



# 湖南澧水武圣宫滩航道改道平面 二维水流数学模型研究

孙斌, 肖宇

(湖南省水运建设投资集团有限公司, 湖南 长沙 410011)

**摘要:** 湖南澧水武圣宫滩位于淞虎航线 53 km 航道内, 是湖南省水路运输体系的重要一环, 为提高其通航标准以及航运价值, 对该处航道进行改道处理。着重分析河段的演变趋势和碍航特性, 提出澧水武圣宫滩航道的改道方案。通过数值模拟试验, 研究航道改道工程实施后, 河段通航条件的变化情况, 分析不同来流条件下及最低通航水位时的参数变化趋势, 以及开挖航道的稳定性。数值模拟试验结果表明: 方案实施后澧水武圣宫滩左汊开挖区水流条件及航道稳定性满足需要, 河段航道改道在技术上可行, 为类似险滩的治理提供可靠的理论依据。

**关键词:** 武圣宫滩; 航道改道; 整治方案; 平面二维水流数学模型

中图分类号: U617.3

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2023)11-0106-08

## Two-dimensional flow mathematical model of Hunan Lishui Wushenggong beach channel diversion

SUN Bin, XIAO Yu

(Hunan Provincial Water Transportation Construction & Investment Group Co., Ltd., Changsha 410011, China)

**Abstract:** Hunan Lishui Wushenggong beach is located in the 53 km channel of Songhu route, which is an important part of the waterway transportation system of Hunan province, and the waterway is rerouted to improve its navigation standards and improve its shipping value. The paper focuses on the comprehensive analysis of the evolution trend and navigation characteristics of the study river section, and proposes the diversion scheme of Lishui Wushenggong beach waterway. After the implementation of the channel diversion, the paper studies the changes of navigation conditions of the river section, the changes of relevant parameters under different flow conditions and the lowest navigable water level, analyses the stability of the excavated channel by numerical simulation model test. The model test results show that after the implementation of the scheme, the water flow conditions and channel stability of the excavation area of Lishui Wushenggong beach meet the needs, and it is technically feasible to study the channel diversion of the river section, which can provide a reliably theoretical basis for the treatment of similar dangerous beaches.

**Keywords:** Wushenggong beach; channel diversion; remediation plan; two-dimensional flow mathematical model

### 1 险滩概况

湖南澧水武圣宫滩位于淞虎航线 53 km 航道内, 上距安乡县城 22 km, 下距茅草街 31 km, 是一个分汊河段浅滩, 现阶段通航主汊位于右汊,

进口右岸凸嘴外伸挑流易引起水流流态紊乱且船舶转弯半径较大, 为提高其通航标准以及航运价值, 对该处航道进行改道技术研究。

淞虎河在白蚌口—芦林铺段, 纵向排列着 3 个

收稿日期: 2023-01-29

作者简介: 孙斌 (1979—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事水运工程的建设与管理研究工作。

江心洲, 自上而下分别为响水窖洲、年丰垸洲、杨树洲, 将河道分为左右两汊。通航主汊由响水窖洲右汊过渡到年丰垸洲、杨树洲左汊。河段两岸均筑有防洪大堤, 堤顶高程 38 m, 堤距 600 ~ 1 200 m 不等。响水窖洲位于河道左侧, 洲形狭长呈梭形, 长 3 800 m、宽 300 m、洲顶高程 33 m, 洪水被淹没; 年丰垸洲与杨树洲均位于河道右侧, 年丰垸洲为椭圆形, 长 3 500 m, 最宽处约 1 500 m, 洲顶高程 34.5 m, 原为一个小垸, 四周筑有防洪大堤, 现已荒废, 防洪堤残缺不全; 杨树洲狭长, 长 7 200 m、宽 200~300 m, 洲顶及残留防洪堤高程与年丰垸洲相近。两洲之间有支汊自右向左斜向通过<sup>[1]</sup>。

## 2 近期演变

### 2.1 断面变化

根据 2018 年 10 月、2020 年 5 月、2020 年 8 月和 2020 年 11 月的地形实测资料进行分析, 沿河段自上而下选取 7 个典型断面, 对澧水武圣宫滩近年来的河床变形开展研究, 其位置分布见图 1。

