

基于 CJK3D 的闸前河道洪水演进 数值模拟研究

戴文鸿^{1,2,3}, 丁伟²

1. 水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏, 南京, 210098;

2. 水利水电学院, 河海大学, 江苏, 南京 210098;

3. 水资源高效利用与工程安全国家工程研究中心, 河海大学, 江苏, 南京, 210098;

摘要: 为了分析洋口新设闸的闸前河道在不同水流条件下的洪水演进过程, 本研究根据洋口新设闸、老闸所在河道及闸址附近港池等工程情况, 建立了模拟洪水演进的 CJK3D 模型(长江口三维模型)。在 20 年一遇洪水行洪工况下, 利用所建模型对新设闸和老闸的闸前河道水深、平均流速、流场和洪水演进过程等均进行了模拟分析, 同时在保证新老闸分流比合理的前提下, 对新设闸前河道线型进行了优化, 获得了较好的整流效果。研究成果可为洋口新设闸和老闸的闸前河道设计、运行等提供技术支撑。

关键词: CJK3D 模型; 数值模拟; 洪水演进; 河道优化

1 前言

洋口外闸枢纽工程位于栟茶运河入海口处, 主要承担栟茶运河等六条河道的排涝任务。多年运行以来, 闸上出现超警戒水位年份较多, 加之, 近年来外海高潮位顶托情况, 导致闸孔总净宽不足, 不能满足区域排涝要求, 故扩建工程的实施是十分迫切和必要的。拟扩建新闸位于现状洋口外闸枢纽西侧约 500m 处, 上游侧新开引河与洋口外闸枢纽上游引河(栟茶运河)沟通, 工程建成后将与现状洋口外闸共同用作栟茶运河的主要入海口门。新闸的建立使的闸上河道不可避免的形成了分汊河道, 而分叉口作为分汊河道的咽喉要道, 对分流分沙具有重要的作用, 各渠道分流时, 流线弯曲产生的离心作用, 往往会形成水面横比降, 进而导致较明显的平面回流运动, 如何有效的控制分汊口平面形态, 达到最佳分流效果, 需要对闸前水流及分汊口处的水动力结构进行深入研究并提出相应的措施^[1]。

根据徐桂英对闸前弯道水流特征的试验研究, 在弯道下游的顺直河段, 修建水闸是可行的, 弯道对流动结构的影响可以在弯后较短距离内基本消失, 闸位越前移, 消失越快,

闸前断面流速分布越趋于均匀分布,越能有效的减轻对凹岸的冲刷和凸岸的淤积^[2],针对闸前水流,吉中亮等在矩形渠道中进行了试验研究,研究表明断面流速在同一闸门开度、不同流量下的流速分布,随着距闸前距离的增大,流速分布趋于均匀,同一断面的断面流速分布会随着流量的增大越来越不均匀^[3]。分汊口处水流结构早期多为分汊口处汇流特征及能量损失情况,最早可追溯到 20 世纪 40 年代, Taylor 于 1944 年就开展了分汊明渠水流结构的研究,研究认为分流量的多少取决于支流的回流特性和分汊口水动力条件^[4], Law 和 Reynolds 通过理论分析及试验研究,探讨了直角分汊明渠的分流问题,引入了分流口有效宽度的收缩系数,建立了 Froude 数与分流比、收缩系数之间的变化关系^[5]。2005 年,童朝峰对多个分流角度的明渠分汊流进行了数值模拟,结果表明就分流角度变化对分流面的影响而言,大分流角较小分流角的影响更加敏感^[1]。2007 年,杨帆对分流角度为 45°时,分汊明渠岸边的侧向分流口进行了试验研究,得出了分流口近区水域的流速分布情况及支渠内回流特性^[6]。关于改变分流口分流分沙比及消除回流区, Rouve 和 Indlekofer 以天然沙作为模型沙,在支汊口布置不同的丁坝形式,研究了如何有效减弱横流的工程措施^[7],另外如 Brian, Robert 和 John^[8]以及张德茹、梁志勇^[9]等人也提出了相应的工程措施,主要目的就是采用改变分汊口的水流运动结构来达到引水分沙的作用。

从前人的研究情况来看,数值模型在分汊明渠中的应用,多为直角分汊的情况,对于分流角度及主槽、分槽的衔接形式考虑的较少,同时,大多前人研究未涉及到分流口水流受水闸影响的情况。通过 CJK3D 数学模型对闸前河道水深、平均流速、流场和洪水演进过程等进行模拟分析,同时在保证新老闸分流比合理的前提下,对新设闸前河道线型进行优化。

2 控制方程

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(Hu)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv)}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial z}{\partial x} - fv + g \frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{C^2h} &= \frac{\partial}{\partial x}(N_x \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(N_y \frac{\partial u}{\partial y}) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial z}{\partial y} + fu + g \frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{C^2h} &= \frac{\partial}{\partial x}(N_x \frac{\partial v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(N_y \frac{\partial v}{\partial y}) \end{aligned} \quad (1)$$

式中: z 为潮位, h 为水深, $H=h+z$ 为总水深, u 和 v 分别为 x 和 y 方向上的流体速度, $f = 2\Omega \sin \phi$ 为 Coriolis 系数 (其中 Ω 为地球自转角速率, ϕ 为当地纬度), g 为重力加速

度, C 为谢才系数, t 为时间, N_x 和 N_y 分别为 x 和 y 方向上的水流紊动黏性系数。

3 模型建立及验证

本研究区域为洋口外闸上游跨港大桥至外海海域。模型上边界为洋口外闸上游 4km 处, 下游边界至洋口外闸外海域, 模型总长约 5km。图 1 为数学模型范围。

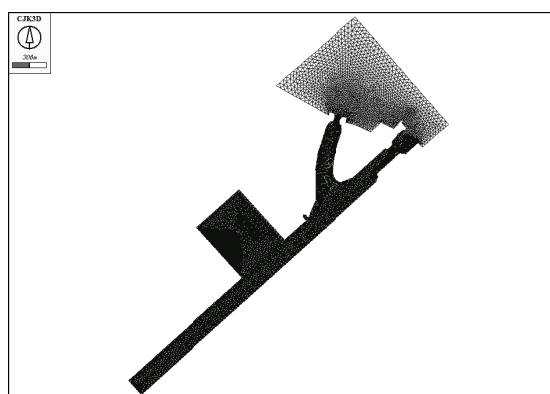


图 1 数学模型范围及网格示意图

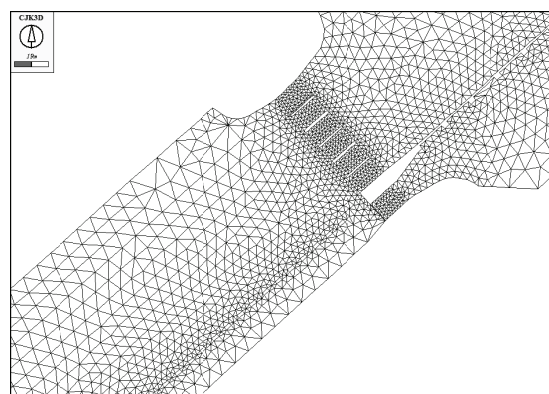


图 2 数学模型局部加密网格示意图

模型范围内河道采用实测地形, 外海局部区域采用海图地形, 数学模型计算区域采用三角形网格剖分单元, 网格总数 29663 个, 为了保证结果的准确性, 闸门及防波堤所在位置进行了网格加密处理, 模型最小网格边长约为 0.5m。时间步长 6s, 动边界水深取 0.02m。网格示意图如图 1 及图 2。

模型选用栟茶运河 20 年一遇排涝流量及 2 年一遇外海潮位作为验证资料, 对现状河道进行模型验证, 结果表明水位误差在 0.10m 内, 平均流速和平均流向验证误差基本在 10% 以内, 模型总体验证良好, 能够反映洋口外闸上游河道的水流运动。

综合考虑设计洪水流量、闸上控制水位及闸下控制潮位过程, 选取了 1 组典型的流量-水位边界来进行模拟分析计算。选取的工况如表 1 所示。

表 1 计算边界条件

序号	工况	上游流量 / (m^3/s)	上游水位 /m	下游潮位 /m
工况 1	新、老闸闸门全开	1648	/	-0.99

河道区域内布置 12 个固定流速监测断面, 用于河道水位、流速变化情况, 位置如图 3

所示。

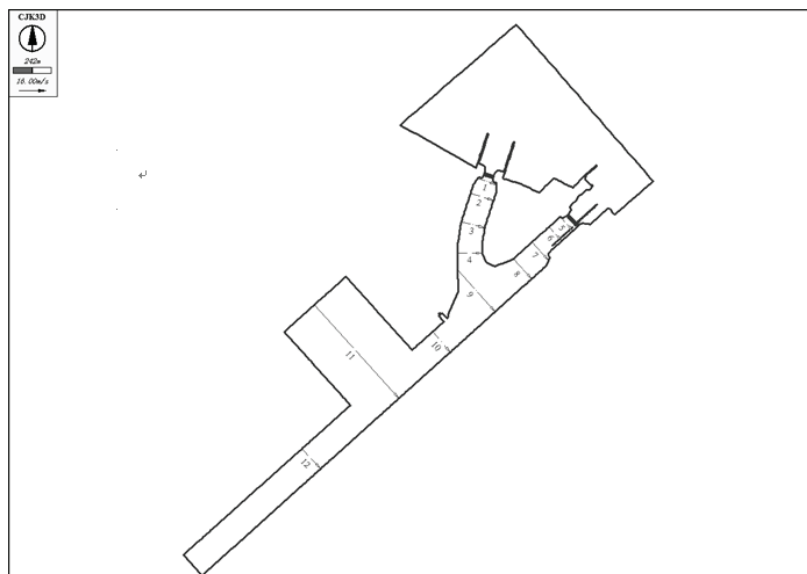


图3 流速监测断面布置

4 闸前河道流场分析

由模拟结果可以看出,在典型流量-水位条件下,新、老闸前河道沿程水位总体基本遵循呈现逐渐下降的趋势,分流口上游河段沿程平均水面坡降随着来流流量增大而增大,达到 0.45×10^{-3} ;新闸引河沿程水面线相对较为平缓,闸门口河道断面收缩对闸前河段水位影响较小,沿程平均水面坡降增大的幅度低于分流口上游河道,为 0.29×10^{-3} ;老闸引河水流受闸门段河道断面收缩的影响,闸前河段水位有小幅的抬升,受影响区域主要集中在老闸引河的中上段,上游来流减小时,区域范围有明显减小,闸前水位有较为明显的下降。

图4和图5为河道流场图及沿程断面流速分布图,可见老闸前引河河道水流呈现单向流动,水流流态稳定,水流流向基本不发生偏转,主流居中,流速沿河道断面为河道中部最大,往两侧河岸逐渐减小;新闸引河起始段水流主要集中在河道右侧,局部单宽流量增大,在河道左侧形成大范围的回流区,至新闸引河中段时,主流有逐渐向河道中轴线靠拢的趋势,从新闸引河中段至新闸前,水流逐渐平顺,至闸前1#断面主流居中,流速分布相对均匀。分流比接近1:1。

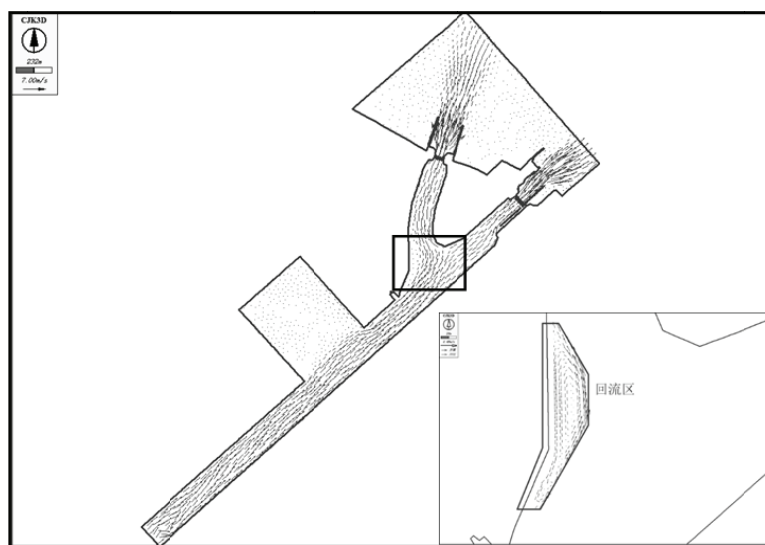


图4 河道流场

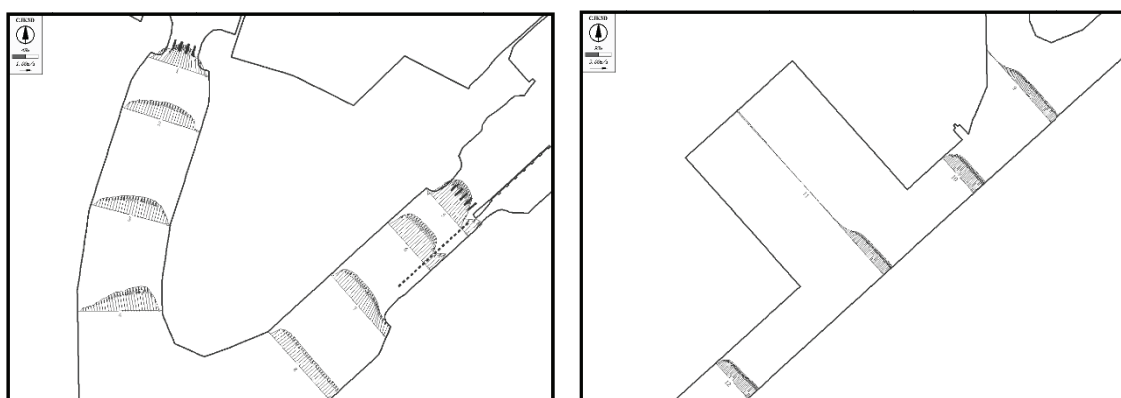


图5 河道沿程断面流速分布

5 分流口河道线型优化分析

从上述模拟结果发现，在排泄大流量洪水条件下，新闸引河上游分流区出现了大范围的回流区，导致新闸引河进口流速不均匀，故需要对分流区河道线型进行优化，在保证新老闸分流比合理的前提下，主要考虑调整引河进口处左侧线型及左侧分流岛型式，图6所示是探索研究的优化方案之一，即将设计方案中的部分岸线沿下图进行收缩优化，在原典型边界条件下具有较好的整流效果。



图6 分流区河道线型优化

在采用了优化方案后,河道左侧大范围的回流区基本消失,全断面均无反向流速出现,沿程水流流态较为平顺,流线顺直,具有较好的整流效果,优化方案可基本满足流态及水力条件较优的目的。根据河道的地质条件可知,上游引河河床表层主要为轻、重沙壤土分布,查水力计算手册可得,在水力半径为1.0m时,轻、重壤土的允许不冲流速最大为0.8m/s,针对具体河道应乘以 R^a , R 为河道的水力半径, a 根据土壤的密实度在此处取0.25,经计算分析,上游引河河道允许不冲流速最大不应超过1.24m/s。从模拟结果可知,在大流量洪水条件下,河道流速普遍均超过不冲流速,河床整体处于被冲刷的不稳定状态。需要进一步扩大河道断面以降低河道流速、对河道进行有效的防渗衬砌处理等工程措施以增大河床的不冲流速。

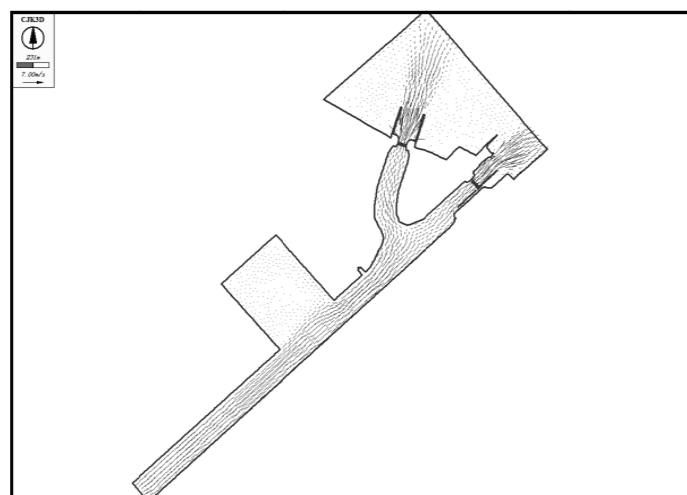


图7 优化后河道流场

6 结论

针对如东洋口外闸扩建工程,采用二维水流数学模型计算的方法,对工程前后河道的水流运动状况进行了模拟计算,论证了设计方案存在的问题和不足,在此基础上进行了方案优化。结论如下:

(1) 在上游来流量较大时,新闸引河口门左侧存在较大范围回流,主流右偏,但至闸前断面流速分布基本还是比较均匀的,分流岛两侧新、老闸引河分流比基本为 1:1。

(2) 保持分流岛型态不变的情况下,仅调整引河口门左侧边界线型,经模拟分析表明可以达到基本消除新闸口门左侧回流,达到水力较优的目的。

参考文献

- 1 童朝峰.分汊口水沙运动特征及三维水流数学模型应用研究[D].南京:河海大学,2005
- 2 徐桂英.闸前弯道水流特性的试验研究[J]. 武汉大学学报(工学版), 1995 (3) :338-341
- 3 吉中亮,吕宏兴.矩形渠道闸前水流水力特性试验研究[J].人民长江,2008,30(1):77-78
- 4 E.H. Taylor. Flow characteristics at rectangular open-channel junction[J]. Trans, ASCE. 1944, 109:893-902
- 5 ShiuWeiLaw,AlanJ.Reynolds . Diversion flow in an open channel[J]. Journal of hydraulics division, ASCE. 1966, 92(2):207-231
- 6 杨帆.明渠岸边侧向取水的"取水角效应"研究[C],中国水利学会青年科技论坛,2006,6(1):43-50
- 7 G Rouve,H Indlekofer.The influence of secondary motion on the sediment distribution in channel branches of mild slope flows[C].Proc.15th IAHR Congress International Association for Hydraulic Research,1(3):517-527
- 8 Barkdoll,Brian,Ettema Robert , Tsou,John.Sediment control at riverside water intakes[C].Proceeding of the 1997 International Joint Power Generation Conference.Part2(of 2),Nov2-5 1997:227-232
- 9 梁志勇,张德茹,罗福安,等.引水防沙与河床演变[M].北京:中国建材工业出版社,2000

Numerical simulation of flood routing for rivers before sluices based on CJK3D model

DAI Wen-hong^{1,2,3}, DING Wei²

1. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210098;

2. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098;

3. National Engineering Research Center of Water Resources Efficient Utilization and Engineering Safety, Hohai University, Nanjing 210098

Abstract: In this paper, a CJK3D model is established based on the surrounding conditions of the river and harbor basin in order to analyze the flood routing process in river channels before Yangkou's new and current sluices under different flow conditions. This model was proven to have relatively high accuracy in calibration and verification results. In the case of a bi-decadal flood, the water depth, flow velocity and flood routing process of the river channels before the new and current sluices were simulated and analyzed. Moreover, as a prerequisite, to ensure the reasonable diversion ratio of the new and current sluices, the linear shape of the river with better hydrodynamics, before the new sluice, was optimized. The analytical results can provide technical support for the design and operation of Yangkou's new and current sluices.

Key words: CJK3D model, numerical simulation, flood routing, channel optimization

二级斜坡进口式浅水垫消力池模型试验及数值研究*

魏晶晶¹, 李连侠¹⁺, 张法星¹, 廖华胜², 李秋林¹, 唐玉川¹,
易文敏¹, 吴文涛³

(1. 四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都, 610041,
Email: 1679535001@qq.com; 2. 密歇根州立大学, 密歇根州, 48824; 3. 大唐迪庆香格里拉电力开发有限公司, 云南迪庆, 674400)

摘要: 针对某工程的下游消能防冲布置受限的特殊问题, 提出了一种二级斜坡进口式浅水垫消力池, 该款消力池基于传统的浅水垫消力池, 进口采用两级斜坡, 两级斜坡中间设有平台段。通过物理模型试验与三维 RNG $k-\varepsilon$ 紊流数值模拟相结合的方式, 对这种新型的消力池池内水流流态、水面线、流速及压力分布等进行了对比分析。试验值与数值模拟计算结果吻合良好, 结果表明, 二级斜坡进口式消力池能有效降低消力池临底流速, 水跃形态稳定, 消能效果良好, 可用于解决类似工程的下游消能防冲问题。

关键词: 水跃; 浅水垫消力池; 消能; 二级斜坡进口

1 引言

底流消能是一种较为成熟的消能方式, 但底流消能所产生的临底流速和脉动压力大导致泄水建筑物遭到破坏一直是较为普遍的工程问题^[1]。浅水垫消力池最早是由廖华胜、李天翔等^[2]提出的概念, 从降低消力池底板临底流速和减小共轭水深入手, 指出借鉴水垫塘消能工的水垫可以吸收入射水股的能量, 达到降低临底指标的目的。这种消力池是在常规消力池的基础上加上浅水垫, 它仍然属于底流消能方式, 在形式上与一些跌坎消力池类似, 但其消能机理不同。由于浅水垫的存在, 既能减小临底流速, 又不至于造成过大的冲击和脉动压力, 它利用池内底部形成的水垫作为“柔性底板”, 对入池水流施加相反的柔性作用力, “吸收”水股部分冲击力, 达到降低临底水利指标的目的, 适合于解决泄水建筑物出口临底流速大的问题^[3]。孙双科等^[4]针对向家坝水电工程多股射流与消力池衔接的消能方式, 采用了跌坎消力池, 并指出这种消力池可降低临底流速, 达到保护消力池底板的目的。秦

翠翠等^[5]对跌坎型消力池水力特性进行了模型试验研究,结果表明,跌坎消力池与非跌坎消力池相比,临底水力参数大大降低,板块尺寸的选择范围更广,对消力池底板安全更加有利。蒋胜银^[6]等进一步提出了双浅水垫消力池体型并进行了模型试验研究,结果表明,双浅水垫消力池池内流态、压力特性良好,在低 Fr 数的消能条件下可以显著提高消能率。李连侠等针对泸定水电站提出了一种新型的三角形底部导流板浅水垫消力池,这种新型消力池与传统消力池相比在低 Fr 数的消能防冲工程中可显著提高消能率,还研究了3种不同进口形式对浅水垫消力池水跃特性的影响,结果表明进口形式对消力池水力特性影响很大,直接决定了水跃是否能够形成及其稳定性^[7-8]。浅水垫消力池与同样池深、池长的常规消力池相比,消能效果增强,开挖量也较省;与同样单宽流量设计的常规消力池相比,采用浅水垫消力池可以减小挖深和挖长,经济效益显著^[9]。因此,浅水垫类型的消力池具有很高的研究价值及经济意义,此类消力池在水电工程中具有很大的应用范围和应用前景。

某水电站工程位于云南省昭通市彝良县、大关县境内金沙江一级支流下游河段,工程的任务是单一发电。泄水建筑物为混凝土重力坝,在坝体上分别设置2孔溢流表孔、3孔泄洪冲沙底孔及1孔排污孔。溢流表孔布置于河床坝段,堰顶高程为806.5m,单孔净宽为11m,相邻与冲砂孔隔孔布置;冲砂底孔进口底板高程为786.0m,单孔孔口尺寸为6m×8m;排污孔进口底板高程815.0m,宽度为3.5m,以排泄水库表面的污物。由于原消能防冲工程体型设计不合理及地形地质条件的限制,消力池遭到冲刷破坏。由于该工程已建好,在提出下游消能防冲工程修复方案时,有许多制约因素,针对工程消能防冲受限的特殊问题,我们提出了一种二级斜坡进口式消力池体型:消力池底板高程768.947m,池深9.8m,池长74.213m,尾坎坡度为1:0.5,从桩号0+039.187m起,消力池进口第一级斜坡坡度为1:2.55,长度为8.62m,通过半径为4m、角度为21.4°的小圆弧过渡后接一段高程为774米,长度为2m的平台,平台后接第二级斜坡,坡度为1:1,长度为5.05m,连接到消力池底板高程768.947m(图2(a))。

本研究提出的二级斜坡进口式浅水垫消力池相较于常规的陡坡消力池、反弧平底消力池、跌坎消力池等,区别在于坝体泄槽末段与消力段的连接采用的是两个坡度不同的斜坡通过一段平台连接,将水流挑向底部的同时保证了一定的水垫厚度,是浅水垫消力池的一个变种。通过模型试验和三维数值模拟研究二级斜坡进口式消力池的水力特性,进一步了解这种进口形式浅水垫消力池的特点,为优化消力池设计、提高消能效率提出方法。

2 数学模型及物理模型

2.1 试验模型

试验模型按照重力相似准则设计,采用1:45的几何比尺,模拟范围包括上游库区,闸室段,消力池,下游河道等(图1),拦河大坝及消力池采用有机玻璃制作,便于进行流态观测。

试验主要研究工况为消能防冲工况,入库流量为 $2150\text{ m}^3/\text{s}$,库水位为正常蓄水位 815m ,闸门调度运行方式为两个溢流表孔全开,底孔 2#全开,两个边孔局开泄洪,两边孔开度均为 1.35m 。主要试验内容为流态、水面线、压力及流速等。在消力池中线布置了 18 个测压孔(图 2 (b)),采用测压管来测量压强,流速采用便携式旋浆流速仪测量,水面线测量采用 DZS3-1 型自动安平水准仪。



图 1 试验模型布置

2.2 数学模型

数值模拟可以得到比试验结果更详细的资料,同时也可以与试验结果互相验证,因此,针对同一工况(三十年一遇消能防冲工况)采用了 RNG $k-\varepsilon$ 紊流模型,其中,水气交界面处理采用 VOF 方法。计算软件为基于有限体积法的成熟的流体方程软件 Fluent。该软件在模拟消力池内水力特性时已得到了充分的验证和广泛的应用。杨忠超、张建民等^[10]对多股多层水平淹没射流进行了数值模拟研究,表明数值模拟方法是研究消力池水流运动规律及消能机理的有效途径。王智娟等^[11]采用 RNG $k-\varepsilon$ 紊流模型对跌坎式底流消力池的水力特性进行了研究,并将模拟结果与模型试验观测值进行了对比,两者吻合良好。

数值模拟区域包括上游库区、闸室段、消力池及下游河道,模型总长约 300m,模型中网格总数约 20 万,网格划分如图 3 所示。计算区域采用结构化网格划分,本次计算网格对流态影响较大的重点部位进行了加密,包括消力池内部及溢流表孔和冲沙底孔的泄洪槽、洞身段,其它部位适当加大。为方便观察结果,建立三维模型时将冲沙孔进口底板高程 786m 定义为 $z=0$ 平面,将 2#冲沙孔中轴线定义为 $y=0$ 平面,将消力池进口处定义为 $x=0$ 平面。边界条件设置:①进口边界,入口设置为压力进口,采用 UDF 来控制上游库水位保持正常蓄水位设定 $z=29\text{m}$;②出口边界,下游出口边界条件按该处水位流量关系控制,控制断面为消力池出口约 100m,也设置为压力出口,采用 UDF 控制下游水位为 $z=-2.49\text{m}$ 。③壁面边界:采用壁面函数法来处理。

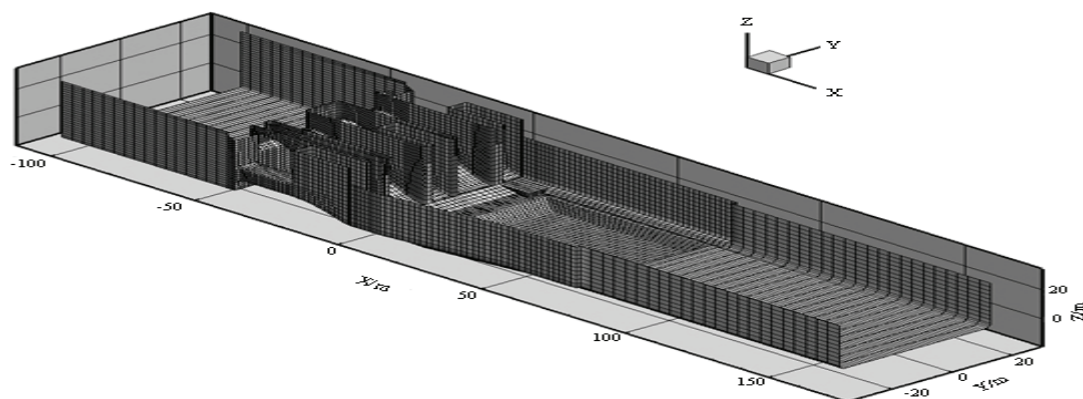


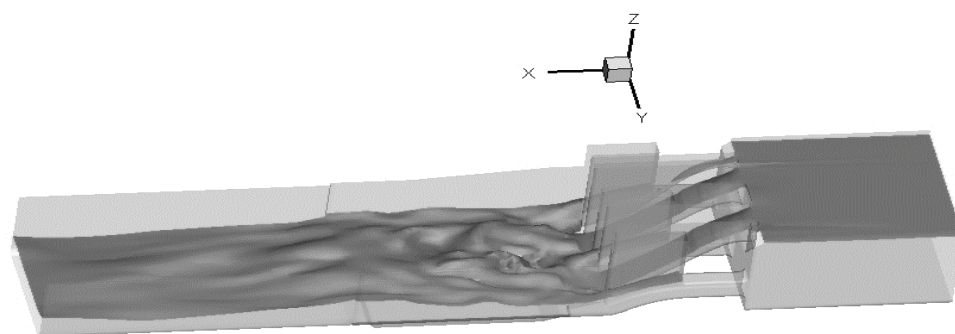
图3 计算区域及网格示意图

3 消力池数值模拟及模型试验结果对比分析

3.1 流态

通过对同种工况下数值模拟和模型试验所得的流态对比,可以看出数值模拟的消力池

内水面起伏变化（图 4（a））与模型试验水流流态（图 4（b））基本一致，吻合良好，说明采用数值模拟方法来研究此类消力池是合理可行的。二级斜坡进口式消力池水流入池角度较大，有利于形成底流消能流态，池内靠前位置水流紊动混掺强烈，表面不断形成旋滚，尾水波动较小，水流平缓的流出消力池。



（a）计算流态



（b）试验流态

图 4 二级斜坡进口式消力池流态

3.2 水面线

从水面线观测结果可知，消力池内沿程水面线的试验值与计算值基本吻合（图 5），溢流堰上水流流线较为平顺，与堰底板形状比较接近，水位高程从水跃跃首处开始逐渐增大，水位在消力池内逐渐壅高，消力池末端水位高程达到最大，水流出池后水面十分平顺。

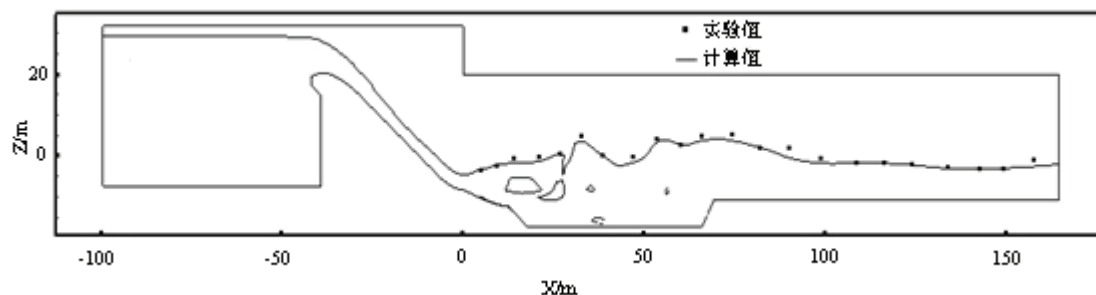


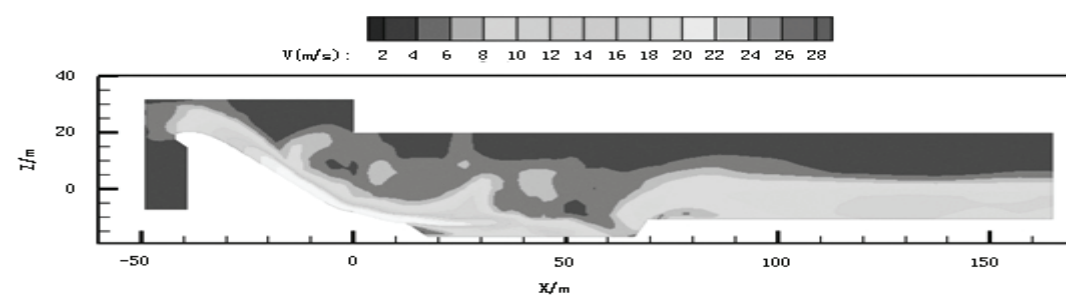
图5 水面线对比

3.3 流场特性

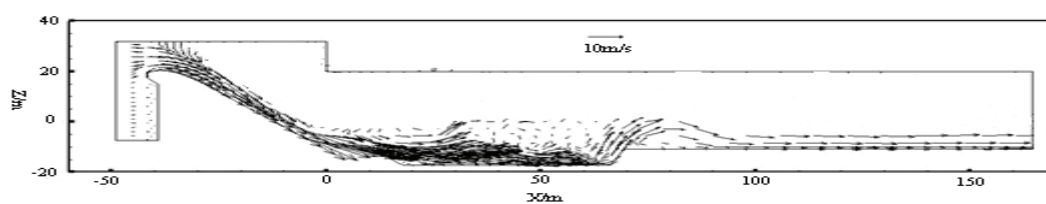
经过反复的模型试验研究，确定了两段斜坡的最佳坡度，这种二级斜坡进口式消力池体型特征，既避免了高速水流直接接触底，导致临底流速过大，对消力池底板造成冲刷破坏，又不会使高速主流处于表面，水流未经消能或消能效率很低就流出消力池，二级斜坡式入口可以降低水流的入池高程，有利于将部分面流消能变为底流消能，使主流在充分靠近底板的情况下又保证了足够的水垫厚度，减少了对消力池底板的冲刷，使得临底流速迅速衰减，消能效果较好，该体型对大坝稳定和坝脚的安全更有利。对这种二级斜坡进口式消力池进行数值模拟，从消力池的流场分布情况及试验结果来看，流速计算值和试验测量值吻合良好(图 6d)，水流速度沿程衰减迅速，消力池入池流速 21.15m/s，出池流速降低到 5.96m/s，消力池临底流速最大为 20.02m/s，发生在 $X=25m\sim45m$ 范围之间的中部范围(图 6c)，中部底孔入池流速明显大于两侧表孔入池流速。从流速矢量计算结果可以看出(图 6b)，主流上下明显形成了两个旋滚，增强了消能效果，水流平顺的流出消力池。从流速等值线图(图 6a)可以看出，高速主流流入消力池后位置略低于二级斜坡之间的平台，水流没有直接接触底，高速主流也没有处于表面形成面流流态，而是在中间形成了旋滚，紊动混掺强烈，消能比较充分。根据试验结果计算得到的消能率(见表 1，能量计算基准高程取消力池出口高程 775.34m，跃前断面取在第一级斜坡起始断面，跃后断面取在消力池出口断面)，消力池进口处的弗劳德数大约在 2.60 左右，淹没式水跃消能非常充分，消能率为 56.38%，能够很好的满足消能防冲要求，保障电站运行安全。

表 1 二级斜坡式消力池消能率计算结果

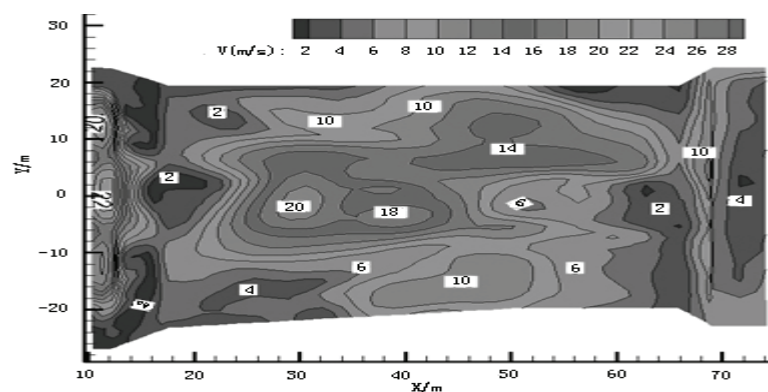
断面	底板/m	水面高程/m	水深/m	流速/(m/s)	Fr	能量/(m 水柱)	消能率/%
进口	777.72	784.46	6.74	21.15	2.60	31.92	56.38
出口	775.34	787.45	12.12	5.96	0.55	13.93	



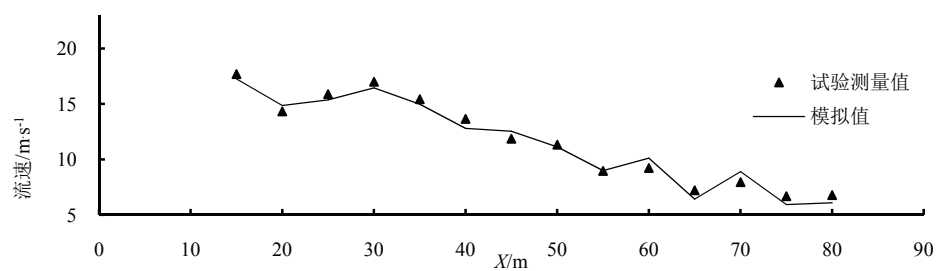
(a) 流速等值线



(b) 流速矢量



(c) 消力池底板临底流速



(d) 临底流速沿程分布

图6 二级斜坡进口式消力池流速

3.4 压力特性

对比消力池底板轴线上相同位置处的压力计算结果与试验测值（表 2），可以看出数值模拟结果与试验测量值基本吻合（图 7）。消力池底板压力在水舌落水区附近（坝横 0+063.157m）出现局部极大值，说明底板上临底流速的动能已转化为压能，能够明显降低临底流速，浅水垫的水垫作用明显，其后压力先迅速衰减再呈逐渐增加趋势，在尾坎冲击区（坝纵 0+105.908m）也出现局部极大值，池内压力特性良好，各部位均为正压。消能防冲工况，底板压力在 6m~24m 范围内，尾坎附近压力达到最大，最大时均压力值为 23.64m。

表 2 消力池中轴线各监测点压力对比

序号	监测点坐标位置		试验值/m	计算值/m
	x/m	z/m		
①	5.32	-10.31	9.47	8.59
②	7.55	-11.16	12.21	9.84
③	13.77	-13.48	12.87	10.33
④	15.66	-15.37	9.36	6.77
⑤	19.55	-17.05	11.94	13.10
⑥	24.05	-17.05	19.93	18.87
⑦	28.55	-17.05	18.58	16.33
⑧	31.70	-17.05	17.34	16.25
⑨	35.98	-17.05	16.44	15.10
⑩	40.48	-17.05	16.89	16.30
⑪	44.98	-17.05	17.11	17.99
⑫	48.13	-17.05	17.56	19.96
⑬	52.63	-17.05	18.69	20.03
⑭	57.25	-17.05	20.49	21.85
⑮	61.28	-17.05	22.96	22.09
⑯	63.53	-17.05	23.64	23.04
⑰	66.59	-15.65	23.36	22.39
⑱	68.72	-11.64	16.65	18.00

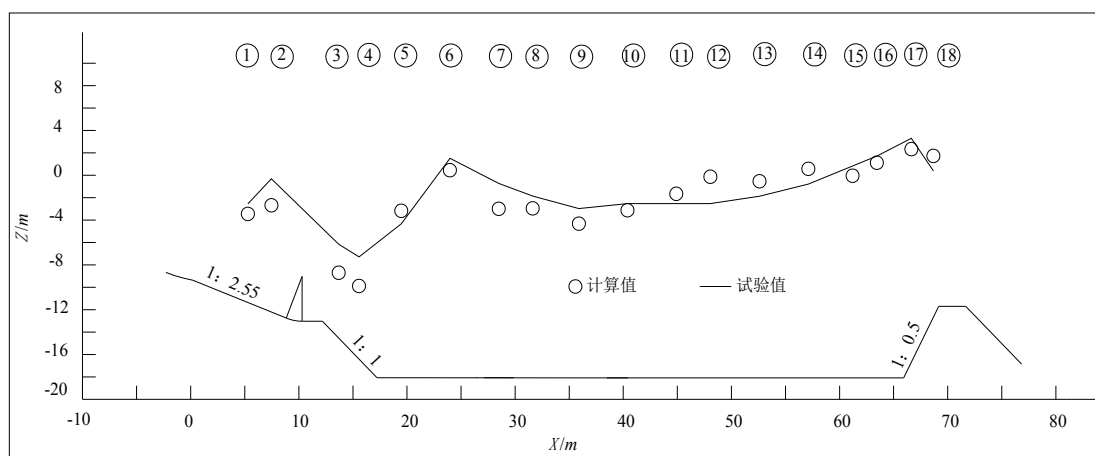


图7 二级斜坡进口式消力池压力

4 结论

针对某实际工程体型优化试验提出的二级斜坡进口式消力池体型,进行了物理模型试验和三维紊流数值模拟,深入研究了该消力池体型的消能机理,通过对相同工况进行对比验证,两者结果吻合良好,说明数值模拟得到的该消力池的水力特性是合理的。同时研究结果表明二级斜坡进口式消力池具有如下特点:①高速水流入池位置略低于二级斜坡之间的平台,使得主流能充分进入消能水体但又不直接冲击消力池底板,充分发挥了池内的浅水垫作用。②水流在池内紊动混掺强烈,在主流上下形成明显的两个旋滚,池内流速衰减迅速,临底流速小,消力池消能效果良好。两段斜坡的坡度、高度及平台的长度对这种消力池体型消能效果有很大的影响,是这种消力池应用的关键,在实际应用中要根据具体的地形地质条件选择最优组合参数。

参考文献

- 1 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),2011,43:12-17
- 2 李天翔.浅水垫消力池水力特性研究[D].成都:四川大学,2006.
- 3 刘达,李连侠,廖华胜,等.不同入流角度对浅水垫消力池水力特性的影响研究[J].水力发电,2016,42(4):49-52
- 4 孙双科,柳海涛,夏庆福,等.跌坎型底流消力池的水力特性与优化研究[J].水利学报,2005,

36(10):1188-1193

5 秦翠翠,杨敏,董天松. 跌坎消力池水力特性试验研究[J]. 南水北调与水利科技, 2011, 9(6):119-122

6 蒋胜银. 双浅水垫消力池模型试验研究[J]. 陕西水利, 2011,(2):67-68

7 李连侠,廖华胜,刘德伟,等. 进口形式对浅水垫消力池水跃特性的影响[J]. 水力发电学报, 2015, 34(5):57-65

8 李连侠,廖华胜,刘达,等. Experimental investigation of the optimization of stilling basin with shallowwater cushion used for low Froude number energy dissipation[J]. Journal of Hydrodynamics,2015, 27(4):522-529

9 苏沛兰,廖华胜,李天翔,等. 浅水垫消力池水力特性试验[J]. 四川大学学报(工程科学版),2009, 41(2):35-41

10 杨忠超,邓军,杨永全,等. 多股多层水平淹没射流数值模拟研究[J]. 水利学报,2004,(5):31-38

11 王智娟,岳汉生,姜伯乐. 跌坎式底流消力池水力特性三维数值模拟与试验研究[J]. 长江科学院院报,2013, 28(8):31-34

Experiment and numerical study on the performance of a new type of the stilling basin with shallow-water cushion with two-slope inlet

WEI Jing-jing¹, LI Lian-xia¹, ZHANG Fa-xing¹, LIAO Hua-sheng², LI Qiu-lin¹,
TANG Yu-chuan¹, YI Wen-min¹, WU Wen-tao¹

(1.State Key Laboratory of Hydraulics and River Engineering, Sichuan University, Chengdu, 610065,

Email: 1679535001@qq.com; 2.Michigan State University, East Lansing, Michigan, 48824; 3. Datang Diqing
Shangri-La Electric Power Development Co., Ltd. Diqing, 674400)

Abstract: A new type of the Stilling Basin with Shallow-water Cushion (SBSWC) with two-slope inlet was proposed to solve the special problems of the limitation of downstream energy dissipation. The hydraulic characteristics were studied by means of physical model test and 3D RNG k- ϵ turbulent numerical simulation including flow pattern of hydraulic jump, water surface, velocity field and pressure distribution. The experimental results are in good agreement with those of the numerical simulation. It shows that the new proposed stilling basin can effectively reduce the bottom velocity of the stilling basin with a stable hydraulic jump and a high energy dissipation rate, and it can be used to solve the problem of downstream energy dissipation of similar projects.

