

改进河道洪水演进模型在漳卫河的应用

张大伟^{1,2}, 雷晓辉², 蒋云钟², 赵士鹏^{2,3}, 易 钟⁴

(1. 东华大学 环境科学与工程学院, 上海 201620; 2. 中国水利水电科学研究院, 北京 100038;
3. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072; 4. 北京市潮白河管理处, 北京 101512)

摘要: 在一维非恒定流水动力模型的基础上耦合堰闸水动力模型, 采用三级解法构建了一维水动力河网模型, 并把改进的模型应用到漳卫河中, 进行历史洪水重现模拟。结果显示, 模型适用性强, 能够很好的处理河流交叉、堰闸过流等问题, 可以为漳卫河的防洪调度提供技术支持。

关键词: 非恒定流; 三级解法; 一维水动力模型; 堰闸

中图分类号: TV 122 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672 1683(2014) 03-0176-04

Application of Improved River Flood Routing Model in Zhangwei River

ZHANG Da wei^{1,2}, LEI Xiao hui², JIANG Yun zhong², ZHAO Shi peng^{2,3}, YI Zhong⁴

(1. School of Environmental Science and Engineering, Donghua University, Shanghai 201620, China;

2. Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China;

3. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

4. Administration Office for Chaobai River in Beijing, Beijing 101512, China)

Abstract: The one dimensional unsteady flow model and weir gate hydrodynamic model were coupled to develop the one dimensional river hydrodynamics model using the three gradation method. The model was applied to simulate the historical flood in the Zhangwei River. The results showed that the model is applicable to solve the problems of the river crossing and overflow of weir gate, which can provide technical support for the flood operation in the Zhangwei River.

Key words: unsteady flow; three gradation method; one dimensional hydrodynamic model; weir gates

平原河网洪水演进模型属于浅水动力计算问题, 浅水动力方程具有非线性特征, 一般情况下无法获得解析解^[1]。近年来, 随着计算机技术和数值模拟方法的快速发展, 有限差分法^[2]受到了重视。然而以往的差分格式往往出现数值震荡现象^[3], 达不到需要的计算精度。本文采用四点时空偏心格式, 能克服经典普列斯曼 (preissmann) 格式的数值扰动现象, 具有更好稳定性和收敛性^[4]。天然河道断面形状不规则, 表现为比较复杂的由主槽和边滩构成的复式断面, 在汛期往往是由主槽和边滩共同行洪, 因此按单一断面处理很难获令人满意的结果。本文在前人研究的基础上, 构建了复式河道洪水演进一维模型同时耦合堰闸过流水动力模型, 对漳卫河历史洪水进行模拟。

1 基本方程及其离散方法

明渠非恒定流控制方程采用一维圣维南方程组, 方程由

连续性方程和动量方程组成。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{g|Q|Q}{C^2AR} = 0 \tag{2}$$

式中: x 和 t 为空间(m) 和时间坐标(s); A 为过流面积(m^2); Q 为流量(m^3/s); Z 为水位(m); g 为重力加速度(m/s^2); q 为单位长度渠道上的侧向入流流量($m^3/(s \cdot m)$); α 为动量修正系数; C 谢才系数; R 水力半径(m)。

普列斯曼 (Preissmann) 四点隐式格式, 是由普列斯曼 1961 年提出的、具有较高精度和计算简便优点, 是差分格式中应用较为广泛的一种格式。对变量 f 和一阶偏微商在相邻空间点和相邻时间层采用加权平均进行离散^[5], 变量 f 采用同一网格周围四个相邻点的加权平均值逼近, 即:

$$f = \Psi [\theta f_{j+1}^{n+1} + (1-\theta) f_{j+1}^n] + (1-\Psi) [\theta f_j^{n+1} + (1-\theta) f_j^n] \tag{3}$$

收稿日期: 2013-07-01 修回日期: 2014-02-11 网络出版时间: 2014-05-07

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/doi/10.13476/j.cnki.nsbdtqk.2014.03.037.html>

基金项目: 水利部公益性行业科研专项经费项目(201101026; 201101024; 201301001; 20131102); 环保部公益基金项目(2013467042); 国家“973”计划课题(2013CB036406)

