

甬江流域河网水利计算模型研究及应用^{*}

方国华¹, 金德钢², 刘俊³, 严文武², 徐向阳³

(1. 河海大学 水利水电工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 宁波市水利水电规划设计研究院, 浙江 宁波 315106; 3. 河海大学 水文水资源学院, 江苏 南京 210098)

摘要: 针对平原感潮河网的水文和水力学特性, 结合甬江流域实际, 建立了平原河网水利计算混合模型, 采用 Preissmann 四点隐式格式, 合理选定权重系数, 并运用河网最优节点编码法的 3 级解法进行求解; 利用 2000 年桑美台风暴雨洪水对模型进行验证计算, 结果表明模型是可靠适用的。考虑不同重现期暴雨和潮位的组合情况, 采用研究建立的河网水利计算模型对规划防洪工程全面实施后甬江流域河网节点水位进行了合理计算。

关键词: 平原感潮河网; 水利计算; 混合模型; 权重系数; 最优节点编码法; 三级解法; 甬江流域

中图分类号: P333.2 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-811X(2009)02-0041-05

0 引言

甬江流域位于浙江省东部, 长江三角洲南翼。姚江、奉化江为甬江两大溪流, 在宁波三江口汇合后称为甬江。流域面积为 4 518.1 km², 主流长 133 km。流域内河网密集, 地势较低, 易遭受台风性暴雨、梅雨性暴雨、突发性暴雨和风暴潮侵袭。

宁波市是浙江省第二大城市, 也是全国沿海 14 个开放城市之一, 国家计划单列市。甬江流域在宁波市乃至浙江省的经济发展中具有举足轻重的作用。1998 年完成的《甬江流域总体规划》^[1] (2000 年批准), 包括了防洪治涝规划, 对甬江流域洪水进行了分析计算。近年来, 由于宁波市的城市化及社会经济的快速发展, 大大增加了地表的不透水面积, 降低了水面率, 原来的一些可以行蓄洪的低洼区近年来也已被开发利用, 加之又新建或新安排了一些水利工程, 流域下垫面条件已发生了显著变化。因此, 十分有必要建立甬江流域河网水利计算模型, 以便对甬江流域设计洪水进行复核, 对现状和规划防洪工程的防洪能力进行评估。

1 甬江流域河网水利计算模型建立

1.1 模型及求解方法选择

平原河网水利计算也即是河网汇流计算的数学模型大体可以分为节点-河道模型、单元划分模型、混合模型、人工神经网络模型以及利用蒙特卡罗方法和图论的有关概念建立起来的随机游动模型^[2-5]。综合比较这 5 种模型的优缺点, 甬江流域河网水动力数学模型采用混合模型, 即根据甬江流域河道和水利工程资料, 将甬江水系概化成由河网和水域组成的体系。河网由流域内骨干河道和重要连接河道等一系列主要河道组成, 是流域输送水流的载体; 水域主要由支流小溪、水塘等水体概化而来, 主要起水量调蓄作用。对河网采用节点-河道模型, 对成片水域则划分为单元。这部分单元仅起蓄水调节作用, 不起动力输水作用, 通过引入当量河宽的概念^[2], 将其纳入单一河道一并计算。

河网水动力数学模型的求解归根结底是对描述河道一维非恒定流运动的圣维南方程组的求解。该方程组属于一阶双曲线型拟线性偏微分方程组, 必须依靠数值方法求解。求解河渠非恒定流的数值解法, 主要有特征线法、有限差分法和有限单元法。特征线法可划分为特征线法和特征差分法。有限差分法可划分为显式和隐式两种。具体如图 1 所示。

^{*} 收稿日期: 2008-10-24

基金项目: 宁波市 2004 年水利科技重点项目“甬江流域洪水复核及城市防洪能力评估”部分研究成果

作者简介: 方国华(1964-), 女, 安徽定远人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事水利规划、水利经济与管理等方面的教学和科研工作. E-mail: hhufgh@126.com

