

文章编号:1000-5862(2013)05-0544-07

# 峡江枢纽围堰施工河道水力特性2维数值模拟

麻夏<sup>1</sup> 张洁<sup>2,3</sup> 陈九灵<sup>1</sup> 刘祖斌<sup>1</sup> 张小兵<sup>2</sup> 计勇<sup>2\*</sup>

(1. 江西省峡江水利枢纽工程管理局, 江西 南昌 330046; 2. 南昌工程学院水利与生态工程学院, 江西 南昌 330099;  
3. 河海大学环境学院, 江苏 南京 210098)

**摘要:**为阐明峡江枢纽围堰施工期河道水力特征,指导工程施工,采用峡江站水文资料及枢纽实测水位,在率定好1维数学模型的基础上,建立了赣江峡江段平面2维水流数学模型,定量计算枢纽重要水域水流流态,分析流场形态的变化特征和局部流态对枢纽尤其是围堰的影响,并将研究结果与物理模型试验结果做了对比分析.结果表明2维数学模型能较准确地计算围堰工程局部水位及流场变化情况,峡江枢纽围堰施工方案可行.

**关键词:**峡江;围堰;水力特性;数学模型

**中图分类号:**TN 131.2 **文献标志码:**A

## 0 引言

峡江水利枢纽工程位于江西省吉安市峡江县境内<sup>[1]</sup>,坝址地处赣江中游,距省会南昌市约170 km,距吉安市约60 km,距峡江老县城巴邱镇约6 km.地理坐标经度115°08′,纬度27°31′.该工程以防洪、发电为主,兼顾航运、灌溉、养殖等.总库容16.7亿m<sup>3</sup>,防洪库容9.0亿m<sup>3</sup>,电站装机容量36万kW,年平均发电量11.42亿kW·h.目前,枢纽围堰施工方案主要采用物理模型试验来确定,但物理模型试验周期长、费用高,受比尺变率等影响往往使其在应用方面受到限制.为了解决这一问题,本文建立了平面2维水流数学模型对围堰区域水流进行了模拟研究.

## 1 平面2维水流数学模型

### 1.1 1维模型的率定

1.1.1 模型下边界水位 由于受峡江水利枢纽水下地形资料及水文资料影响,2维模型的上边界取在枢纽断面上游1 064 m的(6-6)断面处,模型的下边界取在枢纽断面下游904 m断面处,沿河道模型总长为1 968 m,研究重点为枢纽附近河段,2维

模型下边界水位来自于1维模型(8-8)断面计算成果.1维模型水流计算范围为上游(1-1)断面至下游峡江水文站处的(12-12)断面,其中本项目位置处于(7-7)断面,距上游(1-1)断面4.50 km,距下游峡江水文站处的(12-12)断面4.05 km,计算河段总长度为8.55 km(见图1).

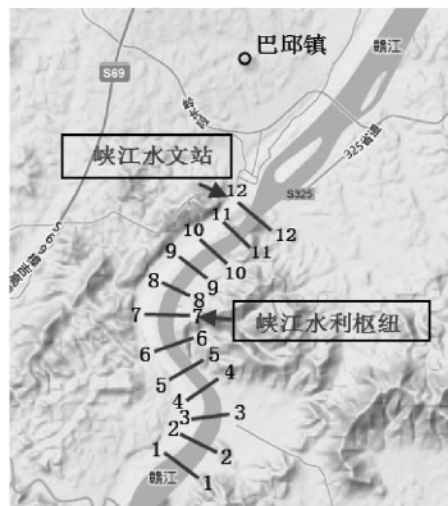


图1 1维模型计算断面图

河道水面曲线的计算采用1维恒定流数学模型来求解,模型糙率取 $n = 0.025 \sim 0.038$ ,上边界为上游进口断面的流量 $Q$ ,下边界为下游出口断面的水

收稿日期:2013-04-26

基金项目:国家自然科学基金(51209115, 51369024),江西省科技厅支撑课题(20133BCB23025, 20133DDH80028, 20122BAB213019, 20122BDH80025, 2012ZBBA10001, 20123BBG70196)和鄱阳湖环境与资源利用教育部重点实验室开发基金(13005874, 13005875)资助项目.

通信作者:计勇(1979-),男,江西九江人,副教授,博士,主要从事水环境与生态水利方面的研究.

