

宽尾墩消能工在酉酬水电站中的应用

付 宇 帅

(江西省水利投资集团有限公司,江西 南昌 330096)

摘 要: 酉酬水电站坝址河谷狭窄、岸坡陡峻,河道平直,洪水峰高量大,下游消能防冲问题较为突出。通过水力学计算和模型试验对比分析,证明该工程采用的宽尾墩+底流消能方案具有消能率高、尾水稳的特点,很好的解决了酉酬水电站"大单宽流量、低弗劳德数"水流消能的难题。

关键词: 酉酬水电站;消能型式;宽尾墩

中图分类号: TV653

文献标识码: B

文章编号: 1004-4701(2015)02-0103-06

1 工程概况

酉酬水电站位于沅水支流酉水的上游,坝址位于重庆市酉阳县酉酬镇酉酬大桥上游约 350 m 处,下距已建的石堤水电站约 35 km,距酉阳县城 73 km。酉酬水电站以发电为主,兼有改善库区航运、发展旅游等综合效益。水库正常蓄水位 335.00 m(黄海高程,下同),总库容 1.52 亿 m^3 ,电站装机 2 台,总装机容量 120 MW,属 II 等大(2)型工程。

本工程枢纽建筑物主要由碾压混凝土重力坝、坝身溢流表孔、消力池、坝式进水口、钢衬钢筋混凝土管、坝后式厂房及开关站等组成。拦河坝为碾压混凝土实体重力坝,坝顶高程 337.60 m,最大坝高 62.60 m。泄水建筑物布置于河床部位,采用表孔溢流型式,共设 5 孔,单孔净宽 13.00 m,溢流堰采用 WES 型实用堰,堰顶高程 318.00 m。

2 消能型式选择

酉酬水电站坝址河谷狭窄、岸坡陡峻,河道平直,洪水峰高量大,最大下泄单宽流量为 $170.8 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$,如此大的单宽流量使得下游消能防冲问题较为突出。

常规的消能型式主要有挑流消能、面流消能、岸流消能和底流消能 4 种型式。

挑流消能适用于落差大、基岩坚硬的泄水工程中。

酉酬水电站溢流表孔堰顶高程 318.00 m,下游最高水位 313.16 m,仅低于堰顶高程 4.84 m,难以形成自由挑流,因此,挑流消能方案不适合本工程。

面流消能适用于泄流量和下游水位变幅较小,岸坡抗冲能力强且无通航要求的情况。酉酬水电站泄流量和下游水位变幅较大,经计算,溢流表孔在宣泄 50 年一遇以上的频率洪水,即下泄流量超过 $7\,870 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,能保证下游产生面流流态,当下泄流量小于 $7\,870 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,下游则不能形成面流流态。经水工模型试验验证,面流消能下游水面波动剧烈、延伸距离长,不利于发电及岸坡稳定,故面流消能对本工程也不适用。

岸流消能是利用淹没挑坎将水流挑向水面,形成旋滚和涌浪,产生强烈的紊动摩擦和扩散作用,以达到消能防冲的目的,适用于尾水较深,下游河床及两岸有一定抗冲能力且无通航要求的情况。通过水力学计算,酉酬水电站各级泄量下均能产生稳定的岸流流态^[1],但通过水工模型试验验证,各级下泄流量时岸式消能下游水流流态较差,对厂房尾水影响较大。同时由于岸式消能方案岸后涌浪较高,需增加下游岸坡尤其是下游酉酬大桥的防护。

