

DOI: 10. 20040/j. cnki. 1000-7709. 2023. 20212801

叶巴滩水电站导流洞水压力分布研究

周顺文¹, 蒲云娟¹, 李登松², 杨柯琛³

(1. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072;

2. 成都信息工程大学自动化学院, 四川 成都 610225; 3. 四川农业大学水利水电学院, 四川 雅安 625014)

摘要: 导流隧洞作为泄水建筑物, 洞身、洞顶和底板的压力分布对于避免空蚀空化、振动等不良现象至关重要。以叶巴滩水电站导流隧洞为例, 基于物理模型试验、RNG $k-\omega$ 紊流模型、VOF法建立的三维数值模型模拟了导流隧洞压力分布, 通过泄流能力、底板沿程压力等试验数据验证了数值模型的可靠性。结果表明, 导流隧洞底板和顶部沿程压力分布均呈下降趋势, 但在闸室段、堵头段等水力边界突变处, 压力值发生了波动; 在转弯段, 水流受离心力影响显著, 主流区位置和水流压力存在偏离轴线, 靠近外边墙的趋势。

关键词: 叶巴滩水电站; 导流隧洞; 压力分布; 水力边界突变

中图分类号: TV135.2

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)04-0139-04

1 工程概况

叶巴滩水电站位于四川省与西藏自治区的界河金沙江的上游河段, 是金沙江上游梯级水电站中的第7级。叶巴滩水电站枢纽工程由挡水坝、右岸地下厂房系统、坝身泄洪表孔和深孔、导流隧洞、二道坝等建筑物组成。泄洪洞为有压和无压隧洞的组合型式, 由进水口、有压短管、闸室段、堵头段和洞身段等组成; 共布置2条导流洞, 分别位于左、右岸, 导流洞进口高程为2 717.00 m, 出口高程为2 714.00 m, 过流断面尺寸为12.0 m × 14.0 m(宽×高, 城门洞型), 见图1。导流标准为20年一遇洪水, 相应设计流量 $Q_{5\%} = 5\,670\text{ m}^3/\text{s}$ 。导流洞因运行工况复杂、泄流量大、过流流速较高等, 导致水力特性复杂。由于洞内

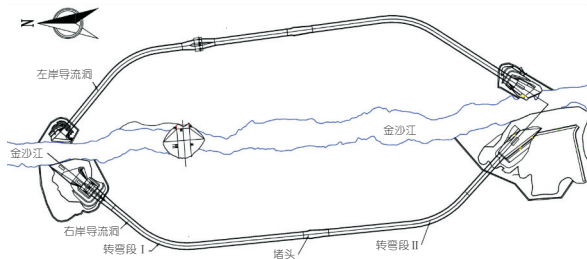


图1 导流洞平面布置图

Fig. 1 Layout plan of diversion tunnel

存在闸门、闸墩, 轴线布置常出现曲线型式等, 过流边界发生突变, 进而影响了洞内水流流态与压力分布^[1,2]。导流隧洞压力分布的不良变化, 将对其安全和稳定性产生破坏, 如洞内脉动压强的增大, 可能引起振动^[3]; 闸门槽和出口等部位因流速大、压强小, 易出现空蚀空化^[4,5]。武英豪等^[6]借助束窄过流断面方法, 改善了高速无压隧洞空蚀空化、水翘等不良水力特性。受测量技术的限制, 传统方法难以全面得到洞内流速、压力分布, 数值模拟弥补了此不足^[6-8]。马旭东等^[7]数值模拟了导流洞中闸室弧形闸门的关闭过程, 分析了中闸室在不同开度(即不同水力边界)下壁面的压力变化规律等。针对叶巴滩水电站右岸导流洞(闸室为进口岸塔式, 长度约896 m, 堵头为楔形体, 纵剖面见图2), 采用物理模型试验和数值模拟相结合的方法, 分析了导流隧洞主流区闸室、转弯段和堵头等过流边界发生突变位置处的压力, 为导流洞设计提供了参考。

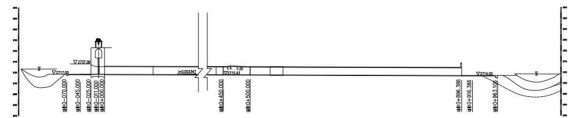


图2 右岸导流洞纵剖面

Fig. 2 Longitudinal section of right bank diversion tunnel

收稿日期: 2021-12-21, 修回日期: 2022-07-18

基金项目: 四川省自然科学基金项目(2022NSFSC1066); 江西省水利厅科技项目(202022YBKT09); 国家自然科学基金青年基金项目(52109096)

