

苏州河河口水闸下卧式闸门消能防冲水力学问题

季永兴¹, 卢永金¹, 刘 桦²

(1. 上海市水务工程设计研究院, 上海 200063; 2. 上海交通大学船舶、海洋与建筑工程学院, 上海 200030)

摘要 针对苏州河河口局部流速大、流态复杂、水流对河床的冲刷力大等特点, 采用解析计算、数值模拟与物理模型试验相对照的方法, 对苏州河河口水闸的消能防冲水动力学问题进行研究, 揭示不同运行工况下水闸运行对上下河床的冲刷及工程区的局部流动规律, 研究最大流速及其出现的位置, 确定消能防冲的保护范围。研究结果表明, 苏州河河口水闸闸门运行时不仅要控制上下游水位差, 而且需要严格控制闸门的启闭速度, 以防止护坦外河床冲刷。

关键词 下卧式闸门; 消能防冲; 水力学; 苏州河河口水闸

中图分类号: TV663; TV135

文献标识码: B

文章编号: 1006-7647(2007)S1-0056-04

为尽量减小建筑物对苏州河河口景观的影响, 满足上海市“外滩源”建设, 经过多方案比较, 苏州河河口水闸选择了水下卧倒式闸门。通过水下卧倒式闸门, 利用苏州河与黄浦江水系感潮河流的特性, 依据潮位变化规律, 实现双向调水, 灵活启闭, 抬高苏州河内河水位, 改善苏州河水系水质和景观, 抵御 1000 年一遇洪水, 在发生内涝时排泄苏州河河水, 降低苏州河沿岸的防汛压力。单跨 100 m 液压水下卧倒闸门平时不运行情况下, 水闸平卧于河底, 闸门运行时, 水流通过门顶溢流。在挡潮与泄洪过程中, 门顶溢流对河床的冲刷与防护是水闸运行过程中重要的水动力学问题。水闸的消能防冲设施破坏后往往带来严重后果^[1], 许多学者进行了这方面的研究, 但绝大部分针对直升门、弧形门, 且对闸孔出流研究较多, 对下卧式闸门的研究几乎没有。水下卧倒闸门的消能防冲水力学问题与一般的水闸不同, 现有文献中关于这方面的论述很少见到, 同时闸门门顶溢流是典型的湍流流动问题, 局部流速不仅较大, 而且局部流态十分复杂, 对河床的冲刷能力大, 因此为深入揭示不同运行工况下水闸运行对上下游河床的冲刷及工程区的局部流动规律, 笔者等对苏州河河口水闸的下卧闸门的防冲水动力学问题进行了专题研究, 拟采用解析计算、数值模拟及物理模型相对照的方法, 研究下卧式闸门的门顶溢流及消能防冲水力学问题, 进而为水闸工程设计及工程方案优化提供科学依据。

1 工程布置与研究条件

苏州河河口水闸闸孔净宽 100 m, 采用水下卧倒闸门, 闸底槛高程为 -1.50 m, 闸门完全关闭时顶高程为 6.26 m。水闸纳潮或引水时闸门锁定于 3.5 m 门顶高程, 此时闸外潮位又高于 3.5 m, 水会从门顶溢流, 内外河水位差一般不大于 1.5 m (外河 4.0 m, 内河 2.5 m)。当外河水位超过一定水位(4.0 m)时, 闸门会因为浮托力的作用自动竖直, 不再溢流。当水闸排内河水时内外水头差较大(内河 3.5 m, 外河 1.29 m, 外河水位太低, 不考虑排水)。

苏州河河口水闸闸门设计为双向挡水, 闸门及下部结构均位于地面或水面以下, 主要水工建筑物有闸门、底板、闸墩、水下防渗体、上下游护坦等。为防止闸门启闭运行时对上下游河床基础的冲刷, 必需设置消能防冲设施进行保护。由于水闸主要构筑物均采用场外预制现场装配结构, 且要求不断航、不断流施工, 设计根据地形条件、结构布置、施工条件及水力学初步分析, 在上游侧采用混凝土铰链排直接与闸底板连接, 在下游考虑在防渗冒梁外侧适当延伸一水平段后, 再采用 1:5 的坡度延伸至河底, 此结构布置既可作消力池用, 又可平顺连接(图 1)。

