

宝石水电站水力学模型试验

曹庆明

(云南省水利水电勘测设计研究院, 云南 昆明 650021)

摘要 结合宝石电站洪峰流量大、水库库容小、河谷狭窄的特点, 通过水力学模型试验, 验证各泄水建筑物泄流能力、进口形态及泄流下游河道的水流形态对下游岸坡的影响, 根据试验结果提出了修改建议, 并有效应用于工程实践, 取得明显效果。

关键词 水工模型试验; 宝石水电站

中图分类号: TV131.61+2

文献标识码: A

文章编号: 1006-7647(2005)S1-0072-04

宝石水电站位于云南省红河州金平县北东红河南岸一级支流——麻子河下游河段上。该河谷属中高山峡谷, 地形陡峻, 沟谷纵横, 断壁矗立, 流域降水主要源于北部湾暖湿气流, 降水丰富, 河流为典型的山区河流, 比降大, 汇流及退水快, 洪水过程为陡涨陡落的“尖瘦型”。取水口上断面集水面积 157 km^2 , 河长 23.5 km , 一日暴雨一般在 $60 \sim 200 \text{ mm}$ 之间, 洪水由暴雨生成, $6 \sim 7$ 月为洪水多发季节。校核洪峰流量达 $806 \text{ m}^3/\text{s}$, 坝址区为典型的“V”形河谷, 两岸陡壁, 基岩裸露, 岩质坚硬, 河宽不足 100 m , 设计坝型为碾压混凝土拱坝。如何结合洪水特性、河谷特点布置建筑物, 保证工程行洪安全为必须解决的重要问题。

工程采用引水式开发, 电站设计引用流量 $10.83 \text{ m}^3/\text{s}$, 额定水头 282 m , 装机容量 25 MW , 坝顶高程 710.40 m , 最大坝高 42 m , 坝顶长度 109 m , 正常蓄水位 707.8 m , 总库容 230.56 万 m^3 , 正常蓄水位以下库容 201.28 万 m^3 ; 引水线路采用有压引水隧洞, 全长 3.88 km ; 厂区发电枢纽主要由调压井、压力管道、发电厂房等组成, 压力管道采用明暗结合方案, 发电厂房采用地面式厂房。

泄洪和排沙建筑物由坝身底孔和表孔组成, 泄洪表孔为开敞式溢流坝, 采用挑流方式消能, 最大泄量约为 $190 \text{ m}^3/\text{s}$, 底孔布置在坝体中部, 为主要泄洪和排沙建筑物, 消能方式为底流消能, 最大泄量约为 $620 \text{ m}^3/\text{s}$ 。大坝设计洪水标准为重现期 50 年 ($P = 2\%$) 相应洪水流量 $653 \text{ m}^3/\text{s}$, 校核洪水重现期为 500 年 ($P = 0.2\%$) 相应洪水流量 $806 \text{ m}^3/\text{s}$ 。特征水

位为: 校核洪水位 710.00 m , 设计洪水位 709.28 m , 正常洪水位 707.80 m , 死水位 700.00 m 。

宝石水电站水力学模型试验的目的为: 验证各泄水建筑物泄流能力、进口形态及泄流下游河道的水流形态对下游岸坡的影响, 提出工程措施, 优化枢纽布置、建筑物型式、挑流消能工布置。试验内容有: ①测量各泄水建筑物的泄流能力, 提供相应水位流量关系和水位流量系数关系曲线; ②观测坝区水流和各泄水建筑物进出口水流形态, 测量下游流速分布, 验证挑流消能工布置及体形是否满足要求, 并分析其对大坝下游两岸岸坡稳定的影响; ③通过试验优化枢纽布置。

1 模型及测量

试验模型比尺为 $1:40$, 为正态模型。模型范围 (图 1) 为上游取至大坝上游约 150 m 处, 下游至大坝以下 200 m , 由前池、库区、坝段、泄水建筑物、下游河



图 1 模型整体布置

作者简介: 曹庆明 (1965—), 男, 云南昆明人, 高级工程师, 从事水工结构研究。

段等部分组成,其中泄水建筑物全部采用有机玻璃制作。在线性比尺 $\lambda_L = 40$ 的条件下,各水力参数的相应比尺如下:时间比尺 $\lambda_t = \lambda_L^{0.5} = 6.325$;速度比尺 $\lambda_v = \lambda_L^{0.5} = 6.325$;流量比尺 $\lambda_Q = \lambda_L^{2.5} = 10119.3$;压强比尺 $\lambda_p = \lambda_L = 40$;糙率比尺 $\lambda_n = \lambda_L^{1/6} = 1.849$ 。左右侧两大表孔进口溢流宽度为 20 m,堰顶高程为 707.80 m;中部两个小表孔溢流宽度为 8 m,堰顶高程亦为 707.80 m;两底孔孔口尺寸为 4 m × 3.5 m,底板进口高程为 675.00 m,出口高程为 674.00 m。

