

水电站大坝试蓄水渗漏原因分析及结构安全复核

杨武¹, 甘雪峰²

(1. 贵州黔水工程监理有限责任公司, 贵阳 550002; 2. 西北水利水电建筑勘察设计院, 陕西 杨凌 712100)

摘 要 针对水电站试蓄水期间出现坝基、坝体和坝肩渗漏问题, 为确保大坝挡水结构具有较高安全稳定性, 基于实地详细勘察并结合工程地质和原设计方案, 对大坝结构应力和抗滑稳定性进行了安全复核计算。复核成果表明, 设计断面单薄、无专门防渗结构、施工质量差等是引起大坝渗漏的主要原因。大坝中部溢流坝坝段, 结构应力和整体稳定性满足规范要求。非溢流坝坝段, 坝踵在特殊荷载组合工况下出现 0.17~0.18 MPa 的拉应力, 且左岸坝基安全稳定性系数 < 2.5 的最小安全限值, 需采取措施进行安全加固。

关键词 重力坝; 大坝渗漏; 结构应力; 稳定性

中图分类号 TV314 **文献标识码** B **文章编号** 1006-7175(2016)09-0087-03

Security Review and Leakage Cause Analysis during Impoundment of the III dam in Small Hydropower Station

YANG Wu¹, GAN Xue-feng²

(1. Guizhou Qianshui Engineering Supervision Co., Ltd., Guiyang 550002, China; 2. Northwest China Investigation and Design Institute of Water Resources and Hydropower, Yangling 712100, Shaanxi, China)

Abstract: In order to solve the leakage problems in dam foundation, dam body and dam abutment during impoundment period. To ensure the dam structure has a high safety and stability based on the field detailed investigation, engineering geology and original design, the security review of dam stress and stability against sliding has been done. The security review results show that the thin design section, no special impervious structure, and poor construction quality are the main reasons to cause the leakage in dam structure. The central overflow dam's structure stress and overall stability can meet the regulator requirements. In the non-overflow dam, dam heel has the tensile stress of 0.17~0.18 MPa in special load combination conditions, and the security and stability factor is smaller than 2.5 which is the regulator's minimum safety limits, and reinforced security measures need to be taken in these dam part.

Key words: gravity dam; dam seepage; structural stress; stability

1 工程概况

1.1 工程基本特性

小型引水式水力发电站, 其水库坝址以上集水面积

为 425 km², 正常蓄水位 703.50 m, 死水位 696.50 m, 总库容 677 × 10⁴ m³, 兴利库容 263 × 10⁴ m³, 电站装机 3 台卧式混流式机组, 总装机 14 600 (2 × 6 300 + 1 × 2 000) kW, 设计年发电量 6 118 × 10⁴ kW · h。从水库库容和装机容量来

收稿日期 2016-05-18

作者简介 杨武(1960-), 男(侗族), 贵州贵阳人, 高级工程师, 主要从事水利水电工程建设与管理工作; 甘雪峰(1958-), 男, 陕西咸阳人, 教授兼高级工程师, 主要从事水利工程设计与教学工作。

划分,该电站均属于小(1)型水电站。水工枢纽建筑物主要由大坝首部枢纽、引水发电管道系统及电站厂房3部分组成。工程于2011年11月开工,2013年10月主体工程全部竣工,并计划于2014年2月并网发电。

1.2 首部枢纽布置

水电站首部枢纽主要由C15混凝土砌石重力坝、中部开敞式溢洪道和冲砂兼放空底孔等构筑物组成。其中,大坝坝顶总长205.5 m,坝高38.8 m,坝顶高程712.20 m,顶宽5 m。大坝中部为溢流坝段,长115 m,为开敞式无闸控制。堰顶高程为水库正常蓄水位703.50 m,采用WES堰型,末端采用底流消能^[4-5]。冲砂兼放空底孔设在左岸非溢流坝内,进口底板高程679.50 m,孔口尺寸为5.0 m(宽)×3.5 m(高)方孔。进口段设置流量控制和检修维护用的工作门和检修门各1扇,均采用平板钢闸门;出口段设长8 m的压坡段,出口采用孔口尺寸为5.0 m(宽)×2.5 m(高)方孔。

坝址区河谷呈不对称V字型,坝基岩性以变余凝灰岩为主,夹变余砂岩,坝区层状碎裂结构,裂隙发育。大坝建基面置于弱风化层中上部,695.50高程以下采用C15混凝土砌石重力坝,695.50高程以上采用C10混凝土砌石重力坝。大坝基础采用帷幕灌浆防渗,单排,孔距4 m,平均灌浆深度10.5 m。帷幕线向左右岸山体分别延伸11和6 m,以达到透水率 $q \leq 5$ Lu岩层。

