

自由临界水跃跃后水深的探讨

10

张迎春

TV135.2

38-39/164 (洛宁县水利局, 河南 洛宁 471700)

摘要:自由临界水跃的跃后水深对设计消能防冲工程的安全和经济性起着很重要的作用.为解决跃后水深的准确计算问题,推求出应用范围较大的跃后水深计算公式,并举例进行分析计算.结果表明,文中公式可以满足消力池和冲刷坑水力计算的需要.

关键词:水跃方程;水跃实验;冲坑试验;跃后水深 消能防冲工程, 自由临界水跃

中图分类号:TV135.2

文献标识码:A

文章编号:1006-7647(2000)04-0038-02

对矩形明渠自由临界水跃跃后水深(简称跃后水深)的计算,水利界普遍认为已由水跃方程完全解决了,但笔者发现,水跃方程还有不完善之处,在弗劳德数 Fr 为 6.5~429 时,计算出的跃后水深 h_2 偏大,且随 Fr 增大而缓慢增大,其增大率为 0~0.0552.当 Fr 由 6.5 降至 1 时, h_2 又偏小,其值随 Fr 的减小而迅速减小,减小率为 0~0.2532.在自由临界水跃、淹没水跃、消力池、水垫池和冲刷坑等的能量平衡计算中均离不开 h_2 ,在确定消能工程尺寸时,也需 h_2 参与消能计算.因此,笔者在探讨自由临界水跃长度^[1]之后,对跃后水深作了探讨,并用新的水跃长度公式推求出一个优于水跃方程的新公式.

1 求解跃后水深

文献[1]用附壁射流的流速分布公式^[2]推求出一个自由临界水跃长度的新公式:

$$L_j = 6.8376h_2 - 7.6923h_1 \quad (1)$$

同时对国内外 22 个水跃长度经验公式进行归纳分析,筛选出可以应用的欧勒佛托斯基公式和陈椿庭公式,根据陈椿庭式($L_j = 9.4(Fr - 1)h_1$)和式(1),可导出跃长公式:

$$L_j = 9.1556Frh_1 - 7.6923h_1 \quad (2)$$

式(2)较陈椿庭式、欧勒佛托斯基式更准确可靠,其计算成果与上述跃长新公式完全相同.用式(1)和(2)进行计算,在不同系数和参数的情况下,计算结果相等,表明两式均符合实际情况,故用这两个跃长公式推求跃后水深公式.

由式(1)和(2)得

$$6.8376h_2 - 7.6923h_1 = 9.1556Frh_1 - 7.6923h_1$$

运算整理得

$$h_2 = 1.339Frh_1 \quad (3)$$

以上各式中: L_j 为自由临界水跃长度; h_1 为跃前水深; h_2 为跃后水深.

2 水跃方程存在的问题

2.1 水跃方程与实验结果的比较

文献[3]对在矩形水平渠道中,完整水跃的理论式与实验结果进行了比较,结果表明,水跃方程还不完善,不能完全满足水力计算的需要.

2.2 就试验冲深对本文公式和水跃方程做比较

由试验结果^[2]可知:在同样的落差下,将单宽流量增加 1 倍,可使冲深增加 50%,如欲达到同样的冲深而单宽流量不变时,须增加 6 倍的落差.

笔者综合前人的一些试验成果和研究结果,考虑水流通过溢流坝的流速系数的影响,当 Fr 大于或等于 1 时,用本文公式进行计算,任意流量和动能头条件下,单宽流量增加 1 倍,冲深增加 44% 左右;动能头增加 6 倍,冲深增加 50% 左右.若用水跃方程计算冲深,其结果与试验相差十分悬殊,且数值大小不同,毫无规律.故本文的跃后水深新公式优于水跃方程.

2.3 用计算水跃长度的方法对本文公式和水跃方程做比较

下面举 8 个有代表性的例子,引用跃长公式(1)和(2)计算出具体数值,并对跃后水深进行比较、分析.