位  $Z$  数据来自于峡江水文站. 基本方程式:

$$Z_u + (\alpha + \zeta) \frac{Q^2}{2gA_u^2} - \frac{\Delta SQ^2}{2K_u^2} =$$
$$Z_d + (\alpha + \zeta) \frac{Q^2}{2gA_d^2} + \frac{\Delta SQ^2}{2K_d^2}, \quad (1)$$

其中  $Q$  为流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $\Delta S$  为流段长度 ( $\text{m}$ );  $Z_u$  为流段上游断面水位 ( $\text{m}$ );  $A_u$  为流段上游断面过水面积

( $\text{m}^2$ );  $K_u$  为流段上游断面的流量模数;  $Z_d$  为流段下游断面水位 ( $\text{m}$ );  $A_d$  为流段下游断面过水面积 ( $\text{m}^2$ );  $K_d$  为流段下游断面的流量模数;  $g$  为重力加速度;  $\alpha$  为动能修正系数  $\alpha = 1.0 \sim 1.1$ ;  $\zeta$  为局部水头损失系数.

1.1.2 1 维模型水位率定结果 1 维模型水位率定结果如表 1 所示.

表 1 峡江水利枢纽 1 维模型水位率定结果

工况率定	断面率定					
	6-6 断面			8-8 断面		
	计算值	实测值	差值	计算值	实测值	差值
1 期枯水围堰 $Q = 3\,180\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	36.23	36.12	+0.11	35.80	35.80	+0.00
1 期全年围堰 $Q = 6\,810\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	33.32	33.38	-0.06	32.79	32.75	+0.04
1 期全年围堰 $Q = 1\,718\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	35.37	35.28	+0.09	34.45	34.45	+0.00
1 期全年围堰 $Q = 2\,660\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	36.61	36.69	-0.08	35.35	35.36	-0.01
2 期枯水围堰 $Q = 1\,720\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	34.55	34.54	+0.01	34.35	34.25	+0.10

从表 1 中计算结果看出,本次计算结果与实测结果误差为  $-0.08 \sim +0.11\,\text{m}$ ,相对误差为  $0.30\%$  (小于  $5\%$ ),说明 1 维数学模型是合理的,计算结果具有较高的精度.根据以上工况率定验证后,进行典型工况的计算,并与物理模型进行对比.

1.1.3 与物理模型比较分析 数学模型计算结果与物理模型(几何比尺为 110,原型糙率为 0.036 5)实测结果对比如表 2 所示,其中  $D$  断面指坝址下游 588 m,而  $N$  断面指坝址上游 365 m.

表 2 峡江水利枢纽 1 维模型计算结果与物理模型对比分析

工况率定	断面率定					
	$N$ 断面			$D$ 断面		
	数模	物模	差值	数模	物模	差值
1 期枯水围堰 $Q = 9\,980\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	40.75	40.69	+0.06	39.94	39.89	+0.05
1 期全年围堰 $Q = 4\,494\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	37.02	36.70	+0.32	36.74	36.32	+0.42
1 期全年围堰 $Q = 6\,992\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	38.71	38.66	+0.05	38.41	38.18	+0.23
1 期全年围堰 $Q = 8\,400\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	39.46	39.64	-0.18	39.08	38.96	+0.12
1 期全年围堰 $Q = 11\,628\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	41.34	41.38	-0.04	40.88	40.78	+0.10
1 期全年围堰 $Q = 14\,442\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	42.51	42.64	-0.13	42.01	41.89	+0.12
1 期全年围堰 $Q = 17\,400\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	44.21	44.00	+0.21	43.60	43.17	+0.43
2 期枯水围堰 $Q = 2\,750\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	36.64	36.45	+0.19	35.70	34.95	+0.75
2 期枯水围堰 $Q = 4\,400\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	38.33	38.62	-0.29	36.97	36.39	+0.58
2 期枯水围堰 $Q = 5\,790\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	39.56	40.08	-0.52	37.80	37.36	+0.44
2 期枯水围堰 $Q = 8\,076\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	41.40	42.00	-0.60	39.10	38.80	+0.30
2 期枯水围堰 $Q = 9\,980\,\text{m}^3/\text{s}$ 洪峰流量	42.79	43.49	-0.70	40.01	39.89	+0.12

从表 2 中计算结果看出,经率定后本次计算结果与物理模型结果误差为  $-0.70 \sim +0.75\,\text{m}$ ,相对误差为  $2.1\%$ ,同时数学模型计算水位过程线与物理模型一致,计算结果具有较高的精度,可以反映施工时期河道水流特征.