底流消能主要依靠池内水跃进行消能,出池后流速较小,流态相对稳定,对两岸冲刷较小。综合考虑以上因素,本工程消能型式推荐采用底流消能方案。

2.1 平墩+底流消能方案

平墩+底流消能是一种利用水跃进行消能的传统消能方式,本工程对该方案进行了相应的消能水力计算,

表 1 底流消能水力计算成果表

洪水频率 P/%	0.1	1	2	5	10	20
上游水位/m	337.26	335.00	335.00	335.00	335.00	335.00
下泄流量/(m³/s)	11 100	8 840	7 870	6 560	5 540	4490
入池单宽流量/(m³/s·m)	144.16	114.80	102.21	85.19	71.95	58.31
下游水深/m	33.16	29.40	27.62	25.03	22.92	20.73
收缩断面水深/m	4.73	3.81	3.38	2.80	2.36	1.90
收缩断面 Fr 数	4.479	4.922	5.250	5.798	6.350	7.099
跃后水深/m	27.669	24.707	23.466	21.621	20.017	18.165
水跃形式判定	摆动水跃	稳定水跃	稳定水跃	稳定水跃	稳定水跃	稳定水跃
水流衔接状态判别	淹没水跃	淹没水跃	淹没水跃	淹没水跃	淹没水跃	淹没水跃
护坦/m	88.5~119.0	79.1~106.2	75.1~100.9	69.2~93.0	64.1~86.1	58.1~78.1

并通过水工模型试验对消能效果进行了验证(见图 1)。

2.1.1 消能水力计算

消能防冲水力计算成果见表 1。

根据表 1 中计算结果,取消力池长度为 86.656 m(从反弧末端至尾坎前)。

2.1.2 水工模型试验

水工模型试验显示,消力池内呈淹没水跃,水流由堰面进入消力池后,几乎没有掺气,消力池内底部流速直到消力坎处都较大,水流在消力坎处遇阻后方向转向斜上方,形成较大涌浪,显示消能不够充分。消力池内波浪较大。

下游动床冲刷坑长度为 101.5 m,下游动床最大冲深为 4.02 m,位于坝 0+207 m 处,距离海漫尾部 49 m。

平墩+底流消能方案的水力计算和水工模型试验成果显示,当单宽流量较大时,消力池池首的来流弗劳德数偏小,掺气量不足,消能效率低下,池后涌浪较大;且由于临底高速水体的沿程衰减比较缓慢,因而需要较长的底流消力池,增加了工程造价。