作者简介: 张大伟(1986-), 男, 河南原阳人, 硕士研究生, 主要从事河网水动力及闸门自动控制研究。E-mail: 52675074@qq.com

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{\Psi(f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n) + (1 - \Psi)(f_i^{n+1} - f_i^n)}{\Delta t} \quad (4)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{\theta(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + (1 - \theta)(f_{i+1}^n - f_i^n)}{\Delta x} \quad (5)$$

将方程(3)、(4)、(5) 带入(1)、(2)并化简得:

$$a_{1j}Z_j - b_{1j}Q_j + c_{1j}Z_{j+1} + b_{2j}Q_{j+1} = d_{1j} \quad (6)$$

$$-a_{2j}Z_j + b_{2j}Q_j + a_{2j}Z_{j+1} + c_{2j}Q_{j+1} = d_{2j} \quad (7)$$

式中: a_{1j} 、 b_{1j} 、 c_{1j} 、 d_{1j} 、 a_{2j} 、 b_{2j} 、 c_{2j} 、 d_{2j} 均为与水力学、河道地形数据、时间有关的系数; Z 、 Q 表示断面的水位和流量。各系数计算式如下:

$$a_{1j} = \frac{(B_j^n + B_{j+1}^n)(1 - \Psi)}{2\Delta t}, b_{1j} = \frac{\theta}{\Delta x_j}, c_{1j} = \frac{(B_j^n + B_{j+1}^n)\Psi}{2\Delta t},$$

$$d_{1j} = \frac{(B_j^n + B_{j+1}^n)\Psi}{2\Delta t} Z_{j+1}^n + \frac{(B_j^n + B_{j+1}^n)(1 - \Psi)}{2\Delta t} Z_j^n +$$

$$\frac{1 - \theta}{\Delta x_j} Q_j^n - \frac{1 - \theta}{\Delta x_j} Q_{j+1}^n \Psi [\theta q_{j+1}^{n+1} + (1 - \theta) q_{j+1}^n] +$$

$$(1 - \Psi) [\theta q_j^{n+1} + (1 - \theta) q_j^n]$$

$$a_{2j} = \frac{g\theta(A_j^n + A_{j+1}^n)}{2\Delta x_j},$$

$$b_{2j} = \frac{1 - \Psi}{\Delta t} - \frac{\theta a_{1j}}{\Delta x_j} + \frac{[(\frac{g|u|}{C^2 R^2})_{j+1}^n + (\frac{g|u|}{C^2 R^2})_j^n]}{2} \theta (1 - \Psi)$$

$$c_{2j} = \frac{\Psi}{\Delta t} + \frac{\theta a_{1j}}{\Delta x_j} + \frac{[(\frac{g|u|}{C^2 R^2})_{j+1}^n + (\frac{g|u|}{C^2 R^2})_j^n]}{2} \theta \Psi$$

$$d_{2j} = \frac{(1 - \theta) a_{1j}}{\Delta x_j} Q_{j+1}^n - \frac{(1 - \theta) a_{1j}}{\Delta x_j} Q_j^n - \frac{\Psi}{\Delta t} - \frac{1 - \Psi}{\Delta t} \cdot$$

$$\frac{g(1 - \theta)(A_j^n + A_{j+1}^n)}{2\Delta x_j} (Z_{j+1}^n - Z_j^n) +$$

$$\frac{[(\frac{g|u|}{C^2 R^2})_{j+1}^n + (\frac{g|u|}{C^2 R^2})_j^n]}{2} (1 - \theta) \Psi Q_{j+1}^n +$$

$$\frac{[(\frac{g|u|}{C^2 R^2})_{j+1}^n + (\frac{g|u|}{C^2 R^2})_j^n]}{2} (1 - \theta) (1 - \Psi) Q_j^n$$

