

河床式水电站枢纽泄洪闸坝设计探析

郝学红

安康市水利水电勘测设计院

DOI:10.18686/hwr.v2i8.1468

[摘要] 本文就旬阳县仁河口河床式水电站枢纽泄洪闸坝设计和水工模型试验成果进行介绍分析,为对本电站及类似南方山区低水头河床式电站泄洪建筑物设计进行探析,提供一定借鉴价值。

[关键词] 泄洪闸坝,埋石砼、溢流堰面,面流消能,大单宽流量,水工模型试验

1 工程概况

仁河口水电站位于旬阳县仁河口镇上游 600m 处旬河上,仁柴公路从右岸通过,距县城 75km。该电站为河床径流式,装机容量为 8000kW,最大坝高 38m,总库容 451.3 万 m³,属 IV 等小(1)型工程。电站枢纽按 50 年一遇洪水设计,200 年校核,坝下采用 20 年一遇洪水消能防护。

电站枢纽由左向右分别由左挡水坝、河床泄洪闸坝、河床厂房和右岸挡水坝等组成,坝顶总长度为 105.2m,其中左岸挡水坝段 10m,河床泄洪闸坝段 51.5m,厂房坝段 21.7m,右岸挡水坝段 22.0m。河床泄洪闸坝溢流宽度 39m,分为 3 个孔,堰顶高程 355.0m,堰顶以上弧门挡水高度 14m。

2 设计基本资料

2.1 水文条件

电站坝址控制流域面积 2505km²,依据旬河柴坪水文站分析计算的坝址洪峰流量成果见表 1。

表 1 坝址洪峰流量成果

频率 (%)	0.2	0.5	1	2	3.33	5	10	20	50
流量 (m ³ /s)	6030	5140	4460	3790	3310	2910	2240	1590	757

2.2 地质条件

坝址河道宽度 60~110m,河道比降 3/1000,深泓高程为 352m,平均河床高程为 354m,河床覆盖层厚度 8.5~14.8m,由于坝址属于采砂河段,河床砂卵石主要为开采弃料、严重分层,级配不良。河床千枚岩强风化厚度约 3~10m,灰岩强风化厚度约 3m。靠右岸河床有一断层顺河破碎带通过,断层宽度约 5~7m,断层面上擦痕及断层泥明显,产状 145°/75°,倾向北东。左岸山体坡度 35~50°,坡面千枚岩出露,一般强风化厚度 5~10m;右岸坡度 25~35°,岸坡灰岩出露。

电站枢纽坝基岩性为灰岩和千枚岩,以断层为分界,左侧(河床和左岸)为千枚岩,右侧为灰岩。左岸挡水坝段和河床泄水坝段处于千枚岩中,河床厂房坝段处于断层和灰岩中,右岸挡水坝段处于灰岩中。河床泄洪闸坝基为千枚岩,受断层影响,地质上从左向右划分为完整区、完整性差和影响破碎带。泄洪闸坝段长度 51.5m,处于弱风化完整千枚岩的坝段长度 37.5m,占 73%,处于完整性差和影响破碎带坝段长度 11~14m,占 27%。

左岸灰岩为块状-厚层状构造,产状 130~135°/60~65°,解理面平直光滑,微张-紧闭,一般 1~3 条/m。弱风化灰岩比重 2.5~2.75,饱和抗压强度 35.4~103.3MPa,平均为 65.80MPa,属较硬-坚硬岩类,软化系数 0.70~0.90,弹性模量 9.1~9.4×10³MPa。坝基弱风化岩体推荐参数,饱和抗压强度 R_b=50MPa,抗剪断强度 f'₁=0.90, c'₁=0.70MPa;弹性模量 9.0GPa,变形模量 E=6.0GPa,岩体质量级分为 III 级,承载力特征值 f=3.0MPa。

