

# 青溪水电站大坝安全鉴定

蒋伯杰

(广东水利电力职业技术学院, 广东 广州 510635)

**摘要:** 依据《水电站大坝安全检查施行细则》要求, 并结合青溪水电站的具体情况, 主要针对青溪水电站的防洪安全标准、坝基处理、结构安全、安全监测自动化系统运行情况、水力条件等方面, 对该水电站工程的安全性进行全面复核和评价, 并结合观测分析成果进行综合分析。结果表明重力坝各项指标基本符合现行规范要求, 同时也对存在的问题给出了具体建议。

**关键词:** 青溪水电站; 大坝; 安全鉴定

**中图分类号:** TV698.2    **文献标志码:** B    **文章编号:** 1008-0112(2014)08-0031-06

## 1 概述

广东省青溪水电站是韩江主要支流——汀江干流上杭以下河段的第二个梯级水电站, 位于广东省大埔县青溪镇大水坑村。坝址以上集水面积为 9 157 km<sup>2</sup>, 流域多年平均雨量为 1 600 mm, 多年平均径流总量为 87.4 亿 m<sup>3</sup>。电站水库总库容为 7 468 万 m<sup>3</sup>, 属于日调节径流式河床水电站, 以发电为主, 装机容量为 4 × 36 MW = 144 MW。设计年平均发电量为 3.73 亿 kW·h, 远期年发电量为 4.33 亿 kW·h。工程规模属于中型, 电站工程属于三等三级<sup>[1]</sup>, 大坝为砼重力坝, 坝顶高程为 78.00 m (珠江基面), 坝顶长为 315.0 m, 最大坝高为 51.5 m, 工程按 100 年一遇洪水标准设计, 500 年一遇洪水标准校核, 正常蓄水位为 73.00 m, 相应库容为 5 941 万 m<sup>3</sup>, 电站工程于 1988 年 3 月开工, 1992 年 12 月第 1 台机组发电, 1994 年 5 月 2 台机组全部投产。

该水电站枢纽由拦河坝、河床式发电厂房、左岸开关站、上下游护坡以及右岸上、下游驳运码头等建筑物组成。电厂设置了发电机组计算机监控、大坝安全自动化监测和水情测报自动化系统 3 个计算机系统, 3 个系统可以分别独立运行, 也可以通过 MiS 系统或其它方式进行有关信息互通。

鉴于该工程是在 20 世纪末建成投入运行的, 基础资料翔实完整, 并且设置了较为完善的大坝安全监测系统, 根据能源电[1988]37 号《水电站大坝安全检查施行细则》要求, 并结合青溪水电厂的具体情况, 本

次复查的主要内容包括: 防洪标准复查、坝顶高程复查、水力条件复查、大坝结构及稳定安全复核、坝基处理复查、大坝观测系统复查、评价大坝的总体安全性态等<sup>[2]</sup>。

## 2 大坝安全鉴定主要内容

### 2.1 防洪标准复核

根据现行国家标准 GB50201-94《洪水标准》, 青溪水电站水工建筑物可按 100~50 年重现期设计, 校核洪水按 1000~500 年重现期校核。原初设审查时经广东省建设委员会以粤建设字[1987]239 号“关于青溪水电站初步设计的批复”文中予以确认, 大坝按 100 年一遇洪水设计、500 年一遇洪水校核, 经对照, 此洪水标准正确, 符合现行规范, 故在复核大坝安全时, 仍采用原设计标准<sup>[3]</sup>。

### 2.2 坝顶高程复核

据混凝土重力坝设计规范(DL 5108-1999)坝顶上游防浪墙顶的高程应高于波浪顶高程, 其与正常蓄水位或校核洪水位的高差由式  $\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_c$  计算, 选择两者中防浪墙顶高程的高者作为选定高程。计算结果如表 1。

表 1 防浪墙顶高程计算

水位/m	$h_{1\%}$ /m	$h_z$ /m	$h_c$ /m	高程/m
正常蓄水位(73.0)	1.45	0.44	0.4	75.43
校核洪水位(76.33)	0.83	0.25	0.3	77.71