1.2 2 维控制方程组

对于平面尺度远大于垂直尺度的水体,是一种在重力作用下有自由面的水流<sup>[2-6]</sup>. 水体一般可视

为不可压缩流体,属于牛顿流体的范围.因此,对河道水流可作如下假设:水流的密度不变;垂直方向的加速度为 0,压力符合静压假定;水平速度沿水深方向取平均;作用在水平方向的雷诺应力符合 Boussinesq 假定<sup>[7]</sup>. 由上述假定,平面 2 维水流基本方程可描述如下.

(i) 水流连续方程:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0;$$

(ii) 水流运动方程:

$$h \frac{\partial u}{\partial t} + hu \frac{\partial u}{\partial x} + hv \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left( E_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + gh \left( \frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{gun^2 \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} - \zeta V_a^2 \cos \psi - 2h\omega v \sin \varphi = 0,$$

$$h \frac{\partial v}{\partial t} + hu \frac{\partial v}{\partial x} + hv \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left( E_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + gh \left( \frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{gv \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} - \zeta V_a^2 \sin \psi + 2h\omega v \sin \varphi = 0,$$

其中  $h$  为水深 (m);  $u, v$  分别是沿水深平均流速 (m/s);  $x, y, t$  分别代表横坐标 (m)、纵坐标 (m) 和时间 (s);  $\rho$  是水密度 ( $\text{kg/m}^3$ );  $E$  为涡粘系数 (根据动量传递系数计算);  $g$  为重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ );  $a$  为河床高程 (m);  $H$  为水面高程 (m)  $H = a + h$ ;  $n$  为河床糙率系数;  $\zeta$  为风应力系数;  $V_a$  为风速 (m/s);  $\psi$  为风向;  $\omega$  为地球自转角速度;  $\varphi$  为当地纬度。

### 1.3 2 维模型求解

1.3.1 方程的离散 对上述水流控制方程组, 采用 Mike21 软件, 利用 ADI 2 阶精度的有限差分法对连续方程和动量守恒方程求解, 加上边界条件, 即可得到问题的差分方程式<sup>[8-10]</sup>。

1.3.2 方程求解 解方程组用预估校正法迭代求解。为提高计算精度, 首先采用 2 次插值函数, 其逼近函数取完全 2 次多项式。

1.3.3 边界条件 模型左、右边界: 鉴于峡江水利枢纽的施工进度, 在坝址区主要是档水围堰组成, 其它区域模型左、右边界均为天然地形构成, 可通过地形等高线按一定的高程取值来划定, 根据项目的实际情况, 本模型左右边界等高线截取高程值为 47 m (黄海基准) 为边界。

上游模型进口边界条件, 开边界: 根据 1 维模型计算结果, 给出求解的流量;

下游模型出口边界条件, 开边界: 根据 1 维模型计算结果, 给出求解的水位;

固体边界: 法向流速为 0, 水流边界的切向流速不为 0, 采用壁面函数处理;

初始条件: 给出计算区域内各点初始时刻的水深、流速等物理量的初值。

### 1.4 2 维模型计算网格生成

为了较好地适应模型范围内地形和计算精度的要求, 采用非结构化的三角形网格剖分, 即三角形 6 节点法, 网格最大步长为 20.0 m, 工程附近河段网格加密, 局部最小步长为 1.5 m。各工况模型网格剖分如图 2 所示。