右岸千枚岩为薄层状构造,单层厚度 1~5mm,产状 30~50°/55~75°;一般强风化厚度 5~10m,解理面为曲线状,微张-紧闭,频数 2~3 条/m。弱风化千枚岩比重 2.6~2.9,饱和抗压强度 17.8~26.1MPa,平均为 22.7MPa,属较软岩,软化系数 0.69~0.84。坝基千枚岩分区推荐参数:(1)完整千枚岩弱风化,饱和抗压强度 R_b=20MPa,抗剪断强度 f'₁=0.70, c'₁=0.60MPa,弹性模量 5.0GPa,变形模量 35.0GPa,岩体质量级分为 IV 级,承载力特征值 F=1.5MPa;(2)岩体完整性差,饱和抗压强度 R_b=15MPa,抗剪断强度 f'₁=0.60, c'₁=0.40MPa,弹性模量 4.0GPa,变形模量 E=2.5GPa,岩体质量级分为 IV 级,进行固结灌浆,允许承载力特征值 F=1.2MPa;(3)断层影响破碎带,饱和抗压强度 R_b=5MPa,抗剪断强度 f'₁=0.50, c'₁=0.10MPa,弹性模量 2.0GPa,变形模量 E=1.0GPa,承载力特征值 F=0.5MPa。

2.3 主要设计指标

本电站为河床径流式电站,主要任务为发电,无防洪任务,未设置专门的冲砂孔,泄洪闸兼有电站进口拉沙冲要求。结合库区淹没、泥沙淤积、梯级水位、水文、地形地质条件,通过不同方案泄洪建筑经济技术比较确定,这里不在叙述确定过程。主要控制指标有:

坝顶高程 373.0m、堰顶(闸底)高程 355m、溢流宽度 39m、分 3 孔,单孔宽度 13m;正常蓄水 369m、排沙水位和死水位均为 367m,堰顶以上弧门正常挡水高度 14m;50 年一遇设计洪峰流量为 3790m³/s,上游设计洪水位 368.59m,相应下游水位 364.09m;200 年一遇校核洪峰流量为 5140m³/s,上游校核洪水位 372.01m,相应下游水位 366.41m;总库容 451.3 万 m³,正常蓄水位以下库容 314.8 万 m³,日调节库容 72.5 万 m³,死库容 242.3 万 m³。

3 泄洪闸坝设计

3.1 坝型和筑坝材料选择

3.1.1 坝型选择

本工程泄水建筑物堰顶 355m 略高于河床高程, 堰顶以上正常挡水高度 14m, 孔口宽度 13m, 属大孔口挡水和泄水建筑物; 泄流单宽大消能问题突出, 20 年一遇消能防冲单宽流量为 $74.6 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$, 200 年校核洪水单宽流量为 $131.8 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$; 坝下河床覆盖层厚度大, 主要为采砂弃料, 扰动严重, 河床坝基为千枚岩, 属于软岩, 加之断层影响, 不利坝体设计和坝下消能抗冲; 坝址河道宽度 60~110m, 坝下河道比降较缓、水深较大, 泄洪时上下游水位差相对小, 岸坡相对稳定, 有利于消能防冲。综合确定了两个方案分别为: 方案①软基泄洪闸和方案②岩基泄洪闸坝, 简介如下:

方案①软基泄洪闸: 闸底高程 355m, 为平底宽顶堰, 闸室顺水长度 35m; 各孔均为整体独立闸室坝段长度 19m, 3 孔坝段总长度 54m; 闸基高程 350m, 最大坝高 23m; 上游钢筋砼铺盖长度 20m, 厚度 1.5m, 上下游齿槽深度 2.0m, 上游闸下高喷防渗墙深度 29m, 下游消力池长度 65m, 底板厚度 2.0~3.5m, 护坦和海曼长度 25m, 闸基和消力池地基加固面积 6480 m^2 , 深度 7m。

方案②岩基泄洪闸坝: 闸下实用堰坝顶高程 355m, 为基岩上溢流坝, 堰顶以上为钢闸门, 坝基高程 335~344m, 坝基宽度 37.5m, 堰高 11~20m, 坝高 29~38m。

方案①相对方案②开挖和浇筑量减少, 但地基加固处理、闸基防渗、闸下消能工、工程占地和临时工程等都较大, 造成工程总投资较方案②增加 112 万元; 本工程厂房尾水底板较低, 软基方案厂房坝段与泄洪闸坝段坝基高差 5m, 相互影响大; 两岸基挡水坝段为岩基与河床软基坝段衔接难度大; 方案②相对方案①, 坝基置于基岩工程开挖和浇筑工程量较大, 但从工程设计、施工、安全运行维护上难度小, 问题少, 为此综合确定采用方案②岩基泄洪闸坝。