2.2 宽尾墩+底流消能方案

宽尾墩技术是我国学者根据国外学者的概念提出的一种新型消能工,已应用于国内一些大中型水利工程中,并显现出其优越性。宽尾墩与传统底流消能方式的

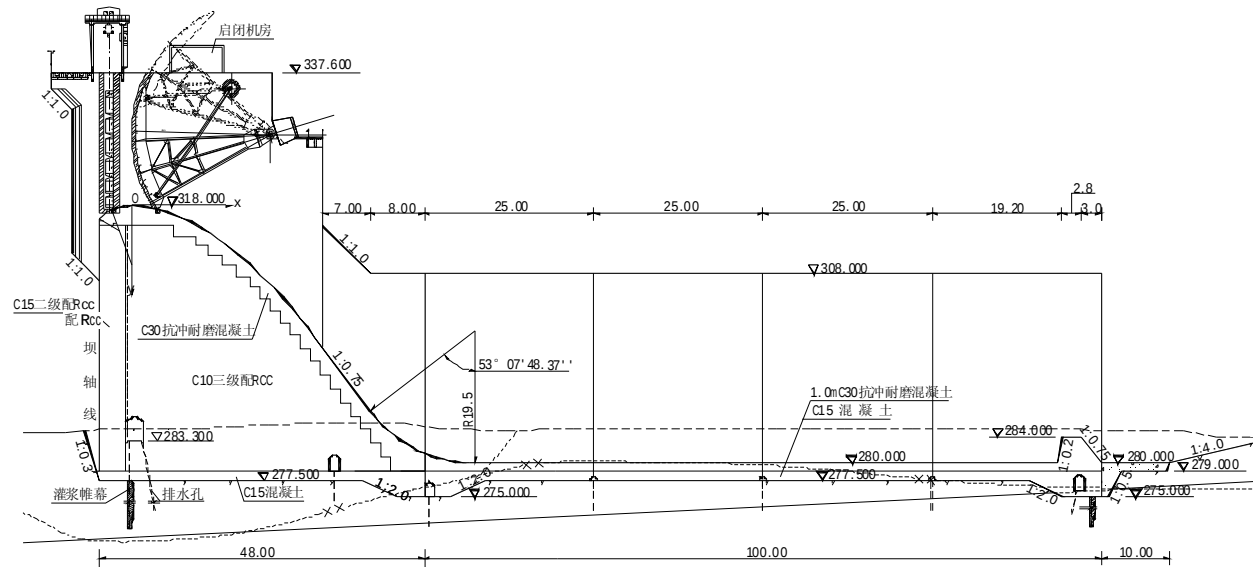


图 1 平墩+底流消能方案剖面图

联合运用,使得底流消力池内形成了不同于常规二元水跃的三元水跃流动,不仅各水股之间存在强烈的碰并与掺混作用,各水股与消力池内水垫之间也存在强烈的紊动掺混作用,因而克服了二元水跃中因来流弗劳德数较小导致消能不够充分的弊端,大大增强了底流消力池的消能效率。

西酬水电站坝址河谷狭窄,洪水峰高量大,消能防冲问题较突出,为较好地解决这一问题,本工程在平墩+底流消能方案水力计算与水工模型试验成果的基础上,提出了宽尾墩+底流消能方案(见图 2)。

2.2.1 消能水力计算

采用宽尾墩后的底流消能,目前尚无成熟的计算方法与公式。根据已建工程的经验,消力池长度按常规底流消能计算长度的约 $2/3$ 取用。根据表 1 计算结果,取消力池长度为 61.656 m。

2.2.2 水工模型试验

水工模型试验显示,消力池内呈淹没水跃,池内水面较稳定,水流在宽尾墩后横向收缩形成较充分的窄而高的射流,消力池内掺气充分,消能充分,在消力坎后有一定的旋滚,导致在设计洪水时,有砂石被卷到消力坎后,铺满海漫,且由于这部分砂石不断被卷起落下,因此该工况下可能造成海漫破坏。

下游从消力坎到海漫后 27.57 m 产生了淤积,动床冲刷坑长度为 34.93 m,最大冲深为 1.25 m,距离海漫尾部 35 m。

试验证明,宽尾墩方案的钢筋混凝土方量比平墩方案低,所以造价低,且辅助消能作用明显,其消能率明显

大于平墩方案,下游动床冲刷有明显减小。但是,宽尾墩底流消能方案消力坎后存在底部漩流,造成河床砂石被卷到海漫上,并上下翻动,容易引起海漫的磨损。

2.3 消能型式选择

综合比较以上两种方案可知,宽尾墩+底流消能方案由于其消能率高,尾水稳的特点,优于平墩+底流消能方案。因此,决定采用宽尾墩底流方案为优选方案,并针对该方案进行了一些修改优化工作。

3 宽尾墩+底流消能方案的优化

3.1 断面模型试验优化

在整体试验基础之上,对消力池、消力坎等在断面模型上进行优化试验。试验实测了消力坎高度为 4 m, 3 m, 2 m 及无消力坎时的水面线,流速分布,动床冲刷情况等,试验证明,当无消力坎时由于消能池内水面降低且宽尾墩修改后造成射流形成充分的原因,掺气程度比原设计宽尾墩底流消能方案有了一定的提高,消能率比有消力坎的各种方案均优,流态较好,水面线,流速分布较为理想,缺点是下游波浪比无坎时稍大。实测各种工况下无消力坎时动床基本没有冲刷。