Key words: Hydraulic jump; The stilling basin with shallow-water cushion; Energy dissipation; Two-slope inlet

基于 Mike21 的涪江唐家渡电航工程通航流量下闸门启闭方式优选试验研究

丁祖寒, 彭清娥*

(四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川成都, 610065, Email: 764777762@qq.com)

摘要: 涪江唐家渡电航工程是一个具有防洪、发电、和航运等多目标综合开发利用的水利水电枢纽工程, 其通航任务也是重中之重。同一来流情况下, 枢纽不同的闸门启闭方式对下游通航水流条件将产生重大的影响。本研究采用 Mike21 建模软件, 选用非结构化三角网络结构模型, 建立涪江唐家渡电航工程平面二维水动力学模型, 进行了各特征通航流量下不同闸门启闭方式的水流数值模拟, 通过对比分析, 提出了满足通航条件的闸门启闭最优方案。涪江唐家渡电航工程通航条件下最优闸门启闭方式为: 来流量为洪水流量 $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, 闸门全闸开启泄洪, 枢纽上游引航道附近流态较为平稳, 水深也满足通航要求, 下游引航道附近存在较小回流区, 对通航影响不大, 水流能满足通航要求; 来流量为大于枯水流量 $484 \text{ m}^3/\text{s}$ 小于枢纽控泄最大流量 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, 5 孔冲砂闸关闭, 分别局部开启右侧组泄洪闸、左侧组泄洪闸及全部泄洪闸, 均满足通航要求, 但通过流速分析和方案比选, 此种情况下, 最优的闸门运行方式为 5 孔冲砂闸关闭, 局部开启右侧组泄洪闸; 流量小于枯水期流量 $484 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, 泄洪冲砂闸全关, 此工况下来流量小, 水流流态平稳, 满足通航要求。

关键词: Mike21 模型 ; 引航道口门区; 通航水流; 闸门启闭方式

1 引言

通航问题在水利枢纽中往往占有十分重要的地位, 引航道是否通畅是枢纽建设成败的一个重要因素, 引航道口门区水流特征是水利枢纽工程进行平面布置规划论证及优化研究必须考虑的重要因素。^[1]影响口门区水流流态的因素众多, 不同的闸门启闭方式是其中不可忽视的一部分。本文以涪江唐家渡电航工程为例, 以 Mike21 二维模拟软件为研究手段,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51539007)

对泄水闸的开启方式对于实际工程中水流流态的影响进行了探索，并确定了在不同级别流量下对通航最有利的闸门开启方式，保证了船舶的通航安全。

2 工程概况

唐家渡电航工程位于遂宁市区，处于过军渡库尾上游河段，介于射洪水文站与小河坝水文站之间，工程河段以上控制涪江流域集水面积 27500km^2 ，是一个城市生态环境改善和建设、防洪、发电、和航运等综合利用的枢纽工程。电站采用河床式开发方式，其正常运用洪水重现期为 50 年，非常运用洪水重现期为 500 年，水库运行分界流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 。通航河流修建水利枢纽后，由于船闸布置以及泥沙淤积等原因，造成航线发生较大的改变，船闸引航道口门区不能与原航道直接平顺连接，因此需要在口门区与主航道之间布置连接段，以便过闸船舶、船队能够顺利通过。工程采用左岸船闸与厂房靠近布置方案，垂直水流方向从左至右依次为船闸、连接坝段、厂房坝段、冲砂闸坝段、泄洪闸坝段、右储门槽坝段和右非溢流坝段组成，坝轴线全长 918.7m ，三等中型工程。泄洪冲砂闸段长 530.0m ，共 31 孔。其中泄洪闸段长 442.0m ，共 26 孔；冲砂闸段长 88.0m ，共 5 孔。泄水闸闸顶高程为 292.0m ，闸底板顶高程为 275.00m ，基础高程为 268.00m ，最大闸高 24.0m 。泄洪闸段右侧为右储门槽坝段，左侧为冲砂闸段，枢纽平面布置图如下：

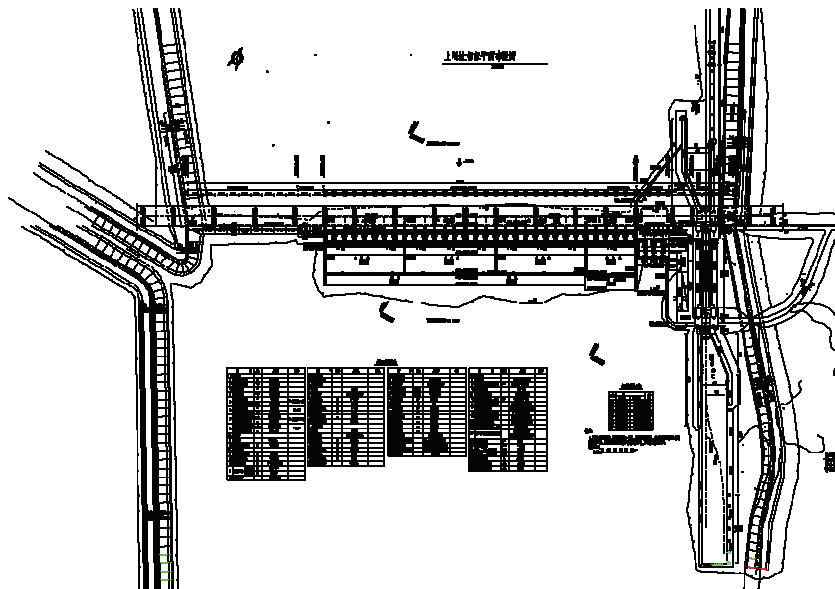


图 1 枢纽平面布置图

3 研究手段和方法

3.1 模型简介

MIKE21 是由丹麦水力研究所（简称 DHI）开发，基于非结构化网格模拟软件，其用户界面友好，前后处理功能强大，具有热启动设置功能，能定义多种类型水边界，可用于模拟河流、湖泊、河口、海湾、海岸及海洋的水流、波浪、泥沙、水质环境变化。^[2]目前已在国内的一些大型的工程中得到广泛应用，如长江口综合治理工程^[3]、南水北调工程^[4]、电厂扩建工程温排水工程^[5]、核电厂水动力环境模拟研究^[6]、引江济巢工程^[7]等研究中。

本研究利用 Mike21 软件建立涪江唐家渡电航工程二维数学模型，将引航道进行模型概化处理，计算区域为船闸上游 1km，下游 800m 范围，模拟了枢纽引航道口门区和上下游航道在不同级别流量和闸门启闭方式的组合下水流的流态，研究不同泄流方式对通航水流条件的影响。

3.2 计算工况的确定

根据枢纽运行情况，模拟区域进口采用流量边界条件，出口采用固定的水位边界条件。对船闸引航道口门区通航条件进行研究，根据最高通航流量 $9730\text{m}^3/\text{s}$ ($P=33.3\%$) 及水库运行分界流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 两种特殊流量，拟以表 1 中九种工况进行模拟计算。

表 1 唐家渡枢纽下游计算工况

工况	流量 $Q/\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	水库正常蓄水位/m	电站开启情况	闸门开启情况
1	9730		电站不发电	全闸敞泄
2	7500		电站不发电	全闸敞泄
3	5000		电站不发电	全闸敞泄
4	2000		电站不发电	全闸敞泄
5	2000	285.5	电站发电	5 孔冲沙闸均匀局 开泄洪
6	2000	285.5	电站发电	右侧 8 孔泄洪闸均 匀局开泄洪
7	2000	285.5	电站发电	左侧 9 孔泄洪闸均 匀局开泄洪
8	2000	285.5	电站发电	泄洪闸均匀局开泄 洪
9	484	285.5	电站发电	泄洪、冲沙闸全关 闭

3.3 模型的计算和分析

在唐家渡电航工程下游的上引航道口门区附近布置 12 个断面，共 48 个测点，下引航道口门区附近布置 15 个断面，共 89 个测点，测点布置图如图 2 所示。测量枢纽闸门下泄时的口门区以及部分航道流速，得到口门区附近和航道的流速分布，探究闸门不同开启方式下，口门区及航道水流流态的变化，以及对通航条件的影响。唐家渡电航枢纽船闸等级为 IV 级，可最大通航 500 吨级船舶（队），根据《船闸总体设计规范》（JTJ305-2001）规定口门区的限制流速，对 I ~ IV 级船闸规定：平行于航线的纵向流速不大于 2.0m/s；垂直于航线的横向流速不大于 0.3m/s；回流流速不大于 0.4m/s。对于口门区外连接段及天然航道通航水流条件，目前规范没有明确规定。但山区航道浅、险滩整治应使航道内的最大纵向表面流速和局部比降能满足标准船队自航上滩的要求，水流条件应该满足船舶安全航行要求^[8]。

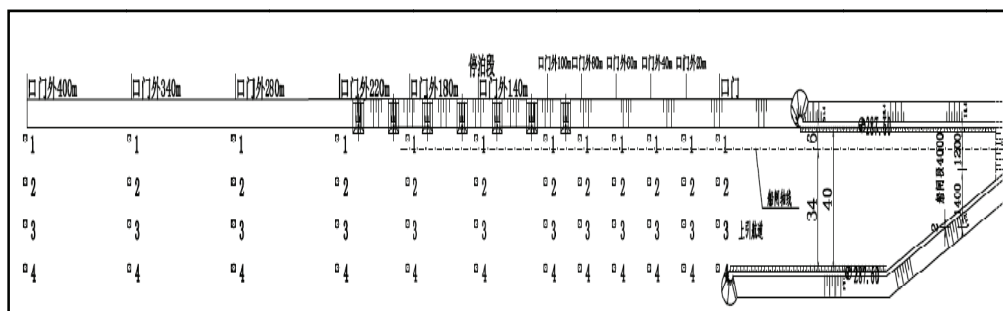


图 2(a) 上引航道口门区流速测点布置

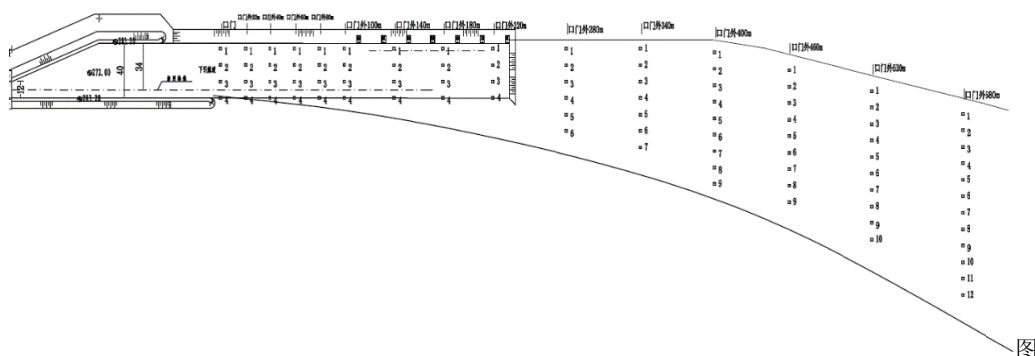


图 2(b) 下引航道口门区流速测点布置

图 3 给出了工况 1、工况 2、工况 3 条件下，唐家渡工程闸门按照工况状态进行下泄

时枢纽下游流速结果分布图。由图 3 (a) 可得, 工况 1 条件下, 当 $Q=9730\text{m}^3/\text{s}$ 时, 该工况上引航道口门区附近最大纵向流速约 1.95m/s , 口门 220m 以内横流流速均小于 0.3m/s , 口门上游 $220\text{m}\sim 400\text{m}$ 连接段横流流速约 $0.25\sim 0.5\text{m/s}$, 大于 400m 的航线上, 最大横流流速约 0.52m/s , 口门区横流流速过大且存在范围很大的回流区, 故航道内通航条件较差; 下引航道口门区靠近主流区侧纵向流速略微偏大, 最大流速约 1.64m/s , 口门区局部横向流速达航道内 0.38m/s , 其余区域横向流速较小, 最大回流流速约为 0.94m/s , 该工况下引航道口门区回流区较大, 横向及回流流速指标超标严重, 故不满足通航要求。

当闸门按照工况 2 开启时, $Q=7500\text{m}^3/\text{s}$ 条件下, 由图 3 (b), 该工况上引航道口门区附近最大纵向流速约 1.96m/s , 口门上游 220m 以内横流流速均小于 0.3m/s , 口门上游 $220\sim 400\text{m}$ 段横流流速约 $0.3\sim 0.55\text{m/s}$, 最大横向流速为 0.55m/s , 且上游口门区航段航中线右侧存在较大横流超标区域, 通航条件不符合要求; 下引航道口门区最大纵向流速达 1.31m/s , 大部分区域横向流速较小, 约为 $0.01\sim 0.09\text{m/s}$, 但航道内最大横向流速可达 0.65m/s , 且该工况下引航道口门区回流区较大, 通航条件差, 故不能满足船舶通航安全要求。

当闸门按照工况 3 开启时, $Q=5000\text{m}^3/\text{s}$ 条件下, 据图 3 (c) 分析, 该工况上引航道口门区附近最大流速约 1.76m/s , 口门上游 220m 以内横流流速最大约 0.29m/s , $220\sim 400\text{m}$ 段横流流速约为 $0.25\sim 0.45\text{m/s}$, 最大横向流速为 0.45m/s , 基本满足通航要求。下引航道口门区最大纵向流速 1.14m/s , 口门下游 580m 处最大横向流速约 0.65m/s , 其他区域横向流速均较小, 且存在较小的回流区, 满足基本通航要求。

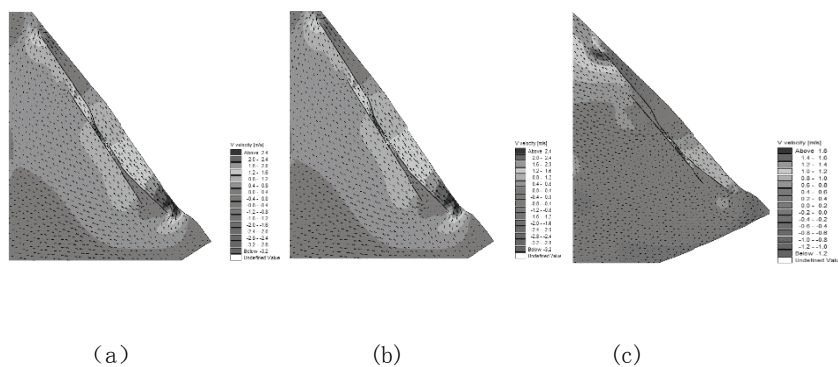


图 3 工况 1 至工况 3 流速分布

上述是对枢纽敞泄情况 (工况 1 至工况 3) 下上、下航道通航水流条件进行研究。在此基础上, 下面对分界流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 时, 电站发电, 水库维持正常蓄水位 285.5m 情况下, 引航道口门区水流和航道通航水流进行试验研究。此种情况来流量较小, 水流的紊动主要

集中在下游航道，故在此对上游航道不做具体分析。

图 4 (a)、(b)、(c)、(d)、(e) 为工况 4、5、6、7、8 条件下，枢纽按照工况进行下泄时的流速分布图。工况 4 为来流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 时，水库维持正常蓄水位 285.5m ，电站发电，闸门全闸敞泄，上引航道及连接段水流流速均满足指标要求，下游航道最大纵向流速为 0.66m/s ，口门下游 220m 以内横流流速最大约 0.09m/s ， $220\sim 400\text{m}$ 段横流流速约为 $0.00\sim 0.1\text{m/s}$ ，航道内最大横向流速为 0.23m/s ，此工况满足通航要求。

工况 5 为来流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 时，水库维持正常蓄水位 285.5m ，电站发电，5 孔冲沙闸均匀局开进行泄洪。分析其流速分布图，该工况上游航道流态非常平稳，通航条件好，满足通航要求。下游航道纵向流速均满足规范要求，但回流流速较大，最大回流流速约 1.36m/s ，局部横流也较大，最大横向流速约 0.61m/s 。综合分析所得结果，该工况上游航道各项流速指标满足通航要求，但下游航道口门区回流区较大，回流流速指标超标较明显，横向流速略微超标，说明通航条件差，此种闸门方式不适合枢纽该特征流量泄洪。针对上述工况 5 下游航道通航水流流速略微偏大情况，分析其主要原因，由于船闸设计在厂房及冲沙闸同侧，5 孔冲沙闸局开下泄时，主流靠近船闸侧，在船闸引航道口门区附近形成较大、较强回流区，故调整闸门开启方式对通航有利。

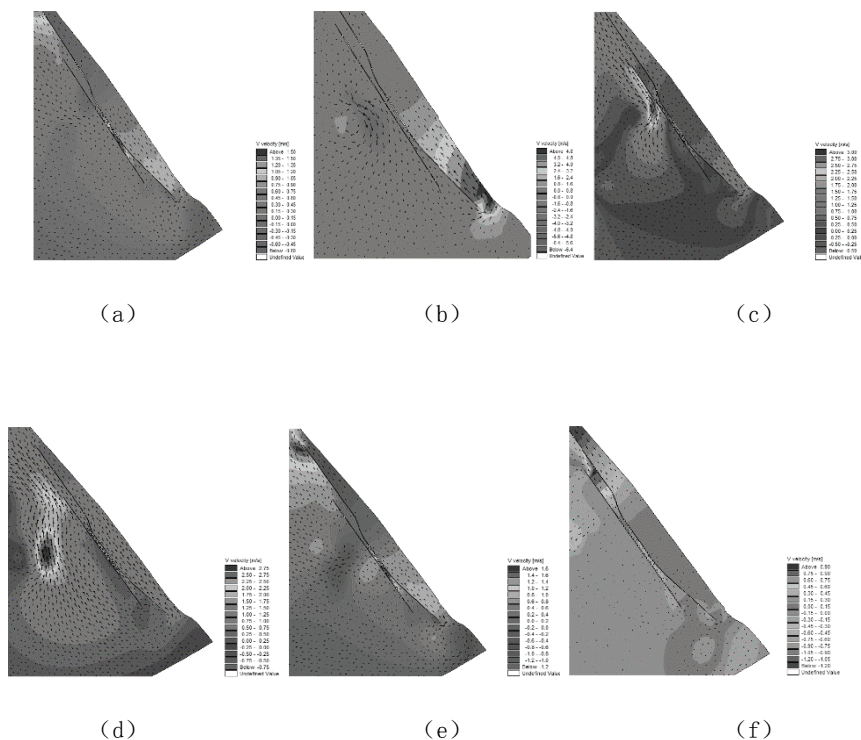


图 4 工况 4 至工况 9 流速分布

下面改变闸门的开启方式,包括以下两种工况:来流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 情况下,电站发电,5孔冲沙闸关闭,开启最右侧8孔泄洪闸(工况6);来流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 情况下,电站发电,5孔冲沙闸关闭,开启紧邻冲沙闸的9孔泄洪闸(工况7),流速分布图分别对应图4(c)和图4(d)。当闸门按照工况6进行开启时,该工况下引航道口门区附近最大纵向流速为 1.17m/s ,口门区横流流速约 $0.01\sim 0.1\text{m/s}$,最大回流流速约为 0.09m/s ,且其流态平稳,各项指标均满足要求。当闸门按照工况7进行开启时,该工况下引航道口门区附近最大纵向流速为 1.21m/s ,口门区横流流速约 0.28m/s ,整个航道最大回流流速约为 0.11m/s ,下游航道各项流速指标满足通航要求。

图4(e)为来流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$,电站发电,5孔冲沙闸关闭,26孔泄洪闸均匀局开下泄情况下上下游航道流速测算结果(工况8),当闸门按照工况8进行开启时,该工况下航道最大纵向流速为 1.21m/s ,口门区横流流速约 0.25m/s ,下游最大回流流速约为 0.2m/s ,下游航道各项流速指标基本满足通航要求。

上述说明当入库来流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$,电站正常发电时,5孔冲沙闸局开泄洪这一工况对通航是不利的。通过调整闸门开启方式可知,当入库来流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$,电站正常发电情况下,关闭5孔冲沙闸,分别均匀开启左侧9孔泄洪闸或右侧8孔泄洪闸或26孔泄洪闸全部局开均可满足通航要求,通过对比分析,当5孔冲沙闸关闭,均匀开启右侧8孔泄洪闸水流流态最为平稳,回流区最小,且各项指标最为稳定,是在流量级为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 时,最优的闸门运行方式。

下面对枯水流量的水流通航特征进行分析(工况9),模型测算结果见图4(f)。工况9来流量为 $484\text{m}^3/\text{s}$,电站满发,5孔冲沙闸及26孔泄洪闸全部关闭情况,当闸门按照工况9进行开启时,该工况下游航道最大纵向流速为 0.68m/s ,口门区横流流速约 0.11m/s ,航道最大回流流速约为 0.07m/s ,结果表明,此工况引航道口门区流速均很小,满足通航要求。

由上述对各种工况下船闸上下游通航水流条件的分析结果可知,当闸门敞泄,来流量为 $9730\text{m}^3/\text{s}$ 和 $7500\text{m}^3/\text{s}$ 时,上下游口门区均存在较大横流超标区域,且船闸下游连接段航段为异岸连接方式,船舶航行时需横越主流区,使得连接段航道内横向流速较大,影响范围基本覆盖连接段航段,不能满足船舶安全航行要求;当泄水闸敞泄,来流量为 $5000\text{m}^3/\text{s}$ 时,上下游口门区航段航中线右侧存在小范围横流超标区域,但其他区域水流流态均较为平稳,故基本满足通航要求;

当来流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$,冲砂闸均匀开启时,水流流态不稳定,关闭5孔冲砂闸门,分别均匀开启左侧9孔泄洪闸或右侧8孔泄洪闸或26孔泄洪闸全部局开均可满足通航要求,其中通过对测算结果进行分析,得到最优的闸门启闭方式为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 来流下,关闭5孔冲砂闸门,均匀开启右侧8孔泄洪闸门。当来流量为 $484\text{m}^3/\text{s}$ 枯水流量时,流量较小,可关闭全部闸门,满足通航要求。综上,当来流量大于 $5000\text{m}^3/\text{s}$ 时,为保证船舶航行安全,船闸上下游均应禁止通航。

4 结语

本研究分析采用实测的基础地形图数据,利用了 Mike21 模型进行模拟计算,精确度高,模拟结果可靠。通过构建唐家渡电航工程二维非恒定流水动力学模型,得到枢纽在不同特征流量,不同闸门运行方式下引航道口门区以及上下游航道通航水流的流态,并确定了在各个特征流量下对于通航最有利的闸门开启方式,为工程实际运行提供了依据。

参考文献

- 1 伍志元,等.泄水闸开启方式对通航水流条件的影响.水利水电科技进展,2016. 36(03): 73-77.
- 2 梁艳慧.基于MIKE21 FM模型的分汊河道治理研究_梁艳慧.中国水运,2017. 17(9): 102-104.
- 3 宋泽坤,等.长江口北支围垦对其水动力影响的数值模拟分析.人民长江,2012. 43(15): 59-63.
- 4 于磊.基于MIKE21FM的北京市南水_北调_工程大宁水库突发性水污染事故模拟_于磊.南水北调与水利科技,2013. 11(4): 68-71.
- 5 王庆改,等.基于Mike21FM的来宾电厂扩建工程温排水数值模拟研究.环境科学研究,2009. 22(03): 332-336.
- 6 王韶伟,等.MIEK 21模型在某核电厂水动力环境模拟中的应用.工业安全与环保,2015. 41(09): 80-83.
- 7 张虎.徐学军,代涛.MIKE21 FM在引江济巢工程规划中的应用.水电能源科学,2016. 34(09): 103-106.
- 8 中交水运规划设计院.船闸总体设计规范:JTJ305—2001[S].北京:人民交通出版社,2001.

Experimental study on optimum selection of gate opening methods for Fu River Tangjiadu power transmission project based on Mike21

DING Zu-han, PENG Qing-e

(State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, College of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu ,610065. Email:764777762@qq.com)

Abstract: Tangjiangdu Power Project is a water conservancy and hydropower project with multi-purpose comprehensive development and utilization such as flood prevention, power

generation, and shipping, and its navigation task is also of the highest priority. In the same flow situation, different gate opening and closing methods of the hub will have a significant impact on the downstream navigation flow conditions. This paper adopts Mike21 modeling software, chooses the unstructured triangular network structure model, establishes the planar two-dimensional hydrodynamic model of the Tangjiadu Power Project in the Fu River, and conducts the numerical simulation of the opening and closing modes of different gates under various characteristics of navigable flow. Through comparative analysis, the optimal solution for opening gates that satisfies the navigable conditions is proposed. The optimal opening form of the gate under the navigable conditions of the Tangjiadu Power Project is When the flow rate is $5000 \text{ m}^3/\text{s}$, the gate will open fully to flood discharge. The flow status near the upstream adjacent navigation channel of the hub is relatively stable, the water depth also meets the navigation requirements. There is a small recirculation zone near the downstream approach channel, which has little impact on navigation and the water flow can also meet the navigation requirements. When the traffic flow is greater than the dry flow rate of $484 \text{ m}^3/\text{s}$ and is less than the maximum flow rate of $2000 \text{ m}^3/\text{s}$, the five-hole flush-sluice gate is closed, and partially open the flood discharge gates on the right side, the flood discharge gates on the left side, all the flood discharge gates, all of the results meet the navigation requirements. However, through flow velocity analysis and alternative comparison, in this case, the optimal gate operation mode is to close the 5 hole flushing sand gate and partially open the flood gate in the right group. When the flow rate is less than $484 \text{ m}^3/\text{s}$, the flood discharge gate and sand flushing gate are all closed, under this operating condition, the flow rate is small, the water flow is stable, and it meets the navigation requirements.

Key words: Mike21 model; Entrance area of approach channel; Navigation flow; Gate opening and closing system;

纵向拉伸型挑流挑距水力计算

张力方, 张建民

(四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都, 610065, Email:424126524@qq.com)

摘要: 纵向拉伸型挑流非常适合作为峡谷河段水利工程泄水建筑物出口消能型式。窄缝挑坎能使水流沿纵向拉伸,并具有复杂三元水舌形态,在空中受掺气影响产生横向扩散。目前已有众多学者从窄缝挑坎的体型参数、出口流速,挑射角度等方面着手分析对挑距的影响,并给出经验公式;也有学者研究了空中水舌沿程横向扩散宽度的变化。文章结合挑距计算经验公式以及横向扩散宽度公式,可得出挑流水舌在下游的落点区域,并利用已建类似工程的试验数据进行了验算。结果表明,理论计算与试验值较为吻合,计算成果可供工程实践参考。

关键词: 窄缝挑坎; 挑距; 横向扩散; 落点区域

1 引言

挑流消能在我国高山峡谷河段是水利工程中应用最为广泛的一种消能方式。它是在泄水建筑物的末端设置挑坎,引导高速水流挑射到空中并尽可能地分散水流,再与距离建筑物较远的下游水体进行大面积的碰撞、剪切和混掺,从而减少对河床的冲刷并且避免建筑物受损。

窄缝挑坎^[1]利用急剧收缩段束窄水流,加剧了水流内部的紊动和有效碰撞,从而形成竖向和纵向扩散的扫帚状水舌形态。窄缝挑坎消能工的理论和技术非常适用于解决高水头、大流量、窄河谷的水利工程泄洪消能问题。自葡萄牙的 Cabril 拱坝的泄洪洞出口末端率先采用窄缝挑坎之后,窄缝挑坎得到迅速的发展,之后的 10 多年中,西班牙、法国、伊朗和南斯拉夫的许多工程也相继采用了这种消能型式。我国在 20 世纪 70 年代末开始效仿外国的成功案例,也开展了一系列窄缝式挑坎的挑流消能试验研究,并成功地应用于实际工程中,例如龙羊峡、东江、东风、李家峡、二滩、拉西瓦、水布垭、隔河岩电站等^[2]。

基金项目: 四川省青年科技创新团队专项计划资助 (2016TD0020)

***通讯作者:** 张建民 (1972-), 男, 博士、教授, 研究方向为水力学, E-mail: 424126524@qq.com

窄缝挑坎的体型参数,主要包括挑坎出口挑角、侧向收缩比 β (或侧收缩角)、收缩段长度、出口断面形式、边墙高度、挑坎反弧段半径等参数,其各项参数对于挑流在空中的扩散均有不同程度的影响^[3]。等宽挑坎的挑角一般为 $20^\circ \sim 40^\circ$,但是窄缝式挑坎挑角一般采用正负小挑角或零挑角,这样可减小水舌内边缘射程,从而可增大入水宽度。侧墙收缩比主要影响水舌外边缘射程,收缩比越小,则坎末水深束窄越高,外边缘出射角增大,在出射角达到 45° 时,挑距有最大值^[4]。考虑了挑流的纵向扩散和横向扩散,并计算出平面上的落点区域,对工程实践具有一定的参考价值。

2 水舌挑距计算

在等宽挑坎挑流距离的计算中,采用自由抛射体运动公式,即

$$L = \frac{v^2 \sin 2\theta}{2g} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2g(a+h)}{v^2 \sin^2 \theta}} \right) \quad (2-1)$$

式中, v 为出流速度, θ 为出流角度, a 为挑坎末端距下游水面的高度, h 为坎末水深。

在上述公式中,最为关键的两个参数就是挑坎出流速度 v 和出流角度 θ 。在等宽挑坎挑流中对于窄缝挑坎来讲,由于边墙收缩,水面线向上抬升,水深沿程增加,流速沿水深的变化会更大,并且上部出射角与原来相比会附加一个出射角,因此挑坎出口的底部和上部在这两个参数的选择上有较大的差异,使得挑射水流的形态与等宽挑坎不同,计算窄缝挑坎的挑距时需要分别计算水舌外缘挑距和内缘挑距。

2.1 水舌外缘挑距计算

挑坎坎末水深 h_1 、挑角 θ 及流速 v_1 可按照下述公式^[5]进行计算:

$$h_1 = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{N}{b}} \right) E_0 \quad (2)$$

$$N = \sqrt{\frac{2}{g}} \frac{Q}{E_0^{1.5}} \quad (3)$$

$$v_1 = \varphi_1 \sqrt{2g(E_0 - h_1)} \quad (4)$$

$$\varphi_1 = 0.82 \left(\frac{Q}{B\sqrt{gE_0^3}} \right)^{-0.0255 \left(\frac{L}{B} \right)^{-0.408}} \quad (5)$$

$$\theta = \eta \arctg \left(\frac{NE_0}{b^{1.5} \sqrt{b-N}} \frac{B-b}{2L} \right) \quad (6)$$

式中, E_0 为挑坎以上水头, B 为收缩起始断面宽度, b 为窄缝出口断面宽度, L 为收缩段长度, Q 为下泄流量。 φ 为流速系数, 由经验公式 (2-5) 得出。 θ 为外缘挑角, 由于水流在反弧段会发生流线坦化现象^[6], 在式 (2-6) 中根据试验取 $\eta \approx 0.8$ 。

2.2 内缘水舌挑距计算

内缘水舌挑角取挑坎挑角, 受离心力作用和水深在出口断面处达到最大值的影响, 流速在出口断面沿垂向有较大变化, 水舌内缘流速 v_0 按以下公式确定:

$$v_0 = \alpha v_1 \quad (7)$$

式中, α 为经验系数, 根据实测资料取 $\alpha = 0.55$ 。

2.3 空气阻力影响系数的计算

空气阻力影响系数与多项参数有关, 因此难以从理论上分析确定, 刘宣烈、张文周^[7]分析了 8 个国内工程原型实测水舌外缘的水平挑距实测资料, 认为阻力系数与出口断面弗汝德数近似为线性关系, 得出一下确定空气阻力影响系数的经验公式:

$$k = 0.765 + 0.05 Fr \quad (8)$$

$$L_1 = \frac{L_0}{k} \quad (9)$$

式中, k 为空气阻力影响系数, Fr 为出口断面弗汝德数, L_0 为式 (1) 计算挑距, L_1 为考虑空气阻力后的挑距。

2.4 横向扩散计算

在挑坎末端, 当流量较大时, 水舌挑向空中时由于惯性力和紊动力的作用, 水股紊动剧烈, 出现分散破碎, 具有明显的纵向和横向扩散。横向扩散与出口断面弗汝德数有关, 弗汝德数越大, 横向扩散越剧烈; 同时水舌的初始横向扩散率较大, 但随着射程的增加扩散率逐渐减小。谢翌^[8]采用 $k-\varepsilon$ 双方程紊流模型并结合自由水面追踪的 VOF 方法, 对空中水舌的水力特性进行了三维数值模拟, 根据计算结果, 结合理论分析, 得出水舌横向扩散宽度的计算公式:

$$\frac{b_0 - b}{b} = \lambda \ln\left(\frac{S}{b}\right) + \mu \quad (10)$$

其中

$$\lambda = 0.042 Fr + 0.158$$

$$\mu = 0.063 Fr + 0.106$$

式中, b_0 为水舌宽度; b 为水舌出口断面宽度; S 为水舌距出口的距离; Fr 为出口断面的弗汝德数。

引入变量 b_1 表示沿程水舌距出口断面中轴线的横向距离, x 为在出口断面水流距中轴线的横向距离, 将 $b_0=2b_1$ 和 $b=2x$ 代入式 (9) 可变形为:

$$b_1 = x \lambda \ln \left(\frac{S}{2x} \right) + \mu x + x \quad (11)$$

3 算例

以长河坝水电站 2#泄洪洞^[9]为算例, 该泄洪洞为敞开式无压隧洞, 水库正常蓄水位为 1690m, 下游水位 1481m, 上游来流流量为 2298m³/s, 闸门全开。挑坎的起挑高程和坎末高程分别为 1500m、1500.21m, 其具体参数见图 1。

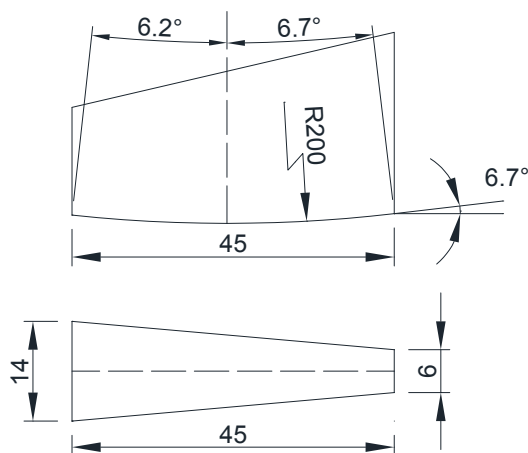


图 1 窄缝挑坎形状及尺寸

根据谭哲武^[10]所做模型试验资料, 将上述参数代入式 (1) 可得水舌内外缘理论挑距计算值, 与其试验值进行对比结果如下:

表 1 时水舌形态参数试验值与计算值对比

项目	内缘挑角/°	外缘挑角/°	内缘挑距/m	外缘挑距/m	内外缘挑距差/m
试验值	6.72	26.00	55.36	142.17	86.83
计算值	6.72	11.38	58.74	146.10	87.36

由表1可以看出, 理论计算公式与试验值吻合较好, 外缘挑距误差为2.8%, 内缘挑距误差为6.1%。以水舌下缘出射点为y轴零点, 可绘制理论计算挑流水舌轮廓见图2。

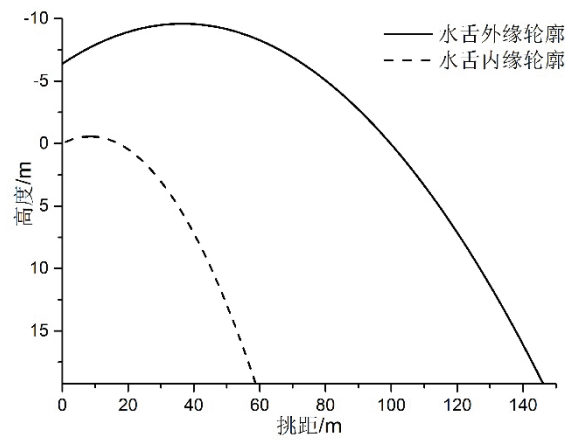


图2 理论计算水舌轮廓

将上述参数代入式(11)可得理论水舌横向扩散宽度见图3。

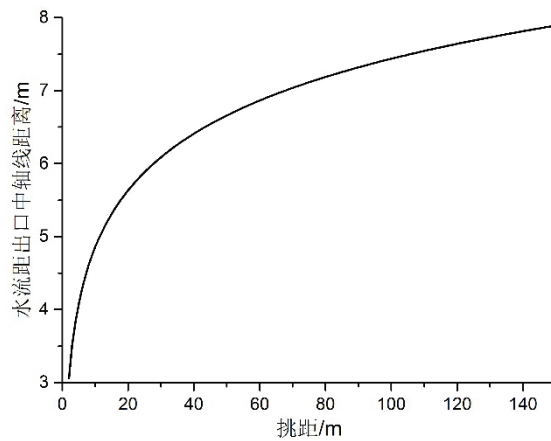


图3 理论计算水舌横向扩散宽度

以理论计算挑距范围内 $[58.74, 146.10]$ 的点表示S, 令 x 分别等于1m、2m、3m, 代入公式(11), 可以得出挑流水舌在下游水面的横向扩散宽度, 结合纵向挑距即可绘制其落点区域见图4。

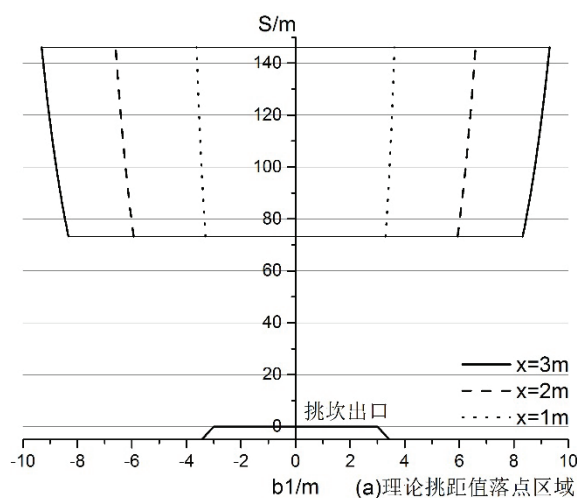


图 4 理论计算水舌落点区域

试验实测入水宽度为 14.12m，根据理论计算值，最大入水宽度为 15.72m，最小入水宽度为 13.68m，平均宽度为 14.7m，大于试验值 0.58m，误差为 4.1%。由于模型试验流速与原型相比小很多，且存在缩尺效应，在空气中的水舌扩散不够充分，会导致实测值偏小。其次，该横向扩散宽度计算公式是由数值模拟推导而来，采用体积分数表示水的扩散，可以描述试验中无法准确量测的被分散开的微小水滴，所以本文理论计算结果具有一定精度且更为接近实际情况。

4 结论

(1) 本文采用了考虑空气阻力的挑距公式，根据试验数据进行理论计算，其内外缘挑距计算值和试验值均吻合较好。

(2) 由于水流横向扩散宽度与多种影响因素相关，受试验条件和缩尺效应的影响使得试验结果会偏小，由数值模拟推导的公式其理论计算值与实际较为接近，说明该公式具有一定的精度。本文结合挑流在空中的纵向拉伸和横向扩散，给出了窄缝挑坎体型的水舌在下游的落点区域，可供工程实践参考。

参考文献

- 1 倪汉根. 高效消能工[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 2000.
- 2 蒋秋实. 关于窄缝式挑坎发展的研究[J]. 科技创新与应用, 2017(11):224.
- 3 宁利中. 挑流水舌挑距及其影响因素概述[J]. 水资源与水工程学报, 2004(03):35-39.

