

深溪沟水电站泄洪闸消力池水力特性三维数值模拟研究

梁金松¹, 宋志诚¹, 刁奕², 金靖林², 郭川靖², 刁明军²

(1. 国能大渡河瀑布沟水力发电总厂,四川 汉源 625304;
2. 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)

摘 要:采用三维水气二相流数学模型,对深溪沟水电站现体型泄洪闸消力池在三个特征泄洪工况下的水力特性进行了数值模拟仿真计算研究,得到了泄洪流态、流场以及压强分布、紊动能和紊动能耗散率分布情况。计算结果显示,泄洪闸底板与进入消力池 1:4 斜坡之间的连接圆弧底板,由于半径偏小,存在稳定的较大负压,处于水跃区的闸墩——鱼背型尾墩圆弧两侧存在震荡波动型负压,负压临近区域出现空蚀破坏的可能性较大,数值模拟计算结果为分析判断泄洪闸流道、墩尾以及消力池底板的破坏原因提供了新的思路,为工程整改和制定工程的安全措施提供了理论依据,可供类似工程借鉴参考。

关键词:深溪沟水电站;泄洪闸;消力池;水力特性;数值模拟

中图分类号:[TM622];TV65;TV653+.1 **文献标识码:** A **文章编号:**1001-2184(2023)02-0098-06

Study on 3D Numerical Simulation of Hydraulic Characteristics of Sluice and Stilling Basin of Shenxigou Hydropower Station

LIANG Jinsong¹, SONG Zhicheng¹, DIAO Yi², JIN Jinglin², GUO Chuanjing², DIAO Mingjun²

(1. Guodian Daduhe Pubugou Hydropower General Plant, Hanyuan Sichuan 625304;
2. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering,
Sichuan University, Chengdu Sichuan 610065)

Abstract: Using the three-dimensional air-water two-phase flow model, the numerical simulation calculation of the hydraulic characteristics of the sluice and stilling basin of Shenxigou Hydropower Station under three typical discharge conditions is carried out to obtain the distribution of the discharge flow state, flow field, pressure distribution, turbulent kinetic energy and turbulent kinetic energy dissipation rate. The calculation results show that, due to the small radius of the circular arc floor connecting the spillway sluice floor and the 1:4 slope entering the still basin, there is a stable serious continuous negative pressure. And there is an oscillating negative pressure on both sides of the circular arc of the tail pier of the sluice pier, and a large possibility of cavitation damage in the area near the negative pressure. The numerical simulation results provide a new idea for analyzing and judging the failure reasons of the sluice passage, pier tail and the bottom floor of the stilling basin, and provide a theoretical basis for engineering rectification and the formulation of safe operation measures, which can be used as a reference for similar projects.

Key words: Shenxigou Hydropower Station; sluice; stilling basin; hydraulic characteristics; numerical simulation

1 工程概况

深溪沟电站为大渡河干流规划的第十八级电站,其上一梯级为已投产发电的瀑布沟电站,下一级为已投产发电的枕头坝电站。本电站主要任务为发电,无漂木、防洪、灌溉和通航要求,由于上游瀑布沟电站调峰会对下游 814 厂的用水要求有一定影响,因此,作为瀑布沟水库的反调节电站,深

溪沟电站的开发任务除以发电为主外,并兼有满足下游 814 厂用水要求的任务。

枢纽工程主要建筑物沿坝轴线方向自左至右依次布置左岸接头坝、3 孔泄洪闸、1 孔排污闸、河床式厂房(4 台机组)、右岸接头坝、窑洞式安装间和 2 条泄洪冲沙洞。坝顶高程 662.50 m,厂房坝段最大坝高 106.0 m(含回填混凝土),泄洪闸最大闸高 49.5 m,坝顶全长 222.5 m,3 孔泄洪闸沿

