

DOI: 10. 20040/j. cnki. 1000-7709. 2023. 20221889

基于 SPH 方法的过闸水流数值模拟

张建伟¹, 张福红¹, 陈海舟², 主 攀¹

(1. 华北水利水电大学水利学院, 河南 郑州 450046; 2. 上海道盾科技股份有限公司, 上海 200131)

摘要: 针对过闸水流问题, 基于光滑粒子流体动力学方法(SPH), 对边界处理方法进行了改进, 重新率定了排斥力主要参数, 当 $n_1=4, n_2=2$ 时, 可避免非物理振荡现象的出现; 同时, 对补水模式进行了比选研究, 明确了在最优补水模式为 3 m 高程差的底孔补水模式, 可减少上游水体粒子的净流出。在此基础上, 建立了过闸水流冲击下游消力池的数值模型, 模拟了过闸水流流出水闸至跃出消力池的过程。结果表明, 初始时刻上游水域底部最大压强为 127.4 kPa, 第 7 s 时消力池右端断面平均流速为 7.07 m/s, 19 s 时消力池右端断面平均流速减小到 1.4 m/s。可见 SPH 方法能准确模拟出泄流过程流速压强及流态变化情况。

关键词: 光滑粒子流体动力学方法; 边界处理; 过闸水流; 数值模拟

中图分类号: TV135.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-7709(2023)09-0197-05

1 引言

过闸水流对水闸的安全稳定运行具有重要影响, 对过闸水流的分析和研究是确保水利工程安全运行、实现其兴水利除水害的社会经济效益的关键^[1]。在原型观测方面, 费文才等^[2-3]基于原型实测资料, 研究了过闸水流收缩系数问题和消能机理, 但难以获得准确的水力参数。在模型试验方面, 顾云等^[4-5]通过建立水闸泄流模型, 研究了过闸水流流量与上下游水位、闸孔开度之间的关系, 但建造模型需要的成本较高, 且模拟工况相对单一。SPH 方法作为一种无网格数值模拟方法, 在分析水流大变形、破碎等领域具有明显优势, 且该方法可自动追踪多相界面, 非常适合对流体的研究。GINGOLD R A 等^[6]将 SPH 方法用于溃坝水流模拟中, 并结合相关试验, 证明了该方法对解决流体的非线性和破碎问题有很好的效果; COLAGROSSI A 等^[7]考虑在下游界设置挡墙, 考虑水流冲击墙体时的流态过程, 结果与其他求解方法显示出很好的一致性; 张建伟等^[8]建立了二道坝的水垫塘模型, 描述了溃坝水流冲击水垫塘的过程。已有的研究中显示出 SPH 方法对流体的模拟具有很好的效果。为此, 本文采用 SPH 方法研究了弧形闸门过闸水流的运动状态, 获得

了一些有益的结论, 可供借鉴。

2 SPH 算法理论

2.1 SPH 基本方程

核近似方程:

$$\langle f(x) \rangle = \int_{\Omega} f(x') W(x - x', h) dx' \quad (1)$$

式中, $f(x)$ 为坐标位置向量 x 的函数; x 为坐标位置向量; h 为光滑长度。

粒子近似方程:

$$\langle f(x_i) \rangle = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} f(x_j) W(x_i - x_j, h) \quad (2)$$

式中, m_j 为粒子 j 的质量; ρ_j 为粒子 j 的密度; N 为在粒子支持域内的粒子总数。

2.2 人工粘度

为解决 SPH 算法在模拟中的非物理振荡问题, 采用 Π_{ij} 型人工粘度公式:

$$\Pi_{ij} = \begin{cases} \frac{-\alpha_{\Pi} \bar{c}_{ij} \varphi_{ij} + \beta_{\Pi} \varphi_{ij}^2}{\bar{\rho}_{ij}} & v_{ij} x_{ij} < 0 \\ 0 & v_{ij} x_{ij} \geq 0 \end{cases} \quad (3)$$

其中 $\varphi_{ij} = \frac{h_{ij} v_{ij} x_{ij}}{|x_{ij}|^2 + \varphi^2}$; $\bar{c}_{ij} = \frac{1}{2}(c_i + c_j)$

$$\bar{\rho}_{ij} = (\rho_i + \rho_j)/2; h_{ij} = (h_i + h_j)/2 \quad (4)$$

式中, α_{Π} 为体积粘度, 取 1.8 左右; β_{Π} 为人工粘

收稿日期: 2022-09-11, 修回日期: 2022-10-19

基金项目: 国家自然科学基金项目(51679091)