作者简介: 周顺文(1986-), 男, 硕士、高级工程师, 研究方向为水利水电工程, E-mail: 2013022@chidi.com.cn

通讯作者: 李登松(1988-), 男, 博士、讲师, 研究方向为灾害水力学、计算流体力学, E-mail: Lids@cuit.edu.cn

2 研究方法

2.1 控制方程

导流隧洞内为不可压三维非恒定流,以连续性方程、N-S 方程等形成水动力控制方程组。

连续性方程:

$$\partial \rho / \partial t + \partial \rho \mathbf{u}_i / \partial x_i = 0 \quad (1)$$

运动方程:

$$\begin{aligned} (\partial \rho \mathbf{u}_i) / \partial t + (\partial \rho \mathbf{u}_i \mathbf{u}_j) / \partial x_j = -\partial p / \partial x_i + \\ \frac{\partial}{\partial x_i} \left[(\mu + \mu_t) \left(\frac{\partial \mathbf{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \mathbf{u}_j}{\partial x_i} \right) \right] + \rho g_i \end{aligned} \quad (2)$$

其中 $\mu_t = \rho C_\mu k^2 / \epsilon$
式中, ρ 为流体密度; t 为时间; $x_i (i=1,2,3)$ 为笛卡尔直角坐标轴; $\mathbf{u}_i (i=1,2,3)$ 为速度矢量; p 为压强; μ 为运动粘性系数; g_i 为重力加速度; μ_t 为紊动速度,由 RNG k- ϵ 紊流模型^[9] 给定; C_μ 为常数,取 0.084 5; k 为紊动能; ϵ 为紊动耗散率。

通过 VOF 法跟踪自由水面,满足质量守恒的 VOF 法方程为:

$$\partial \alpha_w / \partial t + \mathbf{u}_i \partial \alpha_w / \partial x_i = 0 \quad (3)$$

其中 $\alpha_w = 1 - \alpha_a$
式中, α_w, α_a 分别为单元体内水、空气的体积分,在数值计算中, $\alpha_w = 0.5$ 时的等值面为导流洞上游自由水面。

2.2 边界条件与计算方法

进口边界为速度入口;空气进口边界为压强入口;出口边界为压强出口;壁面边界采用标准壁面函数,壁面粗糙度 $n = 0.014$ 。控制方程的离散采用有限体积法,对流项采用二阶迎风格式,扩散项采用二阶迎风格式,压力速度耦合采用 SIMPLE 算法。

2.3 网格划分与计算工况

以右岸导流洞为研究对象,数值计算区域包括上、下游明渠段、闸室段和洞身段。由于主要关注导流洞内的水力特性,适当考虑平面形状的情况下,导流洞的进口段、出口段简化成一段明渠。计算区域采用结构化网格划分,见图 3。

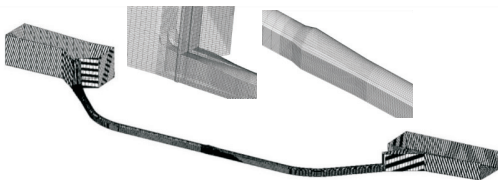


图 3 导流洞网格划分

Fig. 3 Meshing of diversion tunnel

数值计算的右岸导流洞流量分别为 1 695、2 190、2 859 m^3/s 。

2.4 数值模型验证

为了验证数值模型的可靠性,比较分析了数值计算的导流洞泄流能力与理论计算值、模型试验测量值间的误差,表 1 为泄流能力比较时的工

表 1 泄流能力比较工况

工况	流量 Q / $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	水位 H/m		
		理论计算 H_1	模型试验 H_2	数值模拟 H_3
1	1 695	2 739.48	2 740.08	2 738.90
2	2 190	2 748.26	2 747.24	2 746.89
3	2 859	2 763.21	2 761.53	2 761.27

况。其中导流洞有压流计算公式为:

$$Q = \mu A \sqrt{2g(H_0 - h_p)} \quad (4)$$

式中, μ 为流量系数; A 为过流断面面积; H_0 为总水头; h_p 为出口底板以上的计算水深。

水力模型按重力相似准则设计,采用正态模型。几何比尺 $\lambda_L = 60$,其他水力参数比尺中流量比尺 $\lambda_Q = \lambda_L^{2.5} = 27 885$;速度和时间比尺 $\lambda_V = \lambda_L^{0.5} = 7.746$;糙率比尺 $\lambda_n = \lambda_L^{1/6} = 1.979$ 。模型范围全长约 2 130 m,坝轴线上游地形约 810 m,最大高程为 2 780 m;坝轴线下游地形约 1 320 m,最大高程为 2 735 m。