由表 1 可知, 计算结果与原设计采用的坝顶高程 78.0 m 基本一致, 本次复查认为采用 78.0 m 的坝顶

收稿日期: 2014-05-23; 修回日期: 2014-06-19

作者简介: 蒋伯杰(1965), 男, 本科, 高级工程师, 主要研究方向为水利水电建筑工程及水资源。

高程是合理的，符合现行规范要求。

### 2.3 泄水建筑物的水力设计复核

#### 2.3.1 泄流能力复核

1) 闸门全开时，计算公式(堰流公式)： $Q = \varepsilon \sigma m B \sqrt{2gH_0^3/2}$ 。

##### ①设计洪水泄流能力复核：

由模型试验知： $\varepsilon = 0.896$ ； $m = 0.462$ ，计算得  $Q = 9\,842.3 \text{ m}^3/\text{s} < 10\,090 \text{ m}^3/\text{s}$ ，且  $(Q - Q_{\text{设}})/Q \times \% = 2.5\% < 5\%$ ，满足要求。

##### ②校核洪水泄流能力复核：

据上游水位 76.33 m，堰顶水头  $H$  为 21.33 m，下游水位为 69.7 m，计算得  $Q = 11\,904.6 \text{ (m}^3/\text{s)} < 12\,720 \text{ (m}^3/\text{s)}$ ，且  $(Q - Q_{\text{设}})/Q \times \% = 6.4\% > 5\%$ 。

经对照实际泄流实测数据，试验测得的淹没系数偏大，所以实际泄流能力是满足要求的。

2) 闸门局部开启为孔口出流时，计算公式： $Q = \mu b e \sqrt{2gH_0}$ ，流量计算：当库水位保持为 73 m 时，不同开度泄流量计算见表 2。

表 2 闸门局部开启孔口出流计算

$E/\text{m}$	$H/\text{m}$	$H_0/\text{m}$	$e/H$	$\mu$	$b/\text{m}$	计算流量/ $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	实测流量/ $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$
1.0	18	18.008	0.056	0.94	70	1 236	1200
2.0	18	18.0226	0.111	0.75	70	1 999.8	2 000
3.0	18	18.044	0.167	0.71	70	2 804	2 790
4.0	18	18.072	0.222	0.66	70	3 478	3 570
5.0	18	18.105	0.278	0.65	70	4 285.6	4 300
6.0	18	18.143	0.333	0.63	70	4 984.4	5 020
7.0	18	18.179	0.389	0.6	70	5 544	5 630
8.0	18	18.217	0.444	0.58	70	6 130	6 190
9.0	18	18.258	0.5	0.57	70	6 785.5	6 760
10.0	18	18.306	0.556	0.55	70	7 292.7	7 350
11.0	18	18.354	0.611	0.54	70	7 886	7 910
12.0	18	18.405	0.667	0.53	70	8 456	8 460

经本次计算复查和实际观测资料对照，各种开度基本与计算结果一致，说明溢洪道完全能排泄各种工况的洪水。

#### 2.3.2 面流消能水力计算

坎高： $a = 49.82 - 35 = 14.82 \text{ (m)}$ ，计算公式依

据《水力计算手册》中面流界限水深的经验公式，流态判别见表 3，已知： $a = 14.82$ ， $P = 55 - 35 = 20$ ， $\frac{a}{P} = 0.741$ 。

