

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2014.03.036

# 水库正堰与侧堰联合泄流的三维数值模拟

李浩田, 刘亚坤, 孙洪亮

(大连理工大学 建工学部 水利工程学院, 辽宁 大连 116024)

**摘要:** 结合某水库泄流水工模型试验研究成果, 采用 CFD 软件对正堰与侧堰联合方式泄流进行数值模拟。对实际工程泄流流态、水位、流速等的模拟研究与物理模型试验结果进行对比, 拟合较好。对不同侧堰堰顶高程的模拟分析表明, 侧堰泄流对正堰泄流有影响。研究结果表明: 当侧堰堰顶高程较低时, 侧槽出口形成的冲击波较强。此研究成果可为实际工程提供参考。

**关键词:** 侧堰; 模型试验; 数值模拟; CFD; 冲击波

**中图分类号:** TV652.1

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1672-1144(2014)03-0164-05

## 3-D Numerical Simulation for Reservoir Water Discharge Together with Positive Weir and Side Weir

LI Hao-tian, LIU Ya-kun, SUN Hong-liang

(College of Hydraulic Engineering, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China)

**Abstract:** Combining with the hydraulic model experiment's research results of the water discharge in a reservoir, the CFD software was adopted for the numerical simulation of positive weir and side weir discharging together. The actual project's numerical simulation results for the discharge flow pattern, water level, flow rate and so on were compared with the results of model experiments, which were better in fitting. The simulation and analysis for different side weir crest elevation show that the side weir discharge has influence on positive weir discharge. The results indicate that while the side weir crest elevation is lower, the shockwave formed in side groove's outlet is stronger. This research result can provide a reference for actual projects.

**Keywords:** side weir; model experiment; numerical simulation; CFD; shock wave

针对水库泄流量较大, 山谷间狭窄, 已建成正堰不满足泄流要求时, 在渠道侧边增加一种类似于溢流堰的过水结构是增大泄流量的一种好方法, 可以防止流量过大时, 水流冲垮正堰桥面或是对两岸山体构成威胁。通常将这种过水的结构称为侧堰, 一般由溢流堰、侧槽、侧槽出口三部分组成<sup>[1]</sup>。当流体水面高程高于堰顶高程时, 它可使流体侧流。主要用于水库或排水系统倾泄多余的水流。侧堰的泄流量决定于它的长度和堰顶的高程。研究表明, 建侧堰有利于稳定两岸山体, 增加正堰稳定性, 增大水库泄流量。文献[2]采用数值模拟方法中的三维 VOF 模型对溢洪道中的水流特性进行了计算分析。文献

[3]采用模型试验研究, 提出加大侧槽内和出口后底坡, 以使水深分布趋于均匀, 加大过流能力。文献[4]根据工程实例, 归纳出侧堰溢洪道上设闸及侧堰水力计算的有关方法和一般步骤。文献[5]根据动量原理对长侧堰分流渠槽的水力近似计算进行了分析、探索。目前, 由于正堰和侧堰组合泄流使得流态变得较为复杂多变, 尚无文献采用三维模拟侧堰泄流对正堰的影响, 对于侧堰形式、长度的选择, 也都是在理论计算阶段, 还需要进一步深入研究。

本文应用三维动态数值模拟技术, 采用计算明渠两相流的自由表面追踪方法和重整化群双方程模型 RNG  $\kappa - \epsilon$ <sup>[6]</sup>, 壁面采用无滑移边界条件<sup>[7]</sup>。并

收稿日期: 2013-12-13

修稿日期: 2014-02-27

基金项目: 国家自然科学基金“黄土沟坡重力侵蚀过程现场试验研究”(51179021)