本次采用复式断面对河道洪水进行模拟^[4], 离散后的方程(6)、(7) 采用三级河网解法进行求解^[68]。

2 数值模拟的关键技术

2.1 河道交叉点的处理

天然河道经常会出现多条河流交叉的现象, 根据水流的连续条件和能量守恒条件, 在此情况下列出水流连续性方程和能量守恒方程。

$$\sum_{j=1}^m Q_i^j = A_j \frac{\Delta Z_i}{\Delta t} \quad (8)$$

$$Z_i + \frac{1}{2g} (\frac{Q_i^1}{A_i^1})^2 = Z_i^2 + \frac{1}{2g} (\frac{Q_i^2}{A_i^2})^2 = \dots = Z_i^m + \frac{1}{2g} (\frac{Q_i^m}{A_i^m})^2 \quad (9)$$

式中: Q 为河道汇入节点 i 的流量; A_i 为节点 i 的蓄水面积; Z_i 为节点 i 的水位; m 为汇入节点 i 的河道数; Z_i^m 为第 i 个河道汇入节点 i 的水位; A_i^m 为河道 m 汇入节点 i 的断面面积。

2.2 堰闸处理

在实际工程中, 为了控制水量和水位, 常常在一条河中设闸门进行控制的运行方式。为保持计算的连续性, 一维水流数学模型在模拟时一般将堰闸作为内边界处理。根据闸门的开启方式, 过闸水流分五种情况^[1]。

一是堰闸关闭状态下, 有 $Q_i = Q_{i+1} = 0$, 堰闸把河道分成两段, 其中 Q_i 为上一段河道的出流边界条件, 回代递推公式可以求解; Q_{i+1} 为下一河段的入流边界条件, 回代递推公式求解。

二是堰自由出流状态下, 有

$$Q_i = Q_{i+1} = mb \sqrt{2g(Z_i - Z_d)}^{\frac{3}{2}} \quad (10)$$

$$(\frac{e}{Z_i - Z_d} \geq 0.65, \frac{Z_{i+1} - Z_d}{Z_i - Z_d} \leq 0.72)$$

式中: m 为堰流系数; b 堰宽 (m); g 为重力加速度 (m/s²); Z_i 为堰前水位 (m); Z_d 堰底高程 (m); Q_i 、 Q_{i+1} 为堰前后的流量 (m³/s), e 为堰闸的开度 (m)。

三是堰淹没出流状态下, 有

$$Q_i = Q_{i+1} = mb(Z_i - Z_d) \sqrt{2g(Z_i - Z_{i+1})} \quad (11)$$

$$(\frac{e}{Z_i - Z_d} \geq 0.65, \frac{Z_{i+1} - Z_d}{Z_i - Z_d} > 0.72)$$

式中: Z_{i+1} 为堰后水位 (m); 其它参数同式 (10)。

四是孔口自由出流状态下, 有

$$Q_i = Q_{i+1} = \phi b e \sqrt{2g(Z_i - Z_d)} \quad (12)$$

$$(\frac{e}{Z_i - Z_d} < 0.65, \frac{Z_{i+1} - Z_d}{h_c} \leq 0.72)$$

式中: h 为孔口高度 (m); ϕ 为孔口出流系数; h_c 为下游跃后共轭水深 (m); $h_c = \frac{h_c'}{2} (\sqrt{1 + 8 \frac{q_c^2}{gh_c^3}} - 1)$, h_c' 为下游跃前水深; q_c 为过闸单宽流量, 其它同式 (10)。

五是孔口淹没出流状态下, 有

$$Q_i = Q_{i+1} = \phi b e \sqrt{2g(Z_i - Z_{i+1})} \quad (13)$$

$$(\frac{e}{Z_i - Z_d} < 0.65, \frac{Z_{i+1} - Z_d}{h_c} > 0.72)$$

式中: Z_{i+1} 为孔口后水位 (m); 其它同式 (12)。

对式 (10)、式 (11)、式 (12)、式 (13) 分别进行线性处理, 得:

$$Q_i^{n+1} = Q_{i+1}^{n+1} = mb \sqrt{2g(Z_i^n - Z_d)}^{\frac{3}{2}} + \frac{3}{2} mb \sqrt{2g(Z_i^n - Z_d)} (Z_i^{n+1} - Z_i^n) \quad (14)$$

$$Q_i^{n+1} = Q_{i+1}^{n+1} = \frac{1}{2} mb (Z_i^n - Z_d) \sqrt{2g(Z_i^n - Z_{i+1}^n)} +$$