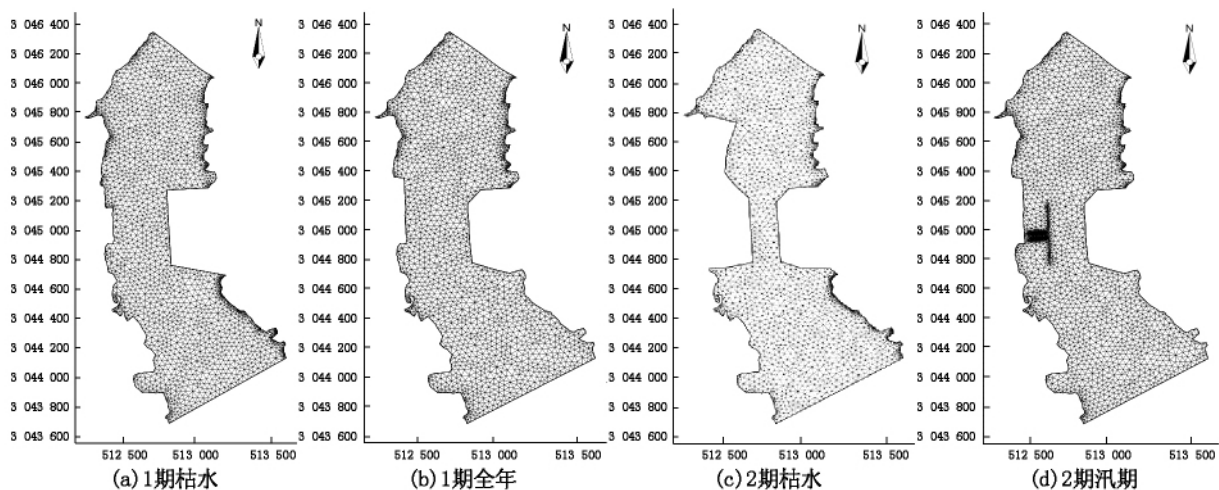


图2 围堰导流模型网格剖分

## 2 模型计算结果及分析

### 2.1 与物理模型对比分析

为便于结果与物理模型对比分析, 依次从模型下边界  $K-904$  至模型上边界  $K+1064$  对研究区域进行编号, 分别为  $A(K+904)$ 、 $B(K+816)$ 、 $C(K+$

$640)$ 、 $D(K+588)$ 、 $E(K+464)$ 、 $F(K+376)$ 、 $G(K+288)$ 、 $H(K+200)$ 、 $I(K+112)$ 、 $J$  (坝轴线)、 $K(K-152)$ 、 $L(K-240)$ 、 $M(K-328)$ 、 $N(K-365)$ 、 $O(K-416)$ 、 $P(K-504)$ 、 $Q(K-1064)$ , 计算工况分别为 1 期枯水  $9980 \text{ m}^3/\text{s}$  (工况 1)、1 期全年  $17400 \text{ m}^3/\text{s}$  (工况 2)、2 期枯水  $9980 \text{ m}^3/\text{s}$  (工况 3) 以及 2 期汛

期 $17\,400\text{ m}^3/\text{s}$ (工况 4) ,计算结果如表 3 所示.

表 3 不同计算工况各计算断面水面线 单位:m

计算断面	水面线		水面线		水面线		水面线	
	工况 1	物理模型	工况 2	物理模型	工况 3	物理模型	工况 4	物理模型
A	40.03	/	43.63	/	39.95	/	43.42	/
B	39.97	/	43.67	/	40.03	/	43.47	/
C	39.89	/	43.63	/	40.11	/	43.45	/
D	39.91	39.89	43.62	43.17	40.08	39.89	43.48	43.18
E	39.91	40.06	43.58	43.24	39.98	39.56	43.41	/
F	39.93	/	43.57	/	39.94	/	43.38	43.27
G	39.86	/	43.61	/	39.43	/	43.47	/
H	39.86	40.02	43.64	43.33	39.75	39.72	43.45	43.21
I	39.90	/	43.70	/	40.28	/	43.56	/
J	39.91	39.94	43.69	43.35	40.42	40.30	43.65	43.19
K	40.03	40.01	43.76	43.81	41.25	42.02	43.84	43.72
L	40.39	/	44.15	/	42.51	/	44.21	44.06
M	40.58	/	44.40	/	42.72	/	44.48	/
N	40.61	40.69	44.39	44.00	42.85	/	44.56	44.17
O	40.88	/	44.42	/	42.88	/	44.62	/
P	40.68	/	44.44	/	42.95	/	44.69	/
Q	40.76	/	44.58	/	42.97	/	44.77	/

从表 3 中计算结果看出 ,数学模型计算水位过程线与物理模型一致 ,本次计算结果与物理模型结果误差为  $-0.77 \sim +0.46\text{ m}$  ,同时计算结果具有较高的精度 ,可以反映施工时期河道水流特征.

