

1.2 工程主要特点

(1) 拦河坝最大坝高约 83m, 溢流坝泄流最大落差和单宽流流量分别达约 50m 和 $142(\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m})$, 溢流坝属高水头、大流量泄水建筑物。

(2) 枢纽工程是以防洪为主, 溢流坝泄流孔口超泄能力较大, 在各级洪水流量泄流条件下, 泄流孔口采用闸门控泄运行。

(3) 溢流坝下游河道狭窄, 枢纽工程主要泄水建筑物(溢流坝和放水底孔)平面布置基本占据了坝址河床面宽度, 溢流坝泄流挑射水舌易对下游河道两岸造成冲刷破坏。

(4) 电站尾水出水口上边缘距离溢流坝出口断面约 160m, 溢流坝挑射水舌易对电站出水口区域产生冲刷影响。

1.3 水工模型设计简介

为了解决溢流坝泄洪下游消能防冲和电站出水口区域冲刷的两大关键问题, 开展了枢纽工程溢流坝的整体水工模型试验。水工模型按佛劳德准则设计为正态, 模型几何比尺 $L_r=60$ 。

溢流坝下游河床动床模型设计中, 选择河床弱风化基岩抗冲流速 $V=(7\sim 8)\text{m/s}$ 、微风化基岩抗冲流速 $V=(10\sim 12)\text{m/s}$ 。由伊兹巴什公式 $D=V^2/K^2$ (式中: D --散粒体粒径, m; V --基岩抗冲流速, m/s; K --系数、一般取 $5\sim 7$, 本文取 $K=6$), 可计算出弱风化基岩的模型冲料散粒体粒径 $D_m=2.3\text{cm}\sim 3.0\text{cm}$, 微风化基岩的模型冲料散粒体粒径 $D_m=4.7\text{cm}\sim 6.7\text{cm}$ 。溢流坝下游河道模型动床范围为桩号 0+061.5 至电站出水渠末端(桩号约 0+330)。

2 溢流坝初设方案试验

2.1 溢流坝运行流态

(1) 在各级洪水流量泄流运行时, 库区的上游来流较平顺进入溢流坝前, 溢流坝各泄流孔口入流较平顺, 溢流坝的泄流能力可以满足工程设计的要求。

(2) 在水库正常蓄水位($Z=154.5\text{m}$) 闸门控泄运行条件下, 溢流堰顶下游堰面的负压值约 $-25\text{kPa}\sim -30\text{kPa}$; 在设计洪水频率流量泄流运行时($P=1\%$, $Q=3900\text{m}^3/\text{s}$, 闸门开度 $e=4.15\text{m}$), 溢流堰面负压值达约 -48kPa 。溢流堰面负压值较大, 不能满足设计规范的要求^[1]。

(3) 溢流坝泄流在两闸孔之间的中墩末端交汇后, 闸墩末端水流出现脱壁、产生冲击波, 墩后冲击波的水花飞溅, 闸墩末端区域流态较紊乱。

2.2 挑射水舌和下游河道冲刷特性

(1) 由于溢流坝泄洪流量较大、下游河道较狭窄, 因此, 溢流坝泄流挑射水舌对下游河道及其两岸坡会产生不同程度的冲刷。在设计洪水频率流量($P=1\%$)泄流运行时, 溢流坝挑射水舌下游入水断面宽度约 63m, 挑射水舌的下游左、右侧水舌撞击下游河道两岸坡, 对河道岸坡造成较明显的冲刷。

(2) 在设计洪水频率流量($P=1\%$)和 200 年一遇坝址洪峰流量($Q=6860\text{m}^3/\text{s}$ 、 $e=7.3\text{m}$)泄流运行时, 溢流坝下游河床遭受较严重的冲刷, 测试的溢流坝下游河床冲刷坑底高程分别约为 78.0m 和 74.0m, 冲刷坑底部上边缘到溢流坝出口断面距离分别约为 97m 和 108m, 冲刷坑上游坡度 i 分别约为 1/8.08 和 1/6.75; 冲刷坑底部到电站出水渠上游右导墙的距离分别约为 42m 和 15m, 冲刷坑下游坡度分别约为 1/3.3 和 1/2.7。在洪水流量 $Q=6860\text{m}^3/\text{s}$ 泄流运行时, 电站上游端 1#机组出水口出水渠区域河床遭受严重冲刷和淘刷, 冲刷区域河床较低处高程约 78.0m, 电站出水渠上游右导墙被冲垮(出水渠区域河床弱风化基岩面高程约 85.0m~86.0m), 危及电站尾水出水口的安全运行(见图 3)。

