

官地水电站进水塔结构静动力分析

彭 玮¹, 范书立², 陈健云², 陈明阳²

(1. 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院, 四川 成都 610072; 2. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要:使用三维有限元对官地水电站进水塔进行了动、静力分析。静力分析中考虑了复杂地基的影响, 并进行施工仿真分析; 动力分析中, 建立了结构-地基-水体相互作用模型, 采用振型分解反应谱法计算结构在地震中的响应。并对结构的抗滑稳定性和抗倾覆稳定性进行了验算, 结果表明结构满足稳定性要求。

关键词:进水塔; 有限元; 静力计算; 动力计算; 仿真分析; 断层; 官地水电站

中图分类号:TV31 **文献标识码:**B **文章编号:**1003-9805(2010)03-0025-03

1 前言

官地水电站位于四川省凉山彝族自治州西昌市和盐源县交界的打罗村境内, 系雅砻江卡拉至江河口河段水电规划五级开发方式的第三个梯级电站。电站主要任务是发电, 共安装4台机组, 装机容量 $4 \times 600\text{MW}$ 。电站进水塔布置在雅砻江右岸竹子坝沟下游, 采用具有整体稳定性较好的岸塔式布置方式。进水塔基础为杏仁状玄武岩。塔基岩石总体坚硬, 围岩类别多为Ⅲ类, Ⅳ类围岩次之, F_2 断层及其影响带通过2号进水塔。

进水塔坐落在L形地基上, 自重等荷载由水平地基与竖向地基联合承载, 在采用有限元进行应力分析时, 自重的施加方式不同将直接影响计算结果, 为了能够更加真实地反映这种影响, 采用分层加载进行施工仿真分析。由于断层的存在, 使得塔体的受力状态较为复杂, 为此, 针对结构可能出现的各种工况进行了静力分析, 采用振型分解反应谱法进行动力分析, 同时对进水塔的抗滑和抗倾覆稳定性进行了验算。

2 计算分析过程

2.1 有限元模型

选用2号进水塔体进行分析, 塔顶高程为1334.00m, 建基面高程1291.00m, 塔高43m, 顺水流向宽30m, 垂直水流向宽35.8m。计算模型包括一定范围的地基, 在顺水流方向地基总长270m, 在

垂直水流向地基总长430m, 在竖向最厚部位厚260m, 最薄部位厚87m。有限元模型详细地模拟了地基各种岩体、岩层分界面、地质构造以及 F_1 和 F_2 断层。采用八节点实体元进行模拟, 整个有限元模型共计50301个单元、53286个节点, 其中塔体部分有37834个单元、39071个节点。计算直角坐标系为: 顺水流向为 x 轴正向, 竖直向上为 y 轴正向, 垂直水流指向右岸为 z 轴正向。模型的底部和围岩的四周均按固定边界考虑, 四周为法向约束, 底部为三向全约束。有限元计算模型见图1。

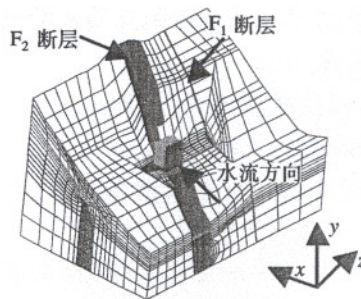


图1 官地水电站2号进水塔三维有限元计算模型

2.2 材料参数

电站进水塔塔体材料为C20混凝土, 基础置换混凝土强度等级为C15, 其他部位均采用C25混凝土。考虑进水塔结构材料分区、坝基岩体级别、断层等情况, 有限元模型共采用8种材料模拟进水塔混凝土、岩体和断层, 材料力学参数见表1。

2.3 计算荷载

计算荷载包括自重、上下游正常水压力、扬压力、浪压力、风压力、温度荷载和地震荷载。上游正常蓄水位1330.0m, 设计洪水位1330.18m, 校核洪

表1 材料参数

材 料	部 位	弹性模量 /GPa	泊松比	密度 /kg·m ⁻³
C20混凝土	进水塔主体	25.5	0.167	2 400
C25混凝土	栅墩、纵横撑、胸墙、 底板闸门槽等	28	0.167	2 400
C15混凝土	基础置换混凝土	22	0.167	2 400
V类岩石	表层岩体	1	0.225	2 500
IV类岩石	中部岩体	2	0.275	2 500
Ⅲ类岩石	中部岩体	8	0.325	2 500
Ⅱ类岩石	底部岩体	15	0.35	2 500
F ₂ 断层		0.5	0.35	2 500

