

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2010.02.005

基于混合模型的河网输水能力计算

孙志林,陈永明,夏珊珊,吴 珂

(浙江大学水利与海洋工程系,浙江 杭州 310058)

摘要 河网水动力数值模拟广泛应用于平原河网的防洪排涝计算,水流主要由支流向主河道汇集.而河网输水则是主河道向支流扩散的非恒定流动,需考虑支流蓄水作用对河网整体输水能力的影响.在平原河网水动力混合模型的基础上提出了一种河网输水能力计算方法.基于数字化河网划分骨干河道和蓄水支流,通过时变侧向出流形式来考虑引水时骨干河道向支流扩散的水量,从而将圣维南方程中的侧向出流项由以往的常数改进为时变流量过程,以提高河网非恒定流数值计算精度.将该方法运用到某引水工程输水计算中,有效地解决了复杂河网跨流域输水时的水量分配问题.

关键词 混合模型 时变侧向出流 输水能力 复杂河网

中图分类号 TV131.6 **文献标识码** A **文章编号** 1000-1980(2010)02-0144-05

平原河网水动力模型按控制方程及对河网处理方式不同,可分为节点-河道模型^[1-3]、单元划分模型^[4]、混合模型^[5]和神经网络模型^[6].混合模型综合了节点-河道模型和单元划分模型的优点,将河网水域分为骨干河道和成片水域两类,对骨干河道采用节点-河道模型,采用单元划分法将成片水域划分成若干单元,再引入当量河宽概念,将其纳入节点-河道模型一并计算^[5].近年来河网非恒定流数值模拟大多吸收了混合模型思想,广泛用于平原河网的防洪排涝计算^[7-10].但由于河网支流地形和水动力资料缺乏,数值计算时难以提供基于实测资料的边界条件,因此控制方程中的河网各支流水位或侧向流量往往给定为常值,既带有主观任意性,又不能反映实际输水的非恒定流量过程.对于水系密布的平原河网来说,将成片水域概化为当量河宽并入节点-河道模型计算,忽略了成片水域的蓄水量及蓄水时间对河网整体输水能力的影响,因此传统的输水河网水力计算方法不适用于复杂河网输水.此外,以往河网数学模型通常提取主河道进行概化,而忽略了过水能力较小的支流.

我国沿海地区水资源空间分配不均,需通过跨流域输水解决经济发达而水资源相对贫乏的城镇用水问题.本文采用全流域数字化河网,在混合模型的基础上提出了一种考虑支流蓄水量的输水能力计算方法,以解决复杂河网跨流域调水的水力计算问题.

1 河网水动力模型

数字化河网是河网水动力计算的前处理,在保证计算精度的前提下,以简化计算为出发点,对数字化河网进一步概化.将引水骨干河道及其附近河宽较大的河道纳入供水动力模型计算使用的概化河网.将河宽较窄或远离骨干河道的支流及成片水域,概化为等水域面积的具有蓄水功能的支流,不纳入概化河网.概化河网非恒定水流数值模拟采用一维水流模型,控制方程为考虑侧向出流的 Saint-Venant 方程组:

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_i \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\alpha Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{gn^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: A ——过水面积; Q ——流量; R ——水力半径; Z ——水位; n ——曼宁系数; α ——动量分配系数; q_i ——侧向出流量,以往河网非恒定计算时 q_i 通常取为定值,甚至为零.

当水流从概化河网向两侧蓄水支流扩散时,支流的库容由其水域面积与支流和骨干河道侧向出流口间的水位差决定,侧向出流量 q_i 对支流充水时间的积分应该等于支流的库容.随着两侧河网不断充水,水位差不断减小,从而支流可继续容纳的水量逐渐减小,直至与骨干河道水位相平时,侧向出流量变为零.因此,侧向出流量并非定值而是个时变过程 $q_i(t)$.即连续方程变为

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_i(t) \tag{2}$$

但实测资料不可能提供这种过程,故需另找途径.