3 溢流坝优化方案试验

3.1 优化的基本思路

针对初设方案存在的问题, 溢流坝体型修改和优化的基本思路为: 1) 在满足溢流坝泄流能力

要求的前提下,改善溢流堰面体型,尽量减小堰面的负压值;2)借助现有溢流坝工程宽尾墩的成果,改善溢流坝面各中墩末端区域的流态,增加溢流坝下游反弧段泄流的掺气和消能率;3)为了避免或减轻溢流坝挑射水舌对下游河道两岸坡的冲刷,溢流坝下游出口断面需进一步缩窄,为了减轻溢流坝高速泄流对收缩边墙产生急流冲击波的影响,需对溢流坝两侧收缩边墙布置和体型进行优化;4)为了减轻溢流坝泄洪对下游河床和电站出水口区域的冲刷影响,一方面在满足坝基安全的前提下,尽量减小溢流坝挑射水舌的挑距,使坝下游河床冲刷坑尽量往坝址前移,减轻挑射水舌对电站出水口区域的冲刷破坏,另一方面增加挑坎挑射水舌的竖向和纵向拉开扩散,增大挑射水舌在空中的碰撞、掺气和消能,减小水舌下游入水区域的单位面积能量,尽量减轻下游河床的冲刷深度。

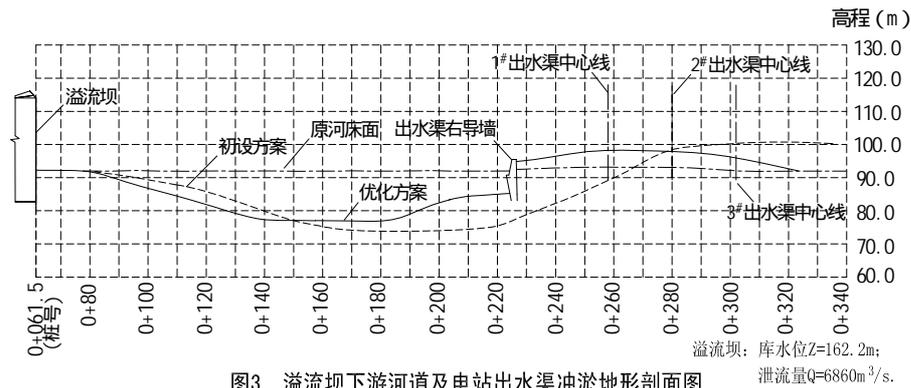


图3 溢流坝下游河道及电站出水渠冲淤地形剖面图

3.2 溢流堰面优化

经模型试验比较,将溢流堰面设计水头 H_d 由 $0.835H_m$ 修改为 $0.971H_m$ ($H_m=28.2m$ 为堰顶最大水头),则溢流堰面曲线方程由初设方案 $y=0.034108x^{1.85}$ 修改为 $y=x^{1.85}/(2H_d^{0.85})=0.03x^{1.85}$,堰面曲线下游坝面陡坡段与水平线夹角为 42.5° (见图 4)。溢流堰面曲线修改之后,在各级洪水流量泄流运行条件下,堰面的负压强绝对值 $|p| < 30kPa$,满足了工程设计规范的要求^[1]。

3.3 坝面流态改善

参考有关工程研究成果和经模型试验比较,在溢流坝各闸孔中墩下游端设置宽尾墩(桩号 0+017 ~ 0+028):宽尾墩首端闸孔的断面宽度 $B_1=12m$ (墩厚 3m,桩号 0+017)、末端断面宽度 $B_2=9.7m$ (墩厚 5.3m,桩号 0+028),宽尾墩闸孔断面收缩率 $=B_2/B_1=0.808$ (见图 4 ~ 5)。