- 4 陈忠儒, 陈义东, 黄国兵. 窄缝式挑坎体型研究及其挑流水舌距离的估算[J]. 长江科学院院报, 2002(04):11-14.
- 5 宁利中. 窄缝挑坎上最大压力的计算[J]. 西安理工大学学报, 1985(03):33-46.
- 6 杭传儒, 郭子中. 反弧鼻坎上流线坦化的试验研究[J]. 华东水利学院学报, 1983(03):17-27.
- 7 刘宣烈, 张文周. 空气阻力对挑流水舌的影响[J]. 天津大学学报, 1982(02):67-77.
- 8 谢翌, 刘超, 胡中科. 空中水舌水力特性的数值模拟研究[J]. 人民黄河, 2015(04):119-122.
- 9 蒙富强. 长河坝水电站泄水建筑物的布置与设计[J]. 四川水力发电, 2016(01):18-21.
- 10 谭哲武, 王均星. 泄洪洞窄缝燕尾组合挑坎试验研究[J]. 长江科学院院报, 2015(04):40-44.

The hydraulic calculation of longitudinal stretched ski-jump distance

ZHANG Li-fang, ZHANG Jian-min *

(Sichuan University, State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Chengdu, 610065, Email: 424126524@qq.com)

Abstract: Longitudinal stretched ski-jump is very suitable as the energy dissipation pattern of discharge structures of the canyon section hydraulic engineering. Slit-type bucket makes flow stretched in the longitudinal direction. The flow has complex three-dimensional nappe form. Affected by air entrainment, it is easy to diffuse in transverse. At present, many scholars have analyzed the influence of the shape parameter, outlet flow velocity, and the angle, and given many empirical formulas. In addition, some scholars have studied the variation of the transverse diffusion width of the nappe in the air. Based on the empirical formula of ski-jump distance and transverse diffusion width, this paper can find the drop zone in the downstream area. The experimental data of similar projects have been used to verify the calculation. The results show that the theoretical calculation is consistent with the experimental value, and the results can be used for reference in engineering practice.

Key words: Slit-type bucket; Jet trajectory length; Transverse diffusion; Drop zone.

某非常洞塞泄洪洞改建常规泄洪东模型 试验研究

韩浩冉, 田 忠*, 刘文, 杨欣伟

(四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都, Email: 190673072@qq.com)

国家重点研发项目(编号: 2016YFC0401603), 四川省青年科技创新团队专项计划资助(NO: 2016TD0020)

摘要: 非常洞塞泄洪洞改建成常规泄洪洞很可能存在空化数降低, 压强减小, 出口流态恶化等问题, 针对上述问题, 本研究结合某大型非常泄洪洞工程, 采用模型试验的方式, 研究了在 4 种不同试验工况下, 泄洪洞泄流量、洞壁压强分布、下游流场和冲坑情况, 结果表明: 在自由出流的情况下, 试验各工况下洞壁压强均为正压, 水流空化数没有明显降低, 下游水位不会对洞内沿程的压力分布产生显著影响; 随着压坡高度的降低, 泄流量降低幅度不大, 冲击区脉动压强均方根减小; 下游水流逐渐向河道中心靠拢, 冲坑逐渐远离左岸。

关键词: 泄洪洞; 压坡出口; 压强; 冲坑

1 引言

非常洞塞泄洪洞的出口一般为有压出流, 改为常规泄洪洞以后其出流方式可能变为自由出流, 由此可能产生, 空化数降低, 压强减小、流态恶化等不良后果。针对洞塞泄洪洞的水力特性问题, 刘善均、张建民、田忠等通过模型试验和数值模拟对洞塞消能的水力特性进行了研究; 汪永怡通过分析 3 种不同形式洞塞消能工的水力特性, 做了导流洞改建为洞塞式泄洪洞的体形优化研究; 余挺等结合某工程导流洞改建洞塞泄洪洞项目, 从脉动压力的角度分析了洞塞段的抗空化性能; 廉玲军提出了“垂直洞塞+压坡洞塞+水平洞塞组”的布置形式, 采用模型试验与 3 维数值计算相结合的方法分别对其消能和空化特性进行了研究。陈小威等基于消能井井深变化下的竖井溢洪道, 研究了环形堰面、消能井段、压坡段的时均压强分布、变化规律、脉动压强参数。前人针对洞塞泄洪洞的研究, 主要研究出口为有压淹没出流的情况, 而对于自由出流的情况研究较少, 有必要进行水力学模型试验研究, 从而为非常泄洪洞改建为常规泄洪洞提供理论依据。

2 试验模型及测试手段

非常泄洪洞进口底板顶高程 1786.00m, 孔口尺寸均为 $9.0\text{m} \times 11.0\text{m}$ 。上平段、上弯段均采用圆形断面, 圆形断面直径采用 11.0m , 上平段长 231.541m , 竖井段也采用圆形断面, 直径 11.0m , 在高程 1715.95m 以下经一个渐变段断面直径由 11.0m 渐变至 7.5m , 渐变段长 6.0m , 形成垂直洞塞。下平段与导流洞后段结合, 总长 624.771m , 竖井与下平段相交处采用导流洞断面, 尺寸为 $13.0\text{m} \times 15.0\text{m}$, 下平段前段设置压坡洞塞, 之后共设置三级水平洞塞。压坡洞塞孔口末端尺寸为 $10.0\text{m} \times 4.8\text{m}$ (宽 $\times$ 高), 长度为 25.0m 。下游压坡在 3 种不同体型下, 出口高度分别为 7.5m , 6.0m , 5.0m 。模型按重力相似准则设计, 模型比尺为 1:50 的正态模型。模型示意图见图 1 至图 5

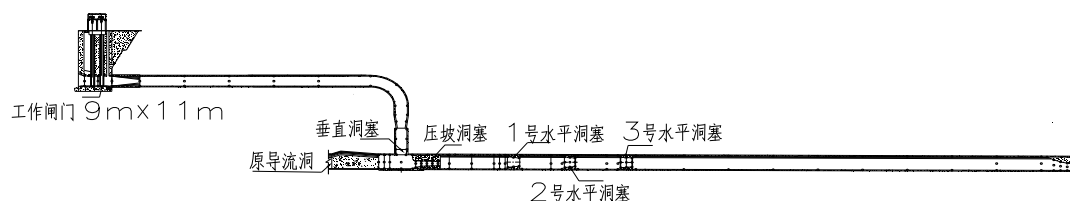


图1 模型剖面

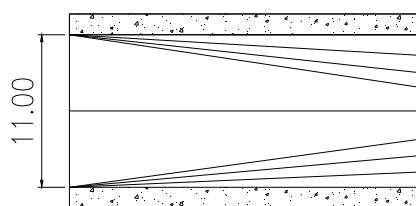


图2 进口渐变段剖面

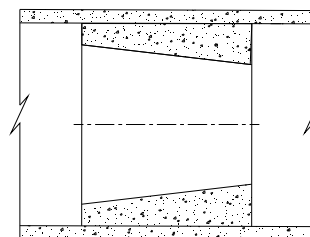


图3 水平洞塞剖面

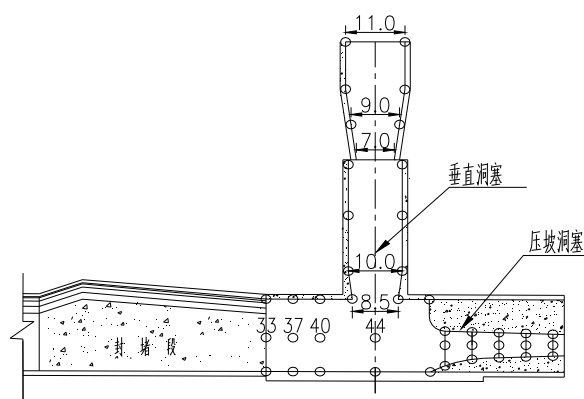


图4 垂直洞塞段剖面

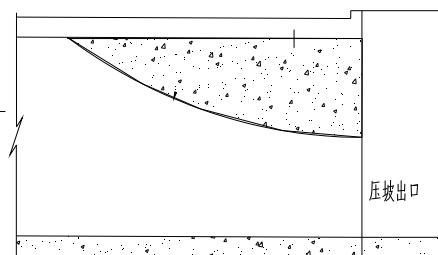


图5 压坡出口剖面

试验过程中, 压强采用测压管测量, 精度为 1mm。脉动压力采用的 CY200 系列压阻式传感器测量, 传感器输出信号通过高速数据采集器接入计算机, 由计算机自动控制采集、监测和数据处理, 实验采样频率为 100Hz, 采样时间 20s, 样本容量 2000 个, 表 1 为试验工况表。

表 1 试验工况表

试验组次工况	洪水频率	库水位/m	下游水位/m	备注
工况 1	PMF	1845.41	1713.70	校核工况
工况 2	0.1%	1841.55	1710.30	设计工况
工况 3	1%	1842.00	1709.02	正常水位
工况 4	1%	1835.00	1709.02	汛限水位

3 试验数据分析

3.1 泄流能力

非常泄洪洞按长有压孔口出流考虑, 有压流的流量系数 μ 计算公式为:

$$\mu = \frac{Q}{A\sqrt{2gh}} \quad (1)$$

式中: A 为孔口控制段面积 (即出口压坡末断面), $A=11\text{m}\times 7.5\text{m}$; H 为孔口出流的有效工作水头。

本研究中, 不同压坡高度出口的情形下, 各实验组次的泄流能力如表 2 所示, 表 2 中 $\Delta Q\%$ 为相对于有压出口高度 7.5m 方案, 泄洪洞泄流量减小的比例。

表 2 不同工况下的泄洪洞泄流量比较

工况	7.5m(m ³ /s)	6m(m ³ /s)	$\Delta Q(\%)$	5m(m ³ /s)	$\Delta Q(\%)$
工况 1	1401.69	1223.07	-12.74	1175.48	-16.14
工况 2	1394.23	1208.72	-13.31	1169.58	-16.11
工况 3	1427.94	1278.67	-10.45	1217.09	-14.77

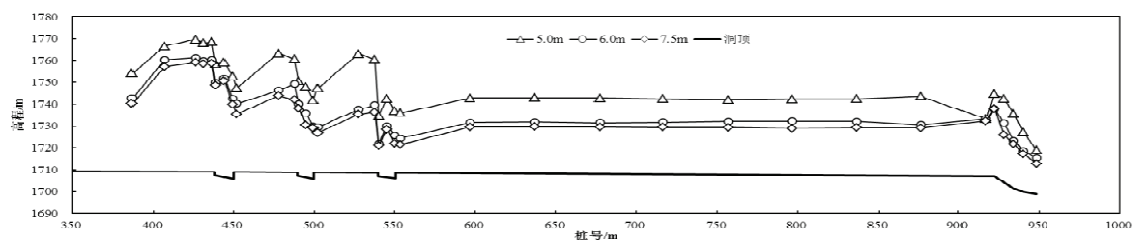
结果表明, 压坡出口高度由 7.5m 降低为 6.0m 以后, 各工况下泄洪洞泄流量均减小, 其减小幅度约为 10%~13%; 有压出口高度减小比例为 20%; 压坡出口高度由 7.5m 降低为 5.0m 以后, 各工况下泄洪洞泄流量均减小, 其减小幅度约为 15%~16%; 有压出口高度减小比例为 33.33%。泄流量减小的比例与有压出口高度减小比例不一致, 分析认为是由于泄洪洞泄流量减小, 洞室内水流流速减小, 从而造成能量损失减小所致, 但流量降低并不会影响整个枢纽的泄流能力, 故将压坡高度降低满足设计要求

3.2 沿程压力分布情况

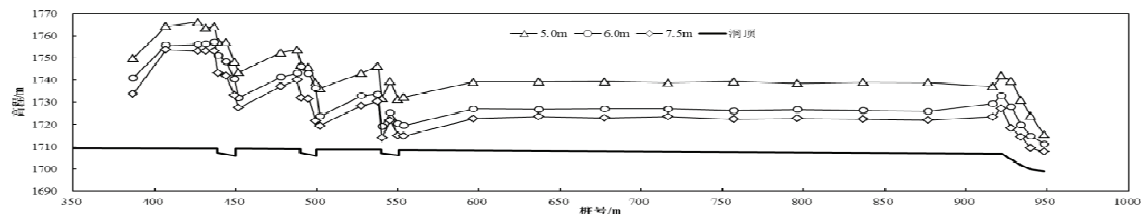
表 3 为不同有压出口方案下游直洞顶部稳定时均压强及其相对于 7.5m 高方案(减压工况为 $14.0 \times 9.81 \text{kPa}$) 的增大比例(负数表示减小), 图 6 为相应的压强对比图。由图 6 可以看到, 随着有压出口高度的降低, 洞顶压强逐渐增大, 各组次规律一致; 另外, 相较于减压工况, 7.5m 方案和 6.0m 方案均只有校核工况和设计工况实现了洞室压强的增大, 而 5.0m 方案在拟定的所有工况下均实现了洞室压强的增大, 抗空化能力增强, 即 5.0m 方案满足所有工况的泄洪消能需求, 可以满足改建成常规泄洪洞的要求。

表 3 不同有压出口方案下游直洞顶部压强对比 ($\times 9.81 \text{kPa}$)

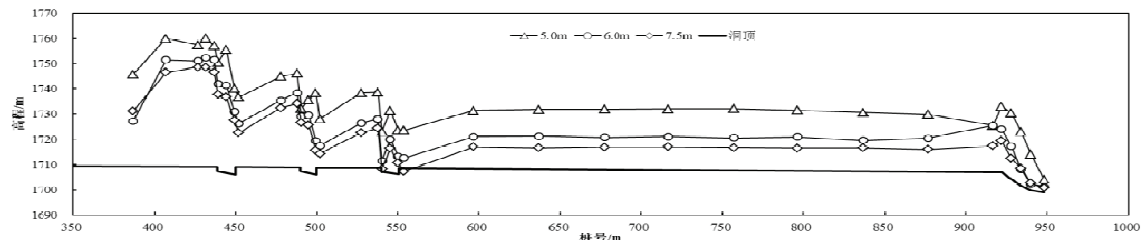
压坡高度/m	组次 1		组次 2		组次 3		组次 4	
	%	p	%	p	%	p	%	p
7.5	21.50	53.57	21.50	53.57	8.75	-37.50		
6.0	23.88	70.54	18.75	33.93	12.50	-10.71	11.83	-15.54
5.0	35.25	151.79	31.13	122.32	23.63	68.75	22.13	58.04



(a) 组次 1



(b) 组次 2



(c) 组次 3

图 6 不同压坡高度下压强对比

因垂直射流区附近是整个泄洪洞压力脉动较大的部位，且时均压力大，试验详细测量了垂直射流区底部及顶部的脉动压力。作用于一定面积上的脉动压力代表值可按式计算：

$$P_{fr}=\pm\beta_m p_{fr} A \quad (2)$$

$$p_{fr}=2.31\times 0.5\times K_p \rho_w v^2 \quad (3)$$

式中： P_{fr} 为脉动压力代表值（N）； p_{fr} 为脉动压强代表值（N/m²）； A 为作用面积（m²）； β_m 为面积均化系数，为考虑了点脉动压强转换成面脉动压强的转换系数，与计算板块的相对长度和相对宽度有关，可查表得到，为偏于安全，本报告取 $\beta_m=0.5$ ； K_p 为脉动压强系数； v 为水流计算断面的平均流速。

式（3）中的 $0.5\times K_p \rho_w v^2$ 为按计算断面的平均流速估算的脉动压强，若有实测资料，用实测的脉动压强均方根值 σ 代替更为准确，因此式（3）可写成：

$$p_{fr}=\pm 2.31\sigma \quad (4)$$

若假设脉动压强按标准正态分布，则上式有98.0%的保证率。相应的脉动压力：

$$P_{fr}=\beta_m p_{fr} A=\pm 0.5\times 2.31\sigma A=\pm 1.165\sigma A \quad (5)$$

式中的正负号按不利情况选用。

在底板水流直接冲击区域，脉动压力均方根较大，最大为8.93×9.81kPa。除了冲击区之外，其余部位的脉动压力均方根值均相对较小，拱顶附近最大值为4.75×9.81kPa，位于喷嘴位置。表3为在7.5m，6m，5m压坡出口的情况下，各组次在底板冲击区(44、45、46测点)的脉动压强均方根，可以看出，相对于有压出口高度7.5m方案，冲击区脉动压强均方根减小。

表3 不同压坡出口的脉动压强均方根

压坡出口高度/m	脉动压强均方根 σ (×9.81kPa)		
	工况 1	工况 2	工况 3
7.5	8.77	7.60	8.61
	8.57	8.65	8.93
	7.56	7.96	7.92
6.0	8.20	7.66	8.26
	8.23	8.70	8.35
	7.50	7.73	7.24
5.0	6.95	7.13	7.19
	7.33	7.29	8.13
	6.24	6.23	6.78

3.3 沿程压力分布情况

表 4 为有压出口不同高度方案下游河床最大冲深对比情况，可以看到，同一出口高度情况下，下游河床最大冲深随着下游水位的降低而增大；而随着有压出口高度的减小，河床冲刷也趋于增强，分析认为是因为出口高度的降低使得出口流速增大并且出洞的高速主流更靠近河床底部，故而加剧了河床的冲刷。

表 4 不同有压出口高度最大冲坑深度对比/ m

出口高度 工况	7.5m	6.0m	5.0m
工况 1	1677.75	1674.15	1670.90
工况 2	1677.35	1673.75	1672.15
工况 3 p=1%	1676.70	1673.25	1671.25
工况 3 p=50%	-	1670.80	1668.95
工况 4 p=1%	-	1673.55	1671.90
工况 4 p=50%	-	1670.95	1669.10

在初始体型下，下游河道的冲坑在各试验工况下均偏向左岸，为了调整出流时的水流状态，令其偏向河道中央，使其减小对岸边的冲刷，故通过调整压坡高度来控制出口水流，图 7 为不同出口高度下游冲坑的等值线图。可以看到，游河道冲坑位置已经逐渐远离左岸岸坡，最大冲深位置基本均位于泄洪洞轴线略偏右岸侧，并且冲坑形态也趋于坦化，尾坎经过优化调整后，下游冲刷普遍减弱。此外尾坎调整后，出洞水流主流向右岸偏转，相对于原尾坎体型，岸边流速大幅降低。

3.1~3.3 节对有压出口不同方案关键水力学参数进行了对比分析，得出了有压出口高度对泄洪洞泄流能力、洞室时均压强、冲击区脉动压强以及下游河床的冲刷情况的影响效果。综合分析洞身各项水力参数以及下游河道的冲刷情况，最终选择有压出口高度 6.0m 方案。

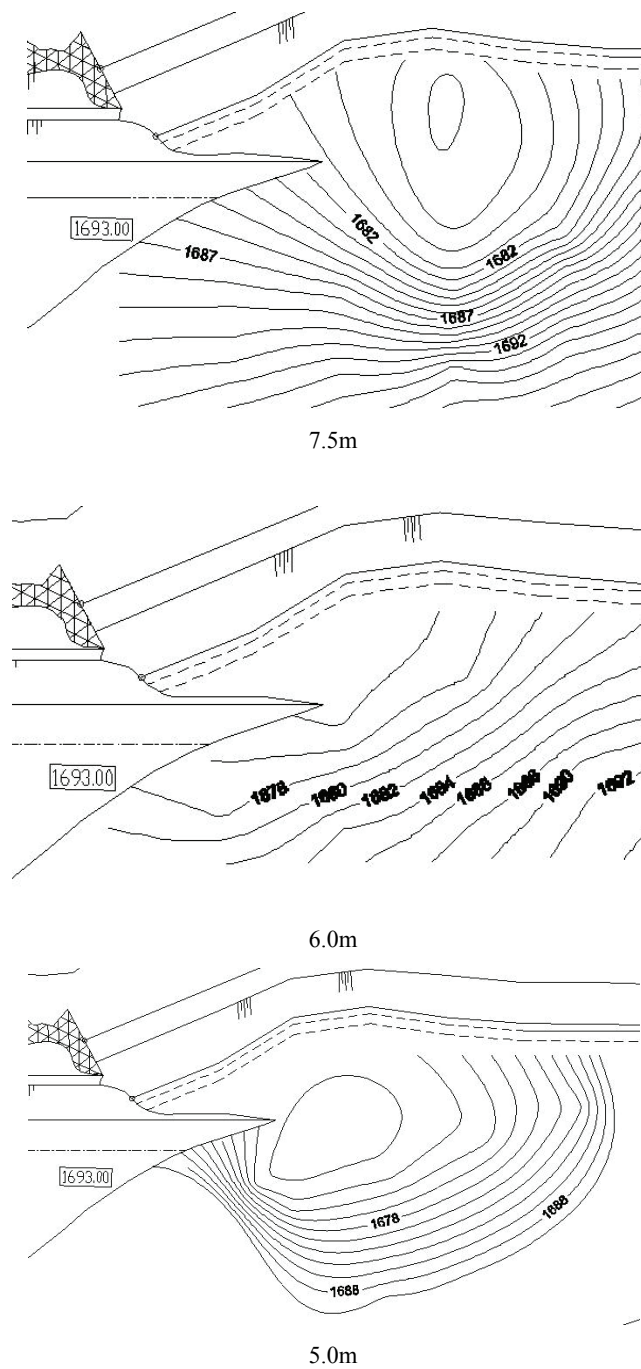


图7 不同压坡高度冲坑对比

3.4 出口优化研究

前述试验中发现下游河床的冲刷比较严重,并且冲刷区域还是靠近左岸岸坡,这对左岸岸坡的稳定有极为不利的影响,为了减弱下游河床冲刷,调整主流方向,将原挑坎做如下调整:将挑坎左边墙延长,右边墙由原来的扭面调整为半径 $R=140\text{m}$ 、圆心角 $\theta=16.60^\circ$ 的圆弧曲线,挑坎底板由原来的圆弧曲线调整为扭面,左侧曲线 $y=0.2307x^{1.01}$,右侧曲线 $y=0.01316x^{1.8}$ 。

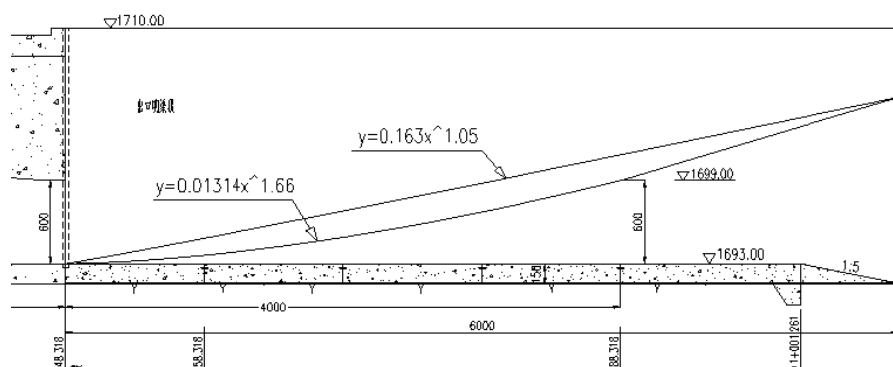


图8 出口尾坎优化布置

优化前后出洞水流与下游河道衔接情况见图9,可以看到,不同工况下,出洞水流与下游河道衔接良好,并且当下游河道低水位时也不再出现主流向左岸岸边偏转的不利流态;尾坎内水流流态较好,无不利流态产生。



(a)优化后



(b)优化前

图9 水流与下游河道衔接状况

图10为优化前后下游河道冲坑等值线分布对比图,可以看到,不同工况下游河道冲坑位置已经较大程度远离了左岸岸坡,最大冲深位置基本均位于泄洪洞轴线略偏右岸侧,并且冲坑形态也趋于坦化,下游冲刷普遍减弱。

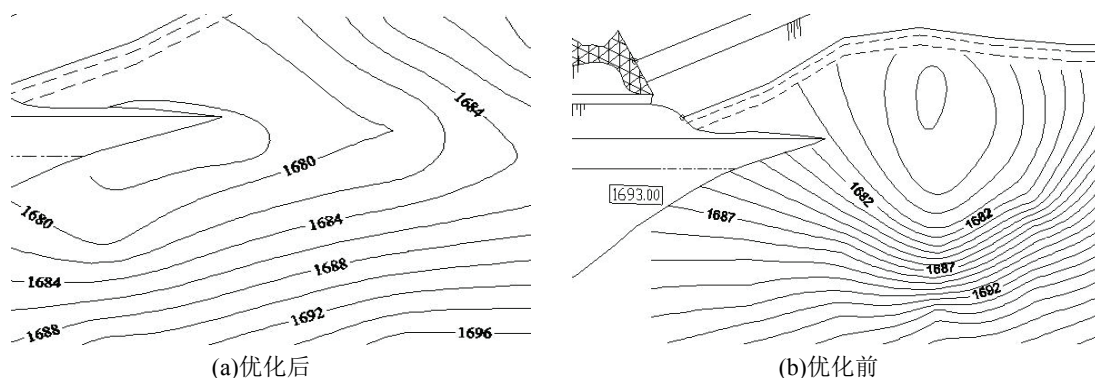


图 10 下游冲坑等值线分布

4 结论

通过对某非常泄洪洞进行 1:50 常压模型试验,对比分析了不同压坡高度下泄流能力、压强分布和下游流态冲坑的情况。

(1)在不同压坡高度方案下、各工况泄洪洞出洞水流均能与下游河道实现良好的衔接,综合分析洞身各项水力参数以及下游河道的冲刷情况,最终推荐有压出口高度 6.0m 方案。

(2)对于试验拟定的所有工况,泄洪洞沿程均保持满流状态;各工况洞壁压强均为正压随着有压出口高度的降低,相对于 7.5m 方案,各工况泄洪洞洞壁的压强均增大,泄洪洞抗空化空蚀能力增强,冲击区脉动压强减小。

(3)出口尾坎经过优化调整后,不同工况下,出洞水流不再出现主流向左岸岸边偏转的不利流态;不同工况下游河床冲刷趋于坦化,冲坑位置已经相对远离左岸岸坡。

参 考 文 献

- 1 刘善均,杨永全,许唯临等.洞塞泄洪洞的水力特性研究[J].水利学报,2002,7:42-52.
- 2 田忠.洞塞式消能工的水力特性研究.四川大学博士学位论文,2006. 7
- 3 张建民,许唯临,刘善均,王伟.突扩突缩式内流消能工的数值模拟研究[J].水利学报,2005(1): 27-33.
- 4 汪永怡,王伟,田忠,余挺.导流洞改建为洞塞式泄洪洞的体形优化研究[J].人民黄河,2009, 31 (5): 113-115.
- 5 余挺,田忠,王伟,等.洞塞消能工的脉动压力分析[J].四川大学学报(工程科学版) 2010, 42(3): 14-18.
- 6 廉玲军,王伟.洞塞泄洪洞的 3 维数值模拟研究[J].四川大学学报:工程科学版,2011,43(3)1-6,11.
- 7 廉玲军,王伟,田忠.复杂洞塞泄洪洞消能和空化特性研究[J].水力发电学报,2012,41(2)63-70.

- 8 陈小威,张宗孝,刘冲,等.基于消能井井深变化下的竖井溢洪道压强试验研究[J].应用力学学报,2016,33(5)826-832.

Model test analysis of the wall pressure in impacting zone

HAN Hao-ran, TIAN Zhong*, LIU Wen, YANG Xin-wei

(State Key Lab. of Hydraulics and Mountain River Eng., Sichuan Univ., Chengdu 610065.

Email: 190673072@qq.com)

Abstract: Reconstructing the special spillway tunnel into common one would easily lead to the decreasing of cavitation and pressure and worse flow. For solving the above questions, the paper analyzes the discharge, wall pressure, flow field downstream and scour by model test under four different test condition combined with a spillway engineer. The result shows that: in all test condition, the wall pressure is positive, the cavitation number does not decrease clearly and the water level downstream would not affect the pressure in tunnel; besides, with the decrease of pressure slope height, the discharge and fluctuation pressure would reduce and the wall pressure would increase; the flow downstream would turn to the center of river so as the scour.

