

土卡河水电站厂房坝段应力应变研究

邹德兵¹, 张建海¹, 刘 麟¹, 李长禹²

(1. 四川大学水利水电工程学院, 四川 成都 610065; 2. 国家电力公司北京勘测设计研究院, 北京 108000)

摘要 采用数值模拟方法, 对土卡河水电站厂房坝段整体混凝土结构及重点部位(进水口、蜗壳、尾水管) 和大坝基础进行了应力应变研究. 结果表明: 坝顶向下游最大位移 1.250 cm, 坝顶最大沉降 1.128 cm, 地震工况下坝趾出现 -0.818 MPa 的拉应力, 坝踵在工况 6 下出现拉应力, 蓄水工况下, 进水口底部、蜗壳底部、尾水孔周边均存在极值约为 -0.5 MPa 的拉应力.

关键词 数值模拟; 厂房坝段; 应力; 土卡河水电站

中图分类号: TV731.2 文献标识码: A 文章编号: 1006-764X(2005)01-0028-03

Stress-strain analysis for powerhouse dam section of Tuka Hydropower Station//ZOU De-bing¹, ZHANG Jian-hai¹, LIU Lin¹, LI Chang-yu² (1. School of Hydraulic Engineering, Sichuan Univ., Chengdu 610065, China; 2. Beijing Investigation and Design Institute, State Power Corporation, Beijing 108000, China)

Abstract: Based on the numerical simulation method, a stress-strain and stability analysis was performed on the massive concrete structure and some key parts, including the intake, spiral case, tail pipe, and dam foundation. It is shown that the maximal displacement of the dam top toward downstream is 1.250 cm, the maximal settlement of the dam top is 1.128 cm, the tensile stress occurring in the dam toe is -0.818 MPa in the earthquake case, the tensile stress occurs in the dam heel only in case 6, and the tensile stress with a extreme value of -0.5 MPa exists at the bottom of inlets and spiral cases and the surrounding of tailwater outlets in the impounding case of the reservoir.

Key words: numerical simulation; powerhouse dam section; stress; Tuka Hydropower Station

土卡河水电站位于云南省思茅地区江城县和红河哈尼族彝族自治州绿春县之间的界河——李仙江干流上, 该工程最大坝高 59.2 m, 正常蓄水位 368 m, 电站装机容量 165 MW (3 × 55 MW). 河床覆盖层为砂卵砾石, 厚 10 m 左右. 下伏基岩为二叠系下统栖霞组, 其岩性为粉砂质页岩夹粉细砂岩及少量灰岩条带, 砂岩约占岩层组分的 30%, 呈中厚层状; 页岩占 70%, 呈极薄层状, 软弱, 强度较低, 易风化, 易崩解, 裸露于地表者多为全风化, 岩体破碎. 微新风化页岩属微透水 ~ 极微透水岩体, 渗透系数约为 10⁻⁶ cm/s, 允许渗透坡降 $J_c = 6 \sim 8$. 大坝基础坐落于弱风化下限岩体上, 其基本参数指标见表 1.

土卡河水电站为河床式电站, 大坝和厂房底板连成一体, 共同挡水, 厂房内部进水管、蜗壳、尾水管等结构空间结构复杂, 加之下游尾水位很高, 且坝基变形模量较低 ($E_0 = 3.0 \text{ GPa}$), 因此对厂房坝段整体混凝土结构和大坝基础进行应力应变研究十分必要.

本文以一个机组段 (23 m) 作为计算对象, 采用数值模拟方法进行了各种控制工况下的静力计算,

表 1 岩体物理力学参数						
岩 体	变形模量 E/GPa	泊松比 μ	密度 $\rho/(\text{t} \cdot \text{m}^{-3})$	抗剪断强度		
				摩擦系数 F	黏聚力 c/MPa	
混 凝 土	25.50	0.167	2.45	1.10	0.90	
防渗帷幕	3.60	0.250	2.74	0.70	0.50	
基础灌浆岩体	3.60	0.250	2.74	0.70	0.50	
弱风化上部 页岩夹砂岩	1.00	0.280	2.74	0.50	0.20	
微 ~ 新风化 页岩夹砂岩	3.00	0.250	2.74	0.70	0.50	
层面 (NW280°, SW55°)				0.325	0.08	

以对厂房坝段整体结构的位移、受力情况作全面的了解, 核算厂房坝段的整体稳定性和抗浮稳定性, 为施工详图设计提供依据.