作者简介: 张建伟(1979-), 男, 博士、教授、博导, 研究方向为水工结构工程, E-mail: zjwccil@126.com

度相关项,用于防止高马赫数时粒子相互穿透,取 1.0; φ_{ij} 为人工粘度因子, $\varphi=0.1h_{ij}$; c 为声速; v 为速度矢量。

2.3 密度近似法

采用密度粒子近似法,任意粒子 i 的密度 ρ_i 为:

$$\rho_i = \sum_{j=1}^N m_j W_{ij} \quad (5)$$

式中, ρ_i 为 i 粒子的质量; W_{ij} 为粒子 i 受到粒子 j 影响的光滑函数。

2.4 边界处理

由于水体粒子在固壁边界处可能出现非物理穿透现象,因此要对边界进行处理。本文采用排斥力控制法对边界进行处理,并对排斥力公式中的主要参数进行了重新率定。

当水体粒子运动到距离最近的边壁粒子附近时,由边壁粒子施加给水体粒子一个排斥力,从而使水体粒子产生一个反方向的加速度,最终改变水体粒子的运动方向,使其运动到边壁附近时不会穿透边壁。

排斥力控制法的核心在于建立边壁粒子对水体粒子的排斥力方程,参照 LIU M B 等^[9] 在 2002 年提出的排斥力 $P_{B_{ij}}$ 方程,即:

$$P_{B_{ij}} = \begin{cases} D \left[\left(\frac{r_0}{r_{ij}} \right)^{n_1} - \left(\frac{r_0}{r_{ij}} \right)^{n_2} \right] \frac{x_{ij}}{r_{ij}^2} & \left(\frac{r_0}{r_{ij}} \right) \leq 1 \\ 0 & \left(\frac{r_0}{r_{ij}} \right) > 1 \end{cases} \quad (6)$$

式中, D 为参数; r_0 为截止半径,通常将初始时刻水体粒子与边壁粒子之间的距离设定为截止半径; r_{ij} 为粒子 j 相对于粒子 i 的距离; n_1, n_2 均为参数, LIU M B 等^[9] 根据分子动力学中的 Lennard-Jones 方程将参数 n_1, n_2 分别设定为 12、4。

由式(6)可知,将参数 n_1, n_2 分别设定为 12、4 时,计算结果极不稳定,且会破坏边壁附近的粒子流态。因此,对参数 n_1, n_2 进行敏感性分析,设定 n_1 为 2、4、6、8、10、12 等 6 种情况,对不同情况下的边壁作用力进行了计算。其中参数 D 设定为 1,截止半径 r_0 设定为 0.5,绘制出 $P_{B_{ij}}$ 值随粒子间距 r_{ij} 变化的函数图像,见图 1。

由图 1 可知,当参数 n_1 降为 4 时, $P_{B_{ij}}$ 值随粒子间距 r_{ij} 变幅明显缩小,当 $n_1=4, n_2=2$ 时,可减小边壁附近流态扰动,同时又能较好地保证水体粒子不会穿透边壁。

因此,在编写 SPH 程序时将参数 n_1 设定为 4,参数 n_2 设定为 2。

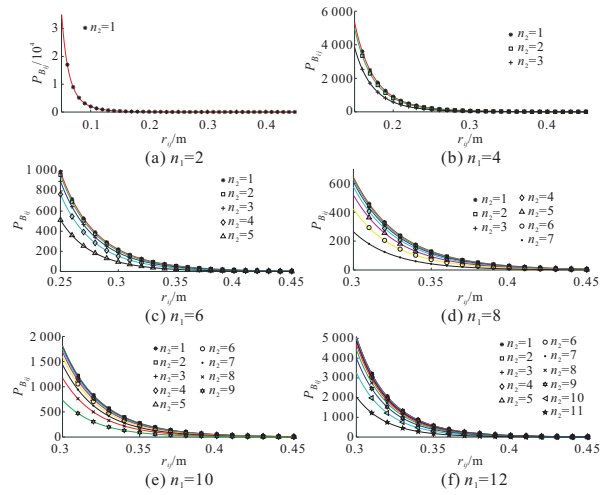


图 1 排斥力参数敏感性分析

Fig. 1 Sensitivity analysis of repulsive force parameters

3 数值计算

3.1 模型验证

为验证排斥力控制法的边界处理方法的有效性,选取文献[10]中溃坝的算例建立数值模型并计算。基于 SPH 方法原理,建立经典瞬态溃坝模型,模型尺寸见图 2。布置一单宽矩形水箱,长