表 3 流态判别计算

$Q/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$q/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$h_k/\text{m}$	$h''_{i1}/\text{m}$	$h_{i4}/\text{m}$	$h''_{i5}/\text{m}$	$h_i/\text{m}$	判别式	流态
1 200	14.286	2.751	15.594	20.49	22.72	18.15	$h''_{i1} < h_i < h_{i4}$	自由面流
2 000	23.81	3.867	16.87	21.208	23.724	19.7	$h''_{i1} < h_i < h_{i4}$	自由面流
2 790	33.214	4.828	17.97	22.206	24.589	21.5	$h''_{i1} < h_i < h_{i4}$	自由面流
3 570	42.5	5.691	18.955	23.103	25.366	23	$h''_{i1} < h_i < h_{i4}$	自由面流
4 300	51.19	6.442	19.814	23.883	26.042	24	$h_{i4} < h_i < h''_{i5}$	淹没面流
5 020	59.762	7.143	20.616	24.611	26.673	25.4	$h_{i4} < h_i < h''_{i5}$	淹没面流
5 630	67.024	7.71	21.264	25.2	27.183	26.2	$h_{i4} < h_i < h''_{i5}$	淹没面流
6 190	73.69	8.214	21.84	25.724	27.637	27.1	$h_{i4} < h_i < h''_{i5}$	淹没面流
6 760	80.476	8.71	22.407	26.239	28.083	27.9	$h_{i4} < h_i < h''_{i5}$	淹没面流
7 350	87.5	9.21	22.98	26.758	28.533	28.7	$h_i > h''_{i5}$	回复底流
7 910	94.167	9.672	23.507	27.238	28.95	29	$h_i > h''_{i5}$	回复底流
8 460	100.71	10.115	24.013	27.699	29.35	29.6	$h_i > h''_{i5}$	回复底流
10 090	120.12	11.376	25.455	29.008	30.483	32	$h_i > h''_{i5}$	回复底流
12 720	151.43	13.276	27.627	30.982	32.193	34.7	$h_i > h''_{i5}$	回复底流

根据面流计算结果分析,在闸门开度大、泄量大的情况下,下游水流会产生底流,从而对下游造成冲刷,冲刷部分有专题研究,所以本次不做详细论述。

## 2.4 结构安全评价分析

### 2.4.1 坝顶水平位移变化规律

经过对大坝引张线、视准线、倒垂线等监测资料进行了深入的定性和定量分析,得到下列主要成果和结论:

1) 坝顶上下游向水平位移呈一定的年周期性变化,位移变化主要受温度变化影响,与温度呈负相关,温度降低,测值增大,坝顶向下游位移增大或向上游位移减小;温度升高,测值减小,坝体向下游位移减小或向上游位移增大。由统计模型及混合模型分析表明,温度分量约占位移年变幅的70%~75%。

2) 库水位变化对坝顶上下游向水平位移有一定的影响,库水位升高,坝顶向下游位移增大;库水位降低,坝顶向下游位移减小。由模型分离结果表明,水压分量约占位移年变幅的15%~20%。

3) 经对坝顶水平位移特征值分析表明:坝顶上下游方向水平位移的每年的较大值一般出现在温度较低的1~3月份,而较小值出现在温度较高的6~9月份。此外,河床坝段位移年变幅较大,而岸坡坝段相对较小。

4) 若扣除监测误差的影响,由监测资料分析表明,坝顶上下游方向水平位移变化平稳,无明显的趋势性变化。由统计模型分析结果可知,时效分量在位移年变幅中所占比例较小,约占位移年变幅的10%左右。

5) 由倒垂监测资料分析表明,两岸倒垂测点处沿左右岸方向的水平位移测值较小(位移测值绝对值不超过0.3 mm),主要受随机因素的影响,总体变化比较平稳,无明显的趋势性变化。

### 2.4.2 坝顶垂直位移变化规律

经过对坝顶几何水准、基础灌浆廊道的双金属标和静力水准及两岸倒垂线Z方向等监测资料进行了深入的定性和定量分析,得到下列主要成果和结论:

1) 坝顶垂直位移呈明显的年周期变化,主要受温度变化的影响。温度升高,测值减小,坝顶上抬;温度降低,测值增大,坝顶下沉。每年7~9月左右上抬量较大,12~次年2月下沉量较大。由统计模型分析表明,温度分量在垂直年变幅中所占比重较大,其影响占垂直位移年变幅的80%以上。

2) 库水位变化对坝顶垂直位移有一定影响,上游

库水位升高,测值增大,坝顶测点处下沉量增大;上游库水位降低,测值减小,坝顶测点处下沉量减小。但总的来讲,库水位变化影响比温度影响要小。由统计模型分析结果表明,水压分量约占垂直位移年变幅的10%~15%。

3) 由特征值分析表明,河床坝段的垂直位移绝对值较小,而且对应部位的年变幅也较大,而岸坡坝段绝对位移和年变幅相对均较小。其中,由几何水准监测得的垂直位移资料中,最大下沉量为5.3 mm(发生在16#坝段EM16测点),最大年变幅为6.6 mm(发生在7#坝段EM7测点)。