收稿日期:2022-10-19

坝轴线总长 39 m,3 孔闸为同一闸室单元。闸室型式为胸墙式平底板宽顶堰,孔口尺寸 7 m×17 m(宽×高),闸室顺水流方向长 65 m,闸底板顶高程 620.00 m,底板厚 7 m。闸室下游以 1:4 的坡度与长 121.85 m 的消力池连接(其中 16.85 m 在闸室内),消力池后接 50 m 长的钢筋混凝土防冲护固段。

排污闸为开敞式溢流堰,堰顶高程 654.00 m,闸室宽 2 m,上游面上部垂直,下部为 1:1 斜坡,下游面为 1:0.7 斜坡,再通过半径 25 m 的圆弧与下游平段连接,该平段底高程 622.50 m。两侧分别以 3 号泄洪闸右边墩、厂房 4 号机组左边墙为闸墩。

2 消力池存在的问题

深溪沟水电站水头不高,采用底流消能,泄洪闸最大单宽流量超过 300 m³/s.m,消力池最大单宽流量超过 200 m³/s.m,入池水流佛汝德数偏低,消力池内水流消能率低,消能不充分。原设计消力池内设置了消力墩辅助消能设施,对消力池尾坎体型也进行了调整,在池内设置 2 排“T”型消力墩,前排 3 个、后排 4 个,每排消力墩等距均匀分布。2010 年 7 月投产后,2011 年检查发现消力池前、后两排共 7 个消力墩被完全冲毁并消失,仅残留有局部混凝土消力墩坎及周边被剪断的钢筋头。2012 年修复时取消了消力墩,尾坎由原差动式改为钢筋混凝土连续式斜坡结构;2018 年检查发现泄洪闸流道、尾墩以及消力池底板均出现较严重的破坏,其中消力池中间出现直径超 30 m 左右、深度 0.5~0.7 m、方量超 480 m³ 的冲坑;2019 年修复后经过一个汛期,冲坑在相同的位置再次出现。由于泄洪闸流道和消力池底板多次反复被破坏,损坏还在继续,因此,弄清楚泄洪闸流道和消力池底板被破坏的原因十分紧迫。

底流消能通过消力池内水跃产生的表面旋滚和强烈的紊动掺混进行消能,高流速的主流在底部^[1],因此得名。水跃消能是一种历史悠久的传统消能方式,在水利水电工程中得到广泛应用。近年来,底流消力池出现破坏的工程案例时有发生,且有增加的趋势。引起消力池被破坏的原因有多种:郭军,周胜等^[2]对高坝大流量底流消能工程设计运行的实践进行总结分析,归纳出消力池被破坏的原因包括:动水压力造成消力池底板结

构被破坏、空蚀和磨损造成消力池被破坏、施工及其他原因造成消力池被破坏等,同时进行了案例分析;王才欢,肖兴斌^[3]介绍了国内外底流水跃消能设计研究水平以及工程中运用的成功经验、设计实例和应用现状,也介绍了部分工程运行中发生的事故及防止措施;为了优化跌坎消力池体型,任昱等^[4]采用响应曲面方法,研究了跌坎型消力池的跌坎深度和消力池长度对消力池消能率和工程经济函数的响应关系,建立了一种基于响应曲面模型的消力池参数优化方法;本文结合深溪沟水电站现体型泄洪闸消力池在三个特征泄洪工况下的水力特性进行了数值模拟研究,根据计算结果水力学指标,分析深溪沟水电站泄洪闸流道及消力池底板被破坏的原因,为工程修复提供科学依据。

3 紊流数学模型

天然河流中的水流基本都是紊流, $k-\epsilon$ 双方程紊流模型是模拟此类流动的有力工具,由于模拟水流带有自由水面,需要采用 VOF 模型进行模拟计算。在 VOF 模型中,由于水和气共有相同的速度场和压强场,因而对水气两相流可以像单相流那样采用一组方程来描述流场。本文采用的数值模拟计算数学模型为 $k-\epsilon$ 双方程模型^[5],控制方程如下:

连续方程:
$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_i}{\partial x_i} = 0 \tag{1}$$

动量方程:
$$\frac{\partial \rho \mu_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho u_i u_j) = - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \mu_t \right) \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right] \tag{2}$$

k 方程:
$$\frac{\partial (\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u_i k)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right] + G + \rho \epsilon \tag{3}$$

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

以上各张量表达式中, $i=1,2,3$,即 $\{x_i=x,y,z\}$, $\{u_i=u,v,w\}$; j 为求和下标。式中 ρ 和 μ 分别为按体积分数平均的流体密度和分子粘性系数; p 为修正压强; μ_t 为紊流粘性系数,它可由紊动能 k 和紊动耗散率 ϵ 求出:

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\epsilon}$$

(5)

上列方程组中 C_μ 为经验常数; σ_k 和 σ_ϵ 分别为 k 和 ϵ 的紊流普朗特数; G 为生成项,它由下式定义:

$$G = \mu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$$

(6)

以上各式中的常数取值为 $C_\mu=0.09, C_k=1.0, C_\epsilon=1.3, C_{\epsilon1}=1.44, C_{\epsilon2}=1.92$

引入 VOF 模型的 $k-\epsilon$ 紊流模型方程与单相流的 $k-\epsilon$ 模型形式是完全相同的。只是密度 ρ 和 μ 的具体表达式不同, ρ 和 μ 是体积分数的函数,而不是常数。它们可由下式表示:

$$\rho = \alpha_w \rho_w + (1 - \alpha_w) \rho_a$$

(7)

$$\mu = \alpha_w \mu_w + (1 - \alpha_w) \mu_a$$

(8)

式中 α_w 为水的体积分数; ρ_w 和 ρ_a 分别水和气的密度; μ_w 和 μ_a 分别为水和气的分子粘性系数。通过对水的体积分数 α_w 的迭代求解, ρ 和 μ 值都可由式(7)和(8)求出。

4 计算体型网格与边界条件设置

4.1 建模及网格划分

由于深溪沟水电站泄洪闸的单宽流量较大,

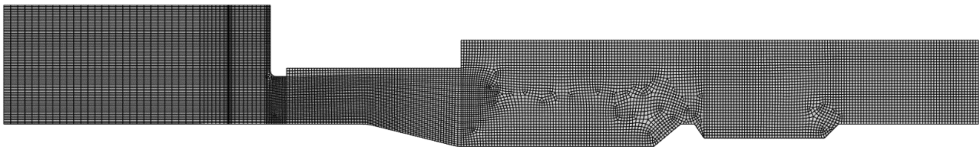


图 2 计算建模网格划分(闸室段侧视图)

一般而言,在网格质量良好的情况下,数值计算网格剖分越细,计算精度越高,但随着网格量的增加,计算时间将大幅增加。为了节省计算时间,空间网格剖分使用了非均匀网格,在划分网格时,本着对重点部位进行加密,一般部位适当放宽的原则进行,为了提高计算效率,先将计算区域划分为约 50 多万个网格单元进行粗网格计算,待计算结果稳定后,才对计算区网格单元进行加密,流道及消力池的网格尺寸控制在 0.1~0.3 m 之间,上游库区网格尺寸在 0.5~1 m 之间,网格加密后,计算区域总网格量达到 230 万左右,并上传至超算中心进行网格加密后再计算,以提高计算精度和效率。

模拟计算采用非恒定流逐步逼近恒定流稳定解的迭代计算方法,时间步长取决于网格的空间尺寸和流速大小,本次计算时间步长一般

闸前库区行近流速偏大,为了尽可能反映库区进闸水流的流态,本次泄洪闸消力池数学模型计算建模,上游库区长 80 m,宽 100 m,高 42.5 m(从闸底板高程 620.00 m 到顶高程 662.50 m),下游建模高度从消力池底板高程 612.00~650.00 m(未考虑发电尾水翻入消力池的影响)。建模左右对称布置,以 0 桩号为坐标原点,水平上下游方向为 X 方向,中间泄洪闸中线为 Y=0 面,向左岸为正 Y 方向,垂直向上为正 Z 方向。泄洪闸消力池数模计算三维建模、计算建模网格划分分别见图 1、2。