2 消能防冲水力学问题研究

由于水闸双向运行, 因此水力学分析包括挡潮和排水两种工况。由于在挡潮工况时当水位到达一

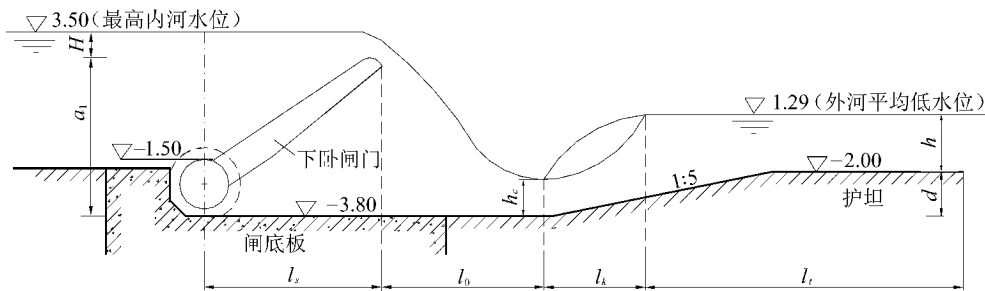


图 1 下卧闸门消能防冲水力学分析示意图

定高度时闸门会因扬压力的作用而自动竖立,同时该工况门顶溢流流量小,因此本文仅以排水工况为例,研究不同闸门开度情况下的消能防冲水力学问题。

2.1 解析计算

根据水下卧倒闸门的结构和运行特征,解析计算考虑采用薄壁堰的经验公式^[2-3]进行:

$$Q_m = m\delta\epsilon B \sqrt{2gH} \quad (1)$$

$$m = 0.4034 + 0.0534 \frac{H}{a} + \frac{1}{1610H - 4.5} \quad (2)$$

$$l_0 = 4m \sqrt{(a + 0.25H)H} \quad (3)$$

$$l_k = 6.9\beta(h_c'' - h_c) \quad (4)$$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{2g}} \quad (5)$$

$$l_t = K_s \sqrt{q} \sqrt{\Delta H} \quad (6)$$

式中: Q 为过闸总流量; B 为闸孔净宽; H 为上游堰上头; m 为流量系数; ϵ , δ 分别为侧收缩系数和淹没系数,此处均取为1.0; a_1 为堰高; l_0 为门顶至收缩断面长度; l_k 为水跃长度; β 为水跃长度修正系数,取0.8; h_c'' 为跃后水深,此处近似取 $h + d$; h_c 为收缩水深,由流速系数 φ (取1.0)和 $(a_1 + H)/h_k$ 查图表求得; h_k 为临界水深; l_t 为海漫长度; K_s 为海漫计算系数,此处根据河床土质取10; q 为单宽流量; ΔH 为上下游水位差。

挡内河水位需排水时,考虑内河水位为3.5 m,外河水位为1.29 m的工况,计算不同闸门门顶高程(3.0 m、2.5 m、2.0 m、1.5 m、1.0 m)情况下的上下游河道流速、最大流速(收缩断面平均流速)出现位置($l_s + l_0$)、跃后位置($l_s + l_0 + l_k$)、护坦最远端部距离($l_s + l_0 + l_k + l_t$),上下游河道流速按断面平均流速

计算,结果如表1所示。

河床冲刷主要由水流流速和河床土质所决定,河床泥沙启动时河道内的水流流速按照式(7)进行计算:

$$V_s = \left(\frac{h}{d}\right)^{0.14} \left(17.6 \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} d + 6.05 \times 10^7 \frac{10 + h}{d^{0.72}}\right)^{1/2} \quad (7)$$

式中: d 为泥沙粒径,取 $d_{50} = 0.028$ mm; h 为水深,取平均水位2.21 m计算,则该区域河床泥沙启动流速 $V_s = 0.69$ m/s。