3.2 整体模型试验优化

根据断面模型试验成果,将消力池长度由原先的 61.656 m 减为 55 m,在此位置设置一小消力坎,当五孔均匀开启 $1/4$, $2/4$, $3/4$ 开度时,水流在到达消力坎之前已基本形成底部流速小,水面流速大的流速分布,因此消力坎对流态影响不大。当五孔开度处于 $3/4$ 开到全开之

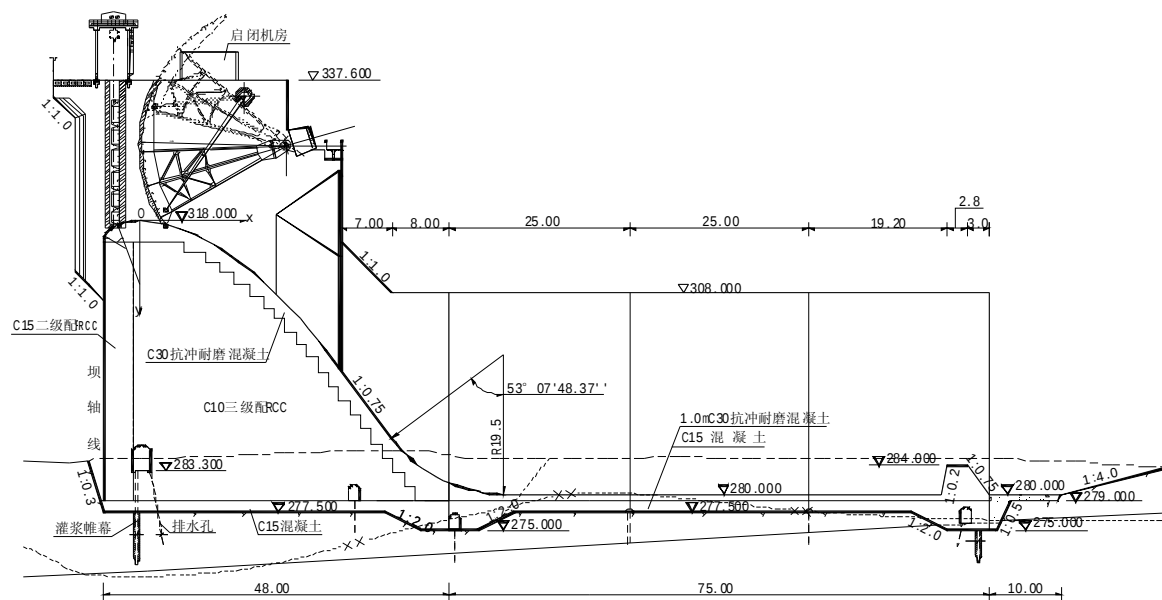


图 2 宽尾墩+底流消能方案剖面图

间时,水流到达小坎时,底部流速仍较大,受到小消力坎的顶托及挑流作用,从上游来水的巨大能量在消力池内消耗掉其中一部分,另外一部分通过消力坎后在天然河道内水流的旋滚和混掺消耗掉,由于西水河水深较深,且河床岩石构成较好,有一定的耐冲能力,因此当流量较大时,优化结果是结合底流、面流特点的一种综合式消能方式。

试验进行了消力池长度为 55 m,消力坎高分别为: 1.5 m, 2 m, 2.5 m, 3 m 时的试验。试验证明,当五孔均匀开启时,消力坎高为 2 m 时,在各工况下消能率最高。同时当闸门部分开启小开度运行时,消力池内流态较好。但当通过校核流量时,由于水跃跃后水深位置在消力坎后 20 m~30 m 处,消力坎后旋滚将动床上模型砂带到海漫上,试验共做 3 次,其中一次有 2 个小砂子(约 2 mm)进入消力池内。这说明坎后流动漩滚强烈,造成河床上砂石有可能进入消力池内,砂石在消力池内被水流反复抛起落下,而难以冲出消力池,容易造成消力池内底板破坏,因此,试验进一步进行了海漫长度延长的试验,将海漫在原有 10 m 基础上分别延长了 10 m, 20 m。试验证明,当海漫长度为 30 m 时,海漫上靠近左边墙处仍有少量模型砂。考虑到消力坎后漩滚与消力坎高度密切相关,因此,又进行了消力坎高度为 1.7 m 时的试验。试验证明,此时消能率比消力坎为 2 m 时略有下降,各工况下的流态及消能效果均较好。经优化后提出