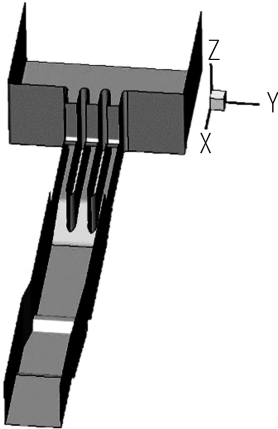


图 1 泄洪闸消力池数模计算三维建模图

取 0.001~0.002 s,需要迭代运算几百万次才能收敛稳定进行成果后处理,计算工作量非常大。

4.2 计算边界条件及初始化

上游库区进口设置为速度进口,由于进口面积是已知的,因而,实际也就给定了进口流量,下游海漫末端出口根据该断面的水位—流量(H—Q)关系,按对应工况流量设置相应水深,以控制下游水位和实际情况一致,计算区域顶部设置为与空气相通,固壁边界混凝土糙率按 0.014 设置。为了节省计算时间且保证库区和闸下实际情况一致,消力池不出现远趋势水跃,对上游库区及下游消力池及海漫段赋初始场及初始水深,所赋计算初始场为根据工程实际情况设置的模拟库区和消力池的水体范围。

5 数学模型计算成果

图 3~9 为三个特征泄洪工况下的消力池内水流流态、底板压强、闸墩尾墩压强、临底流速以及紊动能分布。从图中可以看出,由于泄洪闸出口闸顶为水平顶,闸顶水流有一定脱空,桩 0+048.00~桩 0+054.00 范围内连接圆弧段因水流脱空底板产生负压,随着流量的增大,底板连接圆弧段负压逐渐减小,最大负压在-5 m 水柱左右,最小负压在-2 m 水柱左右。闸墩尾墩处鱼背圆弧半径较小,导致水流脱空产生负压,负压区在该段区域内游移震荡变化,最大负压在-5 m 水柱左右,最小负压在-3 m 水柱左右。

深溪沟消力池为底流消能,入池水流在消力池前端产生淹没水流流态,水流紊动剧烈,水面波动较大,由于消力池前端水流水平入流,闸底水流

主流水平动量大,影响较远,消力池底板最大临底流速出现在桩 0+110.00~桩 0+125.00 范围内,约为 21~23 m/s,水流畅消力池内紊动消能后,出池流速约在 11 m/s 左右,出池流速较大,表明消力池长度偏短,消能不充分。高速水流贴消力池底板向下游冲击作用明显,水流直冲尾坎底端,且在消力池尾坎处因边界条件突变,导致尾坎上半部分和顶部出现接近于零、尾坎顶下游侧出现负压,对消力池底板和尾坎安全不利。从四个特征泄洪工况计算结果可以看出,泄洪闸渠道底板连接圆弧段和闸墩尾墩处,均因圆弧半径偏小,导致水流脱空产生负压,需要增大这两处的圆弧半径以改善此处过流边界的压力特性,消除负压可能引起的空化空蚀风险。