2 水库大坝试蓄水渗漏现象

为发挥主体工程效益,为机组有水调试提供基础,决定在主体工程竣工后进行发电试蓄水。即从2013年10月28日9:00至2013年12月1日9:00进行试蓄水,蓄水历时34 d。试蓄水最高水位703.70 m,比设计正常蓄水位703.50 m高出0.2 m。

2.1 基础渗漏问题

右坝肩下游691.50 m高程黏土中存在渗漏,其流量约 $2 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$,左坝肩下游683.50 m高程附近存在分散性基岩绕渗,其流量约 $12 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$;导流明渠基础存在微小流量渗漏。

2.2 坝体漏水问题

底孔工作闸门同检修闸门间隔墙存在渗漏;导流渠堤696.50 m高程与溢流坝连接部位存在流线状和射水状漏水。

2.3 坝体施工质量问题

从大坝基础及坝体渗漏现象出发,为找出渗漏原因,在大坝非溢流坝段处设置WJ-1~WJ-3共3孔进行钻孔取样分析。取样数据分析结果表明,大坝砌石密实度不够,质量较差,砌体容重不能满足设计要求。大坝原设计采用底流消能结构^[6],下游护坦长35 m。但实际施工中由于各种原因将护坦取消,取消后消能结构的消能防冲

性能明显降低。

3 水库大坝渗漏主要原因分析

从水库试蓄水观察资料分析可知,大坝渗漏问题主要发生在残留坝体内部的原导流明渠及建设中存在长期施工间歇的686.50 m高程附近,同时左右岸坝肩存在较大流量渗水。在大坝与原导流明渠衔接部位施工中,施工质量控制不佳、砌石密实度较差,形成渗漏水通道;长期施工间歇后,未处理好施工面,造成施工质量差。根据设计资料及现场勘探资料可知,左右坝肩在701.50 m高程及以上分布大量强风化板岩,基岩破碎度较大,初步判断可能是该部位帷幕灌浆效果不佳引起坝肩渗漏。另外,设计中坝体核心处没有专门设置防渗层,主要以混凝土面板来防渗,坝体整个断面单薄(非溢流坝坝坡设计为1:0.6,溢流坝坝坡设计为1:0.75),防渗层厚度较薄,加上施工中混凝土浇筑质量偏差,施工缝、作业面结合处理不当,导致混凝土面板达不到设计要求的防渗性能,大坝整体安全性和防渗性较差。

4 大坝结构安全复核

由于设计断面单薄、没有专门防渗核心层、灌浆效果不良、施工质量较差等引起基础、坝体和坝肩等部位出现渗漏问题,为确保大坝结构具有较高的安全可靠,需对坝体结构应力及稳定性进行安全复核。

4.1 坝基钻孔取样地质条件分析

4.1.1 大坝钻孔资料

为了分析坝体渗漏,在大坝左岸非溢流坝段中部设置WJ-1钻孔,孔深49.8 m,岩心采取率88%~94%;在右岸中偏左非溢流坝段设置WJ-2钻孔,孔深49.6 m,岩心采取率90%~95%;在右岸非溢流坝段右坝段设置WJ-3钻孔,孔深42 m,岩心采取率84%~93%。3个钻孔资料分析结果表明,大坝建基面整体位于弱风化带上,在坝基以下8.9~10.5 m深度为较破碎~破碎岩体,裂隙发育密集,透水率较大,需要采取合理的防渗措施。

4.1.2 计算特性参数

根据设计勘探结果结合现场勘察数据,确定大坝坝基岩体类别为Ⅳ类。由于大坝左右岸岩体性能有一定差异,且设计开挖程度不同,需将坝基岩体分为:①右岸非溢流坝段+溢流坝段,坝体混凝土与坝基接触面间抗剪断参数为 $f' = 0.60$, $C' = 0.35 \text{ MPa}$;②左岸非溢流坝段,坝体混凝土与坝基接触面间抗剪断参数为 $f' = 0.75$, $C' = 0.40 \sim 0.55 \text{ MPa}$ 。大坝为混凝土砌石重力坝,根据《砌石坝设计规范》(SL 25-2006)要求^[4-5],坝体整体平均容重应大于 22 kN/m^3 ,而根据坝体钻孔数据分析,其坝体填筑由于施工原因存在不密实问题,容重在 $18.6 \sim 20.7 \text{ kN/m}^3$,低于规范要求的 22 kN/m^3 和设计要求的 23 kN/m^3 ^[6]。大坝主要特性参数见表1。