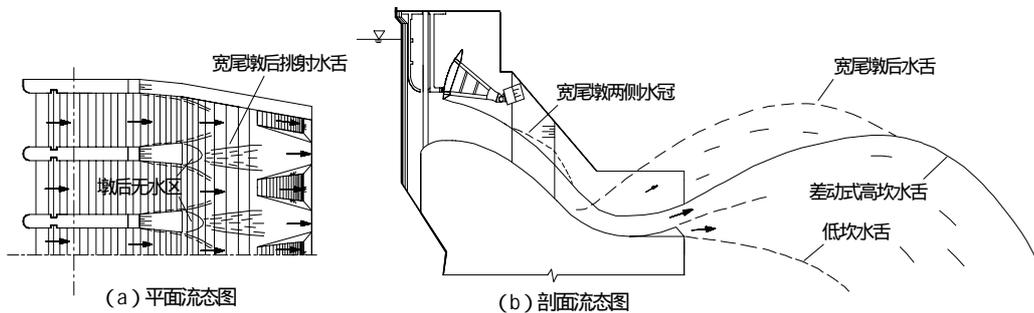


图4 溢流坝泄流流态示意图

溢流坝泄流进入宽尾墩区域之后,宽尾墩两侧导墙区域水深逐渐壅高,至墩末出口断面形成两侧高、闸孔中心区域低的凹型水冠状;宽尾墩改善了原流线型闸墩末端区域水流脱壁、水花飞溅的不良流态,且宽尾墩末端下游局部区域为无水区域,有利于反弧段水流的掺气;相邻两闸孔泄流在宽尾墩末端下游交汇后,形成高而窄的水冠状水舌跃起,往下游挑射,大大增加了挑射水

舌在空中的碰撞、掺气和消能(见图 4)。

3.4 溢流坝两侧收缩边墙优化

经模型试验比较，将溢流坝下游出口断面宽度由初设方案 68.1m 缩窄至 60m(见图 5)。同时，为了减轻溢流坝高速泄流对收缩边墙产生急流冲击波的影响，两侧收缩边墙采用分两段收缩的形式：第一段边墙（桩号 0+017~0+028）收缩角为 4.68° ；第二段边墙（桩号 0+028~0+061.5）收缩角为 8.66° ，第二段收缩边墙收缩角相对于第一段收缩边墙收缩角只增加 3.98° ，各段收缩边墙的相对收缩角度相应较小。

试验表明，溢流坝两侧边墙采用分段收缩之后，泄流时收缩边墙区域无较明显的冲击波产生，收缩边墙区域的水深无明显的壅高，溢流坝两侧收缩边墙布置和体型是合理的。

3.5 挑流鼻坎推荐方案

参考有关文献^[2]和经模型试验优化之后，溢流坝反弧段挑流鼻坎采用抗空化性能良好的扩散式梯形差动式挑流鼻坎(见图 5~6)：1) 高坎反弧段曲率半径 $R=35\text{m}$ ，出口挑角为 20° ；高坎起始断面桩号为 0+047.42、宽度为 3.5m，出口断面宽度为 6m(桩号 0+059.39)、高程为 115.61m；高坎两侧面坡度为 1:1；2) 挑流鼻坎低坎为水平挑坎，高程为 113.5m，挑角为 0° 。

