

# 浅析芦毛沟水库大坝除险加固设计

朱莲花<sup>1</sup> 彭军海<sup>2</sup>

- (1. 新余市大江工程规划设计院,江西 新余 338000;  
2. 新余市水务局,江西 新余 338000)

**【摘要】** 芦毛沟水库经过多次除险加固,依然存在诸多安全隐患。本文在分析水库地质条件的基础上,复核坝顶安全高程、分析填筑土体渗透安全性、研究护坡破损坍塌状况,选定副坝坝顶填筑黏土培厚、坝脚排水体翻修、草皮护坡改造等措施。通过计算不同水位及工况下的最小安全系数可知,加固后坝体满足规范要求,除险加固效益显著。

**【关键词】** 芦毛沟水库;除险加固;坝顶;坝坡

中图分类号: TV541

文献标志码: B

文章编号: 1005-4774(2018)02-089-04

## Brief analysis on risk removal reinforcement design of Lumaogou Reservoir Dam

ZHU Lianhua<sup>1</sup>, PENG Junhai<sup>2</sup>

- (1. Xinyu Dajiang Engineering Planning and Design Institute, Xinyu 338000, China;  
2. Xinyu Water Bureau, Xinyu 338000, China)

**Abstract:** Lumaogou Reservoir undergoes risk removal reinforcement for many times, but there are still many safety hazards. In the paper, on the basis of analyzing geological conditions of the reservoir, dam crest safety elevation is checked, filled soil seepage security is analyzed, revetment damage collapse is studied, auxiliary dam crest filled clay thickness, dam foot water drainage renovation, grass slope protection transformation and other measures are selected. It is known that the dam meets the requirements in the specification after reinforcement through calculating the minimum safety factor of different water levels and working conditions, and the risk removal reinforcement effect is remarkable.

**Key words:** Lumaogou Reservoir; risk removal reinforcement; dam crest; dam slope

芦毛沟水库位于新余市渝水区下村镇步桥村境内。坝址以上控制流域面积 1.99km<sup>2</sup>,水库正常蓄水位 75.80m,设计洪水位 76.33m,校核洪水位 76.59m,总库容 216 万 m<sup>3</sup>。

主坝于 1958 年建成,坝高 9m,蓄水量 60 万 m<sup>3</sup>,是一座小(2)型水库。1979 年全面加高、加固,达小(1)型水库规模。经过对芦毛沟水库长期监测,发现存在以下两方面问题:①主坝上游坝面预制混凝土块护坡局部有坍塌破损,坝脚棱体排水已淤塞,块石缝隙长满

杂草灌木;②副坝上下游均为护坡,上游坝坡较陡,下游未设排水沟,副坝右侧存在缺口,最低高程为 75.93m,不满足水库正常蓄水要求。

本文通过对芦毛沟水库地质条件分析,探讨其除险加固措施,以期同类工程提供借鉴。

### 1 地质条件分析

#### 1.1 坝肩

坝肩持力层为强风化砂岩,其承载力及抗剪指标

均大于坝体土体对应指标,不存在坝肩抗滑稳定问题。坝肩局部覆盖层缺失,出露强风化砂岩,属中等透水性。左、右坝肩存在绕坝渗漏隐患。

## 1.2 坝基

坝基持力层为冲、洪积粉质黏土,其承载力和抗剪指标均大于坝体对应指标。坝基承受较大荷载,经过多年压实固结,土体变形程度能满足坝体荷载要求,不存在坝基抗滑稳定问题,坝基无变形。

坝基覆盖层为冲、洪积粉质黏土,钻孔揭露厚度2.3~4.9m,土渗透系数为 $4.0 \times 10^{-5}$  cm/s,属弱透水层。下伏基岩为强风化砂岩,属中等透水层。

