

棉花滩水库建成后对青溪水库设计洪水影响研究

李杰友, 陆 波, 穆方驰

(河海大学水资源开发利用教育部重点实验室, 江苏 南京 210098)

摘要 采用由实测流量推求设计洪水的方法, 分别以考虑棉花滩水库影响和不考虑棉花滩水库影响两种途径对青溪水库的设计洪水进行了分析计算. 结果表明, 棉花滩水库建成投入运行后对青溪水库的设计洪水有一定的影响, 且对青溪水库防洪有益, 青溪水库可以适当提高其汛限水位.

关键词 设计洪水 频率计算 汛限水位 防洪 棉花滩水库 青溪水库

中图分类号: TV122+.3 文献标识码: A 文章编号: 1006-7647(2005)01-0025-03

Effect of Mianhuatan Reservoir on the design flood of Qingxi Reservoir//LI Jie-you, LU Bo, MU Fang-chi (Key Laboratory of Water Resources Development of Ministry of Education, Hohai Univ., Nanjing 210098, China)

Abstract: The design flood of the Qingxi Reservoir was derived from the measured data with and without consideration of the influences of the Mianhuatan Reservoir. The result shows that the operation of the Mianhuatan Reservoir has certain influences on the design flood of the Qingxi Reservoir, and is beneficial to the flood control of the Qingxi Reservoir. Accordingly, the flood control level of the Qingxi Reservoir can be properly raised.

Key words: design flood; frequency calculation; flood control level; flood control; Mianhuatan Reservoir; Qingxi Reservoir

1 问题提出

青溪水库位于广东省大埔县境内, 属韩江水系的汀江流域. 坝址以上集水面积 9 157 km². 百年设计洪水水位 73.14 m, 相应库容 6 949 × 10⁴ m³; 500 年校核洪水水位 76.33 m, 相应库容 8 470 × 10⁴ m³. 正常高水位 73.00 m, 相应库容 6 880 × 10⁴ m³. 多年平均径流量 87.4 × 10⁸ m³, 多年平均入库流量 277 m³/s, 为日调节水库.

近年来, 随着经济的发展, 流域内人类活动影响频繁, 流域内先后修建了一些水利水电工程, 对其影响最大的是棉花滩水库. 棉花滩水库位于青溪水库上游 14 km 处, 坝址以上集水面积为 7 907 km², 占青溪水库坝址以上集水面积的 86.3%. 百年设计洪水水位 171.25 m, 相应库容 15.91 × 10⁸ m³; 500 年校核洪水水位 177.80 m, 相应库容 20.35 × 10⁸ m³. 正常高水位 173.00 m, 相应库容 16.95 × 10⁸ m³. 多年平均径流量 73.2 × 10⁸ m³, 多年平均入库流量 232 m³/s. 水库以发电为主, 兼有防洪、航运等综合利用效能, 属不完全年调节水库.

研究棉花滩水库建成并投入应用后对青溪水库设计洪水的影响, 对青溪水库的水资源规划管理、综合利用和水库的安全运行具有十分重要的意义.

2 棉花滩水库设计洪水

本次研究引用棉花滩水库的主要资料有: 不同频率的设计洪水过程、水位-库容曲线、水位-泄流曲线和水库调洪演算规则. 其中不同频率的设计洪水过程、水位-库容曲线和水位-泄流曲线来源于《福建省棉花滩水电站设计报告》(上海水利电力勘测设计院) 水库调洪演算规则来源于福建省经济贸易委员会文件(闽经贸电力[2003]229 号)《福建省经济贸易委员会关于福建省电力系统水电厂 2003 年水库洪水调度方案的批复》. 棉花滩水库以 1973 年 6 月一场洪水为典型洪水的不同频率设计洪水的最大洪峰及时段最大洪量见表 1, 不同频率的设计洪水过程见图 1.

表 1 棉花滩水库以 1973 年 6 月一场洪水为典型洪水的不同频率设计洪水的最大洪峰及时段最大洪量

频率 <i>P</i> /%	最大流量 <i>Q</i> /(m ³ ·s ⁻¹)	最大洪量		
		<i>W</i> _{24h} /10 ⁸ m ³	<i>W</i> _{3d} /10 ⁸ m ³	<i>W</i> _{5d} /10 ⁸ m ³
0.01	16 500	12.40	27.80	36.30
0.1	13 000	9.75	20.90	28.30
0.2	12 000	8.98	19.80	26.00
1	9 440	7.07	15.40	20.30
2	8 400	6.24	13.50	17.80
5	6 950	5.13	11.00	14.60
10	5 820	4.28	9.13	12.10
20	4 710	3.41	7.17	9.54
50	3 130	2.24	4.54	6.09