3.1.2 筑坝材料选择

本工程位于秦巴山区旬河上, 工程区石料、砼骨料储量丰富、运距短、质量较好, 按照“宜材适构”原则和不同材料预算单价从低到高确定的筑坝材料有: 碾压砼、浆砌石、埋石砼和常态砼。本工程砌筑用总量约 6 万 m^3 , 受垫层、墩墙、孔洞、结构和面层影响, 能采用碾压砼占 37%, 故不用碾压砼; 近年浆砌石施工人工成本高、速度慢、质量差, 也不选用; C15 埋石砼相对常态砼具有节约水泥用量、减少水化热、提高强度、有利温度和裂缝控制, 每方节省投资 12.8 元, 综合经济技术比较确定采用 C15 埋石砼。

3.2 闸坝断面设计

河床溢流坝段为 3 孔泄洪闸坝, 堰顶高程 355.0m, 堰顶上正常挡水高度 14m, 单孔净宽为 13m。坝基高程 335~344m, 堰顶以下堰高 11~20m, 坝高 29~38m。为优化水力条件、提高泄流能力、满足冲砂和消能要求, 确定泄水闸溢流面采用 WES 堰面曲线, 表层采用耐磨砼。从泄流堰面型式、稳定计算、坝基应力、下游消能和构造等方面要求考虑, 确定溢流

堰体型为:

堰顶高程 355.0m, 溢流堰设计定型水头 13m; 坝面上游直立, 堰顶上游为三段圆弧; 堰顶下游堰面为 WES 幂曲线, 幂方程为 $Y=0.053X^{1.85}$; 斜坡直线段, 坡比 1:5; 直线段后接反弧段, 半径 30m, 圆心角 13.81° , 其中上段圆心角 11.31° , 下游段圆心角 2.5° , 弧底高程 349.50m, 鼻坎顶高程 349.53m; 坝下游面直立, 坝基长度 37.5m; 坝基上、下游设置 1.5m 深的齿槽, 坝基上游设灌浆帷幕一道, 帷幕下游设坝基排水, 坝体上游一道排水孔。

泄水闸闸墩共 5 个, 厚度均为 2.5m, 闸墩总长度为 40.5m(其中上游悬挑长度 3.0m), 顶部分 3 阶, 373m 高程长度 8.6m, 371m 高程长度 26.4m, 363.5m 高程长度 5.5m。上、下墩头均为梯形。

3.3 闸坝断面计算

泄洪闸坝基础稳定和应力计算选取最大坝坝高断面, 处于完整性差千枚岩上的, 饱和抗压强度 $R_b=15\text{MPa}$, 抗剪断强度 $f' = 0.60$, $c' = 0.40\text{MPa}$, 弹性模量 4.0GPa , 变形模量 $E=2.5\text{GPa}$, 岩体质量级分为 IV 级, 允许承载力特征值 $F=1.2\text{MPa}$; 坝基设置帷幕和排水, 扬压力折减系数取 0.5; 依据《混凝土重力坝设计规范》中抗剪断公式计算坝基抗滑稳定安全系数, 用材料力学方法计算坝基边缘应力(计入扬压力公式), 计算成果见表 2。

表 2 泄洪闸坝坝基稳定和应力计算成果表

荷载组合	坝基抗滑稳定安全系数	坝基上游面边缘垂直正应力/kPa	坝基下游面边缘垂直正应力/kPa	备注
正常挡水	4.57	148.3	334.8	基本组合 I
设计洪水	5.28	182.8	128.0	基本组合 II
校核洪水	4.28	88.6	402.3	特殊组合 I

由表 2 可见, 坝基稳定和应力满足规范要求, 坝基抗滑稳定安全富裕不大, 相对岩体承载力坝基应力水平相对较低。

3.4 水力计算和消能设计

对于低堰泄流能力计算时, 最为重要的流量系数在规范和相关书籍中涉及较少, 一般设计人员难以判断其合理性, 对工程安全不利。我们查阅相关文献知道“低堰流量系数, 不仅与 H_0/H_d 有关, 也和 P/H_d 有关, 本工程采用文献 WES 实用堰面自由出流流量系数中推荐公式。设计计算成果与模型试验验证变差很小, 精度较高。