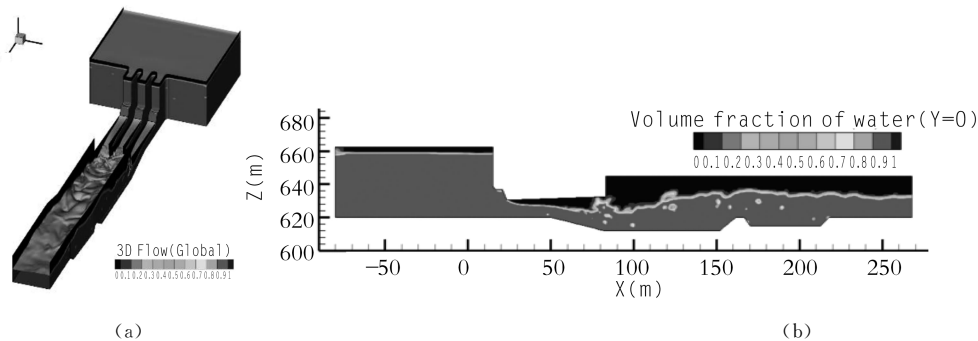


图 3 现体型三孔泄洪闸局开 10.5 m($Q=3\,700\text{ m}^3/\text{s}$),整体三维及中线($Y=0$)水流流态

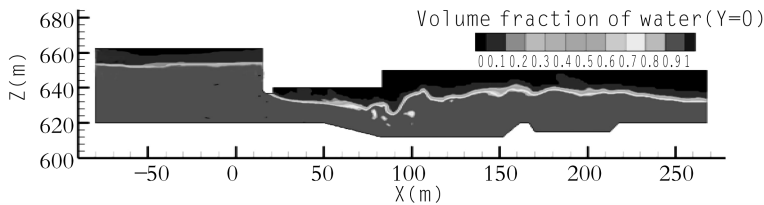


图 4 现体型三孔泄洪闸敞泄($Q=4\,900\text{ m}^3/\text{s}$),泄洪闸中线($Y=0$)水流流态

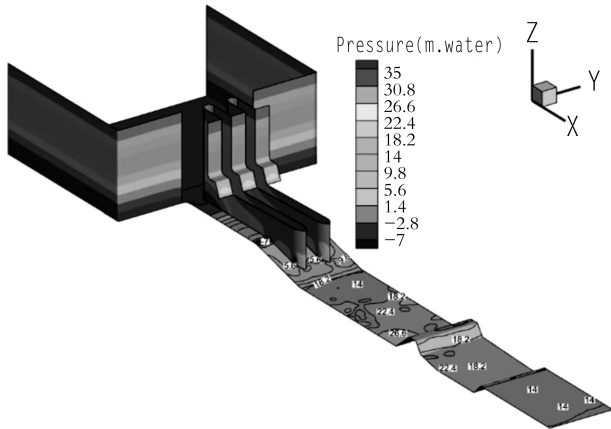


图 5 现体型三孔泄洪闸局开 10.5 m($Q=3\,700\text{ m}^3/\text{s}$),底板压力分布

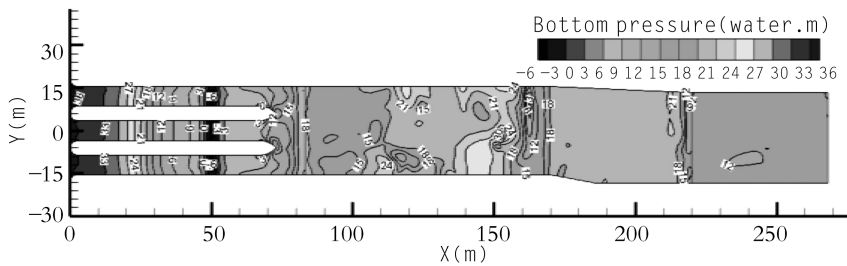


图 6 现体型三孔泄洪闸局开 10.5 m($Q=3\,700\text{ m}^3/\text{s}$),消力池底板压强等值线图

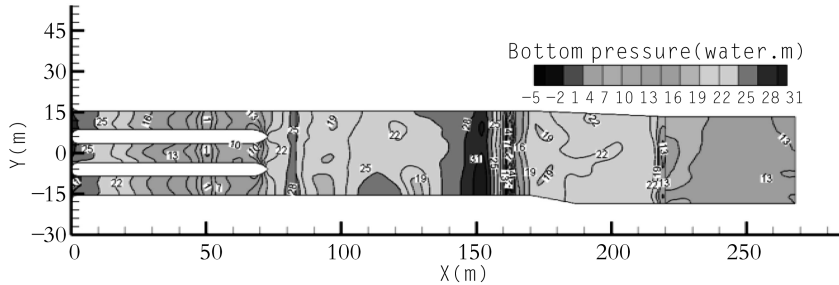


图 7 现体型三孔泄洪闸全开敞泄($Q=4\,900\text{ m}^3/\text{s}$),消力池底板压强等值线图

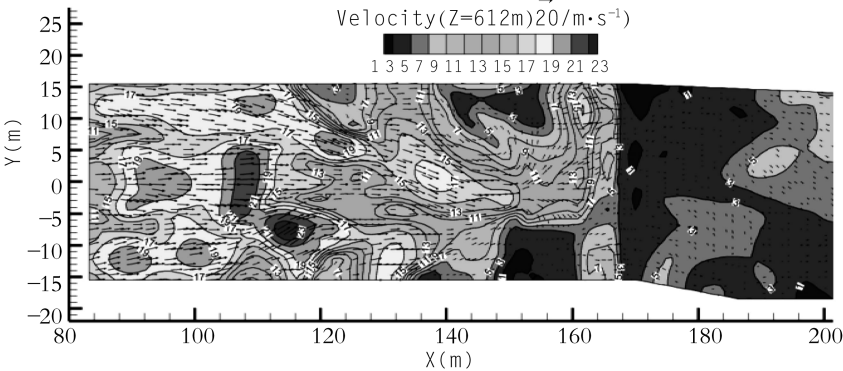


图 8 现体型三孔泄洪闸局开 10.5 m($Q=3\,700\text{ m}^3/\text{s}$),临底流速等值线图

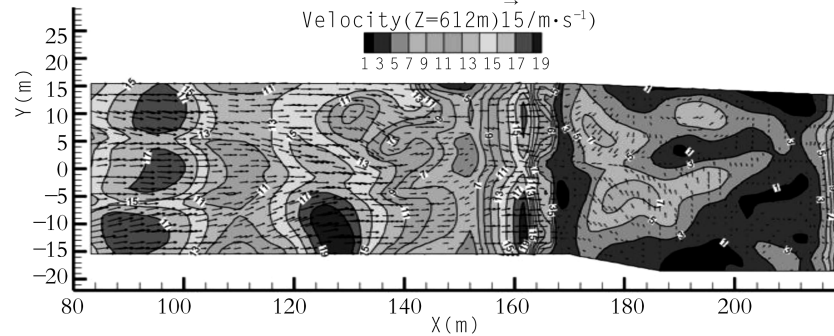