图 4 为三种方式的泄流结果比较。由图 4 可看出,三种方式计算的泄流结果变化趋势基本一致。数值计算与模型试验、理论计算结果之间的最大相对误差分别为 $\Delta_1 = 11.8\%$ 、 $\Delta_2 = 6.9\%$,均出现在 $Q = 1 695 \text{ m}^3/\text{s}$ 时。由 $Q = 2 859 \text{ m}^3/\text{s}$ 时导流洞底板压力结果(图 5)可知,模型试验测量与数值计算的沿程趋势基本保持一致。因此,根据泄流、压力结果对比发现数值计算结果在允许误差的范围内,验证了数值模拟的可靠性。

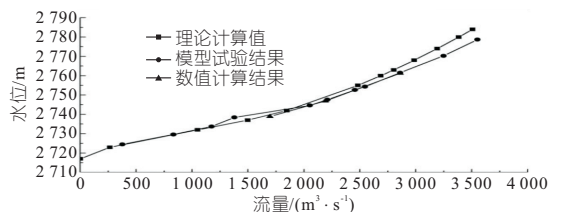


图 4 泄流能力计算结果对比

Fig. 4 Comparison of results of discharge capacity of diversion tunnel

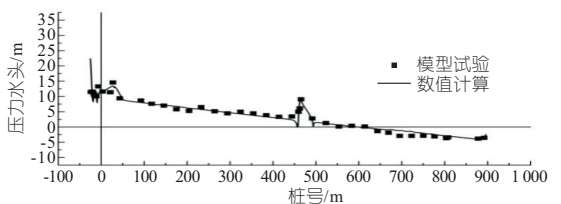


图 5 $Q = 2 859 \text{ m}^3/\text{s}$ 时导流洞底板压力计算结果对比
Fig. 5 Comparison of pressure results at the bottom of diversion tunnel under $Q = 2 859 \text{ m}^3/\text{s}$

3 叶巴滩水电站导流洞水压力分布分析

3.1 导流隧洞主流区

图 6 为 $Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$ 时典型断面的流速分布云图。由图 6(a) 可看出,采用两孔入流的进口闸室,受到进口条件影响,右孔平均流速比左孔大。在进口渐变段末端,两孔水流出现汇聚趋势,但尚未融合。在达到转弯段 I 后,两股水流开始融合;由于受到弯道离心力作用,右孔主流流速加大,左孔主流向右孔进一步融合;在弯道末端,两孔水流形成一股主流在右侧的水流,最大流速可达 $20\ \text{m/s}$,见图 6(b)。水流从转弯段 I 流出后,经过直线段的调整,在进入堵头段前主流基本位于横断面中间部位,见图 6(c)。当水流经过堵头段时,受到楔形结构的影响,流速先增大后减小,末端流速恢复为进入堵头前的分布形态。

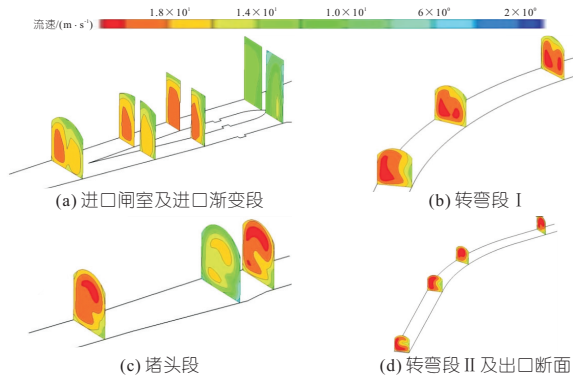


图 6 $Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$ 时导流隧洞典型断面流速分布
Fig. 6 Velocity of typical sections of right diversion tunnel at $Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$

图 6(d) 为转弯段 II 及出口断面流速分布。由图 6(d) 可知,受转弯段离心力的影响,主流逐渐往外侧偏移。由于转弯段 II 至导流洞出口距离较近,水流未充分调整,出口水流的主流仍偏向外侧。

