

DOI: 10.16198/j.cnki.1009-640X.2015.03.009

王慧,周虹均,曹广学,等.巢湖兆河分洪闸泄流特性试验研究[J].水利水运工程学报,2015(3):59-65.(WANG Hui, ZHOU Hong-jun, CAO Guang-xue, et al. Model tests on discharge characteristics for Chaohu Zhaohe flood diversion sluice[J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(3):59-65.)

## 巢湖兆河分洪闸泄流特性试验研究

王慧,周虹均,曹广学,孙砚

(合肥工业大学 土木与水利工程学院,安徽 合肥 230009)

**摘要:**受周边地形条件及环境限制,巢湖兆河分洪闸与河道呈垂直布置,进流条件不利。针对分洪闸与河道垂直布置这一特征,分别对开敞式和涵洞式分洪闸进行了水工模型进口流态试验分析,结果表明涵洞式分洪闸进流流态优于开敞式分洪闸,能更好地保证各闸孔的均匀进流。针对涵洞式分洪闸方案,研究了分洪闸敞泄和控泄的泄流能力,指出敞泄状态下进口行近流速对流量计算影响明显,在水闸规划设计中,应计入行近流速影响。为改善消能效果及出口水流与下游的衔接,进行了多方案消能防冲改进试验,结果表明尾坎作为一种冲击式消能工布置在挖深式消力池末端,可使出口水流流速分布更加均匀并与下游水流衔接更为平顺,明显增强消能防冲效果。

**关键词:**分洪闸;泄流能力;进口流态;消能防冲

**中图分类号:**TV872

**文献标志码:**A

**文章编号:**1009-640X(2015)03-0059-07

通常分洪闸布置在弯曲河段的凹岸稍偏下游或顺直河道的深槽一侧,引水方向尽可能与主流方向一致,两者中心线夹角不宜超过 $30^\circ$ 。这不仅有利于分洪闸引水,进口流态好,且可以利用弯道的环流作用,将底沙向凸岸推移,减少底沙进入水闸<sup>[1]</sup>。巢湖兆河分洪闸受地形条件及周边环境的限制,水闸中心线与兆河河道垂直,该布置形式不利于泄洪进水,影响水闸泄流能力。同时由于分洪初始阶段,水流流向垂直于闸中心线,各闸孔进水流速分布不均匀,使得闸室及消力池内部水流流态恶劣,危害水闸整体稳定<sup>[2]</sup>。本文针对巢湖兆河分洪闸与河道垂直布置这一特征,分别对开敞式和涵洞式分洪闸进行进口流态试验比较。并选用进口流态相对较好的涵洞式分洪闸方案进一步开展水工模型整流改进试验,分析研究垂直于河道布置分洪闸的泄流消能特性。

兆河分洪闸位于巢湖兆河白湖农场右岸东大圩堤防上,设计流量 $230\text{ m}^3/\text{s}$ ,属三等中型水闸。为模拟通过分洪闸的水流流态,保证水流进出闸流态相似,水工模型试验范围包括闸上游 $300\text{ m}$ 和下游 $200\text{ m}$ 。根据《水工(常规)模型试验规程》(SL 155—2012),在满足重力相似基础上水工建筑物模型采用正态模型。根据模型范围相似条件、试验场地等因素综合考虑,水工模型试验的整体模型设计选定模型比尺为 $\lambda_l = 40$ <sup>[3]</sup>。

### 1 泄洪进口流态分析

开敞式分洪闸方案,水闸共3孔,单孔净宽 $8\text{ m}$ ,总净宽 $24\text{ m}$ 。水闸底板高程 $6.4\text{ m}$ ,闸墩顶高程为 $13.5\text{ m}$ ,闸室水流方向长 $18\text{ m}$ ,中墩厚 $1.2\text{ m}$ ,中墩上下游均为圆弧形墩头,边墩厚 $1\text{ m}$ ,闸室总宽度 $28.4\text{ m}$ 。闸室底板采用整体式,厚 $1.2\text{ m}$ 。枢纽工程布置见图1(a)。

涵洞式分洪闸为无压式,涵洞孔口总净宽 $30\text{ m}$ ,选用6孔钢筋混凝土箱涵,单孔宽 $5.0\text{ m}$ ,孔高 $5.0\text{ m}$ ,涵底

