

多闸坝分汊河流的洪水实时模拟和调度

陈明洪¹, 方红卫², 刘军梅³

(1. 中国农业大学水利与土木工程学院, 北京 100083;

2. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 3. 北京市水利规划设计研究院, 北京 100044)

摘要 采用一维非恒定水流数学模型耦合闸坝水力学模型, 构建了可用于多闸坝分汊河流中场次洪水实时模拟和调度的模型。该模型分别对河流分汊、多闸坝泄水和断流进行处理, 增强了模型的实时性和稳定性。基于该模型对北运河杨洼闸以上河道进行洪水模拟和调度, 验证结果表明模拟结果令人满意。根据不同重现期场次洪水演进结果提出的调度方案为北运河重要闸坝的调度决策提供了技术支持。

关键词 非恒定流; 一维数学模型; 多闸坝河流; 分汊河流; 洪水调度

中图分类号 TV133.2 **文献标识码** A **文章编号** 1006-7647(2011)02-0011-05

Real-time simulation and diversion of flood in bifurcation channels with multiple sluices and weirs//CHEN Ming-hong¹, FANG Hong-wei², LIU Jun-mei³ (1. College of Water Conservancy and Civil Engineering, China Agricultural University, Beijing 100083, China; 2. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Beijing Institute of Water, Beijing 100044, China)

Abstract: A model for the real-time simulation and diversion of flood in rivers was established by use of the one-dimensional numerical model for unsteady flows coupled with a hydraulic model for sluices and weirs. The new model was employed to deal with the problems of bifurcation channels, multiple sluices and weirs as well as water cutoff. The real-time property and stability of the proposed model were improved. It was applied to the simulation of flood routing in the main river channel of Beiyun River upstream Yangwa sluice in Beijing. The verifications show that the calculated results agree with the measured data. The optimum diversion scheme according to the simulated results for flood events with different return periods provides technical support for the decision-making and management of main sluices and weirs in Beiyun River.

Key words: unsteady flow; one-dimensional numerical model; multiple-sluice channel; bifurcation channel; flood diversion

城市化和半城市化地区的平原河流受人类活动影响较为明显, 出于农业、生活和景观用水的需要, 人们通常采用人工方式开挖出许多连接河道, 形成汇流和分流系统。同时, 为了更好地利用洪水资源, 常修建多座闸门和溢流坝, 实行多闸坝联合水量调度。河道汇流问题是研究较早的一种多河道系统问题。杨国录^[1]对汇流问题的一维计算方法和原理进行了较好的总结, 但对分流问题只是略有提及。其他学者采用一维河网水动力学模型研究分流问题的也不多见。二维水动力学模型发展起来以后, 可用于模拟分汊型河道由于江心洲而形成的分流和汇流问题, 但只能用于短河段、短历时的计算^[2-4]。一维河网水动力学模型能够较好地用于复杂水系的水动

力模拟, 在汇流和分流问题计算上使用较多^[5-8]。但是, 二维水动力学模型和一维河网水动力学模型的程序结构都比较复杂、运行时间和经济代价较大, 在对实时性要求较高的水量调度系统中不是很适用。事实上, 对于河道横向尺度不大的明渠中简单的分流问题, 一维水动力学模型也能较好地进行模拟, 还能满足长时段、长距离水量调度对模拟速度和运行代价的需求。此外, 对于复杂的多闸坝调度系统, 二维水动力学模型和一维河网水动力学模型对闸坝关闭、敞泄和控泄等多种工况处理存在困难, 而一维水动力学模型在此问题上却具有其独特的灵活性。因此本文拟采用一维水动力学模型耦合闸坝水力学模型对北运河实施洪水实时模拟和调度。

基金项目: 国家水体污染控制与治理科技重大专项(2008ZX07209-002); 中国农业大学科研启动基金(2008028); 中央高校基本科研业务费专项(2009-2-12)

作者简介: 陈明洪(1980—), 男, 湖北枣阳人, 讲师, 博士, 从事水力学及河流动力学研究。E-mail: zhenminghong@cau.edu.cn

1 基本方程及离散方法

对于一维明渠非恒定流,水流运动的基本方程常用圣维南方程组:

∂Q/∂x + ∂A/∂t = q (1)

∂Q/∂t + ∂(Q^2/A)/∂x + gA ∂Z/∂x + g Q|Q|/C^2AR = 0 (2)

式中:Q 为流量;A 为过水断面面积;q 为支流入流单宽流量;x 和 t 分别为距离和时间;g 为重力加速度;R 为过水断面的水力半径;C 为谢才系数(C = 1/n R^1/6, n 为糙率);Z 为水位。

对于上述非线性偏微分方程组,只有在极少数理想化的情形下才能得到解析解。在实际应用中一般都采取数值方法,用有限的离散网格点来逼近连续区域中无限个点,用这些结点上离散的近似解来逼近准确解。这里采用的是收敛快、效率高且稳定性较好的 Preissmann 四点偏心格式来对方程组进行离散。离散和线性化后的方程组如下:

A1jΔQj + B1jΔZj + C1jΔQj+1 + D1jΔZj+1 = E1j (3)

A2jΔQj + B2jΔZj + C2jΔQj+1 + D2jΔZj+1 = E2j (4)

式中:A1j, B1j, C1j, D1j, E1j 以及 A2j, B2j, C2j, D2j, E2j 均为与水力学、地形和时间有关的系数,具体的计算方法和取值见文献[1];ΔQ 和 ΔZ 为断面流量和水位增量。

离散后的方程组采用追赶法进行求解[9]。

2 数值模拟的关键技术

2.1 分流问题

天然河流经常会出现分叉,尤其是平原冲积河流。从上游河道来的水流在某节点处分走 2 条河道,如图 1 所示。假定①为上游河道,②和③为下游河道,在分流节点处位于 3 条河道的断面分别为 1, 2 和 3。

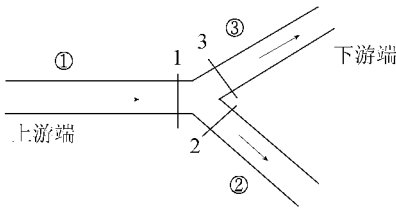


图 1 天然分汊河流示意图

根据水流条件,假设节点水流汇合区很小,水位变化引起的汇合区水体积的变化忽略不计,且忽

略断面能量损失,在此情况下可列出水流连续方程和能量守恒方程:

Qn+1,1 = Qn+1,2 + Qn+1,3 (5)

Zn+1,1 + 1/(2g) * (Qn+1,1/A_n+1,1)^2 = Zn+1,3 + 1/(2g) * (Qn+1,3/A_n+1,3)^2 (6)

Zn+1,1 + 1/(2g) * (Qn+1,1/A_n+1,1)^2 = Zn+1,2 + 1/(2g) * (Qn+1,2/A_n+1,2)^2 (7)

利用四点偏心格式对上述 3 个方程离散并线性化写成类似于式(3)的增量形式,即可推导出方程中各系数的表达式。

与汇流问题不同的是分流比与 2 条分流河道下游的边界条件密切相关,随着下游条件的改变而改变。本模型需要对计算域的洪水进行实时模拟,上游流量边界根据水文站实时监测数据给定,或者基于雨量站实时雨情监测数据通过 DWSM 分布式水文模型[10]模拟给定,因此并不是总能获得对应时间的下游水位边界条件。模型中一般采用出口断面的水位流量关系作为下游边界条件。

本模型中对方程系数的追赶过程与单支河道略有差异。为不失一般性,可将河段②作为逆推河段。假定 L2 为河段②最后一个断面,利用边界条件有 FL2 = ∂QL2/∂ZL2, GL2 = 0,同单支河道的追赶法,可以逆推得到该河段节点断面 2 的参数 F2 和 G2。同时位于河段①上节点断面 1 的参数 F1 和 G1 可直接顺推求得。