3.2 洞身压力分布

3.2.1 进水口压力分布

通过导流洞内主流区分析可知,在设计流量

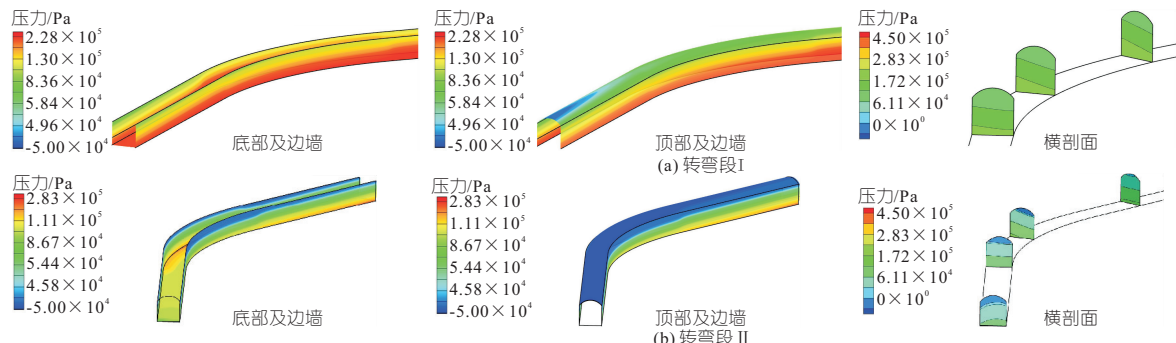


图 8 转弯段 I 和 II 压力分布

Fig. 8 Pressure distribution in curve section I and II

$Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$ 下洞内为有压流流态,主流区流速分布在水力边界突变处变化明显。由于导流隧洞的压力分布、大小等与空蚀空化、振动等不良现象直接相关,为了分析进口闸室、转弯段和堵头等水力边界突变位置的应力,图 7 给出了进水闸室及进口渐变段横断面压力分布云图。由图 7 可看出,在导流洞进口闸室段,压力沿程逐渐减小;受到中隔墩鱼嘴收缩影响,进口渐变段中部压力比边墙大;中隔墩鱼嘴与直线衔接部分,由于由岸型变为直线,水流存在脱离边界的趋势,压力急剧减小。

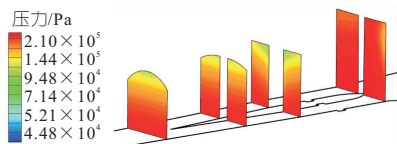


图 7 $Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$ 时进水口闸室及进口渐变段横断面压力分布云图

Fig. 7 Pressure distribution of lock chamber and transition section at $Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$

3.2.2 转弯段压力分布

图 8(a)~(c) 为设计流量 $Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$ 下转弯段 I 压力分布云图。由图 8(a)~(c) 可看出,转弯段 I 处水流受弯道离心作用,水流偏流特性较明显,底部和边墙及顶部压力分布为外侧压力值比内侧大,等值线云图上表现为外高内低,均未出现负压,最终在弯段末端压力逐渐调整为均匀分布。

图 8(d)~(f) 为设计流量 $Q=2\ 859\ \text{m}^3/\text{s}$ 下转弯段 II 和导流洞出口段压力分布云图。由图 8(d)~(f) 可看出,与转弯段 I 类似,受弯段离心作用影响,压力值呈外侧高、内侧低的分布;在弯段末端压力逐渐调整为均匀分布,且在弯段进口处导流洞顶部出现负压。在出口断面上压力分布呈内侧比外侧低的状态,主要原因是受到出口边墙的影响,外侧出口明渠边墙扩散的比内侧明渠边墙大,外侧压力减小并影响到洞身一定范围。

3.2.3 堵头段压力分布

导流洞堵头采用楔形体型,图 9 为堵头段压

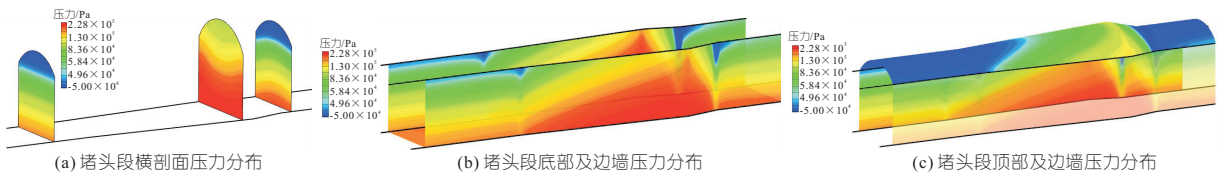


图 9 堵头段压力分布

Fig. 9 Pressure distribution of plug section

力分布云图。由图 9(a)、(b)可知,边墙及顶部体型先扩大后缩小,压力在边顶拱上先急剧减小,出现负压,由于最大断面收缩的影响,压力再急剧升高,在堵头后半段逐渐降低。由图 9(c)可知,虽然堵头段底部无边界变化,但由于顶拱边界变化,导致底部压力会先增大后减小,从而影响到断面中部的压力分布。