用于测量试验流量的矩形薄壁量水堰设于下游,由灰石板做成,其流量计算采用 Rehbock 公式计算:

$$Q = \left(1.782 + 0.24 \frac{h}{p} \right) BH^{3/2} \quad (1)$$

式中: B 和 p 分别为量水堰宽度和高度, m; h 为量水堰堰顶实测水头, m; $H = h + 0.0011$ m。

速度测量采用旋桨流速仪量测,基岩冲刷模拟采用散粒体法。

2 试验过程

2.1 泄流能力

测得表孔(1号和4号)泄洪流量系数范围为 0.42 ~ 0.47,校核水位该两泄洪表孔泄流能力为 134 m³/s,中部两个小表孔(2号和3号)泄洪流量系数范围为 0.53 ~ 0.56,校核水位该两泄洪表孔泄流能力为 61 m³/s;4个表孔联合最大泄量约为 195 m³/s,满足最大下泄量 187.4 m³/s 的要求。

测得泄洪底孔流量系数平均值为 0.9445,校核水位两泄洪底孔泄流能力约为 657 m³/s,满足最大下泄量 619 m³/s 的要求。

由此可见,表、底孔最大泄量试验结果满足设计泄量要求;表孔与底孔的分流比约为 23% 和 77%,分流比合理,但底孔泄量仍显偏大,因为设计水位时,其单宽流量已达约 82 m²/s。

2.2 流态

设计水位下表、底孔联合泄洪时,进口附近没有发现漩涡,表孔的水流侧收缩不是很明显,但在接近出口处可见较明显的左右交叉的冲击波,水流在坝面流动顺畅,没有发现不良流态。表孔出口水深为 0.3 ~ 0.6 m,出口最大速度为 15 m/s。除进口局部位外,水深均不到 1 m,可将表孔边墙高度降低。左岸水面较右岸平稳,右岸在河道收缩处附近有一涌水,且水面坡降较陡,形成一回流区,原因可能为该河段下游河道较窄及转弯所致,该工况左岸最大波浪高度约为 1.4 m,右岸最大波浪高度约为 2.2 m,发生在右岸弯段附近。

2.3 靠岸流速

本次试验对校核洪水位 709.28 m 和设计洪水位 708.80 m 表、底孔联合运行时,下游河道左岸靠岸速度及副坝后河道段流场进行了测量,两种运行工况下游河道实测流速基本一致,说明下游河道流场特性由底孔出流控制,试验结果表明,右岸产生较大回流,施测点中,最大回流速度约为 7 m/s,靠近坝脚处回流约为 2 m/s;水流经副坝之前水体消能后,在副坝之后主流偏向右岸,该岸最大靠岸流速接近 8 m/s,左岸靠岸流速较小,最大约为 2 m/s。由于下游河道较窄和存在弯道,左岸回流区回流速度和该岸正向靠岸速度都较大,应对抗冲能力较小的左岸岸坡区域作适当保护。

2.4 下游冲刷试验结果

因本工程覆盖层很薄,动床试验仅模拟基岩冲刷情况。试验中下游动床冲坑形成的模拟采用散粒体法,按给定的基岩抗冲流速,由伊兹巴斯公式计算冲料粒径:

$$v_s = K\sqrt{d} \quad (2)$$

式中: v_s 为抗冲流速; K 为经验系数,其取值范围一般为 5 ~ 7 m^{0.5}/s。根据本工程河床基岩地质情况,河床基岩按 A II ~ B II 类岩体考虑,抗冲流速范围拟选定为 9 ~ 10 m/s。由式(2)取 $K = 7$ m^{0.5}/s 计算可得模型冲料粒径约为 50 mm,实际模型冲料粒径范围为 30 ~ 60 mm。根据下游地质剖面图,下游河床平均铺沙高程为 670.00 m。每种运行工况下游动床冲刷试验均保持冲刷历时 3 h 以上,即原型约为 19 h 以上。

按水库设计洪水位 708.80 m,进行表、底孔联合运行工况下游冲刷试验研究,结果为:该工况下冲坑最深处高程约为 657.00 m,按高程 670.00 m 为地面计,坑深约为 13 m;坑深处离底孔坝脚约为 36 m,坑型为长条形冲坑,系底孔入水角过小所致。若按冲坑公式 $T = Kq^{0.5}(Z_K - Z_X)^{0.25}$ 计算(K 为综合系数,取 0.9,单宽流量 q 计算值约为 81 m³(s·m)); Z_K 和 Z_X 分别为上下游水位),则该工况下最大坑深处高程计算值为 657.43 m,与实测结果相符。

