \tag{8}$$

式中: A 为 Ω 的面积; L^j 为单元第 j 边的长度,对于 m 边形单元而言,右边第一项可写成 m 项之和,等于被积函数在单元各边上的法向通量 $f_n(q)$ 与该边边长的乘积。

对控制体 i ,可将(8)式离散成以下显式 FVM 方程:

$$A(q_i^{n+1} - q_i^n) = \Delta t (- \int_{\partial\Omega} F(q) \cdot n dl + A_i b_i) \tag{9}$$

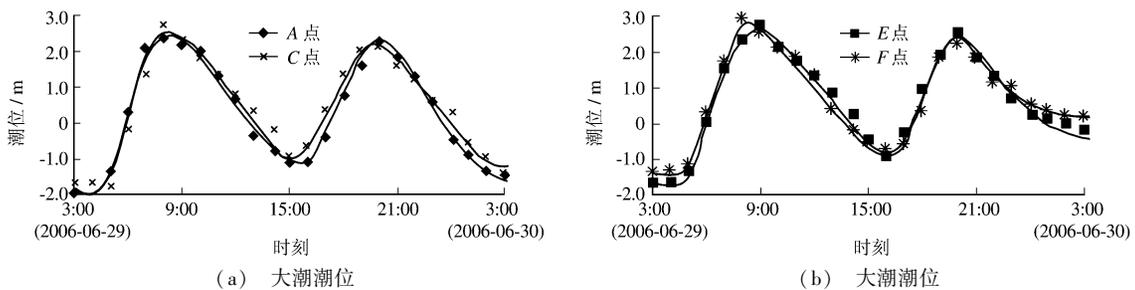
利用通量的坐标旋转不变性,将二维问题转化为一系列局部的一维问题进行求解,采用黎曼近似解计算跨单元水量、动量及泥沙的法向数值通量,最终获得计算区域的流场及泥沙分布。

2 模型验证

计算范围为太平庄闸下至海口长约 14 km 的河道(两侧以堤防为边界),以及河口外面积为 13 km \times 13 km 的海域.采用无结构网格剖分计算域.由于新沭河滩地宽阔,泓道窄浅弯曲,针对河道形态的特殊性,采用三角形和四边形混合网格布置,即泓道内采用四边形网格,使网格顺应水流的流向,而边滩和近海区域采用三角形网格剖分.泓道和滩地网格空间步长为 15 ~ 100 m,近海区域网格空间步长为 300 ~ 500 m.计算单元总数为 8 191 个,节点数 5 305 个。

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、泥沙资料对模型进行验证,监测点位置见图 1.图 2 为大潮期间各监测点潮位、流速、含沙量验证结果.可见,计算值与实测值吻合较好,满足计算精度要求。