1 计算模型、参数及研究方案

本次研究选取 2 号机组段进行整体三维有限元计算. x 轴沿横河向, 由左岸指向右岸, 长度 23.0 m; y 轴由上游指向下游, 原点距坝踵水平距离 130.0 m, 水平向下游截取计算范围 320 m; z 轴铅直向上, 从高程 165.8 m 取至坝顶. 三维计算模型共计剖分节

点 24073 个,单元 19469 个。基岩、混凝土结构采用八节点六面体实体元模拟。在主厂房楼板与支撑牛腿间布置了一层 10 cm 厚夹层单元,以模拟楼板简支条件下的变形特点。土卡河水电站厂房及坝体三维有限元网格如图 1 所示。

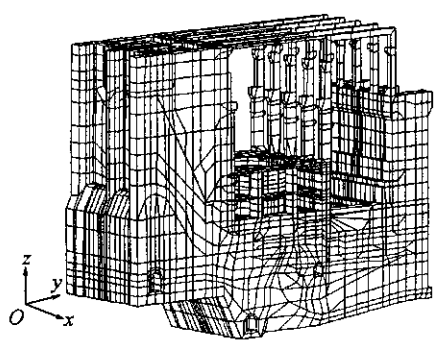


图 1 厂房及坝体三维有限元网格

计算采用的岩体及结构面主要力学参数参见表 1。设计基本参数如下:水库正常上游蓄水位 368.0 m,对应下游尾水位 336.90 m;水库上游设计洪水位 366.2 m,对应下游尾水位 353.29 m;水库上游校核洪水位 370.5 m,对应下游尾水位 356.42 m。采用如下计算方案:对Ⅰ期混凝土自重(工况 1)、Ⅰ期混凝土+Ⅱ期混凝土自重(工况 2)、正常蓄水位(工况 3)、设计洪水位(工况 4)、校核洪水位(工况 5)、Ⅰ期混凝土+正常蓄水位(机组未安装,工况 6)、正常蓄水位+地震(工况 7)共 7 种工况进行三维非线性有限元计算。

2 计算成果与分析

2.1 位移分析

图 2 为工况 1~7 下典型剖面坝顶及尾水平台顶部位移规律图。规律表现为:坝顶水平位移均大于相应工况尾水平台顶部水平位移,且变化幅度较大;而在未蓄水工况下,尾水平台顶部铅直位移则较相应工况下的坝顶铅直位移大,但各工况变化较小。

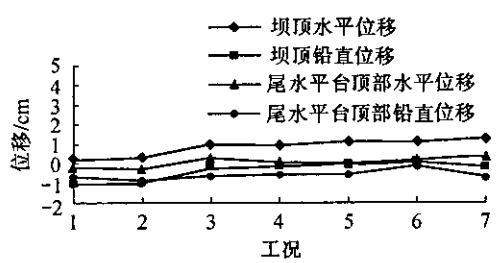


图 2 典型剖面坝顶、尾水平台顶部位移规律

由于坝基整体变形模量较低($E_0 = 3.0 \text{ GPa}$),蓄水工况时,坝顶向下游位移最大为 1.250 cm(工况 6),占坝高的 0.0211%;地震工况下,尾水平台顶部铅直位移最大为 -0.867 cm,占坝高的 0.0146%。与黄坛口大坝^[1]、丰满大坝^[2]、潭岭大坝^[3]、百色重力

坝相比,土卡河水电站厂房坝段坝顶水平位移略为偏大。

2.2 坝体及基础应力分析

a. 工况 3、工况 4、工况 5 和工况 7 下,坝踵均处于三向受压状态,最大主压应力在 1.205 ~ 1.486 MPa 之间;由于下游尾水高水位的水推力作用,均有规律性的在坝趾附近出现拉应力,最大达到 -0.818 MPa。