$$mb \sqrt{2g(Z_i^n - Z_{i+1}^n)} (Z_{i+1}^{n+1} - Z_{i+1}^n) +$$

$$\frac{mb \sqrt{2g(Z_{i+1}^{n+1} - Z_{i+1}^n)}}{Z_i^n - Z_{i+1}^n} \quad (15)$$

$$Q_i^{n+1} = Q_{i+1}^{n+1} = \phi b e \sqrt{2g(Z_i^n - Z_d)} + \frac{\phi b e \sqrt{2g(Z_i^{n+1} - Z_i^n)}}{2 \sqrt{Z_i^n - Z_d}} \quad (16)$$

$$Q_i^{n+1} = Q_{i+1}^{n+1} = \frac{\phi b e \sqrt{2g(Z_i^n - Z_{i+1}^n)}}{2} +$$

$$\frac{\phi b e \sqrt{2g(Z_{i+1}^{n+1} - Z_{i+1}^n)}}{2 \sqrt{Z_i^n - Z_{i+1}^n}} \quad (17)$$

对式 (14)、(15)、(16)、(17) 化简可得到同式 (6)、式 (7) 相同格式的式子, 然后再按照三级河网解法进行求解。本模型能够根据水位变化自动判断过流方式, 从而选择合适的水力学方程。公式中的流量系数参考 SL 265 2001“水闸设计规范”^{[9]10}。

3 模型参数选取及验证

3.1 漳卫河洪水演进模型结构

漳卫河系由漳河、卫河、卫运河、漳卫新河、南运河组成,

位于东经 112° - 118°, 北纬 35° - 39° 之间, 流域面积 37 584 km²。流域处于温带半干旱、半湿润季风气候区, 降水量分布很不均匀, 流域雨季大多从 6 月中、下旬开始至 8 月下旬结束。

本次一维水动力模型计算范围上游从漳河岳城水库和卫河元村水文站开始, 至漳卫新河的埭口水文站结束。整个计算范围内包括祝官屯、四女寺(北进洪闸、南进洪闸)、袁桥、七里庄、吴桥、王营盘、庆云、辛集等 9 座拦河水闸枢纽等。

根据河流和工程情况, 确定了漳卫河中下游河道洪水演进模型的结构与边界, 如下图 1 所示。

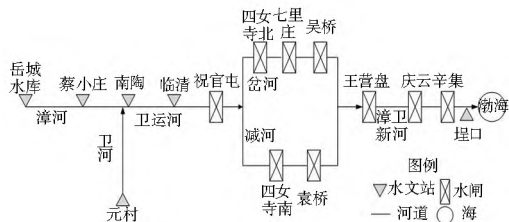


图 1 漳卫河洪水演进模型概化图

Fig. 1 Generalized diagram of flood routing model in the Zhangwei River

3.2 模型参数的选取

河道糙率作为河道水流阻力的一种量度, 在进行各种水力、泥沙冲淤计算及预测河道的泄洪能力、水库的壅水高度和回水末端位置时, 是决定计算准确性的关键参数。本文将某一河段的流态按恒定均匀流处理, 根据河道实测水文资料, 应用谢才公式及曼宁公式, 推算了研究区河道糙率, 结果见表 1。

表 1 河道糙率值

Table 1 Channel roughness values

河道名称	主槽糙率	滩地糙率
卫河	0.0225	0.033
漳河	0.025	0.05
卫运河	0.0225	0.045
漳卫新河	0.0225	0.033
岔河	0.0225	0.04
减河	0.0225	0.04

3.3 模型验证

本次研究收集了 1982 年 8 月 1 日到 8 月 23 日的岳城水库下游和元村水文站的实测流量, 以此作为下游河道的入流条件(见图 2 和图 3); 以埭口水文站测得的潮位作为流出边界条件(见图 4), 对河网模型进行验证对模拟精度进行评价。

