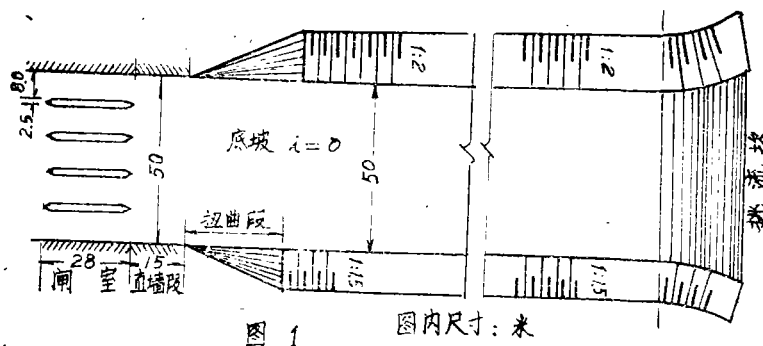


闸后急流冲击波及其减免措施

水利系 王钟泰

一、冲击波现象

某水库溢洪道用五孔闸控制流量。闸室宽50米，闸孔（有胸墙）高10米，宽8米。闸墩厚2.5米，闸门为弧形闸门。闸后为梯形断面渠道（长约300米）其后接挑流鼻坎。原设计渠道底坡为水平，表面用混凝土衬砌；边坡为1:1.5及1:2。如图1所示。



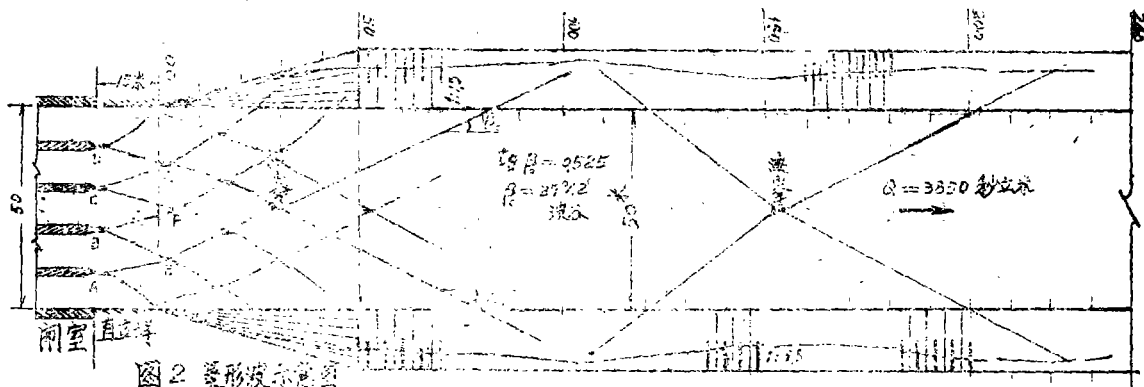
我们对该工程作了水工模型试验。观察到闸后渠道产生严重的冲击波；当流量 $Q=3850$ 秒立米时波峰和波谷水深相差6米以上。在闸墩尾部产生的冲击波使闸下游水面成为交叉的菱形波。

因为产生冲击波，使水流局部壅高；则要求边墙或渠道边坡增高。并且由于菱形波水流的脉动对渠道衬砌的要求提高。都相应增加了工程造价。

冲击波向下游传播，使水流局部集中或偏斜对出口处下游消能措施增加困难。因此，对冲击波作试验研究，提出改善措施十分必要。

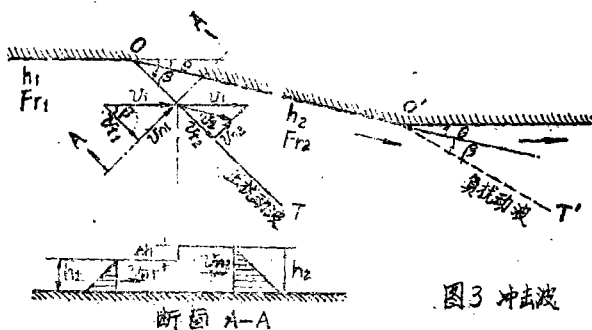
初步将闸后扭曲段长度增至50米，渠道边坡改为对称（1:1.5）。经放水观测，闸后的菱形波和渠道的冲击波如图2所示；没有得到改善。闸墩尾部产生的冲击波（负波和正波）在扭曲段交叉形成明显的菱形波；交叉点E、F和G以下受扭曲段负波区的影响向两侧弯曲；遇边坡则反射向下游传播。扭曲段使水流在渠道内产生冲击波，传播至对岸也反射交叉形成渠道全宽度的菱形波。波峰、波谷的最大和最小水深相差约6.7米。