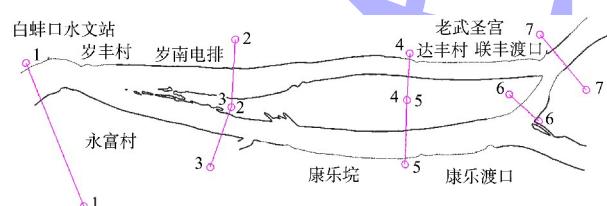
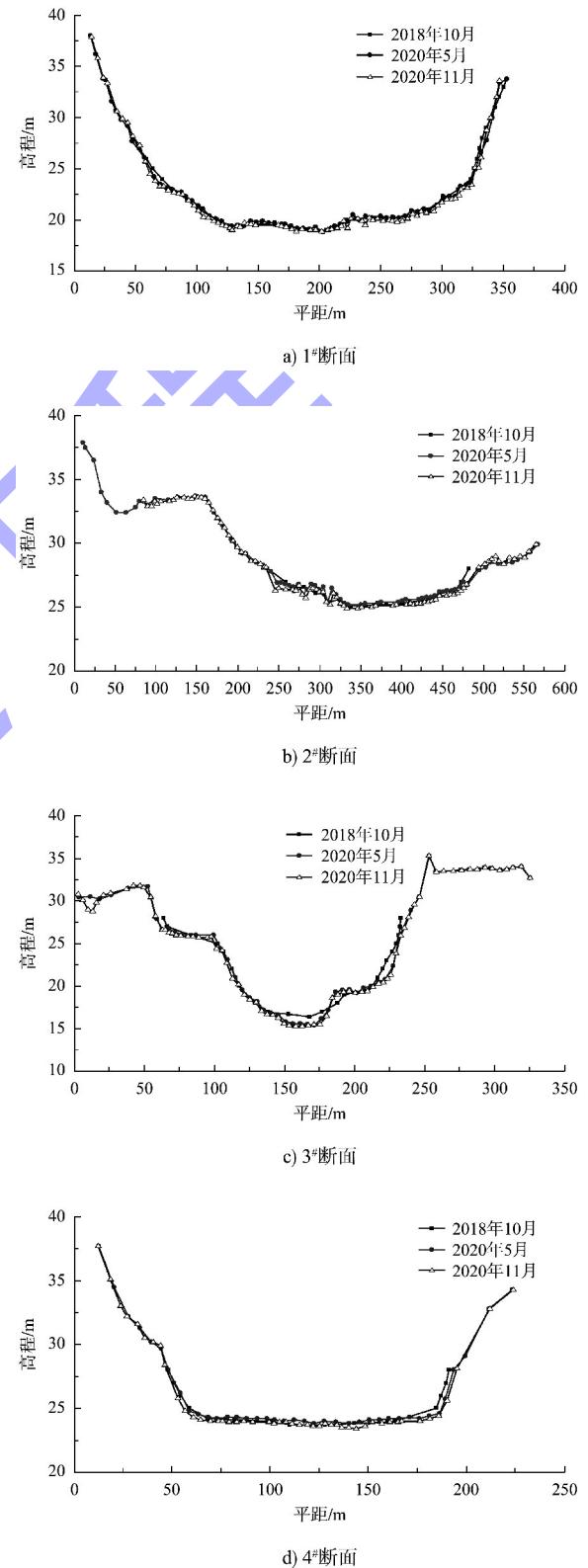


图 1 澧水武圣宫滩典型断面分布

澧水武圣宫滩典型横断面变化对比见图 2。由图可知: 1<sup>#</sup>断面为 U 形, 深泓居中, 基本无冲淤现象, 主槽基本稳定; 2<sup>#</sup>断面为偏 W 形, 断面形态较为固定, 局部冲淤较低, 且幅度不大; 3<sup>#</sup>断面为偏 V 形, 深泓居左, 基本无冲淤现象, 主槽表现为先冲后淤, 右岸略有冲刷; 4<sup>#</sup>断面为 U 形, 历年河床较为稳定, 河床右岸有小幅度冲刷, 其他部位未呈现明显冲淤变化; 5<sup>#</sup>断面为 U 形, 基本无冲淤现象, 主河槽面积及最深点无较大变化;

6<sup>#</sup>断面为 U 形, 断面形态无变化, 河床冲淤现象交替出现, 但幅度不明显; 7<sup>#</sup>断面为 U 形, 深泓居左, 除右岸有微调外, 冲淤变化不明显且主槽基本稳定<sup>[2-3]</sup>。



