

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2014.06.034

东山拦河闸下游消能工加固改造研究

黄智敏, 陆汉柱, 付波, 钟勇明

(广东省水利水电科学研究院 广东省水动力学应用研究重点实验室, 广东 广州 510635)

摘要: 东山水利枢纽拦河闸下游消力池遭受破坏,且下游河道河床下切、水位明显降低,严重影响工程的安全运行。为了解决工程存在的问题,拟在已破坏的消力池改造的基础上,在其下游修建二级消力池。根据拦河闸加固改造工程设计的闸址下游河道水位与流量关系资料,对拦河闸加固改造的下游两级消力池体型和消能特性进行分析和水力计算,提出了消力池的布置方案。研究提出的加固改造两级消力池方案经水力模型试验验证是合理的,其成果可供类似工程设计参考。

关键词: 拦河闸;消力池;改造;消能

中图分类号: TV653+.1

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2014)06-0168-04

Study on the Rebuilding of Dongshan Barrage Downstream Energy Dissipator

HUANG Zhi-min, LU Han-zhu, FU Bo, ZHONG Yong-ming

(Guangdong Key Laboratory of Hydrodynamics, Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou, Guangdong 510635, China)

Abstract: Owing to the damage of the downstream stilling basin of Dongshan water control project barrage, the riverbed entrenchment, and the significant degradation of the downstream river water-level, the safe operation of the project is affected seriously. In order to solve these engineering problems, on the basis of the transformation of the damaged stilling basin, a secondary stilling basin was built at its downstream. Based on the data of the relationship between the downstream river water-level of the barrage site and discharge capacity of the project design, the configuration and energy dissipation characteristics of two stage stilling basins in the rebuilding design were analyzed and calculated hydrodynamically, moreover the arrangement scheme of the stilling basins was put forward. The rationality of the two stage stilling basin scheme was verified through hydraulic model tests. The study result will provide references for similar engineering designs.

Keywords: barrage; stilling basin; transformation; energy dissipation

1 工程概况

东山水利枢纽工程为 I 级大(1)型工程,工程位于广东省丰顺县境内的韩江干流上,是一座具有防洪、发电、航运、供水和灌溉等综合效益的枢纽工程。

东山水利枢纽工程现布置 19 孔拦河水闸,单孔闸净宽 14 m,中墩和缝墩厚各为 2.5 m 和 3 m,闸室泄水总净宽为 266 m、总宽度为 318.5 m。水闸溢流堰型为平底宽顶堰,堰顶高程为 15.5 m(珠基高程,下同),闸室堰板末端以 1:4 的斜坡段与下游消力池连接;消力池池底高程为 12.5 m,水平段池长 26 m,

池深 1.5 m,池末尾坎顶高程 14.0 m;消力池尾坎末端接 15 m 长水平海漫段后,再接坡度为 1:15 的斜坡海漫段,斜坡海漫段末端接防冲槽(见图 1)。

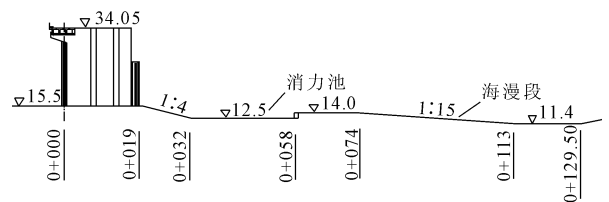


图 1 东山水闸下游消能工现状布置剖面图(单位:m)

根据工程设计资料,枢纽坝址控制集水面积

27 502 km², 枢纽工程正常蓄水位为 25.5 m, 设计洪水频率为 50 a 一遇 ($P = 2\%$), 相应泄洪流量 $Q = 15\ 431\ \text{m}^3/\text{s}$; 校核洪水频率为 200 a 一遇 ($P = 0.5\%$), 相应泄洪流量 $Q = 18\ 807\ \text{m}^3/\text{s}$ 。

东山拦河闸于 2008 年 7 月建成投入运行。2013 年 4 月底, 拦河闸开闸泄洪期间, 其 4[#] ~ 13[#] 闸孔的闸室下游斜坡段和消力池产生不同程度的破坏, 斜坡段和消力池底板开裂、不均匀沉降、错缝上突等, 严重影响工程的安全运行, 其原因初步分析为拦河闸闸室上游防渗设施部分失效、闸室下游消力池底板部分排水孔堵塞等, 后经初步加固处理。

为了确保东山拦河闸下游消能工安全运行, 需对拦河闸下游消能工进行加固改造。本文根据工程设计提供的闸址水位 ~ 流量关系, 对东山拦河闸加固改造工程下游两级消力池体型和消能进行计算和试验论证, 供类似工程设计和运行参考。