作者简介: 李浩田(1989—), 男, 黑龙江哈尔滨人, 硕士研究生, 研究方向为工程水力学。

通讯作者: 刘亚坤(1968—), 女, 黑龙江讷河市人, 博士, 教授, 博导, 主要从事工程水力学教学及科研工作。

结合物理模型做验证,对侧堰堰顶在不同高程下,水流流态、水力特性进行详细分析研究,总结出侧堰对水流影响的一些新特点以用于工程参考和应用。

## 1 工程概况

某水库枢纽工程是一座以城市供水为主,兼顾防洪的小(一)型水库。大坝为埋石混凝土重力坝,由挡水、泄水及取水建筑物组成。大坝轴线呈弧形,坝长 169.6 m,最大坝高 29.15 m,上游面直立,防浪

墙顶高程 85.64 m。泄水建筑物位于左岸,由两部分组成。正堰长 27.66 m,设三孔溢流桥,净宽 26.86 m,堰顶高程 83.32 m,堰型为宽顶实用堰。侧堰长 90.73 m,堰顶高程 83.45 m,堰型近似于陡坡梯形实用堰。取水塔位于右岸,兼做放空水库。河道坡降比为 7%,分为两级台阶消能,每阶台阶高度为 0.4 m。按重力相似准则,采用正态模型,按 1:25 的比尺建造试验模型。正堰剖面、侧堰剖面、侧堰出口剖面及整体平面图如图 1 所示。

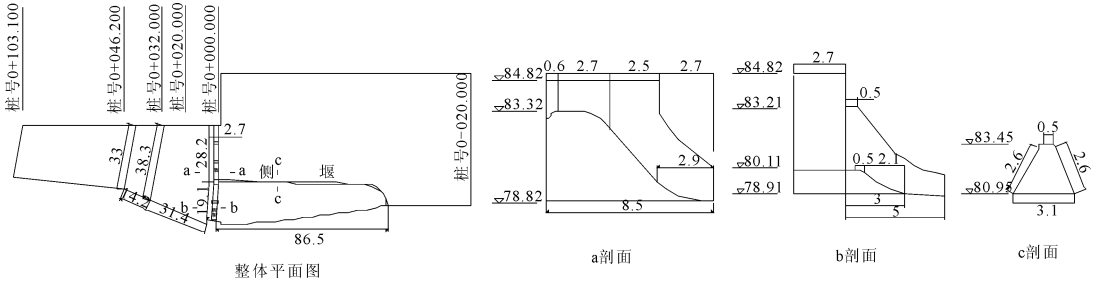


图 1 整体平面图及剖面图(单位:m)

## 2 计算原理

### 2.1 数学模型

(1) 连续方程: 
$$\frac{\partial(\rho u_i)}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

(2) 动量方程: 
$$\frac{\partial(\rho u_i)}{\partial t} + \text{div}(\rho u_i u_j) = -\text{div}(p) + \text{div}(\tau) + \rho g + F \quad (2)$$

式中: $\mu$  为水分子动力粘滞系数; $\rho$  为水的密度; $u_i$  和  $u_j$  分别为水在  $i$  和  $j$  方向的速度分量; $p$  是流体微元上的压力; $g$  和  $F$  分别代表作用在微元体上的重力体积力和其他外部体积力<sup>[8]</sup>。 $\tau$  是因分子粘性作用而产生的作用微元体表面上的粘性应力张量,对牛顿流体,粘性应力与流体的变形率成比例。

$$\tau = \mu \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} \delta_{ij}, \text{ 当 } i = j \text{ 时, } \delta_{ij} = 1. \text{ 否则 } \delta_{ij} = 0.$$

(3)  $k$  方程:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho k u_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \alpha_k \mu_{eff} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + G_k - \rho \epsilon \quad (3)$$

(4)  $\epsilon$  方程:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \epsilon) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho \epsilon u_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \alpha_\epsilon \mu_{eff} \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right) + C_{1\epsilon} \frac{\epsilon}{k} G_k - C_{2\epsilon} \rho \frac{\epsilon^2}{k} - \frac{C_{\mu} \rho \eta^3 (1 - \eta / \eta_0)}{1 + \beta \eta^3} \frac{\epsilon^2}{k} \quad (4)$$