2.2 水位过程及分析

如图 3 所示 ,当 1 期枯水下泄流量为  $9\,800\text{ m}^3/\text{s}$ (图 3(a))时 ,河床过流及通航宽度为  $250\text{ m}$  ,河床缩窄度约为  $65\%$  . 计算结果表明 ,当水流行至纵向围堰头部至其上  $400\text{ m}$  左右时 ,水位为  $40.70\text{ m}$  开始明显下降 ,并逐步由束窄河床下泄 ,下游至距坝轴线  $250\text{ m}$  处水位达到  $39.80\text{ m}$  时逐渐趋于平缓 ,水面最大比降也发生在该段 ,上游横向围堰与纵向围堰间的水位落差约为  $0.90\text{ m}$  . 经计算 ,围堰上游河道平均水位为  $40.61\text{ m}$  (坝轴线上游  $365\text{ m}$  处) ,比设计水位  $40.80\text{ m}$  低  $0.19\text{ m}$  ,上游横向围堰处最高水位为  $40.80\text{ m}$  ,比围堰顶高程  $42.60\text{ m}$  低  $1.80\text{ m}$  ,设计上游围堰顶高程能满足挡水要求. 下游横向围堰处最高水位为  $39.89\text{ m}$  ,比下游横向围堰顶高程  $41.70\text{ m}$  低  $1.81\text{ m}$  ,下游围堰顶高程能满足要求. 当 1 期全年下泄流量为  $17\,400\text{ m}^3/\text{s}$ (图 3(b))时 ,河床过流及通航宽度为  $330\text{ m}$  ,河床缩窄度为  $42\%$  . 计算结果表明 ,上游围堰前水流平顺 ,坝轴线上游约  $400\text{ m}$  处 ,水位为  $44.50\text{ m}$  开始明显下降 ,并逐步由

束窄河床下泄 ,水面最大比降也发生在该段 ,下游至距坝轴线  $250\text{ m}$  处水位达到  $43.60\text{ m}$  时逐渐趋于平缓 ,此间水位差约为  $0.90\text{ m}$  ,上游横向围堰与纵向围堰间的水位落差约为  $1.80\text{ m}$  . 值得关注的是 ,如前水面线特征所述 ,河流主体由于受 1 期全年围堰的影响 ,向左岸壅积 ,致使在坝轴线附近形成较大的“半漩涡” ,即坝轴线左岸水位为  $44.40\text{ m}$  ,右岸为  $43.50\text{ m}$  ,相差将近  $1.00\text{ m}$  . 经计算 ,上游河道平均水位为  $44.39\text{ m}$  ,比设计值  $43.90\text{ m}$  低  $0.51\text{ m}$  ,上游横向围堰处最高水位为  $44.69\text{ m}$  ,比调整后的围堰顶高程  $45.7\text{ m}$  低  $1.01\text{ m}$  ,设计上游围堰顶高程能满足挡水要求. 下游横向围堰处最高水位为  $43.54\text{ m}$  ,下游围堰顶高程能满足要求.

当 2 期枯水下泄流量为  $9\,800\text{ m}^3/\text{s}$ (图 3(c))时 ,河床过流及通航宽度为  $140\text{ m}$  ,河床缩窄度为  $75\%$  . 计算结果表明 ,上游围堰前水流平顺 ,坝轴线上游约  $300\text{ m}$  处 ,水位为  $42.80\text{ m}$  开始明显下降 ,并逐步由束窄河床下泄 ,水面最大比降也发生在该段 ,下游至距坝轴线  $200\text{ m}$  处水位达到  $39.60\text{ m}$  时逐渐趋于平缓 ,此间水位差约为  $3.20\text{ m}$  . 此外 ,上游两侧围堰侧转角绕流分离现象严重 ,横堰与纵堰间水位跌落差为  $1.80\text{ m}$  左右 ,围堰纵堰段无回流. 经计算 ,上游河道平均水位为  $42.85\text{ m}$  ,比设计值  $43.80\text{ m}$

低 0.95 m, 上游横向围堰处最高水位为 42.92 m, 比围堰顶高程 43.8 m 低 0.88 m, 设计上游围堰顶高程能满足挡水要求. 下游横向围堰处最高水位为 39.80 m, 比下游围堰顶高程 41.70 m 低 1.90 m, 下游围堰顶高程满足要求. 当 2 期汛期导流下泄流量为  $17\,400\text{ m}^3/\text{s}$  (图 3(d)) 时, 由 140 m 宽的中部河床、已建成的左 6.5 孔泄水闸及 23 m 宽的检修门库过流. 计算结果表明, 上游围堰前水流平顺, 坝轴线上游约 350 m 处, 水位为 44.40 m 开始明显下降. 主河道水流沿中间河道段流出, 与此同时左侧已建成的 6.5 孔泄水闸以及可用于临时过水的 23 m 宽检修门库成为另一个输水通道, 在泄水闸前水位聚降.