本工程 2~200 年洪峰流量为 $757\sim 5140 \text{ m}^3/\text{s}$, 20 年消能防冲单宽流量为 $74.6 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$, 200 年校核洪水单宽流量为 $131.8 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$; 坝下覆盖层厚度大, 且为采砂弃料, 扰动严重, 下伏千枚岩属软岩, 加之断层影响, 不利坝体设计和坝下消能抗冲; 坝下河道比降较缓、水深较大, 泄洪时上下游水位差相对小, 岸坡相对稳定, 有利于消能防冲。本工程属典型的低坝消能, 可采底流、面流和岸流消能形式。底流消能工投资大, 工程设计、施工、安全运行维护上难度大问题多; 为

此重点研究面流和岸流两种消能方式。由于下游水深较大,通过岸流消能计算,流态为潜底岸流,流态差,加之基岩抗冲能力差,故不能采用。综合确定采用面流消能,面流消能计算界限水深采用南京水利科学研究所王正泉经验公式:

$$h_{t1}: h_{t1}/h_k = 0.84a/h_k \quad 1.48a/P + 2.24 \quad (1)$$

$$h_{t4}: h_{t4}/h_k = 1.16a/h_k \quad 1.81a/P + 2.38 \quad (2)$$

$$h_{t5}: h_{t5}/h_k = (4.43 - 4.0a/P)(a/h_k) + 0.9 \quad (3)$$

上公式的适应范围为 $a/h_k = 0.5 \sim 3.0$, 式中:

h_{t1} —底流过渡到自由面流的第一界限水深, m;

h_{t4} —淹没混合流过渡到淹没面流的第四界限水深, m;

h_{t5} —从淹没面流过渡到回复底流的第五界限水深, m;

h_k —为临界水深, m;

P —从下游河床算起的坝高, m;

a —下游坎高, m。

最小坎高的计算公式:

$$a_{\min} = 0.4h_k \sqrt{E_0/h_k} \quad 1.5 \quad (4)$$

式中: E_0 —以下游河床算起的上游总水头;

a_{\min} —最小坎高, m。

表3 各频率洪水坝下消能最小坎高计算成果

洪水重现期/年	洪峰流量/m ³ /s	单宽流量/m ³ /(s·m)	临界水深/m	E0/m	amin/m
2	757	19.41	3.38	19.73	2.81
5	1590	40.77	5.54	22.67	3.57
10	2240	57.44	6.96	24.70	3.99
20	2910	74.62	8.28	26.67	4.35
30	3310	84.87	9.02	27.82	4.54
50	3790	97.18	9.88	29.18	4.76
100	4460	114.36	11.01	31.04	5.06
200	5140	131.79	12.10	32.87	5.34

由表3可见,在2~200年一遇洪水,最小坎高2.81~5.34m,考虑坝下泄水平顺和靠近左岸溢流堰反弧处结构强度,确定反弧处高程为349.5m,坝基至反弧处厚度5.5~15.0m,鼻坎处高程为349.53m。

坝下河床平均基岩高程为342.5m,消能计算上游堰高为12.5m,下游鼻坎高为7.03m,各频率洪水坝下消能界限水深的计算成果见表4。

表4 各频率洪水坝下消能界限水深的计算成果

单宽流量/m ³ /(s·m)	上游水位/m	下游水位/m	hk/m	h _{t1} /m	h _{t4} /m	h _{t5} /m	ht/m	a/h _k
19.41	359.68	356.97	3.38	10.64	12.73	18.37	14.47	2.08
40.77	362.50	359.46	5.54	13.69	15.68	20.31	16.96	1.27
57.44	364.42	360.97	6.96	15.70	17.63	21.59	18.47	1.01
74.62	366.26	362.27	8.28	17.57	19.44	22.78	19.77	0.85
84.87	367.33	363.08	9.02	18.62	20.45	23.45	20.58	0.78
97.18	368.59	364.09	9.88	19.82	21.62	24.22	21.59	0.71
114.36	370.31	365.18	11.01	21.42	23.16	25.24	22.68	0.64
131.79	372.01	366.41	12.10	22.96	24.66	26.22	23.91	0.58

由表4可见,设计坎顶高程为349.53m时,计算的 $a/h_k=0.58 \sim 2.08$,界限水深在 $h_{t1} < h_t < h_{t5}$ 之间,坝下满足面流消能条件;当单宽流量为19.41~97.18m³/(s·m)时,