图 9 现体型三孔泄洪闸全开敞泄($Q=4\,900\text{ m}^3/\text{s}$),临底流速等值线图

6 结 语

本文对深溪沟水电站现体型泄洪闸消力池在三个特征泄洪工况下的水力特性进行了数值模拟研究,得到了消力池水流流态、底板压强、闸墩尾

墩压强、流场、临底流速以及紊动能分布等水力特性参数。仿真计算结果显示,闸顶水流有一定脱空,泄洪闸底板与进入消力池 1:4 斜坡之间的连接圆弧底板,存在较明显负压,流量越小,负压越

大,大流量工况下,圆弧底板上的负压相对较小,这是由于小流量工况是局开,上游库水位相对较高,大流量是全闸敞泄,库水位相对较低,底板连接圆弧出现负压,表明该连接圆弧的半径偏小。在所模拟计算的工况条件下,闸墩鱼背型尾墩圆弧两侧存在振荡波动型负压,数模计算相关区域的负压已经通过模型试验得到验证,这些负压临近区域流道,包括边壁、尾墩确实也出现了破坏,这些区域属于空蚀破坏的结果,因此,建议明显增大泄洪闸底板连接圆弧和鱼背墩尾圆弧半径,以消除负压可能引起的空化空蚀破坏风险,确保压力特性良好。消力池内水流消能率不高、出池流速偏大,且底部出池水流有明显向上折冲趋势,在消力池尾坎下游侧前端底部立面形成顺时针旋滚,消力池尾坎下游侧有负压出现,临近区域也出现了破坏,需要进一步提高消力池的消能率,采取措施消除相关区域的负压,以确保工程安全运行。

参考文献:

[1] 水力学[M]. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室编,第五版,上册,347.