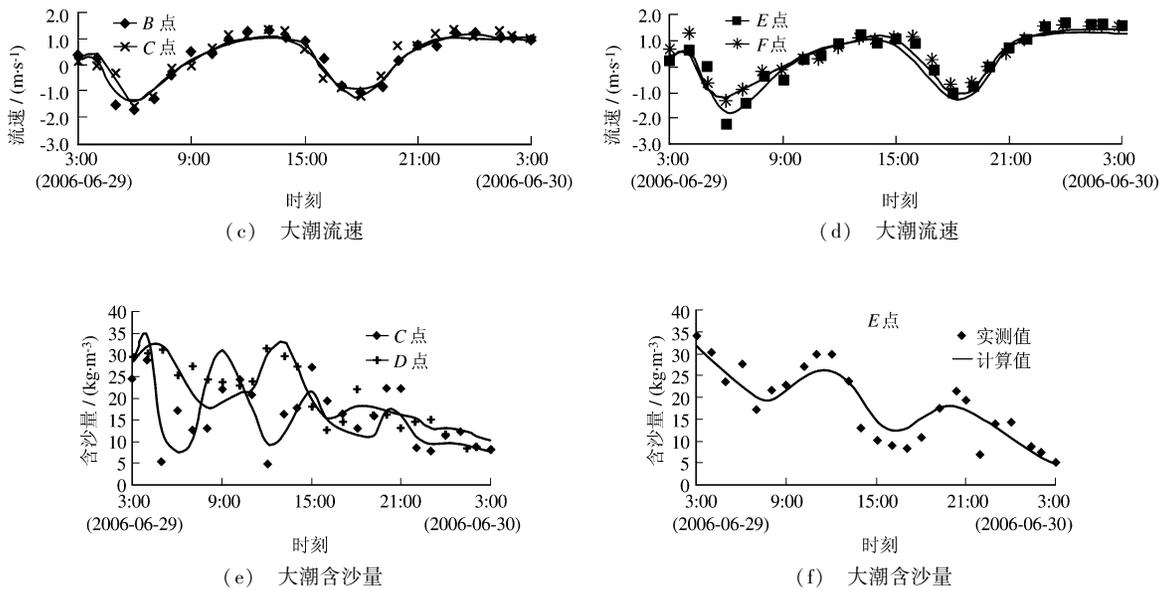


图2 大潮潮位、流速及含沙量验证

Fig. 2 Comparison between the calculated and measured values of tidal level, velocity and concentration of suspended sediment

地形验证采用2004年4月地形作为初始地形,2006年2月的地形作为验证地形.上游流量边界采用太平庄闸与临洪闸2004~2006年实测流量过程,不考虑上游来沙量(河道泥沙主要为海相泥沙).下游的潮位控制过程采用连云港潮位站2004~2006年实测资料,含沙量过程采用连云港近几年实测的平均含沙量,取 0.20 kg/m^3 .计算中将河床分成3层, $0 \sim 0.25 \text{ m}$ 床沙密度取 1.52 t/m^3 , $0.25 \sim 0.75 \text{ m}$ 取 1.64 t/m^3 , 0.75 m 以下取 1.66 t/m^3 .亦即河床越深,床沙密度越大,水流的挟沙能力随之减小,淤泥起动流速增大,河床更难以冲刷,从而使泥沙起动流速的垂向变化更接近实际情况.计算的河道断面与实际偏差最大不超过30%.

3 方案比选

根据新沭河历年下泄流量,1977~1991年间石梁河水库和临洪闸流量较小,水情偏枯.针对三洋港不建闸和建闸两种方案,采用1977~1991年来水条件计算太平庄闸下游河道泥沙淤积量.计算上游边界采用石梁河水库的下泄流量过程以及蔷薇河排涝流量过程,下游控制采用代表年(2004年)实际潮位过程.

3.1 河道泥沙淤积状况

1977~1991年,临洪闸每年均有下泄流量,年泄洪总量为 $0.9 \sim 10.1 \text{ 亿 m}^3$;太平庄闸仅在1984和1991年开闸泄洪,洪量分别为 2.7 和 5.4 亿 m^3 .在三洋港不建闸和建闸两种情况下,1977~1991年共15年的来水条件下,太平庄闸下游河道泥沙淤积量计算结果见表1,泥沙淤积厚度分布见图3.

表1 1977~1991年太平庄闸下游河道泥沙淤积量

Tab. 1 The amount of sediment downstream of Taipingzhuang gate between 1977 and 1991

年份	上游流量过程		泥沙淤积量/ (10^4 m^3)	
	太平庄闸	临洪闸	不建闸	建闸
1977~1983	不行洪	排涝	448.7	101.3
1984	行洪	排涝	50.8	11.6
1985~1990	不行洪	排涝	231.2	64.9
1991	行洪	排涝	22.8	3.5
合计	/	/	753.5	181.3