Key words: spillway tunnel; pressure slope; pressure; scour

不同堰长比的 L 型溢流堰泄流能力试验及数值模拟研究

李映瑾, 田忠, 韩浩冉, 杨欣伟

(四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都, 610065, Email:838267115@qq.com)

摘要: L型溢流堰是实际工程中常见的一种堰型, 为研究L型溢流堰长、短堰长之比对泄流能力的影响, 对L型溢流堰的水力特性进行了试验及数值模拟计算。试验设计了3种不同堰长比(0.18~0.43)的L型溢流堰, 对其泄流能力进行测量, 计算得出L型溢流堰的流量系数, 结果表明: 不同堰长比的L型溢流堰的流量系数随堰上水头的变化范围及变化趋势基本一致, 在试验范围内, 堰长比对泄流能力影响不显著; L型溢流堰的淹没度小于0.65时不影响溢流堰的泄流能力。数值模拟结果表明, L型溢流堰水头损失发生在转角处的剪切区, 对于不同的堰长比, 转角处的流速梯度及紊动强度差异不显著, 这也解释了不同堰长比流量系数差别不大的原因。

关键词: L型溢流堰; 泄流能力; 流量系数; 数值模拟; 淹没度; 侧槽溢洪道

1 引言

侧槽溢洪道具有减少工程量、地形适应性强的特点, L 型溢流堰侧槽溢洪道整体布置在库岸, 水流从 L 型溢流堰的长短两边溢流, 溢流宽度相比常规溢洪道要长, 提高了溢洪道的泄流能力, 常应用于实际工程中。文献[1]至文献[4]对侧槽溢洪道的水力设计、泄流能力、水面线计算、优化设计等进行了研究。文献[5]分析了 L 型溢流堰侧槽溢洪道的泄流能力, 并进行水面线计算, 同时将高、低水位下的泄流能力及槽首淹没度的试验值与理论值作对比, 为工程提供了设计方案。文献[6]中计算推导了 L 型溢流堰侧槽溢洪道的下泄流量, 用差分法、积分法推求了溢洪道的水面线, 并与试验值进行对比, 结果表明计算的泄流能力曲线与试验所得吻合; 差分法计算水面线虽过程繁琐, 但适用性广, 积分法简便但只能用于设计一个新侧槽, 不能用于校核已建侧槽的泄流能力。

由于 L 型溢流堰结构、堰型较为复杂, 当前对于 L 型溢流堰泄流能力缺少系统研究。本研究设计了 3 种不同长短堰长之比的 L 型溢流堰, 通过数值模拟与试验研究, 获得其泄流能力的变化规律及淹没条件, 为 L 型溢流堰的水力设计提供依据。

基金项目: 国家重点研发计划资助(2016YFC0401603) 四川省青年科技创新团队专项计划(2016TD0020)

作者简介: 李映瑾(1994-), 女, 硕士研究生, 研究方向为水工水力学, E-mail: 838267115@qq.com

通讯作者: 田忠(1977-), 男, 博士、副研究员, 研究方向为水工水力学, E-mail: tianzhong@scu.edu.cn

2 数学模型

2.1 控制方程

采用 RNG κ - ε 紊流模型，其中 κ 方程为：

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i k)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right] + G - \rho \varepsilon \quad (1)$$

ε 方程为：

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i \varepsilon)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right] + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} G - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (2)$$

其中：

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (3)$$

$$G = \mu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (j=1, 2, 3) \quad (4)$$

式中， ρ 为体积分数加权平均的密度； u_i 为 x_i 方向的速度分量； μ 为体积分数加权平均的分子黏性系数； μ_t 为紊动黏性系数； G 为平均速度梯度引起的紊动能产生项； ε 为紊动耗散率； σ_k 、 σ_ε 分别为 κ 、 ε 的紊流普朗特数； $C_{1\varepsilon}$ 、 $C_{2\varepsilon}$ 均为 ε 方程中的常数。各常数在 RNG κ - ε 紊流模型中取： $C_\mu=0.09$ ， $C_{1\varepsilon}=1.44$ ， $C_{2\varepsilon}=1.92$ ， $\sigma_k=1.0$ ， $\sigma_\varepsilon=1.3$ 。

2.2 网格划分及边界条件

数值模型的计算区域包括部分水库库区、溢流堰、侧槽段、调整段、泄槽段，模型总长为 6m。计算模型的网格整体划分如图 1 所示。网格剖分采用结构化网格，计算网格单元数约 11 万，网格最小尺寸是 0.001m。边界条件设置：①进口边界，入口设置为压力进口，采用 UDF 来控制上游堰上水头；②出口边界，下游出口边界条件设置为自由出流。

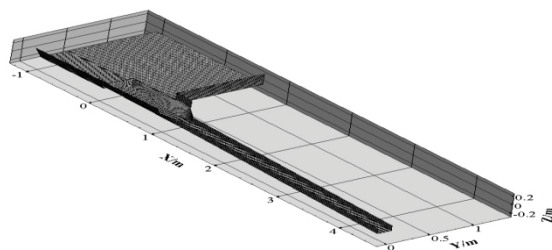
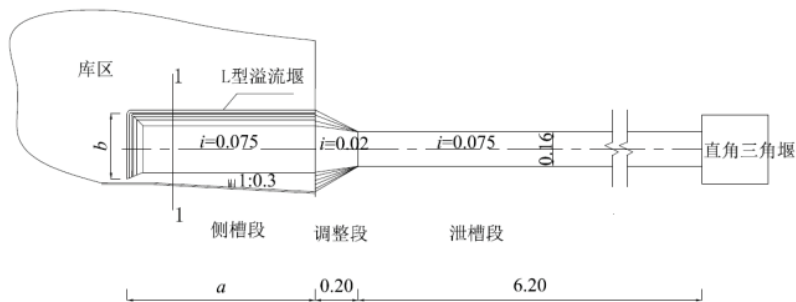


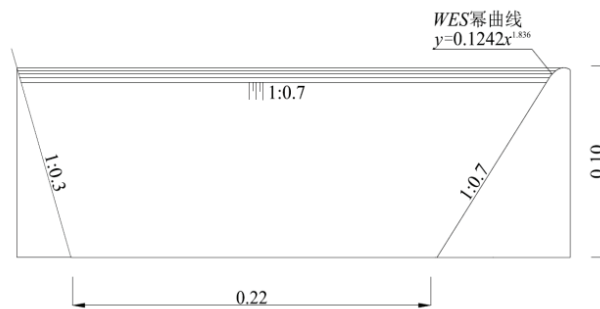
图 1 L 型溢流堰整体网格划分

3 试验装置及测试手段

L 型溢流堰为 WES 实用堰，堰面曲线 $y=0.1242x^{1.836}$ ，上游面铅直，溢流曲线下部的直线段坡度为 1: 0.7。L 型溢流堰上游堰高为 0.1m，长短两堰之间的夹角为 90°，长、短堰交接处用 $R=0.4H_d$ 的圆弧连接 (H_d 为设计水头)。侧槽靠岸一侧为贴坡式边墙，坡度为 1: 0.3，侧槽底坡 $i=0.075$ ，槽宽为 0.22m。侧槽末端连接调整段，调整段长 0.2m，底坡 $i=0.02$ ，之后接泄槽段。泄槽段长 6.2m，宽度为 0.16m，泄槽底坡 $i=0.075$ ，边墙高 0.08m。试验段均采用有机玻璃制作，采用直角三角薄壁堰测量流量(测量精度为 0.10L/s)，LGY-II 型智能流速仪测量流速(测量精度为 0.50cm/s)，钢尺测量水深(测量精度为 1mm)，水位测量采用测针测量 (测量精度为 0.1mm)。



(a) L 型溢流堰侧槽溢洪道平面布置



(b) 1—1 剖面

图 2 L 型溢流堰侧槽溢洪道布置图 (单位: m)

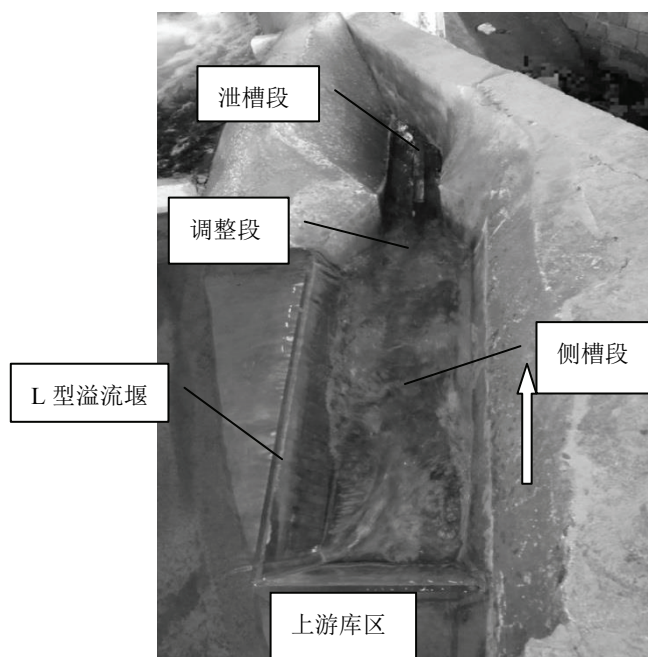


图 3 L 型溢流堰侧槽溢洪道试验装置

4 结果及分析

4.1 试验及数值计算体型

试验设计了 3 种不同长、短堰长之比的 L 型溢流堰， b/a 分别为 0.18、0.25 及 0.43， a 为平行于侧槽水流方向的长堰长度， b 为垂直于侧槽水流方向的短堰长度。数值计算了 b/a 分别为 0.1、0.5 的两种体型。试验及数值计算体型参数见表 1。

表 1 试验及数值计算体型参数

体型	平行于侧槽水 流方向堰长 a/m	垂直于侧槽水 流方向堰长 b/m	L 型溢流堰总 长度/ m	备注
$b/a=0.43$	0.70	0.30	1.00	试验
$b/a=0.25$	0.80	0.20	1.00	试验
$b/a=0.18$	0.85	0.15	1.00	试验
$b/a=0.10$	0.91	0.09	1.00	数值计算
$b/a=0.50$	0.67	0.33	1.00	数值计算

4.2L 型溢流堰泄流能力

L 型溢流堰的堰上水头与下泄流量关系对比如图 4 所示。从图 4 中可以看出，计算值与试验值吻合较好，变化趋势基本一致，随着堰上水头的增加，下泄流量加大，并且同一堰上水头下的泄流量相差不大。

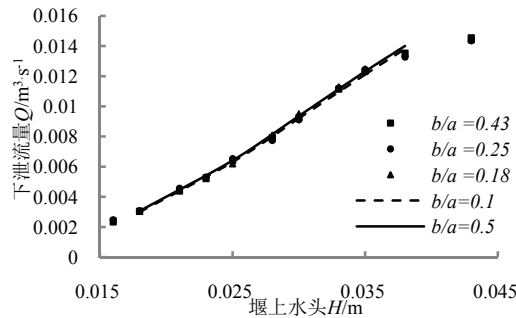


图 4 下泄流量 Q ~堰上水头 H 关系对比

对于 L 型溢流堰，其流量系数按下式计算：

$$m = \frac{Q}{b\sqrt{2g}H_0^{3/2}} \quad (5)$$

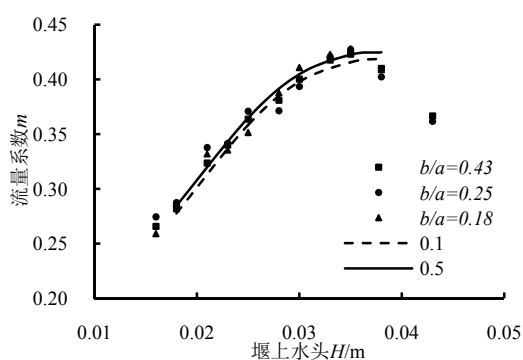
式中， m 为流量系数； Q 为溢流堰下泄流量； b 为溢流堰堰长； H_0 为考虑行近流速的溢流堰堰上全水头。

由于实测及数值计算的行近流速值较小，计算出的流量系数与不计行近流速水头时的流量系数差别非常小，所以最终计算的流量系数未考虑行近流速水头的影响。从图 5 中可看出数值计算的两种体型的流量系数大小随着堰上水头的变化趋势与试验所测基本一致，先随着堰上水头增大而增大，当增加到一定程度时，流量系数反而减小。

图 5 中数值计算结果显示，两种体型的流量系数差别不大，且不超过 3%。由表 2 可知，3 种试验体型的 L 型溢流堰流量系数均在 0.259~0.428 之内，在同一堰上水头下，3 种试验体型的流量系数差别不超过 6%。数值计算与试验所得流量系数差别在 3%之内，考虑到试验测量时存在一定的误差，可认为计算值与试验值相吻合，因此当堰高、堰型及总长度一定时，L 型溢流堰的流量系数差别不大，长短堰长之比对泄流能力的影响不显著。

表 2 三种试验体型在不同堰上水头下的流量系数

堰上水头 H/m	流量系数 m		
	$b/a=0.43$	$b/a=0.25$	$b/a=0.18$
0.016	0.266	0.274	0.259
0.018	0.283	0.288	0.282
0.021	0.324	0.338	0.332
0.023	0.340	0.342	0.335
0.025	0.364	0.371	0.351
0.027	0.381	0.372	0.388
0.030	0.400	0.394	0.411
0.033	0.418	0.421	0.423
0.035	0.423	0.427	0.428
0.038	0.410	0.402	0.409
0.043	0.367	0.362	0.363

图5流量系数 m ~堰上水头 H 关系曲线

4.3 L 型溢流堰的水头损失机理

图 6 为 L 型溢流堰在堰上水头为 0.118m 时， $Z=1.115m$ 断面的计算水流流场，从图 6 中可得，两种体型在堰的转角（ $X=0$ 、 $Y=0.33m$ ）处的水流流场相比于平行于侧槽水流方向溢流段处较为紊乱，水流在转角处产生局部水头损失，因此可解释数值计算及试验所得的 L 型溢流堰的流量系数小于相同堰型的曲线形实用堰的流量系数。同时可得两种体型在 L 型堰的转角处的流速分布情况大致相同，流速梯度相差不大，这也再次证实了长短堰长之比对泄流能力的影响不显著。

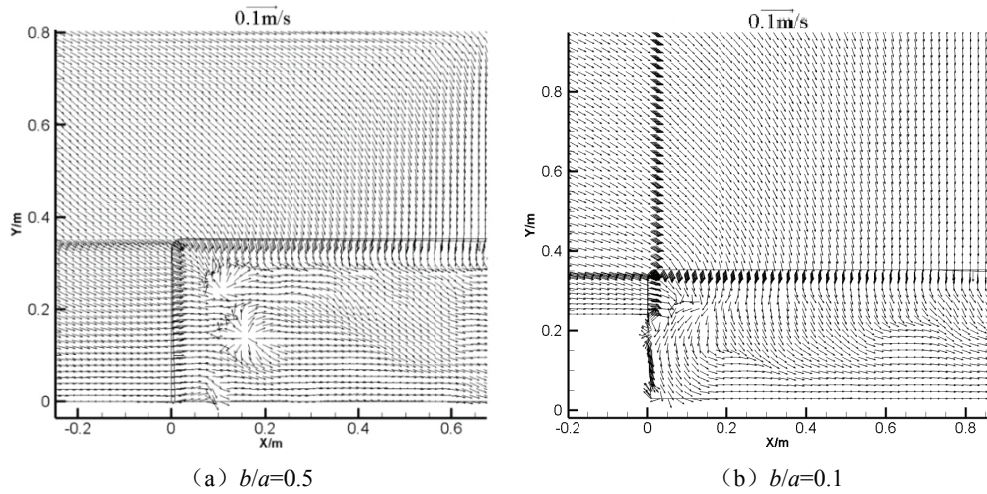


图 6 L 型溢流堰计算水流流场

图 7 为两种数值计算模型在同一堰上水头 0.118m 时, $Z=1.115\text{m}$ 断面的紊动能耗散率分布图, 由图 7 可知两种 L 型溢流堰的转角处的紊动能耗散率相比平行于侧槽水流方向溢流段处较大, 且体型 $b/a=0.1$ 比体型 $b/a=0.5$ 在转角处的紊动能耗散率的值较大, 因此可解释在同一堰上水头下体型 $b/a=0.1$ 的数值计算流量系数值比 $b/a=0.5$ 的小。

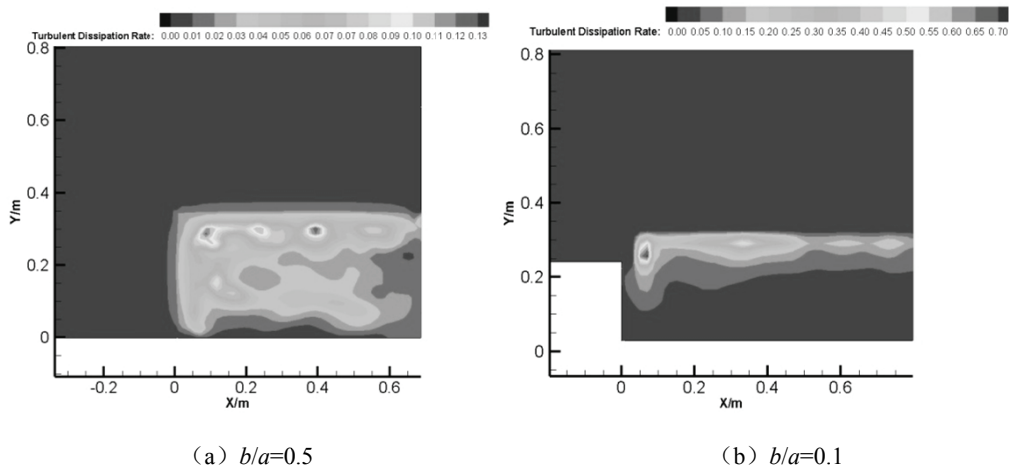


图 7L 型溢流堰计算水流流场

4.4L 型溢流堰的淹没度

当侧槽内发生淹没时, 流过堰顶的水流受到下游水位的顶托作用而导致溢流堰的泄流能力降低。为不影响溢流堰的泄流能力, 应保证溢流堰为自由出流 (淹没系数 $\sigma_s=1.0$), 对于 L 型溢流堰应该满足

$$h_s \leq kH_d \quad (6)$$

式中, h_s 为从堰顶算起的侧槽槽首水深; k 为临界淹没度; H_d 为设计水头 ($H_d=0.04\text{m}$)。侧槽槽首水深近似取距侧槽底部起点约 2 倍底宽处的水深。

图 4 和图 5 中三种试验体型在堰上水头约为 0.035m 时流量及流量系数存在明显的拐点, 从图中得知拐点以下为自由出流, 拐点以上为淹没出流。结合表 2 和表 3 可知当堰上水头为 0.035m 时, 三种体型的流量系数此时已达到最大值, 淹没系数 σ_s 为 1.0; 之后随着堰上水头的增大, 淹没度增加, 淹没系数减小, L 型溢流堰的泄流能力受到一定的影响, 流量系数随之减小。据此计算, $b/a=0.43$ 、 $b/a=0.25$ 、 $b/a=0.18$ 三种体型的临界淹没度 k 分别为 0.650、0.675、0.675, 可认为当淹没度小于 0.650 时 L 型溢流堰的过流能力不受淹没度的影响, 文献[5]中指出当侧槽槽首淹没度为 0.7 时 L 型溢流堰泄流能力与自由泄流时相差不大, 本试验结论与文献[5]基本吻合。

由表 3 可知, 当堰上水头大于 0.035m 时, L 型溢流堰淹没度大于 0.65 (即为淹没出流), 此时 b/a 越小, 淹没度越大, 这是由于从长堰 a 下泄的水舌跌落底板后在侧槽内水流方向发生转折, 形成旋滚, 雍高侧槽水位, 之后又沿侧槽方向流入下游。因此当长堰 a 越大, 在侧槽内的雍水作用越明显, 淹没度就越大, 而此时体型 $b/a=0.43$ 可获得相对较高的流量系数, 为了使 L 型溢流堰发生淹没出流时, 淹没度对其泄流能力不会造成太大的影响, 应适当控制平行于侧槽水流方向的堰长。

对于 WES 曲线形实用堰, 当满足下列条件时, 过堰水流为自由出流。

$$h_s/H_0 \leq 0.15 \text{ 及 } P_2/H_0 \geq 2^{[7]} \quad (7)$$

式中, h_s 、 H_0 的意义同上; P_2 为下游堰高, 此处近似取距侧槽底部起点约 2 倍底宽处的堰高。

如果利用公式 (7) 判定 L 型溢流堰的出流情况, 三种体型在堰上水头为 0.035m 时已发生淹没, 理论上在该工况下 L 型溢流堰的泄流能力将受到一定的影响, 流量系数将会有所减小。然而三种体型根据试验计算所得的流量系数在该水头下已达到最大值; 之后随着堰上水头的增大, 流量系数才减小。因此 L 型溢流堰在该判别范围外也存在自由出流的情况。故当利用公式 (7) 判别出流情况时, 不仅应考虑溢流堰的布置方式、所处的地形、过流断面的形状、侧槽底坡的大小, 以及下游水位等因素对下泄能力的影响, 还应结合工程的实际布置及运行情况来判断对溢流堰泄流能力产生影响的淹没度及工作水头。

表 3 侧槽槽首实测水深及淹没系数

试验体型	堰上水头 H/m	堰上全水头 H_0/m	侧槽槽首水深 h/m	h_s/H_d	h_s/H_0	P_2/H_0	流量系数 m	淹没系数 σ_s
$b/a=0.43$	0.035	0.035	0.150	0.650	0.714	3.540	0.423	1.000
$b/a=0.25$	0.035	0.035	0.151	0.675	0.742	3.540	0.427	1.000
$b/a=0.18$	0.035	0.035	0.151	0.675	0.742	3.540	0.428	1.000
$b/a=0.43$	0.038	0.038	0.153	0.725	0.763	3.261	0.410	0.969
$b/a=0.25$	0.038	0.038	0.154	0.750	0.789	3.261	0.402	0.941
$b/a=0.18$	0.038	0.038	0.154	0.750	0.789	3.261	0.409	0.956
$b/a=0.43$	0.043	0.043	0.157	0.825	0.767	2.882	0.367	0.868
$b/a=0.25$	0.043	0.043	0.157	0.825	0.767	2.882	0.362	0.848
$b/a=0.18$	0.043	0.043	0.158	0.850	0.790	2.882	0.363	0.848

5 结论

通过对 L 型溢流堰的水力特性进行数值计算及试验研究，得出以下结论。

(1) 两种数值计算体型及三种试验体型的流量系数均随堰上水头的增大而增大，之后又随之减小。不同体型的流量系数差别不超过 6%。数值计算及试验所测的流量系数相差最大不超过 3%，数值计算与试验吻合较好。

(2) L 型溢流堰水头损失发生在转角处的剪切区，对于不同的堰长比，转角处的流速梯度分布及紊动强度差异不显著，由此可解释当堰高、堰型及总溢流长度一定时，不同堰长比 (3) 流量系数差别不大，也即 L 型溢流堰堰长之比对其泄流能力的影响不显著。

三种试验体型的 L 型溢流堰的淹没度小于 0.65 时，可视为自由出流，淹没系数为 1.0。

参考文献

- 1 刘发智, 张法星, 王超, 等.侧槽式溢洪道水流的紊流数值模拟研究[J].水电能源科学, 2011, 29(4): 95-98.
- 2 陈小燕, 易仲强, 王嘉斌.侧槽洞式溢洪道水工模型试验及设计优化研究[J].水利规划与设计, 2017(8): 155-157.
- 3 陈菊清, 黄纪忠.侧槽溢洪道变量流段水面衔接的计算与控制[J].武汉水利电力大学学报, 1997, 30(6): 41-44.
- 4 杨顺玉.侧槽溢洪道缓直缓弯调整段水力特性研究[J].人民长江, 2009, 40(21): 37-39.
- 5 赖勇, 唐毅, 顾锡春, 等.L形溢流堰侧槽溢洪道水力设计与试验研究[J].水利与建筑工程学报, 2010, 8(2): 80-82.

- 6 以体仁.永福县华山水库侧槽溢洪道加固设计[J].广西水利水电, 1990, (2): 39-45.
7 吴持恭.水力学[M].北京: 高等教育出版社, 2007.

Experimental study on discharge capacity of side channel spillway of L style weir

LI Ying-jin, TIAN Zhong, HAN Hao-ran, YANG Xin-wei

(State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu, 610065. Email: 838267115@qq.com)

Abstract: Side channel spillway of L style weir is a common layout in the actual engineering. Based on hydraulic characteristics experiment and numerical simulation, discharge capacity of L style weir with different length ratio was introduced. The discharge was measured in order to calculate the discharge coefficient. The results show that there is the same variation range and tendency of three L style weirs on discharge coefficient with different weir heads. The influence of the length ratio on the discharge capacity is not significant. When the submerged degree is less than 0.65, it does not affect the discharge capacity of L style weir. The numerical simulation shows that head loss occurred at the corner of L style weir. The difference of velocity gradient and turbulence intensity at the corner is not significant for different length ratio, this helps explain the small difference in discharge coefficient on different L style weirs.

Key words: L style weir; Discharge capacity; Discharge coefficient; Submerging degree; Numerical simulation; Side channel spillway

突扩型进口浅水垫消力池底板附加挑流结构 水力特性研究*

唐玉川¹, 李连侠¹, 廖华胜², 张法星¹, 李秋林¹, 魏晶晶¹,
易文敏¹, 沈焕荣¹

(1.水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都 610065, Email: 2050915048@qq.com; 2.密歇根州立
大学, 美国密歇根州 48824)

摘要: 浅水垫消力池具有比传统消力池临底流速低, 对下游水位要求低等优点, 进口采用突扩型式后, 增加了消力池尺寸, 消能效果更好, 但消力池进口易形成空腔区, 为充分增加池内消能水体, 在池内增加了挑流结构。本研究借助某工程实例, 采用物理模型与数值模拟相结合的方法, 对突扩进口型浅水垫消力池底板附加挑流结构消能工的水力特性进行了研究。结果表明, 池内的挑流消能工, 可以有效地改善池内流态, 使得池内前部消能水体增加, 挑流坎前后均能形成强烈漩滚, 消能效果明显增加。本研究成果丰富了浅水垫消力池的结构型式。

关键词: 消能; 浅水垫消力池; 突扩; 挑流结构

1 前言

目前坝下主要的消能方式有底流消能、挑流消能、面流消能和消力戽消能。其中, 底流消能是常见的消能方式。其特点是流态稳定、消能效率高、尾水波动小、泄洪不产生雾化^[1-2]。但在高水头、大流量的情况下, 因临底流速很大常常会对消力池底板造成冲刷破坏, 影响消力池的正常使用。浅水垫消力池就是在常规消力池的基础上增加一浅水深的水垫塘, 将水垫塘与消力池相结合, 从而能够有效地降低消力池临底流速和脉动压强, 保证消力池的运行安全。关于浅水垫的研究, 苏沛兰等^[3]比较了浅水垫消力池与常规消力池, 得出浅水垫消力池有流态稳定、临底流速低、消能效率高、出池水流平稳等优点。李连侠^[4]进行了不同进口形式对浅水垫水力特性的影响研究, 结果表明进口形式对浅水垫消力池的影响很大, 合适的进口形式可以使得消能效果良好。褥勇伸等^[5]对浅水垫消力池进行了数值模

*基金项目: 国家自然科学基金(51079091, 51209154)、国家重点研发计划课题(2016YFC0401705)、四川省青年科技创新团队专项计划资助(2016TD0020)资助

拟研究得到了数值模拟与模型试验结果吻合较好的结果。浅水垫与跌坎消力池在形式上有类似,孙双科等^[6]研究表明,跌坎深度直接影响消力池的临底流速、水流流态以及消能率等问题。跌坎深度过大,下泄水流不易潜底,在消力池中形成面流或混合流,消能效果差;跌坎深度过小,主流容易潜底,造成临底流速大,对消能效果和消能工的安全稳定极为不利。另外,许多学者对消力池的进口方式以及消力池内的消能结构进行了研究^[7-10]。对于突扩型消力池进口,增大突扩比能有效降低消力池内最大临底流速和最大临边流速,但突扩比过大,对降低底板和边墙水力学指标有限,而且直接影响了工程造价^[11]。

以上只是考虑单个方面的影响,本研究基于某工程实例,同时考虑到突扩型进口并附加挑流结构在浅水垫消力池内的应用,采用物理模型与数值模拟相结合的方法研究这种新型浅水垫消力池内水流的水力特性,同时比较了底板加挑流结构与不加挑流结构对消力池水力特性的影响。

2 研究方法

2.1 模型试验

模型试验采用正态模型,几何比尺为 1:40,按照重力相似准则设计。试验模型由溢洪洞进口引渠段、控制段、抛物线段、陡坡泄槽段、反弧段、泄槽下平段、消力池入口段及消力池段组成。其中,溢洪洞与消力池之间采用长 29.68m 半径为 20m 的圆弧段衔接,消力池入口处高程为 3258.14m,底板高程为 3252.5m,出口底板高程为 3262.5m。消力池长度为 85m,宽度为 20m,高度为 19.5m。在距离消力池入口下游 30m 处(Y0+30.00)有一长为 20m,高为 2m 的三角形挑流结构,在消力池末端处(Y0+75.00)有一长为 10m,高为 5m 的三角形尾坎。消力池的结构见图 1。消力池模型采用高质量的有机玻璃制作,其糙率 $n=0.008$,而原型混凝土抹面糙率 $n_p=0.011\sim 0.017$,按照相似比尺 $\lambda_n=1.849$,计算出模型糙率 n_m 应在 0.0070 和 0.0092 之间,平均值为 0.0081,因此采用有机玻璃模拟,基本上能够满足糙率相似要求。

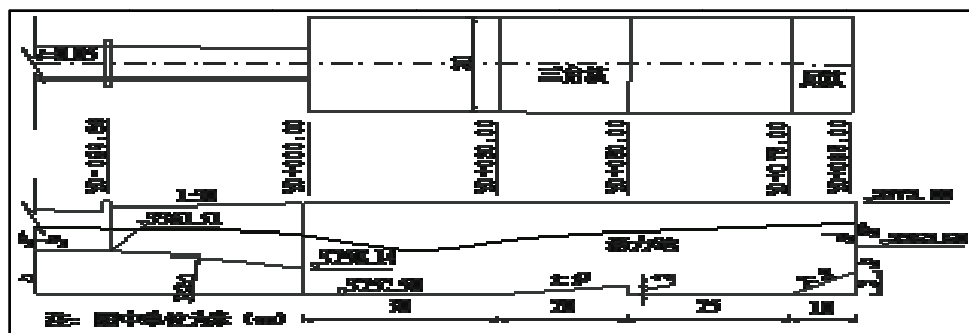


图 1 消力池结构示意图

试验工况包括消能防冲、设计洪水及校核洪水 3 种工况,其流量分别为 $436\text{m}^3/\text{s}$ 、 $567\text{m}^3/\text{s}$ 和 $616\text{m}^3/\text{s}$,库水位分别为 3398m、3398m 和 3399.16m,跃前弗汝德数分别为 5.55、5.53

和 5.28。主要分析内容为消力池内流态、水面线、流速、压力等水力特性。水面线采用断面左、中、右水深平均值法，流速测量采用智能流速仪，时均压力测量采用测压管法。

2.1 数值模拟

为了得到更为详细的消力池内部水力学特性数据，同时也为了检验物理模型试验数据的可靠性，采用 FLUENT 软件对消能防冲工况进行数值模拟研究，计算边界条件采用模型试验得到的数据。考虑到消力池内水流的强烈紊动性与水流各向异性，采用 RNG $k-\epsilon$ 双方程湍流模型进行数值模拟^[12]，自由界面采用 VOF 方法^[13]。

数值计算区域包括消力池进口上游 57.35m，消力池段 85m，以及消力池下游 160m，总 302.35m，计算区域绝大部分用结构化网格，模型网格总数为 30 万，因消力池内水流紊动强烈，为了准确捕捉到水面的变化以及局部流场的分布情况，将计算网格进行加密，最小网格尺寸为 0.1m。

计算工况为消能防冲工况，分别模拟了消力池内有无三角形挑流坎两种情况。边界条件的设置情况如下：进口以水面为界分为上下两个部分，上部为压力进口，压力为大气压，其流体体积分数为 0；下部为速度进口，速度大小是 28m/s，流体体积分数为 1。出口边界条件为压力出口，断面水深为 3.5m，用 UDF 作为下游水深控制条件。模型顶部为压力进口，压力为大气压，流体体积分数为 0；其它部分为默认的非滑移固壁边界条件。计算区域和网格划分如图 2 所示。

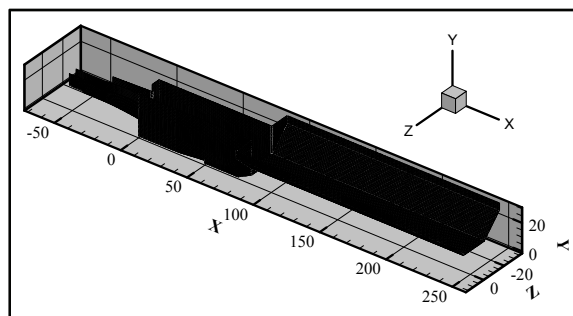


图2 计算区域及网格划分示意图

3 模型试验与数值模拟结果分析

3.1 流态

图 3 为试验观测到的消力池内水流流态，可以看到，3 种工况下消力池内水流紊动强烈，水流在三角坎上部形成了回旋区，消力池前部有大量气体掺入，进口两侧突扩区域内基本被水体充满，消力池内水流流态良好，消力池出池水流平稳。3 个工况的流态基本一

致，只是随着流量的增大，消力池尾部的水流顶冲现象开始逐渐增大。图 4 为消能防冲工况数值模拟流态对比。图 3 和图 4 中加三角坎消能防冲工况下的模型试验与数值模拟流态结果基本一致。对比图 4 消能防冲工况下有无三角挑坎数模结果，可以看到未设置三角坎，跃前水深较低，水跃向下游移动，池内后部水面明显偏高，消力池内整体呈现面流流态，池内水面波动大，出池水流水面跌落显著，下游水面波动大；消力池内增加了三角坎后，池内水跃流态良好，水流紊动强烈，池内水面较为均匀，池后水面降落小。

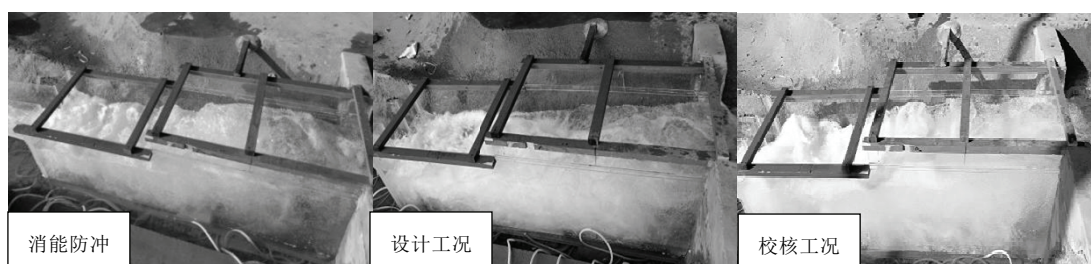


图 3 模型试验流态照片

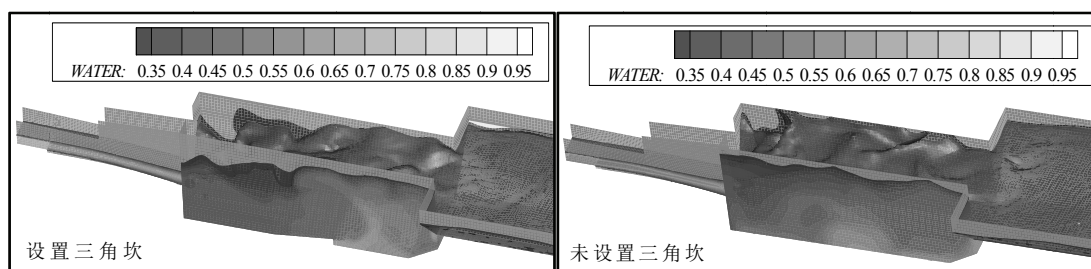


图 4 消能防冲工况数值模拟流态对比

3.2 水面线

三种试验工况下沿中轴线水面线（图 5）沿程变化趋势一致，随着流量的增大水面线逐渐增高，水面线在消力池入口段沿程略有降低，然后在消力池前段发生水跃水面上升，在三角挑流坎后水面高程达到最大值，而后水面平稳下降。数值模拟的结果与试验结果基本相似。在有无挑流结构对比方案下（图 6），未设置挑流结构时水面在消力池内波动大，水跃发生位置在消力池后半段，消力池内水体旋滚剧烈，水面变幅大，跃后水深加大，水跃段中的高速水流间歇性的向水面蹿升，跃后水面波动大并向下游传播，下游水面波动也大，水深也加大，有挑流结构时，池内水深较为均匀，跃后水深降低。

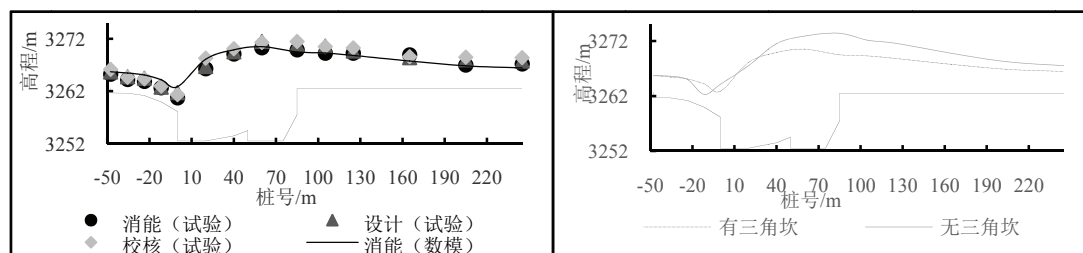


图5 不同工况下水面线沿程变化图 6 消能防冲工况有无挑流结构水面线对比

3.3 流速

图7为消力池中轴线的流速纵剖面图。消力池内有挑流三角坎（图7左）时，水流进入消力池后，流线弯曲，在浅水垫的作用下，流线方向调整，主流方向与底板平行，在跌坎附近下游形成小的水流回旋区，附加的挑流结构让底部的水流方向改变，在水流上部形成巨大的水流回旋区，水舌上下形成两个水流回旋区，充分利用了浅水垫内水体，增加了消能效果；另外还增加了消力池前半段的水深，使水跃主要发生在前半段，跃后形成降水曲线与下游水面平滑连接。在附加挑流结构的工况下，消力池前半段流速大概在28m/s左右，在三角坎部位局部出现32m/s，消力池后半部分流速大部分在10m/s以下，局部出现20m/s。而未加挑流结构（右图），水跃主要发生在消力池中后段，由于水跃不稳定，水跃段在消力池内来回变动，因此水面在消力池内波动变化大，下游水位受到出池水流的影响变幅加大。同时，消力池前半段流速大概在30m/s，局部出现34m/s，而消力池后半段流速也都在10m/s以上，局部出现22m/s。从图中可以看到，消力池内水流旋滚没有那么强烈，在消力池出口处顶冲现象比较明显。对比有无三角坎结构流速图，可以看到，有三角坎时，主流区相对分散，不像无坎时那样集中，水流在三角坎上部产生了小漩涡，在三角坎后也产生了局部回流，这些小漩涡的存在加强了水流的紊动，增加了水体的消能效果。

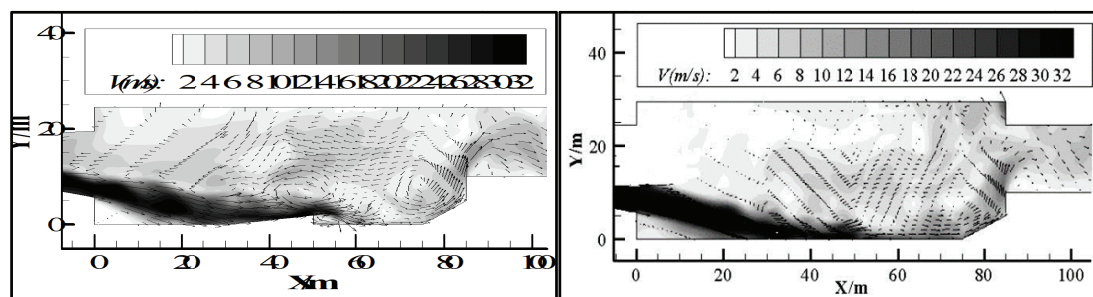


图7 消力池内有（左）无（右）挑流结构流速对比

3.4 压力

模型试验与数值模拟计算的底板压力分布见图8。三种工况下时均压力的沿程变化趋势一致，即随着流量的增大，时均压力也逐渐增加。时均压力的变化趋势基本与水深一致，

在消力池末端达到最大。数值模拟的结果与试验结果基本吻合，消力池后半部分数值模拟的结果比试验结果偏小。时均压力值在消力池三角坎处达到极大值，由此可知水流在三角坎部位形成了压力冲击区，将入池水流的动能转化为压能，说明浅水垫起到了缓冲的作用。在消力池后部处出现了时均压力极小值，该处水流的压能转化为动能进而转化为势能。图 8 为消能防冲工况下有无挑流结构数模对比结果，两种情况底板总压（静力+动压）总体变化趋势一致，但未附加三角形挑坎时，水流冲击区及其下游区域的总压偏大，原因在于未附加挑流结构消力池后半段的水深大，且最大入池流速比加挑流结构大，加三角坎后消力池前部水流消能充分，冲击区流速变小，从而冲击动压小于无坎时的冲击动压。

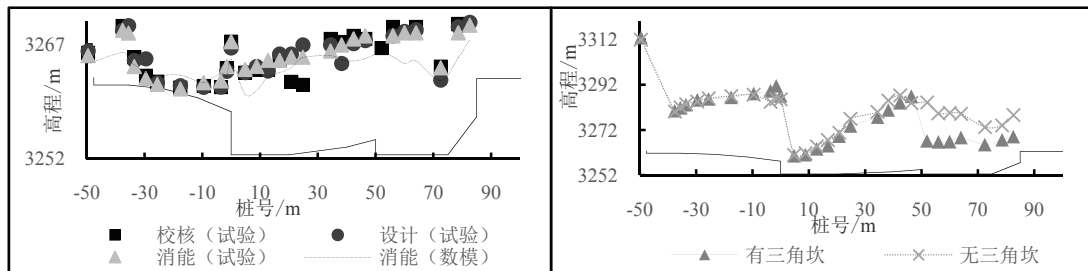


图 7 不同工况底板压力沿程变化

图 8 消能防冲工况有无挑流结构总压对比

3.5 出池流速与消能率

表 1 为消力池出口下游不同断面的流速结果，三个工况下流速的变化趋势基本一致，即消力池出口处流速最大，随着水流流向下流，流速呈波动式衰减趋势。三种工况下水流的出池流速都在 8m/s 以下，出池流速表层大于底部，底部流速在池后 12m 断面已经降至 5m/s 以下，不会对下游河道造成冲刷破坏。

消力池消能率根据 $\eta = (E_1 - E_2) / E_1$ 计算，选取消力池底板为计算基准面， E_1 为上游断面（图 1 中 1-1 断面）处水流能量， $E_1 = Z_1 + h_1 + \alpha_1 v_1^2 / 2g$ ； E_2 为消力池出口下游断面（图 1 中 2-2 断面）处水流能量， $E_2 = Z_2 + h_2 + \alpha_2 v_2^2 / 2g$ ； Z_1 为上游断面处底板与基准面高差； Z_2 为消力池出口断面处底板与基准面高差； h_1 和 h_2 分别为上、下游断面水深； v_1 和 v_2 分别为上、下游断面处的平均流速； α_1 和 α_2 为上、下游断面的流速系数，计算时均取 1。三种工况下的消力池消能率计算结果见表 2。

表 1 模型试验工况流速与数模结果

工况	部位	消力池出口 / (m/s)	消力池出口 12m / (m/s)	消力池出口 24m / (m/s)	消力池出口 36m / (m/s)
消能	表层	5.22/5.66	5.38/7.10	3.38/5.03	4.03/6.41
	底层	2.95/3.80	2.19/2.38	3.74/5.22	3.76/5.38
设计	表层	6.37	5.59	4.61	5.22
	底层	4.49	3.72	3.73	4.19
校核	表层	7.38	6.08	4.21	5.87
	底层	5.28	2.63	2.89	3.97

注：斜线后是数值模拟数据

表 2 不同工况下消力池的消能率

方案	消能防冲工况	设计工况	校核工况	无三角坎消能工况
入流 Fr	5.55	5.53	5.28	4.86
消能率/%	66.62	66.82	67.06	52.71

从表 2 可以看出，三种工况下，消力池入流弗汝德数均在 4.5~9.0 之间，属于稳定水跃，消能率随着跃前弗汝德数的减小而略有增大，消能率都在 60% 以上，而无三角坎在消能防冲工况下的消能率为 52.71%，比相同工况下低了 13.91%，说明增加了挑流结构增加了消能率，也说明了突扩型进口浅水垫附加挑流结构消能率较高，这种结构设计是合理可行的。

4 结论

本研究通过模型试验和数值模拟结果对增加池内挑流结构的突扩型进口浅水垫消力池的水力特性进行了详细的研究，结果表明，突扩型进口消力池内增加了挑流结构后，进口两侧突扩区域内水体增加，消力池有效尺寸增加，池内水面分布更加均匀，对下游的水深要求降低；池内挑坎将水流分为两个区域，增加了消力池内的漩滚个数，在坎上下游均形成了回流区，池内水流紊动区域增加，使消能率比未设置挑流结构增加了 13.91%，出池流速小，大大减轻了下游防冲保护任务。同时降低了消力池临底流速，冲击区的底板总压也显著减小，避免对消力池底板造成冲刷破坏；消力池内的水力特性在几种工况下均有良好的表现，水跃流态完整理想，对上下游边界条件具有较强的适应性。本文的研究成果可为浅水垫消力池的结构优化提供一定的参考。

参 考 文 献

- 1 王海军, 张强, 唐涛. 跌坎式底流消能工的消能机理与水力计算[J]. 水利水电技术, 2008,39(4): 46-52.
- 2 孙永娟, 孙双科. 高水头大单宽流量底流消能技术研究成果综述[J]. 中国水利水电科学研究院学, 2009,07(2): 249-252.
- 3 苏沛兰, 廖华胜, 李天翔, 等. 浅水垫消力池水力特性研究[J]. 四川大学学报科学版, 2009,41(2): 35-41.
- 4 李连侠, 廖华胜, 刘德伟, 等. 进口形式对浅水垫消力池水跃特性的影响[J]. 水力发电学报, 2015,34(5): 58-65.
- 5 褥勇伸, 廖华胜, 李连侠, 等. 浅水垫消力池的数值模拟与实验研究[J]. 水力发电学报, 2010,29(2): 36-41.
- 6 孙双科, 柳海涛, 夏庆福, 等. 跌坎型底流消力池水力特性研究与优化研究, 水利学报, 2005.10
- 7 Katakam V, Rama P. Spatial B-Jump at sudden channel enlargements with abrupt drop[J]. J. of Hydraulic Engineering, 1998,124(6).
- 8 Mossa M, Petrillo A and Chanson H. Tailwater level effects on flow conditions at an abrupt drop[J]. J. of Hydraulic Research, 2003,41(1): 39-51.
- 9 Yausda Y, Takahashi M, Ohtsu I. Discussion on “Tailwater level effects on flow conditions at an abrupt drop” [J]. J. of Hydraulic Research, 2005,43(2): 217-224.
- 10 LI Lian-xia, LIAO Hua-sheng and LIU Da. Experimental investigation of the optimization of stilling basin with shallow-water cushion used for Froude number energy dissipation[J]. Journal of Hydrodynamics, 2015,27(4): 512-529.
- 11 周书建, 王海军, 万芳芳, 等. 跌扩型底流消能工特征流速影响因素试验研究 [J]. 人民黄河, 2014,36(1): 124-126.
- 12 陈庆光, 徐忠, 张永健. RNG $k-\epsilon$ 模式在工程湍流数值模拟计算中的应用 [J]. 力学季刊, 2003,24(1): 81-95.
- 13 Hirt C W, Nichols BD. Volume of fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries [J]. J. Comput. Phys., 1981,39:201-225.