下游 6.5 孔泄洪闸与中间过水河道出流汇合, 水位降至 43.40 m 后趋于平缓, 此间水位差约为 1.00 m. 在流态上, 主河道水流受 1 期厂房全年围堰束窄, 水流被迫自右岸折向左岸, 并在 1 期厂房全年围堰上游纵堰头部及 3 期纵向围堰上游头部产生绕流分离, 导致第 5 号与第 6 号泄水闸流量较小. 经计算, 上游河道平均水位为 44.56 m, 上游横向围堰处最高水位为 44.62 m, 比围堰顶高程 43.80 m 高 0.82 m, 设计上游围堰顶高程不能满足挡水要求, 应予以加高. 下游横向围堰处最高水位为 43.20 m, 比下游围堰顶高程 41.70 m 高 1.50 m, 下游围堰也需要加高.

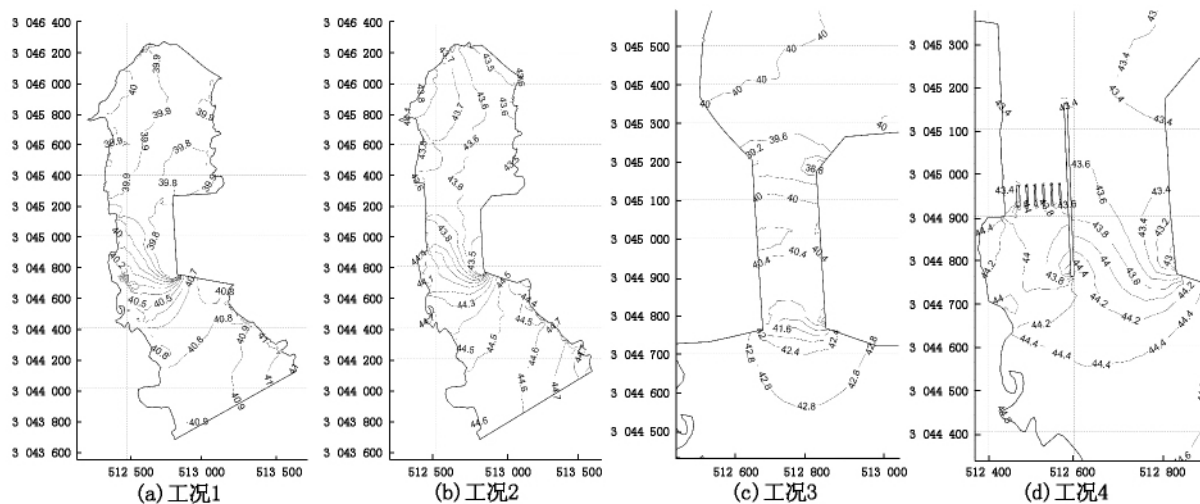


图3 水位等值线

### 2.3 流场过程及分析

如图 4 所示, 当 1 期枯水下泄流量为  $9\,800\text{ m}^3/\text{s}$  (图 4(a)) 时, 从上游 1 000 m 处, 主槽水流流速约为 2.30 m/s, 两侧流速相对较小. 当水流行至纵向围堰头部至其上 500 m 左右时, 过水断面逐步收缩, 最大流速出现在坝轴线上游约 150 m 处, 最大平均流速为 4.30 m/s. 上游围堰转角处最大平均流速为 3.60 m/s, 应加强围堰脚部的冲刷保护. 下游围堰转角处未见明显回流, 水流流速小于 0.20 m/s, 堰脚无需进行防护. 从束窄断面开始, 河道主流逐渐偏向左岸, 上游围堰转角处水流形成绕流分离, 在纵向围堰宽约 30 m 区域水流形成条形回流区域, 平均流速大小为 0.25 ~ 1.25 m/s. 当 1 期全年下泄流量为  $17\,400\text{ m}^3/\text{s}$  (图 4(b)) 时, 从上游 1 100 m 处, 主槽水流流速约为 2.40 m/s, 两侧流速相对较小. 从图 4 中明显可以看出, 流速梯度增大要比水位梯度增大

来得早一些, 因此其位置要比水位更靠上游. 约在坝轴线上游 400 m 处开始突变, 然后逐渐增大. 流速等值线呈马鞍型, 最大流速出现在 1 期枯水围堰上游横向围堰与纵向围堰转角处, 流速约为 4.20 m/s. 从图 4 中可以分析, 上游围堰转角处存在明显的绕流分离现象, 上游围堰转角处最大平均流速为 4.40 m/s, 应加强围堰脚部的冲刷保护. 从束窄断面开始, 河道主流逐渐偏向左岸, 在纵向围堰宽约 30 m、长 150 m 区域水流形成条形回流区域, 平均流速大小为 0.25 ~ 1.50 m/s.