为淹没混合流或淹没面流流态;当单宽流量为114.36~131.79m³/(s·m)时,为自由面流和淹没混合流流态;通过后叙水工模型试验成果也验证了坝下采用面流消能的合理性。

根据广东省水科所估算面流局部冲深的经验和南京水利科学研究所起动流速公式如下:

$$T = k \sqrt{\frac{q_0}{V_k} - \sqrt{Z \cdot t}} \quad (5)$$

$$V_k = 2.11 \sqrt{g \cdot \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot d} \cdot \frac{h}{d}^{0.08} \quad (6)$$

式中: T —从下游水面计起的冲坑水深, m;

q_0 —单宽流量, m³/(s·m);

Z —上下游是水位差, m;

t —下游水深,河床平均高程取352m,计算水深, m;

V_k —水深 t 时河床土壤起动流速, m/s;

k —与流态、河床土壤和单宽流量相关的系数,面流一般取1.7~2.3。

γ_s 、 γ —分别为冲刷材料和水的比重

h —水深,坝下与 t 相同;

d —取冲刷材料的中值粒径, $d=d_{50}$,河床砂卵石 $d=0.02 \sim 0.03$ m,冲坑发展至基岩面342.5m以下,综合取 $d=0.04$ m。

表5 各频率洪水坝下面流冲坑估算成果

q/m ³ /(s·m)	Z/m	h或t/m	k	Vk/(/s)	$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$	d50	T/m	冲坑底高程
19.41	2.71	4.97	2.30	1.74	1.45	0.02	14.71	342.26
40.77	3.04	7.46	2.10	2.17	1.50	0.03	19.87	339.59
57.44	3.45	8.97	2.00	2.57	1.60	0.04	22.32	338.65
74.62	3.99	10.27	1.80	2.59	1.60	0.04	24.43	337.84
84.87	4.25	11.08	1.75	2.65	1.65	0.04	25.94	337.14
97.18	4.57	12.02	1.70	2.67	1.65	0.04	27.94	336.08
114.36	5.13	13.18	1.70	2.69	1.65	0.04	31.80	333.38
131.79	5.60	14.41	1.70	2.71	1.65	0.04	35.56	330.85

由表5可见,2年一遇洪水坝下最大冲坑深度就可达到坝下基岩面;10~200年估算成果338.65~330.85m与试验成果341.81~330.25m比较虽流量增加误差减小,经验估算公式满足工程需要。

4.水工模型试验

本工程泄流单宽大、河床抗冲能力差、加之面流消能复杂,对坝下河床和岸坡要求高。2016年1~8月本工程由西安理工大学进行了泄洪闸坝整体模型试验。模型率定了坝上水位流量关系曲线、确定了消能形式和体型参数、完成了不同频率洪水面流消能流态验证、坝下冲刷测绘、堰上水面线、压力分布和流速分布,试验同时也优化了上游电站进水口拦沙坎和坝下导墙的设计,主要成果结论如下:

(1)整体水工模型,按重力相似准则设计,采用正态模型,几何比尺为75,上游河道长度取464m,下游河道长度取600m,整体泄水模型采用有机玻璃制作。

(2)河床按动床设计,在大坝上、下游河床按照试验沙进行铺设,342.5m高程以下按照岩石模拟,342.5m以下按照砂

卵石进行模拟。

(3)坝上水位流量关系率定,实测 10~200 年水位流量关系,与设计坝上水位相同,实测流量较设计计算流量减少 0~2.82%(最大误差为 30 年一遇),绝对流量减少 0.58~93.25m³/s,控制坝高的校核洪水泄量与初步设计相等,初步设计确定的坝上水位流量关系满足工程需要,防洪安全和坝顶高程维持初步设计成果不变。

(4)不同频率坝上游流态:溢流坝上游在各级水位下水流流态良好,水面平稳;左边孔过闸水流平顺,左边孔和中孔的水流流态基本对称;右边孔的水流由于受右岸电站的影响,在从坝顶向下游流动的过程中,在一定范围内出现左边墙水面高于右边墙的现象,这种现象在坝顶处最为突出,随着流动距离的增加,这种不对称的现象逐渐减弱。