冲坑最深处高程约为 659.00 m,按高程 670.00 m 为地面计,坑深约为 11 m;坑深处离底孔坝脚约为 48 m,坑型仍为长条形冲坑,与设计水位工况基本一致,说明底孔泄流是成坑的主要控制因素。冲坑形态及等值线如图 2 和图 3 所示。

2.5 试验结果建议

根据上述的试验研究结果,提出以下修改建议:在底孔附近对其坝脚进行适当防冲保护;将表孔出口的挑角体型修改成俯角体型;将 2 号和 3 号表孔



图2 冲坑形态

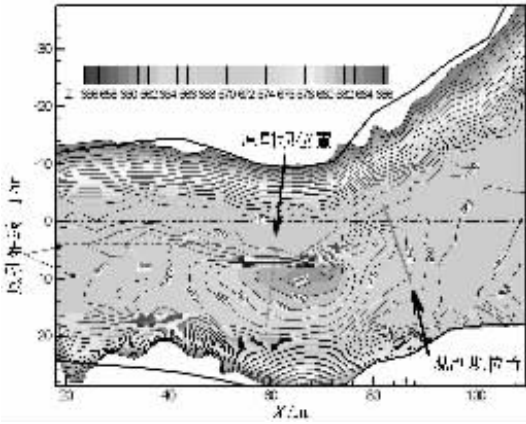


图3 冲坑等值线

边墙高度降低,对抗冲速度较小的左岸岸坡区域作适当保护,对石料场公路弯段凸岸进行削坡,增加该段消能水体,减小坑深和减弱右岸回流流速。

2.6 修改方案试验结果

根据试验结果建议,将1号和4号表孔出口的挑角体型修改成俯角体型,取消副坝,将下游弯段凸岸进行削坡。为此,对修改方案进行了各种运行工况下的试验研究,主要试验工况见表1。

表1 修改方案主要试验工况

序号	库水位 /m	下游水位 /m	孔口开启情况	试验内容
1	709.28	676.80	四表两底	流态、回流流速、冲坑及副坝处流态和出口流速分布
2	709.28 ~ 707.80		四表孔	观测表孔起挑的库水位和流态
3	708.20	672.00	四表孔	流态、水舌特性、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
4	708.8	672.60	四表孔	流态、水舌特性、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
5	707.80	676.80	两底孔	流态、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
6	700.00	676.00	两底孔	流态、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
7	695.00	675.50	两底孔	流态、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
8	707.80	676.80	右底孔	流态、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
9	700.00	676.00	右底孔	流态、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
10	695.00	675.50	右底孔	流态、回流流速(靠岸)、冲坑、副坝处流态和出口流速分布
11	700.00	676.00	右底孔无副坝	冲坑

即使表孔堰顶水头只有0.4m,修改后的1号和4号孔挑流最近处距离底孔出口仍有8m左右,较修改前相同水位下水舌无法起挑情况大大改善,说明修改方案起到了降低起挑库水位的作用;试验测得的下游河道靠岸流速仅为1.0m/s左右,对下游不会造成危害;动床试验结果表明,水流对下游基本上没有造成冲刷,实测下游动床冲刷后冲坑形态,冲坑最深点位置离底孔出口最近的约为32m,坑深最深点高程约为662.60m,按地面高程为670.00m计算其坑深,其值约为7.4m,由此可得其挑距坑深比约为4.32,满足规范要求。水舌入水位置(图4)距底孔出口距离分别约为32m、30m和21.6m,均不会对坝脚造成大的威胁。

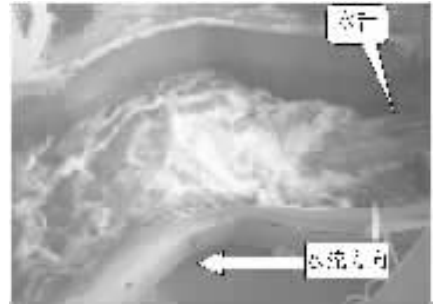


图4 水舌入水位置

坝前40m范围内靠岸流速最大约为5.0m/s,较两孔全开时稍大,系由于下游水位变小所致,但大流速区域为靠近地质条件较好的右岸;水流主流仍偏向右岸,各工况右岸靠岸流速最大分别约为6.4m/s、4.4m/s和3.9m/s。

图5为右底孔全开下游冲坑形态,冲坑最深点位置离底孔出口最近的约为33m,坑深最深点高程约为660.50m,按地面高程为670.00m计算其坑深,其值约为9.5m,由此可得其挑距坑深比约为3.47,满足规范要求。