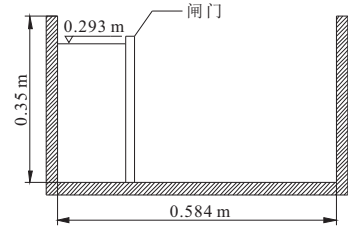


图 2 溃坝模型图

Fig. 2 Dam-break water level model diagram

0.584 m、高 0.35 m,水体高为 0.293 m。在 $t=0$ 时刻,通过解除水体约束来模拟瞬态溃决过程。计算参数见表 1。

表 1 参数条件

Tab. 1 Parameter condition

序号	计算条件	参数值
1	边界粒子间距/m	0.002 6
2	SPH 粒子间距/m	0.003 8
3	粒子数/个	2 812
4	核函数类型	三次样条函数
5	核光滑长度/m	0.005 7
6	粘度系数 α	1.2
7	时间步/s	0.000 1
8	物理时间/s	1.0

对计算结果进行处理,绘制出水体流速变化图,并与文献[10]中的物理试验模型进行对比,见图 3。

此外,选取了 0.2、0.4、0.8 s 三个时刻,绘制出本文和文献[10]中物理模型试验图像的自由液

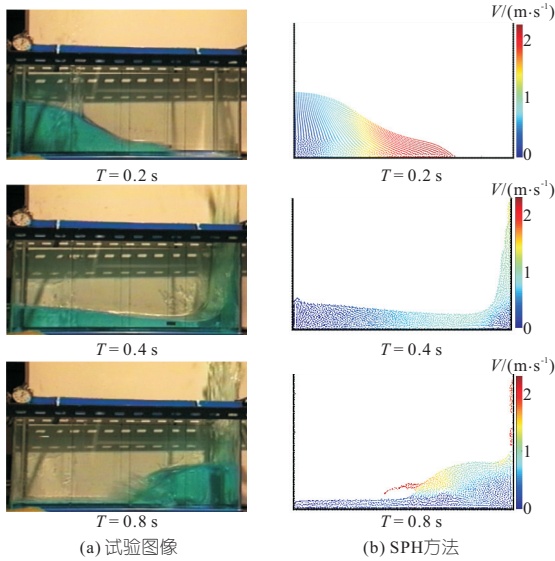


图 3 模拟计算结果与文献[10]结果对比图

Fig. 3 The results of simulation calculation are compared with those of reference [10]

面曲线,见图 4。

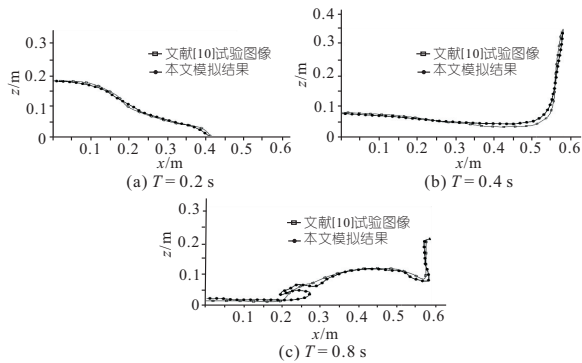


图 4 自由液面对比曲线图

Fig. 4 Free liquid face ratio graph

表 2 为自由液面曲线相似度表。由表 2 可知,模拟计算结果与试验结果平均相似度为 91.7%,模拟结果良好,验证了该模型的准确性。同时,SPH 可模拟出水流的破碎卷曲,证明该方法有较好的模拟效果。

表 2 自由液面相似度

Tab. 2 Free surface similarity

时刻 T/s	0.2	0.4	0.8	综合
相似度/%	96.1	92.7	86.3	91.7

3.2 过闸水流数值模拟

过闸水流模拟过程中上游水体粒子流出过快,需对上游进行补水,以补充上游水体粒子。本文设置补水槽进行补水。补水槽与水闸上游之间设有挡水板,挡水板开孔宽度与水闸闸门开度一致。建立了底孔、中孔、表孔、底孔中孔双孔联合、底孔表孔双孔联合、中孔表孔双孔联合和底孔中孔表孔三孔联合共 7 种工况进行试算,确定开孔位置。