为了叙述方便,易于区别,下面把用水跃方程和图表求出的 h_2 写为 h_{2H} ,式中加 α 的写成 $h_{2\alpha}$;用新

表1 $h_{2\text{新}}, h_{2\text{旧}}, h_{2\alpha}$ 计算成果比较

例号	计算参数						计算成果							
	单宽流量 $q/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$	动能头 Z_0/m	流速 $V/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	跃前水深 h_1/m	Fr	$h_{2\text{新}}/\text{m}$	$h_{2\text{旧}}/\text{m}$	$h_{2\alpha}/\text{m}$ ($\alpha = 1.1$)	$h_{2\text{新}}$ 代入式 (1)/m	Fr, h_1 代入式 (2)/m	$h_{2\text{旧}}$ 代入式 (1)/m	$h_{2\alpha}$ 代入式 (1)/m	$(h_{2\text{旧}} - h_{2\text{新}})/h_{2\text{新}}$	$(h_{2\alpha} - h_{2\text{新}})/h_{2\text{新}}$
1	2	1200	153.441	0.013	429.174	7.488	7.902	8.291	51.099	51.099	53.930	56.588	0.055	0.107
2	2	100	44.295	0.045	66.556	4.024	4.227	4.435	27.165	27.165	28.556	29.976	0.051	0.102
3	30	232.9	67.598	0.444	32.397	19.252	20.113	21.105	128.223	128.224	134.108	140.894	0.045	0.096
4	49.219	58.725	33.944	1.45	9	17.474	17.447	18.645	108.326	108.326	110.177	116.332	0.016	0.067
5	0.546	2	6.264	0.087	6.777	0.790	0.790	0.833	7.734	4.734	4.747	5.026	-0.003	0.054
6	46.185	19.62	19.62	2.354	4.083	12.869	12.466	13.127	69.886	69.886	67.128	71.647	-0.031	0.020
7	232.900	30	24.261	9.600	2.5	32.136	29.478	31.120	145.886	145.884	127.714	138.939	-0.083	-0.032
8	15.344	3	7.672	2	1.732	4.638	3.000	4.234	16.331	16.330	11.965	13.568	-0.138	-0.082

公式求解的 h_2 写为 $h_{2\text{新}}$ 。每一例的 Fr 和 h_1 不变,而跃后水深却有 $h_{2\text{新}}, h_{2\text{旧}}, h_{2\alpha}$ 三种,将它们分别代入跃长公式(1)和(2)中,计算结果见表1。

若将 $h_{2\text{旧}}$ 和 $h_{2\alpha}$ 代入跃长公式(1),计算结果与跃长公式(2)不等,证明 $h_{2\text{旧}}$ 和 $h_{2\alpha}$ 是不够正确的。换言之,水跃方程还不够完善。而把 $h_{2\text{新}}$ 代入式(1)中,其值与式(2)值完全相等,说明 $h_{2\text{新}}$ 的数值是准确的,表明本文跃后水深新公式符合实际。

3 对跃后水深公式的讨论

3.1 $h_{2\text{旧}}, h_{2\alpha}$ 与 $h_{2\text{新}}$ 的比较

究竟水跃方程的误差有多大,具体数值和范围怎样?现利用8个例子的计算参数,分别算出结果进行比较如下:

a. $h_{2\text{旧}}$ 与 $h_{2\text{新}}$ 比较。在 Fr 为 9~429 时, $h_{2\text{旧}}$ 大于 $h_{2\text{新}}$ 1.55%~5.552%,这与水跃实验结论“ Fr 愈大,则理论曲线与实测数据之相差亦大;实测数据之 η 值较理论曲线之所示者为小”是相符的;在 Fr 为 6.77~1 时, $h_{2\text{旧}}$ 较 $h_{2\text{新}}$ 小 0.25%~25.32%。笔者认为,在 Fr 小于 4.083,水跃方程是不适用的,这与水跃实验、冲深试验结果都是一致的。研究证明,当 Fr 为 6.5 时, $h_{2\text{旧}}$ 与 $h_{2\text{新}}$ 的相差率为 0; Fr 大于 6.5 时,相差率缓慢增加,为正差值; Fr 小于 6.5,相差率迅速增加,而为负差值。可以看出 Fr 在 6.5 左右时,两者相差率比较小一些,如 Fr 为 4.083~25 时相差率为 -3.13%~4%。这就是说,水跃方程在这个范围内,虽有误差,但差距不大,还可以应用,这大概也是水跃实验所说的“一般能够够好的符合实测数据”,因为在工程实践上, Fr 在 4~25 的范围应用水跃方程是最普遍的(表1)。