2 时变侧向出流 $q_i(t)$

当骨干河道开始向蓄水支流充水时,设各支流入口处的骨干河道水位为 $Z_{1,i}$,第 i 个支流的水域面积为 F_i ,入口宽度为 B_i ,则可得到支流的近似平均长度为 L_i 为

$$L_i = F_i/B_i \tag{3}$$

设第 i 个支流的底高为 $Z_{0,i}$,则其入口平均水深 h_i 和过水面积 A_i 分别为

$$h_i = Z_{1,i} - Z_{0,i} \tag{4}$$

$$A_i = h_i B_i \tag{5}$$

由于各支流在开始充水时并不是干涸的,而是各自具有一定的河网水位,此即各个支流的初始水位.因此,第 i 个支流的初始水位 $Z_{i,\min}$ 与该支流所处骨干河道水位 $Z_{1,i}$ 的最大水位差 $\Delta h_{1,i,\max}$ 为

$$\Delta h_{1,i,\max} = Z_{1,i} - Z_{i,\min} \tag{6}$$

这样,可计算出第 i 个支流的初始入流量 $Q_{1,i,\max}$ 为

$$Q_{1,i,\max} = \mu_i A_i \sqrt{2g\Delta h_{1,i,\max}} \tag{7}$$

式中 μ_i 为流量系数,与 L_i 有关.

将侧向出流量按非线性处理,使初始流量为 $Q_{1,i}^0 = Q_{1,i,\max}$, Δt 时间后第 i 个支流的蓄水增量 $\Delta W_{1,i}^{k+1}$ 为

$$\Delta W_{1,i}^{k+1} = Q_{1,i}^k \Delta t \quad (k = 0,1,2,\cdots,n) \tag{8}$$

初始水位差为 $\Delta h_{1,i}^0 = \Delta h_{1,i,\max}$,这样经过 Δt 时间后,第 i 个支流水位与邻近主干河道水位 $Z_{1,i}$ 之差 $\Delta h_{1,i}^{k+1}$ 变为

$$\Delta h_{1,i}^{k+1} = \Delta h_{1,i}^k - \frac{\Delta W_{1,i}^{k+1}}{F_i} \tag{9}$$

同时,在经过 Δt 时间后,第 i 个支流的入流量 $Q_{1,i}^{k+1}$ 相应地变为

$$Q_{1,i}^{k+1} = \mu_i A_i \sqrt{2g\Delta h_{1,i}^{k+1}} \tag{10}$$

重复上述过程,直至各个入流量为零时(准确地说小于某一设定的小量)计算结束,得到一组第 i 个支流的入流或河网侧向出流流量序列 $(Q_{1,i}^k, t_{1,i}^k)$,其中 $t_{1,i}^k = k\Delta t$.将计算总步数 n_1 乘以时间步长就得到第 i 个支流蓄满的总时间 $T_{1,i} = n_1\Delta t$.由此得到河网侧向出流流量序列为

$$q_{1,i}(t) = Q_{1,i}^k \quad (k = 1,2,\cdots,n) \tag{11}$$

此外,还应注意各侧向出流具有不同的开始时间和进程,且骨干河道和各支流的水位是‘逐级’升高的.

3 计算实例

浙东慈溪、余姚和上虞 3 市为解决中远期缺水问题,于 2005 年 9 月开始修建曹娥江至慈溪引水工程.该工程采用引水河道输水方式,由于沿线河网纵横交错,水流在引水河道行进的同时会向邻接河网扩散.沿途各县市实际利用的水量是否近似等于预定分配的水量,不仅直接关系引水工程的成败,而且涉及有关县市的投资收益问题.因此需要在考虑侧向水流扩散的条件下对曹娥江至慈溪引水工程的引水量,以及水量在各县市区域的分配进行计算和复核.

3.1 河网概化

引水工程输水骨干河道由上虞市三兴闸始,自西向东途经余姚市,至慈溪市四灶浦水库终,全长 85.85 km,其中上虞、余姚和慈溪境内分别为 18.4 km,37.65 km 和 29.8 km.根据 3 市全流域地形图,在 GIS 环

境下对河网水域数字化,得到水域面积共 66.2 km²(如图 1 所示).然后依据建闸等实际情况对数字化河网进行概化,得到水力模型计算用骨干输水河网,水域面积为 15.04 km².概化蓄水支流 34 个,水域面积为 51.16 km².