水位1330.44m。水库库区最大风速14m/s,吹程800m,基本风压值为0.35kN/m²,地面粗糙度为B类,依据规范计算风荷载标准值。

电站在区域地质上位于盐源~丽江台缘带东部边缘与康滇地轴附近部位,在鲜水河~红河断裂带所围限的川滇巨型菱形断块内,区域内构造十分发育。该区域地震活动强度较低,频度较低,地壳稳定条件好,不存在大震的构造条件。本工程为一等工程,进水塔为1级建筑物,抗震设防类别为乙类。5.12地震后,根据最新地震安评成果,50年超越概率5%相应的基岩峰值加速度为219gal。采用规范推荐的地震加速度反应谱进行动力计算,考虑顺河向和竖向地震动,竖向峰值加速度为水平向峰值加速度的2/3,竖向地震和水平向地震作用遇合系数取0.5。塔内外动水压力以附加质量的形式考虑。

2.4 计算工况

根据不同的荷载组合,计算采用以下工况对进水塔体进行分析:

(1)工况Ⅰ——竣工未蓄水工况(短暂状况):塔体自重;

(2)工况Ⅱ——正常蓄水位(持久状况):自重+静水压力+扬压力+浪压力+风压力;

(3)工况Ⅲ——设计洪水位(持久状况):自重+静水压力+扬压力+浪压力+风压力;

(4)工况Ⅳ——校核洪水位(偶然状况):自重+静水压力+扬压力+浪压力+风压力;

(5)工况Ⅴ——检修工况(短暂状况):自重+静水压力+扬压力+浪压力+风压力;

(6)工况Ⅵ——地震工况(偶然状况):自重+正常蓄水位静水压力+扬压力+浪压力±地震。

3 有限元计算结果分析

3.1 塔体自振特性(见表2)

表2表明,在正常蓄水位情况下,和空库相比,

表2 进水塔的自振频率

Hz

阶次	空库	满库
1	5.68	4.95
2	6.17	5.42
3	8.60	7.68
4	10.50	9.36
5	11.96	11.78

水体使进水塔的基频降低了15%。满库情况下进水塔结构前三阶频率为4.95~7.68Hz,周期为0.13~0.202s,与地震反应谱的卓越周期0.1~0.2s比较,塔体主要的自振周期在地震卓越周期之内。

塔体的第一阶振型为整体的顺水流向振动,第二到第四阶均为栅墩的垂直水流向振动,第五阶为竖向振动,但每阶振型都有栅墩和塔体结构的相对振动。栅墩类似长细柔杆,刚度明显小于由大体积混凝土块体组成的塔体,进水塔结构的主要振型集中在栅墩上。栅墩和塔体结构的连接仅靠纵撑和边墙维持,因此在动力情况下,纵撑和边墙将成为抗震薄弱部位。

3.2 位移分析

计算塔体自重作用时,采用单元生死方法分层加载,模拟施工过程。在塔体自重作用下,由于塔背山体的约束作用,塔背处的沉降变形较小,最大竖向位移出现在孔口顶部,为1.84mm。顺水流向的位移在塔背山体的约束作用下,塔顶位移指向库区,塔底位移指向下游,整个塔体呈现向库区前倾的趋势。

蓄水后,在水压力作用下,塔体向库区前倾的趋势有所减小。在地震作用下,塔体顶部振动幅度较大,在竖向约有3.08mm的变形。

3.3 应力分析

进水塔建成后,仅考虑自重情况下竖直压应力从上到下逐渐增大,在结构尖角部位存在应力集中,底板角缘部位最大压应力为3.47MPa,其余位置最小压应力小于1.2MPa。断层的存在使底部与断层交界部位出现约1MPa的拉应力。塔背山体对塔体沉降的约束作用使在塔背和山体交界部位出现约1.01MPa的拉应力。自重作用下孔口的胸墙相当于承重梁,下部受拉,最大拉应力约为0.49MPa。

蓄水后,在水压等静力荷载作用下,竖向应力和最大压应力均有所减小,主要是由于受到水体的浮托作用。最大压应力1.70MPa,发生在进水塔孔口边墙底部与底板相交部位;而在塔背和山体交界面边缘出现约2.61MPa的拉应力集中,其他部位拉应力在0.65MPa以内。