收稿日期:2014-10-15

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51379054)

作者简介:王慧(1958—),女,安徽芜湖人,副教授,主要从事水利工程新技术、河道治理、环境水利等方面的研究。

E-mail:whhut@sina.com

高程4.5 m。6孔涵洞分为两联,3孔一联,两联之间净距5.0 m,中间填土。涵洞纵向总长24 m,分成2节,各节长度相同。涵洞出口布置闸门控制段,设置防洪工作闸门和检修闸门各一道。涵洞顶、底板厚0.8 m,侧墙厚0.7 m,中隔墙厚0.6 m,在两联涵洞进出口段设置圆弧形导流墩<sup>[2]</sup>。枢纽工程布置见图1(b)。

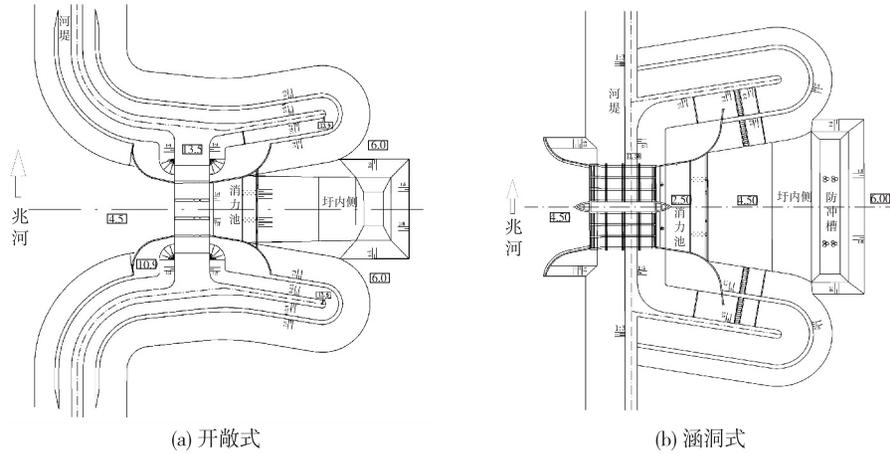


图1 开敞式和涵洞式分洪闸整体模型平面布置

Fig. 1 Layout of an overall model with open and culvert sluices

运行工况为:设计进洪工况,外河侧水位11.71 m(水深7.21 m),圩内侧水位8.5 m(水深4.00 m);校核进洪工况,外河侧水位12.5 m(水深8.00 m),圩内侧水位7.5 m(水深3.00 m)。两种工况下,流量均为 $230 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

开敞式分洪闸在设计进流条件下,当下游水位为8.5 m时,控制过闸流量,闸孔开度较小,水流为闸孔出流。河道主流在闸上进口约150 m处开始发生偏转,偏转角约为 $20^\circ$ 。该方案闸前虽设有导流堤引流进入闸室,但长度有限作用不明显<sup>[4]</sup>,且闸前右侧水流受左侧导流堤顶冲作用,在闸前右侧河漫滩形成较大范围回流区,挤压闸前主流使其偏向分洪闸左侧闸孔,闸前左侧流速明显大于右侧,各闸孔出流速度分布不均,进口流态复杂。水闸泄洪初期闸门开度较小,出流虽为闸孔出流,但两边孔易形成贯通式漩涡<sup>[5-6]</sup>。开敞式水闸设计进洪工况时流态见图2(a)(闸门开度 $e=1.40 \text{ m}$ )。

涵洞式分洪闸,控泄时河道主流偏流现象不明显,仅在闸上进口附近约80 m处水流明显向分洪闸侧偏转;敞泄时河道主流发生偏转,偏转角 $30^\circ \sim 40^\circ$ 。此时涵洞式水闸进口系淹没式进流,进口流态相对较好,左右两侧闸孔出流较为均匀,各闸孔流速相差不大。涵洞式水闸设计进洪工况时流态见图2(b)( $e=1.18 \text{ m}$ )。