(5) 体积分数方程:

$$\begin{cases} \rho = a_w \rho_w + (1 - a_w) \rho_a \\ \mu = a_w \mu_w + (1 - a_w) \mu_a \end{cases} \quad (5)$$

式中: $k$  为湍动能; $\epsilon$  为湍动能耗散率; $\mu_{eff} = \mu + \mu_t$ , 粘度系数  $\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\epsilon}$ , 其中  $C_\mu = 0.085$ 。 $G_k$  表示由层流速度梯度而产生的湍流动能,  $G_k = -\rho \overline{u'_i u'_j} \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$ 。 $C_{1\epsilon}$ ,  $C_{2\epsilon}$  是常量,  $C_{1\epsilon} = 1.44$ ,  $C_{2\epsilon} = 1.92$ ,  $\alpha_k$  和  $\alpha_\epsilon$  是  $k$  方程和  $\epsilon$  方程的湍流 Prandtl 数,由经验得  $\alpha_k = \alpha_\epsilon = 1.39$ ,  $\eta_0 = 4.38$ ,  $\beta = 0.012$ ,  $\eta = \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{k}{\epsilon}$ 。 $a_w$  为水的体积分数, $\rho_w$  和  $\rho_a$  分别为水和空气的密度, $\mu_w$  和  $\mu_a$  分别为水和空气的运动粘性系数。

### 2.2 计算方法

采用有限体积法对方程进行离散计算,水面采用 VOF 法捕捉水汽分子表面波动状态,方程采用隐式方程,压力速度耦合方程采用对瞬态收敛较好的 PISO 算法<sup>[9]</sup>,其中体积分数采用二阶格式计算,其余采用一阶格式。

### 2.3 网格划分

取库水位高程为 84.275 m 时的流态为模板,模拟不同侧堰堰顶高程下的两种计算模型,其中算例 1 的侧堰堰顶高程高出正堰堰顶高程 15 cm,算例 2

的侧堰堰顶高程低于正堰堰顶高程 15 cm。由于侧堰出口、正堰以及侧堰均不规则,所以采用非结构四面体网格,在堰面及转折处采用局部网格加密,用 ICEM 采用二叉树算法自动生成,网格方向尽量保持

与水流方向一致,并光滑网格达到较高质量标准,最终网格数共计约 103 万。两种计算模型的网格划分如图 2 所示。

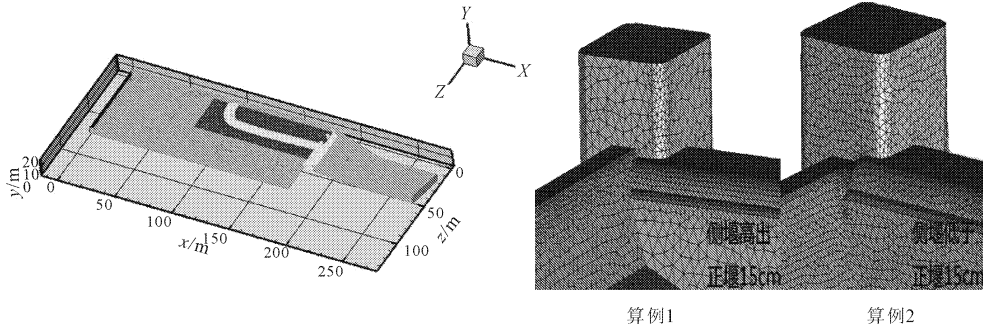


图 2 模型网格划分图

## 2.4 边界条件

水库进口分为两类边界条件,上部为空气压力进口和下部为水速度进口。出口位于正堰后 10 倍于正堰高度的位置处,以保证出口水流为均匀出流,设为空气压力出口<sup>[10]</sup>。库区上方均为空气压力进口,边墙为无滑移边壁。水速度进口的速度由计算而得,  $v = Q/A$ ,  $Q$  为库区整体泄流量,  $A$  为进口的断面截面面积。边界限制条件均采用湍动能  $\kappa$  和湍动能耗散率  $\epsilon$ , 由明渠流经验公式,  $\kappa = 0.00375 v_m^2$ <sup>[11]</sup>,  $v_m$  为进口速度。  $\epsilon = k^{1.5}/0.4H_0$ ,  $H_0$  为库区进口水深。计算过程中可适当调节 courant number, 以加快收敛<sup>[12]</sup>。