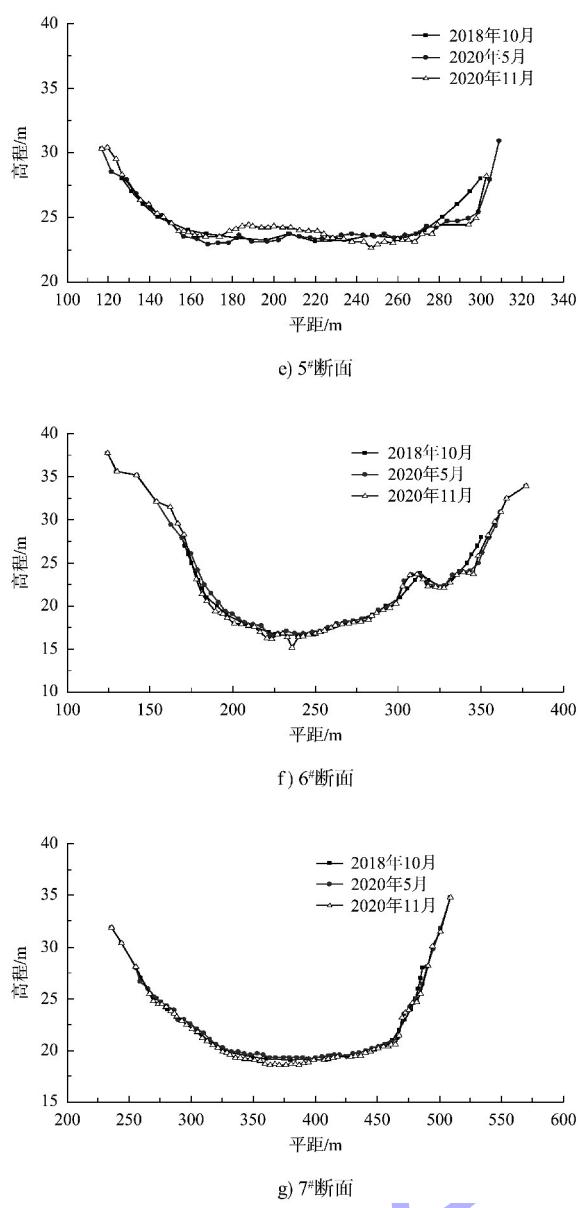


图 2 澄水武圣宫滩典型横断面变化对比

## 2.2 河段深泓线变化

2018—2020 年分 4 个测次分析澄水武圣宫滩河段深泓线变化, 研究河段深泓线随着来水来沙量的变化而变化。受弯道及下游沙洲影响, 部分河段深泓平面变化较大: 该河段在 2018—2020 年间, 摆动幅度最大值达 40 m, 其中 2020 年内变化最大值达 30 m。纵向变化基本保持在 1 m 左右。整体来看河段深泓线变化不大<sup>[4-5]</sup>。

## 3 险滩成因及航道整治方案

### 3.1 险滩成因

研究河段险段有两处险滩。上滩险为两洲间

的过渡段, 除进口受右汊分流影响流态不好外, 碍航主要原因是左岸凸嘴外伸致使航宽不足, 最小航宽仅 50 m, 且凸嘴挑流引起右岸坍塌凹陷严重, 水流流态紊乱, 左岸淤积右岸冲刷, 形成急弯段, 通航条件恶化; 在过渡段出口, 主流与左汊来流交汇, 发育形成淤积三角洲, 枯水河宽仅 70 m。下滩险因右岸年丰垸凸岸边洲外伸至主航道, 局部河段水深不足而出浅。该段在航道治理时已按 80 m 航宽进行疏浚, 多年来航道基本稳定。

### 3.2 航道整治方案

1) 淞虎航线 53 km, 包括澧水武圣宫滩附近河段, 按Ⅲ(3)级航道标准建设, 根据 GB 50139—2014《内河通航标准》, 设计航道尺度为 2.0 m × 60 m × 480 m(航深 × 航宽 × 最小弯曲半径), 备淤深度取 0.6 m, 疏浚边坡取 1:3。

2) 研究河段将通航主航道从右汊改为左汊, 船舶可靠左岸平顺进入左侧航道, 避免进口船舶为避让左岸凸嘴而引起触礁、搁浅等危险。

3) 规划航槽布置于澧水武圣宫滩左汊, 顺应河势, 与上游平顺衔接, 疏浚基线距航槽边线 5 m, 基线为折线, 长约 3 660 m, 疏浚最宽处约 70 m, 见图 3。

4) 根据 2018 年 10 月安乡—茅草街段、澧水新河口—午口子段重点滩险 1:2 000 测图计算工程量, 预计疏浚 33.56 万 m<sup>3</sup>, 工程费用约 750 万元。

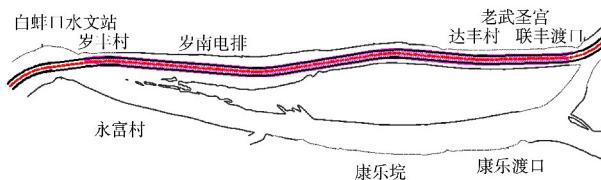


图 3 澄水武圣宫滩改道方案平面布置

## 4 模型的建立与验证

### 4.1 模型原理

#### 4.1.1 控制方程

采用平均水深有限元法进行计算, 沿水深平均的封闭浅水方程组描述二维水流运动, 基本控制方程为:

水流连续方程:

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

$x$  方向动量方程:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \left( \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \right) - fv - \frac{\varepsilon_{xx}}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\varepsilon_{xy}}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \\ \frac{u \sqrt{u^2 + v^2} n^2 g}{h^{4/3}} = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