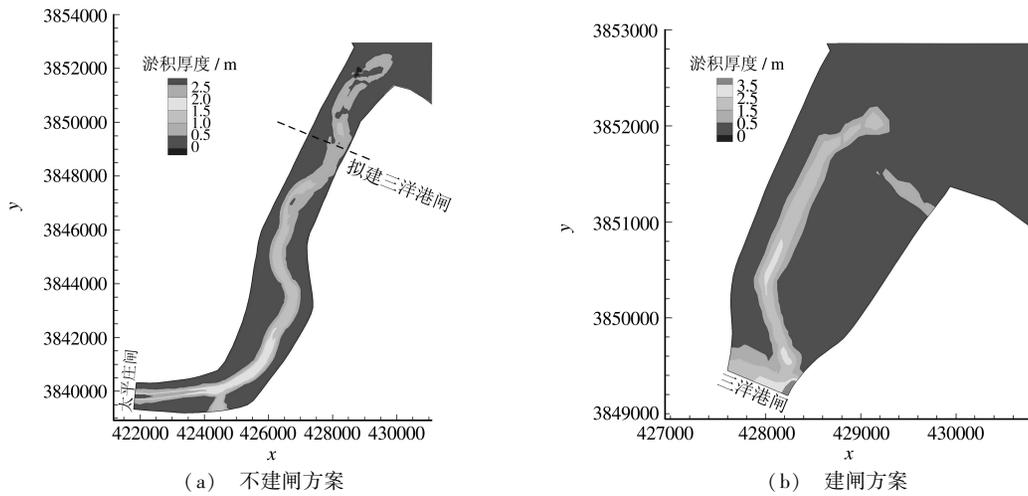


图3 不建闸方案及建闸方案15年淤积后的地形变化

Fig. 3 Topography change after 15years' sediment deposition with and without floodgate

可见,三洋港不建闸情况下,泓道内的淤积量呈逐年递减的趋势.这主要是由于泓道开挖后,泥沙回淤迅速,河床逐年抬高,潮流动力条件相对减弱,所夹带的泥沙也越来越少,河道冲淤逐渐趋于平衡.

三洋港建闸情况下,1977~1991年来水条件下,三洋港闸下泓道内总淤积量为181.3万 m^3 ,平均淤积厚度为2.16 m,最大淤积厚度为3.62 m,位于三洋港闸下附近.从淤积过程来看,前期淤积强度大,后期淤积强度逐年减弱.

3.2 泥沙淤积对行洪的影响

新沭河行洪50年一遇洪水6400 m^3/s ,外海采用20年一遇高潮位3.51 m控制时,三洋港不建闸和建闸两种情况下,河道淤积15年前后沿程水位见表2.

表2 三洋港不建闸和建闸方案淤积前后沿程高水位
Tab. 2 High water level change caused by sediment with and without floodgate (单位:m)

桩号	不建闸方案			建闸方案		
	淤积前	15年后	差值	淤积前	15年后	差值
0+000	6.36	6.94	0.58	6.37	6.50	0.13
1+000	6.25	6.75	0.50	6.28	6.43	0.15
2+000	6.10	6.56	0.46	6.16	6.33	0.17
3+000	6.00	6.39	0.39	6.03	6.23	0.20
4+000	5.86	6.23	0.37	5.88	6.11	0.23
5+000	5.79	6.11	0.32	5.81	6.04	0.23
6+000	5.67	5.98	0.31	5.68	5.95	0.27
7+000	5.51	5.82	0.31	5.52	5.81	0.29
8+000	5.39	5.63	0.24	5.37	5.70	0.33
9+000	5.20	5.44	0.24	5.18	5.55	0.37
10+000	4.98	5.24	0.26	5.03	5.45	0.42
11+000	4.76	4.96	0.20	4.89	5.30	0.41
12+000	4.48	4.67	0.19	4.72	5.17	0.45
13+000	4.14	4.29	0.15	4.51	4.77	0.26
14+000	3.74	3.86	0.12	4.12	4.24	0.12

注: 差值均为淤积后水位减淤积前水位,0+000为太平庄闸的位置.

由表2可见,三洋港不建闸情况,行洪流量为6400 m^3/s 时,泓道淤积前太平庄闸下水位为6.36 m,淤积15年后水位为6.94 m,壅高0.58 m.三洋港建闸情况,河道淤积15年后,三洋港闸下(12+000)水位比淤

积前偏高 0.45 m(淤积前 4.72 m,淤积 15 年后 5.17 m),淤积前后太平庄闸下水位分别为 6.37 和 6.50 m,淤积后的水位偏高 0.13 m.