根据上述计算结果,闸门中心线距底板边缘10.13 m,若取用护坦长度50.0 m,即护坦最外端距闸门中心线61.13 m,控制内外河水位差,河床基本不被冲刷。另外,由于河口宽度加大,流速会随距离增加而减小,因此从解析计算结果分析,取护坦长度50.0 m基本可以满足要求。

2.2 垂直二维有限元数值模拟

下卧式水闸的水流局部流动属复杂流动范畴,如在挡内河水,门顶溢流跌水,不仅要考虑自由水面的影响,而且还要考虑掺气现象。为了深入认识水闸运行工况下闸门垂向的复杂流态、护坦近底部的最大流速及闸门上水动力载荷的分布规律,采用基于RANS方程和湍流模型的流动精细数值模拟技术对水闸排水工况进行了垂直二维有限元数学模型计算分析。

2.2.1 基本方程

连续方程由描述VOF输运的方程代替:

$$\frac{\partial \alpha_q}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla \alpha_q = 0 \quad (8)$$

表 1 挡内河水位时不同门顶高程的下游水力计算结果

门顶高程/ m	总流量 Q / ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	单宽流量 q / ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	门顶流速 v / ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	闸后流速 $v_{\max}$ / ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	$v_{\max}$ 位置/ m	跃后 位置/m	护坦端 位置/m	河道流速 v / ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	
								上游	下游
3.0	130.9	1.28	2.57	2.33	8.56	27.45	41.27	0.23	0.39
2.5	187.8	1.84	1.84	2.62	9.95	29.25	45.80	0.33	0.56
2.0	234.4	2.30	1.53	2.82	10.99	32.98	51.46	0.42	0.70
1.5	277.3	2.72	1.36	2.99	11.84	36.61	56.71	0.49	0.83
1.0	320.0	3.14	1.25	3.13	12.55	40.14	61.74	0.57	0.95

注:流速位置为距闸门中心线的坐标。

$$\sum_{q=1}^2 \alpha_q = 1 \quad (9)$$

考虑 $\rho_{\text{空气}} = 1.225 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{\text{水}} = 998 \text{ kg/m}^3$, 每一个有限体内的密度由式(10)计算:

$$\rho = \alpha_{\text{水}} \rho_{\text{水}} + (1 - \alpha_{\text{水}}) \rho_{\text{空气}} \quad (10)$$

动量方程为

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \mathbf{v}) + \nabla(\rho \mathbf{v} \mathbf{v}) = -\nabla p + \nabla[\mu(\nabla \mathbf{v} + \nabla \mathbf{v}^T)] + \rho \mathbf{g} \quad (11)$$

包含两种流体的控制体边界通量的计算是决定模型的一个关键因素,本文采用几何重建方法,假定在界面网格内分界面是线性函数,通过守恒关系确定该线性函数的方程,然后计算边界通量。

在湍流数值模拟中,有多种湍流模型可供选择,如 Apalart-Allmaras 模型、 $k-\epsilon$ 模型、 $k-\omega$ 模型、Reynolds 应力模型、大涡模拟模型等,本文采用 Apalart-Allmaras 模型:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \tilde{\nu}) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho \tilde{\nu} u_i) = G_{\nu} + \frac{1}{\sigma_{\nu}}$$

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial x_j} \left[(\mu + \rho \tilde{\nu}) \frac{\partial \tilde{\nu}}{\partial x_j} \right] + C_{b2} \rho \left(\frac{\partial \tilde{\nu}}{\partial x_j} \right)^2 \right\} - Y_{\nu} \quad (12)$$