坝基覆盖层隔水性良好,实际运行中未发现坝基渗漏问题。

## 1.3 基岩

基岩为二叠系中统龙潭组(P<sub>2</sub>l)砂岩。强风化砂岩,风化裂隙发育,岩石破碎,岩质较软,质量等级为V级。中风化砂岩,节理裂隙发育,岩石较破碎,岩质坚硬,根据测试结果,其单轴饱和抗压强度为25MPa,属较软岩,岩石质量等级为IV级。

## 1.4 填土层

填筑土中黏粒、粉粒含量为40%~60%,砂含量为20%~30%,2mm以上砾石、碎石含量为20%~30%,坝体填料质量差。筑坝时碾压较为均匀,填筑土干密度为 $1.52\text{g}/\text{cm}^3$ ,孔隙比为0.850,压缩系数为 $0.48\text{MPa}^{-1}$ ,为中等压缩性土。

根据野外注水试验结果,主坝填筑土渗透系数 $8.47 \times 10^{-5} \sim 3.13 \times 10^{-4}$  cm/s,平均值为 $1.55 \times 10^{-4}$  cm/s。取原状土样11组进行室内试验,渗透系数为 $8.89 \times 10^{-5}$  cm/s,综合室内外测试结果,坝体渗透系数取 $1.3 \times 10^{-4}$  cm/s,填筑土为中等透水性。

# 2 除险加固设计

## 2.1 坝顶改造

根据《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL252—2017),坝顶超高按下式计算:

$$Y = R + A$$

式中  $Y$ ——坝顶超高, m;

$R$ ——最大波浪的坝坡爬高, m;

$A$ ——安全加高, m。

由于主坝单坡的坡度系数为2.5,波浪爬高计算公式为

$$R_m = \frac{K_\Delta K_w}{\sqrt{1+m^2}} \sqrt{h_m L_m}$$

式中  $R_m$ ——平均波浪爬高, m;

$m$ ——单坡坡度系数;

$K_\Delta$ ——斜坡糙率渗透性系数;

$K_w$ ——经验系数,根据 $W/\sqrt{gH}$ 查表。

由以上公式计算出主坝、副坝的坝顶超高,主坝、副坝的坝顶设计高程为库水位加上坝顶超高即可。主坝、副坝设计坝顶高程分别为77.38m和77.86m,而目前芦毛沟水库主、副坝的现有坝顶高程均为78.50m,由此可知其满足规范要求。

主坝坝顶宽4.10m,除险加固中维持坝顶宽度不变,将路面破损处维修。副坝坝顶宽3m,除险加固设计中,在上游填筑黏土培厚,放缓坝坡。

## 2.2 防渗加固

a. 加固设计。主坝填筑土综合渗透系数为 $1.3 \times 10^{-4}$  cm/s,中等透水性,不满足规范要求。实际运行中坝坡无渗漏现象,坝体存在渗漏隐患。坝基覆渗透系数为 $4.0 \times 10^{-5}$  cm/s,弱透水性,运行中坝脚局部散浸、坝基存在接触渗漏隐患。坝肩局部覆盖层出露强风化砂岩,属中等透水性,运行中未见渗漏现象,但存在绕坝渗漏隐患。

根据实际情况,此次加固设计拟不对主坝坝体、坝肩进行防渗处理,只翻修坝脚排水体,进行坝脚保护。

b. 渗流安全复核。由于水库无渗流观测资料,渗流安全复核以理论计算为依据,结合现场安全检查结果,进行渗流安全分析评价。根据坝地质情况,渗流计算断面选取均靠近坝轴线中部,此断面为最大坝高处,透水层最深,可反映整个大坝的实际渗流情况。

计算工况:上游正常蓄水位75.80m、下游相应水位65.40m;上游设计洪水位76.33m、下游相应水位

65.40m;上游校核洪水位 76.59m、下游相应水位 65.40m。经计算,主坝断面渗透分区及渗透系数见表 1。

表 1 主坝渗透分区及渗透系数

部 位	分 区	渗透系数/(cm/s)
坝体填土	$K_1$	$3.94 \times 10^{-4}$
覆盖层	$K_2$	$5.0 \times 10^{-5}$
基岩	$K_3$	$3.24 \times 10^{-4}$
排水棱体	$K_4$	$1.0 \times 10^{-2}$

