

水闸消能防冲设计条件的确定

文 恒¹, 智 泓², 牟献友¹

(1. 内蒙古农业大学水利与土木建筑工程学院, 内蒙古 呼和浩特 010018; 2. 北京市水利规划设计研究院, 北京 100044)

摘要 闸下冲刷破坏较普遍, 消能防冲设计条件选择不当是原因之一。水闸消能防冲设计条件一般选用最大单宽能量 $E = \rho g \Delta H q$ 作为控制条件。由于水闸的上下游水位及泄量是随闸门开度的大小和下游河道充水时间的长短而变化的, 为确定符合单宽能量最大这一点的工况, 只能通过将闸门分级开启的方法, 用恒定流的公式逐级试算寻求。通过水工模型试验, 并经原型观测资料验证, 证明闸门开启过程中的水流是符合圣维南方程的非恒定流, 并找到确定满足单宽能量 $E = \rho g \Delta H q$ 最大时的下游水深 h_t 的途径。

关键词 水闸; 消能防冲; 非恒定流; 水工模型试验

中图分类号: TV653; TV66

文献标识码: A

文章编号: 1006-764X(2005)06-0017-04

Determination of design conditions for energy dissipation and erosion control of sluices // WEN Heng¹, ZHI Hong², MU Xian-you¹ (1. Water Conservancy and Civil Engineering College, Inner Mongolia Agricultural University, Huhhot 010018, China; 2. Beijing Water Conservancy Planning & Designing Research Institute, Beijing 100044, China)

Abstract: The unreasonable determination of the design condition of energy dissipation and erosion control might be one of the key reasons for the scouring commonly occurring behind sluices. It was suggested that the maximum energy for unit width could be calculated by $E = \rho g \Delta H q$. In consideration of the fact that water level at both sides of sluices and flow rate vary with the gate opening of sluices and the water filling time of downstream, the stepwise gate opening of sluices and the trial method with the formula for steady flow are often employed to determine the maximum energy for unit width. Based on hydraulic model tests and data from prototype observation, it is proved that the flow pattern during the sluice opening process accords with the unsteady flow complying with the Saint-Venant equations. Furthermore, a new approach was worked out to determine the downstream water depth h_t satisfying the maximum energy for unit width $E = \rho g \Delta H q$.

Key words: sluice; energy dissipation and erosion control; unsteady flow; hydraulic model test

1 概 况

至 2000 年底, 全国由各级政府水行政部门管理的大中型水闸共 3 764 座。其中, 过闸流量 $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上的大型水闸 486 座, 过闸流量 $100\text{ m}^3/\text{s}$ 以上, 小于 $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$ 的中型水闸 3 278 座。在病险水闸调查中发现, 这些大中型水闸中, 闸下游消能防冲设施严重损坏的就占 42.3%。^[1]

为防止闸下的冲刷, 国内外的学者对于消能的研究, 无论从形式上, 或机理上均已进行了长期和深入的研究。时至今日, 正如本文开头引用材料所示, 水闸下游冲刷破坏现象仍很严重, 且普遍存在。当然, 产生闸下冲刷破坏的原因很多, 诸如平面布置不合理、闸门开启不对称或开启速度过快等, 消能设计条件选择不当也是原因之一。

水闸消能与防冲的设计条件, 一般选用最大单宽能量 $E = \rho g \Delta H q$ 作为控制条件。上游水位一般采用提闸泄水时的闸上最高挡水位。下游水位, 考虑水位升高滞后于泄量增大的情况, 选用相应于前一级开度泄量的下游河道水位, 并选择可能出现的最低水位作为起始计算水位^[2]。这里所说的“下游水位, 考虑水位升高滞后于泄量增大的情况”, 正是闸门开启过程中的非恒定流特性。选用相应于前一级开度泄量的下游河道水位, 并选择可能出现的最低水位作为起始计算水位^[2]是利用恒定流的计算公式, 通过闸门分级开启逐级试算的方法, 找出最大单宽能量 $E = \rho g \Delta H q$ 时的水位-流量组合, 作为消能防冲的设计条件。正是由于这一近似算法没有正确地反映闸门开启过程中非恒定流水力要素的变化规律, 使得消能设计标准常常选择不当。

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(59469001)