2 闸址水文条件选取

近年来, 由于东山拦河闸下游河道人为无序采沙现象较为严重, 导致闸下游河道河床下切、水位降低较明显。根据近期的实测资料和分析, 在中小洪水流量泄流运行时, 现状的水闸下游河道水位比 2005 年的东山拦河闸可行性研究阶段的闸址下游河道水位相应降低约 1 m。因此, 在本次加固改造工程设计中, 综合考虑现状的闸址下游水位与流量关系、未来的河床下切和水位下降的可能性等, 将东山拦河闸可行性研究阶段 (2005 年) 的闸址下游河道水位 ~ 流量关系下降约 1 m ~ 3 m 考虑 (见图 2)。

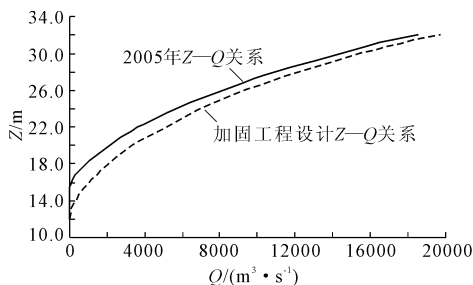


图2 东山水闸加固工程闸址 Z—Q 关系曲线

3 拦河闸下游消能工加固改造思路和布置

(1) 加固工程拟对水闸中间的 4[#] ~ 12[#] 闸孔下游消能工进行加固改造, 其两侧以导墙与左、右两端闸孔下游消能工分隔。工程运行中, 先开启加固工程的 4[#] ~ 12[#] 闸孔泄流运行, 待闸下游水位上升之

后, 再开启其余两侧的 10 孔闸泄洪运行。

(2) 在加固改造的 9 孔闸下游消力池底板 (高程 12.5 m) 上浇筑一层钢筋混凝土进行加固, 然后将消力池末端尾坎适当加高, 形成一级消力池。

(3) 在加固改造的 9 孔闸一级消力池下游修建二级消力池, 进一步消除一级消力池出流的能量, 以确保工程运行的安全。

4 一级消力池加固改造布置和计算

4.1 消力池底板加固改造

经结构计算和分析, 在现状消力池底板 (高程 12.5 m) 上浇筑一层厚 0.8 m 钢筋混凝土进行加固, 加固改造后消力池池底高程为 13.3 m, 消力池底板上游端以 1:5.91 的斜坡段与闸室堰板下游末端连接 (见图 3)。

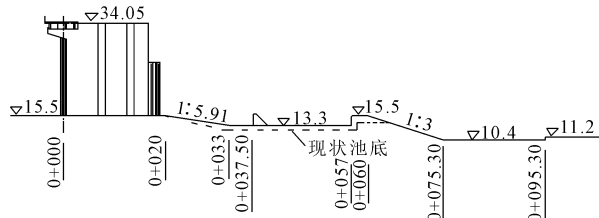


图3 东山水闸加固工程下游两级消力池布置示意图 (单位:m)

4.2 消力池尾坎高度 T 和池长 L 确定

水闸下游河道水位降低之后, 在闸上游为正常蓄水位、闸门局部开启控泄运行时, 一级消力池尾坎出流多为自由出流。根据文献 [1] 等试验成果, 一级消力池布置要求为: 池末端尾坎前缘水深 ($T + h$) 应略大于跃后水深 h_2 , 若 $(T + h)/h_2 = 1.1 \sim 1.2$, 则水平段池长 L 与水跃长度 L_j 之比 $L/L_j = 1 \sim 0.95$; 若 $(T + h)/h_2 = 1.2 \sim 1.3$, 则水平段池长 L 可缩短为约 $(0.95 \sim 0.85)L_j$ (见图 4)。

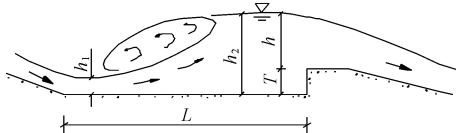


图4 一级消力池体型和水力参数示意图

通常, 一级消力池尾坎高度 T 和池长 L 随水闸泄洪流量增大而增加, 当东山水闸 19 孔闸闸门全开泄洪时 ($Q \geq 4\ 200\ \text{m}^3/\text{s}$), 水闸上、下游水位差 ΔZ 较小 ($\Delta Z < 0.35\ \text{m}$), 一级消力池内无明显的水跃, 水流为波状流流态, 因此, 一级消力池尾坎高度 T 和池长 L 应由水闸上游水位为正常蓄水位、闸门局部