根据解算关系 ΔQ1 = F1ΔZ1 + G1 和 ΔQ2 = F2ΔZ2 + G2,联立方程(5)~(7),消掉 4 个未知数 ΔQ1, ΔZ1, ΔQ2, ΔZ2,可以得到 ΔQ3 和 ΔZ3 的解算关系:ΔQ3 = F3ΔZ3 + G3,其中 F3 = -(F1T1 - F2T2)A1'/(F1T1 - F2T2)B1' - T1T5], G3 = [(F1T1 - F2T2)T6 + T5(T1T4 + T3F2)]/(F1T1 - F2T2)B1' - T1T5], T1 = A2' + B2'F2, T2 = C2' + D2'F1, T3 = D2'G1 + E2' - B2'G2, T4 = Qn,2 + Qn,3 - Qn,1 - G1 + G2, T5 = C1' + D1'F1, T6 = E1' + D1'G1, A1' ~ E1'和 A2' ~ E2'为方程(6)和(7)离散后的系数。从而河段③各断面的方程系数可顺推求得,再联立下游边界条件,即可计算出河段③的各断面未知量。然后通过节点方程解出 ΔZ1 和 ΔZ2,从而在河段①和②上再计算得到所有断面的未知量。

2.2 闸坝处理

闸门和溢流坝在明渠中主要用于调控洪水,是洪水调度的工程措施,因此闸坝的合理利用是洪水资源化的重要环节。一维水流数学模型在模拟时为保持计算的连续性一般将闸坝作为内边界处理。根

据闸门的开启方式,闸下过流可能会出现堰流自由出流、堰流淹没出流、闸孔自由出流和闸孔淹没出流4种方式^[1]。

a. 堰流自由出流

$$Q = mB \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \left(\frac{e}{H_0} \geq 0.65, \frac{h_s}{H_0} \leq 0.72 \right) \tag{8}$$

b. 堰流淹没出流

$$Q = \varphi_m B h_s \sqrt{2g(H_0 - h_s)} \left(\frac{e}{H_0} \geq 0.65, \frac{h_s}{H_0} > 0.72 \right) \tag{9}$$

c. 闸孔自由出流

$$Q = \mu B e \sqrt{2gH_0} \left(0 < \frac{e}{H_0} < 0.65, h_s \leq h''_c \right) \tag{10}$$

d. 闸孔淹没出流

$$Q = \mu_0 B e \sqrt{2g(H_0 - h_s)} \left(0 < \frac{e}{H_0} < 0.65, h_s > h''_c \right) \tag{11}$$

式中： m 为堰流自由出流综合流量系数； B 为闸门宽度； H_0 为包括流速水头在内的闸上总水头； e 为闸门开度； h_s 为下游堰顶水深； φ_m 为堰流淹没出流综合流量系数； μ 为闸孔自由出流综合流量系数； h''_c 为下游跃后水深， $h''_c = \frac{h'_c}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{q_c^2}{gh_c^3}} - 1 \right)$ ，其中 h'_c 为下游跃前水深（即收缩断面的水深）， q_c 为过闸单宽流量； μ_0 为闸孔淹没出流综合流量系数。

本模型能够根据水位、流量的变化和闸坝的运用方式自动判断过流形式，从而选择合适的水力学公式。公式中的流量系数参考 SL 265—2001《水闸设计规范》^[11]或者通过物理模型率定。数值模拟时，根据选择的公式建立闸坝节点处上下游水位和流量的关系，然后利用前节类似的离散和线性化方法得到线性方程组，从而求解出追赶过程中的参数。

2.3 断流处理

在多闸坝河流上，闸门由于调度的需要在某些时段可能处于关闭状态，但闸门下游河道可能又有支流汇入进来，导致局部河段出现断流现象，若不做处理，计算将无法进行。而在另外一些时段，闸门处于开启状态，使整个河段处于过流状态。实时模拟的模型要能根据闸门的开启状态适应断流和过流的计算模拟。对于一维河道而言，若想根据闸门的开启状态判断河段是否过流，再调整河道结构进行模拟计算，则逻辑程序十分复杂，且模拟效果欠佳。为解决这一问题，在维持河道地形结构不变的前提下，

通过模型处理自动模拟河道断流和过流的过程。因此模拟计算时无论河段是否过流都将其处理成一个计算河段。

若河道内某河段由于闸门关闭或者溢流坝拦截处于不过流状态，则该河段内每个断面的流量为零，水位为河底高程。据此可推导出断流河段中各断面的追赶参数： $H_j = 0, I_j = 0, J_j = Z_{bj} - Z_{n,j}, F_{j+1} = 0, G_{j+1} = -Q_{n,j}$ ，其中 j 表示断面编号， $Z_{n,j}$ 和 $Q_{n,j}$ 表示前一个计算时刻 j 断面的水位和流量结果， Z_{bj} 表示 j 断面河底深泓高程。各断面参数计算出来后，追赶过程就可以继续进行了。