3.2 边界处理

河网水力模型采用概化河网(图 2),以上虞市三兴闸取水口引水流量过程为进口边界条件,慈溪市四灶浦水库入水口处河网水位过程为出口边界条件.连接蓄水支流 i 的骨干河道控制方程侧向出流量 q_i 采用该支流的时变侧向出流过程 $q_i(t)$,每个时间步计算一次支流蓄水量.同时考虑该时间步内的降雨产生径流量、工农业耗水量和水面蒸发量,从而获得河网整体输水能力.按平水年(93% 保证率)、枯水年(90% 保证率)、四灶浦水库现状库容(4 625 万 m³)和规划库容(1.5 亿 m³)两两组合共 4 种工况,计算该工程的引水总量以及进入上虞、余姚和慈溪的分配水量.



图 1 数字化整体河网

Fig. 1 Digitalization of the whole river network

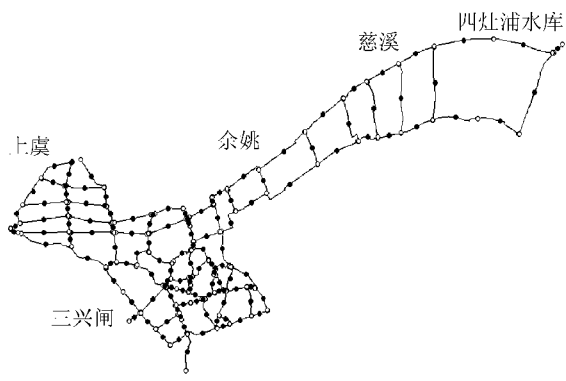


图 2 概化数字化河网

Fig. 2 Generalization of digital river network

由于出口边界在四灶浦水库,当引水开始至四灶浦水库蓄满前,出口边界水位保持 $Z_{c,\min}$ 不变,当水库蓄满后,水位不断抬升直至河网警戒水位 $Z_{c,\max}$ 即停止引水.因此在一次引水周期内河网侧向出流过程 $Q_{q,i}(t)$ 为

$$Q_{q,i}(t) = \begin{cases} q_{1,i}(t) \\ q_{2,i}(t) \end{cases}$$

式中 1,2 分别为四灶浦水库蓄水和河网蓄水阶段河网侧向出流流量过程.

同样按时变出流过程计算出口边界条件.在河网蓄水阶段可取最靠近出口边界的一段主干河道水量增加引起的水位抬高过程作为出口边界的水位过程,即

$$Z_c^{k+1} = Z_c^k + \frac{\Delta w_{2,l}^{k+1}}{F_l}$$

且

$$Z_c^0 = \Delta h_{2,l,\max}$$

式中 l 为最后一段主干河段序号.则一个引水周期内出口边界的时变水位过程为

$$Z_c(t) = \begin{cases} Z_{c,\min} & t \leq T_M \\ Z_c^{k+1} & t > T_M \end{cases} \quad (k = 0, 1, 2, \dots, n_2)$$

式中 T_M 为四灶浦水库蓄满水所需时间.在第 1 阶段每个时间步计算 1 次四灶浦水库蓄水量,蓄满时即进入第 2 阶段河网蓄水过程.

3.3 结果分析

由模型计算得到引水工程在枯水年、平水年情况下可引水天数分别为 118 d 和 126 d,主干河道的输水能力介于 29 ~ 55 m³/s 之间,通常为 33 m³/s,基本达到设计要求.除 90% 保证率和四灶浦现状库容工况下引水总量只有 4 亿 m³ 外,其他 3 种工况均能达到 4.2 亿 m³ 的设计要求.4 种工况的引水量分配见表 1.