湍流黏性 $\mu_t = \rho \tilde{\nu}$, 其中黏性耗散函数定义为 $f_{\nu 1} =$

$$\frac{\chi^3}{\chi^3 + C_{\nu}^3} \chi = \frac{\tilde{\nu}}{\nu}。产生项为 $G_{\nu} = C_{b1} \rho \tilde{S} \tilde{\nu}$, 其中 $\tilde{S} \equiv$$$

$$S + \frac{\tilde{\nu}}{\kappa^2 d^2} f_{\nu 2}, f_{\nu 2} = 1 - \frac{\chi}{1 + \chi f_{\nu 1}}, C_{b1} \text{ 和 } \kappa \text{ 为模型常数,}$$

$$d \text{ 为距固壁的距离。} S \equiv \sqrt{2 \Omega_{ij} \Omega_{ij}}, \Omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} -$$

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)。耗散项的表达式为 $Y_{\nu} = C_{w1} \rho f_w \left(\frac{\tilde{\nu}}{d} \right)^2$, 其中$$

$$f_w = g \left(\frac{1 + C_{w3}^6}{g^6 + C_{w3}^6} \right)^{\frac{1}{6}}, g = r + C_{w2} (r^6 - r), r \equiv \frac{\tilde{\nu}}{S \kappa^2 d^2},$$

C_{w1} 及 C_{w2}, C_{w3} 为模型常数。各模型常数选取为:

$$C_{b1} = 0.1335, C_{b2} = 0.622, \sigma_{\nu} = \frac{2}{3}, C_{\nu} = 7.1, C_{w1} =$$

$$\frac{C_{b1}}{\kappa^2} + \frac{1 + C_{b2}}{\sigma_{\nu}}, C_{w2} = 0.3, C_{w3} = 2.0, \kappa = 0.4187。$$

2.2.2 模型建立

根据结构概化水闸模型,以闸门底轴为参考点,计算范围分别向上游和下游取 50 m 和 70 m。采用四边形网格剖分,计算域网格最大尺度为 5.0 m × 2.0 m (长 × 高),在闸门附近,即计算域中部 x 为 -15 ~ 25 m 之间进行网格局部加密,网格尺度在 0.08 m × 0.08 m,局部网格加密见图 2。

2.2.3 模拟结果

分别计算排水时内河水位为 3.5 m、外河水位为 1.29 m 情况下不同闸门顶高程情况的水动力情

况,下游床面最大流速及位置计算结果见表 2,典型情况下的流场见图 3,不同工况下的河床流速分布见图 4。

表 2 垂直二维有限元数学模型计算的不同工况下游床面速度结果

工况	门顶高程/m	内河水位/m	外河水位/m	最大流速值/(m·s ⁻¹)	最大速度距闸门中心线位置/m
1	3.0	3.5	1.29	0.26	9.11
2	2.5	3.5	1.29	0.41	10.33
3	2.0	3.5	1.29	1.04	11.26
4	1.5	3.5	1.29	2.41	12.16
5	1.0	3.5	1.29	1.58	12.34

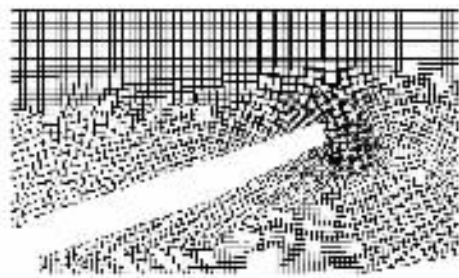


图 2 垂直平面二维有限元数学模型闸门附近局部网格



图 3 流速矢量图(门顶高程 1.5 m)

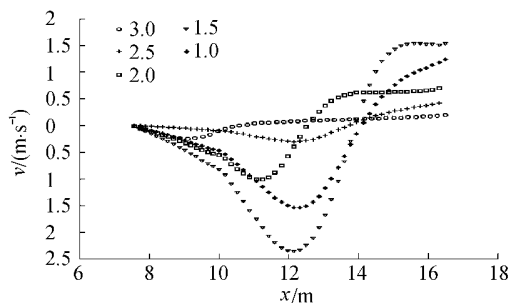


图 4 外侧河床流速分布

(门顶高程由 3.0 m 以 0.5 m 间隔递减至 1.0 m)