地震荷载作用下,危险拉应力出现在纵撑和塔背上。纵撑和边墙用于连接栅墩和塔体,保持塔体的整体性,由于栅墩和塔体的相对变形,使纵撑产生

较大的弯曲应力。最大拉应力 3.52MPa,发生在第四行第七列的纵撑上,主要由垂直水流向的地震力引起。在边墙底部也有 1.0 ~ 1.4MPa 的拉应力。

在塔背和山体交界面边缘出现约 3.88MPa 的拉应力集中,其他部位拉应力在 1.15MPa 以内。

各工况下塔体的最大位移和最大主应力值见表 3。

表 3 各工况下塔体的最大位移与应力

计算工况	最大顺水流向位移/mm	最大竖向位移/mm	最大第一主应力/MPa	最大第三主应力/MPa
工况 I	-0.73	-1.84	1.01	-3.47
工况 II	-0.68	-4.41	2.56	-1.70
工况 III	-0.67	-4.42	2.58	-1.69
工况 IV	-0.67	-4.44	2.61	-1.69
工况 V	-0.73	-4.35	2.36	-1.68
工况 VI	-3.08	-3.72	3.88	-2.74

4 稳定性分析

进水塔的整体抗滑稳定性按 DL/T 5398 - 2007 《水电站进水口设计规范》规定的抗剪断强度公式进行计算:

$$\gamma_0 \psi \sum P_R \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{f'_{RK}}{\gamma_f} \sum W_R + \frac{c'_{RK}}{\gamma_c} A_R \right) \quad (1)$$

- 式中 γ_d —— 抗滑稳定结构系数;
 f'_{RK} —— 基础底面混凝土与基岩接触面的抗剪断摩擦系数;
 c'_{RK} —— 基础底面混凝土与基岩接触面的抗剪断凝聚力;
 γ_f, γ_c —— 分别为 f'_{RK} 、 c'_{RK} 的材料性能分项系数;
 $\sum P_R$ —— 基础计算面上全部切向作用之和;
 $\sum W_R$ —— 基础计算面上全部竖向作用之和;
 A_R —— 基础底部计算面的截面面积。

各工况抗滑稳定计算结果见表 4。在静力情况下塔前、塔后均存在水压力,顺水流向滑动力主要由风、浪压力产生。对于检修工况,闸门上的水压力产生一定的顺水流向滑动力;地震工况下,顺水流向水平地震力使产生较大的滑动力塔体的整体安全性有所降低。由表 4 可知,各工况下的进水塔的整体抗滑稳定性较高,均满足规范要求。

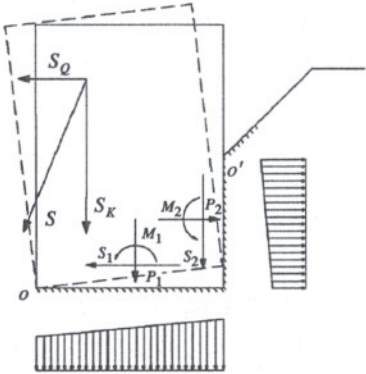


图 2 外力合力 S 下的倾覆示意图

进水塔 L 形基础使倾覆的形态变得多样性。如图 2 所示,假设塔体基础是刚性的,在外力作用下可能会出现以下的旋转趋势:绕 o 点顺时针旋转、绕 o 点逆时针旋转、绕 o' 顺时针旋转及绕 o' 逆时针旋转。

进水塔抗倾覆分析时假定进水塔是刚性的,发生倾覆时,进水塔将绕底板边角运动。当计算的倾覆力矩大于抗倾覆力矩时,结构被认为是不稳定的。进水塔的抗倾覆稳定性按式(2) 计算:

$$\gamma_0 \psi \sum M_0 \leq \frac{1}{\gamma_d} \sum M_s \quad (2)$$

- 式中 γ_0 —— 结构重要系数;
 ψ —— 设计状态系数;
 γ_d —— 抗倾覆稳定结构系数;
 $\sum M_0$ —— 基础计算面上倾覆力矩之和;
 $\sum M_s$ —— 基础面上抗倾覆力矩之和。

计算结果见表 5。

表 4 各工况抗滑稳定结果

工况	$\gamma_0 \psi \sum P_R$	$\frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{f'_{RK}}{\gamma_f} \sum W_R + \frac{c'_{RK}}{\gamma_c} A_R \right)$	$\frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{f'_{RK}}{\gamma_f} \sum W_R + \frac{c'_{RK}}{\gamma_c} A_R \right) / \gamma_0 \psi \sum P_R$
正常工况	1.625E+05	7.287E+08	>1
设计工况	1.566E+05	7.280E+08	>1
校核工况	1.481E+05	7.269E+08	>1
检修工况	4.120E+07	7.113E+08	>1
地震工况	1.630E+08	7.055E+08	>1