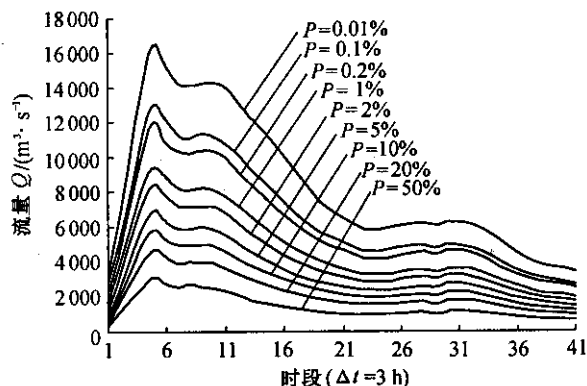


图1 棉花滩水库以1973年6月一场洪水为典型洪水的不同频率的设计洪水过程线

3 青溪水库设计洪水

青溪水库具有1951~1994年共44年实测和插补延长的天然洪水流量资料,1995~2001年共7年入库洪水流量资料,并具有历史调查洪水资料。据1993年颁布并实施的SL44-93《水利水电工程设计洪水计算规范》规定:“凡具有30年以上实测和插补延长洪水流量,并有历史调查洪水时,应采用频率分析法计算设计洪水。”因此,采用实测流量推求青溪水库设计洪水应是最直接、最有效的一种方法。

3.1 不考虑棉花滩水库影响

由实测流量推求设计洪水,需要全年最大洪峰流量和最大24h、最大3d、最大5d和最大7d的洪量系列资料。

3.1.1 洪水资料的一致性修正

因1951~1994年为建库前天然洪水资料,而1995~2001年为入库洪水资料,因此需要进行资料的一致性修正,将1951~1994年的洪水资料修正为入库洪水资料。据资料分析,年最大3d洪量与年最大5d洪量、年最大7d洪量的相关关系建库前后无显著差异;年最大24h洪量与年最大3d洪量的相关关系建库前后差异也不明显;年最大洪峰流量与年最大3d洪量的相关关系建库前后存在一定差异。因此,为计算入库洪水,需将建库前的坝址洪水修正为建库后的入库洪水。修正时,采用年最大3d洪量 W_{3d} 与年最大洪峰流量 Q_{max} 分别建立建库前后的相关关系,然后由建库前的年最大3d洪量求出相应建库后的入库洪水年最大洪峰。

建库前 $W_{3d} \sim Q_{max}$ 相关关系为

$$Q_{坝址} = 546 W_{3d} + 705, R = 0.855 \quad (1)$$

建库后 $W_{3d} \sim Q_{max}$ 相关关系为

$$Q_{入库} = 555 W_{3d} + 1106, R = 0.821 \quad (2)$$

由式(1)和式(2)可导出:

$$Q_{入库} = 1.016 Q_{坝址} + 389 \quad (3)$$

式中: W_{3d} 为年最大3d洪量, $10^8 m^3$; Q_{max} 为年最大洪峰流量, m^3/s ; $Q_{坝址}$ 为坝址天然洪峰流量, m^3/s ; $W_{3d坝址}$ 为坝址最大3d洪量, $10^8 m^3$; $Q_{入库}$ 为入库洪峰流量, m^3/s ; $W_{3d入库}$ 为入库最大3d洪量, $10^8 m^3$; R 为相关系数。

利用式(3)对1951~1994年的天然洪水的洪峰流量进行修正,使其资料与建库后入库洪水资料保持一致。

3.1.2 洪峰及洪量频率计算

分别对年最大洪峰流量 Q_{max} 、时段洪量 W_t ($t = 24h, 3d, 5d, 7d$)系列进行频率计算,推求出各种频率的洪峰流量 Q_P ($P = 0.2\%, 0.33\%, 0.5\%, 1\%$)和时段相应频率的洪量 W_{tP} 。频率计算采用的经验频率公式为期望公式;线型采用规范规定的皮尔逊Ⅲ(P-Ⅲ)型分布;参数估计采用经验适线法。计算方法见文献[1]。参数估计值和设计值见表2和表3。

表2 青溪水库入库洪水频率计算特征值

参 数	特征值		
	EX	C_v	C_s/C_v
Q_{max}	4190 m^3/s	0.42	3.5
W_{24h}	$2.64 \times 10^8 m^3$	0.52	3.5
W_{3d}	$5.66 \times 10^8 m^3$	0.54	3.5
W_{5d}	$7.56 \times 10^8 m^3$	0.53	3.5
W_{7d}	$9.08 \times 10^8 m^3$	0.51	3.5