为研究补水槽挡水板上不同开孔位置对补水效果的影响,以水闸闸孔出流流量为基准,计算了不同补水模型的补水效率。补水效率 λ 的计算公式为:

$$\lambda = (q_i / q_d) \times 100\% \quad (7)$$

式中, q_i 为不同开孔补水形式的补水总流量; q_d 为该开孔补水模型过闸水流总流量。

利用式(7)计算出不同开孔形式的补水模型补水效率,见表 3。根据表 3 确定采用底孔补水模式进行补水,补水效率为 25.48%。

表 3 补水效率

Tab. 3 Water replenishment efficiency

开孔位置	补水总流量 /($m^3 \cdot s^{-1}$)	过闸水流总流量 /($m^3 \cdot s^{-1}$)	补水效率/%
底孔	6 148.7	24 136	25.48
中孔	5 719.5	29 331	19.50
表孔	4 679.9	27 347	17.11
底孔、中孔	5 767.6	27 696	20.82
底孔、表孔	5 272.9	21 850	24.13
中孔、表孔	5 640.5	27 369	23.40
底孔、中孔、表孔	5 235.8	27 459	19.07

参考某节制闸工程实例,按照 1:1 比例建立水闸泄流模型。模型总长 160 m,高 23 m。模型左侧 20 m 范围为补水槽,补水槽右侧 40 m 范围为水闸上游水域,补水槽与水闸上游水域之间设置有一单宽挡水板,挡水板底部开有补水孔,孔高 3 m。补水槽底部高程与水闸上游水域底部高程相同,均为 26 m。水闸上游水位高程为 39 m,补水槽水位高程为 42 m。距模型左侧 85 m 处设置有弧形闸门,闸门半径为 16 m,闸门开度为 3 m。在闸门后 20 m 处设置有降低护坦式消力池,消力池左侧坡比为 1:4,右侧坡比为 1:1,护坦底部高程为 24.5 m。消力池右侧设置有 30 m 长的海漫,闸后水流经由海漫自由流出。海漫滩右侧为缓流水域,最大流速为 1 m/s。模型尺寸见图 5,关键计算参数见表 4。

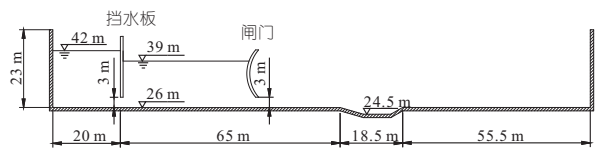


图 5 正常蓄水位模型图

Fig. 5 Normal storage water level model diagram

为研究正常蓄水位下过闸水流的流态及流动过程中的流速、压强分布情况,根据 SPH 程序计算结果,选取典型时刻绘制了过闸水流运动的流速图和压强图,见图 6。由图 6 可知,初始时刻水闸上游水域静止,此刻压强分布符合一般静水压强分布规律,上游水域底部最大压强为 127.4 kPa。当 $T = 0.5$ s 时,水闸闸孔处出现负压。这

表 4 关键计算参数

Tab. 4 Key calculation parameter

序号	计算条件	参数值
1	边界粒子间距/m	0.01
2	SPH 粒子间距/m	0.5
3	粒子数	849
4	核函数类型	三次样条函数
5	4 核光滑长度/m	0.75
6	粘度系数 α	1.8
7	时间步/s	0.000 5
8	物理时间/s	20

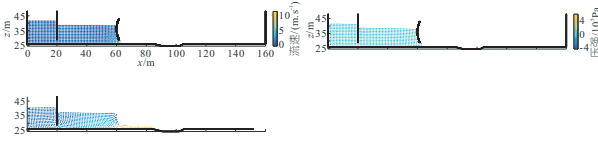


图 6 流速图和压强图

Fig. 6 Flow velocity diagram and pressure diagram

是由于 SPH 程序中压强采用的是相对压强,因此在闸孔出流时孔口附近出现的“负压”实际是此处压强小于大气压强。4 s 时过闸水流前端逐渐运动到消力池左侧附近,之后很快流入消力池,当 $T=7.5$ s 时过闸水流前端流出消力池。在正常蓄水位情况下,过闸水流前端从运动到消力池附近到流出消力池一共经过了 2.5 s。过闸水流前端在流出消力池后,逐渐形成水舌。当 $T=12.5$ s 时,过闸水流在消力池右侧与海漫接触的位置出现翻滚漩涡现象,过闸水流前端进入缓流区,随后,闸后水流出现明显的水跃现象,当 $T=20$ s 时水流运动逐渐平缓。