当 2 期枯水下泄流量为  $9\,800\text{ m}^3/\text{s}$  (图 4(c)) 时, 从上游 1 000 m 处, 主槽水流流速约为 1.50 m/s, 两侧流速相对较小. 但在坝轴线上游 200 m 处开始突变, 然后逐渐增大. 整个 2 期围堰纵堰侧水流湍急, 流速等值线呈马鞍型, 呈现在缩窄河段中央. 两侧下游围堰转角横堰后, 存在局部回流, 回流值较

小. 计算结果表明, 在河床缩窄段主流靠近 2 期围堰侧, 最大流速出现在坝轴线下游约 300 m 缩窄河道出口处, 流速约为 6.70 m/s. 上游 2 期围堰转角处最大流速为 4.65 m/s, 1 期纵向围堰流速在 3.20 ~ 6.50 m/s 之间, 最大流速出现在坝轴线下游约 300 m 缩窄河道出口处. 上游 1 期全年围堰转角处最大流速为 4.75 m/s, 下游围堰转角处回流流速较小. 2 期围堰纵堰及转角处流速较大, 应加强堰脚及堰身的防冲刷保护. 当 2 期汛期导流下泄流量为 17 400 m<sup>3</sup>/s (图 4(d)) 时, 从上游 1 200 m 处, 主槽水流流

速约为 2.40 m/s, 两侧流速相对较小. 约在坝轴线上游 200 m 处开始突变, 然后逐渐增大, 流速等值线呈马鞍型, 呈现在缩窄河段中央, 最大流速出现在检修门库左侧及坝轴线下游约 200 m 中间河道纵纵向围堰下游出口处, 流速约为 4.50 m/s. 3 期纵堰左侧堰脚流速不到 1.50 m/s, 右侧堰脚流速最大值为 4.50 m/s, 位于纵向围堰末端; 1 期全年厂房纵堰最大流速为 4.30 m/s, 位于纵堰上游转角部位, 应加强堰脚及堰身的防冲刷保护.

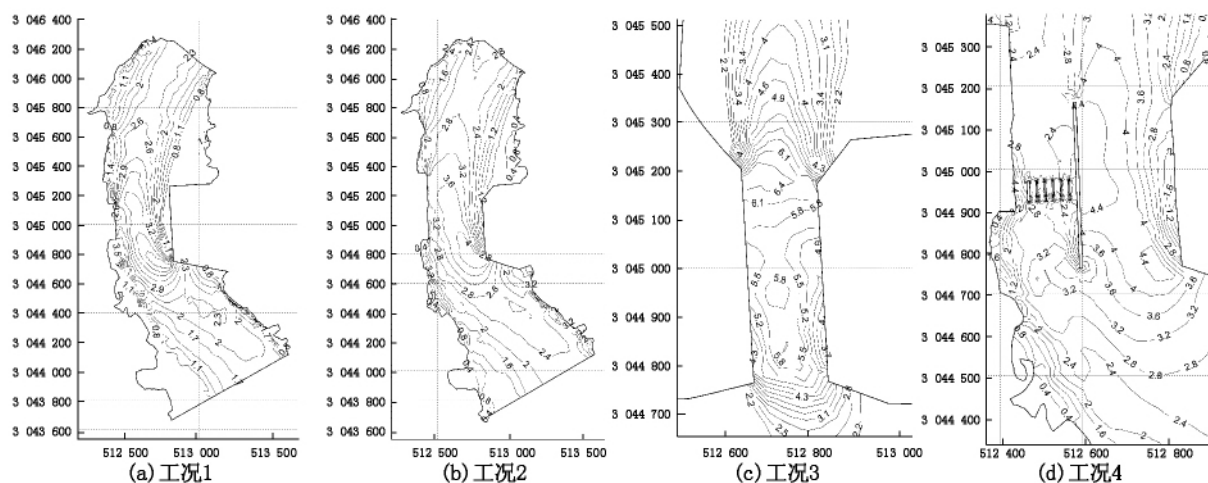


图 4 流速等值线

### 3 结论

(i) 1 维模型通过计算河段水位的验证, 模拟结果与实测资料吻合较好. 率定后建立的平面 2 维水流数学模型, 可以较好地模拟复杂的河道边界. 经同工况物理模型对比, 数学模型计算结果合理, 水流数学模型基本能够正确模拟该河段复杂的水流条件.

