

万花溪水库溢洪道设计计算与水工模型试验成果对比分析

吴泽鹏

(大理白族自治州水利水电勘测设计研究院, 云南 大理 671000)

摘要:根据坝址区地形地质条件,经前期枢纽建筑物轴线位置比选,确定溢洪道布置于副坝左岸,为河岸式有闸控制溢洪道,由于泄洪量较大,委托相关机构做了水工模型试验以验证溢洪道设计布置的合理性,根据设计计算和试验的对比分析,优化设计,工程目前正在施工。

关键词:万花溪水库;溢洪道;水力计算;水工模型试验;对比分析

中图分类号:TV651.12

文献标识码:A

文章编号:1004-7344(2023)26-0061-03

1 工程概况

祥云县万花溪水库地处米甸镇楚场河支流金旦河,属金沙江流域。水库坝址以上径流面积 69.7km²,多年平均径流量 2285.0 万 m³,水库总库容 1254.9 万 m³,兴利库容 851.0 万 m³,年供水量 1109.8 万 m³,设计灌溉面积 2.41 万亩,枢纽工程由主坝、副坝、左岸溢洪道、导流放空隧洞和输水隧洞组成。主坝坝型为沥青混凝土心墙风化料坝,坝顶高程为 2045.20m,最大坝高 55.2m;副坝坝型和坝顶高程与主坝相同,最大坝高 20.7m。洪水标准采用 50 年一遇洪水设计,1000 年一遇洪水校核,是一座以农业灌溉供水为主的中型水利工程。

2 溢洪道结构设计

溢洪道布设于副坝左岸坡,为河岸式有闸控制溢洪道,轴线呈直线型,根据地形地质情况,将泄槽布设为底坡不同的 2 段(前段 $i=1/10$,后段平距长 68.4m, $i=1/2$)。溢洪道由进水渠段、控制段、泄槽段、挑流坎和出口挡墙段组成,全长为 219.60m,采用 C30、C35 钢筋混凝土衬砌^[1]。

3 溢洪道水力计算与水工模型试验成果对比分析

3.1 定型设计水头确定

取 $H_{\max}=6.27\text{m}$,上游堰高 $P_1=2.0\text{m}$, $P_1<1.33H_d$,属低堰,定型设计水头 $H_d=(0.65-0.85)H_{\max}$,本工程取 $H_d=0.75H_{\max}=4.702\text{m}$ 。

计算堰面线时,取 $k=2.1$, $n=1.85$,则堰顶下游堰面曲线方程为 $y=0.128x^{1.85}$ 。堰顶上游采用双圆弧曲线, $R_1=2.35\text{m}$, $a=0.823\text{m}$; $R_2=0.094\text{m}$, $b=1.325\text{m}$ 。

3.2 泄流能力验算

3.2.1 泄流能力理论计算

控制段堰型设计为 WES 双圆弧曲线型实用堰,泄流能力按实用堰过流公式计算,如式(1)所示。

$$Q=cm\epsilon\sigma_s B\sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (1)$$

式中: m ——流量系数, $H_0/H_d=1.333$,校核洪水位时 $P_1/H_d=0.425$, $m=0.497$;设计洪水位时 $P_1/H_d=0.571$, $m=0.498$;消能洪水位时 $P_1/H_d=0.616$, $m=0.499$; ϵ ——侧收缩系数, $H_0/b<1.0$,故 $\epsilon=1-0.2[\zeta_k+(n-1)\zeta_d]H_0/(nb)$;计算得校核洪水位时 $\epsilon=0.938$; B ——溢流堰总净宽, $B=6.0\text{m}$; H_0 ——计入行进流速的堰上水头。

经计算,校核洪水位 2044.60m ($P=0.1\%$) 时, $Q=187.70\text{m}^3/\text{s}$;设计洪水位 2043.00m ($P=2\%$) 时, $Q=120.70\text{m}^3/\text{s}$;消能防冲洪水位 2042.69m ($P=3.33\%$) 时, $Q=108.70\text{m}^3/\text{s}$ ^[2]。

3.2.2 水工模型试验分析

据模型试验,特征水位下实测库水位 Z 与溢洪道闸门全开时下泄流量 Q 及相应综合流量系数 m 如表 1 所示。

从表 1 可知,在洪水频率 P 分别为 20%、3.33%、2% 及 0.1% 时,库水位下溢洪道下泄流量均大于相应频率洪水设计值。说明溢洪道过流能力满足设计要求,其中,在校核水位下溢洪道过流能力超过设计值 2.54%,有一定富余^[3]。

试验结果得出,综合流量系数随泄洪流量增大而增大,当流量达 60m³/s 之后变化不大,流量系数在 0.4520~0.4621 左右,与理论计算综合流量系数 $m_{\text{综}}=m \times$