开启运行的最不利工况来确定。本文以东山水闸上游水位 25.5 m(正常蓄水位)、闸门局部开启最大开度 $e = 2.0$ m 的加固工程 9 孔闸泄流运行条件,计算

一级消力池尾坎高度 T 和水平段池长 L (见表 1)。由表 1 可见,取消力池尾坎高度 $T = 2.2$ m,计算得尾坎顶水深 $h = 4$ m,则有 $(T + h) = 1.07h_2$ 。

表 1 加固工程一级消力池尾坎高度 T 计算

闸上游 水位 /m	闸门 开度 /m	池单宽 流量 q /($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$)	总水头 E_0 /m	跃前 水深 h_1 /m	跃后 水深 h_2 /m	尾坎 高度 T /m	尾坎流 量系数 m_0	尾坎顶 水深 h /m	$T + h$ /m
25.5	2.0	13.47	12.2	0.935	5.82	2.2	0.38	4	6.2

由有关文献[2-4],可计算水跃跃长 $L_j = 6.9$ ($h_2 - h_1$) = 33.7 m。由于已有 $(T + h) = 1.07h_2$,可取一级消力池水平段池长 $L = L_j = 33.7$ m;为了缩短一级消力池池长,在池内设置一排消力墩(墩高 2.3 m、墩宽和墩间距均为 2 m),将消力池水平段长度 L 减短为 24 m($24/33.7 = 0.712$)。因此,将现状一级消力池末尾坎顶加高至 15.5 m 高程(尾坎顶厚度取 3 m),其下游以 1:3 坡度斜坡段与二级消力池连接(见图 3)。

5 二级消力池布置和计算

5.1 消力池末尾坎顶高程确定

首先,根据水闸闸址下游水位与流量关系,在满足二级消力池出流与下游河道水流为缓流衔接和出池流速限值的条件下,先初拟二级消力池末端尾坎顶高程,然后再计算出二级消力池池深和池长^[5-7]。

由于小流量相应的拦河闸下游河道水位较低,且下游河道水位随泄流量的增加上升较快,为了确保二级消力池出流与下游河道水流为缓流衔接,以拦河闸上游正常蓄水位 25.5 m、加固工程 9 孔闸的第 1 档闸门开度 $e = 0.25$ m 初始泄流条件(消力池单宽流量 $q = 2.05 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ 、闸下游初始水位 $Z =$

12.2 m),初拟二级消力池尾坎顶高程为 11.2 m,则可计算出二级池尾坎顶水深 $t = 1.0$ m、尾坎顶断面平均流速 $V = 2.05 \text{ m/s}$ 、尾坎出流佛劳德数 $Fr = 0.65$;其余各级闸门开度 e 运行的二级消力池出流与下游河道水流衔接均为缓流衔接。

5.2 消力池池深和池长确定

根据水闸运行不同泄流量的组合,计算出各运行组次的消力池池深,选其最大值 S_m 为池深^[8-14]。本文以加固工程 9 孔闸在闸上游正常蓄水位 25.5 m、不同闸门开度 e 泄流运行的工况,计算二级消力池的池深和池长,计算方法为:① 以一级消力池尾坎高度 $T = 2.2$ m,计算其尾坎顶全水头 h_0 ,然后计算出二级消力池底的总水头 E_1 ;② 由消力池有关的水力计算公式^[2-4],计算出消力池池深 S 和池长 L 。

由表 2 可见,在加固改造工程 9 孔闸闸门开度 $e = 0.25$ m 初始泄流运行工况下(闸下游水位 $Z = 12.2$ m),计算的二级消力池池深最大值 $S_m = 0.92$ m。经综合分析消力池运行水力条件、工程施工和投资等,二级消力池池深选用为 0.8 m,池底板高程为 10.4 m(见图 3)。

表 2 加固工程二级消力池池深 S 值计算

闸上游 水位 /m	闸门 开度 e /m	池单宽 流量 q /($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$)	一级池 尾坎流 量系数	一级池尾坎 顶全水头 h_0 /m	二级池底 总水头 E_1 /m	跃前 水深 h_1 /m	跃后 水深 h_2 /m	下游 水位 Z /m	下游 水深 t /m	池深 S /m
25.5	0.25	2.05	0.33	1.26	6.48	0.195	2.00	12.2	1.0	0.92
	0.50	3.89	0.35	1.90	6.45	0.375	2.69	13.9	2.7	0.12
	2.00	13.5	0.395	4.15	9.25	1.11	5.26	17.36	6.16	—

注:水跃淹没度 σ 取 1.05;在 $e = 2.0$ m 的组次计算中,取池底高程 10.4 m。

在拦河闸全部 19 孔闸闸门全开泄流运行时($Q \geq 4200 \text{ m}^3/\text{s}$),水闸上、下游水位差较小,二级消力池的水流基本恢复天然河道流态,因此,可采用加固改造工程 9 孔闸闸门局部开启控泄的最大闸门开度