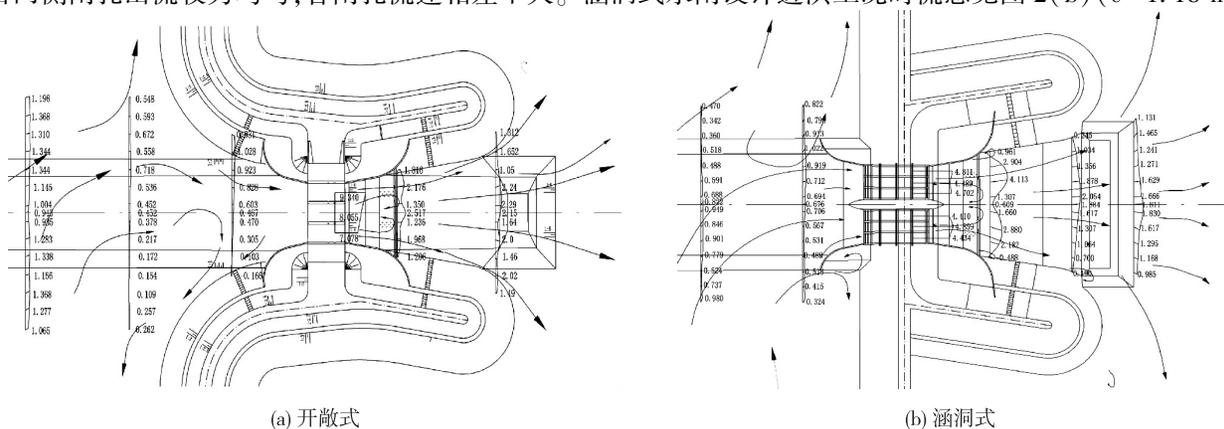


图2 开敞式和涵洞式水闸设计进洪工况时流态

Fig. 2 Design flow patterns under conditions of open and culvert sluices

比较而言,涵洞式分洪闸进洪流态明显优于开敞式分洪闸。对于与河道垂直布置的分洪闸建议采用涵洞式分洪闸。下面选用进口流态相对较好的涵洞式分洪闸方案,进一步进行水工模型试验,分析其泄洪特性,并采用整流措施消力池优化试验,提高其消能防冲效果。

## 2 泄流特性分析

### 2.1 敞泄泄流

**2.1.1 泄流试验** 当兆河超过承泄能力,启用分洪闸泄洪时,兆河水位基本不变,圩内水位随洪水泄入逐渐抬高。随着闸上下游水位差逐渐降低,泄流能力也随之减小。试验时控制兆河水位为 11.71 和 12.50 m 两种情况,闸门全部打开,改变下游水位,实测过闸流量。当兆河水位 11.71 m,圩内水位 11.51 m 时,过闸流量为 284.69 m<sup>3</sup>/s,大于设计流量 230 m<sup>3</sup>/s,过流能力满足要求。试验得出下游水位与泄流量关系曲线见图 3。水闸全开,水流出闸流态随下游水深增加由自由出流变为淹没出流。临界值为:下游水深  $h_t = 5.4$  m ( $H_{上} = 11.71$  m,  $H_{下} = 11.41$  m),  $h_t = 6.06$  m ( $H_{上} = 12.50$  m,  $H_{下} = 12.06$  m)。淹没出流时下游水深对过闸流量影响较大。

**2.1.2 试验值与计算值比较** 敞泄时闸门全开,兆河水位涨高后过闸水流为有压流,可按式<sup>[7]</sup>计算泄流量:

$$Q = \mu w \sqrt{2g(H_0 - h_s)} \quad (1)$$

式中: $\mu$  为流量系数; $w$  为涵洞出口断面面积; $H_0$  为计入行近流速水头的上游堰上水深; $h_s$  为下游水头。

$$\mu = 1 / \sqrt{1 + \sum \xi_i \left(\frac{w}{w_i}\right)^2 + \sum \frac{2gl_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{w}{w_i}\right)^2} \quad (2)$$

式中: $\xi_i$  为局部水头损失系数; $w_i$  为与  $\xi_i$  相应流速的断面面积; $l_i, R_i, C_i$  为某均匀洞段长度、水力半径和谢才系数。

一般水闸在规划设计阶段缺乏试验资料,垂直于河道布置的水闸进口流速难以确定,往往不计入行近流速或以设计流量除过流断面面积计算行近流速<sup>[8]</sup>。通过式(1)对水闸泄流量进行计算并与试验数据对比,结果列于表 1。