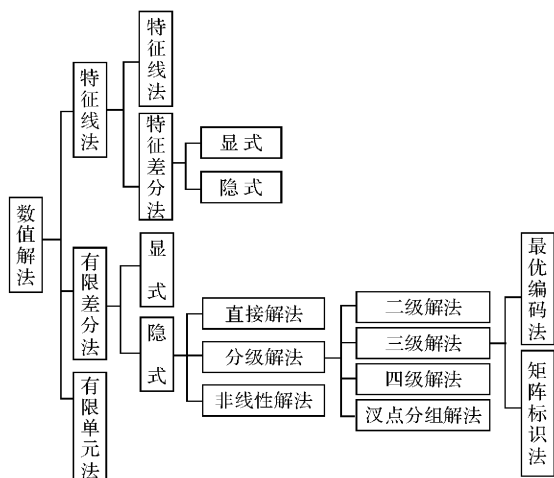


图1 河渠非恒定流数值解法的划分

结合甬江流域实际情况，选择采用 Preissmann 法对圣维南方程组进行离散，同时选用河网最优编码法的三级解法编制河网非恒定流计算程序对混合模型进行求解，以求出各断面的水位 Z 和流量 Q 。

1.2 河网汇流数学模型

1.2.1 明渠水流控制方程

描述水流在明渠中运动的一维非恒定流基本方程是圣维南方程组^[3,4]，包括连续方程和动力方程：

$$B_r \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q, \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + gA \frac{|Q|Q}{K^2} = 0, \quad (2)$$

式中： q 为河道旁侧入流 (m^3/s)； B_r 为当量河宽 (m)； A 为过水断面面积 (m^2)； Z 为断面水位 (m)； Q 为断面流量 (m^3/s)； K 为流量模数 (m^3/s)。

1.2.2 节点方程

在平原地区水系中，河道纵横交错，交叉联结，其连接点即为节点。每个节点均要满足两个衔接条件，分别为流量衔接条件和动力衔接条件^[5]。

(1) 流量衔接条件

每一节点的流量必须满足水量平衡原理，即每一时刻进入节点的流量和等于节点蓄水量的变化：

$$\sum_{j=1}^n Q_j^i = \frac{d\omega_i}{dt}, \quad (3)$$

式中： Q_j^i 为河道 j 汇入节点 i 的流量 (m^3/s)； ω_i 为节点 i 的蓄水量 (m^3)； n 为汇入节点 i 的河道数。

节点可以具有调蓄功能，其连续方程形式为：

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q_i}{S_i}, \quad (4)$$

式中： S_i 为 t 时刻节点处过水面积 (m^2)； H 为节点水

位 (m)； $\sum Q_i$ 为 t 时刻节点流量和 (m^3/s)。

节点方程的差分形式为：

$$H_{i+\Delta t} = H_i + \frac{\sum \bar{Q}_i \Delta t}{S_i}. \quad (5)$$

对于无调蓄能力的节点有：

$$\sum \bar{Q}_i = 0. \quad (6)$$

(2) 动力衔接条件

某一节点上，各连接河道断面上水位和流量与节点平均水位之间必须符合实际的动力衔接条件，要求满足 Bernoulli 方程。若节点无调蓄作用，则动力衔接条件简化为：

$$H_i = H_n, \quad (7)$$

式中： H_i 为与节点相连的河道断面水位 (m)； H_n 为节点水位 (m)。

若节点处有闸、堰或过水面积变化较大，则动力衔接条件为：

$$aH_i + bQ_i + cH_j + dQ_j = e, \quad (8)$$

式中：当节点处为闸、堰时， e 不为 0；当节点处属于过水面积变化较大的情况时， e 为 0。

整个河网为若干河道和节点的组合，河网水量的控制方程即为每一河道的控制方程与每一节点衔接条件及初始边界条件联立所得的微分方程组。数值求解河网水量微分方程组，则可求出每一河道指定断面处及各个节点上的水位、流量等水力变量。