3 模型率定和验证

3.1 研究区概况

本次开发的实时模拟和调度模型被应用于北运河杨洼闸以上流域。该流域虽然支流较多，但水资源短缺，其干流见图2。该流域干流分为2段，沙河闸至通州北关拦河闸之间的河段称温榆河，北关拦河闸以下河段称北运河，从北关拦河闸上分洪的河段称运潮减河。温榆河自沙河闸沿途有蔺沟、清河、坝河、龙道河、通惠河、小中河及凉水河等支流汇入。干流上现有拦河闸6座、橡胶坝5座（北关闸以上4座，北关闸以下1座），其中北关分洪枢纽（包括拦河闸和分洪闸）、榆林庄闸和杨洼闸为3座重要大坝，是洪水调度的关键工程。

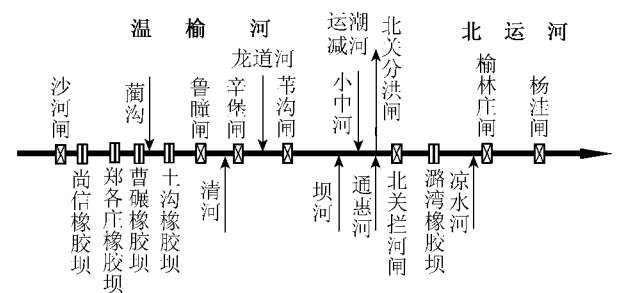


图2 北运河流域干流示意图

本次一维数学模型的计算范围上游断面从温榆河沙河闸开始，北运河下游断面到杨洼闸下断面结束，运潮减河下游断面到入潮河口断面结束。整个范围内共有176个大断面地形，其中温榆河段119个，北运河段46个，运潮减河段11个。

3.2 率定和验证

在北关闸和杨洼闸的水力学模型计算中，综合流量系数通过物理模型试验的方法来确定，以保证系数的准确性。计算时参考北京市水利科学研究所试验报告《北运河北关分洪枢纽改建工程——拦河闸水工模型试验研究》^[12]、《北运河北关分洪枢纽改建工程——分洪闸水工模型试验研究》^[13]及《北运河杨洼闸改建工程水工模型试验研究》^[14]。计算范

围内河道的糙率根据滩、槽分别选取 ,其中滩地糙率沙河闸至北关拦河闸段取 0.07 ,北关拦河闸至杨洼闸段取 0.05 ,运潮减河段取 0.05 ;主槽糙率在所有河段内都取 0.022 5。

鉴于北运河干流水文站较少 ,暂未获得主要断面的系列流量和水位资料 ,模型的验证根据防洪规划和物理模型试验的结果来进行。模型试验中 ,北运河新北关分洪枢纽闸上洪峰流量用文献 [15]中采用的干支流洪水错峰组合法 ,设计洪水过程以通州站 1956 年 8 月实测洪水过程为典型过程 ,由北关分洪枢纽闸上设计流量、洪量进行同频率放大求得。凉水河洪峰流量和设计洪水过程也采用文献 [15]中的成果。由于模型试验时闸门上下游水位可控制和调节 ,与模型计算时采用的河道地形可能不一致 ,故北关分洪枢纽的验证水位通过模型试验的上下游水位关系插值计算。表 1 为该模型模拟北运河 10 年、20 年、50 年和 100 年一遇设计洪水中主要闸坝的流量和水位与模型试验结果对比。