在考虑时变侧向出流后,4 种工况下上虞、余姚和慈溪

表 1 三兴闸引水量分配

Table 1 Water allocation at Sanxing Lock

水库	引水量/万 m ³			
	保证率 93%		保证率 90%	
	现状	规划	现状	规划
上虞	11 900.7	11 118.0	11 298.2	10 915.8
余姚	10 851.4	9 751.9	9 079.3	8 576.1
慈溪	19 249.1	21 131.3	19 625.7	22 509.3
总和	42 001.2	42 001.2	40 003.2	42 001.2

获得的总引水量分别为 1.09 亿 ~ 1.19 亿 m³,0.86 亿 ~ 1.09 亿 m³ 和 1.92 ~ 2.25 亿 m³. 原设计(未考虑河网时变侧向出流)3 市的分配引水量分别为 1.1 亿 m³,0.7 亿 m³ 和 2.4 亿 m³,可见余姚和慈溪的引水量与原设计值相差较大. 其中余姚获得引水量超过原设计值,而慈溪获得引水量小于原设计值. 这充分说明河网支流蓄水对输水能力和引水量的区域分配有较大影响. 当引水量自上游向下游输送时,不可避免地被途中河网吸收一部分水量,尤其在水系发达的河网密布地区,被吸收的水量相当可观. 因此中游区域获得的水量往往超过了设计值,而下游区域获得的水量达不到设计值. 此外随着引水量的沿程吸收,主干河道的输水能力也随之下降,输水距离越远则输水能力受侧向出流的影响越大. 这些在引水设计中都是不容忽视的问题. 在 90% 保证率和四灶浦现状库容工况下的引水量沿程具体分配情况见表 2,其中上浦闸和姚江为分别向上虞和余姚供水的辅助水源.

Table 2 Results of Sizaopu Reservoir under low water and current storage capacity									万 m ³
引水历时 (日期)	三兴闸 引水量	上虞							
		降雨 产流量	消耗水量			河网蓄 存水量	得到水量		
			蒸发损失	工业用水	农灌用水		来自三兴闸	来自上浦闸	降雨
07-02 ~ 09-06	19180.8	1010.4	564.8	1940.4	4374.7	1535.3	7085.8	901.3	428.1
10-14 ~ 11-17	16156.8	513.2	87.5	1004.5	0	1535.3	2406.8	0	220.5
12-22 ~ 12-30	4665.6	5.2	10.9	264.6	0	1535.3	1805.6	0	5.2
引水历时 (日期)	降雨 产流量	余姚							
		蒸发损失	消耗水量			河网蓄 存水量	得到水量		
			工业用水	农灌用水	来自三兴闸		来自姚江	降雨	
07-02 ~ 09-06	309.9	152.6	361.8	2025.8	528.7	1805.2	1153	110.8	
10-14 ~ 11-17	200.6	23.6	187.3	0	528.7	6696.7	0	41.2	
12-22 ~ 12-30	2.1	3.0	49.3	0	528.7	577.4	0	2.1	
引水历时 (日期)	降雨 产流量	慈溪							
		蒸发损失	消耗水量			河网蓄 存水量	四灶浦水库 蓄存水量	得到水量	
			工业用水	农灌用水	来自三兴闸			降雨	
07-02 ~ 09-06	511.6	364.6	3187.8	3736.9	1430	2101.0	10289.8	530.5	
10-14 ~ 11-17	341.5	56.5	1638.2	0	1430	4625.0	7053.3	705.1	
12-22 ~ 12-30	4.9	7.1	420.5	0	1430	429.9	2282.6	4.9	

由表 2 可知,在一次引水过程中,引水水量在各县市的分配受引水时机、水库调蓄能力、工农业用水情况和降雨蒸发等因素的共同影响,是一个随时间变化的过程. 河网蓄水量与引水历时成正比,并且随着引水次数增加,占引水消耗总量的比例大幅提高. 此外四灶浦水库扩大库容能使慈溪河网较长久地保持低水位,河网具有较强的输水能力,从而可以更充分地利用上游比较集中的可引水时段.

4 结 论

- a. 本文使用全流域地形图和实测断面地形资料,将研究区域内的所有河道长度、水面宽度和代表断面地形数字化,并依据一定原则将数字化河网划分为概化河网和蓄水支流. 而以往数学模型在概化河网时忽略了过水能力较小的支流.
- b. 河网水动力数学模型的连续方程包含的侧向出(入)流项一般按常量处理,本文引入时变流量过程 $q_i(t)$,并给出了非线性形式的时变出流序列计算方法,同样以时变形式考虑了数学模型出口边界的水位过程,据此改进的河网数值模型较现有模型更为合理.
- c. 基于改进的河网模型,对复杂河网跨流域输水进行计算. 按 4 种工况计算并分析了引水总量、沿程水量分配、各种损耗及河网蓄水量情况,为引水工程决策提供了科学依据. 计算表明,河网侧向出流将导致主干河道输水能力沿程降低,对输水能力及水量区域分配的影响较大.