$y$  方向动量方程:

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \left( \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) - \frac{\varepsilon_{xy}}{\rho} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{\varepsilon_{yy}}{\rho} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \\ \frac{v \sqrt{u^2 + v^2} n^2 g}{h^{4/3}} = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

式中:  $u$ 、 $v$  为沿  $x$ 、 $y$  方向上的流速;  $t$  为时间;  $\rho$  为水的密度;  $f$  为水流摩擦力;  $g$  为重力加速度;  $\eta$  为床面高程;  $\varepsilon_{xx}$ 、 $\varepsilon_{xy}$ 、 $\varepsilon_{yy}$  为紊动黏性系数, 其取值采用  $A = \alpha u h$ ,  $\alpha = 3 \sim 5$ ;  $u$  为摩阻流速;  $h$  为水深;  $n$  为糙率。

#### 4.1.2 边界条件

##### 4.1.2.1 初始条件

对于已经确定的研究域, 当时间  $t=0$  时, 得到下式:

$$\begin{cases} h(x, y, t) \mid_{t=0} = h_0(x, y) \\ r(x, y, t) \mid_{t=0} = r_0(x, y) \\ s(x, y, t) \mid_{t=0} = s_0(x, y) \end{cases} \quad (4)$$

式中:  $h_0$  代表初始时刻的水位,  $r_0$ 、 $s_0$  代表  $t=0$  时各自的流量分量。

##### 4.1.2.2 边界条件

开边界:

$$h = h_B(t), r = r_B(t), s = s_B(t) \quad (5)$$

式中:  $h_B$  为已知水位过程线;  $r_B$ 、 $s_B$  为在流量分量下各自的已知流量过程线。

固壁边界: 即水流与岸壁的分界线。假设岸壁不透水的情况下, 得到其法向流速为零, 考虑使用曼宁-谢才公式计算得到其切向流速。如果法向流速与  $x$  轴形成夹角  $\theta$ , 而不与  $x$  轴重合, 则  $v_t$ 、 $v_n$  与  $s$ 、 $r$  可按照下式进行转换:

$$\begin{cases} v_n \\ v_t \end{cases} = [T] \begin{cases} r \\ s \end{cases} \quad (6)$$

式中:  $[T] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix}$ 。

#### 4.1.3 计算域的选取及网格的生成

澧水武圣宫滩河段平面二维水流数学模型数值模拟计算范围: 白蚌口水文站—联丰渡口下游, 模型共设置近 3 万个网格单元, 网格间距为 30 m, 工程区域进一步加密, 达到 10~20 m, 网格划分见图 4。

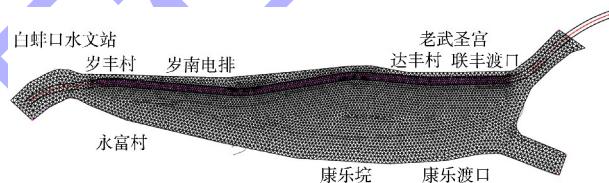


图 4 数模计算网格

#### 4.2 模型验证

##### 4.2.1 验证资料

1) 2020 年 5 月,  $Q=640 \text{ m}^3/\text{s}$ , 实测断面地形、瞬时水面线及流速、流向资料; 2) 2020 年 8 月,  $Q=5670 \text{ m}^3/\text{s}$ , 实测断面地形、瞬时水面线及流速、流向资料; 3) 2020 年 11 月,  $Q=890 \text{ m}^3/\text{s}$ , 实测断面地形、瞬时水面线及流速、流向资料。

##### 4.2.2 水位验证

试验对 2020 年 5 月、2020 年 8 月、2020 年 11 月的左右汊水位实测值和计算值进行比较, 符合程度较高。实测与计算水位最大差值小于 0.10 m, 基本相符。检测数据见表 1。