由表 1 可见 ,在北运河 10 年一遇至 100 年一遇设计洪水情况下 ,本次模拟的分洪枢纽闸上、拦河闸下泄、杨洼闸下泄流量比模型试验结果略低 ,主要因为模型计算时采用的河道地形比模型试验槽蓄作用更明显 ,但精度在误差允许范围内 ;10 年一遇、20 年一遇、50 年一遇、100 年一遇拦河闸闸上模拟最高水位比物理模型试验插值水位分别低 0.29 m ,0.24 m ,0.17 m 和 -0.02 m。可见由于分洪枢纽闸上流量比试验流量略低 ,北关拦河闸闸上水位也比模型试验略低 ,但计算结果总体吻合较好。由于杨洼闸区间槽蓄作用较为明显且采用的下边界条件比模型试验中的泄流能力小 ,导致 10 年一遇至 100 年一遇设计流量时闸上最高水位比试验值略高 ,但仍在可接受范围内。

4 洪水模拟和调度

经过率定和验证的模型用于北运河流域设计洪水和预报洪水的调度。其中预报洪水是采用 DWSM 分布式水文模型对雨量站实时雨情监测数据进行模

拟 ,最小时间步长可到几分钟 ,可提高洪水预见期。北关分洪枢纽、杨洼闸洪水调度服从北运河洪水统一指挥、统一调度 ,上下游统筹兼顾 ,变洪水控制为洪水管理 ,实现洪水资源化。北运河干流洪水调度在确保闸坝建筑物和河道防洪安全的前提下 ,按照北运河洪水分洪要求和中小洪水水资源利用的原则 ,重点对已经实施改建的北关分洪枢纽不同设计洪水情况下的调度方案进行研究 ,制定调度方案。杨洼闸调度方案确定方法与此相同 ,不再赘述。

4.1 调度方案

针对北运河不同频率的设计洪水过程 ,在满足调度原则的前提下提出了 3 种不同的调度模拟方案 ,分别为按流量单一调度、按流量分级调度和按水位分级调度。

根据北关分洪闸必须满足的分洪要求以及北关拦河闸和分洪闸在小洪水情况下尽量满足闸上水位为 20.0 m 的目标蓄水位 ,制定了北关拦河闸和分洪闸在不同重现期设计洪水下的单一流量调度方案 ,见表 2。

表 2 北关分洪枢纽不同频率设计洪水模拟调度方案				
重现期/a	闸门开启方式		闸上流量/ (m ³ ·s ⁻¹)	满足分洪要求
	北关拦河闸	北关分洪闸		
2	关 闭	开 5 孔 1.0 m	240	全部分洪闸分洪
3	关 闭	开 9 孔敞泄	500	全部分洪闸分洪
5	开 7 孔 0.8 m	开 9 孔敞泄	810	分洪闸分洪 500 m ³ /s
10	开 7 孔 2.16 m	开 9 孔敞泄	1 300	分洪闸分洪 500 m ³ /s
20	开 7 孔 3.22 m	开 9 孔敞泄	1 870	分洪闸分洪 600 m ³ /s
50	开 7 孔 3.95 m	开 9 孔敞泄	2 666	分洪闸分洪 900 m ³ /s
100	开 7 孔 3.94 m	开 9 孔敞泄	3 226	分洪闸分洪 1 200 m ³ /s

按流量分级调度方法的流量分级直接根据不同频率设计洪水过程的洪峰流量来划分。每个流量等级下的闸门运用方式与洪峰流量等于该等级最大流量的设计洪水过程运用方式一致 ,而按水位分级调度的水位分级直接根据不同频率设计洪水过程达到的闸上最高水位来划分。由于中小洪水(10 年一遇及以下)最高水位相差不大 ,但不同洪水情况下运潮减河分洪流量却不同 ,因此中小洪水的洪水过程对应的高水位还需要用流量来加以区别。北关分洪枢纽按流量分级和按水位分级调度方案见表 3。

表 1 模型模拟的北运河主要闸坝流量和水位与模型试验结果比较

重现期/ a	方式	洪峰流量/(m ³ ·s ⁻¹)			最高水位/m		
		分洪枢纽闸上	分洪闸分洪	拦河闸下泄	杨洼闸下泄	分洪闸闸下	拦河闸闸上
10	试验	1 300	500	800	952	20.40	20.60
	模拟	1 286	501	785	903	20.40	20.31
20	试验	1 870	600	1 270	1 592	20.97	20.95
	模拟	1 860	625	1 235	1 450	20.97	20.71
50	试验	2 666	900	1 766	2 218	22.05	22.05
	模拟	2 652	900	1 752	2 084	22.05	21.88
100	试验	3 226	1 200	2 026	3 300	23.07	23.13
	模拟	3 198	1 201	1 997	2 932	23.07	23.15