图 3 为工况 6 下的小主应力 σ_3 等值线。坝址、坝踵一定范围内均出现拉应力,拉应力极值分别达到 -0.322 MPa 和 -0.380 MPa。

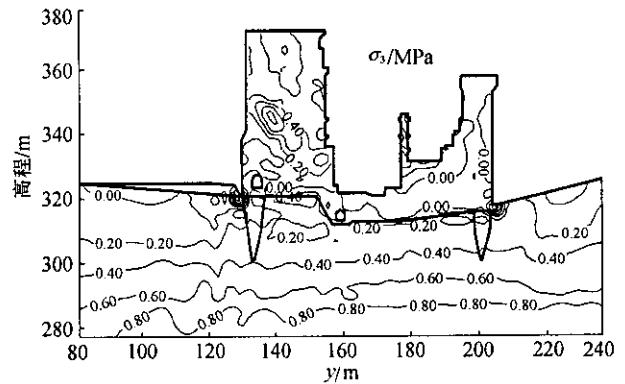


图 3 典型剖面 σ_3 等值线(工况 6)

各工况下拉应力区范围均远小于规范规定的值($< 7\%$)^[4],满足设计要求。

b. 如图 4 所示,在蜗壳底部存在 -0.6 MPa 的拉应力,建议设置一定数量的钢筋。综合各工况来看,在进水口底部、尾水孔周边亦均有 -0.4 ~ -0.5 MPa 的拉应力,但存在的拉应力都不大,在进水口底板、尾水管底板设置一定数量的预应力钢筋,

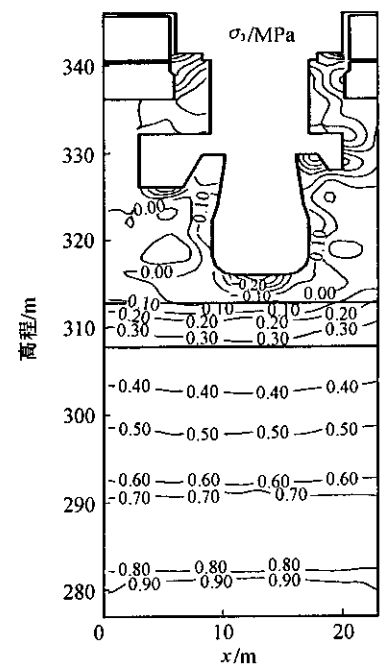


图 4 典型剖面蜗壳周边 σ_3 等值线(工况 3)

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.

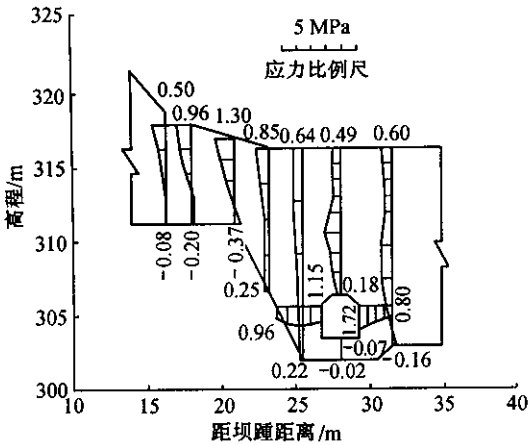


图 5 坝体建基面转角处法向应力(工况 7)

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.

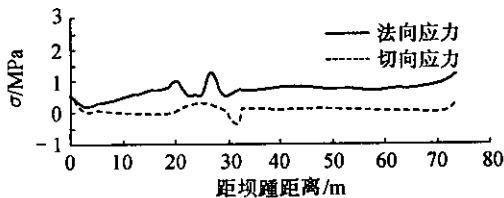


图 6 典型剖面建基面法向应力及切向应力(工况 6)

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 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)		最大下泄流量 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)		坝前最高 洪水位/m		防洪库 容/ 10^4m^3		总库容 (10^4m^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)