表 1 二维水位验证成果

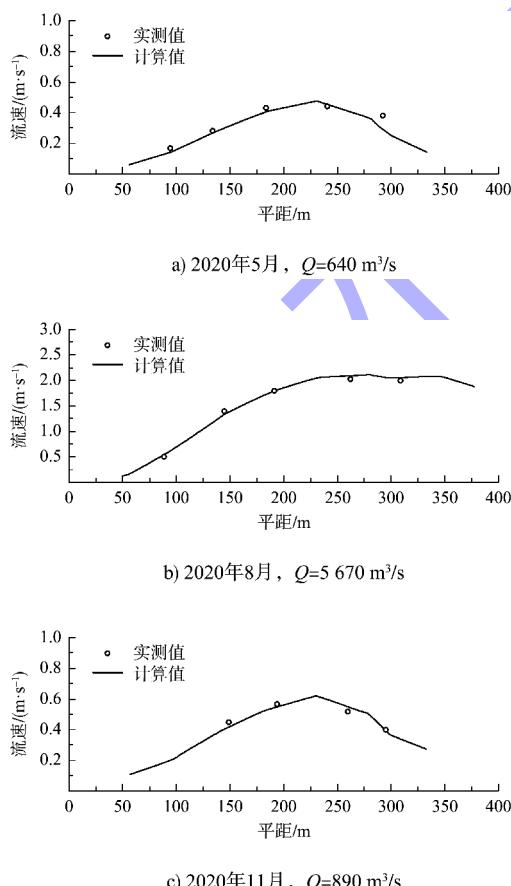
$Q/( \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} )$	左汊水位/m				右汊水位/m			
	水尺号	实测值	计算值	误差	水尺号	计算值	实测值	误差
640	1 <sup>#</sup>	27.970	28.051	0.081	3 <sup>#</sup>	27.949	28.000	0.052
	2 <sup>#</sup>	27.953	28.012	0.060	5 <sup>#</sup>	27.946	27.982	0.037
	4 <sup>#</sup>	27.937	27.980	0.043	6 <sup>#</sup>	27.930	27.954	0.024
	7 <sup>#</sup>	27.931	27.970	0.039	6-1 <sup>#</sup>	27.935	27.970	0.035

续表1

$Q/(m^3 \cdot s^{-1})$	左汊水位/m				右汊水位/m			
	水尺号	实测值	计算值	误差	水尺号	计算值	实测值	误差
890	1 <sup>#</sup>	28.248	28.347	0.099	3 <sup>#</sup>	28.215	28.270	0.055
	2 <sup>#</sup>	28.202	28.290	0.088	5 <sup>#</sup>	28.212	28.242	0.030
	4 <sup>#</sup>	28.195	28.243	0.048	6 <sup>#</sup>	28.192	28.197	0.005
	7 <sup>#</sup>	28.190	28.222	0.032	6-1 <sup>#</sup>	28.194	28.222	0.028
5 670	1 <sup>#</sup>	33.963	33.928	-0.035	3 <sup>#</sup>	33.816	33.821	0.052
	2 <sup>#</sup>	33.825	33.827	0.002	5 <sup>#</sup>	33.684	33.684	0.037
	4 <sup>#</sup>	33.714	33.707	-0.007	6 <sup>#</sup>	33.596	33.574	0.024
	7 <sup>#</sup>	33.572	33.654	0.082	6-1 <sup>#</sup>	33.642	33.654	0.035

#### 4.2.3 流速验证

应用水流数学模型, 对拟定的验证流量进行流场数值模拟, 绘制不同流量下各测流断面的实测流速与数值计算流速的对比, 以1<sup>#</sup>断面的研究成果为例, 见图5。由图可知: 流速大小、分布以及最大值和最小值的位置均与实测资料较为一致, 差值大多在 $\pm 0.10$  m/s以内, 个别误差较大的也未超过 $\pm 0.20$  m/s, 偏差基本控制在 $\pm 5\%$ 以内。

图 5 1<sup>#</sup>断面流速验证

#### 4.2.4 分流比验证

研究河段为连续分汊河段, 对武圣宫滩左右汊道枯水期分流比进行验证, 见图6。可知分流比误差均在5%以内, 验证情况良好。

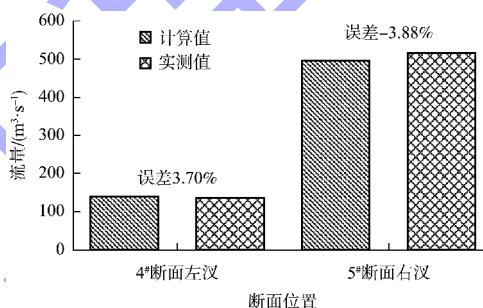


图 6 枯水期分流比验证

#### 4.3 小结

根据2020年5月、2020年8月和2020年11月的相关实测资料, 采用有限元法二维水流数学模型计算澧水武圣宫滩流速、水位、分流比等相关数据, 其计算结果基本可以反映现场实际水流运动情况。说明该试验方案合理。

### 5 改造方案

#### 5.1 河道概况

澧水武圣宫滩研究河段按Ⅲ(3)级航道标准建设, 设计航道尺度为 $2.0 m \times 60 m \times 480 m$ (航深 $\times$ 航宽 $\times$ 最小弯曲半径), 备淤深度0.6 m, 疏浚边坡1:3。将通航主航道从原右汊改为左汊, 顺应河势, 与上游平顺衔接, 疏浚基线距航槽边线5 m, 基线为折线, 长约3 660 m, 疏浚最宽处约70 m。

## 5.2 计算条件

### 5.2.1 设计水位

以安乡、南嘴水文站为基本站, 按照综合历时法, 根据 1990—2021 年水文资料求得保证率 98% 的最低通航水位分别为 26.15、26.00 m, 用实测枯水比降推算得出澧水武圣宫滩设计最低通航水位为 26.09 m。