作者简介: 文恒(1942—), 男(满族), 内蒙古呼和浩特人, 教授, 从事灌区水工建筑物和水工模型试验研究。

为了弄清闸门开启过程中非恒定流现象,找到出闸水流单宽能量 $E = \rho g \Delta H q$ 最大的水位-流量组合,内蒙古农业大学水工试验室从 1992 年开始通过水工模型试验进行该项研究。文献 [3] 对辽阳市灯塔灌区一分干节制闸进行了原型观测,先后做了 24 次放流试验,获得 120 次水位与时间关系的记录资料。为了利用这些实测资料来验证模型实验结果的正确性,模型的设计尽量接近灯塔灌区一分干节制闸。闸室内安置弧形闸门,开启速度由计算机控制步进电机传动实现。海漫末端水位(下游水位)由微机控制的多点同步检测系统采集。

首先进行了闸门开启过程中闸下冲刷状况的研究,通过试验得知,水闸下游的冲刷和闸门的开启过程有着密切的关系。闸门开启过程中(起始水深为零)产生的冲刷量,占到冲刷总量的一半。闸门在第一次开启时,随着开启历时的缩短,冲坑的深度加大。当第一次闸门开启冲坑形成后,以后再多次重复开启时,每次增加的深度,将逐渐减小,冲坑面积逐步变大,进而趋于稳定。每次增加的深度和闸门开启的历时无关。闸门开启过程中海漫末端的近底流速大于后续历时的流速,对下游产生冲刷的强度也较大。因此,闸下的消能、防冲设计条件,应按闸门开启过程中的水力条件来计算^[4]。

根据上述定性试验的结果,初步认定闸门的开启过程,特别是闸门全部开启的一瞬间是出闸水流单宽能量 $E = \rho g \Delta H q$ 最大的时刻。为此笔者对闸门开启过程中的海漫末端的水深(下游水深)和近底流速与时间的关系进行深入研究。

2 闸门开启过程中闸下水深的变化

2.1 测试断面的选定

辽阳市灯塔灌区一分干节制闸原型观测的 1 号水尺距闸门 49 m。本模型试验的测试断面换算成原型距闸门 50 m,距海漫末端 9 m。

2.2 实测结果

试验单宽流量(以下均按原型)分级为 $2.836 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, $3.747 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, $4.665 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, $5.757 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。在渠道底坡为 1/5 500 的条件下,渠道中相应的正常水深分别为 1.171 2 m, 2.059 m, 2.386 m, 2.753 m。闸门开启历时从 1 min 至 30 min 共 10 级。闸下起始水深为 0 m, 0.3 m, 0.6 m。现将 $q = 4.665 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, 下游无水,闸门开启历时分别为 3 min, 10 min, 20 min, 30 min 时的海漫末端水深(闸下 50 m)和时间关系曲线列于图 1。

由以上测试结果可以看出,在闸门开启 1 h 左右,水深才能接近正常设计水深。如果闸门 3 min

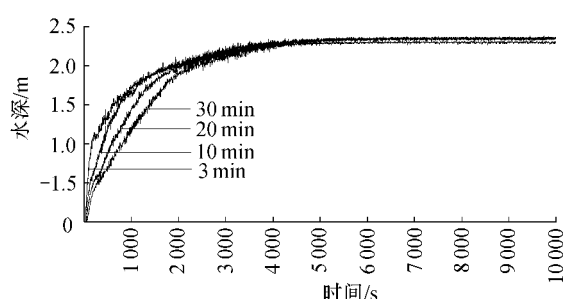


图1 不同启门历时的下游水深-时间关系曲线

开启,闸门开启的瞬间下游水深仅为正常设计水深的 44%;如果闸门 10 min 开启,全开启时下游水深为正常水深的 55%;闸门 30 min 开启,下游水深可达正常水深的 75%。

2.3 数值模拟

从闸门开启过程中的水深和时间关系曲线可知,闸门开启过程中出闸水流为非恒定流。圣维南方程是描述二维非恒定流的经典方程。利用差分格式编写计算机程序进行数值模拟。初始水深等于零,则圣维南方程无解。假设若干初始水深后进行试算,以初始水深等于 0.13 m 时,模拟效果最好。模拟的结果在闸门开启历时大于 3 min 时,精度很好,见图 2。