1.3 河网概化

水利计算首先必须对河网进行概化，概化应充分考虑现状工程以及各阶段规划的河道及水利工程布设。在概化过程中侧重考虑对水流输送占主导作用的骨干河道，也考虑了少数虽然输水能力不强但能够沟通水系河道；对于一些输水能力较小的河道或断头浜等未进入概化后的水系河道，但通过当量河宽参数反应其调蓄功能。

根据地形、地势、河流走向、河道间联系情况，考虑现状和规划工程，对甬江流域平原河网进行概化，最终划分为 203 条河道，450 个河段，936 个断面。设立了 290 个节点，39 个流量上边界，6 个水位下边界（限于篇幅，河网概化图略）。

1.4 模型参数分析与率定

(1) 河道长度 根据绘制的甬江流域水系电子地图，利用地理信息系统的功能量算。

(2) 断面尺寸 根据实测或规划河道断面图量算，一般概化为梯形断面，并按概化前后流量模数基本相等的原则作适当调整。

(3) 河道糙率 主要河道的糙率根据实测的河道水位、流量资料进行率定取值,一般介于 0.020~0.040 之间。其他河道按类比分析得出。

(4) 水面率 在地形图上量取常水位时的水面面积再除以研究区域面积,同时参考文献[6]进行确定。

(5) 水闸出流系数 根据实测的闸前、闸后同时水位和引排水流量资料进行率定取值。

(6) 调蓄库容 根据调查统计的河道及水面面积资料分析得出。

(7) 陆域宽度 计算的降雨产流,如何进入河网,一般借用陆域宽度的概念。即假定某一单元内降雨产流均匀分配到包围这块单元的河道内。实际应用中,根据甬江流域水系电子地图,利用地理信息系统的功能量算得每条河道单位长度的平均汇流面积作为陆域宽度。

(8) 当量河宽 在河网非恒定流计算中,成片水域概化为主要河道的滩地,即将圣维南连续方程中的河宽取为当量河宽 B_T ,其计算公式为:

$$B_T = \alpha \cdot B, \quad (9)$$

式中: B 为河道的实际宽度(m); α 为河宽放大系数。

(9) 权重系数 模型采用 Preissmann 4 点隐式差分求解,该差分格式的稳定性取决于权重系数 θ 。一般情况下, $0.5 \leq \theta \leq 1$ 时,格式无条件稳定。大量计算表明, θ 趋于 1 时,尽管会牺牲一定的计算精度,但模型的整体稳定性非常好。因此,计算中取定 $\theta = 1$ 。

1.5 定解条件

河网基本方程的差分方程组的定解条件从时间域和空间域上来看,必须给出初始条件和边界条件。

1.5.1 初始条件

(1) 初始水位确定 处于防洪安全考虑,通常可赋给各断面一个相对较高的初始水位值(一般高于常水位),进行河网洪水演算。

(2) 初始流量确定 洪水期间,平原河网区各水利分区之间有控制性水工建筑物调度控制。在没有水量交换的条件下,各水利分区内部河道断面初始流量可近似认为等于 0。

1.5.2 边界条件

(1) 外边界条件

流量边界 山区各分区设计流量过程,有水库调蓄的分区先进行水库调洪计算,然后通过河道洪水演算至平原,其流量过程作为平原河网计算的上边界条件。

水位边界 以沿海蟹浦闸、化工闸、新泓口闸、威海闸、淡水大闸以及甬江口为水位下边界,采用镇海站设计潮位过程为潮位边界。

净雨边界 平原河网区除了在水位、流量边界条件处与外界发生水量交换外,还有区域本身的净雨输入。一般采用陆域宽度将平原河网区各分区上的产水量以均匀旁侧入流的形式与河网水量平衡计算进行数据连接。