### 5.2.2 计算流量

如表 2 所示, 采用 2 级流量工况进行计算。

表 2 计算流量组合

流量/( $m^3 \cdot s^{-1}$ )	尾水位/m	流量特征
65	26.09	设计流量
800	28.08	汛前、汛后常遇流量
5 000	32.82	汛期流量

## 5.3 计算成果

### 5.3.1 分流比变化

如表 3 所示, 由于受到河道开挖的影响, 河段内的分流比右汊减小左汊增加, 在设计流量下左汊分流比增加约 13.7%;  $Q=800 m^3/s$  流量级下左汊分流比增加 7.6%;  $Q=5 000 m^3/s$  流量级下左汊分流比增加较小仅 3.0%。

表 3 方案前后分流比变化

流量/( $m^3 \cdot s^{-1}$ )	方案前分流比/%		方案后分流比/%	
	右汊	左汊	右汊	左汊
65	94.7	5.3	81.0	19.0
800	82.5	17.5	74.9	25.1
5 000	47.5	52.5	44.5	55.5

### 5.3.2 水位变化

如图 7 所示, 由于受到河道开挖的影响, 河道内水位有增有减, 但总体水位变幅不大, 当达到设计流量, 水位最大降落幅度仅为  $-0.03 m$ , 位于开挖区进口处; 当达到流量 800 和 5 000  $m^3/s$  时, 水位最大降落幅度均为  $0.01 m$ , 位于开挖区进口处<sup>[6]</sup>。

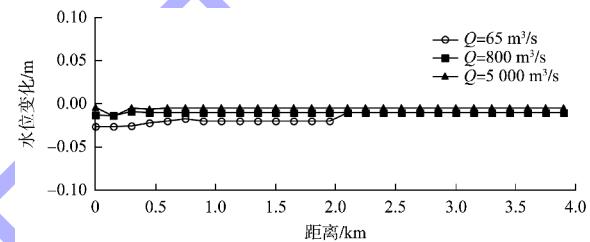


图 7 不同流量下水位变化

### 5.3.3 水深变化

表 4 统计了方案实施前后水深变化情况。设计流量  $65 m^3/s$  时, 方案实施前河道内水深最大仅为  $2.16 m$ , 方案实施后, 河道内水深均达到  $2.60 m$ , 满足设计标准。

表 4 方案实施前后水深变化

距疏浚区 起点距离/m	65 $m^3/s$			800 $m^3/s$			5 000 $m^3/s$		
	整治前水深/m	整治后水深/m	差值	整治前水深/m	整治后水深/m	差值	整治前水深/m	整治后水深/m	差值
0	1.97	2.61	0.64	3.03	4.70	1.67	7.11	9.64	2.53
600	0.59	2.61	2.01	2.65	4.69	2.05	7.56	9.62	2.06
1 200	0.74	2.61	1.86	2.80	4.69	1.88	7.72	9.61	1.88
1 800	0.82	2.61	1.79	2.87	4.68	1.81	7.80	9.61	1.81
2 400	1.69	2.61	0.92	3.73	4.66	0.92	8.62	9.55	0.93
3 000	2.16	2.60	0.44	4.16	4.64	0.48	9.00	9.47	0.47
3 600	1.98	2.60	0.62	3.94	4.62	0.69	8.77	9.45	0.69
3 900	2.11	2.60	0.49	4.09	4.61	0.52	8.91	9.43	0.52

### 5.3.4 比降变化

如图 8 所示, 位于达丰村附近, 当流量为  $65 m^3/s$  时, 比降变化范围为  $-0.03\% \sim 0.00\%$ , 方案实施后河道整体水面线较平缓; 流量为  $800 m^3/s$  时, 比降变化范围为  $-0.06\% \sim 0.03\%$ , 整治后最

大比降为  $0.16\%$ ; 流量为  $5 000 m^3/s$  时, 比降变化范围为  $-0.04\% \sim 0.04\%$ , 整治后最大比降为  $0.16\%$ 。总体来看, 开挖后比降变化幅度不大且有所降低。

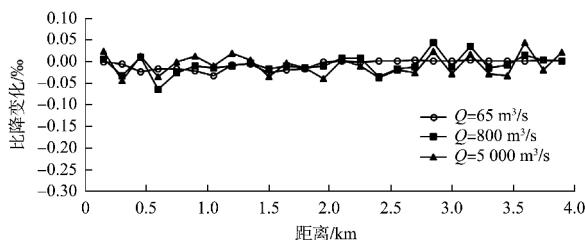


图 8 不同流量下比降变化

### 5.3.5 流速变化

图 9 统计了方案前后航槽中心线表面流速变化。在设计流量下, 流速变化值在  $-0.09 \sim 0$  m/s 之间波动, 方案实施后流速最大值为  $0.03$  m/s; 流量为  $800$  m<sup>3</sup>/s 时, 流速变化值在  $-0.48 \sim -0.06$  m/s 之间波动, 方案实施后流速最大值为  $0.19$  m/s; 流量为  $5 000$  m<sup>3</sup>/s 时, 流速变化值在  $-1.38 \sim -0.48$  m/s 之间波动, 方案实施后流速最大值为  $0.48$  m/s。总体来看, 开挖后河道流速有所减小, 水流更平缓<sup>[7]</sup>。