表 1 计算流量与实测流量比较

Tab. 1 Comparison between calculated and measured discharge

计算条件	闸前总水头	下游水头	$\mu$	$w/m^2$	流量计算值	试验实测值	计算值与实测 值偏差/%
	$H_0/m$	$h_s/m$			$Q_1/(m^3 \cdot s^{-1})$	$Q_2/(m^3 \cdot s^{-1})$	
不计行近流速	7.21	7.01	0.843	150	250.35	284.69	-12.06
计入估计行近流速	7.24	7.01	0.843	150	270.80	284.69	-4.87
计入试验行近流速	7.25	7.01	0.843	150	274.25	284.69	-3.66

可以看出,虽计算值均比实测值略小,但计入行近流速后计算流量更接近实测流量值。在高淹没度出流时流速水头仅占堰上总水头的 0.46%~0.69%,计入行近流速水头后流量计算值却增加 7.5%~10.5%。参考有关水闸水工模型试验资料<sup>[9]</sup>,对比 4 座侧面近水的水闸(双桥闸分洪闸、荆山湖分洪闸、荆山湖退洪闸、姜唐湖退洪闸)试验及计算数据见表 2,可见行近流速水头对垂直于河道布置分洪闸泄流量的影响非常明显。因此,敞泄条件下计算垂直于河道布置分洪闸泄流量时应计入行近流速。

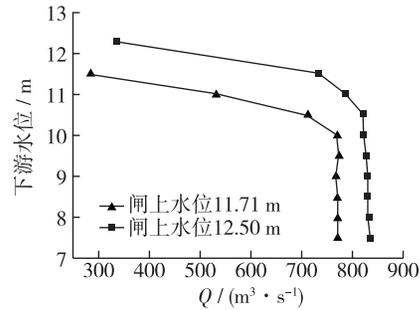


图 3 敞泄时下游水位与流量关系曲线

Fig. 3 Stage discharge relation curves of open drainage

表2 4座水闸计算流量与实测流量比较

Tab. 2 Comparison between calculated and measured discharge for four sluices

水闸名称	计算条件	$\mu$	设计流量/( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	计算流量/( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	实测流量/( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	计算值与实测值偏差/%
双桥闸分洪闸	不计行近流速	0.977	1 340	1 037	1 455	-28.73
	计入行近流速			1 331		-8.52
荆山湖分洪闸	不计行近流速	0.984	3 500	2 839	4 100	-30.76
	计入行近流速			3 516		-14.24
荆山湖退洪闸	不计行近流速	0.984	3 500	3 363	3 850	-12.65
	计入行近流速			3 588		-6.81
姜唐湖退洪闸	不计行近流速	0.982	2 400	2 274	2 600	-12.54
	计入行近流速			2 324		-10.62

## 2.2 控泄泄流

**2.2.1 控泄试验** 控泄时,闸门部分开启,闸下水流呈孔流状态。由于泄洪开始阶段,闸下水位较低,试验选取上游水位 11.71 和 12.50 m 两种情况;圩内水位 8.5 m。控制上下游水位,实测不同闸门开度时的过闸流量。当闸门开度为 1.5 m 时已达到泄洪要求。试验结果见表 3。

表3 控泄计算值与实测值比较

Tab. 3 Comparison between calculated and measured values during discharge control

闸前总水头 $H_0/\text{m}$	下游水头 $h_s/\text{m}$	开度 $e/\text{m}$	$\mu_0$	淹没系数 $\sigma_s$	流量计算值 $Q_1/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	试验实测值 $Q_2/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	计算值与实测值 偏差/%
7.21	4.0	0.5	0.587 5	0.73	76.47	88.51	-13.63
7.21	4.0	0.7	0.582 5	0.77	111.97	119.21	-6.07
7.21	4.0	1.0	0.575 0	0.86	177.38	179.27	-1.05
7.21	4.0	1.5	0.562 6	1.00	300.93	290.29	3.66
7.21	4.0	2.0	0.550 1	1.00	392.34	376.66	4.16
7.21	4.0	2.5	0.537 6	1.00	479.29	457.72	4.71
8.00	4.0	0.5	0.588 8	0.77	85.15	89.28	-4.62
8.00	4.0	0.7	0.584 3	0.86	132.13	138.66	-4.71
8.00	4.0	1.0	0.577 5	0.95	206.11	210.18	-1.94
8.00	4.0	1.2	0.573 0	1.00	258.30	252.54	2.28
8.00	4.0	1.5	0.566 3	1.00	319.07	312.02	2.20
8.00	4.0	2.0	0.555 0	1.00	416.98	400.53	4.11