比较泓道开挖三洋港不建闸和泓道开挖三洋港建闸两个方案,行洪设计流量 $6\,400\text{ m}^3/\text{s}$ 情况下,在淤积 15 年前地形条件下,建闸方案上游太平庄闸下水位较不建闸方案稍偏高(建闸水位 6.37 m,不建闸水位 6.36 m);而淤积 15 年后地形条件下,建闸方案上游太平庄闸下水位较不建闸方案降低 0.44 m(建闸水位 6.50 m,不建闸水位 6.94 m).从河道行洪安全考虑,建闸方案明显优于不建闸方案.因此有必要在新沭河河口建设三洋港挡潮闸,以实现提高河道行洪标准的目的.

3.3 方案的综合比较

三洋港不建闸和建闸两种方案的优劣,还可从以下几个方面进行比较:

挡潮防淤效果 太平庄闸下游河道在 20 世纪 80 年代前泥沙淤积非常严重,20 世纪 80 年代后冲淤基本平衡,主要原因为近 20 年来上游来水量较充沛,且流量达到现状河道的造床流量.河道开挖后,现状流量达不到河道的造床流量,特别是枯水年,淤积将会更严重,虽然淤积的河槽断面在新沭河较大洪水年份经过连续洪水冲刷能够恢复原有断面,但在行洪初期如遇较大洪峰,势必壅高水位,无法保证行洪安全.

三洋港挡潮闸新建后,太平庄闸至三洋港闸段河槽不再受海潮夹带泥沙的影响,今后即使遇枯水年份,也不会引起河槽淤积,保障了闸上行洪通道的畅通,保证了防洪安全.

滩地资源利用 三洋港挡潮闸建成后,太平庄闸至三洋港闸段滩地不再受潮涨潮落影响,可通过淋盐洗碱,开垦耕种.根据《新沭河太平庄闸至三洋港闸段滩地利用规划》,在大浦闸以下的右侧滩地建立 3 km^2 的自由流式人工湿地,削减大浦河排入新沭河的污染物负荷,改善受到污染的新沭河沿线水环境,使大浦河污水到达入海口之前就达到控制标准;三洋港闸以下滩地铲除塘埂后作为行洪滩地;其余滩地开发为耕地,规划为“一水一麦”.三洋港闸建成后,可开垦为耕地的滩地面积 1.9 万亩(不含保护性湿地),在土地资源日益紧缺的今天显得更为重要.

运行管理条件 三洋港挡潮闸建成后,新沭河下段河道不再受潮水位影响,蔷薇河地区自排能力增大,减少抽排时间,节约排涝运行费用,同时改变临洪东、西抽水站直接挡潮的状况,大大减轻了由于海水造成的泵站拍门、检修门的金属部分以及泵体叶轮、主轴、壳体等主要部件的锈蚀,延长设备使用寿命.

三洋港闸建成后,闸下泥沙淤积强度较不建闸方案大.因此,在闸的维护管理中,需增加闸下清淤频率,提高清淤效率,确保三洋港闸的安全运行.但从两个方案的泥沙淤积总量看,建闸方案的清淤工作量较小,日常维护费用较少.

水资源利用 连云港市非汛期降水较少,加之地面径流拦蓄能力低,人均水资源占有量只有全国人均占有量的 $1/6$,同时,连云港市又位于江苏省供水网络最末端,水资源严重不足,供水安全和防洪安全严重制约着港城的经济发展和水环境的改善.三洋港挡潮闸建成后,可在闸上形成一个水面面积达 490 万 m^2 ,一次性蓄水量超过 $1\,560\text{ 万 m}^3$ 的河道蓄水型中型水库,一次性可用水量超过 $1\,350\text{ 万 m}^3$,为连云港这个严重缺水的城市提供十分珍贵的淡水资源.

4 结 语

新沭河河口段治理包括三洋港不建闸和建闸两种方案.二维水沙数学模型计算结果表明,连续 15 年枯水年后,三洋港不建闸方案,新沭河泓道泥沙淤积总量为 753.5 万 m^3 ,平均淤积厚度 1.62 m.三洋港建闸方案,三洋港闸下泥沙淤积总量为 181.3 万 m^3 ,平均淤积厚度 2.16 m.淤积 15 年后行洪设计流量 $6\,400\text{ m}^3/\text{s}$,三洋港建闸方案太平庄闸下水位较不建闸方案低 0.44 m,建闸方案的河道水位抬高明显小于不建闸方案.从河道行洪安全考虑,建闸方案优于不建闸方案.