Hydraulic characteristics of trajectory bucket dissipater in the stilling basin with shallow-water cushion with sudden enlargement inlet

TANG Yu-chuan¹, LI Lian-xia¹, LIAO Hua-sheng², ZHANG Fa-xing¹, LI Qiu-lin¹,
WEI Jing-jing¹, YIWen-min¹, SHEN Huan-rong¹

(1.State Key Lab. of Hydraulics and River Engineering, Sichuan University, Chengdu, Sichuan 610065, China,

Email: 2050915048@qq.com ;

2.Michigan State University, East Lansing, Michigan, 48824, USA)

Abstract: The stilling basin with shallow-water cushion (SBSWC) has the advantages of lower bottom velocity than the traditional stilling pool with lower requirement of downstream water level. The energy dissipation rate is increased when the sudden enlargement inlet is adopted to SBSWC to enlarge the size of the basin; invalid cavities with thin or without water body, however, often exist in each side of the inlet. In this study, a trajectory bucket dissipater was built in the middle of the SBSWC to increase the turbulent water body and make full use of the basin. Then hydraulic characteristics of the new type stilling basin were studied by means of the combination of the physical model and the numerical simulation in a practical project. The results show that trajectory bucket in the pool can effectively improve flow regime by increasing the depth of the front part of the pool, and that two strong spiral rolls before and after the bucket exist and the energy dissipation rate rises significantly. The research result of this paper provides more selections for the design of SBSWC.

Key words: Energy dissipation; Stilling basin with Shallow-water cushion; Sudden enlargement inlet; Trajectory bucket dissipater.

尾坎对底流流态影响的数值模拟

汪凯迪, 张建民*

(四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都, 610065, Email:424126524@qq.com)

摘要: 某中水头水利工程, 消能方式为宽尾墩结合消力池底流消能, 在大中流量时, 水跃可以稳定在消力池内, 水流流态较好, 但在小流量时, 在消力池内难以形成稳定水跃, 水流流态较差, 对下游冲刷严重。本研究在某已运行工程基础上, 提出在消力池末端增设尾坎辅助消能的想法, 分别采用物理模型试验与数值模拟方法进行对比研究, 分析得出在小流量时, 于明渠消力池末端增设 8m 高尾坎消能工消能效果明显, 较好地减少对明渠底板及下游冲刷。可为类似工程提供一定借鉴意义。

关键词: 宽尾墩; 底流消能; 尾坎; 数值模拟

1 引言

底流消能是泄水建筑物常用消能方式之一, 其通过在建筑物下游采取一定的工程措施, 控制水跃发生的位置, 通过水跃产生的表面旋滚和强烈的紊动使水跃段内有较大的能量损失, 从而达到消能的目的。底流消能的效率与水跃跃前断面的弗汝德数(Fr)密切相关。一般来说, Fr 越大, 消能效率越高; 反之, 消能效率越低^[1]。当 $4.5 \leq Fr \leq 9.0$ 时, 水跃的消能效率高 ($K_j=44\% \sim 70\%$), 同时水跃稳定, 跃后水面比较平静, 因此工程中利用水跃消能一般要求其 Fr 位于此范围内^[2]。但当 $Fr < 4.5$ 时, 泄水建筑物下游通常形成不稳定水跃, 一般将之称为低弗汝德数水跃。此种低弗汝德数水跃的特点是: 消能率低, 时均效能率一般为 20%~40%, 水跃段中的高速底流间歇地向水面蹿升, 跃后水面波动大并向下游传播, 冲刷、淘蚀下游河道及两岸岸坡, 对下游河床产生严重冲刷破坏。若下泄水流中掺杂粗颗粒推移质时, 常对消力池底板形成磨蚀破坏^[3]。

长期以来, 低弗汝德数底流消能一直是困扰人们的一个相当棘手的问题, 许多工程实例表明运用多级消力池消能是解决低弗汝德数水流小能不充分的有效方法之一^[4], 通过消力池的多级消能可提高消力池的消能率, 使水跃稳定, 出池水流流速降低, 从而减轻对消

基金项目: 本文得到四川省青年科技创新团队专项计划资助 (2016TD0020)

通讯作者: 张建民, E-mail: 424126524@qq.com

力池底板以及下游河床的冲刷。此外，还可以通过在消力池内加一些辅助消能工来提高消能效率。目前国内外针对低弗劳德数水流消能提出了很多可以借鉴的工程实例，例如美国垦务局的 USBRIV 型消力池、安东尼奥试验的 SAF 型消力池以及国内的消力墩、消力梁、分流墩、消能掺气墩等，在辅助消能上均有很好的效果^[5-6]。

对于实际工程中低弗劳德数底流消能工程优化的思路通常是以恒定流为依据，设计优化消力池体型以及必要时加设辅助消能工等措施，同时考虑工程安全前提下，使得消力池在满足消能的同时优化其经济性。针对某底流消能工程，采用模型试验与数值模拟相结合的方法，通过流态（消力池内外）、出池流速、消能率等作为参考指标，提出建议的优化方案。

某工程在进行阶段性检修时发现兼做永久泄洪设施的明渠底板存在磨蚀破坏现象，以及在明渠出口右岸岸坡发生了冲刷破坏。对该水电站以往运行方式开展反演试验发现，当流量大于 $5600\text{m}^3/\text{s}$ 时，主要采用河床 4 孔泄水，同时开启明渠 3 孔进行辅助泄水；而对于小流量时，为避免泥沙输移至厂房附近，主要采用距离厂房较远的明渠 3 孔进行泄水。该工程右岸明渠 3 孔泄洪闸闸墩采用宽尾墩，下游采用底流消力池。

流量较大时（大于 $8060\text{m}^3/\text{s}$ ），下游水位较高，一般高于 997.69m ，此时明渠出闸水流 Fr 较低，明渠消力池内水跃较稳定，消能效果较好；对于小流量情况，由于下游水位较低，远低于跃后共轭水深，水跃跃首位置后移，水跃无法稳定在消力池内，在消力池下游护坦内形成远驱式水跃，水流流速较大、流态较差，对明渠后河床及岸坡冲刷较为严重，对于典型小流量时，其弗汝德数增至 5 左右。针对该工程小流量明渠泄洪时的流态开展数值模拟研究，分析流态与运行方式的关系，为该工程优化运行管理提供重要参考。

2 数值模拟计算

模型试验能够直观的反映出水力学现象，但存在缩尺的影响，数值模拟不存在缩尺的影响，并且能够获得详细的流场信息。研究采用 Fluent 数值模拟软件，紊流模型采用 RNG $k-\varepsilon$ 双方程湍流模型，RNG $k-\varepsilon$ 模型主要用于各向异性流动具有较好的模拟效果^[7]。VOF 作为目前常用的追踪自由面的方法之一，对于模拟水流三维特性突出的水体自由水面和流场方面具有很大的优越性。因此，采用 RNG $k-\varepsilon$ 模型结合自由面追踪的 VOF 方法，对于该导流明渠水力学研究契合度更高，结果更准确。

2.1 控制方程

RNG $k-\varepsilon$ 双方程湍流模型，其连续方程、动量方程和 k 、 ε 方程如下所示。采用 VOF 自由面追踪方法，方程中各符号意义参阅文献^[8]。

连续方程：

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

动量方程:

$$\frac{\partial \rho u_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho u_i u_j) = -\frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[(\mu + \mu_t) \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right] + \rho g_i \quad (2)$$

K 方程:

$$\frac{\partial (\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u_i k)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right] + G - \rho \varepsilon \quad (3)$$

ε 方程:

$$\frac{\partial (\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u_i \varepsilon)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right] + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} G - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (4)$$

上式中, ρ 为体积分数加权平均密度; P 为修正压力; u_i 为 x_i 方向的速度分量, 其中 $i, j=1, 2, 3$; μ 为体积分数加权平均的分子黏性系数; μ_t 为紊流黏性系数, 其可通过含紊动能 k 和紊流耗散率 ε 的方程求出: $\mu_t = \rho G \mu \frac{k^2}{\varepsilon}$; G 为平均速度梯度引起的紊动能产生项, 其可通过公式 $G = \mu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$ 求得; σ_k 与 σ_ε 分别为 k 和 ε 的紊流普朗特数, $\sigma_k=0.80$, $\sigma_\varepsilon=0.80$;

对于 ε 方程中常数 $C_{1\varepsilon}$ 与 $C_{2\varepsilon}$, 取 $C_{1\varepsilon}=1.42$, $C_{2\varepsilon}=1.68$ 。

2.2 VOF 方法与边界条件

VOF 方法的基本原理是通过研究网格单元中流体和网格体积比函数 F 来确定自由面, 该方法用于计算处理所需时间短、存储量少^[9]。VOF 方法认为任一计算单元都是由水和气两相组成, 各单元中水和气体体积分数的和均为 1, 同时假定在一个计算单元中, 气或水或是两种混合气体的运动速度相等, 即拥有同样的运动方程, 但是体积分数在流场中均当做是独立的参数存在, 定义 α_w 和 α_a 分别为水和气体占计算单位的体积分数, 即

$$\alpha_w + \alpha_a = 1$$

针对某计算区域中的某个单元, 存在以下 3 种情形: 当 $\alpha_w=1$ 时, 表示该单元完全被水占据; 当 $\alpha_w=0$ 时, 表示该单元完全被气占据; 当 $0 < \alpha_w < 1$ 时, 表示该单元中存在水气交界面, 其中一部分被水占据, 一部分被气占据。

本计算对于边界条件设定结合工程原型进行。上游采用压力入口边界条件, 通过导入 UDF 文件设定上游库区水位, 结合工程原型中相应工况对应的闸门开度, 使水流在上下游水头压力差的作用下进入消力池, 其相比于速度入口更贴近与实际工况; 下游采用相同方法设定出口边界条件为压力出口。各结构壁面均设置为固壁边界, 采用无滑移条件, 近壁的粘性底层采用壁函数法处理。

3 计算验证

物理模型采用比尺 1:70 正态模型,按重力相似原则进行模型设计,泄水建筑物过流面及明渠部分采用有机玻璃制作,流速采用旋桨流速仪测量,测量精度 1cm/s。明渠末端铺设动床模拟,方便试验检测冲刷情况。根据下游基岩抗冲要求,模型砂粒径根据依兹巴什公式 $V = K\sqrt{D}$ (K 取 5.5) ^[10]计算,抗冲流速取 3~5m/s,选得模型砂粒径为 4~14mm (相当于原型 18~98cm),冲刷时间不小于 4h (相当于原型 1.4d)。

根据实际运行要求,明渠优先开启,因此本次试验模拟了 3 组小流量明渠优先开启的运行工况,明渠内未设置尾坎,其明渠内水流流态如图 1 所示,试验结果如表 1 所示。

试验观测表明,下游水位较低时水流流态反映出该明渠闸后消力池的尺寸不足,在消力池长度及深度不足的情况下,水跃无法稳定在消力池内,以致水流冲出明渠后流速仍大于基岩抗冲流速,使得下游冲刷较为严重。目前针对此类问题解决方法较多,如加大加深消力池,加设辅助消能工或增设尾坎等等。结合该工程实际运行情况,拟在该明渠消力池末端加设尾坎,通过调整尾坎的型式改善消力池内水流形态,提高消能效率,降低明渠出口流速,为优先开启明渠泄洪提供支撑。

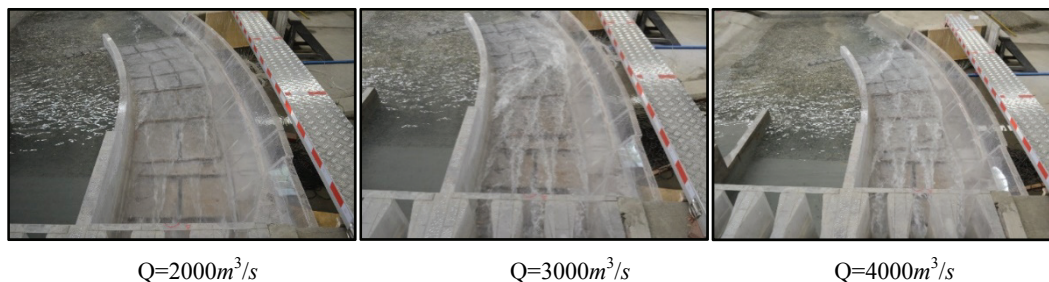


图 1 水流流态

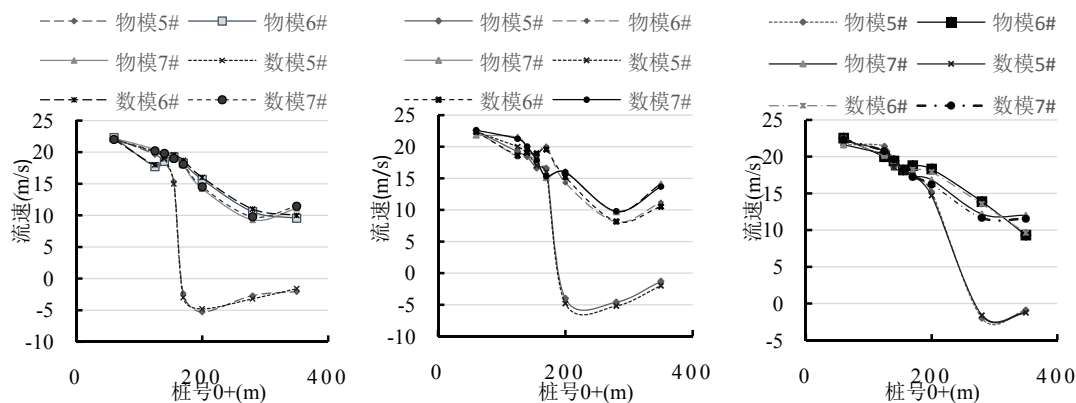
表 1 明渠 3 孔均匀开启时明渠内流速

运行方式	开度 (m)	流量 (m³/s)	上游水位 (m)	下游水位 (m)	消力池末端断面(0+125) 最大临底流速(m/s)	明渠出口最大临底流速 (m/s)
明渠 3 孔 均匀开启	3.08	2000	1015	991.11	20.40	11.10
	4.63	3000	1015	992.22	21.49	14.10
	6.17	4000	1015	993.33	22.33	12.01

为节约试验时间,减少改变实验体型次数,数值模拟首先就无尾坎型式进行计算。并将计算结果与物理模型试验结果进行对比,若数值模拟与物理模型试验结果吻合良好,可直接选用数值模拟方法进行接下来的计算。

数值模拟就流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 时进行计算，因为明渠内水流较薄且紊动强烈，同时针对该工程小流量带来的明渠底板与明渠出口冲刷问题，选用明渠内部典型断面临底流速作为结果对比对象，每个典型断面的测量点选用 5#、6#与 7#轴线方向。数值模拟与物理模型试验结果对比如图 2 所示。

从图 2 中可以看出，明渠 5#轴线末端流速为负值，皆存在回流现象，且两种试验所得回流流速相差不大。通过对比明渠三孔轴线流速可知，数值模拟计算结果与物理模型试验结果吻合较好，同时也说明了 VOF 气液两相流模型能较为准确的模拟出明渠水流流速的分布规律。因此在验证尾坎消能工作用时，可优先选用数值模拟方法，在保证结果准确性的同时，可以大大缩短试验时间。



(a) $2000\text{m}^3/\text{s}$ (b) $3000\text{m}^3/\text{s}$ (c) $4000\text{m}^3/\text{s}$

图 2 物理模型与数值模拟计算结果对比

4 尾坎高度对流态的影响

使用尾坎消能工进行辅助消能，改善消力池内水流形态，提高消能效率。该方案在消力池尾部（0+113~0+125）布置梯形截面实体尾坎，尾坎型式分为 5m 与 8m 两种，具体布置型式及尺寸见图 3。消力池及明渠其他尺寸均不变。

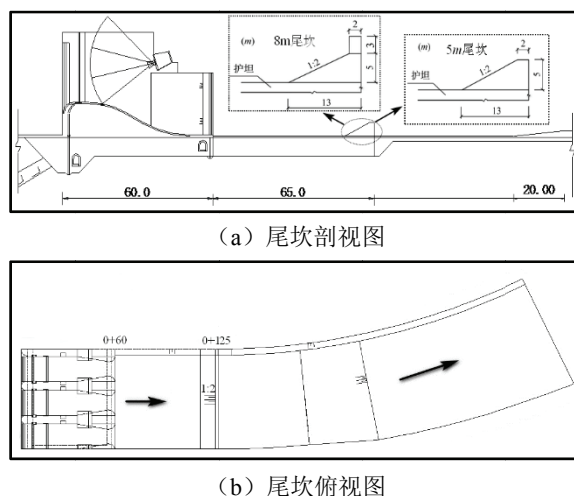


图3 明渠尾坎布置图 (单位: m)

使用 Fluent 对流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 时加尾坎工况进行计算, 模型建立使用 Gambit 软件, 网格划分采用结构化网格为主, 非结构网格细化的方法, 5m 尾坎型式消力池划分网格数量为 22 万; 8m 尾坎型式消力池划分网格数量为 26.5 万。

图 4 表示的为明渠消力池 3 种体型下, 在流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 时明渠内水流流态俯视图, 图 5 为流态剖视图。通过图 4 和图 5 可以清楚的看到, 当无尾坎时, 水流在消力池内无法形成完整水跃, 水流以急流流态冲出明渠, 易对明渠底板及下游河床造成冲刷破坏; 当于消力池末端设置 5m 高尾坎时, 仍不足以在消力池内形成水跃, 但是经过尾坎消能之后, 出池水流流态得到改善; 当在消力池末端设置 8m 高尾坎时, 水跃可以稳定在消力池内, 明显改善了出池流速与明渠出口水流流态, 降低了水流对明渠底板及下游河床的冲刷。

随着流量的增大, 对于无尾坎型式消力池, 流量为 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 时水跃跃首位置相近, 流态相似, 出渠水流主流靠近右岸; 流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 时, 水跃跃首位置在护坦部位波动, 其位置较 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 更靠近下游。对于 5m 尾坎型式消力池, 三种工况下其明渠内水流流态变化不大, 消力池内均为较明显射流, 尾坎后水流出现二次跌落现象。对于 8m 尾坎型式消力池, 在三种工况下, 水跃均可以稳定在消力池内, 但是相对于流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 时, 其余两种流量出池水流于尾坎后跌落现象更加明显, 尾坎后水流紊动更加剧烈。

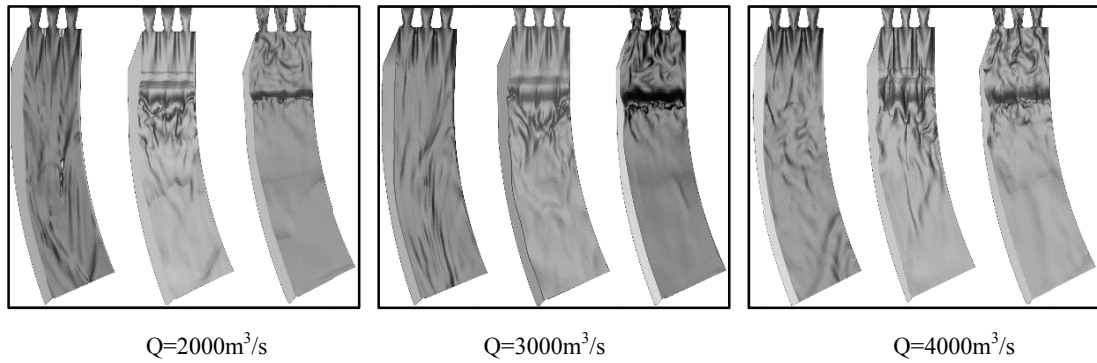


图4 明渠流态俯视(图中自左至右: 无尾坎、5m 尾坎、8m 尾坎)

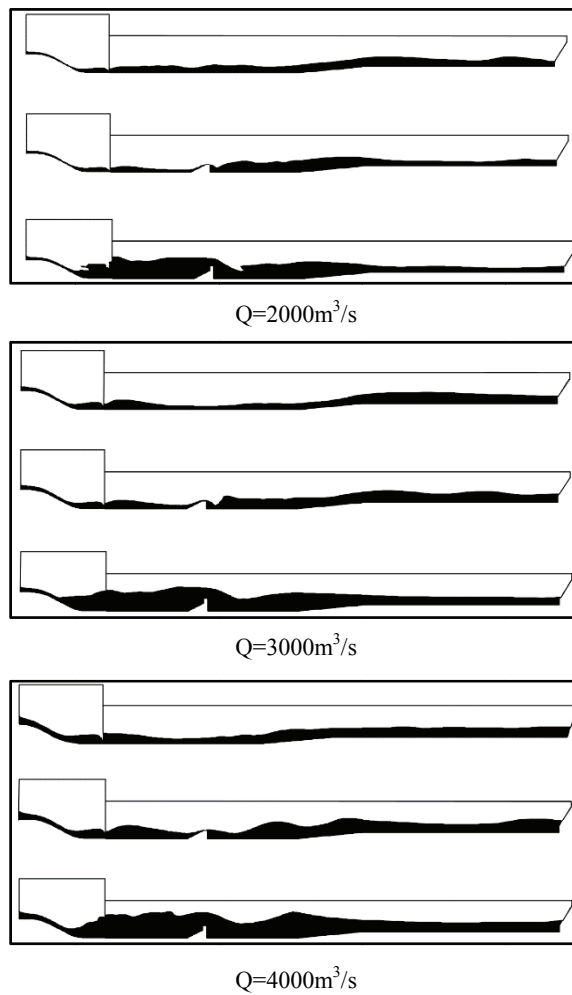
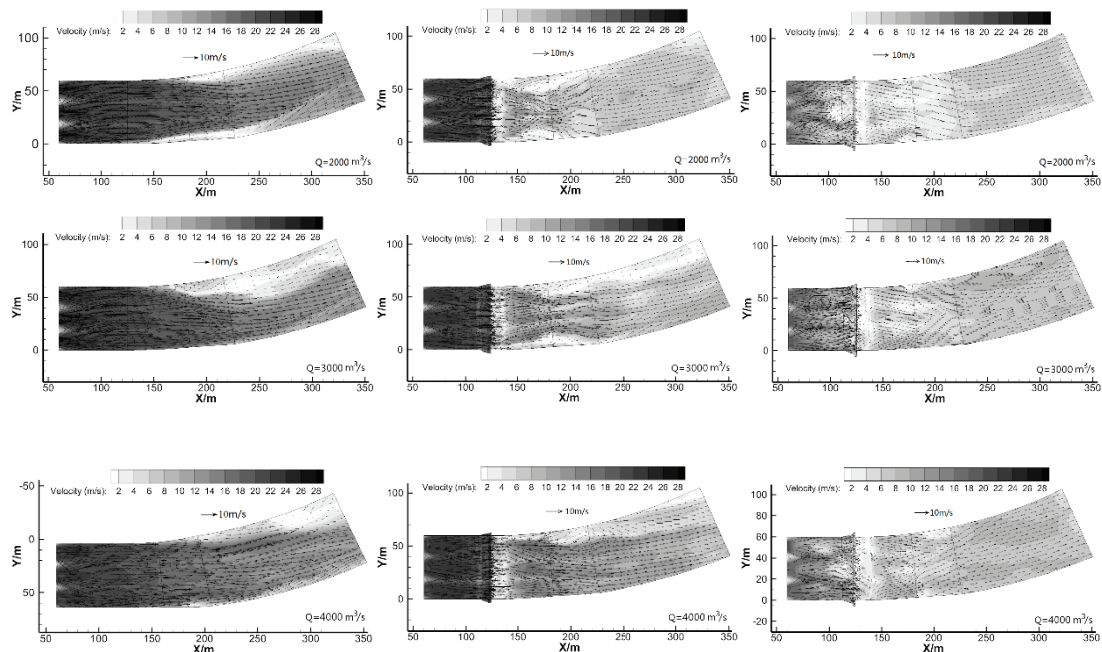


图5 明渠流态剖视(图中自上至下: 无尾坎、5m 尾坎、8m 尾坎)

图 6 为计算所得明渠加尾坎临底流速分布图, 通过数值模拟计算可以清楚的看到于消力池末端增设尾坎明显改善明渠内临底流速分布, 使高速水流集中在明渠尾坎前。从图 6 中可以直观的看到对于 5m 尾坎型式消力池, 其池内流速远大于 8m 尾坎型式消力池, 且水流出池流态 8m 尾坎型式也要优于 5m 尾坎型式。

当尾坎高度为 5m 时, 对于以上 3 个工况流态类似, 消力池内虽有一定厚度水层(5~10m), 但三孔出流仍为明显自由射流状态, 且主流贴近消力池底板, 易对底板发生冲刷破坏, 若下泄水流夹杂碎石、泥沙等, 会对消力池底板产生磨蚀破坏。出池水流经尾坎挑起后于尾坎后紊动剧烈, 出现类似二级跌水现象, 一定程度上增大了消能效率, 较好地稳定了出池水流流态。而当尾坎高度为 8m 时, 水跃为淹没式水跃且可以稳定在消力池内, 出池水流流速明显减小, 且水流流态稳定, 其消能效率大大提升。



无尾坎 5m 尾坎 8m 尾坎

图 6 明渠消力池末端加设尾坎临底流速分布对比图

表 2 所示为在无尾坎、5m 尾坎与 8m 尾坎情况下, 消力池末端(0+125)水流流速(出池流速)与明渠出口最大流速之间对比。可见在消力池末端增设尾坎消能工能有效降低明渠内水流流速, 减少水流对明渠底板及出口河床的冲刷, 提高消力池的消能效率。同时通过对比 5m 高与 8m 高尾坎两种型式, 在消力池末端加设 8m 高尾坎, 综合其池内水流流态与消能效率, 其明显更优于 5m 尾坎型式消力池。但即使在消力池末端加设 8m 高尾坎, 明渠出口最大流速在 $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 时仍大于河床抗冲流速 5m/s, 但相差在 1m/s 左右,

综合考虑工程经济效益,可以在明渠出口铺设块石、混凝土四面体块等护底材料。

表 2 三种体型下典型断面流速对比

	Q=2000(m ³ /s)		Q=3000(m ³ /s)		Q=4000(m ³ /s)	
	消力池末端最 大临底流速	明渠出口最 大临底流速	消力池末端最 大临底流速	明渠出口最 大临底流速	消力池末端最 大临底流速	明渠出口最 大临底流速
	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
无尾坎	20.40	11.10	21.49	14.10	22.33	12.01
5m 尾坎	18.97	6.21	19.75	9.56	21.02	8.52
8m 尾坎	5.70	4.91	6.29	5.96	6.90	6.01

5 结论

(1)数值结果与试验值吻合良好,表明本文数值模拟方法可用于明渠消能体型优化。与物理模型相比,省时、省力,并不存在缩尺影响,为实际工程提供可靠的借鉴意义。

(2)针对某工程小流量下明渠无尾坎底流消力池冲刷问题,使用 8m 尾坎消能工可以较为有效地解决小流量底流水跃消能不充分的问题,同时避免因消能不充分带来的严重冲刷、磨蚀破坏问题,可供类似工程参考。

(3)建设后续需对尾坎加高对泄流能力的影响加以深入研究。

参考文献

- 1 梁跃平,刘海凌,梁国亭.辅助消能工应用于低佛氏数水流消能的试验研究[J].华北水利水电学院学报,2000(01):13-16.
- 2 吴持恭.水力学[M].北京:高等教育出版社,2008.
- 3 周名德.泄水工程与高速水流[M].长春:吉林人民出版社,2004.
- 4 王海阳,傅宗甫.超低弗劳德数闸下消能试验[J].水利水电科技进展,2007(06):73-76.
- 5 王海云,戴光清,杨庆,尹杨松.低水头、大单宽流量泄洪消能方式研究[J].水力发电,2006(08):25-26+55.
- 6 江锋,苗隆德,王飞虎,马常富.低佛氏数 T 型墩消力池设计及消能研究[J].水利学报,1998(S1):134-139.
- 7 YangZhongchao,DengJun,ZhangJianmin,et al. Numerical simulation of 3D flow field of multihorizontal submerged jets into plunge pool[J]. Journal of Hydroelectric Engineering,2004,23(5):69-73.
- 8 金忠青. N-S 方程和数值解和紊流模型[M].南京:河海大学出版社,1989.

- 9 张健,方杰,范波芹.VOF 方法理论与应用综述[J].水利水电科技进展,2005(02):67-70.
10 戴梅,何世堂,陈新桥.用原型允许流速模拟岩石冲刷方法的探讨[J].水利水电技术,2005(04):91-92+95.

Numerical simulation of influence of tail-weir on underflow condition

WANG Kai-di, ZHANG Jian-min*

(Sichuan University, State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Chengdu, 610065,
Email: 424126524@qq.com)

Abstract: A mid-head water engineer uses the flaring gate piers and stilling basin to dissipate water energy. The hydraulic jump could be stable in the basin under mass and middle discharge, but for low discharge, it is hard to keep the water jump stable, besides, it would lead to bad flow and serious scour downstream. On the basis of a running project, this paper puts forward the idea of adding an auxiliary energy dissipater to the end of the stilling basin. The physical model test and the numerical simulation method are used for comparative study. The analysis shows that in the case of low flow, the dissipation capacity of the open channel is small. The addition of an 8m high tailing energy dissipater at the end of the basin has a significant energy dissipation effect, which effectively reduces the flushing of the bottom of the open channel and the downstream. This paper can provide some reference for low-Froude flow dissipation in similar projects.

Key words: Flaring Gate Piers; Energy dissipation by underflow; Tail-weir; Numerical simulation.