**2.2.2 试验值与计算值比较** 泄洪初期,闸门开度较小,涵洞内水流呈明流状态,选取孔流公式<sup>[7]</sup>计算:

$$Q = \sigma_s \mu_0 e b \sqrt{2gH_0} \quad (3)$$

式中: $\sigma_s$ 为淹没系数; $e$ 为闸门开度; $b$ 为闸孔净宽; $\mu_0$ 为流量系数, $\mu_0 = 0.60 - 0.176e/H_0$ ;  $H_0$ 为上游堰上水头。

从表3可见,根据上下游水位,采用上述算法计算流量与试验实测流量较为吻合,偏差基本在5%以内。因此,控泄状态下计算垂直于河道布置分洪闸泄流量时可以忽略行近流速水头。

控泄时河道主流基本不发生偏流,仅在闸上进口附近 80 m 处水流明显向分洪闸侧偏转;敞泄时河道主流发生偏转,偏转角  $30^\circ \sim 40^\circ$ 。这种布置形式下涵洞式水闸进口系淹没式进流,进口流态相对较好,左右两侧闸孔出流较为均匀。在闸上游右侧翼墙后及下游两导流堤后大面积区域出现死水区。分洪闸左右两侧闸孔出流较为均匀,各闸孔流速相差不大。

### 3 泄洪出口流态及消能防冲改进试验

#### 3.1 泄洪出口流态试验

控制上游水位 11.71 m, 圩内水位 8.5 m, 控制闸门开度 1.27 m, 过闸流量 230 m<sup>3</sup>/s。下游翼墙及导流堤末端有回流现象, 流速 0.4 m/s, 建议加强两侧导流堤护砌。

消力池原设计护坦高程 2.5 m, 末端顶部高程 4.5 m, 池长 22.4 m。考虑下游圩内分布有沟渠泄洪时有一定的积水, 采取防冲最不利情况, 选取上游水位 11.71 m, 圩内水位 7.5 m 作为消能防冲试验工况。

试验显示, 原方案中闸门开度 1.18 m, 流量 230 m<sup>3</sup>/s 时, 池内消能形式呈面流消能, 闸下水流水跃长度超出消力池 3~4 m, 消力池下游流速过大。水流出防冲槽后形成的扩散区, 流速达到 2 m/s, 对下游产生较大冲刷, 消能效果不佳。由于闸后蓄洪区泄洪初始阶段水位较低, 不建议采用面流消能。

#### 3.2 消能防冲改进试验

为改善消能效果及出池水流与下游的衔接形式, 形成底流消能, 参考相关资料<sup>[10-12]</sup>, 在原消力池设计基础上, 采取以下 4 种改进方案: ①增设 1 排消力墩; ②增设 1 排消力墩, 抬高护坦高程 0.5 m; ③增设 1 排消力墩, 抬高护坦高程 1.0 m, 末端设 0.5 m 尾坎; ④抬高护坦高程 1.0 m, 末端设 0.5 m 尾坎。原布置方案和 4 组修改方案布置及试验结果见表 4。

表 4 消力池各修改布置方案试验结果

Tab. 4 Energy dissipation effects of modified schemes for stilling basin

方案	消力池布置型式	水跃长度/m	试验结果
原设计方案	护坦高程 2.5 m, 末端顶部高程 4.5 m	26	水跃超出消力池 3~4 m
修改方案 1	设 1 排消力墩	25	水跃超出消力池 3 m
修改方案 2	设 1 排消力墩, 抬高护坦高程 0.5 m	21	水跃超出消力池 1 m
修改方案 3	设 1 排消力墩, 抬高护坦高程 1.0 m, 末端设 0.5 m 高尾坎	18	消能工有富余
修改方案 4	抬高护坦高程 1.0 m, 末端设 0.5 m 高尾坎	19	消能工有富余