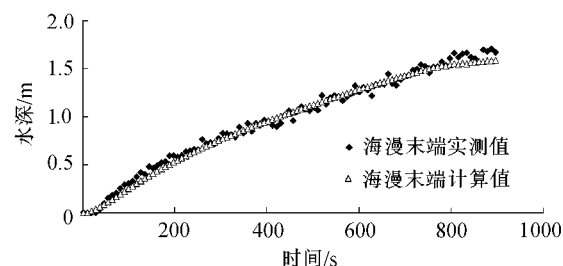


图2 启门历时 15 min 海漫末端水深模拟

闸门开启历时小于 3 min,按描述缓变非恒定流的圣维南方程计算此时的水深,就同实测数据产生较大的偏离。启门历时越短,模拟的精度越差。此时的流态当属急变非恒定流,见图 3。

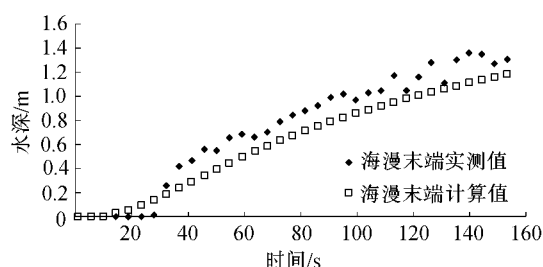


图3 启门历时 2.5 min 海漫末端水深模拟

2.4 模型测试结果的验证

灯塔灌区的渠道纵比降 $i = 1/10\,000$,渠底宽 $b = 11.5 \text{ m}$,糙率 $n = 0.025$,边坡系数 $m = 2$ 和本试验模型数据相近,可用它检验数值模型计算数据的正确性。两者的对比结果见图 4。从图 4 可以看出,原型数

据与计算数据相差很小.因此,可用此数学模型进行
闸门开启过程中非恒定流过程的数值模拟计算.

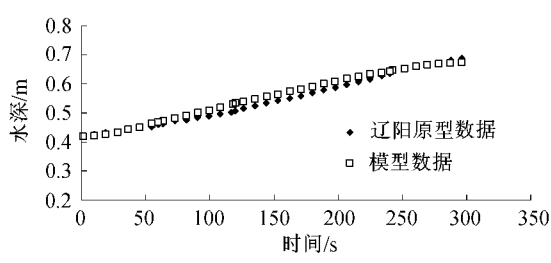


图4 辽阳市灯塔灌区实测资料与模型数据对比

3 闸门开启过程中海漫末端近底流速的变化

近底流速的变化仍以 $q = 4.665 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$,下游无水,闸门开启历时分别为 3 min 30 min 时测试的结果为例,见图 5.从图 5 可以看出两点:

- a. 从闸门开始提到闸门全部开启后的一小段时间内,海漫末端近底流速增加的较快.闸门开启得越快,第一次最大流速出现的时间距闸门全开的时间越短.
- b. 在第一次近底流速高峰出现后,在 2 000 s 前后,还出现第二个近底流速的高峰.开启历时短,第二峰值明显小于第一峰值.随着闸门开启历时的延长,两峰值的差距逐渐减小,直到第二峰值超过第一峰值,当闸门 30 min 开启时,第二峰值成了唯一的峰值.

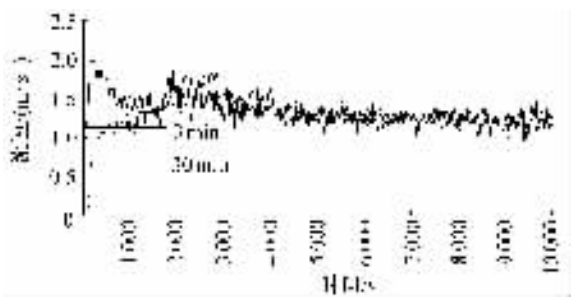


图5 启门历时 3 min 和 30 min 海漫末端
近底流速-时间关系曲线

为什么会出现两个峰值?分析其原因,主要和模型试验渠道的长度及非恒定流条件下渠道的糙率有关.