表3 青溪水库入库洪水频率计算成果

频率 $P/\%$	$Q_{max}/$ $(m^3 \cdot s^{-1})$	$W_{24h}/10^8 m^3$	$W_{3d}/10^8 m^3$	$W_{5d}/10^8 m^3$	$W_{7d}/10^8 m^3$
0.2	12300	9.53	21.24	27.83	32.15
0.33	11800	9.02	20.07	26.32	30.45
0.5	11000	8.35	18.54	24.34	28.23
1	10000	7.46	16.50	21.70	25.25

3.1.3 设计洪水过程的推求

为与棉花滩水库采用的典型洪水保持一致,也将1973年6月洪水作为典型,对该洪水过程进行同频率放大,推求出不同时期、不同频率的设计洪水过程[2],计算公式为

$$\left. \begin{aligned} K_{1d} &= \frac{W_{1P}}{W_{1d}} \\ K_{3d-1d} &= \frac{W_{3P} - W_{1P}}{W_{3d} - W_{1d}} \\ K_{5d-3d} &= \frac{W_{5P} - W_{3P}}{W_{5d} - W_{3d}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: K_t 为最大 t 时段相应洪量的放大倍比; $K_{t_2-t_1}$ 为最大 t_2 时段至最大 t_1 时段相应洪量的放大倍比; W_{tP} 为 t 时段设计洪量, $10^8 m^3$; W_{td} 为 t 时段典型洪水洪量, $10^8 m^3$ 。

典型洪水的特征值为:洪峰流量8140 m^3/s ,最

大 24 h 洪量为 $6.19 \times 10^8 \text{ m}^3$,最大 3 d 洪量为 $10.91 \times 10^8 \text{ m}^3$,最大 5 d 洪量为 $16.40 \times 10^8 \text{ m}^3$.

3.1.4 青溪水库坝址设计洪水的推求

为了对后文考虑棉花滩水库情况下的设计洪水进行研究,需要进一步计算青溪水库的坝址洪水.为保证资料的一致性,将 1995~2001 年的入库洪水修正为坝址洪水.因年最大 24 h,3 d 和 5 d 洪量建库前后无较大差异未做修正,仅对洪峰流量进行修正,修正公式见式(5),修正前后对比见表 4.

$$Q_{\text{坝址}} = 0.984 Q_{\text{入库}} - 383 \tag{5}$$

表 4 1995~2001 年青溪水库洪峰流量修正前后对比			
年 份	$Q_{\text{修正前}}/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$Q_{\text{修正后}}/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	
1995	3 250	2 820	
1996	7 080	6 580	
1997	3 700	3 260	
1998	4 950	4 490	
1999	4 610	4 150	
2000	4 600	4 140	
2001	2 000	1 590	

根据坝址洪水资料,对洪峰进行经验频率适线,洪量仍然采用前述的成果,洪峰和洪量频率适线结果见表 5 和表 6.

表 5 青溪水库坝址洪水频率计算特征值

参 数	特征值		
	EX	C_v	C_s/C_v
Q_{max}	3 760 m^3/s	0.47	3.5
$W_{24\text{h}}$	$2.64 \times 10^8 \text{ m}^3$	0.52	3.5
$W_{3\text{d}}$	$5.66 \times 10^8 \text{ m}^3$	0.54	3.5
$W_{5\text{d}}$	$7.56 \times 10^8 \text{ m}^3$	0.53	3.5
$W_{7\text{d}}$	$9.08 \times 10^8 \text{ m}^3$	0.51	3.5

表 6 青溪水库坝址洪水频率计算成果

频率 $P/\%$	$Q_{\text{max}}/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$W_{4\text{h}}/10^8 \text{ m}^3$	$W_{3\text{d}}/10^8 \text{ m}^3$	$W_{5\text{d}}/10^8 \text{ m}^3$	$W_{7\text{d}}/10^8 \text{ m}^3$
0.2	12 300	9.53	21.24	27.83	32.15
0.33	11 700	9.02	20.07	26.32	30.45
0.5	10 900	8.35	18.54	24.34	28.23
1	9 780	7.46	16.50	21.70	25.25

据表 6 中不同频率的洪峰及时段洪量,利用前述典型洪水过程,进行同频率放大,推求出青溪水库坝址设计洪水过程 $Q_{\text{青坝址}P}(t)$.