表 1 实测特征库水位 Z 与溢洪道闸门全开时下泄流量 Q 及相应综合流量系数 m

洪水频率 P/%	库水位 Z/m	设计值 $Q_{\text{设}}/(m^3 \cdot s^{-1})$	实测值 $Q_{\text{测}}/(m^3 \cdot s^{-1})$	$(Q_{\text{测}} - Q_{\text{设}})/Q_{\text{设}}/\%$	综合流量系数 m
20.00	2041.84	78.5	80.45	2.48	0.4603
3.33	2042.69	108.7	111.65	2.71	0.4615
2.00	2043.00	120.7	123.71	2.49	0.4612
0.10	2044.60	187.7	192.47	2.54	0.4613

$\varepsilon = 0.497 \times 0.938 = 0.466$ 基本一致,符合 WES 曲线型实用堰的流量系数规律。

3.3 溢洪道泄槽段水面曲线推求计算

溢洪道上游接实用堰,泄槽起始断面水深采用公

式 $h_1 = q / (\phi (2g(H_0 - h_1 \cos\theta)))^{0.5}$ 进行试算,通过流量 $Q_{\text{max}} = 187.70 m^3/s$ 时,起始计算断面水深 h_1 为 2.42m。溢洪道断面水力要素如表 2 所示。

表 2 溢洪道断面水力要素

设计里程/km+m	长度/m	水深/m	流速/($m \cdot s^{-1}$)	掺气水深/m	计算墙高/m	采用墙高/m	备注
SY0+015.00	15.000	2.420	12.327	2.858	3.858	12.529	与控制段等高
SY0+030.00	15.000	2.276	13.744	2.714	3.714	5.500	—
SY0+045.00	15.000	2.167	14.436	2.605	3.605	3.600	—
SY0+057.20	12.200	2.097	14.920	2.535	3.535	3.600	—
SY0+071.60	14.400	1.831	17.085	2.269	3.269	3.600	—
SY0+086.60	15.000	1.531	20.439	1.968	2.968	3.000	—
SY0+101.60	15.000	1.363	22.953	1.801	2.801	2.800	—
SY0+116.60	15.000	1.255	24.919	1.693	2.693	2.800	—
SY0+131.60	15.000	1.181	26.486	1.619	2.619	2.800	—
SY0+147.708	16.108	1.127	27.750	1.565	2.565	2.800	挑流坎

3.4 溢洪道出口挑流计算分析

3.4.1 溢洪道出口挑流理论计算

消能防冲洪水位为 2042.69m,下泄流量为 $Q = 108.70 m^3/s$,消能方式采用将水流挑至下游河道中消能,坎末端高程为 2004.051m,反弧半径 $R = 15.0m$,挑射角 $\theta = 0^\circ$ 。消能计算采用 30 年一遇洪水标准,陡槽末端水深 $h_1 = 1.255m$,流速 $V_1 = 27.75m/s$,挑距计算如式(2)所示。

$$L_1 = v_1 \cos\theta / [g(v_1 \sin\theta + (v_1^2 \sin^2\theta + 2gs_2 + gh_1 \cos\theta))^{1/2}] \quad (2)$$

计算得 $L_1 = 23.884m$,挑距基本满足要求。

冲刷坑估算: $t_s = kq^{0.5} Z^{0.25} = 13.96m$ 。(k=1.2)

入射角 β 估算:根据 $\cos\beta = v_1 \cos\theta / (v_1^2 + 2gs_2)^{1/2}$,计算得出 $\beta = 14.157^\circ$ 。

3.4.2 溢洪道出口挑流-水工模型试验分析

(1)挑流水舌流态。

水工模型试验取 4 个工况进行试验研究,工况 1 为库水位为 2041.83m(正常蓄水位),工况 2 为库水位为 2042.69m(消能防冲洪水位),工况 3 为库水位为 2043.00m(设计洪水位),工况 4 为库水位为 2044.60m(校核洪水位)。各试验工况下,挑流水舌呈平抛形态,水舌纵向拉伸较充分,入水点位于河床中部,消能效果较好。

挑坎末端水深与流速为:工况 1 时水深为 0.6m、流速为 23.32m/s,工况 2 时水深为 0.65m、流速为 23.77m/s,工况 3 时水深为 0.67m、流速为 26.73m/s,工况 4 时水深为 1.14m、流速为 25.96m/s。挑坎挑流水舌特征值如表 3 所示。

表 3 挑坎挑流水舌特征值

工况	最近挑距/m	最远挑距/m	最大挑射高程/m	最大宽度/m
工况 1	20.1	30.0	1989.62	7.5
工况 2	19.8	32.1	1988.96	8.7
工况 3	22.5	34.5	1990.11	9.6
工况 4	19.5	35.4	1990.51	10.5

(2)下游河道流态与冲淤。

模型冲淤平衡稳定后,对下游河道近岸流速进行实测,最大流速点多位于挑流水舌远落水点下游近岸处,最大流速值为:工况 1 时 2.85m/s、工况 2 时 3.28m/s、工况 3 时 4.66m/s、工况 4 时 6.35m/s,下游河床冲淤特征值如表 4 所示。

3.5 水流空蚀计算分析

3.5.1 水流空蚀理论计算

水流空化数计算公式: $\sigma = (h_0 + h_a - h_v) / (v_0^2 / 2g)$ 。空蚀计算采用过校核量时进行计算,溢洪道水流空蚀计算成果如表 5 所示。