因此，为了减免冲击波，应该对冲击波产生的原因和性质进行分析研究。



二、冲击波产生的原因

在渠道中如果水流速度大于水面波的传播速度称为急流。在急流中扰动波不可能向上游传播，而只能向下游传播。急流具有很大的惯性，如遇边墙向内偏折（偏折角 θ ）则急流受阻产生动量的变化而壅高水位，形成一个正扰动波，横向传播时与来流速合成后成为一条向下游倾斜的扰动线（波前） OT ，如图3所示。当扰动波（冲击波）传至对岸时，又以同样角度向下游往复反射传播。当急流遇边墙向外偏折（偏折角 θ ），由于水流失去边墙的依托则水面降落而形成负扰动波（如图3中虚线 $O'T'$ ）同样往复反射向下游传播。



综上所述，可以说急流的巨大惯性是产生冲击波的基本原因，而过水断面形状和流向的改变是产生冲击波的外部条件。但是，对于缓流，渠道边界条件虽然改变也不致产生冲击波。

减免冲击波的主要措施是设法改变边界条件，使水流的动量变化分散，抵消或者平衡。例如使水流

产生的正负波互相抵消或者减弱。

三、冲击波的水力计算

当急流遇内偏折边墙则产生一个壅波（ OT ），如图3所示。在波前的正交方向（断面 $A-A$ ）水流的性质发生改变。取单位宽度来研究，应用动量原理、连续方程式和图中几何尺寸可以推导出下列波角式：

$$\sin\beta = \frac{\sqrt{gh_1}}{u_1} \sqrt{\frac{h_2}{h_1} \frac{1}{2} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right)} \quad (1)$$

如波高很小时 $h_1 \approx h_2$, 则可简化为

$$\sin\beta = \frac{\sqrt{gh_1}}{v_1} = \frac{1}{Fr_1} \quad (2)$$

式中: β ——波角; Fr_1 ——为冲击波上游的佛汝德数;

v_1 ——为冲击波上游的平均流速。

(1) 式实质是矩形断面渠道的水跃基本方程式, 故可化为 $h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1)$ 。

$$\begin{aligned} \text{也可写成下式: } \frac{h_2}{h_1} &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_{n1}^2} - 1) \\ &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2\beta} - 1) \end{aligned} \quad (3)$$

又根据图 3 的几何关系知 $v_{t1} = \frac{v_{n1}}{\tan\beta}$, $v_{t2} = \frac{v_{n2}}{\tan(\beta - \theta)}$,

因 $v_{t1} = v_{t2}$ 则 $\frac{v_{n1}}{v_{n2}} = \frac{\tan\beta}{\tan(\beta - \theta)}$ 。由水流连续原理 $h_1 v_{n1} = h_2 v_{n2}$

$$\text{可得: } \frac{h_2}{h_1} = \frac{\tan\beta}{\tan(\beta - \theta)} \quad (4)$$

使 (3) 式与 (4) 式相等, 即得:

$$\tan\theta = \frac{(\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2\beta} - 3) \tan\beta}{2 \tan^2\beta - 1 + \sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2\beta}} \quad (5)$$

将 (3) 式代入 (5) 式则得:

$$\tan\theta = \frac{(h_2/h_1 - 1) \tan\beta}{h_2/h_1 + \tan^2\beta} \quad (6)$$

应该说明: 上述各式是在忽略冲击波阻力、垂向加速度和侧墙偏折角不大的情况下导出的; 并适用于矩形断面渠道。

本工程闸后为渐变扭曲段, 渠道为梯形断面; 所以产生的冲击波比较复杂, 并且在纵断面和横断面上的水深是变化的。而不是推导上述公式的简单情况。但是, 我们分析了冲击波的性质, 采用水深平均值, 应用上述公式计算的结果与实测数值相差不很大。

例如溢洪道宣泄设计流量 $Q_d = 3850$ 秒立方米时, 闸后冲击波波形如图 2 所示。为了计算波角, 另绘简图如图 4。

实测闸后平均水深 $h_1 = 5.93$ 米, $h_2 = 4.1$ 米,

$$\text{则 } v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{3850}{50 \times 5.93} = 13 \text{ 米/秒}; Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{13}{\sqrt{9.8 \times 5.93}} = 1.7$$

$$\text{由 (1) 式得: } \sin\beta = \frac{1}{1.7} \sqrt{\frac{4.1}{5.93} \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4.1}{5.93} \right)} = 0.45$$