从表 4 可见, 修改方案 1 中消力池内增设消力墩后, 在消能起始运用条件下, 出闸水流仍表现为面流消能, 消力墩作用不太明显, 水跃长度虽有所减小, 但仍超出消力池范围; 修改方案 2 在修改方案 1 的基础上抬高底板, 池内消能形式为底流消能, 但水跃跃后断面到达尾坎顶部, 消力池长度偏短; 修改方案 3: 在方案 3 的基础上抬高底板至 1 m, 水跃跃长明显缩短, 消力池内形成稳定的淹没水跃, 出闸水流与下游水流衔接良好; 修改方案 4 在方案 2 的基础上不设消力墩, 水流畅经消力池尾坎调节, 底部流速较小, 且在坎后产生小横轴旋滚, 减少了对尾坎后的冲刷, 并有利于平面扩散和消减下游边侧回流。

尾坎作为一种冲击式消能工, 对出池水流起阻击作用, 增加水流旋滚消耗能量。从动量守恒角度看, 水跃方程<sup>[10]</sup>为:

$$\frac{Q^2}{gA'_1} + A'_1 h'_{c1} = \frac{Q^2}{gA'_2} + A'_2 h'_{c2} + \frac{F_R}{\rho g} \quad (4)$$

式中:  $A'_1, A'_2$  分别为设尾坎后跃前、跃后断面面积;  $h'_{c1}, h'_{c2}$  分别为设尾坎后跃前、跃后断面形心距水面的距离;  $F_R$  为尾坎的反冲击力。

取  $J(h') = \frac{Q^2}{gA'} + A'h'_c$ , 则  $J(h_1) = J(h_2)$ 。因为设尾坎前、后流量及跃前水深均相同, 故

$$J(h'_1) = J(h_1) = J(h_2) \quad (5)$$

于是  $J(h'_2) = J(h'_1) = J(h_2)$ , 即  $J(h'_2) + \frac{F_R}{\rho g} = J(h_2)$ , 或  $J(h'_2) < J(h_2)$ 。根据水跃特性曲线可知:

$h'_2 < h_2$ ,即增设尾坎后跃后水深较无坎时小。泄洪初期蓄洪区内水位相对较低,抬高尾坎后消力池内外水头差减小,水面跌落幅度变小,出池水流与下游得以平顺衔接。

综合分析比较,增设尾坎后消能效果明显改善,且出池水流流速分布均匀,推荐修改方案4作为优化方案。消力池优化布置,分洪闸在设计工况和校核工况下试验,防冲槽末端最大底部流速为1.16 m/s,小于不冲流速1.22 m/s。防冲槽末端流速满足设计要求。

## 4 结 语

(1)分洪闸轴线垂直于河道布置影响进流效果,水闸进口出现不同程度的偏流,涵洞式分洪闸进水流态明显优于开敞式分洪闸。

(2)分洪闸敞泄状态下进口行近流速对流量计算影响显著,在水闸规划设计阶段,应计入行近流速计算敞泄流量,控泄状态下可以忽略行近流速水头。

(3)原方案分洪闸消力池中中部有较大面积回流,对中间闸孔出流有一定影响,闸下出流水跃亦超出消力池。通过优化改进试验,抬高护坦高程1.0 m,末端增设0.5 m尾坎,消能效果明显改善。在挖深式消力池后设尾坎,不仅可减少开挖量,节省工程投资,而且改善了池内水流流态,对同类工程优化设计提供有益参考。