(2) 内边界条件

实际工程中,为控制水量或水位,常在河道中设置闸门^[7],其出入流有 3 种情况:

① 关闸 $Q = 0$;

② 开闸引水($Z_d > Z_u$) 若 $(Z_u - H_0) \leq \frac{2}{3}(Z_d - H_0)$, 为自由出流,

$$Q = mB \sqrt{2g}(Z_d - H_0)^{3/2}; \quad (10)$$

若 $(Z_u - H_0) > \frac{2}{3}(Z_d - H_0)$, 为淹没出流,

$$Q = \Phi B \sqrt{2g}(Z_u - H_0) \sqrt{Z_d - A_u}; \quad (11)$$

③ 开闸排水($Z_d < Z_u$) 若 $(Z_d - H_0) \leq \frac{2}{3}(Z_u - H_0)$, 为自由出流,

$$Q = mB \sqrt{2g}(Z_u - H_0)^{3/2}; \quad (12)$$

若 $(Z_d - H_0) > \frac{2}{3}(Z_u - H_0)$, 为淹没出流,

$$Q = \Phi B \sqrt{2g}(Z_d - H_0) \sqrt{Z_u - Z_d}; \quad (13)$$

式中: m 为自由出流系数; Φ 为淹没出流系数; B 为闸孔宽度(m); Q 为引排水流量(m^3/s); Z_u 闸上游水位(m); Z_d 为闸下游水位(m); H_0 为闸底高程(m)。

此外,泵站出流量由设计泵排能力和调度方式决定。

1.6 防洪控制调度方式

按照《宁波市防汛防旱手册》^[8]的有关规定,洪水期沿江各闸门的调度遵循主要河区水位控制标准中的高水位为控制水位的原则。当内河水位超过控制水位且高于闸下外河(姚江、奉化江或甬江干流)水位时,闸门开启;当内河水位超过控制水位但外河水位(或外海)高于内河水位时,闸门关闭,有泵站的水闸开启泵站向外河(或外海)排水;当内河水位低于控制水位时,闸门关闭,以保证内河保持一定的水位。

1.7 边界潮位计算

1.7.1 设计潮位

甬江流域下游有蟹浦闸、化工闸、新泓口闸、

威海闸、淡水闸以及甬江口等 6 个排水口门。由于这几个闸门都位于甬江口镇海潮位站附近, 最远距离仅 12.6 km, 潮位相差不大, 故统一采用镇海站的潮位资料。

根据镇海站 1953—2002 年的潮位资料, 分别统计年最高高潮位和最高低潮位资料, 按 P—III 型曲线进行频率计算和适线, 分别绘制出镇海站年最高高潮位频率曲线和年最高低潮位频率曲线。按潮位频率计算结果, 得 5 年、10 年、20 年、50 年、100 年重现期的最高高潮位和最高低潮位。

1.7.2 潮型分析

由设计年最高高潮位和设计年最高低潮位推求设计潮位过程线, 采用典型潮位缩放方法。

(1) 潮位典型过程的选取

典型潮位过程的选择采取两种方法: ①选择与设计暴雨计算的暴雨典型过程时间相应的潮位过程。本次洪水复核计算选择的设计暴雨典型为 630910, 故选择与设计暴雨典型过程同步的 1963 年 9 月 10—16 日的潮位过程作为典型。②统计逐年的潮位特征, 按照平均偏不利的原则进行选取。经分析, 2000 年桑美台风(2000 年 9 月 9 日—15 日)期间风暴潮、天文潮、洪水三碰头, 镇海口出现持续高潮位。故选择 2000 年 9 月 9—15 日的潮位过程作为典型。

(2) 无因次单位线法选配逐时潮位过程线

由于 1963 年 9 月 10—16 日的潮位过程也缺乏逐时资料, 在复核计算中采用无因次单位线法。以 1977 年 8 月 19—25 日的潮型为典型, 分段拟合出涨潮、落潮段的潮型, 定出无因次潮位单位线。根据典型潮位的高潮和低潮资料, 按无因次潮位单位线, 分别推求 7 d 逐时典型潮位过程。