三洋港挡潮闸作为新沭河河口段治理的重要组成部分,其兴建除了保障行洪通道畅通,还对新沭河及其周边区域起着重要作用:滩地的开发利用使得耕地面积增加;蔷薇河地区自排能力增大,节约排涝运行费用;

增加连云港市淡水资源量;改善交通条件.因此,三洋港挡潮闸工程的实施,对新沭河防洪和连云港市城市建设具有重要意义.

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:南京水利科学研究所,2003.(XIN Wen-jie, LUO Zao-sen, HUANG Jian-wei, *et al.* Sediment deposition and its control downstream estuarial floodgates[R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2003. (in Chinese))
- [2] 金元欢,沈焕庭.我国建闸河口冲淤特性[J].泥沙研究,1991,12(4):59-68.(JIN Yuan-huan, SHEN Huang-ting. Characteristics of scouring and deposition of domestic estuary with floodgate[J]. Journal of Sediment Research, 1991, 12(4): 59-68. (in Chinese))
- [3] 施世宽.东台沿海挡潮闸淤积成因及减淤防淤措施[J].中国农村水利水电,1999,(5):20-22.(SHI Shi-kuang. Deposition cause and its control of floodgate in Dongtai coastal area[J]. China Rural Water and Hydropower, 1999,(5): 20-22. (in Chinese))
- [4] 张文渊.苏北沿海挡潮闸下淤积的原因及其对策[J].泥沙研究,2000,(1):73-76.(ZHANG Wen-yuan. Siltation and its control in downstream tidal gates in north of Jiangsu Province[J]. Journal of Sediment Research, 2000,(1): 73-76. (in Chinese))
- [5] 徐和兴,徐锡荣.潮汐河口闸下淤积及减淤措施试验研究[J].河海大学学报,2001,29(6):30-35.(XU He-xing, XU Xi-rong. Sediment deposition under tidal estuary lock and experimental study on deposition reduction[J]. Journal of Hohai University, 2001, 29(6): 30-35. (in Chinese))
- [6] 王宏江.泥质河口闸下冲淤特性及冲淤量的分析预报[J].海洋工程,2002,20(4):78-84.(WANG Hong-jiang. Scour and silting characteristics downstream of tidal barriers in muddy estuaries and their analytical forecast[J]. The Ocean Engineering, 2002, 20(4): 78-84. (in Chinese))
- [7] 王亦勤,杜选震.淮河入海水道海口闸减淤对策研究[J].治淮,2003,(2):26-27.(WANG Yi-qin, DU Xuan-zheng. Sediment control study of floodgate in Huaihe sea-going channel[J]. Huaihe Control, 2003,(2): 26-27. (in Chinese))
- [8] 俞月阳,潘存鸿,韩曾萃.曹娥江大闸闸下冲刷水槽试验的研究[J].浙江水利科技,2003,(4):18-19.(YU Yue-yang, PAN Cun-hong, HAN Zen-cui. Flume experiment of scouring downstream gate in Cao'e River[J]. Zhejiang Water Technology, 2003,(4): 18-19. (in Chinese))
- [9] 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 Zao-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))
- [10] 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.

Necessity study of Sanyanggang flood gate at Xinshu River estuary

SHEN Xia, HONG Da-lin, XIE Rui, JI Chang-hui

(Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: Regulation at the estuary of Xinshu River has two options: building or not building Sanyanggang flood gate. Because of interaction of runoff and tide, deposition in the channel is unavoidable in either case. 2D flow-sediment numerical model is used to simulate the amount of sediment, and compare water level changes due to sedimentation. After fifteen years' deposition, water level downstream of Taipingzhuang gate in the building option is 44 cm lower than that of non-building option. In the aspect of flood control safety, Sanyanggang flood gate is necessary. Besides, two options are compared in the aspects of beach utilization, freshwater resource and operation expense.

Key words: numerical model; sediment deposition; flood control; beach utilization; Sanyanggang gate