4) 1994年前各测点垂直位移随着库水位的上升,垂直位移逐渐增大,1995年后垂直位移变化较平稳,时效影响已经基本稳定。由模型分析表明,时效分量约占垂直位移年变幅的10%以下。

综上所述,大坝水平位移变化总体上正常、坝体垂直位移变化规律基本正常。

### 2.4.3 渗流变化规律

青溪大坝渗流监测包括3部分:第一部分为坝基扬压力监测,沿2#~17#坝段共布置了18个测压孔,其中在12#坝段横断面布置了1排3个测孔,用于监测坝基扬压力变化;第二部分为两岸地下水位监测,在左右岸共布置了13个监测孔,监测两岸地下水位变化;第三部分为2#~17#各个坝段渗漏量和坝基总渗漏量的监测。通过对上述这些监测资料的分析,得到下列成果和结论:

#### 1) 坝基扬压力变化规律

① 坝基扬压力主要受上游库水位变化的影响,在扬压力年变幅中,水压分量约占55%~75%。

② 降雨对坝基扬压力的年变幅也有一定作用,降雨分量约占扬压力年变幅的10%~20%。

③ 温度变化对扬压力变化也有一定的影响,在扬压力年变幅中温度分量约占10%~20%。

④ 除7#、9#、10#、14#坝段外,其余坝段扬压力测孔水位变化基本稳定或趋于收敛。7#、9#、10#、14#坝段测压孔水位有不明显的缓慢增大的趋势,应加强对这些孔的监测。

⑤ 2#、3#、4#、9#、13#、14#、16#、17#等坝段在较高水位时(上游水位高于72.5 m),扬压力系数偏高,超出规范允许值。

由上分析得到,坝基扬压力变化尚属正常。但7#、9#、10#、14#坝段测压孔水位时效尚未完全稳定,2#、3#、4#、9#、13#、14#、16#、17#等坝段扬压力系

数超过允许值等情况,应进一步加强对上述坝段扬压力的监测和分析,必要时建议采取适当的工程措施进行处理。

## 2) 绕坝渗流变化规律

① 库水位变化对绕坝渗流年变幅也有显著的作用,在绕坝渗流年变幅中,幕前孔的水压分量约占50%~70%,幕后孔的水压分量约占40%~60%。

② 由统计分析表明,降雨对岸坡地水位也有一定的影响,降雨分量约占绕坝渗流孔孔水位年变幅中的15%~35%。

③ 由统计模型分析得到,温度分量约占绕坝渗流孔孔水位年变幅的10%~20%。

④ UP19(B)和UP18(B)孔水位较高,其最大值分别达到105.3 m(2000年8月29日)和101.16 m(2000年7月25日),其最小值分别为103.26 m(2000年1月11日)和96.79 m(2002年11月26日),均高于上游水位。最大孔水位超过70 m的还有UP29(B)、UP30(B)、UP20(B)、UP21(B)等4个测点,其最大值分别为79.72 m(2000年6月19日),72.96 m(1999年9月20日),70 m(2000年9月18日)和70 m(2000年9月18日)。

⑤ 孔水位年变幅最大的是UP29(B),其年变幅在17.58(2000年)~14.08 m(1998年)之间,其次为UP30(B),其年变幅在11.86(1999年)~9 m(1998年)之间。大部分测孔最大年变幅发生在1998年和2000年。

⑥ 扣除突变时段外,各测孔水位总体上变化较平稳,无明显趋势性变化,时效已基本稳定。在绕坝渗流年变幅中,时效分量较小,占孔水位年变幅的5%以下。

由上分析可知,左岸绕坝渗流变化规律基本正常。

## 3) 渗流量变化规律

### ① 坝基各坝段渗流量变化规律

除16<sup>#</sup>坝段外,大部分坝段坝基渗流量较小,如2<sup>#</sup>、4<sup>#</sup>、5<sup>#</sup>、10<sup>#</sup>、11<sup>#</sup>、13<sup>#</sup>、17<sup>#</sup>坝段最大日渗流量一般不到2 m<sup>3</sup>,3<sup>#</sup>、6<sup>#</sup>、7<sup>#</sup>、8<sup>#</sup>、9<sup>#</sup>、12<sup>#</sup>、14<sup>#</sup>、15<sup>#</sup>坝段最大日渗流量约在2~5 m<sup>3</sup>左右,16<sup>#</sup>坝段最大日渗流量为15.46 m<sup>3</sup>,远大于其它坝段的日渗流量,但其最大值出现在1992年蓄水初期,而且其渗流量呈逐年减小的趋势,到2002年其日渗流量约为2~3 m<sup>3</sup>左右。