参考文献:

[1] 张蔚. 平原河网的水动力学及泥沙模型研究[J]. 水利水运工程学报, 2004 (4): 70-74. (ZHANG Wei. Hydrodynamic and

- sediment model study of plain river network[J]. Hydro-Science and Engineering, 2004(4): 70-74. (in Chinese))
- [2] 李义天. 河网非恒定流隐式方程组的汉点分组解法[J]. 水利学报, 1997(3): 49-57. (LI Yi-tian. A junctions group method for unsteady flow in multiply connected networks[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1997(3): 49-57. (in Chinese))
- [3] 白玉川, 万艳春, 黄本胜, 等. 河网非恒定流数值模拟的研究进展[J]. 水利学报, 2000(12): 43-47. (BAI Yu-chuan, WAN Yan-chun, HUANG Ben-sheng, et al. A review on development of numerical simulation of unsteady flow in river networks[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000(12): 43-47. (in Chinese))
- [4] CUNGE J A. Two-dimensional modeling of flooding plains: unsteady flow in open channels[M]. Highland Ranch: Water Resources Publications, 1975: 705-762.
- [5] 姚琪, 丁训静, 郑孝宇. 运河水网水量数学模型的研究和应用[J]. 河海大学学报, 1991, 19(4): 9-17. (YAO Qi, DING Xun-jing, ZHENG Xiao-yu. Development and application of a mathematical model for computing water quantity in the Grand Canal network[J]. Journal of Hohai University, 1991, 19(4): 9-17. (in Chinese))
- [6] DIBIKE Y B, OLOMATINE D, ABBOTT M B. On the encapsulation of numerical hydraulic models in artificial neural network[J]. Journal of Hydraulic Research, 1999, 37(2): 141-167.
- [7] 徐祖信, 卢士强. 平原感潮河网水动力模型研究[J]. 水动力学研究与进展: A 辑, 2003, 18(2): 176-181. (XU Zu-xin, LU Shi-qiang. Hydrodynamic model for tidal river network[J]. Journal of Hydrodynamics A, 2003, 18(2): 176-181 (in Chinese))
- [8] 吴作平, 杨国录, 甘明辉. 河网水流数值模拟方法研究[J]. 水科学进展, 2003, 14(3): 350-353. (WU Zuo-ping, YANG Guo-lu, GAN Ming-hui. Flow numerical model for river systems[J]. Advances in Water Science, 2003, 14(3): 350-353. (in Chinese))
- [9] YUAN Fei, REN Li-liang, YU Zhong-bo, et al. A river flow routing model based on digital drainage network[J]. Journal of Hydrodynamics Ser B, 2005, 17(4): 483-488.
- [10] YANG J, TOWNSEND R D, DANESHFAR B. Applying the HEC-RAS model and GIS techniques in river network floodplain delineation[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2006, 33(1): 19-28.

Calculation of water transport capacity of river networks based on mixed models

SUN Zhi-lin, CHEN Yong-ming, XIA Shan-shan, WU Ke

(Department of Hydraulic and Ocean Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The numerical simulation of flows in river networks has been widely applied to the calculation of flood and drainage in plain area where water mainly flows from tributaries to the main stream. While the water transport through the river networks is unsteady flows from the main stream to tributaries. Under this case, the effect of water storage in tributaries on the water transport capacity should be considered. A method to calculate water transport capacity in the river networks was proposed based on the mixed models for hydrodynamics of plain river networks. The river network was divided into the mainstream and reservoirs through the digitalization, and then the time-dependent lateral flows are employed to compute the water discharge from the mainstream to reservoirs in water transportation. Accordingly, the lateral flows in the Saint-Venant equation were changed from the previous constant flows to the time-dependent ones. Thus, the precision of numerical calculations of unsteady flows in the river networks was raised. The proposed method was applied to a water transfer project, and the water allocation of a complex river network over different watersheds was effectively solved.

Key words: mixed model; time-dependent lateral flow; water transport capacity; complex river network