楔形体掺气设施的空腔特性研究

赵林洪, 王晶, 邓军

(四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都, 610065, Email:2282408038@qq.com)

摘要: 楔形掺气设施是应用于明渠有压进口的一种掺气装置, 借以解决坡度较缓的小底坡明渠掺气空腔容易发生回水的问题。水流通过楔形体时被分为上下两股, 在两股水流之间形成一个空腔。研究了流速以及楔形体切角、切角变化率对掺气空腔特性的影响。试验结果表明, 空腔长度与流速、切角变化呈正相关关系; 同时空腔长度随着切角变化率的增大先快速增大, 到达最大后缓慢减小; 空腔高度则是一直呈增大趋势。综合考虑后得到切角变化率的最优取值范围为 6~9。试验成果可对楔形体的工程应用提供参考。

关键词: 楔形体掺气设施; 流速; 切角; 切角变化率; 空腔

1 引言

20 世纪 30 年代, 随着巴拿马麦登坝输水道进口发生严重空蚀后^[1], 空蚀问题开始受到水利行业的关注, 随后在各种水利泄水建筑上开始增加掺气设施, 解决了很多水工建筑物上的空蚀问题。水利建设行业常用的掺气设施有: 掺气坎、掺气跌坎、掺气槽等。随着高坝建设的发展, 下泄流量变大, 通过泄水建筑物的水流流速不断增大, 空蚀问题更加突出。

对于坡度较小的泄水建筑物, 其弗劳德数较低、水深大等原因导致在掺气设施的空腔内容易产生回水, 前人对掺气空腔以及空腔回水问题进行了一系列的研究。李延农等^[2]认为空腔末端射流冲击角大于 10° 时将出现空腔回水; 杨永森等^[3]分析认为, 掺气设施形成的空腔具有一个稳定的临界值, 超过这个临界值空腔将产生回水; 张立恒等^[4]认为掺气坎空腔的形成与上游坎的射流冲击角有关。在这些研究基础上, 很多人提出了许多新型掺气坎并加以研究。庞昌俊等^[5]对于明流泄洪洞小底坡的掺气设施的选取进行了详细的探讨; 王海云等^[6]试验了将 V 型掺气坎应用于龙抬头式泄洪洞中。同时, 还有人提出了支墩式掺气坎^[7]、翼型掺气挑坎等^[8]。

邓军等^[9]提出了一种新型的布置于小底坡明渠有压进口末端的掺气设施——楔形掺气设施, 旨在通过在底坡进口处开始掺气来解决小底坡明渠回水。楔形掺气设施通过其楔形前端, 将过流分为上下两股水流, 在其后形成一个空腔, 空气通过楔形体与边墙接触的侧壁进入楔形体内部后再通过背侧的通气孔进入空腔, 用以空腔后的水流掺气。因为悬空布置而不

受底坡坡度的限制，避免了空腔回溯水的问题，保证小底坡明渠掺气减蚀的效果。本研究在夏鹏飞^[10]对楔形体掺气特性初步研究的基础上，通过水工模型试验，全面深入地研究了楔形体体型参数的变化对掺气效果和空腔的影响。

2 模型及仪器

本试验在四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室内进行。试验装置由透明的有机玻璃制作而成，其主要组成部分为喇叭进口、有压段、楔形体掺气设施、通气管道、小底坡明渠、量堰。压坡段为一水平段，长 59cm，楔形体末端距离水平段末端 15cm。压坡为一 1:5.5 的斜坡，末端距离地板 23cm。水平段后接一坡度为 0.05、宽 15cm，高 29cm 的明渠，明渠长度足够满足试验要求。试验模型的侧视图和俯视图见图 1。

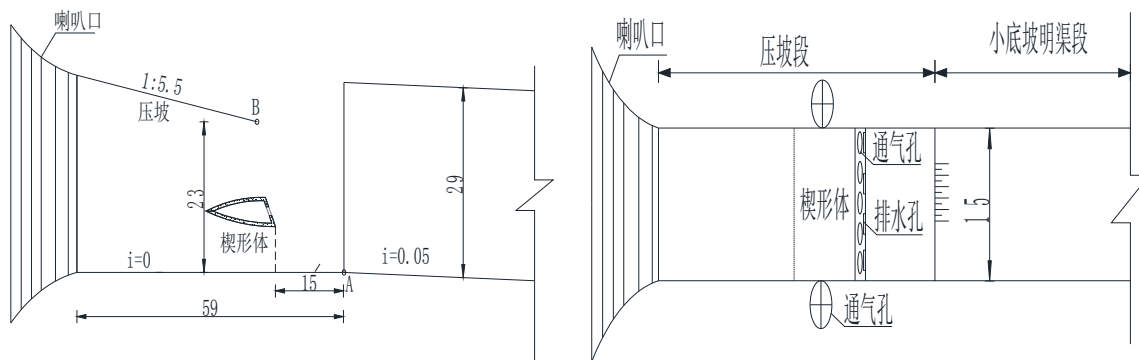


图 1 试验模型的侧视图和俯视图

3 试验结果及分析

3.1 流速对空腔长度的影响

本试验在之前夏鹏飞试验的基础上选择了 4.5cm 高的楔形体，将楔形体固定在距离底板 3cm 的高度。流速较小时楔形体仅把水流分为上下两股，在楔形体后并不能产生空腔，回水比较严重，整个楔形体内部和通气孔内皆被水灌满。随着流速的增大，通气孔与楔形体内的水流被逐渐带出，空腔逐渐形成，当流速为 3.85m/s 时，空腔已较稳定，在此基础上继续进行了 4.42m/s、4.73m/s、5.09m/s、5.22m/s 等 5 个流速的试验。在切角方面本次试验进行了 0°、2°、4°、6°、9°等多个楔形体切角的试验，将所有流速工况下的空腔长度 L_c 统计到一起，得出关系见图 2。

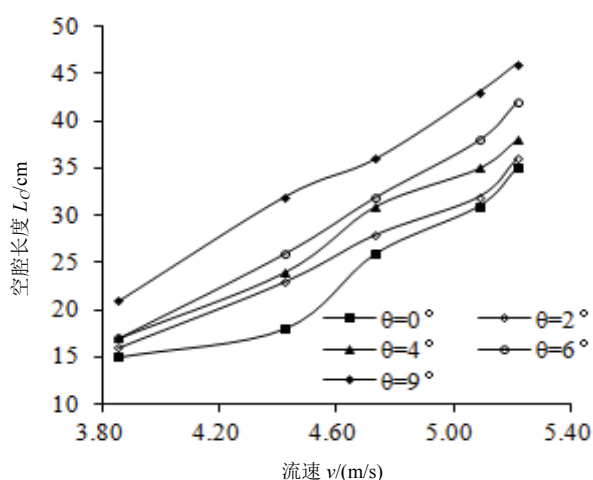


图 2 各流速对应的空腔长度

从图 2 可以看出，流速与空腔长度成正相关关系。分析原因认为：在相同切角体型下，随着流速增大，上股水流的出射速度变大，上股水流在空中运行的时间较长，沿水流方向的距离就相应较大。且上股水流流速越大，与下股水流接触时的入射夹角就越小，造成的回水也越小，空腔的形成较稳定且较长。下股流速较大，下股水流的动水垫效果更明显，携带能力更强，上股水流砸在下股水面时能迅速被带走，使得水流相交时产生的回水回溯距离变短，同样使得空腔更稳定也 longer。

3.2 楔形体切角对空腔长度的影响

本次试验的楔形体上下翼末端切角在 $0^\circ \sim 9^\circ$ 内变化，超过 9° 时楔形体上缘已接近平直，继续增大角度楔形体上翼出现反弧，这对楔形体稳定性和安全性不利。试验在此范围内选取了 0° 、 2° 、 4° 、 6° 、 9° 等角度进行试验。不同切角对应的空腔长度见表 1，将表 1 中切角转换成切角正弦值 $\sin \theta$ 后绘制成图 3。

表 1 各切角对应空腔长度值

		空腔长度/cm				
切角 $\theta / (^\circ)$		0	2	4	6	9
流速/ (m/s)	3.85	15	16	17	17	21
	4.42	18	23	24	26	32
	4.73	26	28	31	32	36
	5.09	31	32	35	38	43
	5.22	35	36	38	42	46

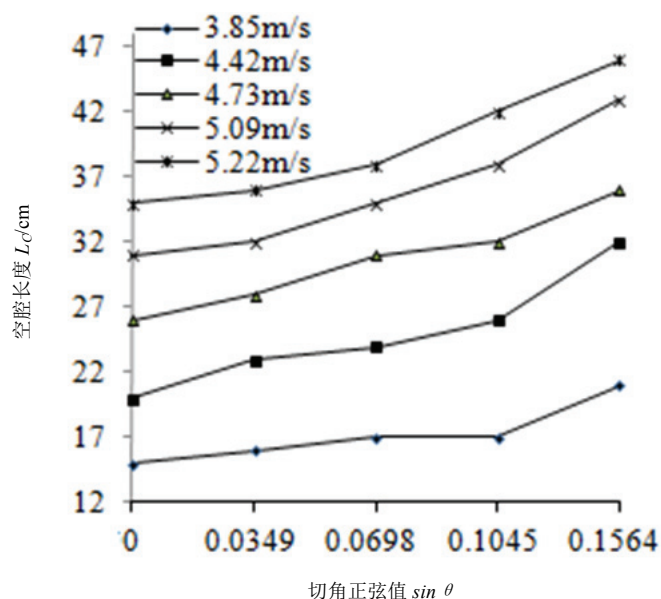


图3 各切角对应的空腔长度

从图3可以看到,流量和流速相同的情况下,随着楔形体切角的增大,空腔长度也在增大,且切角与空腔长度大致呈正相关关系。分析原因认为:上股水流在经过楔形体上缘末端时可将水流分为水平和向上两个方向的水流 v_x 、 v_y , 其中 $v_y=v\sin\theta$, $v_x=v\cos\theta$, θ 为切角角度,流速分解见图4。当切角为 0° 时,水流做平抛运动, $v_y=0$, $v_x=v$ 。当切角不为 0° 时, $v_y\neq 0$ 。因为 θ 较小, $v_x=v\cos\theta$ 变化较小,即水平方向上的速度变化不大。此时水流做向上的类平抛运动,先向上运动一段距离达到最高点后再下降。与平抛运动相比,向上的类平抛运动的水流在竖直方向上的运动时间更久,在水平初速度接近相同的情况下,类平抛运动水平方向运动距离较大,故空腔长度较长。且随着切角的增大, v_y 逐渐变大,水流在空中飞行的时间更久,所以空腔的长度逐渐变大。

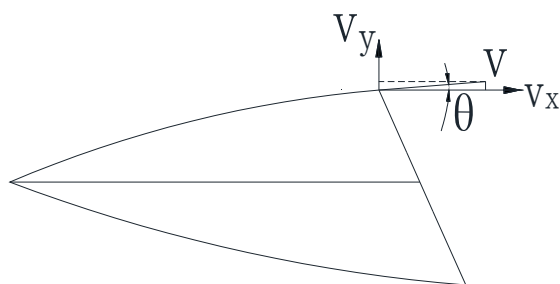


图4 楔形体上缘射流流速分解

3.3 切角变化率对空腔长度的影响

楔形体切角变化率 δ 定义为楔形体上翼弧线在前末两个端点处的切角差值与前末端点高差的比值，其实际意义为上翼弧线在固定高度方向上的曲率变化情况。因此，楔形体切角变化率可以通过改变上翼贴壁水流的流态来影响楔形体后的空腔长度。因为楔形体高度已确定为 4.5cm，所以此时楔形体切角变化率主要是通过调整楔形体的长度来实现，本试验取长度 16.2cm、14.2cm、12.6cm、10.5cm、8.4cm、6.3cm 等工况。与此对应的楔形体切角变化率从小到大依次为 3.56、4.44、5.78、7.56、10.67、16.00。将多流速下不同切角变化率对应的空腔长度的试验数据综合到表 2 并绘制成图 5。

表 2 各切角变化率对应空腔长度值

切角变化率 δ	流速/ (m/s)				
	3.85	4.42	4.73	5.09	5.22
空腔长度/					
(cm)					
3.56	15	18	22	25	27.5
4.44	17	24	31	35	38
5.78	18	25.5	33	39	42
7.56	17	26	34	41	44
10.67	17	26	32	37	42
16.00	15.5	23	26	30	35

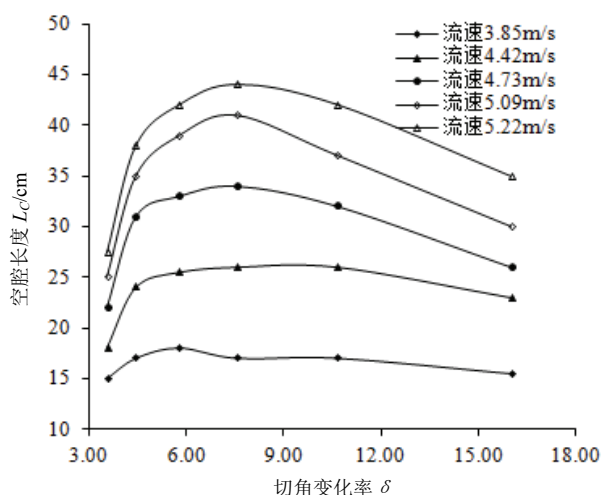


图 5 各切角变化率对应空腔长度

由表 2 和图 5 可知随着切角变化率的增大，空腔长度有先迅速增大再逐渐减小的趋势。分析其原因：楔形体切角变化率是通过改变上翼贴壁水流的流态来影响楔形体后的空腔长度，在高度不变的情况下是通过改变楔形体长度来调整切角变化率。楔形体切角变化率较小时，上翼弧线曲率较小且上翼较长，水流通过时能较好地贴壁运行并有充足的长度来调

整运动方向使其与曲率和切角保持一致。所以切角变化率变大时，空腔长度能随之快速变大；当楔形体切角变化率较大时，上翼弧线曲率相对较大且长度较短，水流没有足够的调整距离，水流的出射方向受到影响，同时楔形体较短时，通气孔不能补充足够的空气，导致楔形体内部积水，也使得空腔长度缩小。

4 结论

上文讨论了对楔形体空腔长度产生影响的 3 种因素。试验结果表明，楔形体空腔长度 L_c 与来流流速、楔形体切角都近似呈正比例关系，假定空腔长度 L_c 与各参数存在下列关系：

$$\frac{L_c - L_{c0}}{\Delta} = f(Fr_{\perp}, \sin\theta) \quad (1)$$

式中， L_c 为空腔长度， L_{c0} 为流速 3.85m/s 时，每一切角对应下的空腔长度， Δ 为楔形体的高度， $Fr_{\perp}$ 为楔形体上股水流的弗劳德数， θ 为楔形体的切角。

根据实测数据，通过一系列的推导变换，最终求解得到关系式：

$$\frac{L_c - L_{c0}}{\Delta} = 1.65e^{0.5545 Fr_{\perp}} \cdot \sin\theta \quad (2)$$

根据理论公式计算 $0^\circ \sim 9^\circ$ 切角的楔形体在不同流速时的 $L_c - L_{c0}$ 值，并与试验中实测的数据作对比得到图 6。图 6 中实线为 45° 线，可以看出，数据点较为均匀地分布在 45° 线两侧，说明公式拟合度较好。

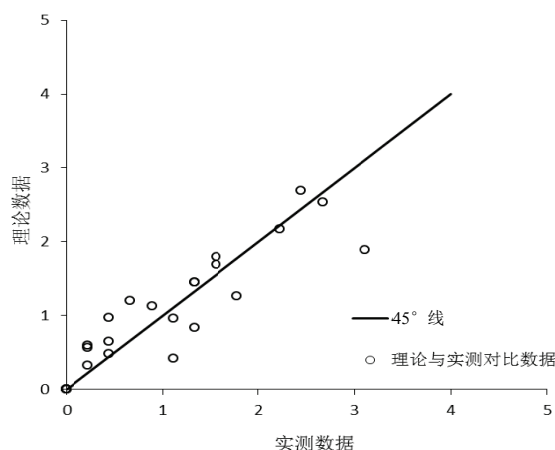


图 6 理论公式对比

楔形体切角变化率与楔形体空腔长度之间虽然没有呈正相关关系，但可以看出每个体

型下存在相似的变化规律,即空腔长度先随着楔形体切角变化率的增大而迅速增大,到达最大值后再随着切角变化率的增大而逐渐变小。且每个体型下达到空腔长度最大值都出现在切角变化率 δ 的取值范围6~9之间。由此推荐最优体型的切角变化率可取 δ 为6~9。

参考文献

- 1 杨永全,汝树勋,张道成,等. 工程水力学[M]. 北京:中国环境科学出版社,2005.
- 2 李延农,王怡.解决大流量、小底坡、泄洪洞掺气减蚀设施空腔回水问题的一种方法[C]//泄水工程与高速水流.长春:吉林人民出版社,2004:43-45.
- 3 杨永森,杨永全,帅青红.低Fr数流动跌坎掺气槽的水力及掺气特性[J].水利学报,2000,31(2):27-31.
- 4 张立恒.掺气减蚀设施空腔回水问题试验研究[D].四川大学,2006.
- 5 庞昌俊,苑亚珍.大型“龙抬头”明流泄洪洞小底坡掺气减蚀设施的选型研究[J].水利学报,1993(6):61-66.
- 6 王海云,戴光清,杨庆,等.V型掺气坎在龙抬头式泄洪洞中的应用[J].水利学报,2005,36(11):1371-1374.
- 7 支拴喜,阎晋垣.齿墩式掺气坎的水力特性的研究[J].水利学报,1991(2):42-46.
- 8 周赤,姜伯乐,邢岩.适宜大流量小底坡掺气设施的翼型挑坎研究[J].长江科学院院报,2016,33(9):57-59.
- 9 邓军,许唯临,田忠,等.缓坡明渠有压进口掺气方法及掺气装置,CN103758091A[P].2014.
- 10 夏鹏飞.有压出口接小底坡明渠新型掺气减蚀设施研究[D].四川大学,2015.

Study on cavity characteristics of wedge aerator facility

ZHAO Lin-hong, WANG Jing, DENG Jun

(State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, SiChuan University, Chengdu, 610065, Email: 2282408038@qq.com)

Abstract: The wedge aerator facility which is applied to open channel pressure inlet to solve the backflow at the open channel small bottom slope. The flow will be divided into two shares when it through the wedge and form a cavity between the two shares flow. This article study on the effects of velocity、cutting angle、cutting angle change rate in aeration characteristics. Test results show that the cavity length is positively correlated with velocity and tangent angle. At the same time, the cavity length increases rapidly and slowly decrease after reaching maximum with the increase of the rate of cutting angle. The cavity height is always increasing. After comprehensive consideration, the optimal value range of the angle change rate is 6 ~ 9. The experimental results can provide reference for the feasibility and engineering application of wedge.

Key words: wedge aerator; velocity; cutting angle; cutting angle change rate; cavity

高坝升鱼机系统利用电站尾水集鱼的可行性研究¹

冯冰洋¹，张法星^{1*}，杨宜文²，邓良军²，刘善均¹

(1. 四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室，四川，成都，610065；

2. 中国电建集团 昆明勘测设计研究院有限公司，云南，昆明，650216)

摘要：大坝的修建阻隔了鱼类的洄游通道，过鱼设施可减缓大坝对鱼类的阻隔作用。高坝常采用升鱼机系统帮助鱼类洄游。其中集鱼道用来诱鱼、集鱼，是升鱼机系统的关键部件。本研究利用水力学模型试验，采用几何比尺 1:50 的河道模型试验，对某高坝电站尾水洞出口附近及其下游河道的水流流速进行了测量分析，结果表明在尾水出口下游靠近岸边一定范围内存在一条较为稳定的流速带。基于该流速带的存在，设计了一种集鱼道，采用几何比尺 1:20 的集鱼道模型试验，对设置集鱼道后鱼类进口区域及集鱼道内的水流流场进行了测量分析，发现流速基本满足诱鱼要求。选择体型合适的集鱼道，利用电站尾水进行诱鱼、集鱼是可行的。本研究成果可供类似高坝工程过鱼设施的设计参考。

关键词：水力学；过鱼设施；集鱼道；电站尾水；流速

1 引言

鱼类上溯洄游寻找产卵场的过程会被水坝阻断，修建过鱼设施是减缓水电工程对鱼类影响的有效措施之一。对水头较高的水电站，结合电站的场地条件和枢纽布置特性，常采用鱼道、升鱼机、集运鱼系统等过鱼措施^[1]。集运鱼系统作为过鱼设施的一种类型，是升鱼机的变形，一般由集鱼船和运鱼船前后挂接而成。集运鱼系统的最大优点在于其灵活性，不论是转运释放地点，还是转运次数和时间，都比传统鱼道灵活^[2]。

目前，集运鱼系统在世界范围内的运用案例较少，有关研究和应用在我国尚处于起步阶段，仅有乌江彭水水电站“唐环 1 号”集鱼平台进行了集鱼试验，但尚未正式运行^[3]。集（诱）鱼设施的设置目标是集鱼和鱼道，集鱼道进口的布置方式直接影响集诱鱼水流的水力学特性，集诱鱼水流能否被鱼类识别和适宜鱼类洄游，决定诱鱼效果，是整个升鱼机诱鱼系统成败的关键^[4]。对于集诱鱼设施进口的研究，国内外学者主要采用模型试验、数

¹ 基金项目：国家自然科学基金项目（51679157）、国家重点研发计划资助项目（2016YFC0401705）资助。

值模拟和原型观测等方法。Alvarez-Vázquez 等^[5]通过研究发现鱼道进口处的最低流速大约为 1.0m/s。史斌等^[6]对楠溪江水闸鱼道的进行研究,采用模型试验的方法进行了放鱼实验,对鱼道进口水力学条件进行了论证。Bunt 等^[7]对已建的丹尼尔鱼道进口的布置进行了优化,发现鱼道进口布置在接近坝堰附近时产生的水流对鱼类更具有吸引力。汤荆燕等^[8]以齐口裂腹鱼为对象进行了鱼道进口的模型实验,研究表明进口处流速为 0.4m/s 时对目标鱼类的吸引力最大。龚丽等^[9]通过设计鱼道进口概化模型,以草鱼为研究对象,发现了鱼道水流与鱼道进口水流之间的最优流速比约为 2.3。

结合国内外研究成果和经验,以某高坝为例,通过水力学模型试验,对水电站尾水出口下游河道流场、流速等水力学条件进行了测量分析,发现满足集(诱)鱼设施进口水力学条件的区域,并对设置集鱼道后其进口区域及集鱼道内的水流流场进行了测量分析,发现流速基本满足诱鱼要求。为今后的相关研究和应用提供了参考。

2 过鱼对象及集鱼道进口水力学条件

2.1 过鱼对象

诱鱼系统工程以过鱼为目标,最终目的是维持大坝上下游各种鱼类种群的基因交流,避免鱼种的单一化和退化。根据参考文献[10],澜沧江的主要过鱼对象为裸体异鳔鳅、鲈鲤、长丝裂腹鱼、细鳞裂腹鱼、松潘裸鲤、青石爬鮡等多种鱼类。主要过鱼对象均为小型鱼类,成鱼体长一般在 30cm 以下,繁殖季节基本在 3~7 月,鱼类均有洄游需求,其中裂腹鱼类、鮡类对产卵场环境要求并不苛刻,裂腹鱼类产卵场主要为急流砾石滩底质,鮡亚科鱼类体长一般 0.2~0.25m,感应流速 0.2m/s,极限流速 0.9m/s。鮡科鱼类产卵水域主要在急流礁石底质河段。根据工程实际调研,本工程需要洄游的主要鱼种是澜沧裂腹鱼、裸鲤。其喜好流速在 0.41~1.00m/s,鱼道的主要过鱼季节为 3~5 月。

2.2 集鱼道进口水力学条件

鱼道进口是鱼类自下游水域进入鱼道的口门,其布置直接影响鱼类能否找到进口及进入鱼道。布置鱼道进口一般应遵循下面的原则:①一般鱼道进口应避开主流,安排在流速较小的主流两侧上溯;鱼道的选址一般应选在常年有水流下泄、鱼类的洄游路线及经常集群的地方,并尽可能将进口布置在鱼类能上溯到达的最前沿范围内,或闸坝下游两侧岸坡处。②进口附近水流要求顺直,不应有漩涡和水跃,遇到下泄水流应易为鱼类所察觉,以便鱼类尽快找到鱼道进口。③在主要过鱼季节,鱼道进口应适应下游水位的变化,保持鱼道内的流量和流速在设计范围内。④进口高程应保证在下游水位一般变化时,有 1.0~1.5m 的水深。⑤进口处的出水流速应保持在 0.3~2.0m/s。

根据资料分析和现场调研,本工程集鱼道进口附件的诱鱼流速为 0.4~1.0m/s。

3 模型测量仪器与试验工况

本文研究方法主要依托实际工程,对水电站下游尾水附近河道流场进行测量分析研究,为升鱼机诱捕鱼设施布置提供河道流速分布设计依据。根据集鱼道进口设计体形,详细模拟下游河道水流分布,量测集鱼道建筑物内流速分布,改善进口流速分布,达到诱鱼的目的,为鱼类过坝系统设计提供技术支撑。

河道模型试验采用正态模型,按重力相似准则设计。模型几何比尺 1:50。模型由前池、库区、挡水坝段、泄水建筑物、水垫塘和下游足够长的河道等部分组成。试验中采用 NORTEC 公司生产的声学多普勒流速仪—小威龙 Vectrino 来测量尾水出口区域及其下游河道不同位置处水流的流速(图 1)。该流速仪特点是测量精度高(测量值的 $\pm 0.5\%\sim\pm 1\text{mm/s}$),利用声波的相干多普勒原理,采用遥距测量的方式,对距离探头 5cm 的采样点进行测量。



图 1 小威龙 Vectrino 流速仪

集鱼道模型试验采用正态模型,按重力相似准则设计,模型几何比尺 1:20。电站由库区、挡水坝段、泄水建筑物、水垫塘和下游足够长的河道等部分组成。本次试验的研究重点为集鱼道内部和下游 300m 范围内的河道。考虑试验场地的大小、流态相似和流态调整的要求,从水垫塘末端开始对两条尾水洞末端的 100m 段、集鱼道及下游 300m 范围内的河道进行模拟。其中集鱼道模型由进口引渠段、闸门控制段、赶鱼段及诱鱼段组成。进口引渠段长 24m,地板高程 1471.5m,平坡与鱼道进口相连接;闸门控制段长 23.5m,净宽 3.5m,闸后设置 1.5m 深的补气管,纵坡为 1:5 的陡坡与后段相接;赶鱼段长 15m,设有深 1.5m,长 3.5m,宽 3m 的集鱼斗卡槽;诱鱼段长 11.5m,净宽 3.5m。采用矩形整体结构,中段采用圆弧结构,左岸圆弧半径 6.75m,右岸圆弧半径 3.25m。诱鱼道模型结构见图 3。诱鱼道

模型采用高质量的有机玻璃制作，其糙率 $n = 0.008$ ，而原型混凝土抹面糙率 $n = 0.011 \sim 0.017$ ，按照相似比尺 $\lambda = 1.648$ ，计算出模型糙率 $m = 0.0067 \sim 0.0103$ ，诱鱼道长度比较短糙率影响不大，因此采用有机玻璃模拟基本上能够满足糙率相似要求。

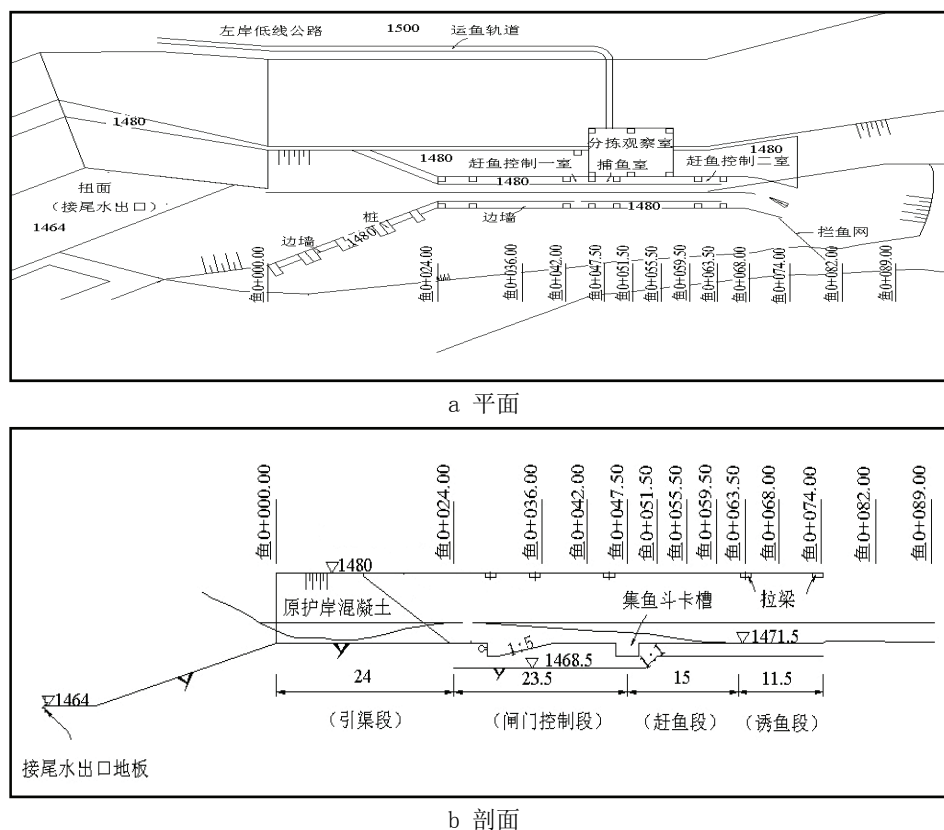


图3 集鱼道结构示意图

模型试验研究主要考虑不同发电运行工况，水电站四台装机，装机容量 $4 \times 475\text{MW}$ ，两机一条尾水隧洞，尾水隧洞内径 15.0m ，电站设计单机引用流量 $409\text{m}^3/\text{s}$ ，试验分别针对 0.5 台、 1 台机组发电工况情况下，与下游控制水位分别为 1472m 、 1475m 组合时，尾水区、集鱼道内部及下游 300m 区域内水流流速分布进行测量，表 1 为试验工况表。

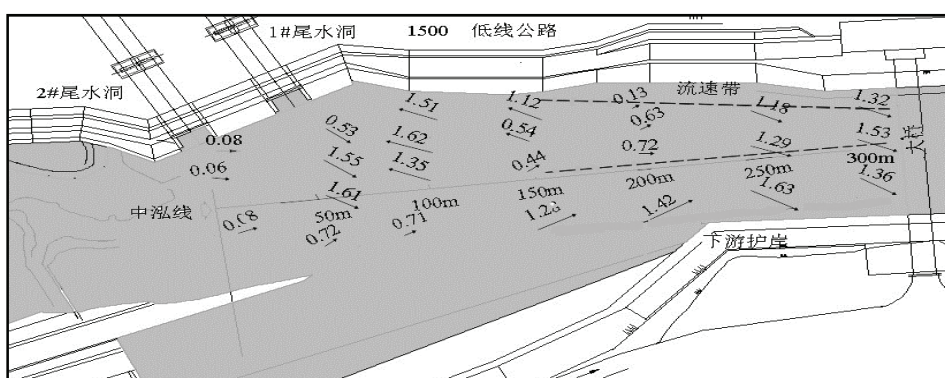
表 1 试验工况表

试验工况	下泄流量/ (m^3/s)	下游水位/m
天然河道	204.5	1472、1475
	409.0	1472、1475
设置升鱼机	204.5	1472、1475
	409.0	1472、1475

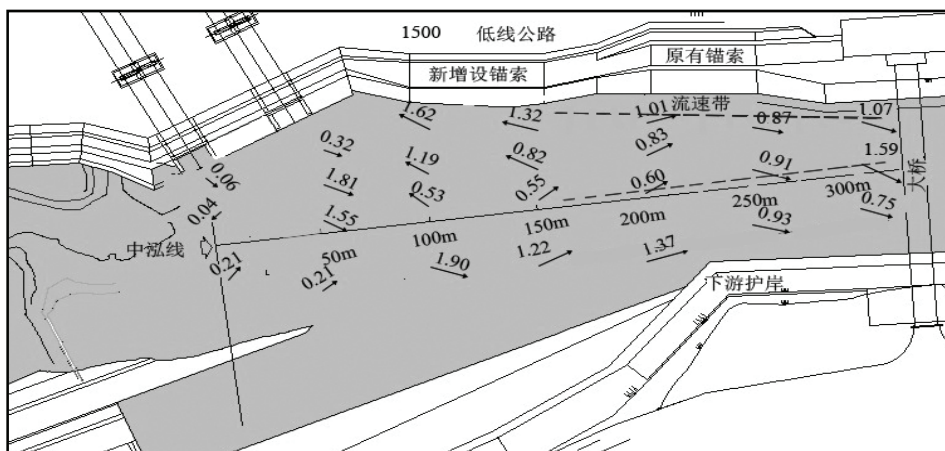
4 试验结果与分析

4.1 尾水洞出口下游近岸区域流速分布

模型试验分别对不同尾水出口流量及不同下游控制水位时，天然河道流场进行测量，结果表明在尾水出口下游靠近岸边一定范围内存在一条较为稳定的流速带。试验测量的尾水下游河道平面流速分布如图 4 和图 5 所示，图中虚线范围为根据集鱼道进口水力学条件绘制的适宜鱼类洄游的流速带。

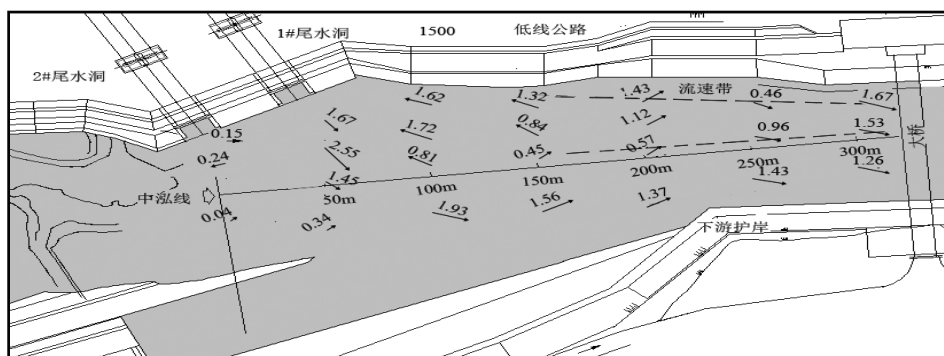


(a) 0.5 台机发电，下游水位 1472m，水面下 2.5m

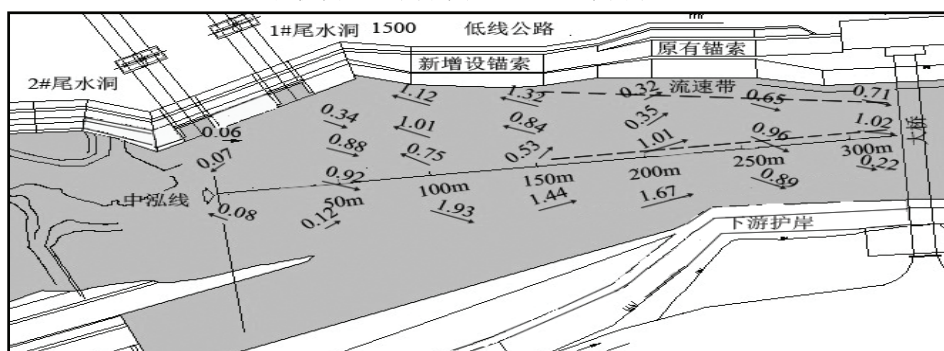


(b) 0.5 台机发电，下游水位 1475m，水面下 2.5m

图 3 半台机发电下游河道流场



(a) 1 台机发电, 下游水位 1472m, 水面下 2.5m



(b) 1 台机发电, 下游水位 1475m, 水面下 2.5m

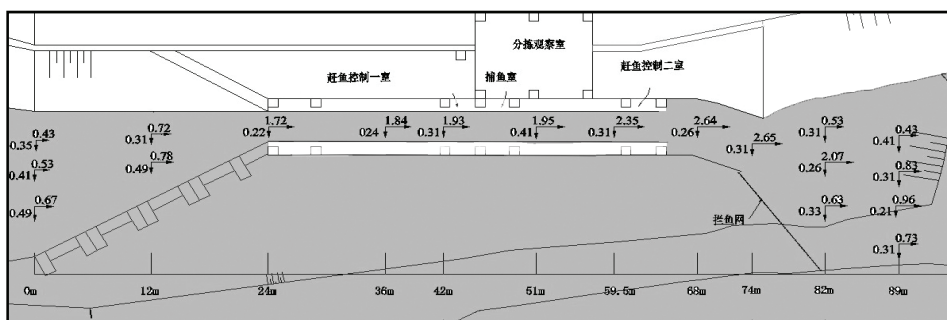
图4 一台机发电下游河道流场

根据相关游泳能力测试结果, 适宜流速在 $0.41 \sim 1.00 \text{ m/s}$ 时, 对鱼类能产生足够的吸引力, 流速低于 0.41 m/s 的低流速区可供鱼类休息。试验结果表明, 尾水出口主流两侧形成回流, 其中下游回流强度大于上游回流强度, 回流流速最大约 1.6 m/s , 回流影响范围在尾水洞出口 150 m 范围内。在 $150 \sim 300 \text{ m}$ 范围内, 岸边存在明显的水流流速, 实测顺河向主流流速约 $0.1 \sim 2.5 \text{ m/s}$ (最近测点距离岸边约 $3 \sim 5 \text{ m}$), 且流速大小、方向稳定。下游水位 $1472 \sim 1475 \text{ m}$ 的变幅对该区域流速的大小和方向稳定性影响很小。其主流边缘和河道左岸存在低流速区可供目标鱼类上溯, 可在左岸 $150 \sim 300 \text{ m}$ 范围内设置集鱼道过鱼设施。

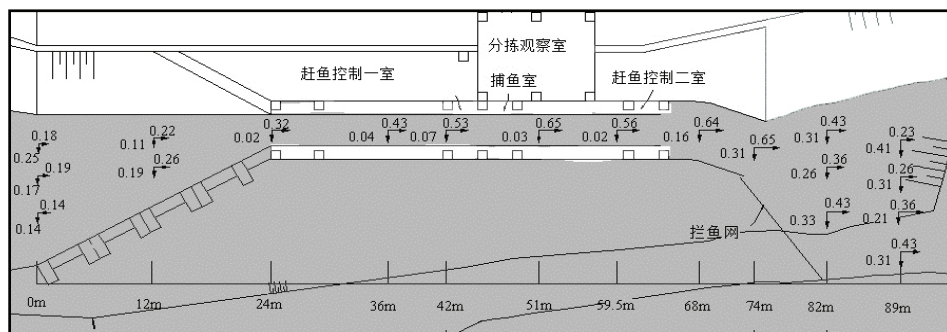
4.2 升鱼机诱鱼系统

该水电站诱捕鱼设施的布置结合该水电站枢纽布置、地形条件进行, 并考虑诱捕鱼所需的水流条件。现阶段将升鱼机诱鱼设施布置于左岸尾水出口 $180 \sim 250 \text{ m}$ 范围内, 利用电站尾水流速来诱鱼, 并将操作平台布置于下游低线公路侧边, 诱捕鱼后可使用低线公路进行转运。输鱼设置主要包括两部分: 一部分是下游水平运输, 将运鱼斗从下游尾水处运送到大坝下游面, 在下游低线公路一侧布置轨道, 使用动力装置沿轨道进行运送。

试验分别针对 0.5 台、 1 台机组发电工况情况下, 与下游控制水位分别为 1472 m 、 1475 m 组合时, 尾水区、集鱼道内及集鱼道进口附近水流流速分布进行测量。模型试验尾平面流速分布如图 5 和图 6 所示。

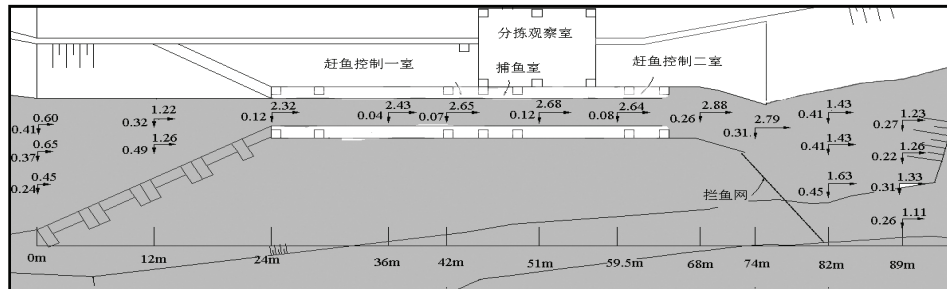


(a) 0.5 台机发电, 下游水位 1472m, 水面下 2.5m

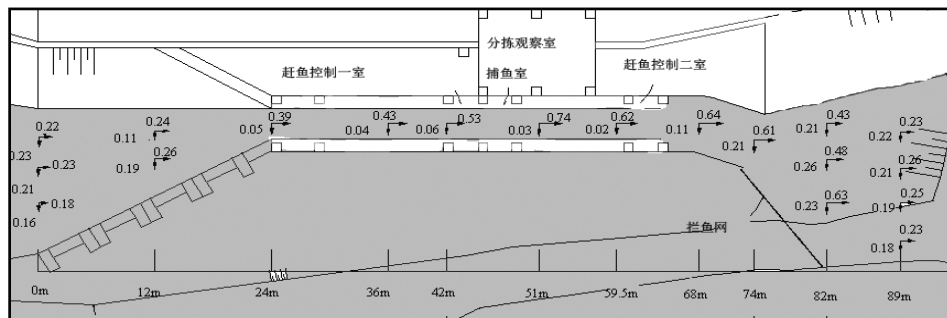


(b) 0.5 台机发电, 下游水位 1475m, 水面下 2.5m

图 5 半台机发电流场



(a) 1 台机发电, 下游水位 1472m, 水面下 2.5m



(b) 1 台机发电, 下游水位 1475m, 水面下 2.5m

图 6 一台机发电流场

由试验结果可知,在电站机组 0.5 台、1 台发电时:①集鱼道上游 0~24m 断面流速较小;集鱼道内 24~74m 范围内,断面平均流速较大且呈逐渐增加的趋势。集鱼道出口 74~89m 下游断面平均流速比诱鱼道内流速小些,同时各断面平均流速逐渐减小。②集鱼道内的流速与下游水位关系很大。下游控制水位 1472m 时,0.5 台、1 台机发电,集鱼道内 24~74m 范围内,断面平均流速分别为 1.96m/s、2.55m/s;下游控制水位 1475m 时,0.5 台、1 台机发电,集鱼道内 24~74m 范围内,断面平均流速分别为 0.55m/s、0.62m/s。本文目标鱼类喜好流速为 0.41~1.00m/s,下游水位高,基本满足诱鱼要求;下游水位低,流速就偏大。通过在集鱼道进口桩号鱼 0+024.00m 处,设置闸门如图 7 所示,以控制水流流量,初步实验表明,通过调节闸门开度的大小是可以调节集鱼道内的流速,进而满足诱鱼的流速要求。

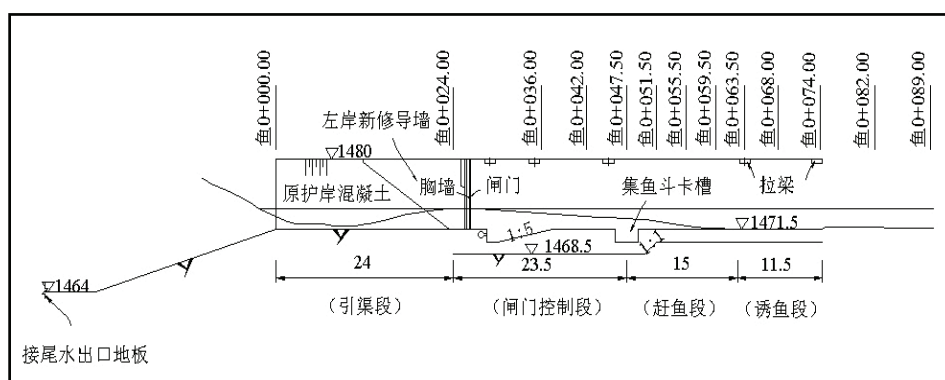


图 7 集鱼道设置闸门示意图

5 结论

本研究通过某水电站水工物理模型试验,测量该水电站 0.5 台、1 台发电时,不同尾水流量与下游河道水位分别为 1472m、1475m 组合时,尾水附近及下游部分河道、诱鱼口附近和集鱼道内的流速、流场分布,对尾水洞下游 300m 范围内河道流场和流速适宜区间进行分析。

从天然河道下的流场测量可知,尾水洞出口附近 50m 范围内(即导墙范围内)不宜设置鱼道进口。尽管水流流速大且水深足够,但水流相对下游河道紊乱,且受到不同机组过流的影响,主流带有一定长度的摆动,存在一定范围和强度的回流,加上导墙的影响,垂线水流流速明显。水流紊动强度相对大。河道左岸距尾水下游 150~300m 区域,平均宽度约为 40m 的区域存在流速适宜区,该区域集诱鱼效果较好,满足鱼道进口的流速条件,鱼道进口宜布置在该区域内。

不同工况下,上游尾水出口的来流量对集鱼道内部流速的影响不大,集鱼道内部流速与下游河道的控制水位关系很大。集鱼道内的流速,与下游水位关系很大。下游水位高,基本满足诱鱼要求,下游水位低,流速就偏大。0.5 台、1 台机发电时,下游控制水位 1472m

时,集鱼道内部水流流速均大于 1m/s,不能满足目标鱼类回游要求,但可以通过优化集鱼道体型,比如在水流进口设置闸门控制水流流量,在集鱼道内设置隔水挡板以抬升水位,进而控制流速使其满足鱼类洄游要求。

参 考 文 献

- 1 郭坚,童碧云,王旭航,等.集鱼船在水电工程应用的问题与建议[J].水力发电,2017,43(05):1-4
- 2 郑金秀,韩德举.高坝过鱼设施在长江流域的应用探讨[J].环境科学与技术,2013,36(12):218-222
- 3 水利部中国科学院水工程生态研究所,长江船舶设计院.乌江彭水水电站集运鱼系统方案设计[R].武汉:长江船舶设计院,2010:30-36
- 4 谢春航,安瑞冬,李嘉,等.鱼道进口布置方式对集鱼道水流水力特性的影响研究[J].工程科学与技术,2017,49(S2):25-32
- 5 L.J. Alvarez-Vázquez, Martínez A, M.E. Vázquez-Méndez, et al. An optimal shape problem related to the realistic design of river fishways[J]. Ecological Engineering, 2008, 32(4):293-300.
- 6 史斌,王斌,徐岗,等.浙江楠溪江拦河闸鱼道进口布置优化研究[J].人民长江,2011,42(1):69-71.
- 7 Bunt C M. Fishway entrance modifications enhance fish attraction[J]. Fisheries Management & Ecology, 2001, 8(2):95-105.
- 8 汤荆燕,高策,陈昊,等.不同流态对鱼道进口诱鱼效果影响的实验研究[J].红水河,2013,32(01):34-39+44
- 9 龚丽,吴一红,白音,等.鱼道进口水流对草鱼幼鱼上溯行为的影响研究[J].水利水电技术,2016,47(11):89-93.
- 10 王莹.澜沧江中下游鱼类栖息地的水文、水力学特征研究[D].北京:中国水利水电科学研究院,2015.