总体而言,各坝段坝基渗流量有逐渐减小或趋于稳定的趋势。

## ② 坝基总渗流量

量水堰在蓄水初期日流量监测值较大,1998年后总渗流量测值有不明显的减小并趋于稳定。如人工监测总渗流量WE11(B)测点1992年、1993年2年一般在30 m<sup>3</sup>/d上下变动,1994年后逐步降低至20 m<sup>3</sup>/d;WE22(B)蓄水初期在20 m<sup>3</sup>/d左右变化,1994年后逐渐减小到10 m<sup>3</sup>/d左右。1998年前最大日渗流量WE11(B)为44.32 m<sup>3</sup>/d(1992年12月8日)、WE22(B)为26.18 m<sup>3</sup>/d(1992年5月19日),1998年后最大日渗流量WE11(B)为12.12 m<sup>3</sup>/d(1999年3月2日、2000年5月29日)、WE22(B)为16.1 m<sup>3</sup>/d(1999年8月5日、2001年9月5日)。

由上分析可知,坝基渗流量变化基本呈收敛趋势,其变化规律基本正常。

## 2.4.4 坝体应力分析

根据规范要求 and 对照青溪水电厂实测结果,选取规范和实测两者最大的扬压力强度系数作为本次复核的扬压力强度系数,由于实测值小于规范值,所以两坝段扬压力强度系数均取0.25。

河床坝段原设计按照平面问题材料力学方法进行分析。按照规范,本次鉴定根据大坝结构断面以及现状情况,对12号坝段和15号坝段进行三维有限元计算。考虑到混凝土与岩石的共同因素,计算范围取岩基上游、下游各为1.5倍的坝底宽度,岩基深度取1.5倍坝高。有限元模型如图1所示。另外此次复核考虑坝体3种不同水位的工作状态,如表4所示。

表4 计算工况

工况编号	工况	上游水位/m	下游水位/m
工况1	正常蓄水位	73.00	52.17
工况2	设计洪水位	73.14	67.00
工况3	校核洪水位	76.33	69.70

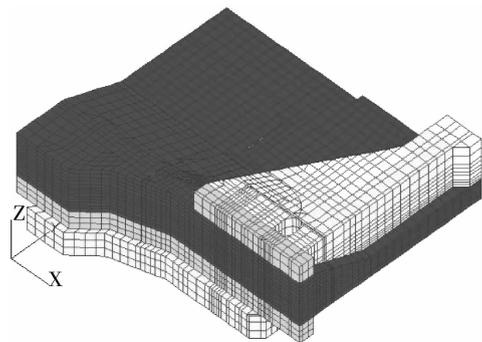


图1 15号坝段有限元模型

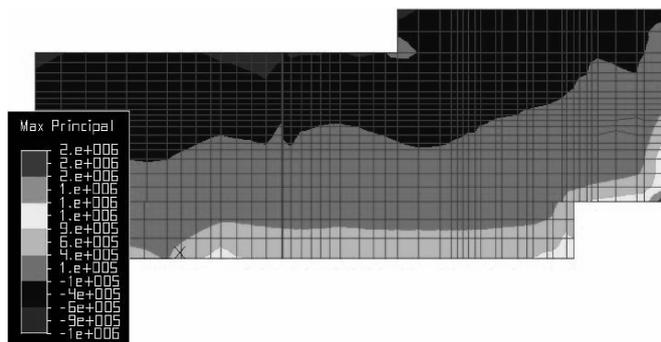


图2 坝基面应力等值线分布(工况3)