的最终方案建筑物剖面图如图 3 所示。

3.3 优化方案的试验成果及分析

3.3.1 试验工况

对最终推荐方案,在整体模型上进行了表 2 所示的 14 个工况的试验研究。

3.3.2 泄流能力

当水位为设计水位时,闸门与水面刚好接触时实测,闸门下缘的高程为 330.87 m,因此实测了 $(330.87-318)/4=3.22$ m, 6.44 m 及 9.65 m 及全开 4 个开度的泄流情况。实测结果表明,表孔溢流坝的泄流能力能够满足设计要求,比原设计流量稍大。另外,试验表明,各工况过堰水流平顺,下泄流量基本不受宽尾墩束窄的影响。

3.3.3 流态与消能率

(1)流态。宣泄各级洪水时,水库水面较平稳,来流较平顺,上游来流与坝轴线基本正交,进口水流基本对称。水流受宽尾墩挤压而向上隆起,在坝面上形成一道窄而高的射流,射流呈两边高,中间低。墩后在各孔射流之间的坝面及消力池的水面相对较低,且呈周期性前后摆动。

在消能防冲设计流量下,宽尾墩出流自坝 0+50 m~0+55 m 处入水,射流最前端与消力池底板接触点在坝 0+70 m 前后。射流入水后,在消力池内形成明显的三轴漩滚,造成水流的大量掺气,呈气水混合的乳白色状态。水流的大部分动能就是通过掺气和水流强烈的紊