Experimental study on the feasibility of using tail water flow from power station to gather fish for a high dam

FENG Bing-yang¹, ZHANG fa-xing^{1*}, YANG Yi-wen², DENG Liang -jun², LIU Shan-jun¹

(1.State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan Chengdu 610065

2. Kun ming Hydroelectric Investigation & Design Institute Of SPC, Yunnan Kunming 650216)

Abstract: The construction of the dam obstructed the migratory channel of fishes. The barrier effect of the dam on fish can be slowed down by the fish pass structures. High dams often adopt a fish lift system to help fishes in migrating. Fish gathering channel is used to attract and gather fishes, which is the key component of a fish lift system. In this paper, we measure and analyze the flow velocity near the outlet of a hydropower station and its downstream channel based on a hydraulics model test. It is found that a relatively stable velocity zone is located within a certain range downstream of the tail water outlet. Based on the existence of the velocity zone, we designed a fish gathering channel. Then we measured and analyzed the flow field in both fish gathering channel and fish importing area after a fish gathering channel was set up. It was found that the velocity of flow basically met the requirements of attracting the fish. It is feasible to gather fishes after setting up a fish gathering channel with suitable shape and using the tail water of the power station to induce fish. The research results in this paper can be used for reference in similar high dam engineering fish passing facilities.

Key words: Hydraulics; Fish pass structure; Fish gathering channel; Tail water of power station; Velocity of flow.

基于 Sobol 算法的排水管网优化调控 模型系统开发与应用

尹海龙, 廉勃, 赵志超, 徐祖信

(同济大学污染控制与资源化研究国家重点实验室, 上海, 200092, xzx@stcsm.gov.cn)

摘要: 我国许多城市的老城区仍采用合流制排水系统, 管网设计标准低、截流倍数不高, 容易产生雨天溢流污染, 造成河道水体恶化甚至黑臭。基于现有管网系统对排水控制单元进行联合优化调控是提高雨天管网截污效能的重要举措之一。然而目前广泛采用的管网模型系统如 SWMM 等不具备动态寻优分析功能。因此, 本研究开发了一种 SWMM 耦合 Sobol 全局优化算法的排水管网优化调控模型系统, 实现了模型快速运算和参数动态寻优, 能够为排水系统雨天溢流污染减控提供技术支持。

关键词: 溢流污染; 优化调控模型; 动态寻优; 排水管网; Sobol 算法

1 引言

目前由于老城区建设空间有限, 不具备全面改造的条件。针对雨天溢流污染、河道水体黑臭现象比较可行的措施是基于现有的管网系统并结合局部改造, 实现截污效能的优化。管网优化调度涉及一系列控制单元和对应的动态运行参数, 而目前广泛采用的管网模型系统如 SWMM 等不具备动态寻优分析的功能, 影响了在管网优化调控中的应用效果。针对这一问题, 本研究将优化调度算法和管网水动力水质模型系统结合, 基于 SWMM 平台开发了新型的管网优化调控模型系统。该优化调控模型系统是基于 Visual Studio Code 开发环境下的 Python 语言来实现。开发后的优化调控模型系统能够根据预设的优化规则自动生成调控方案, 实现多优化方案的同步模拟运算, 生成相应的模拟结果文件。通过对结果文件中特定结果的自动抓取和统计分析, 进行方案比选并得出结论。

2 研究区域概况

本研究以巢湖市岗岭污水处理厂服务范围内的老城区合流制排水系统为研究对象进行

排水管网优化调控技术的案例分析。研究区域总体上可分为东、西环城河片区、西坝片区、洗耳池片区和官圩片区，总面积为 14.4km^2 ，研究区域共有 3327 条管段和 3431 个污水检查井，污水管网总长度为 87.97km 。产生的污水送入岗岭污水处理厂处理排放，污水厂的处理规模为 $9\text{万 m}^3/\text{d}$ 。本研究简化了洗耳池泵站上游、西坝泵站上游、健康路泵站上游和草城泵站上游的管网系统，以及管径小于 400mm 的管道，简化后的管道长度为 20.23km ，可以概化为 244 段管道，和 462 个检查井。排水管道、检查井、溢流排放口及提升泵站的概化结果如图 1 所示。

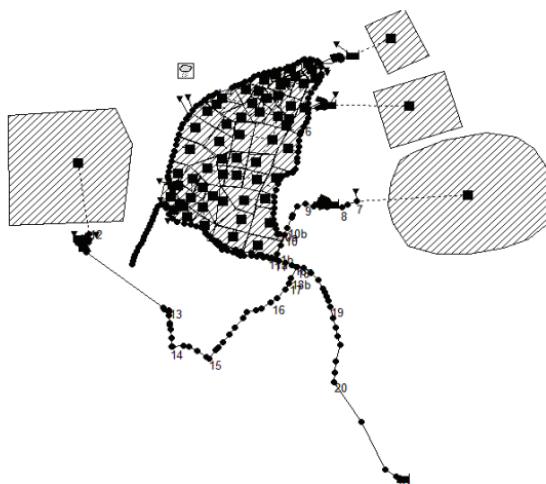


图 1 排水系统概化示意图

3 排水管网模型 SWMM 二次开发

3.1 SWMM 优势

根据与同类型模型比较可以发现，SWMM 在排水管网的非点源污染负荷计算方面具有明显优势，并且 SWMM 是一款开源的软件，提供了可供调用的动态链接库，可进行面向对象的二次开发研究。因此，本文将借助 SWMM 模型软件平台进行城市排水管网优化调控模型系统的开发。

3.2 SWMM 耦合蒙特卡洛算法的开发

SWMM 耦合蒙特卡洛算法模型主要借助 PySWMM 来实现，主要分为以下 3 个步骤：

- (1) 将待优化的节点参数从 SWMM 的图形化界面中定义，并导出以 `inp` 为后缀的源文件。
- (2) 将源文件进行 Python 化处理，以便在模型系统中加载 SWMM 的动态链接库。
- (3) 利用 Python 编写的外部数据处理模块，将特定点位的数据项与蒙特卡洛随机算法相耦合，开发并利用多文件并行处理进行模拟。

3.3 二次开发基本步骤

(1) 模型启动

启动 Python 运行环境，导入 PySWMM 模块，执行代码如下：

```
>>>from pyswmm import Simulation
```

(2) 模型初始化

在模型运行之前需要初始化 SWMM 模型，可通过以下程序实现：

```
>>>sim = Simulation(r"./example.inp")
```

(3) 模型模拟

一旦模型被初始化，有多种方式可以进行模型运算以及编辑。

```
pyswmm.simulation.Simulation(inputfile,reportfile=None,outputfile=None,swmm_lib_path=None)
```

初始化的参数：

infile(str)-SWMM 输入文件的名称

rptfile(str)-生成报告文件（默认无）

binfile(str)-可选的二进制输出文件（默认无）

swmm_lib_path(str):用户指定的 SWMM 库路径（默认无）

4 Sobol 准随机序列

Sobol 序列（也称为 LP_t 序列或以 2 为基底的 (t, s) 序列）是准随机序列的一种。Sobol 序列使用两个基底构成连续单位间隔的均匀区间，然后重新排列在每个维度中的坐标。

定义 $I^s = [0,1]^s$ 为 s 维单位超立方体， f 为 I^s 上的实数可积函数。Sobol 最初的动机是在 I^s 中构建一个序列 x^n ，使得式 1 尽可能快的收敛。

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f(x_i) = \int_{I^s} f \quad (1)$$

其中，等式左边的各项之和可以转换成可收敛的积分形式，并且 X_n 在 I_s 域内的取值能够使积分取到极值点。

这些分布是以 b 为基底的 (t, m, s) 纯数或 (t, s) 序列。首先需要定义一个以 b 为基底的 s 区间， b 为 I_s 的子集，如式 2。

$$\prod_{j=1}^s \left[\frac{a_j}{b^{d_j}}, \frac{a_j + 1}{b^{d_j}} \right] \quad (2)$$

其中， a_j, d_j 为非负整数，且对任意 $j \in [1, \dots, s]$ ，满足 $a_j < d_j$ 。

给定两个整数 $0 < t < m$ ，以 b 为基底的 $a(t, m, s)$ 纯数使由 I^s 域中的 b^m 个点组成的序列 X_n ，例如对所有超立方 $\lambda(P) = b^{t-m}$ 的基底 b 构成的基本区间 P 有：

$$CardP \cap \{x_1, \dots, x_{b^m}\} = b^t \quad (3)$$

其中, t 是一个非负整数, $a(t, s)$ 是以 b 为基底 X_n 的无限序列。对所有的 $k \geq 0, m \geq t$, 序列 $\{x_{kb^m}, \dots, x_{(k+1)b^m-1}\}$ 是以 b 为基底的 $a(t, m, s)$ 的纯数。

准随机序列是从正整数到单位超立方体的函数。为了在应用中有用, 必须生成序列的初始点集。点集是大小为 n -by- d 的矩阵, 其中 n 是点的数量, d 是被采样的超立方体的维度。Sobol 算法能够较好地解决高位参数的取值问题, 由 Sobol 算法生成的高位参数序列不仅分布均匀性好, 而且收敛速度快, 因此本研究采用 Sobol 算法生成参数矩阵进行优化研究。

5 耦合模型运算与结果分析

5.1 模型验证

模型的率定的基本步骤为: ①输入模型所需降雨资料、流域属性、管网数据、泵站运行以及污染物浓度等信息; ②根据实测过程线形状、峰值、总量目标进行参数调整, 将每组参数的模拟结果对照实测值进行误差计算; ③若计算结果符合精度要求, 认为模拟值与实测值吻合较好, 模型参数率定完成; 不符合, 则返回步骤 2 重新选择参数值。

5.2 水质水量率定

选取 2017 年 7 月 1 日的降雨时间对模型进行验证。水量部分, 对比岗岭污水处理厂实际的进水流量与模拟值; 水质部分, 对比管道中 COD 浓度的实测值与模拟值。就总量、趋势和峰值和到达峰值的时间来说, 模拟的污水厂进水总量、合流管道 COD 浓度与实测值拟合效果较好, 总量误差分别为 -0.06 和 -0.11, 满足精度要求, 因此该模型可以反映研究区域的雨天径流量及水质情况。

5.3 结果分析

通过模拟结果分析得到优化过程曲线, 如图 2 所示, 对应的优化方案见表 1 和表 2, 其中 q 为单台水泵流量, h_1 为第 1 台水泵的开泵水位, h_2 为第 2 台水泵的开泵水位。在当前降雨情况下, 对现状管网系统进行优化调控: ①将草城泵站单台水泵的流量由 $0.1\text{m}^3/\text{s}$ 提升至 $0.25\text{m}^3/\text{s}$, 第一台水泵的开启水位由 1.96m 提升至 2.29m , 第二台水泵的开启水位由 2.49m 提升至 2.89m 。②健康路泵站单台水泵的流量由 $0.1\text{m}^3/\text{s}$ 提升至 $0.32\text{m}^3/\text{s}$, 第一台水泵的开启水位由 2.0m 提升至 2.49m , 第二台水泵的开启水位由 2.50m 提升至 3.14m 。③按表 2 扩充 12 条管道管径。通过泵站和管道的联合优化调控, 东环城河排水管网 COD 的溢流总量为 1039kg , 相比于改造前减少了 40.6% 。

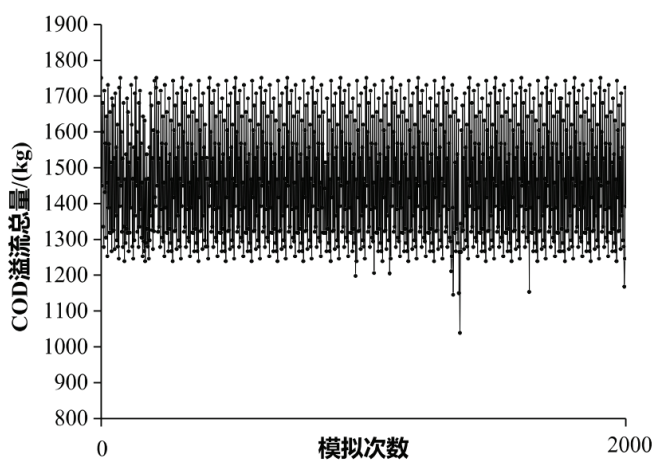


图 2 基于 Sobol 算法的东环城河 COD 溢流削减优化过程

表 1 基于 Sobol 算法的管道优化调控方案

管道名称	管道管径
WSL2451	900mm
WSL2450	900mm
WSL2449	900mm
WSL2447	900mm
WSL2448	900mm
WSL2446	900mm
WSL2444	900mm
WSL2443	900mm
WSL2442	900mm
WSL2493	1000m
WSL2441	1000m
WSL2294	1000m

表 2 基于 Sobol 算法的泵站优化调控方案

泵站名称	$q/(m^3/s)$	h_1/m	h_2/m
草城泵站	0.25	2.29	2.89
健康路泵站	0.32	2.49	3.14

6 结论

实现了在 Python 环境下对 SWMM 的二次开发,并且二次开发模型能够很好的与外部算法相耦合。在此基础上,进行了模型的并行运算技术和结果自动抓取技术的开发,能够根据计算机的 CPU 性能和模型运算量大小,对多个设计方案同时进行模拟运算,并进行后续的结果自动提取与分析。

以东环城河排水管网雨天的 COD 溢流总量为研究对象,将 SWMM 与 Sobol 优化算法进行耦合,对排水片区内的 2 座泵站外加 12 条管道进行流量和管径的同步优化调控。通过模拟结果来看,基于 Sobol 优化算法的排水系统优化调控技术对雨天溢流污染的削减率达到 40.6%,基于 SWMM 耦合 Sobol 优化算法的排水管网优化调控技术能够实现全过程的自动化模拟和多单元的组合优化调控,大大提升了排水系统优化的可能性与可行性,能够在管网优化改造和雨天溢流污染控制中发挥重要作用。

参考文献

- 1 邹伟国.城市黑臭水体控源截污技术探讨[J].给水排水,2016(06):56-58.
- 2 Koudelak P, West S.Sewerage network modelling in Latvia,use of InfoWorks CS and Storm Water Management Model 5 in Liepaja city[J].Water & Environment Journal.2008,22(2):81-87.
- 3 温灼如,苏逸深,刘小靖,等.苏州水网城市暴雨径流污染的研究[J].环境科学,1986(06):2-6+69.
- 4 施为光.城市降雨径流长期污染负荷模型的探讨[J].城市环境与城市生态,1993(02):6-10.
- 5 Magnusliehetland,海特兰德,司维等. Python 基础教程[J],2014.
- 6 Swaroop C H.A Byte of Python[M].CreateSpace Independent Publishing Platform,2015.
- 7 Matousek J.On the ϵ -discrepancy for anchored boxes.[J].Journal of Complexity.1998,14(4):527-556.
- 8 Hong H S,Hickemell F J.Algorithm 823:Implementing scrambled digital sequences[J].Acm Transactions on Mathematical Software.2003,29(2):95-109.
- 9 Joe S,Kuo F Y.Remark on algorithm 659:Implementing Sobol's quasirandom sequence generator[J].Acm Transactions on Mathematical Software.2003,29(1):49-57.
- 10 杨雪.基于 SWMM 模型的合流制溢流污染研究及控制[D].北京:北京建筑工程学院,2008.
- 11 徐祖信,汪玲玲,尹海龙.基于水质特征因子和 MonteCarlo 理论的雨水管网混接诊断方法[J].同济大学学报(自然科学版).2015,43(11):1715-1721.

Development and application of optimal control model system for drainage network based on Sobol algorithm

YIN Hai-long, LIAN Qing, ZHAO Zhi-chao, XU Zu-xin

(State Key Laboratory of pollution control and resource reuse, Tongji University,
Shanghai, 200092, xzx@stcsm.gov.cn)

Abstract: The old urban area of many cities in China is usually served by combined drainage system. The historical low design standard and interception capacity of existed combined sewers is not efficient in controlling the overflow pollution, causing the deterioration of the river, even serious black and foul phenomenon. The optimization control of drainage system units based on mathematical model is one of the key measures to improve the interception efficiency of pipelines in wet-weather. However, the extensive adopted pipe network modeling system, such as SWMM, is incompetent to achieve the global optimization analysis. Therefore, this study developed an optimized drainage control system by integrating SWMM with Sobol global optimization algorithm, which realized the rapid optimization of a set of dynamic parameters associated with distributed units. The presented method provides support for the abatement of wet-weather overflow pollution of old combined sewer system.

Key words: Overflow pollution; optimal control model; dynamic optimization; urban drainage system; Sobol algorithm

湿地流动中污染物弥散过程的解析研究

王平¹, 伍梓², 曾利³, 江伟权⁴

(1 北京林业大学 水土保持学院, 北京 100083, Email: wangping@pku.edu.cn)

(2 Department of Civil, Environmental and Construction Engineering, University of Central Florida, Orlando, FL 32816, USA)

(3 中国水利水电科学研究院 流域水循环模拟与调控国家重点实验室, 北京 100038)

(4 北京大学 工学院, 北京 100871, 中国)

摘要: 理解湿地水流中污染物输运过程在生态与环境等众多应用领域具有基础意义。本文通过浓度矩方法, 解析研究了湿地流动中污染物弥散过程, 获得了零阶至四阶浓度矩的解析表达式, 分析了污染物在弥散过渡段的二维浓度分布和演化过程。研究结果表明, 湿地流动中污染物弥散过渡阶段的垂向浓度呈现极大的非均匀分布, 非均匀性随无量纲参数 α 增大而减小。

关键词: 湿地流动; 弥散; 二维浓度分布

1 引言

湿地具有重要的生态服务价值, 理解湿地流动中的污染物输运过程在环境风险评价、湿地污水处理工程和生态修复等众多应用领域具有重要意义^[1]。

近年来, 多个研究团队对相关问题进行了探讨。Nepf 课题组运用多种测量方法分析了刚性、柔性植被水流中的弥散过程^[2-3]; Shucksmith 等以自然界实际植被为试验对象, 研究了潜水和挺水植被对弥散过程的影响^[4]。在湿地污染物输运理论分析方面, 相关学者基于相平均理论和泰勒弥散概念, 运用多种解析方法对湿地流动中的标量物质输运过程展开了系统研究, 获得了无量纲特征参数 α 和 Pe ^[5-9]。 α 反映植物对水体的黏性摩擦效应、水体黏性应力、湿地流道断面特征长度、植物茎尺度上的流道弯曲和动量弥散等因素对流动的共同作用。其作用类似于速度阻尼因子, 随着 α 的增大, 流动速度降低, 速度分布不均匀性减小。 Pe 反映湿地流动中对流效应和表观流向扩散效应的相对强弱。研究结果表明, 湿地流动弥散度正比于 Pe 的平方。

一般认为, 明渠流动弥散过程中断面浓度趋于相对均匀分布的时间尺度为 $10.0h^2/D$ (h

为流道深度, D 为分子扩散系数), 而在小于该时间尺度的过渡段, 断面浓度分布非常不均匀^[10]。本研究运用浓度矩方法, 进一步研究明渠湿地流动中的污染物输运过程, 获得零阶至四阶浓度矩解析表达式, 探讨溶质团弥散过渡阶段的二维浓度分布和演化过程, 可丰富对湿地流动中污染物输运过程的理解。

2 方法

充分发展明渠湿地流动中的标量输运控制方程为^[5]:

$$\frac{\partial C^*}{\partial t} + \frac{u}{\phi} \frac{\partial C^*}{\partial x} = \kappa \left(\lambda + \frac{K}{\phi} \right) \frac{\partial^2 C^*}{\partial x^2} + \kappa \left(\lambda + \frac{K}{\phi} \right) \frac{\partial^2 C^*}{\partial z^2}, \quad (1)$$

其中, C^* 为相平均浓度, t 为时间, u 为相平均速度, ϕ 为孔隙率, x 为流向坐标, κ 为弯曲度, λ 为质量扩散系数, K 为质量弥散度张量, z 为与流向垂直的纵向坐标, 其中坐标原点设置在流道底面上。

设均匀分布在过原点($x=0$)的断面上的质量为 Q 的可溶性污染物在初始时刻($t=0$)瞬时均匀释放, 即取初始条件为:

$$C^*(t, x, z) \Big|_{t=0} = \frac{Q}{\phi h} \delta(x), \quad (2)$$

其中, h 为湿地水深, $\delta(x)$ 为 Dirac delta 函数。

湿地底部以及自由水面处的浓度无穿透边界条件分别为:

$$\frac{\partial C^*(t, x, z)}{\partial z} \Big|_{z=0} = \frac{\partial C^*(t, x, z)}{\partial z} \Big|_{z=h} = 0. \quad (3)$$

无穷远处浓度边界条件为:

$$C^*(t, x, z) \Big|_{x=\pm\infty} = 0. \quad (4)$$

引入无量纲参数:

$$\tau = \kappa \left(\lambda + \frac{K}{\phi} \right) \frac{t}{h^2}, \eta = \frac{x - \left(\frac{\bar{u}}{\phi} \right) t}{h}, \zeta = \frac{z}{h}, C = \frac{\phi h^2}{Q} C^*, \text{Pe} = \frac{\left(\frac{\bar{u}}{\phi} \right) h}{\kappa \left(\lambda + \frac{K}{\phi} \right)}, \quad (5)$$

其中, η 表示以深度平均的相平均速度向下游移动的动坐标系, $\bar{u}$ 是深度平均的相平均速

度, 记号 $\bar{f}$ 定义了深度平均运算:

$$\bar{f} \equiv \int_0^1 f d\zeta. \quad (6)$$

无量纲化的浓度输运控制方程和初始边界条件是:

$$\frac{\partial C}{\partial \tau} + \text{Pe} \psi \frac{\partial C}{\partial \eta} = \frac{\partial^2 C}{\partial \eta^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial \zeta^2}, \quad (7a)$$

$$C(\tau, \eta, \zeta)|_{\tau=0} = \delta(\eta), \quad (7b)$$

$$\left. \frac{\partial C}{\partial \zeta} \right|_{\zeta=0} = \left. \frac{\partial C}{\partial \zeta} \right|_{\zeta=1} = 0, \quad (7c)$$

$$C(\tau, \eta, \zeta)|_{\eta=\pm\infty} = 0. \quad (7d)$$

其中, 自由面明渠湿地流动的速度差量为^[7]:

$$\psi = \frac{\sinh(\alpha) - \alpha \cosh[\alpha(\zeta - 1)]}{\alpha \cosh(\alpha) - \sinh(\alpha)}. \quad (8)$$

定义无量纲 p 阶浓度矩为^[11]:

$$C_p(\tau, \zeta) = \int_{-\infty}^{+\infty} \eta^p C(\tau, \eta, \zeta) d\eta. \quad (9)$$

由浓度空间指数衰减特性得到附加关系:

$$\eta^p C(\tau, \pm\infty, \zeta) = \frac{\partial C(\tau, \pm\infty, \zeta)}{\partial \eta} = \eta^p \frac{\partial^p C(\tau, \pm\infty, \zeta)}{\partial \eta^p} = 0, (p = 0, 1, 2, \dots) \quad (10)$$

将浓度矩定义式(9)应用于无量纲浓度输运控制方程及初始边界条件式(7), 利用式(10)得:

$$\frac{\partial C_p}{\partial \tau} = \frac{\partial^2 C_p}{\partial \zeta^2} + \text{Pe} \psi p C_{p-1} + p(p-1) C_{p-2}, \quad (11a)$$

$$C_p(\tau, \zeta)|_{\tau=0} = C_{p0}(\zeta), \quad (11b)$$

$$\left. \frac{\partial C(\tau, \zeta)}{\partial \zeta} \right|_{\zeta=0} = \left. \frac{\partial C(\tau, \zeta)}{\partial \zeta} \right|_{\zeta=1} = 0. \quad (11c)$$

为精确描述二维浓度输运过程，定义归一化的 p 阶中心浓度矩为：

$$\nu_p(\tau, \zeta) = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} (\eta - \eta_g)^p C d\eta}{\int_{-\infty}^{+\infty} C d\eta}, \quad (12)$$

其中

$$\eta_g(\tau, \zeta) = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} \eta C d\eta}{\int_{-\infty}^{+\infty} C d\eta} = \frac{C_1}{C_0} \quad (13)$$

表示深度 ζ 处的浓度质心位置。由以上定义，推导得到高阶浓度矩：

$$\nu_2(\tau, \zeta) = \frac{C_2}{C_0} - \eta_g^2, \quad (14a)$$

$$\nu_3(\tau, \zeta) = \frac{C_3}{C_0} - 3\eta_g \nu_2 - \eta_g^3, \quad (14b)$$

$$\nu_4(\tau, \zeta) = \frac{C_4}{C_0} - 4\eta_g \nu_3 - 6\eta_g^2 \nu_2 - \eta_g^4. \quad (14c)$$

各阶浓度矩从统计学角度精确反映了输运过程的特征信息。基于此模型，下文求解零阶至四阶浓度矩，分析过渡阶段二维浓度分布和演化规律。

运用积分变换和积分逆变换方法求解各阶浓度矩，得到零阶至四阶浓度矩解析表达式：

$$C_0(\tau, \zeta) = 1, \quad (15a)$$

$$C_1(\tau, \zeta) = 2\text{Pe} \sum_{n=1}^{\infty} \cos(\lambda_n \zeta) \frac{1 - e^{-\lambda_n^2 \tau}}{\lambda_n^2} \frac{\alpha^2}{[1 - \alpha \coth(\alpha)](\alpha^2 + \lambda_n^2)}, \quad (15b)$$

$$C_2(\tau, \zeta) = 4\text{Pe}^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\lambda_n^2 \tau + e^{-\lambda_n^2 \tau} - 1}{\lambda_n^4} \frac{\alpha^4}{[1 - \alpha \coth(\alpha)]^2 (\alpha^2 + \lambda_n^2)^2} + 2\tau \\ + 8\text{Pe}^2 \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \cos(\lambda_m \zeta) A(m, n, \tau) \frac{\mathbb{R}(m, n) \alpha^2}{[1 - \alpha \coth(\alpha)](\alpha^2 + \lambda_n^2)}, \quad (15c)$$

$$C_3(\tau, \zeta) = \int_0^\tau \int_0^1 [3\text{Pe}\psi(x)C_2(t, x) + 6C_1(t, x)] dx dt + 2 \sum_{k=1}^{\infty} \cos(\lambda_k \zeta) e^{-\lambda_k^2 \tau} \int_0^\tau e^{\lambda_k^2 t} \int_0^1 \cos(\lambda_k x) [3\text{Pe}\psi(x)C_2(t, x) + 6C_1(t, x)] dx dt, \quad (15d)$$

$$C_4(\tau, \zeta) = \int_0^\tau \int_0^1 [4\text{Pe}\psi(x)C_3(t, x) + 12C_2(t, x)] dx dt + 2 \sum_{j=1}^{\infty} \cos(\lambda_j \zeta) e^{-\lambda_j^2 \tau} \int_0^\tau e^{\lambda_j^2 t} \int_0^1 \cos(\lambda_j x) [4\text{Pe}\psi(x)C_3(t, x) + 12C_2(t, x)] dx dt. \quad (15e)$$

3 二维浓度分布

基于上述求解获得的零阶至四阶浓度矩，由四阶 Hermite 多项式拟合可得到弥散过渡阶段非高斯分布的流向浓度分布曲线。Hermite 多项式中三阶项为高斯分布引入了偏度修正，四阶项引入了峰度修正。基于浓度矩拟合得到二维浓度分布表达式为^[12]：

$$C(\tau, \eta, \zeta) = C_0(\tau, \zeta) e^{-\eta^2} \sum_{n=0}^4 a_n(\tau, \zeta) H_n(\eta_1), \quad (16)$$

其中

$$\eta_1 = \frac{\eta - \eta_g}{\sqrt{2\nu_2}}, \quad (17a)$$

$$a_0 = \frac{1}{\sqrt{2\pi\nu_2}}, a_1 = 0, a_2 = 0, a_3 = \frac{\sqrt{2}a_0}{24} \cdot \frac{\nu_3}{\nu_2^{3/2}}, a_4 = \frac{a_0}{96} \left(\frac{\nu_4}{\nu_2^2} - 3 \right). \quad (17b)$$

图 1 绘制了不同时刻明渠流动(为方便起见，此处 α 近似为零以 $\alpha=0$ 表示)和典型明渠湿地流动($\alpha=5$)中输运过程的二维浓度分布及相应的深度平均浓度分布对比，直观的展示了明渠湿地流动中的标量输运过程。由于采用以明渠湿地流动深度平均的相平均速度向下游移动的动坐标系，由弥散特征可知溶质团质心位置始终保持在动坐标原点处^[13]。

从图 1 中可知，明渠湿地流动($\alpha=5$)中的浓度沿流向分布更加集中，说明溶质团分散程度更低，流向浓度梯度更大；另一方面由于湿地流动($\alpha=5$)中速度分布更加均匀，可观察到在给定各时刻明渠湿地流动($\alpha=5$)中的浓度沿深度分布相对更加均匀。

明渠湿地流动($\alpha=5$)中的输运过程与明渠流动($\alpha=0$)的类似，从图 1 行(c)中深度平均浓度可知，在初始阶段，明渠流动中上层区域的溶质被较高的流动速度迅速地携带至下游，使浓度呈现向右的偏态分布。随着时间演进，在扩散作用下平均浓度分布逐渐趋于正态分

布。由行(c)两种流动平均浓度对比可知,明渠湿地流动($\alpha=5$)中由于植物对流动产生的阻尼效应,明渠湿地流动中浓度弥散过程比明渠流动($\alpha=0$)要缓慢。

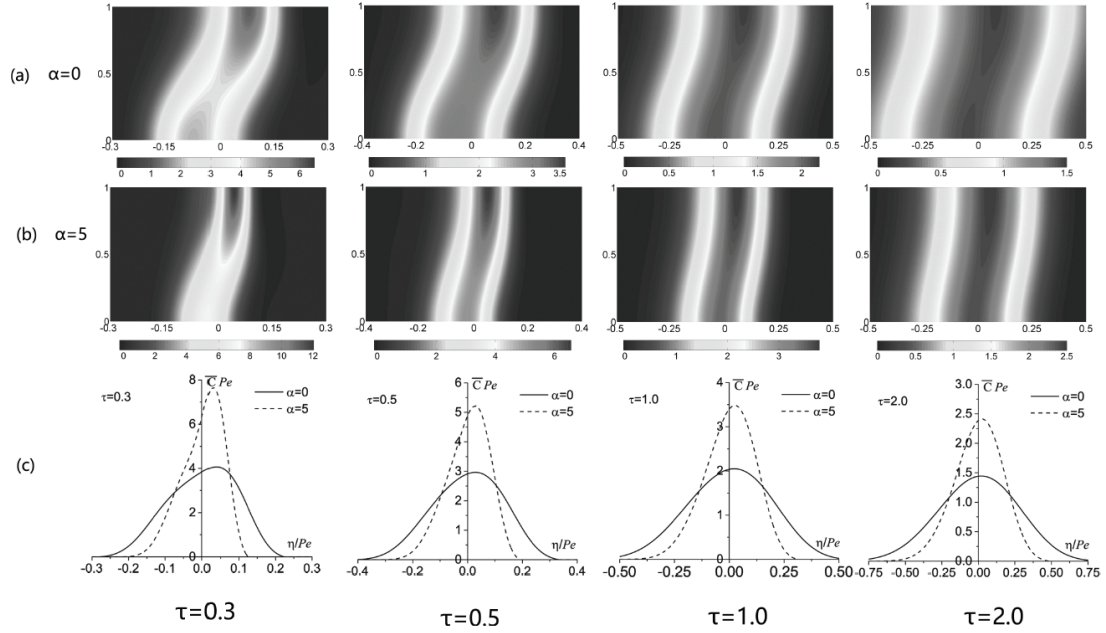


图1 二维浓度分布:行(a)和行(b)横坐标为 η/Pe ,纵坐标为 ζ ;行(a)代表明渠流动弥散 $\alpha=0$,行(b)代表湿地流动弥散 $\alpha=5$,行(c)代表行(a)和行(b)的深度平均浓度分布对比;从左至右四列分别代表时间 $\tau=0.3, 0.5, 1.0$ 和 2.0 。

4 结论

本研究运用浓度矩方法,探讨了明渠湿地流动中污染物弥散的二维浓度分布和演化过程。研究表明,在弥散过渡阶段,垂向浓度呈现极大的非均匀分布。随着 α 的增大,流速分布更加均匀,导致垂向浓度分布非均匀性减小。本研究结果可为环境风险评价等应用提供理论支撑。

附录

$$A(m, n, \tau) = e^{-\lambda_m^2 \tau} \int_0^\tau e^{\lambda_m^2 t} \frac{1 - e^{-\lambda_n^2 t}}{\lambda_n^2} dt, \quad (18a)$$

$$\mathbb{R}(m, n) = \int_0^1 \psi(x) \cos(\lambda_m x) \cos(\lambda_n x) dx. \quad (18b)$$

参 考 文 献

- 1 Costanza, R., d'Arge, R., de Groot, R., et al. The value of the world's ecosystem services and natural capital. *Nature*, 1997, 387: 253-260.
- 2 Ghisalberti, M., Nepf, H.M. Mass transport in vegetated shear flows. *Environmental Fluid Mechanics*, 2005, 5(6): 527-551.
- 3 Nepf, H.M. Flow and transport in regions with aquatic vegetation. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 2012, 44: 123-142.
- 4 Shucksmith, J.D., Boxall, J.B., Guymer, I. Effects of emergent and submerged natural vegetation on longitudinal mixing in open channel flow. *Water Resources Research*, 2010, 46: 272-281.
- 5 Chen, G.Q., Zeng, L., Wu, Z. An ecological risk assessment model for a pulsed contaminant emission into a wetland channel flow. *Ecological Modelling*, 2010, 221(24): 2927-2937.
- 6 Zeng, L., Chen, G.Q., Tang, H.S., et al. Environmental dispersion in wetland flow. *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, 2011, 16(1): 206-215.
- 7 Wang, P., Chen, G.Q. Contaminant transport in wetland flows with bulk degradation and bed absorption. *Journal of Hydrology*, 2017, 552: 674-683.
- 8 Wu, Z., Fu, X.D., Wang, G.Q. Concentration distribution of contaminant transport in wetland flows. *Journal of Hydrology*, 2015, 525: 335-344.
- 9 Wang, H.L., Huai, W.X. Analysis of environmental dispersion in a wetland flow under the effect of wind: Extended solution. *Journal of Hydrology*, 2018, 557: 83-96.
- 10 Wu, Z., Chen, G.Q. Analytical solution for scalar transport in open channel flow: Slow-decaying transient effect. *Journal of Hydrology*, 2014, 519: 1974-1984.
- 11 Aris, R. On the dispersion of a solute in a fluid flowing through a tube. *Proceedings of the Royal Society of London Series a-Mathematical and Physical Sciences*, 1956, 235: 67-77.
- 12 Wang, P., Chen, G.Q. Solute dispersion in open channel flow with bed absorption. *Journal of Hydrology*, 2016, 543: 208-217.
- 13 Taylor, G. Dispersion of soluble matter in solvent flowing slowly through a tube. *Proceedings of the Royal Society of London Series a-Mathematical and Physical Sciences*, 1953, 219(1137): 186-203.

Analytical study of the pollutant transport in wetland flows

WANG Ping¹, WU Zi², ZENG Li³, JIANG Wei-quan⁴

(1 School of Soil and Water Conservation, Beijing Forestry University, Beijing, 100083, China,
Email: wangping@pku.edu.cn)

(2 Department of Civil, Environmental and Construction Engineering, University of Central Florida, Orlando,
FL 32816, USA)

(3 State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water
Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China)

(4 College of Engineering, Peking University, Beijing, 100871, China)

Abstract: Understanding the pollutant transport process in wetland flows plays a key role in various ecological and environmental implications. This work presents an analytical study of the pollutant dispersion in wetland flows through the method of concentration moments. The evolution of the two-dimensional concentration distribution has been illustrated based on the derived zero-th to forth order concentration moments. The results show a tremendously non-uniform vertical concentration distribution in the transient stage, and the non-uniformity decreases with increasing α .

Key words: Wetland flows; Dispersion; Two-dimensional concentration distribution.