[2] 郭军,周胜,孙双科,等.高坝大流量底流消能工程设计运行

(上接第 21 页)

期降水量由南至北逐渐增加,高值区位于北部区域,降水量在 680 mm 以上,低值区位于东南部区域,降水量在 560 mm 以下。

(3)降水时间分布,夏季降水量最多,冬季最少。1~6 月降水量逐渐增多,6 月和 7 月为降水量最丰富的月份,随后逐渐减少,1 月和 12 月降水量最少;不论是季节、月尺度的降水,其周期性总体不明显,仅存在一定的阶段性周期,对未来一段时期不具备参考价值。

(4)总体而言,流域降水空间分布相对均衡,汛期高值区与低值区相差 21%;流域中下游存在一定的陡坡叠加阳坡区域,岩石风化程度较高,发生地质灾害风险相对较高,汛期应重点关注。

参考文献:

[1] 孙泽高,肖培伟,余俊良.草什扎流域水电开发管理的探索与实践[J].四川水力发电,2014,33(1):1-3+7.

[2] 李怡飞.草什扎河流域地质灾害易发性评价[D].成都理工

实践经验总结分析[C].第二届全国水利学与水利信息学术大会,2005.10.

[3] 王才欢,肖兴斌.底流消能设计研究与应用现状述评[J].四川水力发电,2000,1(1),79-85.

[4] 任昱,刁明军,蒋雷,等.基于响应面法的跌坎消力池优化设计研究[J].西南民族大学学报(自然科学版),2020,46(2),202-208.

[5] Lannnder B E, Spalding D B. Mathematical Models of Turbulence [M]. Academic Press, London and New Tork, 1972:90-110.

作者简介:

梁金松(1990-),男,四川射洪人,本科,工程师,从事水电站水工建筑检修维护工作;

宋志诚(1988-),男,江西新余人,硕士,工程师,主要从事水工建筑物维护管理工作;

刁 奕(1999-),女,四川成都人,硕士研究生,主要从事工程水力学研究;

金靖林(1998-),男,重庆酉阳人,硕士研究生,主要从事工程水力学研究;

郭川靖(1999-),女,山西忻州人,硕士研究生,主要从事工程水力学研究;

刁明军(1968-),男,四川简阳人,教授,主要从事工程水力学研究与教学工作.

(责任编辑:卓政昌)

大学,2021.

[3] 衡彤.小波分析及其应用研究[D].四川大学,2003.

[4] 俞亚勋,王劲松,李青燕.西北地区空中水汽时空分布及变化趋势分析[J].冰川冻土,2003,(2):149-156.

[5] 殷跃平,李廷强,唐军.四川省丹巴县城滑坡失稳及应急加固研究[J].岩石力学与工程学报,2008,(5):971—978.

[6] 余俊良,梁贵占,杨军.草什扎河流域水情自动测报系统建设[J].四川水力发电,2014,33(1):46-48+54.

[7] 于峰.丹巴县泥石流地质灾害发育特征、成因分析及防治研究[D].西南交通大学,2018.

[8] 杨桂花,邓国仕,郑万模,等.浅谈丹巴县地质灾害的危害及防治建议[J].沉积与特提斯地质,2006(3):85-88.

作者简介:

邓方雄(1972-),男,重庆荣昌人,本科,高级工程师,从事水电站运行技术管理工作;

刘文灶(1996-),男,山东菏泽人,本科,助理工程师,从事水电站运行维护工作;

陈 辰(1997-),女,四川丹巴人,本科,助理政工师,从事电力市场营销研究工作.

(责任编辑:卓政昌)