$$\therefore \beta = 26^\circ 44'$$

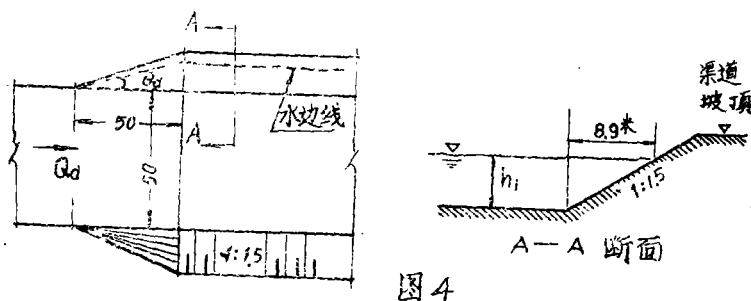


图4

由模型中实测 $\text{tg}\beta_0 = 0.525$, 则 $\beta_0 = 27^\circ 42'$ 此值与公式计算值相差不多。

$$\begin{aligned} \text{由(6)式得: } \text{tg}\theta &= \frac{(h_2/h_1 - 1)\text{tg}\beta}{h_2/h_1 + \text{tg}^2\beta} = \frac{(4.1/5.93 - 1)\text{tg}26^\circ 44'}{4.1/5.93 + \text{tg}^2 26^\circ 44'} \\ &= -0.1646 \quad \therefore \theta = -9^\circ 21'; \end{aligned}$$

负值表明侧墙向外偏折。

由图4扭曲段几何尺寸计算水平偏折角 θ_d :

$$\text{tg}\theta_d = \frac{8.9}{50} = 0.178 \quad \therefore \theta_d = 10^\circ 06' \text{ 此值与式计算值相差不多。}$$

如果已知扰动前的流速 v_1 、水深 h_1 (即知 Fr_1) 和边墙偏折角 θ , 可以由(5)式算出 β , 但是需要试算。如果运用图解法则较方便。

四、闸后冲击波的减免试验研究

为了减免闸后冲击波, 我们进行了8种方案的试验。并且去掉闸墩以后观测了闸墩尾菱形波对渠道冲击波的影响。最后选定较好的改善措施。认为对扭曲段产生的冲击波和闸墩尾产生的菱形波应分别采取改善措施。现简述于后。

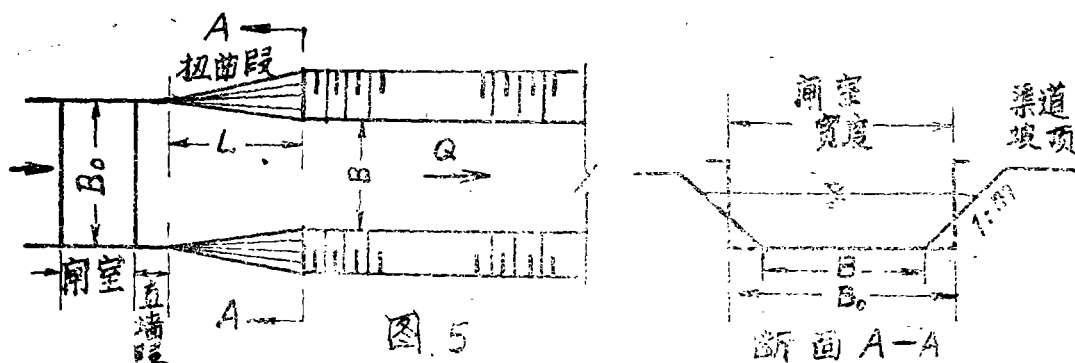
1、渠道内冲击波的减免措施

渠道冲击波产生的主要原因是过闸水流在扭曲段向两侧扩散形成负波区。所以减免负波的有效措施是将扭曲段底部渐缩, 上部渐扩; 使下层水流产生正波而上层水流产生负波, 互相干扰抵消。例如本工程闸室宽度 $B_0 = 50$ 米, 将渠底宽度 B 缩为 40 米; 即 $B \approx B_0 - mh_d$, 如图5所示。使水流在扭曲段产生的正负波互相干扰抵消, 则渠内冲击波明显减弱。

扭曲段长度应选定适当。例如参照试验成果, 其水平偏折角 $\theta_d = 10^\circ 06'$, 于是 $\text{tg}\theta_d = 0.178$ 。因 $Fr_1 = 1.7$, 则 $\frac{1}{3.3Fr_1} = 0.178$ 。可写为 $\text{tg}\theta_d \approx \frac{1}{3.3Fr_1}$ 。所以选定扭曲段长度 $L \approx 3.3Fr_1 \times mh_1$ 。参照文献[4]第(18-54)式, 则写为 $L \geq 3Fr_1 \times mhd$ 。

Q_d 为渠道的设计流量; h_d 为闸后渠道(底宽为 B_0 时)泄设计流量的水深。为了避免闸后渠道产生水跃, 应使渠底纵坡大于临界坡度, 即 $i > i_k$ 及 $h_d < h_k$ 。