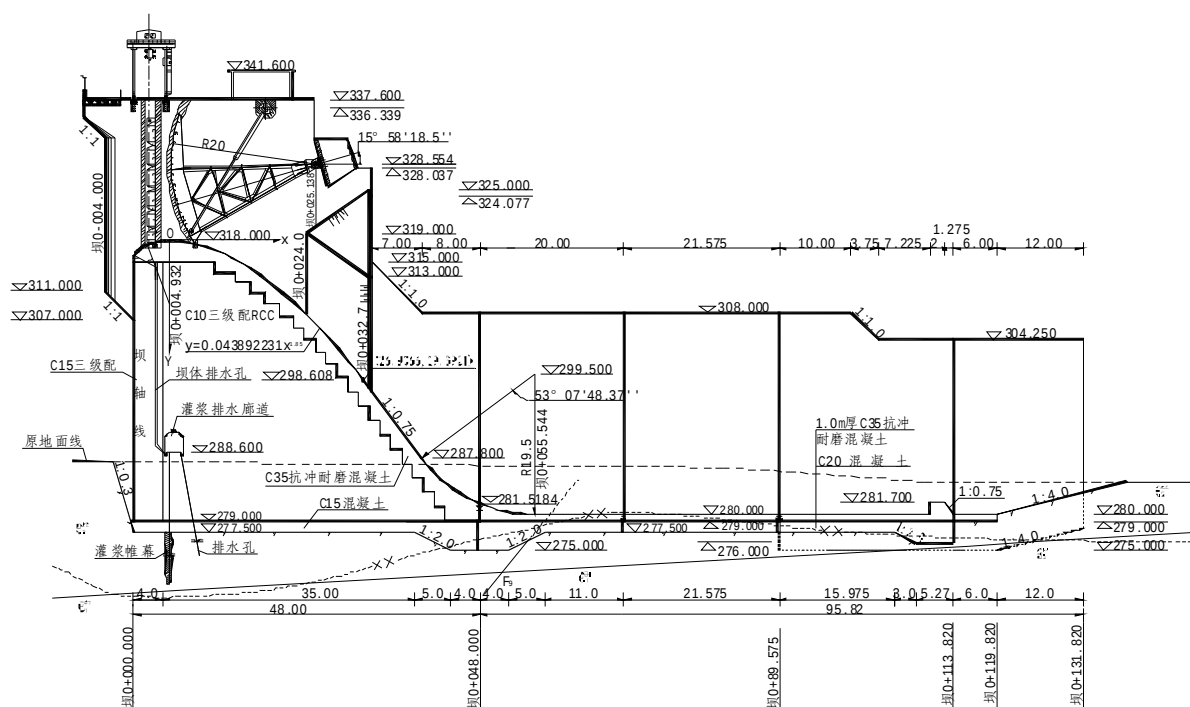


图 3 宽尾墩+底流消能优化方案剖面图

表 2 酉酬优化方案试验工况

工况	开度	上游水位/m	溢流坝流量/(m³/s)	发电机组流量/(m³/s)	总流量/(m³/s)	下游水位/m	发电机组进水口
1	五孔全开	336.86	11 100	0	11 100	312.7	关闭
2	五孔全开	335	9 408.47	322.6	9 731.07	310.78	开
3	五孔 11.5m 开	335	8 517.4	322.6	8840	309.39	开
4	五孔 9.75m 开	335	6 698.44	322.6	7 021.04	305.91	开
5	五孔 6.5m 开	335	4 802.98	322.6	5 125.58	301.95	开
6	五孔 3.25m 开	335	2 618.96	322.6	2 941.56	297.56	开
7	中孔 1/4 开	335	500	322.6	822.6	291.39	开
8	中孔 2/4 开	335	900	322.6	1 222.6	292.45	开
9	2,4 孔 1/4 开	335	1 000	322.6	1 322.6	292.81	开
10	1,3,5 孔 1/4 开	335	1 500	322.6	1 822.6	294.3	开
11	2,3,4 孔 1/4 开	335	1 500	322.6	1 822.6	294.3	开
12	2,4 孔 2/4 开	335	1 800	322.6	2 122.6	295.21	开
13	1,3,5 孔 2/4 开	335	2 800	322.6	3 122.6	298.01	开
14	2,3,4 孔 2/4 开	335	2 800	322.6	3 122.6	298.01	开

动、掺混而消除。水跃跃后水深在坝 0+140 m 位置。

五孔均匀开启的各工况,消力池内均能形成稳定的三元淹没水跃,消力池内水流紊动剧烈,掺气充分,消能率较高。

由于下游石堤水库顶托作用,小开度运行各工况流态均较好,均可使用。

(2)各工况下的消能率。优化方案各工况的消能率如表 3 所示。从表 3 中可以看出,消能率随流量减小而增大。最低消能率 39.53 %发生在校核工况,设计工况及其他小流量工况消能率均高于 44 %。

3.3.4 水面线与流速分布

(1)流速分布。对 P=0.1%、1%和 2%洪水实测了消力池内的流速分布,试验结果表明,在消能防冲设计流量时的底部平均最大流速在消力池内坝 0+75.544 m 处,该断面底部流速范围为 14.07~18.20 m/s,是钢筋混凝土可以抵抗的。尾坎上的流速范围 7.14~10.34 m/s。

(2)水面线。消力池内的最高水面,在 0.25 开度、0.5 开度、0.75 开度以及 P=2 %、1 %和 0.1 %时,分别为 19.09 m、24.03 m、28.11 m、30.34 m、32.45 m、34.13 m。左岸厂房出口有一定的回流,但在各种工况下,厂房尾水