闸门开启过程中的非恒定流,我们可以形象地概化为水流首部为台阶状的一叠玻璃.最下一层和渠床接触,由于其水层薄,同渠床表面的凹凸不平高度相比,光洁度(H/k_s)或相对粗糙度(k_s/H)同通常意义上的明渠均匀流相差很大.文献[5]指出:“曼宁系数 n 及谢才系数 C 都是相对光滑度 H/k_s 的函数,只有在小尺度粗糙情况下,两者才可视作常数.”“小尺度粗糙度的判据为 $H/k_s > 4$.”因此非恒定流首部的糙率就远大于该渠道正常水深时的糙率.由此带来的后果就是流速减低.与此同时,上面一层水流,由于它和下一层之间的摩阻力远小于下一层与渠床之间的摩阻力,于是其运动速度超过下一层水流,当第二层水流

的首部超越了第一层的首部时,就跌落在第一层首部的前头,变成第一层的首部.后来的各层重复着同样的移动,于是就形成闸门开启过程中非恒定水流首部卷动前进的状况.闸门开启得快,出闸水流每一层就“厚”,惯性力的作用就大,首部卷动的速度也就大,使得水流通某一断面时的速度就相对水层较“薄”时要快.图 6 和图 7 分别为启门历时为 3 min 和 25 min,模拟不同糙率的水深模拟曲线和实测点据的对比图.从图中可看出,3 min 开启时, $n = 0.019$ 的曲线和实测点据符合较好,而 25 min 开启时, $n = 0.0215$ 的曲线和实测点据符合较好.因而非恒定流的糙率,在水位达到正常水位之前也是一个随单宽流量、时间、位置而变化的值^[6].

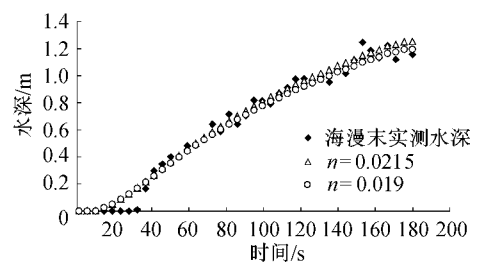


图6 闸门开启历时 3 min 不同糙率下的水深模拟

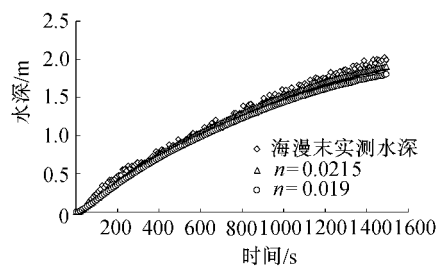


图7 闸门开启历时 25 min 不同糙率下的水深模拟

非恒定流首部的糙率由于底层与渠床之间的摩阻力比明渠正常水深时的糙率大,上面各层之间相对运动的速度也高于明渠正常水深时的速度,使层间的剪切力也大于均匀流.故首部的摩阻力要大于后部.首部流速的降低,也使后部的水流受阻,流速降低.启门后的闸下出流刚好通过 3 400 m 渠道时的平均流速为 1.63 m/s,而同一流量的恒定均匀流的断面平均流速为 1.955 m/s.当模型试验的水流通过 170 n(原型 3 400 m)的渠道后跌落到回水池时,非恒定流首部的卷动不再存在,使水流流动变慢的因素消失,于是水流的流速增加.启闸历时为 15 min 的试验水流在原型中从闸门流到回水池需 2 085 s.正因为如此,在 2 000 s 左右,近底流速又出现一个峰值.在实际工程就不会出现这种两个峰值的现象.

4 水闸消能防冲设计条件中最不利水位-流量组合

水闸消能防冲设计中最不利水位-流量组合的

表 1 闸下水深折减系数 K 模型试验实测值与回归方程计算值对比

启门历时/ min	K 值							
	$q = 2.836 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$		$q = 3.747 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$		$q = 4.665 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$		$q = 5.754 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$	
	试验值	计算值	试验值	计算值	试验值	计算值	试验值	计算值
2	0.431	0.425	0.429	0.434	0.429	0.442	0.426	0.453
3	0.450	0.439	0.458	0.448	0.456	0.457	0.451	0.467
5	0.494	0.467	0.493	0.476	0.494	0.485	0.494	0.495
10	0.569	0.538	0.562	0.546	0.566	0.555	0.568	0.566
15	0.613	0.608	0.631	0.617	0.627	0.626	0.632	0.636
20	0.666	0.679	0.680	0.687	0.687	0.696	0.693	0.707
25	0.709	0.749	0.719	0.758	0.730	0.767	0.744	0.777
30	0.748	0.820	0.756	0.828	0.777	0.837	0.786	0.848