## 3 数值计算结果验证

对算例 1 的计算结果与试验实测数据进行对比

验证。试验在河道中共布置六个断面,侧槽内布置两个断面,试验数据由实测流速和水深组成,由于整体流量均较小,正堰水深没达到测流速的深度,所以只测侧槽出口的流速。水面线有三条组成:正堰中孔一条和侧槽出口的两条。

### 3.1 流速验证

表 1 列出了侧槽出口的实测值与计算值对比。整体计算值与试验值吻合良好,在桩号为 0+008.540 的断面,计算值和实测值有较大的误差,此断面位于侧槽出口堰面顺接河道处,左侧河道边墙向内有较大的收缩,试验观察左岸水流有明显的雍高,从图 3 的模型出口  $x = 101$  m 断面流速等值线图可以看出左岸出口处流速值高出右岸出口处流速值。由此也可以分析出左岸流量较右岸高出很多。

表 1 侧槽出口流速

测点桩号	原方案实测值/( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ )		原方案计算值/( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ )		计算误差/%	
	左孔	右孔	左孔	右孔	左孔	右孔
0+002.940	5.24	4.52	5.34	5.10	-1.81	-12.75
0+004.940	4.89	4.91	4.95	4.88	-1.12	0.57
0+008.540	7.13	6.08	6.22	6.99	12.83	-14.89
0+019.806	5.97	6.91	5.75	7.48	3.77	-8.25
0+031.072	7.89	7.26	7.72	7.57	2.22	-4.27
0+045.250	8.93	8.35	9.49	8.82	-6.27	-5.67

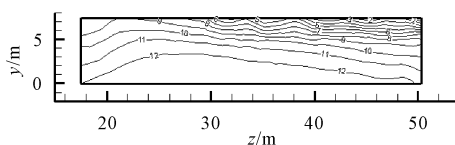


图 3 出口  $x = 101$  m 断面的流速等值线图(单位:  $\text{m}/\text{s}$ )

### 3.2 水面线验证

图 4~图 5 分别给出了侧堰左出口  $z = 6.3$  m 断面和正堰中孔  $z = 34.5$  m 断面的计算值与实测值的对比。整体拟合效果较好。由于左岸边墙向内收缩,在任一测量断面上,左岸水深均明显高出右岸水深,从模型试验和数值模拟结果均可看出,水流对右