3.3 底板与顶部压力沿程趋势分析

图 10(a)为三种流量下试验测量的导流洞底部沿程压力水头。由图 10(a)可看出,三种流量下导流洞底部沿程压力变化趋势保持一致。在进口闸室段、堵头段等特征位置处,压力发生较大波动且具有以下特征:在闸室段,由于采用了中隔墩鱼嘴式两孔入流导致单孔过流断面面积减小,断面流速增大而底部压力迅速减小,在闸室末端压力达到最小值,分别为 15.84、20.04、26.28 m。在汇聚水流从闸室流出后,经过了约 50 m 长洞身段压力调整后压力沿程降低,在桩号 21 m 左右出现了压力突增;当水流到达楔形堵头段后,由于体型变化导致压力在桩号 465 m 左右迅速升高,堵头段后压力沿程降低;在导流洞出口处由于边界作用,压力随流量增大呈反相关关系。

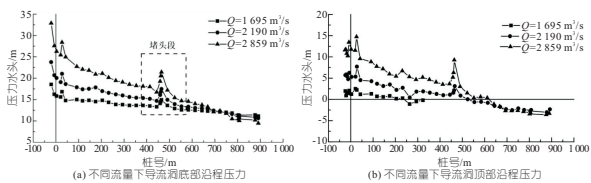


图 10 不同流量下导流洞底部、顶部沿程压力

Fig. 10 Pressure at the bottom and top of diversion tunnel under different discharge

图 10(b)为三种流量下试验测量的洞身顶部沿程压力水头。由图 10(b)可看出,除在闸室段的顶部压力出现了在均值附近波动的情形外,导流洞顶部与底板沿程压力均基本保持沿程下降趋势;在导流洞尾部约 300 m 范围出现负压,最大负压值达到 4 m 压力水头;在转弯段 I (桩号 117.32~232.13 m 范围)处压力出现较大的波动,甚至在小流量 $Q=1695 \text{ m}^3/\text{s}$ 下出现了负压;楔形堵头段顶部压力在桩号 465 m 处仍出现了

迅速升高的趋势;堵头段后,压力沿程逐渐降低。

4 结论

导流洞负压发生在导流洞顶部,底板和侧墙一般不发生;在转弯段受离心力影响,弯段外侧压力比内侧高;水压力对边界影响很敏感,在闸室、堵头和有限流转弯段 I 等位置,水压力会急剧变化。因此,在导流洞设计时,应重视边界控制,若无法避免采用突变边界,则应从结构上消除水压力变化的不利影响。

参考文献:

- [1] 史晓阳,杨玉锋,赵子杰,等.基于 FLUENT 的导流隧洞水力特性模拟[J].水利水电技术,2019,50(增刊2):86-90.
- [2] 杜庭宝.长陡坡隧洞水力特性试验研究[D].南昌:南昌工程学院,2020.
- [3] 马旭东,戴光清,杨庆.施工导流隧洞设计理论与安全运行技术进展[J].水利水电科技进展,2009,29(5):84-88.
- [4] 钟建,杨庆,张永清,等.泄洪洞中闸室出口侧墙掺气体型优化[J].水电能源科学,2016,34(5):98-101.
- [5] 刘火箭,徐唐锦,宛良朋,等.乌东德 5 号导流隧洞改建体型水力特性研究[J].水利与建筑工程学报,2020,18(3):118-123.
- [6] 武英豪,王均星.沿程不连续束缩式内消能工在高速无压隧洞中的应用[J].中国农村水利水电,2021(6):174-180,186.
- [7] 马旭东,杨庆,聂锐华,等.中闸室弧形闸门关闭过程中泄洪洞水力特性研究[J].四川大学学报(工程科学版),2014,46(2):1-7.
- [8] 周琦,许传勇,曾少岳,等.某工程泄洪建筑物补气系统数值模拟[J].水电能源科学,2022,40(3):145-148.
- [9] ZHOU J, SHEN A, KARNEY B W, et al. Numerical-based studies on hydraulic vibration of pipe flow in hydropower systems[J]. Journal of hydraulic research,2022,60(4): 1-11.