表 3 优化方案各工况消能率表

工况	开度	上游水位/m	溢流坝流量/(m³/s)	海漫尾水面高度/m	海漫尾平均流速/(m/s)	动能修正系数	消能率/%
1	五孔全开	336.86	11 100	313.55	4.97	1.33	39.53
2	五孔全开	335	9 408.47	312.45	4.06	1.49	41.76
3	五孔 11.5m 开	335	8 517.4	309.95	3.76	1.29	44.07
4	五孔 9.75m 开	335	6 698.44	307.38	3.36	1.624	51.2
5	五孔 6.5m 开	335	4 802.98	303.00	3.09	1.504	58.39
6	五孔 3.25m 开	335	2 618.96	298.55	2.64	1.345	67.21

高度与下游水深基本相同,表明回水对厂房运行基本无影响。

3.3.5 压强分布

试验实测了表 2 中 1~6 工况下溢流堰面部分的时均压力,同时实测了表 2 中 1~14 工况下消力池内及海漫上各测压孔的时均压力。试验结果表明,负压出现于小开度运行时 3、4 号测压孔处,其最低值出现在 4 号孔位置,最低值为 -1.44 m。最大的冲击压力发生在 10~14 号测压孔处,最大值为 38.7 m,是钢筋混凝土可以承受的。

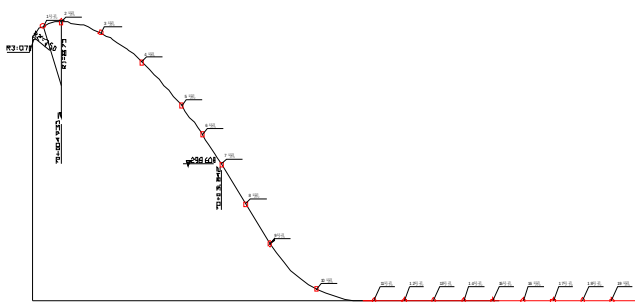


图 4 优化方案模型测压孔布置图

3.3.6 下游局部动床试验

整体模型下游局部动床试验结果表明,在各种工况下,下游冲坑深度均较小, $P=2\%$ 和 $P=1\%$ 时最大冲坑深度分别为 3.1 m 和 5.6 m,在常遇洪水时基本无冲刷。

4 结语

本工程经受了 2008 年 8 月 15 日 $2\,850\text{ m}^3/\text{s}$ 和 10 月 31 日 $2\,200\text{ m}^3/\text{s}$ 的洪水考验,通过泄洪观察,消力池尾水流平顺,宽尾墩后水流掺气明显,消能效果良好,消能防冲建筑物及下游河床、岸坡等无损毁现象发生。

水工模型试验和工程经受洪水考验都证明,宽尾墩消能工在本工程中的应用,很好的解决了大单宽流量、低弗劳德数水流消能的难题。较传统的平墩+底流消能方案而言,宽尾墩+底流消能方案增强了消能效果,提高了出池水流对尾水水位变化的适应能力,缩短了消力池长度,降低了工程造价,是一种高效而可靠的新型消能工。

参考文献:

- [1] 周建平,钮新强,贾金生.重力坝设计二十年[M].北京:中国水利水电出版社,2008.
- [2] 李炜.水力设计手册—2 版[M].北京:中国水利水电出版社,2006.

Application of flaring pier dissipator in Youkou Hydropower station

FU Yu-shuai

(Jiangxi Provincial Water Conservancy Investment Group Corporation, Nanchang 330096, China)

Abstract: There is narrow valley, steep slope and flat and straight channel in the dam site of Youkou Hydropower Station. And the flood peak is high and the discharge is large. The energy dissipation problem of the downstream of the station is remarkable. By the comparative analysis of hydraulic calculations and model test, the results show that the plan of flaring pier + underflow energy dissipation had the features of high energy dissipation rate and stable tail water which is a good solution to the energy dissipation problem of big unit discharge and low Froude number.

Key words: Youkou Hydropower station; Energy dissipation type; Flaring pier

编辑: 张绍付

欢迎投稿

欢迎订阅