## 参 考 文 献:

- [1] 谈松曦. 水闸设计[M]. 北京: 水利电力出版社, 1986. (TANG Song-xi. Sluice design[M]. Beijing: China Water Power Press, 1986. (in Chinese))
- [2] 王慧, 曹广学, 周虹均. 东大圩进洪闸水工模型试验报告[R]. 合肥: 合肥工业大学, 2013. (WANG Hui, CAO Guang-xue, ZHOU Hong-jun. Hydraulic model test report for Dongdawei flood gate[R]. Hefei: Hefei University of Technology, 2013. (in Chinese))
- [3] SL 155—2012 水工(常规)模型试验规程[S]. (SL 155—2012 Specification for normal hydraulic model test[S]. (in Chinese))
- [4] 郭臣, 朱大勇, 王列, 等. 某电站进水口体型优化水力学试验研究[J]. 合肥工业大学学报: 自然科学版, 2013, 36(3): 324-327. (GUO Chen, ZHU Da-yong, WANG Lie, et al. Hydraulic experimental study of a hydropower station's inlet shape optimization[J]. Journal of Hefei University of Technology(Natural Science), 2013, 36(3): 324-327. (in Chinese))
- [5] 段文刚, 黄国兵, 张晖, 等. 几种典型水工建筑物进水口消涡措施试验研究[J]. 长江科学院院报, 2011, 28(2): 21-27. (DUAN Wen-gang, HUANG Guo-bing, ZHANG Hui, et al. Experimental research on vortexes eliminating of several typical hydraulic intakes[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2011, 28(2): 21-27. (in Chinese))
- [6] 郎韵, 臧英平, 唐洪武, 等. 三汊河河口闸泄流特性与整流措施[J]. 水利水电科技进展, 2014(2): 11-15. (LANG Yun, ZANG Ying-ping, TANG Hong-wu, et al. Discharge characteristics and flow regulation measures at Sanchahe River gate[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2014(2): 11-15. (in Chinese))
- [7] SL 537—2011 水工建筑物与堰槽测流规范[S]. (SL 537—2011 Code for measurement of discharge by hydraulics structures, weirs and flumes[S]. (in Chinese))
- [8] 李传名. 挡水建筑物结构方案的研究比较[J]. 治淮, 2012(8): 16-17. (LI Chuan-ming. Comparative study on the water retaining structure structure scheme[J]. Harnessing the Huaihe River, 2012(8): 16-17. (in Chinese))
- [9] 吕列民. 平原水闸泄流能力计算与试验[J]. 南昌大学学报: 工科版, 2005, 27(3): 30-33. (LV Lie-min. Discharge calculation and experimental for plain sluice[J]. Journal of Nanchang University(Engineering & Technology Edition), 2005, 27(3): 30-33. (in Chinese))
- [10] 吴持恭. 水力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2008. (WU Chi-gong. Hydraulics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2008. (in Chinese))
- [11] CHEN Huan, MAHSUD A S K. Flow characteristics test of head regulator of GHZI-BAROTHA hydropower project[J]. Water Resources and Power, 2011(8): 87-89.

- [12] 程飞,刘善均. 微挑消力池的数值模拟与试验研究[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2011,43(1): 12-17. (CHENG Fei, LIU Shan-jun. Numerical simulation and experimental investigation for deflecting stilling basin[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2011, 43(1): 12-17. (in Chinese))

## Model tests on discharge characteristics for Chaohu Zhaohe flood diversion sluice

WANG Hui, ZHOU Hong-jun, CAO Guang-xue, SUN Yan

(School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

**Abstract:** Restricted by the surrounding terrain conditions and environment, the flood diversion sluice of Chaohu Zhaohe has an arrangement vertical to the axis of the river channel, and thus the river inflow conditions are not favorable. In view of the characteristics of the flood diversion sluice located vertically to the axis of the river channel, experimental analysis of the inlet flow patterns of the flood diversion sluice under the working conditions of open type and culvert type are carried out in a hydraulic model. The model test results show that the inlet flow patterns of the flood diversion sluice under the working conditions of the culvert type are much better than those of the open type release, which well keeps uniform flow incoming into the gate openings. Therefore, aiming at the scheme of the culvert-type flood release, analysis of the discharge capacity of the open release and controlled release of the flood diversion sluice is made, pointing out that the impacts given by the approach velocity upon discharge calculation should be taken into account during the sluice design calculation. In order to improve energy dissipation effects and the outlet flow patterns inflowing into the lower reach, the multiobjective energy dissipation tests with erosion control are made at the same time. The test results indicate that an impact-type energy dissipater having a baffle sill, located on the end of the deep-cut stilling basin, can make the outlet velocity distribution much more uniform and the outlet flow more smooth into the lower flow, and can significantly increase the effects of the energy dissipation and erosion control of the flood diversion sluice.

**Key words:** flood diversion sluice; discharge capacity; inlet flow patterns; energy dissipation and erosion control