主坝加固后各种工况下出逸点坡降值、计算渗流量见表 2。

表 2 加固后稳定渗流期计算坡降值及渗流量

上游水位/m	下游水位/m	水头/m	下游出逸点坡降	下游出逸点高程/m	下游出逸点位势/%	计算单宽渗流量/( $m^3/d \cdot m$ )
75.80	65.40	10.40	0.25	65.40	0.0	0.6251
76.33	65.40	10.93	0.26	65.40	0.0	0.6597
76.59	65.40	11.19	0.28	65.40	0.0	0.6673

由表 2 可以看出,主坝浸润线在贴坡排水体内出逸,出逸点坡降均小于允许坡降 0.30,主坝能够安全运行。

### 2.3 坝坡加固

a. 上游护坡。现状为混凝土预制块护坡,局部出现破损坍塌,该次除险加固对主坝上游坝坡破损处进行维修处理。副坝上游坝坡未设护坡,加固设计对副坝上游坝坡进行草皮护坡。

b. 下游坝坡。将大坝下游坡的杂物清除后,平整坝坡,重新满铺草皮护坡,采用顺坡平铺法,草种选用结缕草,草皮移植在春季进行,接植过程注意保持水分。

c. 排水体设计。该次加固设计对现有棱体排水拆除重建,拟采用贴坡式。设计排水体顶高程 67.90m,高 3.50m,顶宽 1.89m,外坡 1:2.5。反滤层颗粒大小关系应满足层间系数  $\xi = D_{50}/d_{50} \leq 8 \sim 10$ ;各层不均匀系数  $\eta = D_{60}/d_{10} \leq 10$ 。设计反滤层材料分三层:砂卵石混合料层 0.15m,砂粒径 0.5~2mm,卵石粒径 5~20mm;碎石层 0.15m,碎石粒径 60~120mm;块石层 0.4m,块径 250~400mm。副坝坝体较矮,可暂不对坝脚设置排水体。

### 2.4 稳定计算

坝坡稳定计算分加固前复核和加固后计算,包括上游坝坡、下游坝坡两部分。因副坝最大坝高仅 4.5m,此次除险加固对副坝不进行稳定复核,主坝具体计算内容如下:

a. 正常运行条件。正常蓄水位 75.80m 时的下游坝坡、设计洪水位 76.33m 时的下游坝坡、校核洪水位 76.59m 时的下游坝坡。

b. 非常运行条件。正常蓄水位 75.80m 降至死水位 68.40m 时的上游坝坡;库水位由校核洪水位 76.59m 降至正常蓄水位 75.80m 时的上游坝坡。

经计算,主坝加固后 5 种工况下,上游、下游坝坡的最小安全系数见表 3。

表 3 主坝加固后坝坡稳定计算结果

水库水位/m	圆心坐标		滑弧半径 $R/m$	最少安全系数	规范允许值	备 注	
	$C_x/m$	$C_y/m$					
75.80 降至 68.40	2.0	57.0	55.327	1.605	1.25	上游坝坡	有效应力法
	1.0	57.0	57.365	1.653	1.25		总应力法
76.59 降至 75.80	10.0	36.0	34.327	1.490	1.15		有效应力法
	3.0	52.0	53.837	1.634	1.15		总应力法
75.80	9.0	36.0	36.834	1.506	1.25	下游坝坡	有效应力法
76.33	10.0	35.0	37.624	1.497	1.25		
76.59	10.0	36.0	37.867	1.480	1.15		

经计算,主坝加固后上游、下游坝坡稳定安全系数均大于规范允许值,满足规范要求。

### 3 结语

芦毛沟水库位于新余市渝水区下村镇步桥村境内,坝址以上控制流域面积  $1.99\text{km}^2$ ,水库正常蓄水位  $75.80\text{m}$ ,总库容  $216\text{万 m}^3$ 。水库虽然经过多次除险加固,但主坝依然存在安全隐患,急需进行处理。