表 3 北关分洪枢纽按流量分级和按水位分级调度方案

分级流量/ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	分级 水位/m	闸门开启方式		满足分洪要求
		北关拦河闸	北关分洪闸	
$0 < Q \leq 240$	≤ 20.07	关 闭	开 5 孔 1.0 m	全部分洪闸分洪
$240 < Q \leq 500$	≤ 20.42	关 闭	开 9 孔敞泄	全部分洪闸分洪
$500 < Q \leq 810$	≤ 20.46	开 7 孔 0.8 m	开 9 孔敞泄	分洪闸分洪 $500 \text{ m}^3/\text{s}$
$810 < Q \leq 1\,300$	≤ 20.46	开 7 孔 2.16 m	开 9 孔敞泄	分洪闸分洪 $500 \text{ m}^3/\text{s}$
$1\,300 < Q \leq 1\,870$	≤ 21.05	开 7 孔 3.22 m	开 9 孔敞泄	分洪闸分洪 $600 \text{ m}^3/\text{s}$
$1\,870 < Q \leq 2\,666$	≤ 21.86	开 7 孔 3.95 m	开 9 孔敞泄	分洪闸分洪 $900 \text{ m}^3/\text{s}$
$2\,666 < Q \leq 3\,226$	≤ 23.29	开 7 孔 3.94 m	开 9 孔敞泄	分洪闸分洪 $1\,200 \text{ m}^3/\text{s}$

4.2 调度模拟结果

以 50 年一遇设计洪水为例 ,北关分洪枢纽按单一流量调度、按流量分级调度和按水位分级调度情况下的拦河闸、分洪闸闸上水位过程见图 3 ,拦河闸、分洪闸过闸流量见图 4。

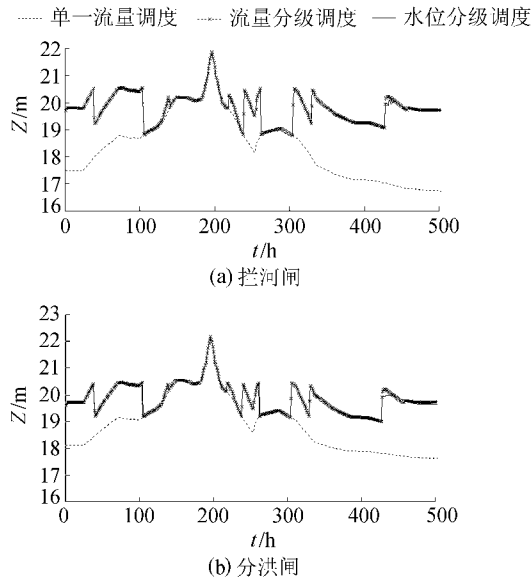


图 3 3 种调度方式拦河闸、分洪闸闸上水位过程

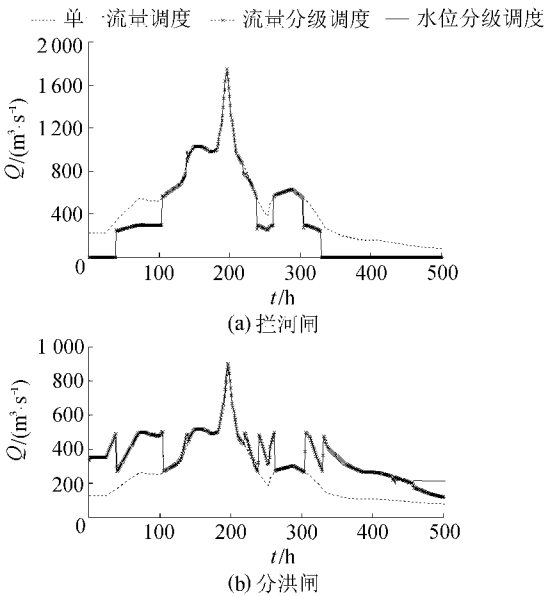


图 4 3 种调度方式拦河闸、分洪闸过闸流量过程

对于预报洪水 ,如果按照单一流量调度方式 ,需要先判断该场洪水的重现期 ,以不小于该场洪水重现期的设计洪水对应的单一流量调度方式调度 ,按照流量分级调度和水位分级调度则自动根据所分等级实行调度。建议闸门调度以水位为主、流量为辅 ,考虑洪水不确定性 ,闸门调度不以闸门全部放空、拦截尾水为主 ,而是当闸上水位在退水段达到目标蓄水位后通过调度闸门不同开启方式维持闸上水位不变。