有压接无压泄洪洞闸室段水面线变化规律研究

杨欣伟, 王韦, 田忠, 李映瑾, 韩浩冉

(四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川, 成都, 610065, Email: 499461179@qq.com)

摘要: 有压接无压泄洪洞闸室段在低弗劳德数情况下, 会发生明显的壅水现象, 导致闸室内水流流态恶化, 危及工程的安全。针对该问题, 采用了试验与理论分析相结合的方法, 研究了有压接无压泄洪洞闸室段水面线变化规律。结果表明: 在闸室段长度有限的情况下, 当有压出口弗汝德数 $Fr > 1$ 且 < 1.2 时, 泄洪洞闸室段内发生波状水跃, 并随着 Fr 的增大, 最大水深点逐渐后移直至消失; 闸室内最大水深涨幅发生在 $Fr = 1.2$ 的时候, 水跃最高点水深比闸室有压出口断面水深高 52.5%; 当 $Fr > 1.2$ 时, 闸室水面线为一条上弯曲线, 水深沿程逐渐增加, 随着弗汝德数的增大, 最大水深不超过有压出口断面水深的 16.7%。在实际工程中, 应尽量在有压出口处 $Fr > 1.2$ 的情况下运行。

关键词: 水力学; 水面线; 水深; 泄洪洞; 闸室; 壅水

1 引言

有压接无压泄洪洞闸室段水面线变化复杂, 尤其是低弗汝德数情况下, 会发生明显的壅水现象, 大量壅起的水会不断冲击闸室的后半段, 淹没闸门支铰, 导致闸室内水流流态的恶化, 严重时危及工程的安全。研究了不同弗劳汝数 Fr 下的闸室段水面线变化规律, 对于泄洪洞的设计和安全运行具有现实意义。

国内外的相关研究取得了很多重要进展, 高双聚, 杨玲霞等^[1]通过研究模型试验中得到的实测水面线和理论计算所得水面线的差异, 提出了对于变化宽度的明渠中水面线的分析方法; 王益明^[2]分析论证了直接用公式计算水面线的理论可能性; 刘曾美, 吴俊校等^[3]分别探讨了河道底坡的陡缓程度对于水面线推求方向和水面线计算成果精度的影响; 张建民, 王玉蓉, 许唯临等^[4]则创建了一种收敛迭代的计算方法来求解恒定渐变流水面线, 并能满足实际工程的要求; 高际平, 杨明等^[5-8]采用商业软件进行数值模拟, 来计算泄洪洞的工作闸室段或天然河道的水面线, 并与模型试验得到的数据符合较好。黄佑生, 顾令宇^[9]对现有的水面线试算模型进行改造, 得出了一种可以由上往下试算推求水面线的新模型; 刘洋^[10]分析比较了天然河道水面线系统, 明渠恒定均匀流法, SOBEK 软件, HEC-RAS 软件四

种水面线推算方法,并得出了不同推算方法适合的使用条件;Anh 等^[11]则推导出了一系列平均水深方程,用于计算在任意三维曲面之上流动的明渠水流水面线,并分别采用了物理试验和经验公式推导的方法来验证了这种方程的准确度;Jain^[12]分析了在两种不同几何形状的渠道中水流的水面线,揭示出了导致非唯一解的条件,并通过物理试验验证了这种解的非唯一性;Mizumura^[13]用拉普拉斯方程分析了在波浪形底部和波浪形边墙的明渠中水流的水面线,并分别在急流和缓流的情况下和模型试验的解进行了对比,得到了两者结果一致时候的条件;Vatankhah 等^[14-15]推导出一个在渠道中沿侧堰流动的水面线的闭合解,并发现了水面高度的变化和弗劳德数以及相对水深有关系;Bose 等^[16]则通过分析稳态流动方程,并和试验数据相对比的方法来研究了波状水跃的自由水面线,发现了其水面线与弗劳德数和边界倾斜的程度有关;Sturm 等^[17]通过比较分析试验测量数据和缓变流一维方程的数值解,来研究了具有多种临界水深的复式渠道中的水面线变化规律;Muslu 等^[18-19]用试验数据来验证某参数影响下经过侧堰水流的数学模型,研究了侧堰流量等参数对于侧向水面曲线的影响,发现了计算值与实测值的一致性。

前人研究成果为本研究提供了重要参考,但并没有对泄洪洞水平闸室段中水面线和弗劳德数相关关系的系统分析和研究,针对该问题,本研究以水力学试验为基础,结合相关的恒定非均匀渐变流水面曲线分析理论,探讨不同的弗劳德数对泄洪洞闸室水面线的影响。

2 试验装置及试验结果

2.1 试验装置及测试手段

泄洪洞等过流建筑物均采用有机玻璃制作,以便于观察水流流态。整个试验装置包括供水水箱、有压段、压坡段、闸室段及其后的三角量堰组成。有压段出口高度为 0.12m,闸室的宽度为 0.09m。试验装置见图 1。

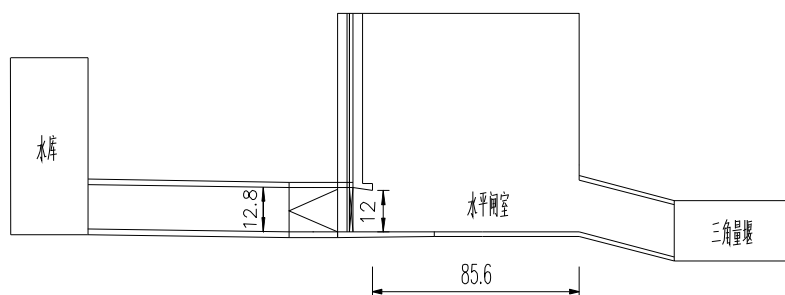


图 1 试验装置示意图 (单位: cm)

本试验的测试手段是先将闸室段划分为 80 个测点，每两个测点的间距均为 1cm，然后采用高清摄影技术来测量每一个测点处的水深，最后将所有测点的水深相连，绘制出闸室段的水面线。

2.2 试验组次

试验过程中，在保证泄洪洞中始终为有压流的条件下，本试验尽可能地在更大的弗劳德数范围内进行，表 1 为试验组次表，表中的 Fr 为有压出口断面的弗汝德数。

表 1 试验组次

$Q/(L/s)$	$v/(m/s)$	Fr
13.030	1.206	1.113
13.892	1.286	1.195
14.788	1.369	1.263
15.956	1.477	1.366
17.936	1.661	1.537
20.057	1.852	1.708
22.030	2.040	1.878
24.115	2.233	2.049
25.994	2.407	2.220
26.965	2.497	2.302
27.957	2.589	2.391
28.971	2.683	2.474

2.3 试验结果

图 2 为不同 Fr 下，水深沿程变化过程横坐标为测点距压坡出口的距离，纵坐标为实际测量出来的水深，图中不同的曲线代表不同 Fr 下的闸室段水面曲线可以看出所有曲线大体上分为两种形态，一种曲线呈现出了明显的壅水最高点，一种则比较平直，后段略微向上倾斜。

由试验测得的水面线数据可以看出，整个试验中弗汝德数的范围大致在 1 至 2.5 的范围内变化，当 $1 < Fr < 1.2$ 时，泄洪洞闸室水平段内的水面曲线呈现出明显的波浪形，闸室内的壅水现象非常明显，根据试验结果可知，当 $1 < Fr < 1.2$ 时，随着弗汝德数的不断增大，即上游来流流量不断增大时，闸室内水面的壅水不断增高，而且波峰不断往下游方向移动。当 $Fr > 1.2$ 并不断增大时，水面线的波峰不断往下游移动直至消失，此时的水面线基本变成一条略微往上弯曲的曲线，而且弗劳德数越大，曲线向上倾斜的角度越小，越趋近于平直。整个试验过程基本以弗汝德数为 1.2 的时候为分界点，在弗汝德数小于和大于 1.2 的试验组次下，闸室水面线分别呈现出两种截然不同的形态。

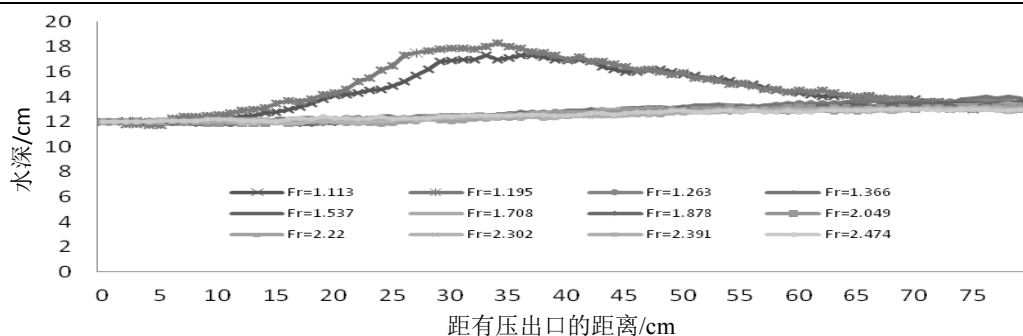
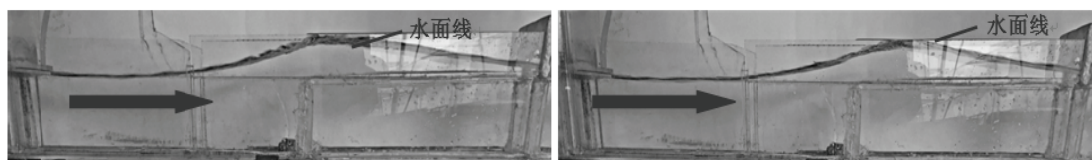


图2 闸室段不同弗汝德数对应的水面曲线

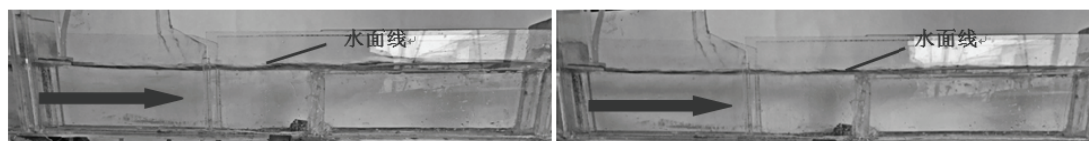
实际试验情况的照片如图3和图4所示，图中水流方向均为从左往右。



(a) $Fr=1.113$ 时的水面线

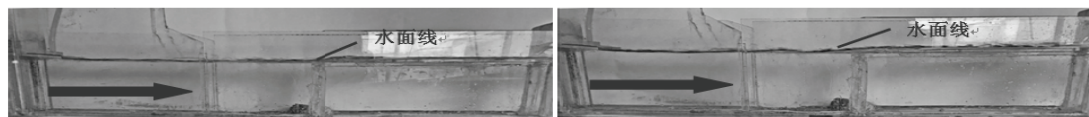
(b) $Fr=1.195$ 时的水面线

图3 $1 < Fr < 1.2$ 时的水面线



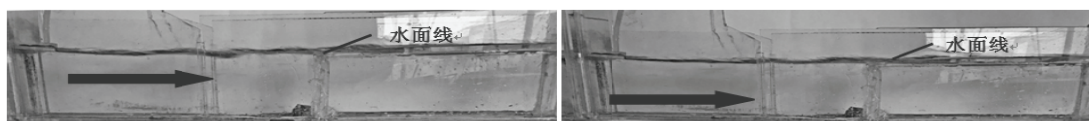
(a) $Fr=1.263$ 时的水面线

(b) $Fr=1.366$ 时的水面线



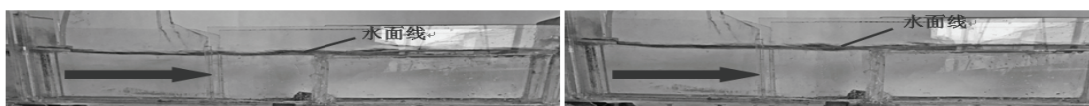
(c) $Fr=1.537$ 时的水面线

(d) $Fr=1.708$ 时的水面线



(e) $Fr=1.878$ 时的水面线

(f) $Fr=2.049$ 时的水面线



(g) $Fr=2.220$ 时的水面线

(h) $Fr=2.302$ 时的水面线

图4 $Fr > 1.2$ 时的水面线

根据试验测得的不同弗汝德数下壅水曲线的水深最高点，可以计算出其对于有压出口初始水深的涨幅大小，并绘制出相应的变化曲线如图 5 所示：

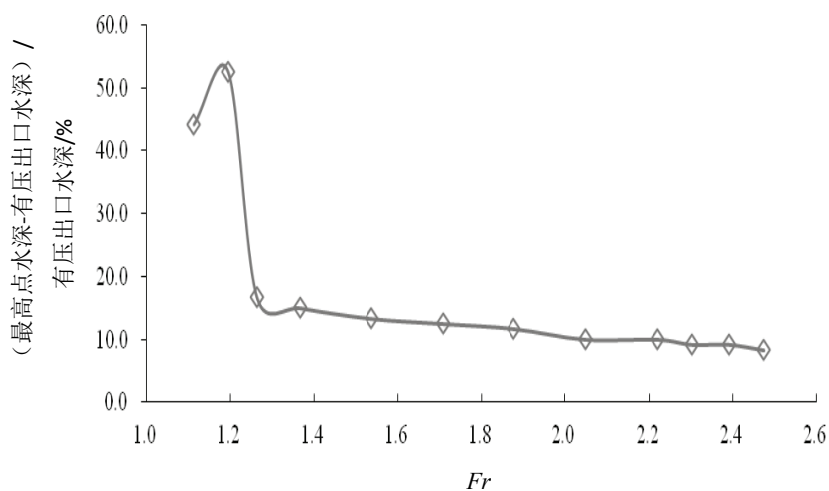


图 5 不同弗汝德数下水面线最大涨幅的变化曲线

从图 5 可以看出，最大水位涨幅发生在弗汝德数约为 1.2 的时候，当 $1 < Fr < 1.2$ 时，最大水位涨幅不断增大到 50% 左右，当 $Fr > 1.2$ 时，最大水位涨幅急剧下降。并且随着 Fr 的增大，涨幅不断减小。

根据每种工况下水面线最大水深处出现的位置，绘制出最大水深出现位置与弗汝德数的关系曲线如图 6 所示。

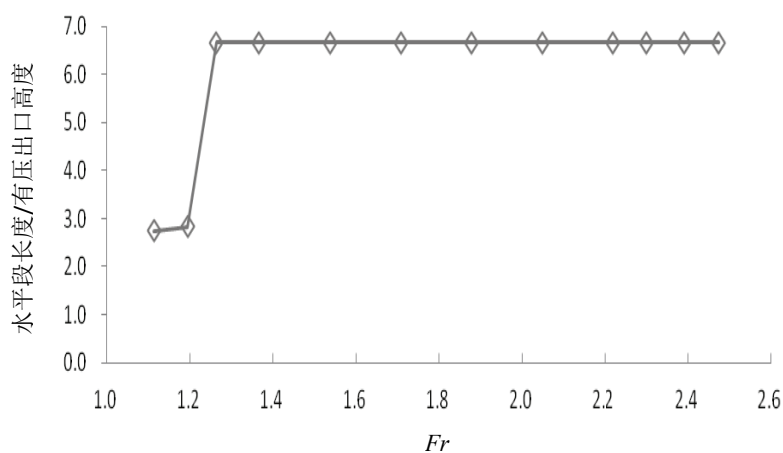


图 6 不同弗汝德数下最大水深处位置的变化曲线

从图 6 可以得到, 以 Fr 为 1.2 时为分界点, $1 < Fr < 1.2$ 时, 随着 Fr 不断增大, 最大水深出现位置也同时后移, 而当 $Fr > 1.2$ 时, 最大水深出现位置都在闸室段最末端, 即闸室水平段长度和有压出口高度的比值为 6.7 的地方。

3 理论分析

弗汝德数

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (1)$$

式中: v 为断面平均流速, m/s; h 为断面平均水深, m。

查阅文献[20]可得棱柱体明渠渐变流水面线:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}} \quad [16] \quad (2)$$

式中: s 为渠底沿程距离, m; i 为底坡坡度; Q 为流量, m^3/s ; K 为流量模数, m^3/s ; α 为动能修正系数; B 为渠道宽度, m; A 为过水断面面积, m^2 。

将式 (1) 代入式 (2), α 近似取 1, 则上式可写成

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - Fr^2} \quad (3)$$

因为平底棱柱体明渠中, 不可能形成均匀流, 因此并不存在正常水深 h_0 , 只存在临界水深。由临界水深的计算公式

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} \quad (4)$$

可得, 当 $Fr > 1$ 时, $h_k >$ 有压出口断面水深 0.12m。因为闸室段为水平底坡, 底坡 $i=0$, 由棱柱体明渠渐变流水面线公式可得, 当 $Fr > 1$ 时, $\frac{dh}{ds} > 0$, 即水深沿程增大, 形成的是 c_0 型壅水曲线。

物理试验过程也很好地证明了这点, 当 $1 < Fr < 1.2$ 时, 由于 Fr 较小, 闸室段内形成了波状水跃。当 $Fr > 1$ 即闸室进口水深小于临界水深 h_k 时, 闸室段水面线即形成壅水曲线, 最大水深点不断增高和后移直至消失, 当弗劳德数较大时, 由于流速较快, 闸室长度有限, 因此水面线只呈现出了 c_0 型壅水曲线的前半段形态, 近似于一条略微向上弯曲的曲线。

4 结论

从以上的物理模型试验和理论分析结果可以得出如下结论。

(1) 在有压流的状态下, 当弗汝德数 $1 < Fr < 1.2$ 时, 泄洪洞闸室内形成波状水跃, 水面线呈现出一个明显的拱形, 随着 Fr 的增大, 最大水深点逐渐后移直至消失, 当 $Fr > 1.2$ 时, 闸室水面线变成了一条上弯曲线。

(2) 闸室内最大水位涨幅发生在弗汝德数约为 1.2 的时候, 并且呈现出先增大后减小的趋势, 波状水跃的最高点水深比闸室进口水深大 52.5%。

(3) 当 $Fr > 1.2$ 时, 随着 Fr 的不断增大, 最大水深不超过有压出口断面水深的 16.7%, 最大水深出现的位置不断后移, 并在 $Fr=1.2$ 的时候急剧后移较大距离, 当 Fr 较大时, 最大水深出现位置均集中在闸室最末端, 本次试验中即在闸室水平段长度和有压出口高度的比值为 6.7 的地方。

(4) 在类似的泄洪洞建设中, 要尽量使有压出口处的弗汝德数 $Fr > 1.2$, 并且 Fr 越大, 闸室内水流的流态越好。

参考文献

- 1 高双聚, 杨玲霞. 变宽度明渠水面线的分析[J]. 郑州工学院学报, 1994, 15(3): 41-44.
- 2 王益明. 工程实践中水面线的计算方法[J]. 甘肃农业, 2006, (11): 387.
- 3 刘曾美, 吴俊校, 陈明等. 河渠底坡陡缓对水面线计算的影响分析[J]. 人民珠江, 2010, (2): 19-23.
- 4 张建民, 王玉蓉, 许唯临等. 恒定渐变流水面线计算的一种迭代方法[J]. 水利学报, 2005, 36(4): 501-503.
- 5 高际平, 杨明, 马静. 平底闸及闸室驼峰堰的水力特性[J]. 人民黄河, 2012, 34(11): 118-123.
- 6 党彦, 王炳军, 李红梅等. 泄洪洞工作闸室及陡坡明渠段体型优化数值模拟[J]. 水利与建筑工程学报, 2016, 14(2): 163-166.
- 7 王会杰, 马继禹, 马旭东等. 泄洪洞中闸室长度对掺气水流的影响研究[J]. 中国农村水利水电, 2017, (2): 182-185.
- 8 杨蔚为, 邱小杰. HEC-RAS 水面线计算与分析[J]. 上海水务, 2016, 32(4): 22-25.
- 9 黄佑生, 顾令宇. 一种新的水面线试算方法[J]. 水利水电科技进展, 2003, 23(3): 31-33.
- 10 刘洋. 几种水面线推算方法的比较[J]. 人民黄河, 2011, 33(2): 51-53.
- 11 Anh T N, Hosoda T. Depth-Averaged Model of Open-Channel Flows over an Arbitrary 3D Surface and Its Applications to Analysis of Water Surface Profile [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, 133(4): 350-360.
- 12 Jain S C. Nonunique Water-Surface Profiles In Open Channels [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1993, 119(12): 1427-1434.

- 13 Mizumura K. *Free-Surface Profile Of Open-Channel Flow With Wavy Boundary* [J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1995, 121(7): 533-539.
- 14 Vatankhah A R. *Water Surface Profiles along a Rectangular Side Weir in a U-Shaped Channel (Analytical Findings)* [J]. *Journal of Hydrologic Engineering*, 2013, 18(5): 595-602.
- 15 Johnson K R, Ting F C K. *Measurements of Water Surface Profile and Velocity Field at a Circular Pier* [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2003, 129(5): 502-513.
- 16 Bose S K, Castro-Orgaz O, Dey S. *Free surface profiles of undular hydraulic jumps* [J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2012, 138(4): 362-366.
- 17 Sturm T W, Sadiq A. *Water surface profiles in compound channel with multiple critical depths.* [J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1996, 122(12): 703-709.
- 18 Muslu Y, Tozlu H, Yuksel E. *Effect of lateral water surface profile on side weir discharge.* [J]. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2003, 129(5): 371-375.
- 19 Naik B, Khatua K K. *Water surface profile computation in nonprismatic compound channels.* [J]. *Aquatic Procedia* 4, 2015: 1500-1507.
- 20 吴持恭. *水力学*[M]. 北京: 高等教育出版社, 2008: 231.

Water surface profile in lock chamber of spill-tunnel

YANG Xin-wei, WANG Wei, TIAN Zhong, LI Ying-jin, HAN Hao-ran

(State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065)

Abstract: When *Froude* number is low, there are obvious backwater phenomenon in lock chamber of pressure spill-tunnel and lead to flow deterioration, which may endanger the safety of structure. In order to solve this problem, physical experimental study and theoretical analysis are adopted in this paper. The results show that, when the length of chamber is limited and *Froude* number is greater than 1 and less than 1.2, undular jump occurs in chamber and the peak of water surface profile in chamber gradually moves rearward until it disappeared. The maximum amount of increase for water depth in the chamber occurs at *Froude* number equals 1.2. The maximum water depth is about 52.5% higher than that of pressure outlet. When *Froude* number is greater than 1.2, the water surface profile becomes a curve which bends up. Water depth is gradually increasing. With the increase of the number of *Froude*, the maximum water depth is less than 16.7% that of the pressure outlet. In practical project, operating at $Fr > 1.2$ at the pressure outlet should be promoted.

Key words: Hydraulics; water surface profile; water depth; spillway tunnel; lock chamber; backwater

二维浅水动力模型中过堰水流耦合模拟方法研究

马利平, 侯精明, 李丙尧, 张兆安, 张阳维

(省部共建西北旱区生态水利国家重点实验室, 西安, 710048, E-mail:jingming.hou@xaut.edu.cn)

摘要: 针对洪水演进中过堰水流计算不准确的问题, 将基于水量平衡的内边界处理方法应用于过堰水流计算, 建立了一种考虑过堰水流的二维水动力耦合模型。耦合模型在内边界处选取堰上、下游对应网格, 在上游各网格以堰流公式计算过堰减少流量, 同一时间步长内在堰下游各网格上增加相应的流量。同时在内边界之外采用求解二维浅水方程的有限体积模型模拟洪水过程。通过与堰流公式解析解的结果作对比, 验证了该耦合模型的可靠性。以甘峪水库为例, 分析了溢洪道水深与流量的关系, 结果表明, 该耦合模型计算过堰水流与实测值更接近, 这对确定溢洪道下游蓄滞洪区淹没范围具有非常重大的意义。

关键词: 二维浅水方程; 数值模拟; 内边界; 堰流

1 引言

在模拟洪水演进的过程中经常会遇到各种堰流问题, 对过堰水流处理的好坏将直接影响下游洪水演进的时空过程。近年来, 国内外学者在溃坝与漫堤等过堰问题上研究颇多。张大伟等^[1]把基于 Preissmann 格式的一维模型和基于 Roe 格式的二维有限体积模型通过宽顶堰流公式进行了无缝衔接, 并对松花江哈尔滨段松北分洪区溃堤洪水进行了模拟; Dushmanta 等^[2]利用基于有限差分法的耦合模型对河流漫顶洪水进行了模拟; 李云等^[3]采用水位与流量的关系将一、二维洪水模型进行耦合, 并成功应用于淮河临淮岗段; 姜晓明等^[4]采用宽顶堰流公式实现了一维、二维洪水模型的耦合, 并对松花江干流胖头泡溃堤洪水进行了模拟计算; 丹麦 DHI 公司的 Mike 软件通过将溢流堰描述为一条多段线, 在数值计算时使用最近几个单元网格的边来代替多段线的方法解决了洪水模拟中的过堰问题。上述学者大多采用堰流公式来耦合一维河道模型和二维洪水模型, 并未在全二维模型中耦合处理内边界, Mike 软件仅仅是将溢流堰看成一段线, 并未反应建筑物在空间中的体型情况。

针对过堰水流问题, 在二维水动力模型中实现了一种基于水量平衡的内边界处理方法, 该方法将堰流公式作为相应内边界的流量计算依据, 在内边界之外采用求解二维浅水方程

的有限体积模型模拟洪水过程，可有效解决应用浅水方程模拟洪水演进过程中遇到的由内边界情况导致的水量计算不精确问题。通过对比耦合模型与堰流公式解析解的结果，验证了该耦合模型的可靠性。将该耦合模型应用于甘峪水库溢洪道计算，验证了模型的准确性，这为精确计算洪水演进过程提供了重要支撑。

2 模型简介

2.1 控制方程

应用具有守恒格式的平面二维浅水方程（简称 SWEs）来模拟二维计算区域的水流运动过程。二维非线性浅水方程的守恒格式可用如下的矢量形式^[5]来表示：

$$\frac{\partial \mathbf{q}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S} \quad (1)$$

$$\mathbf{q} = \begin{bmatrix} h \\ q_x \\ q_y \end{bmatrix}, \mathbf{F} = \begin{bmatrix} uh \\ uq_x + gh^2/2 \\ uq_y \end{bmatrix}, \mathbf{G} = \begin{bmatrix} vh \\ vq_x \\ vq_y + gh^2/2 \end{bmatrix}, \mathbf{S} = \begin{bmatrix} 0 \\ -gh\partial z_b/\partial x \\ -gh\partial z_b/\partial y \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \\ -C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中： $\mathbf{q}$ 为变量矢量，包括水深 h ，两个方向的单宽流量 q_x 和 q_y ； g 为重力加速度， u 和 v 分别为 x 、 y 方向的流速； $\mathbf{F}$ 和 $\mathbf{G}$ 分别为 x 、 y 方向的通量矢量； $\mathbf{S}$ 为源项矢量； z_b 为河床底面高程， $C_f = gn^2/h^{1/3}$ 为谢才系数， n 为曼宁系数。

2.2 数值方法

本模型在二维计算区域应用动力波方法进行洪水演进过程的模拟计算。采用 Godunov 格式的有限体积法将计算区域进行空间离散。通过 HLLC 近似黎曼求解器计算单元界面上的质量通量和动量通量。通过静水重构来修正干湿边界处负水深。同时在不影响计算精度的情况下，根据水深变化使用模型作者提出的底坡通量法处理，即将一个计算单元中的坡面源项转换为位于该单元边界上的通量，保证在复杂地形上达到全稳条件。摩阻源项使用 Liang 和 Marche 改进的分裂点隐式法来提高计算稳定性。采用二阶显式 Runge Kutta 方法来保证时间积分的二阶精度。从而构造具有二阶时空精度的 MUSCL 型格式，有效解决复杂地形干湿界面处的负水深和伪高流速等非物理现象所造成的计算失稳和物质动量的不守恒。同时采用 GPU 并行计算技术实现对洪水过程的高速模拟。

3 内边界处理方法

二维计算区域 I、II 之间的耦合连接通过基于水量平衡的内边界处理方法实现。图中两条红线之间为内边界区域，内边界区域的网格为次要网格，仅用来描述建筑物的体型。具体处理方法为：

第一步：在二维计算区域 II（即上游）与二维计算区域 I（即下游）中选取溢流堰上游及下游所对应的网格（如图 1 中编号为 3、2 的网格）。

第二步：对于编号为 3 的网格，利用这些网格上的水深 h 作为堰流公式中堰上水头的输入参数，以计算得到每个网格上通过溢流堰减少的流量。本方法采用的堰流公式为：

$$Q = CBH^{1.5} \quad (3)$$

式中： Q 为每个网格上通过内边界的流量，单位： m^3/s ； C 为综合流量系数； B 为网格宽度，单位： m ； H 为每个网格上的堰上水头，单位： m 。

第三步：在同一时间步长内，在下游编号为 2 的网格上增加与之相对应的上游网格减少的流量，以达到水量平衡的目的。

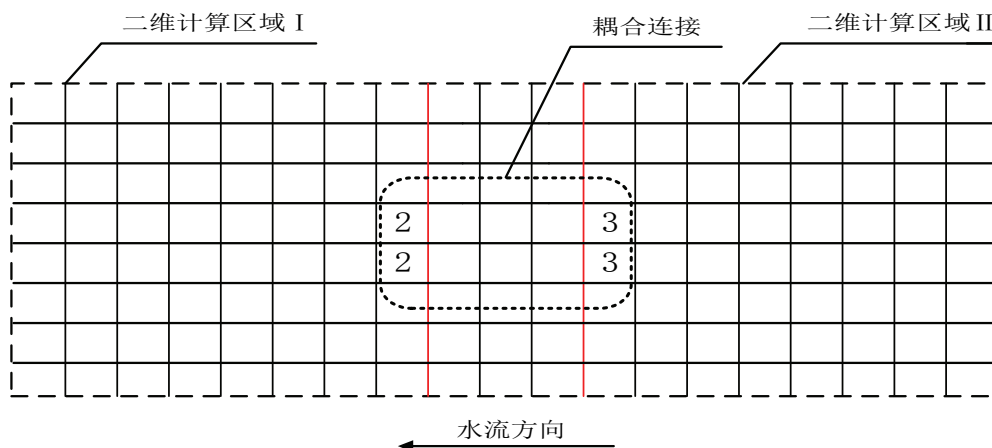


图 1 内边界处理方法示意图

4 模型验证与应用

4.1 模型验证

采用对比耦合模型与堰流公式计算的过堰流量的方法，对模型进行验证。所采用的算例如图 2 所示，算例区域长 1030m，宽 200m，在区域中间有宽 20m 深 5m 的矩形溢流堰，溢流堰上游有初始水深为 5m，底面积（510×200）m²的水池，在溢流堰下游有坡度为 0.02 的过水通道。对于耦合模型，本次模拟时间为 60 min，二维计算区域选取的曼宁系数为 0.02，网格精度为 1m，库朗数为 0.5，模拟时间步长为 0.01s，每隔 20s 输出一次结果文件。下游边界设置为自由出流边界，其余边界定义为闭边界。耦合连接处的时间步长与二维计算区域相同，堰流公式中的综合流量系数 $C=1.347$ ^[6]。对于堰流公式计算的解析解，应用式（3）的堰流公式，根据单位时间内库容的减少量等于过堰水量，计算得到相同条件下的过堰流量曲线。时间步长为 10s。选取距溢流堰 50m 的 1 号断面的流量与堰流公式计算的流量作对比。模拟验证结果如图 3 所示，对于耦合模型计算流量的波动情况，由于在溢流堰上游的二维计算区域通过动力波方法来模拟洪水过程，溢流堰堰上水头的快速下降导致在水池中产生回波，反射回来的回波引起堰上水头的波动，从而导致了计算流量的波动。图中两曲线较为吻合，结果的相对误差为 7.74%，故该耦合模型可用来计算洪水过程中的堰流问题。

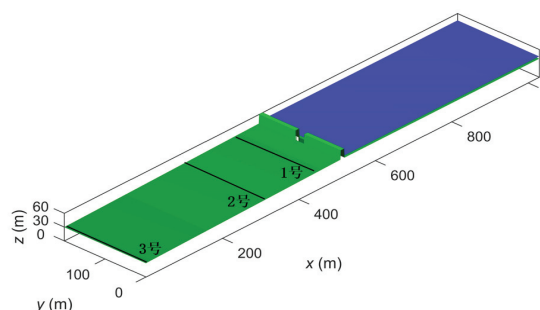


图2 模拟算例示意图

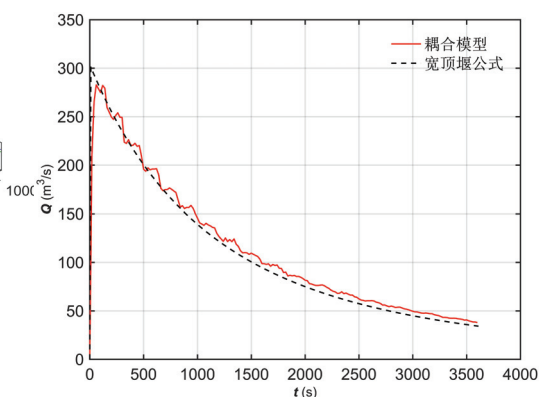


图3 模型验证流量结果

4.2 模型应用

本研究以陕西省西安市户县甘峪水库溢洪道为研究对象，采用内边界处理方法的耦合模型与未采用内边界处理方法的全水动力模型对水库溢洪道水深与流量关系进行模拟研究。甘峪水库的数字地形高程（DEM）如图 4 所示，网格精度为 2m。两种模型采取相同的参数设置条件，堰流公式中的综合流量系数 $C=1.347$ ^[6]，模拟时间为 120min，二维计算区域选取的曼宁系数为 0.02，库朗数为 0.5，模拟时间步长为 0.01s，每隔 20s 输出一次结果文件。下游边界设置为自由出流边界，其余边界定义为闭边界。将两种模型在溢洪道处计算

的水深流量曲线与实测水深流量曲线作对比（图 5），可以发现，溢洪道水深比较低时，两种模型计算的结果比实测的小，随着水深的增高，耦合模型计算的结果更接近于实测值，而未处理内边界的全水动力模型计算的结果比实测值大。可见，应用耦合模型计算的溢洪道水深流量关系更接近于实测值。

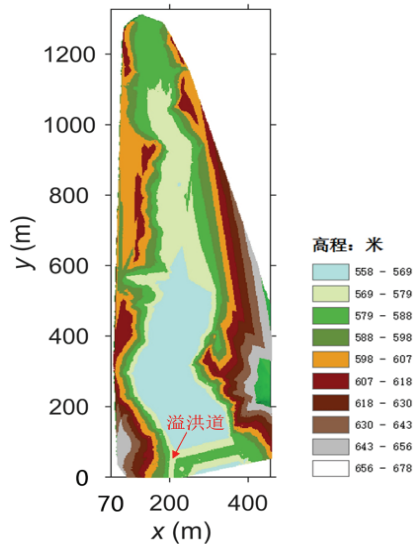


图 4 甘峪水库数字地形高程图

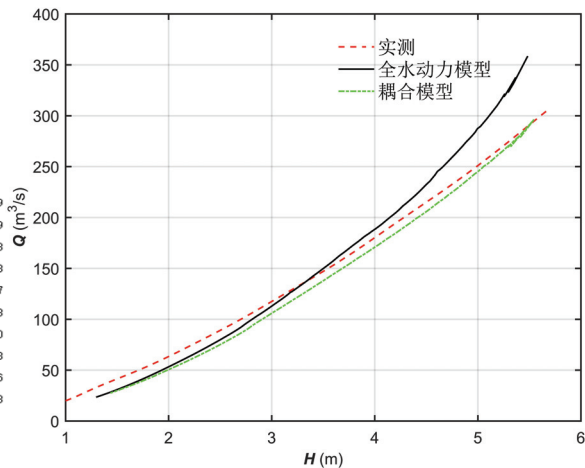


图 5 实测与模拟水深流量关系曲线

5 结论

为了解决浅水方程计算过堰水流不准确的问题，建立了一种基于水量平衡法处理内边界的耦合模型，通过对比耦合模型与堰流公式解析解的结果，验证了该耦合模型的可靠性。同时将本耦合模型应用于甘峪水库溢洪道下泄流量与水深关系的计算，并与实测结果相对比，结果表明，耦合模型计算的结果更接近于实测值，因此应用耦合模型计算的过堰流量相对于求解浅水方程计算的结果更精确，这对确定溢洪道下游蓄滞洪区淹没范围具有非常重要的意义。

致谢

本研究得到了国家重大研发计划(2016YFC0402704)、国家自然科学基金项目(19672016)；陕西省国际科技合作与交流计划项目(2017KW-014)、陕西省水利科技项目(Grand No. 2017slki-14)和海绵城市建设及运营相关课题专项研究(2017-HMKT-01)的资助，在此一并表示感谢。

参 考 文 献

1. 张大伟, 李丹勋, 陈稚聪, 等. 溃堤洪水的一维、二维耦合水动力模型及应用[J]. 水力发电学报, 2010,29(02):149-154.
2. Dutta D, Alam J, Umeda K, et al. A two - dimensional hydrodynamic model for flood inundation simulation: a case study in the lower Mekong river basin[J]. Hydrological Processes, 2007, 21(9):1223-1237.
3. 李云, 范子武, 吴时强, 等. 大型行蓄洪区洪水演进数值模拟与三维可视化技术[J]. 水利学报, 2005(10):1158-1164.
4. 姜晓明, 李丹勋, 王兴奎. 基于黎曼近似解的溃堤洪水一维-二维耦合数学模型[J]. 水科学进展, 2012,23(02):214-221.
5. HOU J, LIANG Q, SIMONS F, et al. A stable 2D unstructured shallow flow model for simulations of wetting and drying over rough terrains [J]. Computers & Fluids, 2013, 82(17): 132-147.
6. CHEN Z, MA L, YU S, et al. Back Analysis of the Draining Process of the Tangjiashan Barrier Lake[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 141(4): 05014011.

Research on coupling simulation method of weir flow in Two-Dimensional shallow hydrodynamic model

MA Li-ping, HOU Jing-ming, LI Bing-yao, ZHANG Zhao-an, ZHANG Yang-wei

(State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region of China, Xi'an, 710048,

E-mail: jingming.hou@xaut.edu.cn)

Abstract: In order to solve the problem of inaccuracy of weir discharge in flood evolution, the inner boundary treatment method based on water balance was applied to the calculation of weir flow. A two-dimensional hydrodynamic coupled model considering weir flow was established. The coupling model selects the upstream and downstream grids at the inner boundary, and the upstream grids use the weir formula to calculate the reduction of discharge through the weir, and increase the corresponding discharge in the downstream grids of the weir at the same time step. At the same time, the flood process was simulated using the finite volume model for solving the 2D shallow water equation outside the inner boundary. The reliability of the coupled model was verified by comparing with the analytical solution of the weir formula. Taking the Ganyu Reservoir as an example, the relationship between the water level and the discharge of the

spillway was calculated. The results show that the calculated weir flow is closer to the actual measured value, which is of great significance to determining the extent of submergence of downstream of the spillway.

Key words: Two-dimensional shallow water equation; Numerical simulation; Inner boundary; Weir flow