(5)不同频率坝下游流态:各级水位情况下的水流流态为淹没混合流和淹没面流流态;水跃长度 42~60m,其中水跃跃首均在溢流坝的出口上游(即鼻坎上游),各级水位下跃首距溢流坝出口向上游的距离分别为:10 年一遇洪水约为 22m、20 年一遇洪水约为 16.7m、50 年和 100 年一遇洪水约为 14.8m,200 年一遇洪水约为 12m。

(6)坝下冲坑情况:10~200 年洪水水位试验冲坑测量成果为:坝末鼻坎处床沙高程 348.45~346.94m,较鼻坎高程 394.53m 低 1.02~2.53m;最大冲坑高程为 341.81~330.25m,距鼻坎末端 21~63.75m,相对岩面 342.5m 高程,最大冲坑深度-0.69~7.25,200 年校核洪水最大冲坑形成的坡比为 1:6.5,坡比缓于 1:2.5,满足一般规定,冲坑对大坝稳定影响较小。

(7)坝面压力和流速分布:20~200 年坝面压强为 6.2~15.98m 水柱,均为正压,且较大,满足规范要求,可减少气蚀等破坏。在距坝顶 10.5m 处,10 年~200 一遇洪水时溢流坝面的最大流速分别为 9.43~13.64m/s;在距坝顶 18.1m 处,20~200 一遇洪水时溢流坝面的最大流速分别为 11.0~14.6m/s,可见坝面流速均小于 16m/s,属于一般流速,可不考虑防空蚀设计。

(8)电站进水口拦沙坎优化:10~200 年洪水泄洪闸开启坝前电站进水口泥沙高程 346.57~345.33m,低于电站进水口底板高程,泄洪闸拉沙效果好,能够实现电站进水口坝段门前清,去掉初设拦沙坎设计。

(9)坝下导墙长度及尾水淤积:厂坝之间设 30m 导墙,顶部高程 360.5m(可挡 5 年洪水),电站水位尾渠末端拦沙坎顶高程 352m。试验研究了 20~200 年以上洪水导墙顶越流情况,两侧最大水位差 0~1.27m,相对不大。小流量 100~500m³/s 尾水渠泥沙淤积小,局部淤积厚度 0~0.83m,200 年一遇洪水尾水渠淤积高度 355.6m,从节约工程投资上,建议采用人工进行清除。

5. 结语

仁河口水电站为典型的南方山区低水头河床式电站,泄水建筑设计面临的主要问题有:河谷宽窄,电站枢纽布置紧张,泄洪闸对电站设计运行影响大;泄洪闸冲砂泄洪要求高,闸底低孔口大正常运用挡水高度大;河床深覆盖层深,坝基岩石软弱,覆盖层以下坝体规模大;消能上具有低坝大单宽、低弗汝德数、厚覆盖层抗冲能力低、消能防护问题复杂的特征。本文从仁河电站泄洪闸坝基本资料、坝型和筑坝材料选择、闸坝断面设计计算、水力计算和消能设计以及与水工模型试验成果介绍,验证和优化工程设计,解决了工程中存在的重大问题和节省了投资;也想通过设计和试验成果介绍分析,为对本电站及类似南方山区低水头河床式电站泄洪建筑物设计进行探析,提供一定借鉴价值。

[参考文献]

- [1]张永进,戴顺光.河床式水电站中橡胶坝的设计应用技术[J].《小水电》,2011(3):42-46.
- [2]中华人民共和国水利部.SL319—2005 混凝土重力坝设计规范[S].北京:中国水利水电出版社,2005:7.
- [3]张曼丽,张志昌.WES 实用剖面堰自由出流流量系数[J].陕西水利水电技术.2006(1):25-27.
- [4]张志昌,刘亚芬,等.旬阳县仁河口水电站工程大坝整体水工模型试验[D].西安理工大学.2016(8):5.
- [5]郝中堂,张土乔.拱坝高低坎挑流消能工鼻坎挑角的优化设计[J].水利学报,1984(6):56-60.
- [6]王正泉.溢流坝面流式鼻坎衔接流态的水力计算[J].《水利水运工程学报》.1979(2):87-104.
- [7]胡自兴.面流消能在我国大坝建设中的应用[C].泄水建筑物消能防冲论文集.北京:水利出版社.1980:98.