5 结 论

运用一维非恒定水流数学模型耦合闸坝水动力学模型对北运河杨洼闸以上流域的洪水分别按单一流量、流量分级和水位分级 3 种方式进行调度。从调度的结果看 ,通过调度能够较好地利用北关分洪枢纽分流 ,避免发生洪水灾害 ,同时还能控制北关分洪枢纽和杨洼闸闸上水位 ,充分利用洪水资源。该耦合模型在北运河的成功运用说明其在模拟多闸坝分汊河流的洪水演进和调度上是可行的。

参考文献 :

[1] 杨国录.河流数学模型[M].北京:海洋出版社,1993.
[2] 刘亚坤,曾平.天然分汊河流的平面二维数值模拟[J].水利学报,1996,27(7):47-53.
[3] 崔冬,刘新成,潘丽红.一、二维耦合数学模型在水利枢纽通航水流条件研究中的应用[J].水利水电科技进展,2009,29(1):35-39.
[4] 郑毅,方红卫,何国建,等.基于径向基函数的多闸门控制河流的洪水模拟[J].清华大学学报:自然科学版,2008,48(12):2061-2064.
[5] CHOI G W, MOLINAS A. Simultaneous solution algorithm for channel network modeling[J]. Water Resources Research, 1993, 29(2): 321-328.
[6] 孙昭华,李义天,曹志芳.河网非恒定水沙数学模型研究[J].水科学进展,2004,15(2):165-172.
[7] 李义天,郭小虎,唐金武,等.三峡建库后荆江三口分流的变化[J].应用基础与工程科学学报,2009,7(1):21-31.

(下转第 27 页)

析) ,其次是年来水量(或汛期水量)的2年滑动组合值,与水沙搭配系数2年滑动组合值、西河口以下河长的相关性稍弱。为全面表述平滩流量与各相关因子之间的关系,运用多元回归方法,建立平滩流量与水沙过程、淤积延伸长度的综合关系式:

$$Q_{\text{平}} = 712.5(0.6W_{\text{上}} + 0.4W_{\text{当}})^{0.351}(0.5\rho_{\text{上}} + 0.5\rho_{\text{当}})^{-0.028}L^{-0.01} \quad (1)$$

式中: $Q_{\text{平}}$ 为当年平滩流量, m^3/s ; $W_{\text{上}}$, $W_{\text{当}}$ 分别为上年来水量、当年来水量,亿 m^3 ; $\rho_{\text{上}}$, $\rho_{\text{当}}$ 分别为上年水沙搭配系数及当年水沙搭配系数($\text{kg}\cdot\text{s}/\text{m}^6$); L 为当年西河口以下河长,km。

式(1)的复相关系数 $R = 0.93$,可以看出,式(1)的复相关系数明显高于单因子与平滩流量的相关系数,由式(1)中3项指数的正负可知,尾间河道平滩流量随来水量的增大(或减小)而增大(或减小),随水沙搭配系数的增大(或减小)而减小(或增大),随西河口以下河长的增大(或减小)而减小(或增大),这与单因素分析的结果是一致的。比较3项指数的大小可知,0.351远大于-0.028及-0.01,说明平滩流量与来水量的关系比与水沙搭配系数及河长的关系要密切得多。

3 结 语

河口区河道平滩流量的大小反映了主槽过洪能力。1976年黄河入海口改道清水沟流路以来,河口河段发生了较大的冲淤变化,从而引起了平滩流量的较大变化。河口区平滩流量不仅与来水来沙量有关,同时还与前期河床条件、河口的淤积延伸等因素有关。