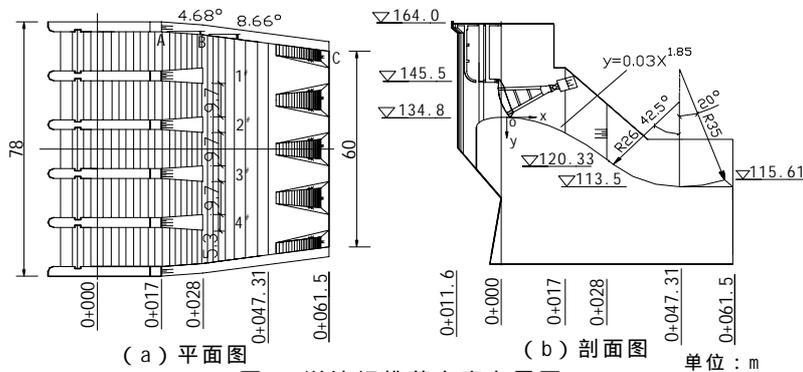


图5 溢流坝推荐方案布置图

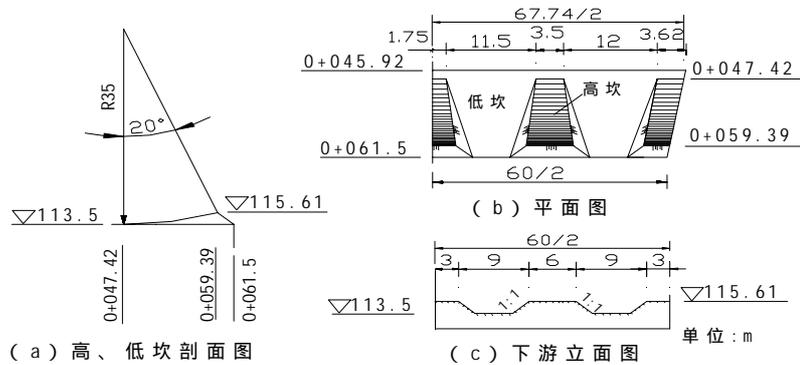


图6 扩散式梯形差动式挑流鼻坎布置图

3.6 挑射水舌和下游河道冲刷特性

推荐方案差动式挑流鼻坎的挑射水舌和下游河床冲刷特性见表 1~2。试验表明：

(1) 溢流坝挑流鼻坎出口断面宽度缩窄为 60m 之后，挑射水舌下游入水断面宽度比初设方案明显减小(见表 1)，大大减轻了溢流坝挑射水舌对下游河道两岸坡冲刷。由于溢流坝下游河道较狭窄，因此，应根据溢流坝下游河床的冲刷状况，对下游河道两岸坡进行加固防护。

(2) 差动式挑流鼻坎和宽尾墩的联合运用，宽尾墩后和挑流鼻坎形成多层次的挑射水舌，增大挑射水舌在空中的碰撞、掺气和消能，明显减轻了水舌对下游河床的冲刷(见表 2 和图 3)。

(3) 差动式高坎平面布置前窄、后宽，使低坎水流形成窄缝式收缩状水流，且高坎两侧坡面坡度放缓至 1:1，使高坎侧坡面保持为正压状态，明显改善了高坎的抗空化性能。

(4) 扩散式梯形差动式挑流鼻坎高、低坎挑角分别为 20°和 0°，挑射水舌的挑距明显缩短(见表 1)，坝下游河床冲刷坑往坝址前移，但由于差动式挑坎大大减轻了下游河床的冲刷坑深度，在各级洪水流量泄流运行条件下，溢流坝下游河道冲刷坑上游坡度 $i < 1/4$ (见表 2)，满足工程设计规范的要求。

(5) 由于溢流坝挑射水舌挑距减短和冲刷坑深度减小，明显减轻了对电站出水渠区域河床冲刷，坝下游河床冲刷范围只限于电站出水渠右导墙上游区域，导墙下游出水渠河床为冲刷坑冲渣淤积区(见图 3)。测试的电站出水渠右导墙上游侧底部冲刷高程见表 2，供工程设计参考。

表 1 溢流坝挑射水舌特性

洪水频率 P (%)	库水位 Z ₀ (m)	泄流量 Q(m ³ /s)	水舌挑距(m)		水舌下游入水断面宽度(m)	
			初设方案	推荐方案	初设方案	推荐方案
1	162.2	3900	93	78	62.9	48
	162.2	6860	101	86	64.8	51.6
0.1	163.0	8470	108	91	66.2	54.5

