

Y 型汇流口壅水规律研究

王晓刚, 严忠民

(河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098)

摘要 将 Y 型汇流口划分为直段与汇流段, 在直段建立能量方程, 在汇流段建立动量方程, 并以此建立了一维数学模型, 试验证明该模型可以成功预测 Y 型汇流口水流状态. 结合因次分析, 利用该模型对 Y 型汇流口各主要水力控制因素进行了分析, 结果发现: 在平底 Y 型汇流水槽, 随着汇流比 Q_r 增大, 水深比 H_r 先增大后减小; 当汇流角 α 为锐角时, H_r 变化不大, 但是当 α 超过 90° 以后, 随着 α 的增大, H_r 急剧增大; 随着下游干流弗劳德数 Fr_d 增大, H_r 增大; 下游干流宽深比 W_d/H_d , k_1 , k_2 越大(水流越宽浅), H_r 越小.

关键词 Y 型汇流口; 水深比; 汇流比; 汇流角; 宽深比

中图分类号 TV134 **文献标识码** A **文章编号** 1000-1980(2008)02-0185-04

明渠水流交汇现象存在于市政建设、防洪规划、航运交通等许多水力系统中. 干支流交汇河口是发展水运的关键部位, 也是航道整治的难点部位^[1]. 对于寒冷地区, 汇流口又是冰容易聚集阻塞航道的河段^[2-3]. 汇流口还对污染物输移有较强的滞留作用^[4], 因此也是环保部门关注的重点; 同时, 河道水流控制着河流中包括栖息地大小、基质稳定性及河道地形等重要结构性质. 由此可见, 研究汇流口水力特性具有重要的理论与实际意义^[1, 5-8].

交汇河道洪水问题中最为严重的是洪峰遭遇现象, 洪灾的一个显著特点是干支流洪峰遭遇情况恶劣^[9]. 干支流洪峰遭遇将使上游水位明显壅高, 对上游城镇造成威胁. 交汇河口水流掺混剧烈, 影响汇口水深变化的因素众多, 各影响因素对汇口水深的影响程度也各不相同. 目前明渠交汇河口水力特性很难通过理论分析的方法解决^[8]. 本文利用一维数学模型探究各影响因素对汇口水深的影响规律, 为以后开展 Y 型汇流口二维、三维水力特性的研究提供参考.

1 因次分析

Y 型汇流口模型如图 1 所示. 大量研究结果表明, 交汇口上游干、支流水深 H_m 和 H_b 与以下因素有关: 干流流量 Q_m , 总流量 Q_d , 干、支流宽度 W_m, W_b , 汇流口干、支流几何交汇角 α , 重力加速度 g , 交汇口上游干、支流, 下游渠底坡度 i_m, i_b, i_d , 下游水深 H_d 及渠道宽度 W_d ^[10-11], 其间关系可表示为

$$F(H_m, H_b, Q_m, Q_d, W_m, W_b, H_d, W_d, g, \alpha, i_m, i_b, i_d) = 0 \quad (1)$$

参照文献 [10], 应用因次分析的 π 定理, 取几何学变量 H_d , 运动学变量 Q_d 作为独立变量, 并假定交汇口上游干、支渠宽度分别为 $W_m = k_1 W_d, W_b = k_2 W_d, H_m = H_b$, 且假定所有底坡都为零, 有

$$H_r = F\left(Q_r, \frac{W_d}{H_d}, Fr_d, \alpha, k_1, k_2\right)$$

$$H_r = \frac{H_m}{H_d} \quad Q_r = \frac{Q_m}{Q_d}$$

式中 Fr_d 为下游弗劳德数. 通常情况下, 对于给定的河道, 上下游河道宽度比是确定的, 即 k_1, k_2 为定值, 则有

$$H_r = F_{\Sigma}(Q_r, W_d/H_d, Fr_d, \alpha) \tag{2}$$

由此可以得出结论:对于给定的汇流口,一维水流模型可由水深比 H_r 、汇流比 Q_r 、下游弗劳德数 Fr_d 、干支流几何交汇角 α 、下游干流宽深比 W_d/H_d 来表征。

2 Y型汇流口一维水流模型及验证

2.1 模型基本方程

首先将汇流水槽分为河段1、河段2、河段3及中间汇流段(断面0、1和2所围区域)如图1所示。对于河段1、2和3,采用能量方程式(3)、(4)求解:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \tag{3}$$

式中: Y ——断面水深; Z ——槽底高程; V ——断面平均流速; α_1, α_2 ——动能修正系数; h_e ——总水头损失。

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \tag{4}$$

其中 $S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2$ $K = \frac{1}{n}AR^{\frac{2}{3}}$