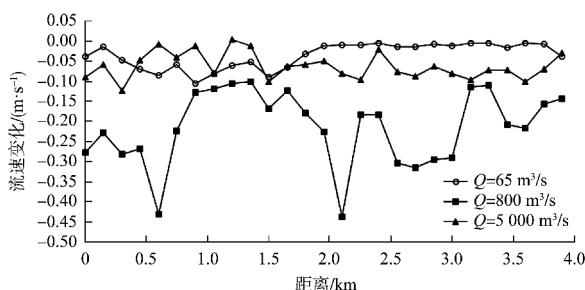


图 9 不同流量下航槽中心线流速变化

根据实验结果在设计流量  $Q=65$  m<sup>3</sup>/s 时, 河段进口受到左侧凸嘴和右岸岁丰村凸嘴的影响流态相对较差, 主流经左岸向右岸方向后再进入右汊, 右汊仍然是主流汊道。随着河道流量的增加, 左汊流量增加右汊流量逐渐减小, 进口流态逐渐变好。主要由于流量增加, 使河道流向经进口直接流向左汊。综合来看中洪水期进口流态相对较好, 枯水期流态相对较差。在进行左汊航线选择时, 避开左右岸流态较差区域, 选择左右汊之间过渡段。

两汊出口汇合后, 右汊有一定的横流对左汊出口航道的通航有影响。随着流量的增加左汊流量增加右汊流量减小, 横流影响也相对较小。

### 5.4 开挖区稳定性

主要收集  $d_{50}=0.003 \sim 0.020$  mm, 使用水槽开展试验, 以粉砂质、淤泥质砂样为主的资料经过

分析, 得到本次水槽试验砂样性质相同或相近的数据拟合曲线, 将试验和统计数据进行对比, 见图 10。图中两者的相关系数  $R$  达到 0.967。

通过对分析窦国仁公式、张瑞瑾公式、唐存本公式等<sup>[8]</sup>的优缺点, 最终采用唐存本公式结构, 并在此基础上增加水深引起黏结力的因素, 由试验数据拟合得到以下公式:

$$U_c = \frac{m}{m+1} \left( \frac{h}{d} \right)^{1/m} \left[ 3.2 \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d + \left( \frac{\rho'}{\rho_0} \right)^{k_1} \frac{C}{pd} + C_1 \frac{H}{d} \left( \frac{\rho'}{\rho_0} \right)^{k_2} \right]^{1/2} \quad (10)$$

式中:  $U_c$  为泥沙起动速率;  $h$  为航道水深,  $H$  为断面平均水深;  $d$  为粒径;  $m$  为流速分布的指数, 对天然河道  $m=6$ , 试验  $m=4.7 \left( \frac{h}{d} \right)^{0.06}$ ;  $\rho = 1.02 \times 10^{-3}$  (g·s)/cm<sup>4</sup>;  $C = 4.324 \times 10^{-4}$  g/cm,  $C_1 = 2.252 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>;  $k_1 = 5, k_2 = 5$ ;  $\rho_s$  为颗粒密度;  $\rho_0$  为颗粒紧密接触时的干密度;  $\rho'$  为淤泥的实际干密度;  $\frac{\rho'}{\rho_0}$  为淤泥空隙率影响。

根据新开航槽整治经验, 当全断面流速大于泥沙起动流速时, 航槽基本保持稳定。根据澧水武圣宫滩泥沙起动公式计算得到起动流速为  $v_0 = 0.35$  m/s。起动流速对比见图 11, 根据试验结果, 在汛前航槽内流速基本小于泥沙起动标准, 即汛前泥沙会淤积在航槽内; 在汛期和汛后航槽内的流速大于起动标准, 即汛前淤积的泥沙在汛期和汛后会得到有效输移, 此时航槽可保证稳定。