3.2 考虑棉花滩水库影响

青溪水库的入库洪水由两部分组成:一是棉花

表 7 不考虑棉花滩水库影响的青溪水库调洪演算成果

频率 $P/\%$	设计洪峰流量/ $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$			最大下泄流量/ $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$			坝前最高洪水位/m			坝下最高洪水位/m			防洪库容/ 10^4 m^3			总库容/ 10^4 m^3		
	初设	1995 年 复查	本次 计算	初设	1995 年 复查	本次 计算	初设	1995 年 复查	本次 计算	初设	1995 年 复查	本次 计算	初设	1995 年 复查	本次 计算	初设	1995 年 复查	本次 计算
0.2	12 900	12 400	12 300	12 720	12 140	12 180	76.33	75.65	75.68	69.70	69.07	69.16	1 620	1 209	1 256	8 500	7 150	7 197
0.33	12 400	11 600	11 800	11 860	11 260	11 580	75.32	74.59	74.89	68.80	68.13	68.58	1 110	713	924	7 990	6 654	6 865
0.5	11 400	10 900	11 000	11 130	10 600	10 830	74.42	73.76	74.03	68.00	67.42	67.60	688	345	447	7 568	6 286	6 388
1	10 200	9 830	10 000	10 090	9 830	9 990	73.14	73.00	73.00	66.88	66.60	66.78	80	0	0	6 960	5 941	5 941

滩水库的下泄流量;二是两个水库之间区间面积上的流量.

3.2.1 棉花滩水库坝址设计洪水的推求

根据棉花滩水库不同频率的设计洪水,可分别求出对应于频率 $P = 0.2\%, 0.33\%, 0.5\%, 1\%$ 的洪峰及时段洪量值,棉花滩水库坝址设计洪水过程 $Q_{\text{棉坝址}P}(t)$ 由典型洪水过程同频率放大求出.

3.2.2 棉花滩水库下泄过程的推求

据推求出的棉花滩水库坝址设计洪水过程和水库调度原则进行调洪演算,求出棉花滩水库不同频率的下泄过程 $Q_{\text{棉下泄}P}(t)$.

3.2.3 棉花滩水库下泄过程的演进

因棉花滩水库与青溪水库之间有一定的距离,根据棉花滩—青溪水库河道特征及资料情况,用马斯京根分段连续演算法将棉花滩水库不同频率的下泄过程演算至青溪水库,得到棉花滩水库坝址设计洪水演算至青溪水库坝址的设计洪水过程 $Q_{\text{棉演算}P}(t)$.

3.2.4 区间设计洪水的推求

考虑到实际计算的可行性,本次采用上下同频、区间相应的原则确定区间来水.将已推求出的青溪水库坝址设计洪水过程与棉花滩水库坝址设计洪水演算至青溪水库坝址的设计洪水过程相减得到,计算公式为

$$Q_{\text{区间}P}(t) = Q_{\text{青坝址}P}(t) - Q_{\text{棉演算}P}(t) \tag{6}$$

式中: $Q_{\text{区间}P}(t)$ 为区间设计洪水过程, m^3/s .

3.2.5 青溪水库入库设计洪水的推求

由于棉花滩水库与青溪水库相距较近,区间洪水汇入点的具体位置对计算结果影响不大,因此,青溪水库入库设计洪水过程为棉花滩水库下泄洪水与区间洪水过程的直接累加,即

$$Q_{\text{青溪}P}(t) = Q_{\text{棉下泄}P}(t) + Q_{\text{区间}P}(t) \tag{7}$$

式中: $Q_{\text{青溪}P}(t)$ 为青溪水库入库设计洪水过程, m^3/s .

4 青溪水库调洪演算成果

根据不考虑棉花滩水库影响和考虑棉花滩水库影响得到的两组青溪水库设计洪水过程及水库调度原则进行调洪演算,成果与初设和 1995 年复查比较见表 7 和表 8.

可满足结构要求并防止水流的冲刷作用。

2.3 建基面应力分布及抗浮稳定性分析

图 5 为工况 7 坝体建基面转角处法向应力 在距坝踵 22.01 m 即坝下 0 + 009.6 m 的建基面转角处,由于结构较为单薄,在该处沿建基面出现了一定的拉应力,拉应力极值约为 - 0.37 MPa,建议在坝体建基面转角处的一定范围作适当处理。

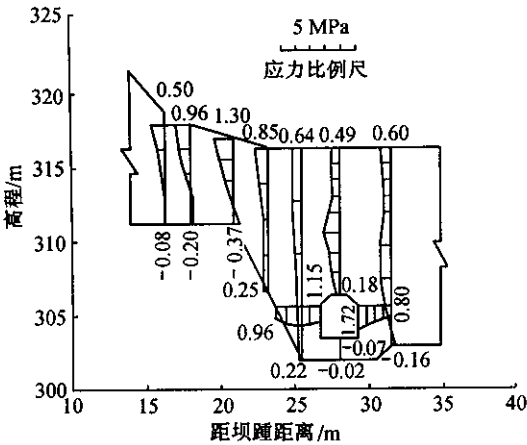


图 5 坝体建基面转角处法向应力(工况 7)