确定,至今没有人给出一个一步到位的计算公式.只是讲,出闸水流的单宽能量 $E = \rho g \Delta H q$ 最大时的水位-流量组合是最不利组合.这就需要按恒定均匀流的公式试算.试算依据的水力要素和实际情况是不相符的.现根据闸门开启过程中的非恒定流的水力要素,计算了出闸水流的单宽能量随时间变化的过程线,见图 8. 试验单宽流量 $q = 5.754 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$,启门历时为 5 min, 10 min, 20 min.

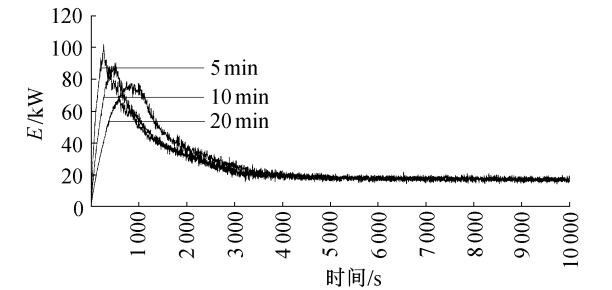


图 8 不同启门历时的单宽能量-时间关系

从图 8 中可清楚地看到各不同历时开启条件下,最大单宽能量都发生在闸门全开启的时刻.这个结果和海漫末端近底流速最大发生的时间一致.而这两个问题正是我们消能、防冲要解决的问题.因此闸门开启瞬间的流量和水位的组合就应该是消能防冲设计的最不利组合.

5 闸门全部开启瞬间下游水深的确定

水闸消能防冲设计中最不利水位-流量组合确定为闸门全开瞬间的流量和此时的上下游水头差.然而确定流量较为容易,但下游水深如何确定?如果用解圣维南方程去求闸下水深就很不方便.为此,我们整理推求出简单的公式,可较方便地计算出下游水深.

令 $K = h_t/h_0$,即 K 为按非恒定流计算出的海漫末端在闸门全部开启瞬间的水深 h_t 和闸下游均匀流按曼宁公式计算出的正常水深 h_0 的比值.

$$K = 0.00952q + 0.0141t + 432.91i + 0.291 \quad (1)$$

表 1 为由水工模型试验的实测值计算出的 K 值和用回归方程计算出的 K 值的结果对照.由表 1

可见,在闸门开启历时为 5 ~ 20 min 时,两者的计算结果非常接近.故此回归方程可用来计算闸下水深.

如果已知单宽流量 q ,渠道比降 i ,启门历时 t ,则可利用式(1)求出下游水深折减系数 K ,再用曼宁公式求出正常水深后,即可求出闸门开启瞬间海漫末端的最不利水深.上式适用条件为闸孔净宽 b 和渠道宽 B 之比 $B/b = 2$.

6 结 语

在闸下游无水条件下,闸门全开启瞬间的单宽流量和同时按非恒定流确定的海漫末端水深,是消能防冲计算的最不利水位-流量组合.

试验证明,即使按此最不利组合计算设计出的消能防冲设施,也不能完全消除闸下冲坑.消除冲坑还必须进一步调整出池水流的断面流速分布.

参考文献:

[1] 袁庚尧,余伦创.全国病险水闸除险加固专项规划综述[J].水利水电工程设计,2003,25(3):6—9.

[2] 华东水利学院.水工设计手册(6)[M].北京:水利电力出版社,1987.16—18.

[3] 刘思光.灌区建筑物泄流消能的原型观测[J].东北水力发电学报,1987,2(2):15—20.

[4] 文恒,王永利.闸门开启过程中非恒定流与闸下消能防冲的研究(1):闸门开启过程中的闸下冲刷[J].内蒙古农牧学院学报,1998,19(2):94—98.

[5] 王晋军.粗糙床面的阻力特性[J].水动力学研究与进展,1992,17(2):132—137.

[6] 牟献友,文恒.闸门开启过程中非恒定流与闸下消能防冲的研究(2):灌区水闸启门过程中非恒定流数值模拟[J].内蒙古农业大学学报,1999,20(4):93—99.

(收稿日期:2005-02-24 编辑:马敏峰)