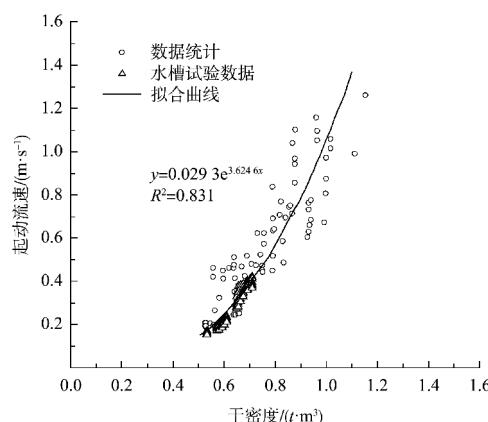


图 10 试验与统计数据对比

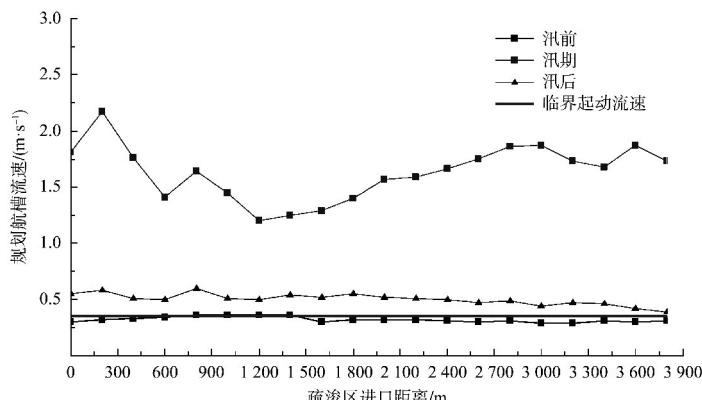


图 11 起动流速对比

## 6 结论

1) 研究河段将通航主航道从右汊改为左汊, 船舶可靠左岸平顺进入左侧航道, 避免进口船舶为避让右岸凸嘴而引起触礁、搁浅等危险。

2) 通过对研究河段水位、流速、分流比的验证, 计算结果与实测资料吻合较好。对澧水武圣宫滩左汊进行开挖以后, 左汊流量增加, 当达到设计流量时, 水位最大降落幅度为 0.04 m, 河道内水深均达到设计开挖水深。方案实施后, 左汊比降有所减缓, 最大变幅为  $-0.03\%$ , 开挖区流速减小, 其中心线流速最大减小值为 0.09 m/s, 澧水武圣宫滩左汊开挖区水流条件及航道稳定性满足需要。

3) 通过实测资料、数学模型计算分析, 澧水武圣宫滩航道改道在技术上可行, 为类似险滩的治理提供可靠的理论依据。

## 参考文献:

- [1] 刘森宇, 尹超裕, 罗通. 武圣宫滩航道改道技术可行性研究报告 [R]. 湖南: 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 2022.
- [2] 宾贝丽, 由星莹. 汉江兴隆-泽口河段演变及枯水位变化分析 [J]. 中国农村水利水电, 2020(9): 105-111.
- [3] 曾施雨, 谢玲, 王艳芳, 等. 三峡水库变动回水区重点河段洛碛河床演变分析 [J]. 中国水运·航道科技, 2021(3): 1-8.
- [4] 明瑞. 澜沧江无名洲采沙对航道影响及整治措施研究 [D]. 重庆: 重庆交通大学, 2021.
- [5] 张春泽, 周勤, 侯极, 等. 长江上游车亭碛水道小南海滩段河床演变规律 [J]. 水运工程, 2018(5): 109-115.
- [6] 张帅帅, 解中柱, 朱俊凤. 融江丹洲滩河段航道整治数学模型研究 [J]. 中国水运 (下半月), 2015, 15(1): 56-59.
- [7] 薛飞龙. 长江上游叙泸段非恒定流特性及对航道要素的影响研究 [D]. 重庆: 重庆交通大学, 2018.
- [8] 张小峰. 河流动力学 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010.

(本文编辑 赵娟)

(上接第 98 页)

- [12] 龙浩. 长江上游航道尺度提升潜力模拟及评价研究 [D]. 重庆: 重庆交通大学, 2020.
- [13] 李鑫, 周正洋, 左利钦, 等. 长江下游湖口—南京分汊河段最大稳定航深研究 [J]. 水运工程, 2022(11): 116-121.
- [14] 孙启航, 夏军强, 周美蓉, 等. 三峡工程运用后城陵矶—武汉河段河床调整及崩岸特点 [J]. 湖泊科学, 2019, 31(5): 1447-1458.
- [15] 长江航道规划设计研究院. 长江中游城陵矶—武汉河

- 段航道维护尺度潜力研究 [R]. 武汉: 长江航道规划设计研究院, 2020.
- [16] 罗文辉, 阳立群, 许毅. 三峡蓄水后城陵矶—武汉河段泥沙粒径变化分析 [J]. 水利水电快报, 2006(21): 25-27.
- [17] 钱红露, 程稳, 尹维清, 等. 多目标协同下长江航道承载力研究: II. 应用 [J]. 应用基础与工程科学学报, 2022, 30(6): 1366-1376.

(本文编辑 王璁)