如图2所示,对于工况3(校核洪水位)而言,坝基面存在较大部分(相对工况1和工况2)的拉应力区,通过计算得到拉应力区的面积为 $41.342\text{ m}^2$ ,整个基岩面积为 $638\text{ m}^2$ ,拉应力区占整个基岩区面积的 $6.48\%$ ,满足《混凝土重力坝设计规范》规定的拉应力区不超过 $7\%$ 的要求,拉应力值大部分小于 $0.4\text{ MPa}$ ,而且拉应力区集中在坝段的左边,分析其原因主要是由于水位较高情况下,坝体两边水压力分布不对称所导致,上游坝基面拉应力值最大值为 $2.512\text{ MPa}$ 之间,集中在坝基的角点处,主要是由于坝基面形状突变引起。对于整个坝基面而言,拉应力分布区域并不大。坝基的拉应力值和范围满足重力坝设计规范要求。

#### 2.4.5 抗滑稳定分析

原设计采用抗剪断公式计算,与目前规范规定一致,滑动面确定合理,滑动面物理力学参数合适,按材料力学法计算的15个坝段在各种工况下,坝体抗滑稳定经过计算,坝体抗滑稳定全部满足现行规范要求。综上,大坝结构安全性为A级。

#### 2.4.6 坝基处理设计分析

##### 1) 大坝建成后坝基地质力学参数复查分析

根据竣工地质报告和原设计对照,枢纽位于燕山三期粗粒花岗岩体上,大坝基础建在弱风化带和微风化带岩石上,X1煌斑岩脉及夹泥,PJ02平缓夹层得到处理,岩石较新鲜坚硬,裂隙大多呈闭合状,完整性尚好;大坝基础岩石大部分属II~III级岩体,厂房部分为I级岩体。基础开挖及其验收工作较严格,基础质量是好的。水库蓄水后,通过大坝观测系统数据,可以反映出大坝未发现新的地质问题。

##### 2) 坝基固结灌浆

坝基固结灌浆孔靠近坝上游设2排,靠近下游处设3排,排距为 $3\text{ m}$ ,孔距为 $3\text{ m}$ ,孔深为 $5\text{ m}$ 。选6个检查孔进行压水试验,透水率小于 $3\text{ Lu}$ ,合格率为 $100\%$ 。坝基固结灌浆符合规范要求。

### 3) 坝基帷幕灌浆

帷幕灌浆在上游布置1排,基本孔距为 $2.5\text{ m}$ ,选7个检查孔进行压水试验,透水率小于 $3\text{ Lu}$ ,合格率为 $100\%$ 。帷幕灌浆符合现行规范要求。

#### 2.5 大坝观测系统复查

大坝安全监测自动化系统运行情况:从近几年的大坝运行情况和观测资料分析来看,整套自动化监测系统故障频繁易受雷击影响,以至于经常出现缺测、漏测的现象,造成观测值的连续性不好,因此自动化监测系统的稳定、可靠性还有待于提高和加强。

##### 2.5.1 1#内观子系统

内观子系统传感器是国内20多年来一直使用的成熟产品,其可靠性、精度都符合规范要求,自动化系统的数据采集方法与常规观测基本相同,其自动化监测数据可信度较高。经过近10年的运行,总体上系统运行稳定。

##### 2.5.2 2#扬压力观测系统和3#左岸绕坝渗流观测系统

2#、3#两观测子系统的自动化监测设备和传感器基本相同,其系统运行基本稳定。自动化监测数据与常规人工观测数据差值不大,变化趋势也一致。

##### 2.5.3 4#坝顶变形观测引张线子系统

坝顶变形观测引张线子系统于1996年10月投入运行,近4年来系统运行基本稳定,测值可靠,人工观测与自动化测值趋势一致。自动化系统引张线浮箱中的液体散失较快,需要经常进行检查、维护。

##### 2.5.4 5#坝基沉陷观测静力水准子系统

静力水准子系统投入运行4年来,故障频繁,连通管接头易断裂,经常造成系统运行中断,每调试一次周期较长,因此测值连续性较差。

#### 2.6 抗震安全评价

据广东省地震科学研究所1983年9月鉴定认为:青溪水电站所在的莲花山断裂带在新构造时期断块差异活动不算明显,未出现新生代盆地,地震活动也很微弱。本次复查重新查证“中国地震动反应谱特征周期区划图(广东省部分)GB18306-2001图B1”及“中国地震动峰值加速度区划图(广东省部分)GB18306-2001图A1”,查得大埔青溪水电站工程区50年超越概率 $10\%$ 的动峰值加速度为 $0.065\text{ g}$ ,对应地震基本烈度为6度。因此,本次设计复核本水电站地区地震烈度仍为6度。本电站枢纽规模属三等工程,大坝为3级建筑物,根据《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》DL5180-2003,大坝采用场地基本烈度为6度设防。经复核,大坝抗震安全满足规范要求。大坝抗