(ii) 计算区域水流形态主要取决于计算区域的边界条件. 边界条件变化较小的上下游, 水流流态平稳. 而在边界条件变化剧烈的围堰区域, 水流流动复杂, 边界绕流、回流、主流偏移、断面水位壅积等现象出现较多.

(iii) 从水面线分析, 围堰的施工影响区域范围大约为上游 400 m 至下游 300 m, 水位在坝轴线上游约 400 m 处, 开始明显下降, 并逐步由束窄河床下泄, 水面最大比降也发生在该段, 下游至距坝轴线 300 m 处水位逐渐趋于平缓, 此间水位差最大达到 3.20 m.

(iv) 从流速场分析, 围堰的施工影响区域范围

同水位影响区域, 总体上流速在坝轴线上游 400 m 处开始逐渐增大, 围堰侧水流湍急, 流速等值线呈马鞍型, 上游围堰纵堰及横堰转角处, 存在不同程度绕流与局部回流, 围堰纵堰及转角处流速较大, 应加强堰脚及堰身的防冲刷保护.

### 4 参考文献

- [1] 詹寿根, 汤志贤. 峡江水利枢纽洪水调度运行方式探讨 [J]. 人民长江, 2010, 40(3): 19-22.
- [2] 杨青远, 周苏芬, 卢伟真, 等. 明渠交汇水流阻力对平面 2 维数值模拟的影响 [J]. 水科学进展, 2012, 23(2): 236-242.
- [3] 钟德钰, 张红武, 张俊华, 等. 游荡型河流的平面 2 维水沙数学模型 [J]. 水利学报, 2009, 40(9): 1040-1047.
- [4] 张明亮, 沈永明, 朱兰燕. 受植被影响的弯曲渠道水流平面 2 维湍流数值模拟 [J]. 水利学报, 2008, 39(7): 794-800.
- [5] 吴伟明, 胡春燕, 杨国录. 平面 2 维水沙数学模型 [J]. 水利学报, 1995, 26(10): 40-46.
- [6] 赵棣华, 戚晨, 庾维德, 等. 平面 2 维水流-水质有限体

- 积法及黎曼近似解模型 [J]. 水科学进展, 2000, 11 (4): 368-373.
- [7] 刘志明, 王德信, 汪德罐. 水工设计手册 [M]. 北京: 水利水电出版社, 1983.
- [8] 龚春生, 姚琪, 赵棣华. 玄武湖风生流数值模拟研究 [J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2005, 33(1): 72-75.
- [9] 吴时强, 吴修锋, 周辉. 淮河入海水道淮安地涵枢纽河道水流数值计算 [J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2001, 29(3): 27-32.
- [10] 陈界仁, 汤立群, 陈国祥, 等. 水库 2 维水流泥沙数学模型及应用 [J]. 河海大学学报: 自然科学版, 1998, 26 (5): 6-11.

## The Two-Dimensional Mathematical Simulation for Cofferdam River Hydraulic Characteristics of Xiajiang Water Control Project

MA Xia<sup>1</sup>, ZHANG Jie<sup>2,3</sup>, CHEN Jiu-ling<sup>1</sup>, LIU Zu-bin<sup>1</sup>, ZHANG Xiao-bing<sup>2</sup>, JI Yong<sup>2\*</sup>

(1. Administration Bureau of Xiajiang Water Control Project, Jiangxi Provincial, Nanchang Jiangxi 330046, China;

2. College of Hydraulic and Ecological Engineering, Nanchang Institute of Technology, Nanchang Jiangxi 330099, China;

3. College of Environmental Sciences and Engineering, Hehai University, Nanjing Jiangsu 210098, China)

**Abstract:** In order to guide the cofferdam construction, the channel hydraulic characteristics were studied during the construction period. After verification the one-dimensional mathematical model with hydrological data of Xiajiang hydrological station and the measured water level at water control project dam site, a two-dimensional numerical model was developed to simulate waters region around the water control project with erodible bed and banks composed of well sorted-sandy materials. The waters flow pattern around the hub was quantitative calculated, the changes characteristics of flow and effects of local flow patterns for hub especially cofferdam were analysis, and the research results were compared to physical model test results. The results show that the two-dimensional mathematical model can accurately estimate the local water level and flow field of cofferdam engineering changes. Xiajiang water control project cofferdam construction scheme is feasible.

**Key words:** Xiajiang River; cofferdam; hydraulic characteristics; mathematical model

(责任编辑: 曾剑锋)