岸形成冲击式水面流态。在水流到达下游河道前,这种水面冲击式流态有利于充分消杀水流能量<sup>[13]</sup>,以确保下游河道护坦以及两岸边墙安全。

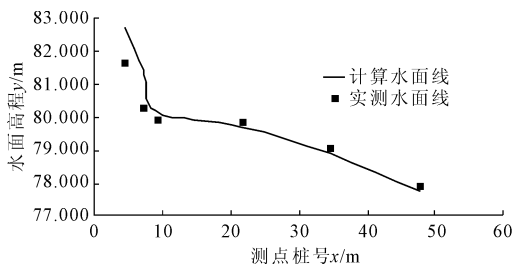


图 4 侧堰左孔实测与计算水面线

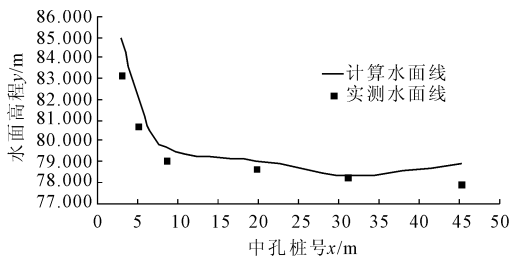


图 5 正堰中孔实测与计算水面线

## 4 数值模拟结果分析

### 4.1 侧堰流态研究

从算例 1 的计算数据中截取  $x = -50\text{ m}$  和  $x = -27\text{ m}$  两个  $yz$  剖面,如图 6。由此速度矢量图可看出,靠近出口的  $x = -27\text{ m}$  剖面流速明显大于  $x = -50\text{ m}$  剖面的流速。两断面水流入槽时均发生旋滚,水流撞击边壁后折返,局部大量掺气,在达到出口前消杀了一部分动能<sup>[14]</sup>。

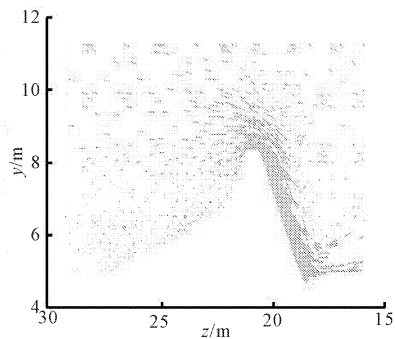
### 4.2 算例 1 与算例 2 的对比及分析

图 7 给出算例 1 和算例 2 在同一库水位时,正堰中孔  $z = 34.5\text{ m}$  断面流速矢量局部放大对比图。其中,算例 1 的侧堰堰顶高程比算例 2 的侧堰堰顶高程高出 30 cm。

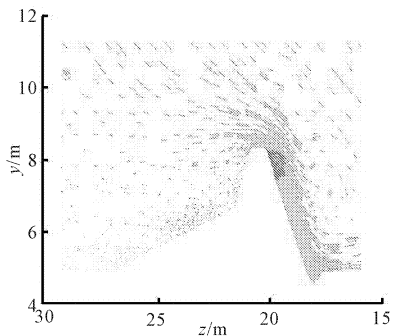
两算例在坎一  $x = 30\text{ m}$  断面处,均有小漩涡形成,与实际情况相符,进一步证明模拟的可靠性,漩涡范围不大,对河道影响较弱,故不做进一步研究<sup>[15]</sup>。算例 1 和算例 2 的库水位相同,由于算例 2 的侧堰堰顶高程低于算例 1 的侧堰堰顶高程 30 cm,导致算例 2 较算例 1 的流量增大  $72.272\text{ m}^3/\text{s}$ , 占算例 2 总流量的 44%,由此可以看出侧堰堰顶高程对泄流量有着很大的影响。

从图 7 看出,算例 2 整体流量增加的同时,其正堰第一阶坎前的水深相应下降,但幅度不大,不影响与左岸侧槽出口水流的冲击式消能。泄流量稍大的

算例 2,其正堰中孔断面处流速矢量贴近壁面且在第二阶坎前较均匀。流量稍小的算例 1,其正堰中孔断面处流速矢量脱离壁面,不均匀且发散。推荐使用侧堰堰顶高程较低的算例 2,对河床冲刷较小,并且消能充分。

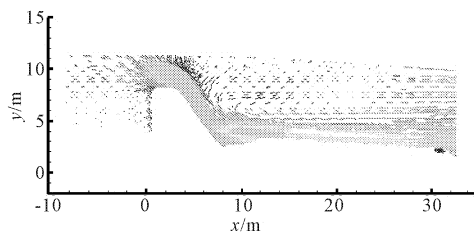


(a)  $x = -50\text{ m}$  侧堰断面流速矢量图

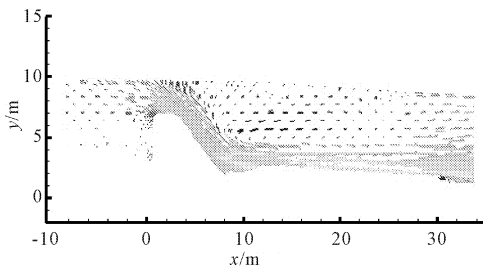


(b)  $x = -27\text{ m}$  侧堰断面流速矢量图

图 6 侧堰两典型断面速度矢量图



(a) 算例 1 的中孔断面流速矢量图



(b) 算例 2 的中孔断面流速矢量图

图 7 正堰中孔断面速度矢量图

## 5 结 语

(1) 通过算例 1 与模型试验的对比表明:利用

CFD 软件模拟水库侧堰泄流,采用 RNG  $\kappa - \epsilon$  双方程模型,VOF 自由表面追踪方法,可以较为客观地反应出河道水面流态以及水流的三维水力特性。