表1 大坝工程特性表

序号	项目	参数
1	坝高 /m	38.8
2	坝基截面高程 /m	673.4
3	混凝土容重 / $\text{kN} \cdot (\text{m}^3)^{-1}$	22 ⁽²³⁾
4	水容重 / $\text{kN} \cdot (\text{m}^3)^{-1}$	10
5	泥沙浮容重 / $\text{kN} \cdot (\text{m}^3)^{-1}$	10.5
6	防渗幕折减系数	0.60(0.80)

4.1.3 计算工况

根据水工建筑物荷载作用,结合大坝实际运行特性,按基本工况(正常蓄水位703.50 m)和特殊工况(校核洪水位704.50)两种工况进行计算。其中,基本荷载组合工况为:自重+静水压力+扬压力+淤沙压力+浪压力;而特殊荷载组合工况为:自重+水(静水、动水)压力+扬压

力+淤沙压力+浪压力^[4]。

4.2 大坝坝基结构安全复核成果分析

根据《混凝土重力坝设计规范》(SL 319-2005)中的相关要求^[4],计算非溢流坝坝段坝踵和坝趾垂直正应力,以及左右岸非溢流坝段的抗滑稳定性,结果见表2和表3。

表2 左右岸非溢流坝坝段坝基坝踵和坝趾垂直正应力计算成果 /MPa

计算工况	规范要求坝体容重($\gamma_c = 22 \text{ kN/m}^3$)		设计要求坝体容重($\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$)	
	坝踵	坝趾	坝踵	坝趾
基本荷载组合(正常蓄水位)	0.18	0.33	0.21	0.33
特殊荷载组合(校核洪水位)	-0.17	0.59	-0.18	0.59

表3 左右岸非溢流坝坝段坝基抗滑稳定安全系数计算成果

计算工况	规范要求坝体容重($\gamma_c = 22 \text{ kN/m}^3$)				设计要求坝体容重($\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$)			
	左岸		右岸		左岸		右岸	
	规范	原设计	规范	原设计	规范	原设计	规范	原设计
基本荷载组合(正常蓄水位)	3.29	3.37	3.35	4.71	3.36	3.42	3.45	4.81
特殊荷载组合(校核洪水位)	2.08	2.11	2.52	2.87	2.13	2.15	2.65	3.07

从表2和表3可知,在特殊荷载组合工况下,非溢流坝坝踵存在0.17和0.18 MPa的拉应力,不满足规范要求的“任何荷载组合工况下(地震荷载除外),坝踵垂直正应力均不能出现拉应力”的技术指标要求。同时,规范要求基本组合工况下最小安全系数 $K > [3.0]$,特殊组合工况最小安全系数 $K > [2.5]$ 。计算成果表明,在特殊工况组

合下左岸非溢流坝无论在规范还是在设计允许容重条件下,其安全系数均小于 $[2.5]$,达不到规范要求的最小安全系数指标,需采取相应工程措施进行安全加固处理。

根据《混凝土重力坝设计规范》(SL 319-2005)中的相关要求^[4],计算溢流坝坝段坝踵和坝趾垂直正应力,及坝基抗滑稳定性,结果见表4和表5。

表4 溢流坝坝段坝基坝踵和坝趾垂直正应力计算成果 /MPa

计算工况	规范要求坝体容重($\gamma_c = 22 \text{ kN/m}^3$)		设计要求坝体容重($\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$)	
	坝踵	坝趾	坝踵	坝趾
基本荷载组合(正常蓄水位)	0.16	0.19	0.18	0.20
特殊荷载组合(校核洪水位)	-0.08	0.15	-0.02	0.29

表5 大坝中部溢流坝坝段坝基抗滑稳定安全系数计算成果

计算工况	规范要求坝体容重($\gamma_c = 22 \text{ kN/m}^3$)		设计要求坝体容重($\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$)	
	规范	原设计	规范	原设计
基本荷载组合(正常蓄水位)	3.79	3.87	3.88	3.96
特殊荷载组合(校核洪水位)	3.81	3.93	2.63	2.65

从表3和表4可知,在各种荷载组合工况下,溢流坝坝段抗滑稳定安全系数均大于规范要求的最小安全系数指标。在基本荷载组合工况下,溢流坝坝段各部位的垂直正应力满足规范要求。在特殊荷载组合工况下,坝基坝踵虽然存在0.02~0.08 MPa的拉应力,但由于该数值较小,且大坝运行在校核洪水工况下的时间较短,对大坝整体运行安全影响甚微。