b. $h_{2\alpha}$ 与 $h_{2\text{新}}$ 的比较。 Fr 为 4.083~429 时, $h_{2\alpha}$ 大于 $h_{2\text{新}}$ 2%~10.72%; Fr 为 2.5~1 时, $h_{2\alpha}$ 小于 $h_{2\text{新}}$ 3.16%~20.44%。从实验和比较结果看, $h_{2\alpha}$ 式是不可用的(表1)。

根据以上比较,在平底矩形明渠中,新的跃后水

深公式应用范围可认为在 Fr 为 1~429 或更高一些时,水跃方程(式中无 α 系数的)适用范围在 Fr 为 4.083~25 以内较宜,方程中加系数 α 是无益的。

3.2 水跃方程不完善的原因分析

为什么水跃方程会有上述一些问题呢?其主要原因在于用动量方程推求水跃方程时,假定的两个条件与实际有一定出入。

假定1:“水跃区较短,水流与槽身接触面上的摩阻力可以忽略不计”。实际上,在 Fr 较大的情况下,水跃的流速也较大,水头的摩阻损失与流速平方成正比,况且水跃长度也相对较长,摩阻力有明显作用,不可忽略不计。所以,当 Fr 大于 6.5 时,用水跃方程计算出的 h_2 比实际 h_2 大的原因就在于此。当 Fr 小于 6.5 时,属低水头大流量情况,流速小,跃长相对较短,摩阻力影响微小,方可忽略不计。

假定2:“跃前、跃后两过水断面具有渐变流的条件,因而动水压强分布按静水压强分布规律考虑。”此假定本来就不合逻辑,而在 Fr 较低的情况下,跃后断面压强分布与假定相差更远,所以水跃方程不仅有误差,而且在 Fr 较低时更不适用。当 Fr 小于 6.5 时,方程算出的 h_2 小于实际 0~25.32%,其重要原因是假定 h_1 和 h_2 两断面压强时,未考虑 h_2 断面的流速方向也是向下游的,这样必然要减小对上游的压强,要想两断面动水压强平衡,须再相应增高 h_2 断面水深方可。故在 Fr 较低时,水跃方程算出的 h_2 小于实际 h_2 。

4 结 语

虽然水跃方程有不完善的地方,但它仍是水力学的一个重要理论公式,为水跃的研究和利用奠定了一定基础,本文证明了新跃后水深公式的正确性及旧水跃方程存在的误差和不完善方面。新跃后水深公式应用范围宽,准确度高,为消能工程设计提供了可靠依据,为消能定量水力计算研究创造了一个有利的基础条件。

(下转第44页)

沙率,究其原因,模型试验中所用悬移质为天然河道中的悬移质级配(见表1),而原型观测中沉沙池进口的悬移质已经过两级泥沙处理,尤其是在0+125处有3根排沙涡管,除将砂砾石推移质排除外,也排除了大部分悬移质中的较粗颗粒,结果造成沉沙池进口泥沙较细,原型实测总截沙率小于模型试验值。由表1比较上下断面的泥沙级配,可知下断面的泥沙比上断面细得多,下断面中粒径大于0.25 mm的泥沙仅占4.4%,即大部分有害粒径泥沙已在沉沙池中沉降、排除,其对水轮机的磨损危害已基本消除。

表1 天然河道悬移质及上下断面泥沙颗粒级配

粒径 d/mm	小于某粒径的沙重百分比/%		
	天然河道	上断面	下断面
0.005		3.70	3.90
0.01		8.80	5.30
0.025		13.30	10.80
0.05		19.70	31.60
0.10	0.25	39.60	61.70
0.25	13.35	82.30	95.60
0.50	77.85	98.00	100
1.00	97.15	100	
2.00	100		
d_{50}	0.420	0.128	0.080