为研究过闸水流前端流出消力池时的流动情况,绘制了流速矢量图,见图 7。由图 7 可知,当 $T=7.5$ s 时过闸水流前端形成水舌,向空中运

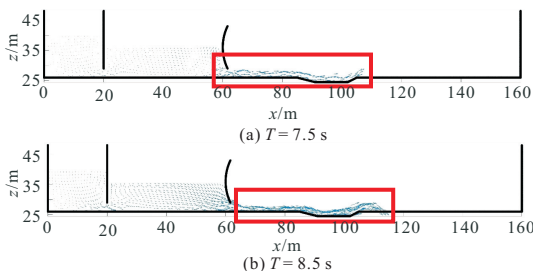


图 7 流速矢量随时间变化图

Fig. 7 Variation diagram of velocity vector with time

动。当 $T=8.5$ s 时,过闸水流前端从空中跌落,后方水流冲出消力池,在消力池右侧的海漫上形成一个拱形的水流流态。

为进一步分析过闸水流流出闸孔时断面流速变化情况,选取闸孔所在的断面 $x=61$ m 和闸孔下游 4 m 处对应的断面 $x=65$ m 两个典型断面计算断面粒子的流速,并绘制了平均流速随时间变化图,见图 8。

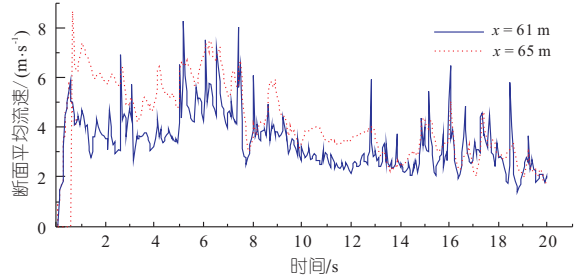


图 8 断面 $x=61、65$ m 平均流速随时间变化图

Fig. 8 Variation diagram of average velocity of cross section $x=61$ m and $x=65$ m with time

由图 8 可知,当 $T=0.05$ s 时闸孔出流平均流速为 0.9 m/s,当 $T=1$ s 时过闸水流前端运动到 $x=65$ m 断面处,断面平均流速达到 7.39 m/s,最大流速达到 7.67 m/s。这个过程中闸前水流流出闸孔后的流速不断增大,在闸孔断面处,水流流速保持一个稳定值。当 $T=5$ s 时闸孔断面流速突然增大到 14.88 m/s,这是由于过闸水流前端流入消力池后,降低了闸后水流的水位,使得闸孔处压强增大,流速发生突变。之后由于水闸上游水域水位逐渐下降,闸孔断面流速开始逐渐降低。 $x=65$ m 断面处平均流速变化趋势与闸孔断面平均流速变化趋势间隔 1 s 左右,符合水力学基本规律。

为研究进入和流出消力池时断面流速变化情况,选取消力池左侧开端 $x=85$ m 和消力池右侧末端 $x=105$ m 两个典型断面计算断面粒子的流速,绘制出平均流速随时间变化图,见图 9。由图 9 可知,当 $T=4$ s 时过闸水流开始流入消力池左端,之后随水流前端流入消力池,消力池左端断面流速逐渐增大,当 $T=7$ s 时消力池左端断面平均

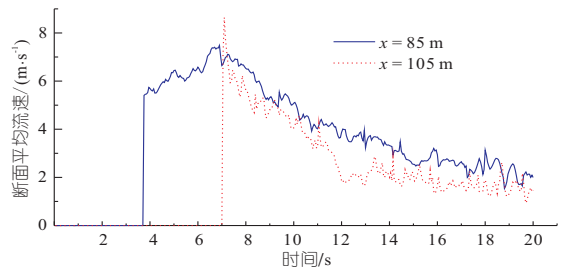


图 9 断面 $x=85、105$ m 平均流速随时间变化图

Fig. 9 Variation diagram of average velocity of cross section $x=85$ m and $x=105$ m with time