$e = 2.0$ m(闸上游水位为 25.5 m)泄流工况,计算二级消力池水平段池长。由表 2 可计算出二级消力池水跃跃长 $L_j = 28.64$ m,可取其水平段池长 $L = 0.7L_j = 20.05$ m(实际选用池长 20 m,见图 3)。

6 水力模型试验论证

对图3的东山拦河闸加固改造工程(4#~13#闸孔)下游消能工布置进行水力模型试验^[15],验证了本文计算拟定的拦河闸加固改造工程下游两级消力池布置和体型是合理的。试验表明:

(1) 在4#~13#闸孔闸门局部开启的各级闸门开度 e ($e=0.25\text{ m}\sim 2.0\text{ m}$, 闸上游水位 25.5 m)泄流运行条件下,水闸泄流在其下游两级消力池内形成稳定的水跃,池内水流消能较充分,二级消力池出流较平顺与下游河道水流衔接。

(2) 为了优化拦河闸各闸孔的调度运行、确保拦河闸枢纽工程的安全,当4#~13#闸孔闸门开度 $e=0.75\text{ m}$ 泄流运行稳定之后,闸下游河道水位约 15.4 m ,若闸上游河道洪水流量继续增加,此时可将两侧10孔闸闸门开启至第一档开度 $e=0.25\text{ m}$ 运行,然后交错先开启4#~13#闸孔、后开启两侧10孔闸运行(每一级闸门开度间距 $\Delta e=0.25\text{ m}$),直至将19孔闸闸门开度全部开启至 $e=2.0\text{ m}$ ($Q=4\ 203\text{ m}^3/\text{s}$)运行;然后再将19孔闸闸门逐渐全开泄流运行。

7 结 语

东山拦河闸下游消力池运行遭受破坏及下游河床下切、水位明显降低之后,迫切需进行加固改造,加固改造比选方案之一是在现状消力池加固改造基础上,在其下游修建二级消力池。本文根据拦河闸加固改造设计的闸址下游河道水位与流量关系资料,对拦河闸下游两级消力池的体型和消能进行分析和计算,初拟出下游两级消力池的布置和体型,并经水力模型试验证明是合理的。本文成果可供类似工程建设参考。

参考文献:

- [1] 黄智敏,罗岸,陈卓英,等.潮州供水枢纽东溪拦河闸消能工除险改造试验研究[J].广东水利水电,2010,(12):1-3.
- [2] 水利部水电规划设计总院.江苏省水利勘测设计研究院.SL 265-2001.水闸设计规范[S].北京:中国水利水电出版社,2001.
- [3] 华东水利学院.水工设计手册(第六卷,泄水与过坝建筑物)[M].北京:水利电力出版社,1982.
- [4] 武汉水利电力学院水力学教研室.水力计算手册[M].北京:水利电力出版社,1980.
- [5] 黄智敏,陈卓英,朱红华,等.低水头拦河闸下游消力池布置探讨[J].广东水利水电,2013,(11):14-16.
- [6] 茹建辉.河道水位流量关系和水面线的设计计算——工程水力学几个问题之二[J].广东水利水电,2008,(1):1-7.
- [7] 谢景惠,陈菊清.消力池最不利设计条件的分析与计算[J].水利水电技术,1995,(12):7-11.
- [8] 吴子荣,包中进.多级消力池水力特性的研究及应用[J].水利水电技术,1998,29(12):17-19.
- [9] 马孟华,石萍,张丽.平原进洪闸消能试验研究[J].中国农村水利水电,2007,(9):103-105.
- [10] 邓飞.潮州供水枢纽西溪拦河闸二级消力池设计[J].吉林水利,2009,(11):10-12.
- [11] 宋兵伟,贺清录,潘绍财.高落差水闸消能工优化设计[J].水电能源科学,2011,29(11):126-128,215.
- [12] 王胜,李连侠,孙炯,等.多级连续消力池水跃的水力特性模型试验[J].水利水电科技进展,2012,32(4):23-28.
- [13] 黄智敏,陈卓英,朱红华,等.低水头拦河闸下游一、二级消力池布置[J].水利水电科技进展,2013,33(6):33-36.
- [14] 朱红华,黄智敏,陈卓英,等.电白县共青河拦河闸坝重建工程消能试验研究[J].广东水利水电,2013,(6):23-25.
- [15] 广东省水利水电科学研究院.韩江东山水闸加固工程水工断面模型试验研究报告[R].广州:广东省水利水电科学研究院,2013.