2.3 物理模型试验

为了更科学直观地反映工程实际情况,委托河海大学对水闸引排水情况进行了动床物理模型试验^[4],试验结果表明,门顶跌流有可能对闸下口门区产生冲刷破坏,确定闸门的安全控制运行方式是必要的。试验观测到,闸下河道的冲刷破坏程度不仅取决于过闸水头差,还取决于门顶高程,即闸门开启高度。随着门顶高程降低,泄流量增大,下游河道不冲的所需水位也逐渐提高,即下游河道不冲的允许水位差逐渐减

小,不同门顶高程下的试验结果见表3。

表3 不同门顶高程排涝时黄浦江的允许水位

序号	门顶高程/m	黄浦江允许水位/m
1	3.0	1.29
2	2.5	≥1.5
3	2.0	≥2.0
4	1.5	≥2.5
5	1.0	≥3.0

注:相应的苏州河水位为3.5 m。黄浦江水位1.29 m为给定水位,此时河道无明显冲刷。

3 结 语

本文研究结果表明,解析计算和数值模拟结果吻合程度较好,最大流速出现位置几乎一致,满足河床不冲的流速影响范围也基本一致。解析计算的结果可以作为设计控制的参考依据,数值模拟结果更直观地反映了垂直流场的情况,特别是局部流速分布。解析计算、数值模拟和物理模型试验结果均表明,闸门运行时不仅要控制上下游水位差,还需要严

(上接第47页)V表示桩尖速度,Z表示桩身材料阻抗)。采用CASE法对动测结果进行分析计算,并采用CAPWAPC(case pile wave analysis program-continuous version)进行曲线拟合,结果3根桩的极限承载力分别为6 070 kN,6 390 kN,6 150 kN,桩身完整性为100%。

采用弹性波反射法对40根钢管混凝土桩进行低应变动力测试,I类无缺陷完整桩占80%,II类有轻度缺陷,但不影响或基本不影响远射击桩身结构强度的桩占20%,无其他明显缺陷桩。

4.3 南、北岸沉降观测

为掌握南、北岸不均匀沉降情况,自工程开始就由施工、监理及第3方对整个过程进行监测。在南、北闸墩施工完毕后的4个月内,单墩高程最大变化为3 mm,说明南、北闸墩基本处于稳定状态。

5 结 语

在苏州河河口水闸建设中,应用钢管桩与钢管混凝土桩的独特优势,承载巨大垂直立与水平力,采取挤土效应相对小、对周边环境影

响小、施工速度快、质量有保证的施工方

案,格控制闸门启闭速度,以防止护坦外河床冲刷。

下卧式闸门的消能防冲水力学问题复杂,本文对其进行了初步研究,但深入揭示下卧式闸门门顶溢流的水动力对闸门振动的影响,对闸门结构受力的影响,以及下卧式闸门在突然垮塌(类似于垮坝)情况下的下游冲刷防护、航运影响等问题还有待于深入研究。

参考文献:

[1]季永兴.不对称布置的泵闸枢纽工程水流问题分析[J].水利水电科技进展,1999,19(1):58-59,68.
[2]许荫椿,胡德保,薛朝阳.水力学[M].北京:科学出版社,1990.
[3]SL265—2001,水闸设计规范[S].
[4]河海大学水利水电工程学院.苏州河河口水闸工程整体水工模型试验报告[R].南京:河海大学水利水电工程学院,2003.

(收稿日期:2007-01-15 编辑:高建群)

凝土顺利实施等功效,但施工进度较慢,造价较高,同时为防止桩底清基影响,建议采取桩底注浆措施控制沉降。

参考文献:

[1]季永兴,卢永金,陈文伟,等.苏州河河口水闸工程设计特色[J].上海水务,2006(2):3-5.
[2]季永兴,卢永金,张永宝,等.苏州河水闸边墩沉井沉放影响分析与对策[J].城市道桥与防洪,2005(2):87-90.
[3]黄明奎,汪稔,李斌,等.钢管混凝土结构在桩基工程中的应用探讨[J].岩土力学,2003,24(S1):550-552.

(收稿日期:2007-01-15 编辑:高建群)