根据以上计算成果,对于泄槽末端 $\sigma < \sigma_c$,有可能发

表4 下游河床冲淤特征值

工况	冲坑最深点平面位置及高程				堆丘最高点平面位置及高程			
	X/m	桩号(SY0+)/m	Y/m	高程/m	X/m	桩号(SY0+)/m	Y/m	高程/m
1	29.1	176.808	4.2	1979.846	70.5	218.208	-3.0	1989926
2	33.0	180.708	5.1	1979.717	108.0	255.708	-6.0	1989907
3	34.5	182.208	4.5	1978.637	101.1	248.808	4.8	1988177
4	36.0	183.708	4.5	1977.587	117.0	264.708	22.5	1990787

表5 溢洪道水流空蚀计算成果

部位	里程/(km+m)	初生空化数 σ_1	水流空化数 σ	断面时均压力水头 h_0/m	汽化压力水柱高 h_v/m	断面平均流速 $v_0/(m \cdot s^{-1})$	大气压力水柱高 h_a/m
闸墩墩头	SY0+000.00	1.15	24.089	7.300	0.24	3.510	8.066
闸门槽	SY0+003.114	0.70	9.450	5.300	0.24	5.220	8.064
堰面变坡	SY0+007.614	0.80	1.165	3.200	0.24	13.630	8.067
泄槽末端	SY0+116.141	0.32	0.288	1.255	0.24	24.919	8.103

生空蚀。

3.5.2 水流空蚀-水工模型试验分析

根据实测流速和压强计算出的水流空化数 σ 如表6所示。结果表明,工况1、工况2、工况3和工况4时,泄槽段水流空化数最小值分别为0.287、0.252、0.256和0.268,均发生在测压孔Y25处(里程SY0+125.266)。

表6 泄槽、挑流鼻坎段各测压孔处水流空化数

测压孔号	水流空化数 σ			
	工况1	工况2	工况3	工况4
Y24	0.381	0.366	0.324	0.305
Y25	0.287	0.252	0.256	0.268
Y26	0.333	0.279	0.326	0.277
Y27	0.300	0.311	0.256	0.280
Y28	—	0.278	0.337	0.350
Y29	0.320	0.366	0.313	0.389
Y30	0.337	0.350	0.303	0.382

据试验,各工况下泄槽段局部空化数小于0.3,出现负压,具有产生水流空化气蚀条件,综合考虑以泄槽流态良好、坎后掺气空腔形态合理、掺气充分为试验优化目标,建议在里程SY0+087.700~0+090.383段设置高度为0.3m的掺气坎^④。

3.6 水工模型试验主要结论及建议

水工模型试验对溢洪道整体、平挑($\theta=0^\circ$)方案和挑射角为 15° ($\theta=15^\circ$)方案分别做了试验研究。

(1) 万花溪水库溢洪道总体布置合理。

(2) 各试验工况下水库水面平稳,堰前引渠段在左导墙起始端发生水流绕流现象,导致水流沿左导墙产生小范围的涡流,但对水流流态影响较小。

(3) 平挑方案溢洪道流速、水面线正常。在下泄常遇洪水时,泄槽段下段流速较高,达20m/s级,局部出现负压。挑射水流为平抛,挑射水流在空中与气体掺混、摩擦不充分。冲坑深度、堆丘高程合理,近岸流速不大,

与下游河道衔接较好。

(4) 挑射角为 15° 方案,挑射水流在空中与气体掺混、摩擦较充分。

(5) 挑流鼻坎挑角为 0° 和 15° 比较,从试验的冲淤特征值和范围对比分析,挑角 15° 方案优势不明显,均可采用。应结合下游工程地质情况进行评价、确定^⑤。

4 结语

万花溪水库溢洪道在可研设计阶段经过两个坝址,五条溢洪道的方案比选,最终确定副坝左岸溢洪道为开发方案;初设阶段委托机构对溢洪道进行水工模型试验验证。基于模型试验成果与溢洪道水力计算进行对比分析,理论计算与试验成果基本接近,说明溢洪道总体布置及体型是合理的。根据试验成果建议对溢洪道局部进行优化设计,增加掺气坎;对进水渠段左侧导墙采用圆弧设计,使水流流态更平顺;结合地质条件,挑流鼻坎挑角为 0° 。

参考文献

- [1] 赖勇,唐毅,顾锡春,等.L形溢流堰侧槽溢洪道水力设计与试验研究[J].水利与建筑工程学报,2010,8(2):80-82.
- [2] 中华人民共和国水利部.溢洪道设计规范:SL 253—2018[S].北京:中国水利水电出版社,2018.
- [3] 贾杰.水利工程中水库溢洪道设计问题分析[J].黑龙江水利科技,2017,45(12):84-86.
- [4] 周奕琦.水闸规范与水力计算手册中弧形闸门流量计算的比较分析[J].水利技术监督,2022(7):1-4.
- [5] 中华人民共和国水利部.水工(常规)模型试验规程:SL 155—2012[S].北京:中国水利水电出版社,2012.

作者简介:吴泽鹏(1987—),男,白族,云南大理人,本科,工程师,主要从事水利水电工程水工结构设计工作。