式中: L ——水槽长度; S_f ——沿程水头损失; C ——收缩、扩散系数,本文由于各水槽均为矩形断面,所以采用默认值0.1和0.3; K ——流量模数; n ——糙率,取有机玻璃糙率0.009; R ——水力半径; Q ——流量; A ——过水断面面积。

由于汇流河段水流为急变流,且受到Y型汇流口汇流角度等影响,汇流河段存在较大的局部水头损失。在能量方程中汇流口水流局部水头损失系数很难考虑,所以考虑采用动量平衡法,对汇流河段单独取出,并考虑水槽底坡为零,建立汇流河段动量方程:

$$\frac{Q_1^2 \beta_1}{gA_1} + A_1 Y_1 = \left(\frac{Q_2^2 \beta_2}{gA_2} + A_2 Y_2 \right) \cos \theta_1 - F_{f_{2-1}} + \left(\frac{Q_0^2 \beta_0}{gA_0} + A_0 Y_0 \right) \cos \theta_2 - F_{f_{0-1}} \tag{5}$$

式中: β ——动量修正系数; F_f ——汇流河段沿程阻力,其计算公式为

$$F_{f_{2-1}} = S_{f_{2-1}} \frac{L_{2-1}}{2} A_2 \cos \theta_1 + S_{f_{2-1}} \frac{L_{2-1}}{2} A_1 \frac{Q_2}{Q_1} \tag{6}$$

$$F_{f_{0-1}} = S_{f_{0-1}} \frac{L_{0-1}}{2} A_0 \cos \theta_2 + S_{f_{0-1}} \frac{L_{0-1}}{2} A_1 \frac{Q_0}{Q_1} \tag{7}$$

为了便于求解,假定断面1与断面2水深相等(本文水流均为缓流),这在许多情况下是成立的^[10]。在一维数学模型中,河段1和河段2长度为0.4m,河段3长度为1.4m,中间汇流段长度为0.2m(由于本文数学模型假定断面1与断面2处水深相等,所以中间汇流段长度不宜取太大)。

2.2 模型验证

由于试验工况众多,只选取了其中的3个实际工况与本文数学模型计算结果进行比较,水深相对误差见表1。这里相对误差 E 定义为

$$E = \frac{\text{计算值} - \text{试验值}}{\text{试验值}}$$

由表1可见,计算值与试验值吻合较好,本文一维模型可以预测Y型汇流口水流。

3 水深比受各控制因素的影响

在研究单一控制因素对水深比 H_r 的影响时必须固定其他所有控制因素保持不变。各控制因素对汇流口水深比影响的计算结果见图2。汇流口水流受到诸多因素的影响,分析汇流口水深比的变化趋势必须综合

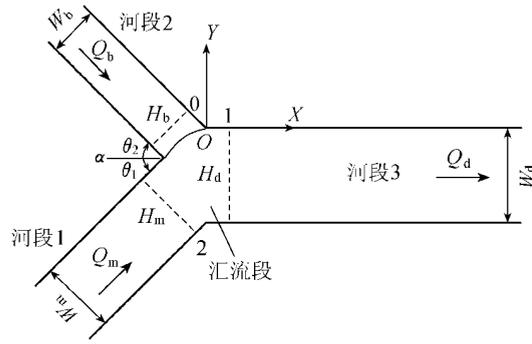


图1 Y型汇流口模型示意图

Fig.1 Y-shaped junction

表1 计算水深相对误差 E

Table 1 Relative error of water depth E

工况	汇流比 Q_r	干流入口水深			支流入口水深		
		试验值/m	计算值/m	E/%	试验值/m	计算值/m	E/%
FA33	0.625	0.926	0.932	0.65	0.969	0.934	3.60
FA35	0.500	0.912	0.928	1.75	0.926	0.932	0.65
FA37	0.400	0.090	0.0917	1.90	0.0914	0.0924	0.11