5 结 论

水电站大坝由于设计断面较单薄、核心未设置防渗层、基础灌浆效果不佳和坝体砌体施工质量差等原因,在试蓄水过程中出现渗漏问题,直接影响大坝的安全稳定运行。为确保大坝结构具有较高安全性,提高其防洪标

(下转第105页)

994 右34 m位置,测线深度范围内未发现明显岩溶发育异常。

为了验证电法勘察结果的可靠性,在地质解释为溶

洞或者岩溶发育区的地方布置了3个钻孔进行验证。钻探结果与物探解释结果对比见表3。

表3 钻探结果与物探解释结果对比表

序号	钻孔号	钻探结果	物探解释结果
1	ZK1	溶槽较多	由DF1揭示为溶沟溶槽
2	ZK2	30.09~35.42 m处为溶洞	由DF2揭示32 m位置为溶洞
3	ZK3	溶槽较多	由DF3揭示为溶沟溶槽

由表3可知,钻孔结果与物探解释结果基本吻合,证明此次野外测量的数据质量及地质解释的结果是可靠有效的。

5 结 论

1) 利用高密度电法对该隧道的勘察,较好地反映了隧道覆盖层的分布情况及场区岩溶发育情况,并通过钻孔验证了物探的成果,为隧道的进一步勘察设计提供了可靠的依据。

2) 在前期地质勘查中,结合区域地质背景和场地条件,在适量的钻孔指导下,高密度电法进行岩溶探测分析具有技术可靠、简便快捷、经济有效的优势,可以由点到线并进而扩展到面地初步查明工程区内的岩溶发育特征、空间分布、联通情况等。

参考文献

[1] 袁道先. 中国岩溶[M]. 北京:地质出版社,1993.

(上接第89页)

准,对坝基坝踵和坝趾垂直正应力和抗滑稳定性进行安全复核。

1) 大坝砌体施工密实度偏低、基础防渗灌浆性能差、接缝结合处理不当等,导致电站大坝坝基、坝体和坝肩存在漏水问题,需采取合理的防渗方案进行综合处理。

2) 左右岸非溢流坝坝段,坝基坝踵和坝趾垂直正应力和安全性复核结果表明,特殊荷载组合(校核洪水位)工况下,坝基坝踵出现0.17~0.18 MPa拉应力,且稳定系数低于规范要求的不小于2.5的安全系数指标,大坝需进行安全加固。

3) 中部溢流坝坝段各工况条件,坝基抗滑稳定均满足规范要求。虽在特殊组合工况下,坝踵出现拉应力,但该值非常小且大坝校核洪水运行时间较短,基本不会对大坝安全运行带来威胁。

参考文献

[1] 康军红. 双峰寺水库大坝坝型比选[J]. 水科学与工

[2] 董浩斌,王传雷. 高密度电法的发展与应用[J]. 地学前缘,2003,10(1):171-176.

[3] 邓超文. 高密度电法的原理及工程应用[J]. 韶关学院学报,2007,28(6):65-67.

[4] 赵光辉. 高密度电法勘探技术及其应用[J]. 矿产与地质,2006,20(2):166-168.

[5] 张琳. 高密度电法在岩溶勘察中的应用[J]. 交通科技,2011(4):21-23.

[6] 蔡晶晶,闫长虹,王宁,等. 高密度电法在地铁岩溶勘察中的应用[J]. 工程地质学报,2011,19(6):935-940.

[7] 李乃旺,李晓超,徐鸣洁,等. 高密度电法在老山隧道勘察中的应用[J]. 地球科学与环境学报,2007,29(4):412-415.

[8] 张腊根,刘基. 高密度电法在岩溶路基勘察中的应用[J]. 土工基础,2006(5):69-71.

程技术,2013(2):44-47.

[2] 王碧琦. 李家河碾压混凝土拱坝设计[J]. 陕西水利,2011(5):72-74.

[3] 何米杏. 五里坝水库工程混凝土面板堆石坝设计[J]. 浙江水利水电学院学报,2014(4):36-39.

[4] 张志刚,邓钦. 某水库浆砌石重力坝的稳定分析及应力计算[J]. 水利科技与经济,2015(5):11-13.

[5] 任衍红. 刁口水库坝址及坝型比选[J]. 小水电,2015(2):32-33.

[6] 刘毅乐,王新伟. 重力坝三维有限元仿真分析[J]. 水科学与工程技术,2014(5):4-6.

[7] 傅长锋,任德记,李洋波,等. 浆砌石框格填碴坝受力特性分析[J]. 中国水能及电气化,2010(6):29-34.

[8] 宋海印. 关于在软岩地基上修建重力坝的探讨[J]. 河南水利与南水北调,2011(18):60-62.