震安全性为 A 级。

## 2.7 大坝安全综合评价

通过对青溪水电站洪水标准、坝顶高程、坝基处理、水力条件、大坝结构及稳定安全以及根据安全监测系统等的复核, 可以认为青溪大坝工作性态总体上是正常的, 但部分坝段坝基扬压力系数超过规范参考值、溢流坝下游局部造成一定范围的冲刷破坏、部分坝段局部出现拉应力现象。建议对相关部位加强监测以便及时掌握大坝的安全状态, 如条件许可, 可以采取一定的工程措施。

## 3 成果分析及安全评价<sup>[4-6]</sup>

### 3.1 评价分析

从以上水力设计、大坝应力稳定分析、大坝基础处理等复查, 结合观测分析成果进行综合分析表明, 重力坝各项指标基本符合现行规范要求。根据对 12<sup>#</sup>坝段和 15<sup>#</sup>坝段有限元计算结果的分析, 在校核洪水位、设计洪水位及正常蓄水位对应荷载工况作用下, 坝体运行基本满足重力坝设计规范的要求, 因此, 大坝处于正常运行的状态。

### 3.2 意见和建议

1) 经分析实测资料大坝 2<sup>#</sup>、3<sup>#</sup>、4<sup>#</sup>、9<sup>#</sup>、13<sup>#</sup>、14<sup>#</sup>、16<sup>#</sup>、17<sup>#</sup>坝段扬压力系数较大, 应密切注意 16<sup>#</sup>坝段扬压力值变化, 针对 16<sup>#</sup>坝段渗漏比较严重的问题, 应进一步加强渗流观察, 甚至采取工程措施。

2) 应密切注意绕坝渗漏观测孔孔内水位的变化,

掌握孔内水位变化的规律。

3) 根据大坝结构复核成果, 部分坝段在计算工况下出现小范围拉应力, 部分坝段坝基扬压力观测值有异常现象, 故应加强该坝段的观测, 以及及时掌握大坝的安全状态, 必要时采取工程措施。

## 4 结语

大坝安全鉴定工作是大坝安全管理的一个重要环节, 鉴定做得充分与否直接影响除险加固技术方案的选择和投资概算。通过开展大坝安全鉴定以及对大坝安全分析评价, 明确了大坝的工作状态和大坝类别, 对发现存在的问题提出了工程加固意见和建议, 为除险加固前期工作打好了基础。

### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国国家经济贸易委员会. DL5180-2003 水电枢纽工程等级划分及设计安全标准[S].
- [2] 中华人民共和国能源部. 能源电(1988)37 号水电站大坝安全检查施行细则[Z].
- [3] 中华人民共和国水利部. GB50201-94 防洪标准[S].
- [4] 吴文斌, 陈亮雄, 林时君, 等. 曾坑水库大坝安全鉴定分析[J]. 广东水利水电, 2011(1): 49-51.
- [5] 任松林, 石自堂. 郑家冲水库大坝安全鉴定分析[J]. 大坝与安全, 2007(1): 97-98.
- [6] 朱朝荣, 姜俊红. 浅谈水库大坝安全鉴定中应注意的问题[J]. 广东水利水电, 2010(12): 20-21.

(本文责任编辑 马克俊)

## Safety Assessment of Qingxi Hydropower Dam

JIANG Bojie

(Guangdong Technical College of Water Resources and Electric Engineering, Guangzhou 510635, China)

**Abstract:** Based on the requirement of "safety examination detailed regulations of hydropower dam", combining with changes in actual situation of Qingxi hydropower station, aiming at flood control safety standards, the structure of the dam foundation treatment, safety and operation of the safety monitoring automation system, hydraulic conditions, etc., a comprehensive review on the safety of the reservoir engineering and evaluation, based on comprehensive analysis of the observation analysis results. The results show that the indicators of gravity dam are in line with the current specification requirements, at the same time giving the specific advice on the problems existing.

**Key words:** hydropower station of Qingxi; dam; safety assessment