河口河段平滩面积与平滩河宽基本呈正比关系,平滩流量与洪峰流量有较好的跟随性,且与同流量($3000\text{m}^3/\text{s}$)水位成反比,平滩流量与前期平滩流量、来水量、洪峰流量、最大3d流量存在较好的正相关关系,并与水沙搭配系数、河口河道长度呈负相

关关系,同时与前期河床条件存在较大关系。

如果维持河口河段平滩流量大于或等于 $4000\text{m}^3/\text{s}$,则需要年来水量大于或等于150亿 m^3 ,或汛期水量大于或等于100亿 m^3 ,且满足洪峰流量大于或等于 $3200\text{m}^3/\text{s}$ 或最大3d洪峰平均流量大于或等于 $3000\text{m}^3/\text{s}$,水沙搭配系数大于或等于 $0.04(\text{kg}\cdot\text{s})/\text{m}^6$ 的水沙条件,同时还应控制西河口以下河长小于或等于60km。

参考文献:

[1] 茹玉英,刘杰,朱岐武,等.黄河口水沙变异特征研究[J].人民黄河,2004(12):44-47.

[2] McCANDLESST L. Maryland stream survey: bankfull discharge and channel characteristics of streams in the Allegheny Plateau and the Valley and Ridge Hydrologic Regions[R]. Beijing: Fish and Wildlife Service Chesapeake Bay Field Office, 2003.

[3] 钱意颖,吴知,米粹侠,等.关于在多沙河流上修建水库保持有效库容的初步分析[G]//水库泥沙报告汇编.黄河水库泥沙观测研究成果交流会文集.郑州:黄河水利科学研究院,1972.

[4] 林秀芝,田勇,伊晓燕,等.渭河下游平滩流量变化对来水来沙的响应[J].泥沙研究,2005(5):1-4.

[5] 吴保生,夏军强,张原锋.黄河下游平滩流量对来水来沙变化的响应[J].水利学报,2007,38(7):886-892.

[6] 胡春宏,郭庆超,陈建国,等.塑造和维持黄河下游中水河槽措施研究[J].水利学报,2006,37(4):381-388.

[7] 虞邦义,郝玉锁,赵凯.淮河中营造床流量计算[J].河海大学学报:自然科学版,2010,38(2):210-214.

[8] 侯志军,由宝宏,李士国.近年来黄河尾间河道冲淤特性分析[J].泥沙研究,2009,1(1):48-53.

[9] 刘成.黄河干流沿程水沙变化极其影响因素分析[J].水利水电科技进展,2008,28(3):1-7.

[10] 胡春宏,张治昊.黄河口尾间河道平滩流量与水沙过程响应关系[J].水科学进展,2009,20(2):209-214.

[11] 刘晓燕,申冠卿,李小平,等.维持黄河下游主槽平滩流量 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 所需水量[J].水利学报,2007,38(9):1140-1144.

(收稿日期 2010-06-04 编辑:方宇彤)

(上接第15页)

[8] 吴作平,杨国录,甘明辉.荆江—洞庭湖水沙数学模型研究[J].水利学报,2003,34(7):96-100.

[9] FANG Hong-wei, CHEN Ming-hong, CHEN Qian-hai. One-dimensional simulation of non-uniform sediment transport under unsteady flows[J]. International Journal of Sediment Research, 2008, 23(4):316-328.

[10] 郑毅,方红卫,韩冬.DWSM模型产汇流模块的原理及应用[J].南水北调与水利科技,2008,3(3):28-31.

[11] SL265—2001 水闸设计规范[S].

[12] 北京市水利科学研究所.北运河北关分洪枢纽改建工

程拦河闸水工模型试验研究[R].北京:北京市水利科学研究所,2007.

[13] 北京市水利科学研究所.北运河北关分洪枢纽改建工程分洪闸水工模型试验研究[R].北京:北京市水利科学研究所,2007.

[14] 北京市水利科学研究所.北运河杨洼闸改建工程水工模型试验研究[R].北京:北京市水利科学研究所,2005.

[15] 天津水利水电勘测设计研究院.北三河系防洪规划[R].天津:天津水利水电勘测设计研究院,2004.

(收稿日期 2010-05-06 编辑:高建群)