考虑所有可能的影响因素。

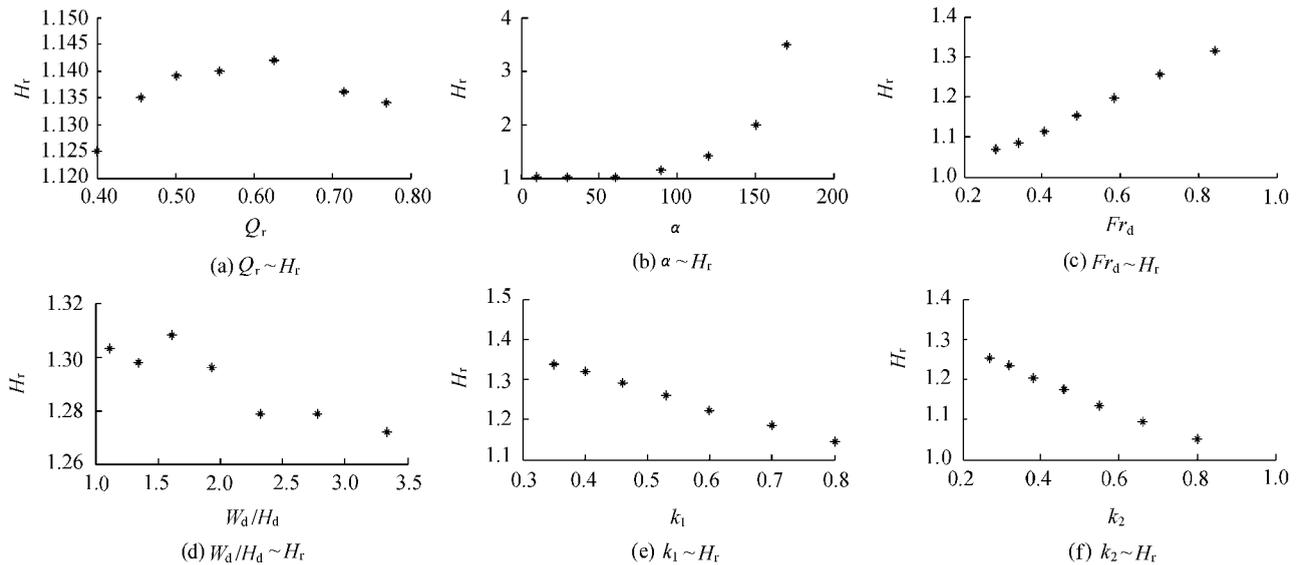


图 2 各控制因素对 H_r 的影响

Fig.2 Effects of each control factor on H_r

由图 2(a)可见,在其他各控制因素保持不变时,随着汇流比 Q_r 增大,汇流口水深比 H_r 先增大后减小,当 Q_r 约为 0.625 时, H_r 达到最大值,这一结论与“非对称型”汇流口水深比变化规律略有不同.文献 9-10 指出,当干支流流量相当时 (Q_r 为 0.5) 汇流口 H_r 达到最大值.而本文发现, Q_r 约为 0.625 时 H_r 达到最大值.出现这种差别的原因是本文中干支流水槽宽度不同,相同的来流流量条件下来流的动量是不一致的.

由图 2(b)可见,在其他各控制因素保持不变时,随着汇流角 α 的增大而增大.在 α 很小的时候(本文试验中为 $10^\circ \sim 90^\circ$), α 的变化对 H_r 影响很小;当 α 超过 90° 时, H_r 随 α 的增大而急剧变化.可见当 α 大于 90° 以后,支流对干流的顶托作用迅速增大,剧烈的水流顶冲作用必然带来河道的不稳定,这也是自然界中大汇流角的汇流口较少的原因^[12].

图 2(c)表明,下游干流 Fr_d 增大, H_r 随之增大,这一结论与“非对称型”汇流口 H_r 变化规律一致^[10].在其他各控制因素保持不变的条件下,下游干流 Fr_d 增大,意味着总流量的增大.由于汇流比不变,则干支流流量也同时增大,此时,必然加剧汇流口水流的相互顶托作用,即汇流口阻力增大,水流掺混加剧,水头损失增大,表现在水深变化上就是干流水流壅高, H_r 随之增大.

由图 2(d)可知,下游干流宽深比 W_d/H_d 增大时, H_r 随之减小.这意味着明渠水流越宽浅,汇流口干支流水流相互顶托作用越弱,水头损失越小,汇流口水流掺混越弱.

图 2(e)~(f)为汇流口干支流宽度变化(即 k_1, k_2 变化)时 H_r 的变化情况.根据“明渠水流越宽浅,水流顶托作用越弱”这一结论,在保持其他各控制因素不变的条件下, k_1 或 k_2 增大,意味着干流或支流越宽浅,则 H_r 将随之减小.

为了明确各个控制因素对汇流口 H_r 影响的大小,近似将图 2 中的曲线看成直线段或者由 2 条直线段组成的折线,通过这些直线段的斜率对各影响因素进行分析.汇流比方案中,以 H_r 最大值为界分为曲线上段与曲线下段,上升段曲线斜率为 0.076,而下降段曲线斜率为 -0.059.汇流角变化方案中,以 90° 为界分为 2 段曲线,当 α 小于 90° 时曲线斜率约为 0.002,而 α 大于 90° 时曲线斜率为 0.029.可见当 α 为锐角时, α 对汇流口 H_r 的影响不大; α 大于 90° 以后, α 的变化对 Y 型汇流口 H_r 影响程度大大增加.弗劳德数变化方案中曲线对应的斜率约为 0.438,较其他各图中曲线斜率都大,说明 H_r 对汇流口下游弗劳德数 Fr_d 非常敏感,即汇流口 Fr_d 对汇流口水流影响较大.下游干流宽深比方案中曲线斜率为 -0.013,而 k_1 和 k_2 方案中曲线斜率分别为 -0.431 和 -0.384,说明汇流口上、下游渠道宽深比 W_d/H_d 对汇流口水深比的影响也很大.