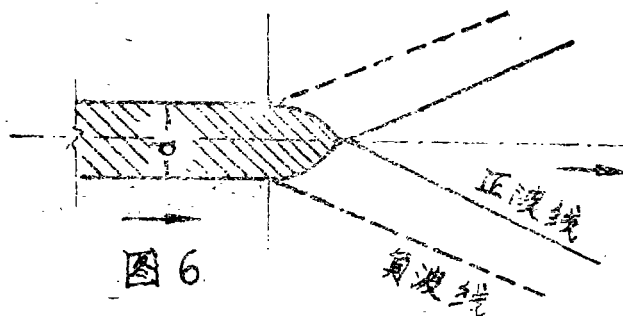
渠道坡顶高度: 以上所进行的讨论是根据渠道泄设计流量的情况。欲确定渠道坡顶的高



度, 还应设计渠道(底宽为 B)泄最大流量(如校核流量)时的正常水深, 另外增加安全超高即得渠道坡顶高度。

2、闸墩尾菱形波的减免措施

过闸水流在闸墩尾两侧先扩散产生负波, 然后水流在闸墩尾交会产生正波并向下游传播, 如图6所示。



由实验得知: 在闸墩尾产生的菱形波波角 β 与闸墩尾部水流的佛汝德数 Fr 的关系较大, Fr 值越大, β 角越小; 而与墩尾形式的关系很小。闸墩尾端越尖, 两侧水流交会激起的水冠越小。

闸墩尾菱形波改善措施: 在闸墩尾端设置二阶或三阶潜墩, 使出闸水流不在墩尾同一垂线上交会冲击。即将水流分为数层, 其交会冲击位置前后错开。如图7所示; 对于改善冲击波的效果比较好, 但是完全消除菱形波尚不可能。

溢洪闸宣泄设计流量时, 潜墩最高阶应在水面以下。潜墩各阶高度可大致相等。

第一阶潜墩长度 $L_1 = (5 \sim 6)d$; d 为闸墩厚度。为了使潜墩施工方便, 也可用直边三角形潜墩; 如图(c)。

闸后直墙段: 在试验时曾去掉直墙段, 闸室直接与扭曲段相接, 则闸后水流情况变坏。所以直墙段对出闸水流进入扭曲段有缓冲作用, 并且可以作为设置潜墩的位置。其长度不应小于第一阶潜墩的长度 L_1 。

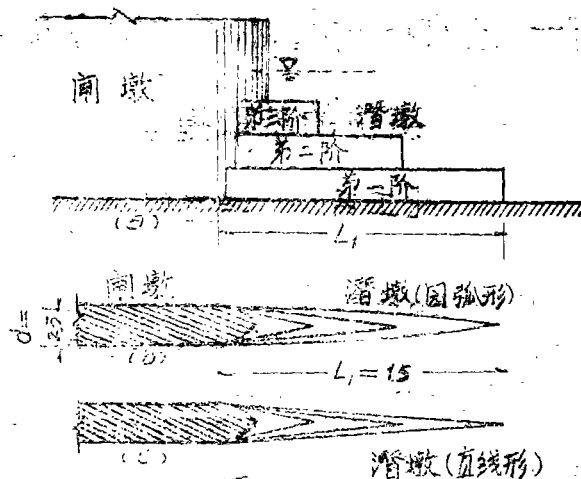


图 7

五、结 语

1、本文简单介绍了矩形渠道冲击波的性质及计算公式，并用以分析实际工程闸后梯形渠道的冲击波问题。根据水工模型试验提出了急流冲击波的减免措施。

2、闸后急流在梯形渠道产生严重的冲击波；采用底部渐缩上部渐扩的扭曲段，使正负扰动波互相干扰抵消的办法，起到良好的改善作用。

3、渐缩渐扩扭曲段尺寸：

因扭曲段缩窄后的渠底宽度 $B \approx B_0 - m h_d$

扭曲段长度 $L \geq 3 F_{r1} \times m h_d$

4、在闸墩尾设置多阶潜坎，使出闸水流在闸墩尾分散交会冲击；可以减弱菱形波。

第一阶潜坎长度 $L_1 = (5 \sim 6) d$ ， d 为闸墩厚。

闸后应设直墙段，其长度为 L_1 。

如果闸后接消力池则不需要设置潜坎。

参 考 文 献

- 〔1〕清华大学：《水力学》下册，1961年
- 〔2〕华东水利学院：《水力学》下册，1979年
- 〔3〕铁道部科研院水工水文室译：
日本土木学会编《水力公式集》上集
- 〔4〕成都科技大学水力学教研室编《水力学》下册1980年
- 〔5〕郑工水利系：《昭平台水库溢洪道水工模型试验报告》1965、1968年