经计算比较, 在防洪排涝水利计算中, 高高潮型比高低潮型对防洪更为不利, 故最终仅采用高高潮型的设计潮位过程线。

(3) 设计潮位过程线的推求

设计频率下的潮位过程线, 按典型潮位过程线缩放, 使其 7 d 中最高潮位为某频率的设计高潮位, 其余高潮位按 K 值同倍比缩放。

1.7.3 洪潮频率组合

在推求不同工况不同频率的设计洪水位时, 需考虑洪潮频率组合问题。

甬江河口潮汐主要受月亮引力影响, 与甬江流域暴雨洪水基本为相互独立事件。对历年甬江流域年最大 3 d 面雨量重现期与相应时段内镇海站最高潮位重现期的关系进行分析, 结果表明甬江

流域洪潮遭遇不存在明显的相关关系。因此, 甬江河口潮汐与甬江流域暴雨的遭遇可以看成为两个偶然系列的频率组合。

洪潮遭遇组合方案涉及甬江河口潮位过程对甬江水系出流的影响, 关系到甬江流域干流及内河河网设计洪水位的结果。从防洪安全起见, 本次计算中考虑在设计条件下对防洪工程较为不利的洪潮遭遇组合。为了与以往设计方案分析对比, 主要的洪潮组合方案与前期规划方案类似。

具体方案以重现期 20、50、100 年的设计暴雨方案为基础, 分别按 10 年一遇潮位或 1963 年典型潮位遭遇组合, 得出不同洪潮组合方案^[9]。

2 模型验证及应用

为保证模型在甬江流域应用中的可靠性和适用性, 利用 2000 年桑美台风暴雨洪水对其进行验证(表 1)。

表 1 “桑美”台风各代表站点河网水位比较表

地区	站 名	实测最高 水位/m	复核计算 最高水位/m	差值/m
奉化江	北渡	2.78	2.80	0.02
	澄浪堰	3.06	3.07	0.01
甬江	宁波	3.14	3.18	0.04
姚江	姚江大坝	2.55	2.63	0.08
鄞西	集仕港	2.42	2.48	0.06
	云龙	2.54	2.58	0.04
鄞东南	姜山	2.41	2.48	0.07
	五乡	2.62	2.63	0.01
镇海区	中大河	2.24	2.24	0
	慈城	2.56	2.59	0.03
江北区	慈江闸	2.65	2.65	0
奉化市	西坞	2.79	2.84	0.05
	余姚	2.77	2.70	-0.07
余姚市	丈亭	2.60	2.66	0.06

对比计算结果与实测数据可以看出, 模型较好地模拟了洪水在平原的演进过程, 各重要节点的计算结果具有较高精度, 从而验证了模型的实用性, 也率定了相关的糙率、闸门出流系数等参数。

在对模型进行验证的基础上, 考虑不同重现期暴雨和潮位的组合情况, 针对现状水利工程和规划防洪工程全面实施后两种情况, 采用所建立的混合模型对甬江流域感潮河网进行了水利计算。规划工程全面实施后, 设计洪水位计算结果见表 2。

表 2 甬江流域设计洪水位计算结果

河道	水位/m		
	20 年一遇	50 年一遇	100 年一遇
剡江	6.78 ~ 4.47	7.96 ~ 5.08	8.68 ~ 5.50
县江	6.95 ~ 4.47	7.78 ~ 5.08	8.58 ~ 5.50
东江	4.46 ~ 4.47	5.05 ~ 5.08	5.49 ~ 5.50
奉化江	4.47 ~ 2.96	5.08 ~ 3.19	5.50 ~ 3.52
姚江	3.04 ~ 2.91	3.31 ~ 3.18	3.53 ~ 3.39
甬江	2.96 ~ 2.29	3.19 ~ 2.90	3.52 ~ 3.57
鄞东南平原	2.38 ~ 2.64	2.66 ~ 2.83	
鄞西平原	2.48 ~ 2.62	2.79 ~ 2.88	
江北平原	2.31 ~ 2.42	2.52 ~ 2.53	
余姚城区	3.01	3.26	