相比较而言,汇流口各个控制因素对汇流口水深比的影响敏感性依次为汇流口 $Fr_d, k_1, k_2, Q_r, \alpha$ 和汇流口下游干流 W_d/H_d (对于“分段”曲线的斜率,取各分段曲线斜率绝对值的算术平均).

4 结 论

Y型汇流口水流水力现象非常复杂,影响汇流口水深的水力因素众多.将Y型汇流口进行分段处理,在单一顺直段采用能量方程求解,在汇流段采用动量方程求解.试验证明,该模型可以成功预测Y型汇流口水面线.对汇流口水深比 H_r 主要影响因素进行分析,结果表明:随着汇流比 Q_r 增大,水深比 H_r 先增大后减小;当汇流角 α 为锐角时,水深比 H_r 变化不大,但是当汇流角 α 超过 90° 以后,随着 α 的增大, H_r 急剧增大;随着下游干流弗劳德数 Fr_d 增大,水深比 H_r 增大;下游干流宽深比 W_d/H_d 越大、 k_1 越大、 k_2 越大,水深比 H_r 越小.汇流口各个控制因素对汇流口水深比 H_r 的影响敏感性依次为汇流口下游弗劳德数 Fr_d 、 k_1 、 k_2 、汇流比 Q_r 、汇流角 α 和汇流口下游干流宽深比 W_d/H_d .

实际工程管理中,如水库防洪调度中,为了保证汇流口上游水位不至于过高,应当尽量使汇流口水深比 H_r 减小,以防止上游被淹.

参考文献:

- [1] 兰波,汪勇.干支流交汇水面形态特征分析[J].重庆交通学院学报,1997(4):109-114.
- [2] ETTEMA R, MUSTE M. Laboratory observations of ice jams in channel confluences[J]. Journal of Cold Regions Engineering, 2001, 15(1):34-58.
- [3] GUDMUNDSSON G H. A three-dimensional numerical model of the confluence area of Unteraargletscher, Bernese Alps, Switzerland[J]. Journal of Glaciology, 1999, 45:219-230.
- [4] 茅泽育,武蓉,马吉明.明渠交汇口水流及污染物输移数值计算[J].水利学报,2003(8):43-48.
- [5] 赵升伟,茅泽育,罗昂,等.等宽明渠交汇水流数值计算[J].河海大学学报:自然科学版,2005,33(5):494-499.
- [6] 伍超,黄国富.洪水演进中支流倒回灌研究[J].四川大学学报:工程科学版,2000(4):11-14.
- [7] 张超,张大伟,赵刚,等.汇流区流态及工程整治方案的数学模型研究[J].水力发电学报,2006,23(3):53-57.
- [8] 茅泽育,张磊,陈嘉范,等.数字粒子图像处理技术及其在明渠交汇试验研究中流速测量的应用[J].水利学报,2003(6):65-71.
- [9] 范平,李家春,刘青泉.交汇、分流河道洪水演进模型及其应用[J].应用数学和力学,2004(12):1220-1229.
- [10] 茅泽育,罗昂,赵升伟,等.等宽明渠交汇口水流一维数学模型[J].水利学报,2004(8):26-32.
- [11] 茅泽育,罗昂,赵璇,等.矩形断面压力管道汇流口局部能量损失[J].水利水电科技进展,2006,26(3):62-66.
- [12] 兰波.山区河流交汇河口的综合特性分析[J].重庆交通学院学报,1998(4):91-96.

Pattern of backwater at a Y-shaped junction

WANG Xiao-gang, YAN Zhong-min

(College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: A Y-shaped junction was divided into straight section and junction section. Energy equation for the straight section and momentum equation for the junction section were established. It was proved by experiments that the mathematical model could predict the hydraulic phenomena of the Y-shaped junction successfully. According to the dimensional analysis, some hydraulic factors that control the current of Y-shaped junction were analyzed. Results indicate that, in Y-shaped junction flume with flat bottom, the water depth ratio of the upstream mainstream channel to the downstream channel H_r increases first and then decreases when the discharge ratio of mainstream to post-confluence channel Q_r decreases; H_r has little change with the increase of α when the junction angel α was less than 90° , but when it surpasses 90° , H_r increases sharply. H_r increases with the Froude number Fr_d of lower mainstream. When the width to depth ratio W_d/H_d of the lower mainstream increases as well as the width ratio of the upstream mainstream channel to the downstream channel k_1 and the width ratio of the upstream tributary channel to the downstream channel k_2 , H_r decreases.

Key words: Y-shaped junction; water depth ratio; discharge ratio; junction angle; width to depth ratio