注：(1)水舌挑距是以水舌外缘与下游高程 95.0m 交汇处量测；(2)水舌下游入水断面宽度是以水舌与相应下游水位交汇处量测。

表 2 溢流坝下游河道冲刷特性

泄流量 Q(m ³ /s)	冲刷坑底高程(m)	T ₀ (m)	L(m)	i=T/L	上游导墙底冲刷高程(m)	下游水位(m)
3900	81.5	8.5	69	1:8.12	/	107.9
	(78.0)	(12)	(97)	(1:8.08)		
6860	77.0	13	78	1:6.0	85.0	113.28
	(74.0)	(16)	(108)	(1:6.75)		
8470	75.0	15	82	1:5.47	83.0	116.0

注：(1)e—闸门开度，m；(2)T₀—冲刷坑深度，以河床面高程(90.0m)到冲刷坑底高程计算；(3)L—冲刷坑底至溢流坝出口断面的距离；(4)括号内数据为初设方案试验值。

3.7 差动式挑流鼻坎消能特性探讨

本工程挑坎采用差动式挑流鼻坎之后，虽然挑坎出口断面宽度由 68.1m 缩窄至 60m，但坝下游河床冲刷坑深度仍比初设方案明显减小。本文对差动式挑坎增大水流消能特性作初步分析探讨。参照常规的连续式挑坎下游河床冲刷坑计算公式，可以写出差动式挑坎下游河床的冲刷坑深度计算公式(见式(1))。

$$T = K q^{0.5} Z^{0.25} \quad (1)$$

式中，T—冲刷坑深度，由下游水位与冲刷坑底高程之差计算；q—挑坎出口单宽流量；Z—泄流上、下游水位差；K—下游河床基岩冲刷系数；—差动式挑坎消能增大系数。

由初设方案溢流坝下游河床冲刷坑深度 T，可以计算出本工程坝址下游河床基岩冲刷系数 K=1.47。由于溢流坝挑坎两侧边墙为收缩状，其挑射水舌下游入水断面宽度明显小于挑坎的出口断面宽度(见表 1)，挑射水舌下游入水断面单宽流量明显大于挑坎出口断面的单宽流量。为了便于分析，本文计算下游冲刷坑深度的单宽流量仍采用挑坎出口断面单宽流量。

采用基岩冲刷系数 K=1.47，可计算出溢流坝各级泄流量的差动式挑坎消能增大系数 见表 3。结果表明，差动式挑坎消能效果比连续式挑坎明显增大，其消能增大系数 达约 0.8~0.9，即其下游河床冲刷坑深度只有连续式挑坎相应冲深的 80%~90%。由于本工程差动式挑坎出口断面收缩的较窄，其下游河床入水单宽流量比初设方案相应更为增大(见表 1)，因此，若本工程差动式挑坎出口断面宽度仍为 68.1m，则差动式挑坎的消能作用更加显著，坝下游河床冲刷坑深度可

进一步减小。

表 3 差动式挑坎消能增大系数 计算

泄流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	单宽流量 $q(\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m})$	水位差 $Z(\text{m})$	$T(\text{m})$	K	
3900	65	54.3	26.4	1.47	0.82
6860	114.3	48.92	36.26		0.87
8470	141.2	47.0	41.0		0.90

4 结语

(1) 乐昌峡水利枢纽工程溢流坝具有泄流落差和单宽流量较大、下游河道狭窄、电站出水口靠近溢流坝出口等特点,溢流坝的消能问题较突出。通过水工模型试验研究,优化了溢流坝溢流堰型,在溢流坝设置了分段收缩边墙、宽尾墩、扩散式梯形差动式挑流鼻坎等工程措施,改善了溢流坝泄流流态,妥善解决了溢流坝消能的问题。

(2) 模型试验推荐的扩散式梯形差动式挑流鼻坎,具有抗空化性能良好、挑射水舌扩散和消能特性好、施工方便等特点,在减小溢流坝挑射水舌挑距的同时,大大减轻了下游河床的冲刷,满足了工程布置和安全运行的要求。本文研究成果可供类似工程设计参考。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国水利部发布,《混凝土重力坝设计规范》(SL319--2005)[S],北京:中国水利水电出版社,2005年。
- [2] 华东水利学院主编,《水工设计手册》(第6卷,泄水与过坝建筑物)[S],水利电力出版社,1982年。