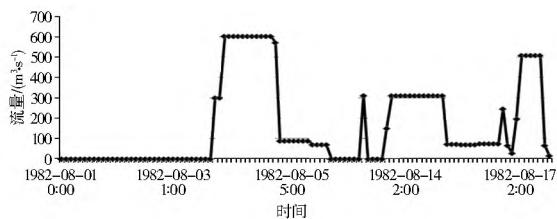


图 2 岳城水库下游流量过程

Fig. 2 The discharge process in the downstream of Yuecheng Reservoir

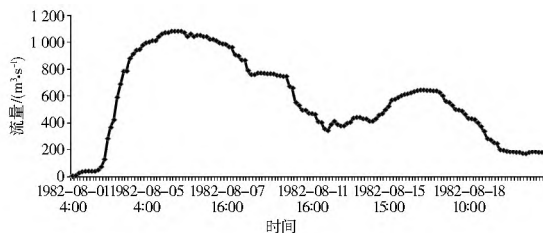


图 3 元村水文站流量过程

Fig. 3 The river discharge process at Yuancun hydrological station

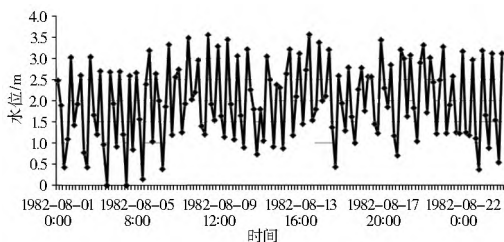


图 4 埭口水文站水位过程

Fig. 4 The river stage process at Chengkou hydrological station

通过对蔡小庄、南陶、临清水文站流量与水位的数值计算结果与实测值比较(图 5- 图 7、表 2)可知, 洪峰误差都在 6% 以内, 水位误差在 1% 以内, 流量误差都在 10% 以内, 模拟结果与实测值拟合较好。说明模型能较准确地模拟漳卫河洪水演进过程, 并且洪现时间差都在 5 h 以内, 为防汛工作提供技术支持。

另外, 模型流量计算结果与实测值有较大的偏差, 可能是北方河流下渗比较多造成的。

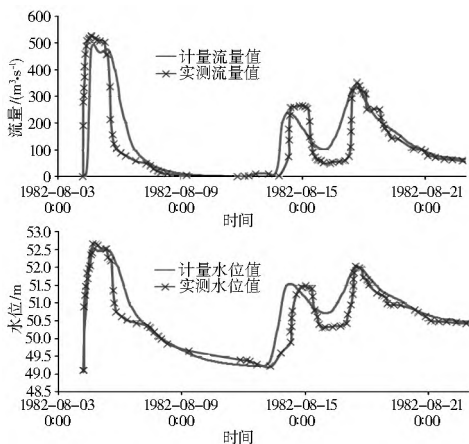


图 5 蔡小庄站模拟值与实测值对比

Fig. 5 Comparison of the simulated and measured values at Caixiaozhuang station

4 结语

建立的漳卫河一维河网耦合闸坝水动力学模型对漳卫河河网进行历史洪水演进模拟, 能够较为真实准确地给出水文断面处的流量水位变化过程, 且峰值出现时间与实测较为一致。本模型采用普里斯曼四点时空偏性格式并且耦合堰闸过流模型和复式断面计算模型, 计算精度高, 数值稳定好。因此, 此模型能够应用于漳卫河流域的实际的防洪调度。