图5 修改方案冲坑形态

对左岸料场公路弯段进行削坡后,消能水体增加,设计水位工况,下游冲坑最深处,由未削坡前的13m减小至9m。从所进行的冲坑试验结果来看,最大坑深均没有超过10m。

3 试验结论及建议

a. 布置方案经适当调整后,满足泄流能力、水舌空中纵横向分散、水舌入水位置、下游靠岸流速以及下游消能防冲等各项综合指标的要求。

b. 泄洪表孔流量系数范围为 0.31~0.43,最大泄流能力 98 m³/s,比设计值略小;泄洪底孔流量系数范围为 0.84~0.93,最大泄流能力 825 m³/s,比设计值大约 120 m³/s;表孔与底孔的分流比约为 11%和 89%。山区河流洪峰流量大、历时短,大部分洪水采用底孔泄流是合适的。

c. 各孔进口附近没有发现漩涡,表孔的侧收缩不明显,但在接近出口处有明显的交叉冲击波;两底孔泄洪出口流态可见紊动的水翅,且直接拍打出洞口洞顶,水舌入水处附近也可见较高涌水。

d. 底孔挑距约为 36 m,远离坝脚,但入水位置接近副坝位置,将直冲副坝,两岸回流也较大,副坝作用不明显,建议取消。

e. 在较高水位工况下,两表孔水流挑离坝脚,对下游的冲刷不会造成危害;两表孔水舌归槽情况良好,水舌横向宽度沿程减小,且成交叉入水;但当表孔堰顶水头较小时,水舌入水位置靠近底孔坝脚。

f. 1 号和 4 号表孔流量系数范围为 0.42~0.47,最大泄流能力 134 m³/s;2 号和 3 号表孔流量系数范围为 0.53~0.56,最大泄流能力为 61 m³/s;4

个表孔联合最大泄量约为 195 m³/s;底孔流量系数平均值为 0.9445,最大泄流能力约 657 m³/s;表、底孔最大泄量试验结果与设计值接近,能满足设计泄量要求。

g. 进口附近也没有发现漩涡,1 号和 4 号表孔的水流侧收缩不明显,2 号和 3 号进口处水流有侧收缩存在,水流在坝面流动顺畅,没有发现不良流态。

h. 各表孔水舌在纵向和横向均能较好错开,分层入水明显;各表孔水舌均能挑离底孔坝脚,2 号和 3 号水舌能较好地与两底孔碰撞;1 号和 4 号表孔水舌入水角较大,低水头运行时挑距较短,两种运行工况试验结果表明:1 号和 4 号表孔水舌入水处离底孔出口最近约为 7 m,最远约为 14 m;2 号和 3 号表孔水舌入水角约为 60°左右,入水情况良好;2 号和 3 号表孔水舌入水处离底孔出口最近约 16 m,水面线较低,将 2 号和 3 号表孔边墙高度降低。

4 结 语

该工程两机组已于 2005 年 10 月 25 日、11 月 25 日相继正式并网投入运行,目前,坝体各泄洪建筑物运行正常,经过 2005 年 8 月 14 日洪峰流量达 486 m³/s 的洪水验证,泄洪底孔运行正常(当时表孔未建成),流态平稳,初步说明底孔试验成果的可靠性。

(收稿日期 2005-11-07 编辑 熊水斌)

(上接第 5 页)

序列离差

$$S_1^2 = \frac{1}{4} \sum_0^3 (x_1^{(0)}(l) - \overline{x_1^{(0)}(l)})^2 = 35$$

$$S_1 = 5.916$$

$$\text{后验差之比 } C = \frac{S_2}{S_1} = 0.0469$$

小误差频率

$$P = P\{|q(l)|\} < 0.6745S_1$$

$$\max |q(l)| = 0.6$$

$$0.6745S_1 = 3.99$$

$$\forall |q(l)| < 0.6745S_1 \quad \text{故 } P = 1$$

检验结果表明 $P = 1, C = 0.0469$,远超出灰色模型规定之预测等级一级精度标准($P > 1, C < 0.35$)。

3 结 语

灰色预测的特点是所需信息少、计算简便,能克服数据不足或系统周期短的矛盾,但由于灰色模型

的解是指数函数,其几何图形是一条光滑曲线,因而对相对稳定的周期叠加后才能逼近该曲线而使精度大幅度提高,而水文周期的好坏直接影响着灰色预测的能力,同时阈值的大小也影响着预报的结果,一般定出的阈值在随时间变化中应呈现某一规律,所以在实际工作中,应有针对性地选用。对于非周期性水文变量的预测,可以采用干涉因子构成新的信息序列并同时加以校正。总之,灰色模型在水文领域中将有广阔的应用前景,并将有待于人们去进一步研究。

参考文献:

- [1] 曹军,胡万义.灰色系统理论与方法[M].哈尔滨:东北林业大学出版社,1992.
- [2] 夏军.水文灰色系统 DHGM 模型识别与实时灰色预测[J].水文,1988(8):1-6.
- [3] 张善余,程胜余.洪涝灾害的灰色预测[J].水文,2000,20(2):23-25.

(收稿日期 2005-01-11 编辑 高建群)