4 沉沙池运用效果分析

涡管排沙式沉沙池未投入运行前,电站前池冲沙闸在洪水期每天均需开启1~2次排沙,每次排沙均需停机,电能损失严重,而且悬移质泥沙问题未能解决,造成水轮机过流部件经过一个洪水期就全部被破坏,需更换新配件。水轮机的止水盘根每2~3 d就要更换1次。沉沙池运行后,前池冲沙闸只需6~7 d冲1次沙(由渠岸掉入渠中泥沙),止水盘根延长为20余天更换1次,既节约了资金,又节省了人力,同时也减少了因停机更换盘根而损失的电量。从水轮机轮叶的磨损来看,1998年10月中旬拆机检查,发现渠首电站水轮机基本上无磨损现象,但有明显的空蚀痕迹,轮叶上有麻点及鱼鳞坑,说明悬移质泥沙经涡管排沙式沉沙池处理后,对水轮机大有好处,可以大大延长水轮机的检修周期。

一级水电站引水渠除供电站发电外,每年还要向下游八家户乡输送650万 m^3 的灌溉用水。修建涡管排沙式沉沙池前,因水流挟带大量悬移质泥沙,八家户乡引水干渠及其以下的支斗渠产生严重淤积,八家户乡每年要派大量的人力、物力进行渠道清淤,甚至土地也有沙化现象。沉沙池运行后,只有粒径小于0.25 mm的粉沙被带到田间,对农田无害,免除了

渠道清淤工作。

1998年11月19日,自治区水利厅组织专家对金沟河渠首电站泥沙多项处理技术的应用课题进行了鉴定。鉴定认为:研究成果整体上属国内先进水平,其中创新设计的涡管排沙式沉沙池,根据泥沙在沉沙池中分选沉降原理,将悬移质在沉沙池中转化为推移质,由涡管排除泥沙中的有害粒径,解决了水轮机磨损问题,此项成果属国内首创。经过多项泥沙处理技术的应用,将水轮机的大修期由1年延长到3年,每年共三个梯级电站节约开支与多发电量所得的经济效益达107.63万元,取得了很好的应用效果和突出的经济效益。

5 结 语

涡管排沙式沉沙池应用悬移质在沉沙池中分选沉降的特性,用涡管将有害泥沙分组排除,并在排沙的同时可保证连续供水。按此原理设计的金沟河渠首电站沉沙池已建成运行了2年,原型观测资料及工程应用表明,涡管排沙式沉沙池的运行效果是良好的,达到了设计要求,泥沙对水电站的危害基本消除。这种沉沙池的成功应用,为山溪性多泥沙河流的引水式电站解决悬移质泥沙问题探出了一条新路,其基本方式具有广阔的应用前景,具有较大的推广价值。这种沉沙池建筑构造及施工都不复杂,投资少,省水,能连续供水,运行管理也方便可靠,不仅在水电站上可以应用,在灌溉渠道及城镇、工业用水初步处理上也可应用,只不过需根据排除泥沙粒径的要求增加沉沙池的长度和溢流堰的长度。

参考文献:

- [1] 刘焕芳,张开泉.水电站引水渠上涡管排沙式沉沙池试验研究.水电站设计,1997,13(4):55~60.
- [2] 刘焕芳,张开泉.悬移质涡管排沙分析.人民黄河,1995(1):1~4.

(收稿日期:1999-03-01 编辑:熊水斌)

(上接第39页)

参考文献:

- [1] 张迎春.自由临界水跃长度的探讨[J].中国农村水利水电,1997,180(10):38~41.
- [2] 郭子中.消能防冲原理与水力设计[M].北京:科学出版社,1982.
- [3] 唐山铁道学院水力学教研组.水力学[M].北京:人民铁道出版社,1961.

(收稿日期:1999-03-10 编辑:张志琴)