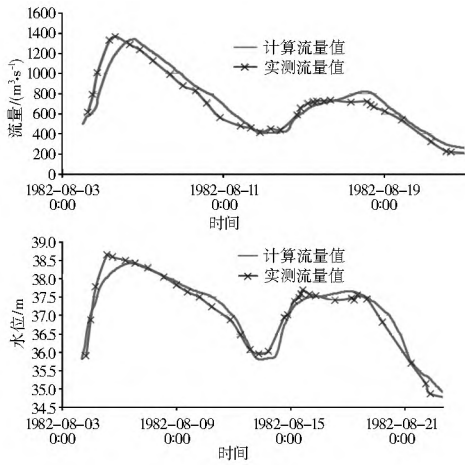


图6 南陶站模拟值与实测值对比

Fig. 6 Comparison of the simulated and measured values at Nantao station

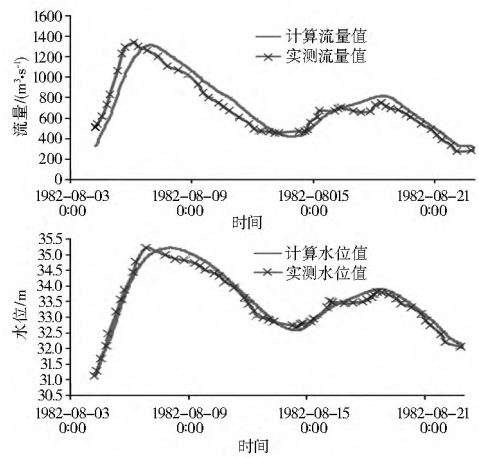


图7 临清站模拟值与实测值对比

Fig. 7 Comparison of the simulated and measured values at Linqing station

表2 各个水文站流量与水位计算结果

Table 2 Calculated results of river discharge and water level at each hydrological station

水文站	洪峰/(m ³ ·s ⁻¹)	洪峰误差(%)	水位/m	水位误差(%)	洪量/m ³	洪量误差(%)	洪现时间
蔡小庄	实测	530	52.68	-0.25	1.95E+08	8.4	8 4 14:30
	模拟	502.52	52.55	-0.25	2.11E+08	8.4	8 4 17:00
南陶	实测	1370	38.65	-0.57	1.13E+09	7.5	8 6 10:00
	模拟	1342.33	38.43	-0.57	1.22E+09	7.5	8 6 13:30
临清	实测	1340	35.21	-0.03	1.17E+09	4.3	8 6 19:00
	模拟	1311.58	35.2	-0.03	1.22E+09	4.3	8 6 23:00

参考文献(References):

[1] 白百川, 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): 43-52. (BAI Baichuan, WAN Yan chun, HUANG Ben sheng, et al. The Research of River Network Unsteady Flow Numerical Simulation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000, (12): 43-52. (in Chinese))

[2] 杨国录. 河流数学模型[M]. 北京: 海洋出版社, 1993. (YANG Guo lu. Mathematical Model of River [M]. Beijing: Ocean Press, 1993. (in Chinese))

[3] Garfari Navarro P, Playan E, Zapata N. Solute Transport Modeling In Overland Flow Applied To Fertigation[J]. Journal of Irrigation And Drainage Engineering, 2000, 126(1): 33-40.

[4] 张防修, 王艳平, 韩龙喜, 等. 复式河道一维洪水演进数值模拟[J]. 水利水电科技进展. 2008, 28(5): 6-9. (ZHANG Fang xiu, WANG Yan ping, HAN Long xi, et al. Numerical Simulation of Multiple One dimensional Flood Routing[J]. Water Resources and Hydropower Science Technology Progress, 2008, 28(5): 6-9. (in Chinese))

[5] 杨国录. 四点时空偏心 preissmann 格式的应用问题[J]. 泥沙研究, 1991, (4): 88-98. (YANG Guo lu. Application of Four Point of Time The Eccentric Preissmannformat [J]. Sediment Research, 1991, (4): 88-98. (in Chinese))

[6] 张二俊, 张东生, 李挺. 河网非恒定流的三级联合解法[J]. 华东水利学院学报, 1982, (1). (ZHANG Er jun, ZHANG Dong sheng, LI Ting. Unsteady Flow of Three United Method[J]. Journal of East China Institute of Water Conservancy, 1982, (1). (in Chinese))

[7] 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. (WEI Zhi lin, CUI Zhan feng. One Dimensional Unsteady Flow Calculation Program of [J]. Yangtze River. 2001, 32(12): 30-32. (in Chinese))

[8] Liu Fubo, Feyen Jan, Bedamont Jean. Downstream Control Algorithm For Canals[J]. Journal of Irrigation And Drainage Engineering, 1994, 120(3): 468-483.

[9] SL 265-2001, 水闸设计规范[S]. (SL 265-2001, Code For Design of SL Gate[S]. (in Chinese))

[10] 李炜. 计算水力学手册[K]. 北京: 清华大学出版社, 1995. (LI Wei. The Manual Calculation of Water Resources [K]. Beijing: Tsinghua University Press, 1995. (in Chinese))