通过对芦毛沟水库地质条件分析,发现其坝肩存在绕坝渗漏隐患,而坝基承载力和抗剪能力满足除险加固要求。依据水库安全运行隐患,结合坝体地质条件,本文进行坝顶安全高程复核,选定主坝坝顶路面维修、副坝坝顶填筑黏土加高培厚等措施;对填筑土体渗透安全性进行分析,确认翻修坝脚排水体进行坝脚保护等措施;研究上下游护坡破损坍塌状况,推选草皮护坡的具体改造参数。

通过计算水库除险加固后不同水位、工况下的最

(上接第 80 页)提升高度已超过校核洪水位。因此,泄洪建筑物能够满足相应频率设计洪水来临时安全下泄的要求。

### 4 结论与建议

由设计洪水复核成果可知,设计洪水峰量均小于原设计成果,洪水调节计算后的特征水位也比原设计水位低,根据《水库大坝安全评价导则》(SL 258—2000)要求采用原设计洪水,故原设计的大坝防洪标准和设计洪水不需要修改。

经坝顶超高和泄洪建筑物安全复核分析,水库大坝的实际抗洪能力可以满足国家现行规范要求,出现最大泄量时可以安全下泄。

(上接第 106 页)

### 10 巩固措施

取得成效的同时,QC 小组及时地制定了巩固措施,具体如下:

a. 根据小组活动成果,QC 小组人员就减小旭龙水电站拱坝坝体应力等相关问题总结工程经验,对设计成果进行整理归档,便于后期查阅参考。

b. 进一步研究基岩变形模量及封拱温度对坝体应力的影响。

小安全系数可知,主坝加固后上下游坝坡稳定安全系数均大于规范允许值,满足规范要求,工程除险加固效益显著。◆

### 参考文献

- [1] 周建,李君,刘斌,等.平原水库优化设计影响因子分析[J].水利建设与管理,2007,27(3):27-29.
- [2] 黄金池,何晓燕.浅析水库设计洪水与风险管理[J].中国水利,2005(15):61-63.
- [3] 侯凯,谢加球.中小型水库设计前期工作分析[J].黑龙江水利科技,2013(1):134-136.
- [4] 王卓娟,乔娟,WangZhuojuan,等.湖北省小型水库设计洪水计算[J].三峡大学学报(自然科学版),2011,33(3):6-9.
- [5] 梁文章,韩永升,孙强.石佛寺水库综合利用规划与生态水库建设初探[J].水利建设与管理,2010(4):79-80.

由于闹德海水库泥沙淤积量大,为使水库具有规范规定的抗洪能力,在定期安全鉴定时必须进行防洪标准的复核,以确保水库运行安全。◆

### 参考文献

- [1] 辽宁省闹德海水库管理局.大坝安全鉴定及批复[Z].阜新,2005.
- [2] SL 258—2000 水库大坝安全评价导则[S].北京:中国水利水电出版社,2000.
- [3] 辽宁省水利水电勘测设计研究院.辽宁省闹德海水库除险加固初步设计[Z].辽宁,2005.
- [4] 叶守泽,詹道江.工程水文学[M].北京:中国水利水电出版社,2007:240-241.
- [5] NB/T 35026—2014 混凝土重力坝设计规范[S].北京:中国电力出版社,2014.

c. 对在本次活动中运用到的一些设计思路和计算方法进行总结,并在类似工程中予以推广。

### 11 总结体会

本次 QC 小组活动显著减小了旭龙水电站拱坝坝体应力,增加了拱坝安全度,在活动过程中小组成员的综合能力得到较大提高。对活动过程中用到的统计方法、思维方式和活动组织经验进行总结,便于今后更好地开展 QC 活动。◆