图 6 为工况 6 典型剖面坝体与基岩接触面的法向及切向应力分布特征图。由于机组未安装,坝体刚度较小,在水压作用下,加上尾水区副厂房考虑荷载作用,坝踵法向应力减小,下降到 0.494 1 MPa,为各工况下的极小值。

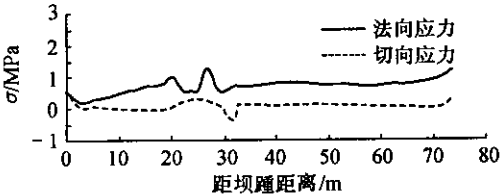


图 6 典型剖面建基面法向应力及切向应力(工况 6)

综合各工况可知,坝基建基面全程处于受压状态,故而土卡河水电站重力坝在设计防排措施有效的前提下,不会出现整体上浮失稳问题。

3 结 论

a. 坝顶向下游最大位移 1.250 cm(工况 6),占坝高 0.021 1%,坝顶最大沉降 1.128 cm(工况 2),而尾水平台顶部的水平位移则在 - 0.263 ~ 0.410 cm 之间波动,最大铅直位移 - 0.867 cm。

b. 坝趾出现 - 0.818 MPa 的拉应力(工况 7),坝踵在工况 6 下均出现拉应力,但拉应力区范围均满足规范要求;工况 3 下在进水口底部、蜗壳底部、尾水孔周边均存在极值约为 - 0.4 ~ - 0.5 MPa 的拉应力,进行适当配筋后,可满足结构和荷载要求。

c. 坝基建基面转角处一定范围出现拉应力,建议作适当处理 在设计防排措施有效的前提下,不会出现整体上浮失稳问题。

参考文献:

[1] 孙学智,黎军锋.混凝土重力坝水平位移的数学模型及其变化规律[J].红水河,2001(4):33—36.
[2] 迟世春,胡志强,林皋.丰满大坝静动力特性分析[J].世界地震工程,2001(9):91—97.
[3] 赵志仁,吴百进,朱化广.潭岭重力坝实测位移分析[J].水利水电工程,1989(4):1—13.
[4] DL 5108-1999,混凝土重力坝设计规范[S].

(收稿日期 2004-03-01 编辑 熊水斌)

(上接第 27 页)

表 8 考虑棉花滩水库影响的青溪水库调洪演算成果

频率 P/%	设计洪峰流量 /(m ³ ·s ⁻¹)		最大下泄流量 /(m ³ ·s ⁻¹)		坝前最高 洪水位/m		防洪库 容/10 ⁴ m ³		总库容 /10 ⁴ m ³	
	初设	本次 计算	初设	本次 计算	初设	本次 计算	初设	本次 计算	初设	本次 计算
0.2	12900	11850	12720	11530	76.33	74.92	1620	894	8500	6835
0.33	12400	11490	11860	11210	75.32	74.52	1110	696	7990	6637
0.5	11400	10880	11130	10700	74.42	73.87	688	379	7568	6320
1	10200	10150	10090	10100	73.14	73.13	80	57	6960	5998

5 成果分析及结论

a. 从表 7 可见,不考虑棉花滩水库影响时,本次计算成果与初设和 1995 年复查结果比较接近,既基本验证了初设和 1995 年复查结果的正确性,也说明本次采用的分析计算方法正确。

b. 从表 8 可见,考虑棉花滩水库影响, P = 0.2% 时,坝前最高洪水位比初设低了 1.41 m; P = 0.33% 时,坝前最高洪水位比初设低了 0.80 m; P = 0.5% 时,坝前最高洪水位比初设低了 0.55 m; P = 1% 时,两者几乎相等。

c. 结论:①棉花滩水库的建成并投入运行对青溪水库防洪是有益的;②在青溪水库泄流设施完好,又能及时、准确地获取棉花滩水库的泄流信息和棉花滩水库—青溪水库区间的水情信息时,可以酌情提高其汛限水位;③两库密切合作,开展联合调度,对青溪水库防洪与水资源的综合利用极其有益。

参考文献:

[1] 刘光文.水文分析计算文集[M].北京:中国水利电力出版社,2003.26—59.
[2] 陈元芳.统计试验方法及应用[M].哈尔滨:黑龙江人民出版社,2000.16—21.

(收稿日期 2004-02-16 编辑 熊水斌)