鄞西、江北、鄞东南等平原区 20 年、50 年一遇最高水位, 复核计算结果略高于文献[1]结果; 流域 20 年和 50 年设计暴雨条件下, 除局部边界节点外, 流域干流复核计算结果基本与文献[1]结果相近, 但 20 年一遇姚江大闸附近文献[1]计算结果偏低^[10]。

总体说来, 由于近年来土地利用、工程建设、资料条件的变化对干流及河网洪水位有一定影响; 本文计算结果也在一定程度上表明文献[1]计算结果基本是合理可靠的, 有关成果经适当调整或进行专题分析后可作为流域防洪工程建设的重要依据。

3 结论

采用明渠非恒定流控制方程和节点方程, 通

过河网合理概化, 并充分考虑泵闸控制、水利调度等影响因素, 在确定边界水位、流量以及潮位条件的前提下, 建立甬江流域平原感潮河网水利计算模型, 可用于洪水复核计算和规划防洪方案的评估, 也可为流域综合整治提供决策依据, 同时为流域防汛实时调度奠定了良好基础。

参考文献:

- [1] 浙江省水利水电规划勘测设计院. 甬江流域综合规划[R]. 杭州: 浙江省水利水电规划勘测设计院, 1998.
- [2] 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.
- [3] K. 麦赫默德, V. 叶夫耶夫耶维奇. 明渠不恒定流: 第一卷[M]. 林秉南译校. 北京: 水利电力出版社, 1987: 1-270.
- [4] 汪德耀. 计算水力学理论与研究[M]. 南京: 河海大学出版社, 1989.
- [5] 韦直林, 崔占峰. 一维河网非恒定流计算程序的初步研究[J]. 人民长江, 2001, 32(12): 30-32.
- [6] 浙江省水利水电规划勘测设计院. 宁波市河道整治规划报告[R]. 杭州: 浙江省水利水电规划勘测设计院, 2003.
- [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, 2003, 18(2): 176-181.
- [8] 吕岳秋, 李立国. 宁波市防汛抗旱手册[Z]. 宁波市人民政府防汛抗旱指挥部, 1995.
- [9] 刘俊, 郭亮辉, 张建涛, 等. 宁波市城市防洪能力分析与评价[J]. 灾害学, 2006, 21(4): 50-53.
- [10] 宁波市水利水电规划设计研究院, 河海大学. 甬江流域洪水复核及城市防洪能力评估[R]. 宁波: 宁波市水利水电规划设计研究院, 2005: 74-124.

Study and Application of Hydro-calculation Model in River Network of Yongjiang River Basin

Fang Guohua¹, Jin Degang², Liu Jun³, Yan Wenwu² and Xu Xiangyang³

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Ningbo Water Resources and Hydropower Planning and Design Institute, Ningbo 305106, China;

3. College of Hydrology and Water Resources, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Based on hydrological and hydraulic characteristics of plain tidal river network, a hybrid hydro-calculation model for plain river network is established according to the actual conditions of the Yongjiang River Basin. By using 4-point Preissmann implicit scheme and reasonably selecting weight coefficient, the solution is obtained by use of the 3-level solution method of optimal node coding and verified by SAOMEI typhoon rain in 2000. It shows that the model is reliable and applicable. Considering storm of different recurrence interval in combination with tidal level of different recurrence interval, the hydro-calculation model for river network is used for reasonably calculating the node water level of river network in the Yongjiang River Basin on the basis of the complete implement of flood control projects in planning.

Key words: plain tidal river network; hydro-calculation; hybrid model; weight coefficient; optimal node coding; three-level solution; the Yongjiang River Basin