(下转第 32 页)

理,安全可靠。

引水隧洞经运行后停机检查,完好无损,未出现结构损坏情况。

水轮机表现出很好的运行稳定性,在不同水头段,水轮机以0~110%额定负荷运行时,上机架和顶盖振动小于0.0018mm,尾水管压力脉动小于2%,水轮机最高运行效率95.7%,经过10000多小时运行后检查,水轮机转轮无明显磨蚀痕迹。

电站金属结构及其他机电设备目前运行情况良好。电站已实现“无人值班,少人值守”运行方式。

5 结束语

从1993年开始前期工作,到2004年建成发电,鱼剑口水电站勘测设计工作历时近11年,设计院做了大量艰苦、细致的工作。尤其是在招标及技施设计阶段,设计院在设计工期异常紧张的情况下,跟踪

国内外先进技术发展,紧密结合现场实际,虚心听取咨询专家合理化建议,对鱼剑口水电站进行了大量优化设计工作,很好地满足了工程建设需要,同时使工程投资得到了较好控制。在装机容量从初设阶段的48MW扩容到60MW的情况下,工程静态投资未突破初设投资;同时,每年可增加发电量3200万kW·h,增加发电收入900余万元,取得了很好的经济效益。

鱼剑口水电站的建设和实际运行表明,电站工程设计充分体现了先进、合理、经济原则,是成功的。

参考文献:

- [1] 杨首龙.宽尾墩-阶梯式坝面-库池联合消能工水力特性[J].水力发电,1994(9).
- [2] 韩立,等.大朝山水电站泄洪消能及排沙建筑物设计[J].水力发电,2001(12).



(上接第27页)

表5 各工况抗倾覆稳定结果

工况	$\gamma_0 \psi \sum M_0$	$\frac{1}{\gamma_d} \sum M_s$	$\frac{1}{\gamma_d} \sum M_s / \gamma_0 \psi \sum M_0$
正常工况	4.945E+09	1.794E+10	>1
设计工况	4.963E+09	1.794E+10	>1
校核工况	4.989E+09	1.794E+10	>1
检修工况	5.645E+09	1.816E+10	>1
地震工况	8.438E+09	1.794E+10	>1

表5表明,静力工况下倾覆力矩主要由扬压力产生,抗倾覆力矩均大于倾覆力矩;地震工况下考虑地震荷载的作用,抗倾覆力矩也大于倾覆力矩。均满足规范要求。

5 结 语

通过应力、稳定计算分析可知,官地水电站2号进水塔在各种计算工况下,除局部应力集中区外,塔体应力均未超过混凝土的抗拉、抗压强度;各种工况下,塔体的抗滑和抗倾覆性能也满足规范要求。

F₂断层及其影响带横穿2号进水塔。由于断层的存在,底板底部与断层交界面上出现1MPa左右的拉应力,在底板顶部仍处于受压状态,因此需要对断层进行处理以改变底板底部的受力状态。

在静力荷载作用下,由于塔背山体对塔体的约

束作用,塔背出现了拉应力,地震情况下,该部位也是薄弱环节,因此应在塔背设置插筋。

考虑地震荷载之后,塔体和栅墩的相对变形增大,进水塔的前几阶振型主要以栅墩的振动为主,联系塔体和栅墩的纵撑最大拉应力达到了3.52MPa,超过了混凝土的抗拉强度,在连接栅墩的横撑上也出现1.34MPa的拉应力,因此在这些部位应加强配筋。

目前,官地水电站进水塔已经进入施工阶段,本计算分析的结论和建议对设计、施工起到了指导作用。

参考文献:

- [1] 魏彩章,余培琦,李浩,等. DL/T 5398-2007《水电站进水塔设计规范》[S]. 北京:中国电力出版社,2007.
- [2] 杨欣先,李彦硕. 水电站进水塔设计[M]. 大连:大连理工大学出版社,1990.
- [3] 梁文浩,宋常春,苗琴生,等. DL5077-1997《水工建筑物荷载设计规范》[S]. 北京:中国电力出版社,1998.
- [4] 陈厚群,侯顺载,郭锡荣,等. DL5073-2000《水工建筑物抗震设计规范》[S]. 北京:中国电力出版社,2001.
- [5] 赵艳,袁琼. 沙牌水电站1号泄洪洞进水塔结构有限元分析[J]. 水电站设计,2005,21(3):31-34.