(2) 通过算例 1 与算例 2 的数据对比,可以得出:当侧堰堰顶高程降低,侧堰泄流量增加的同时,正堰的第一阶坎前的水深会相应的减小,但减小幅度不大,对消能不会产生较大影响。在相同库水位、不同侧堰堰顶高程下,当侧堰的泄流量较大时,侧堰出口与正堰形成的冲击波式水面流态较强,水流掺气充分,消能效果较好,其下游河道水面流态平稳,满足泄洪、消能、防冲等多方面工程要求。算例 2 的计算模型为本研究的推荐模型。

(3) 数值模拟虽然没有模型试验那样直观,但是可以在一定基础上节约试验建模的成本,并得到较为详尽的数据结果,利于后期分析处理。只要在计算精度方面进行改进,在处理比较复杂的水流问题时将得到广泛应用。

#### 参考文献:

- [1] 李 伟.水力计算手册[M].北京:中国水利水电出版社,2006.
- [2] 李 玲,陈永灿,李永红.三维 VOF 模型及其在溢洪道水流计算中的应用[J].水力发电学报,2007,26(2):83-87.
- [3] 谢佩珍.明渠侧堰段涌波高与泄流量的试验研究[J].

福州大学学报:自然科学版,1996,24(6):57-65.

- [4] 张开发,朱吉贤.侧堰溢洪道上建闸设计及侧槽水力计算的一般步骤[J].内蒙古水利,2008,(5):21-22.
- [5] 王兴双,刘 莉.长侧堰分流渠槽的水力计算[J].东北水利水电,2002,20(8):5-7.
- [6] 王福军.计算流体动力学分析:CFD 软件原理与应用[M].北京:清华大学出版社,2004.
- [7] 罗树焜,李连侠,褥勇伸,等.布西水电站泄洪洞阶梯消能布置方案数值模拟研究[J].水力发电学报,2010,29(1):50-56.
- [8] 刘亚坤.水力学[M].北京:中国水利水电出版社,2008:97-98.
- [9] 刁明军.高坝大流量泄洪消能数值模拟及实验研究[D].成都:四川大学,2005.
- [10] 陈 黎,刁明军.表孔泄洪的水气二相流数值模拟[J].四川水力发电,2002,21(1):91-93.
- [11] 沙海飞,周 辉,吴时强,等.坝身泄洪水气两相流二维数值模拟[J].水动力学研究与进展: A 辑,2007,22(3):311-316.
- [12] 付 波.水平旋流内消能泄洪洞水力特性的数值模拟[D].西安:西安理工大学,2008.
- [13] 刘沛清,高秀章,李忠义,等.平衡冲刷坑内水流结构的数值研究[J].水利学报,1997,(12):10-20.
- [14] 陈永明.带有复杂表面的泄水建筑物紊流场的数值模拟[D].扬州:扬州大学,2006.
- [15] 倪汉根,陈 霞.平面旋涡(中心型奇点)水力特性的探讨[J].水利学报,1998,(11):50-56.

(上接第 141 页)

#### 参考文献:

- [1] Feller W. An Introduction to Probability Theory and Its Application(2nd ed)[M]. New York: John Wiley, 1957.
- [2] 马逢时,刘德辅.复合极值分布理论及其应用[J].应用数学学报,1979,2(4):366-375.
- [3] 董 胜,李奉利,孙瑞文.风暴增水随机分析的过阈法及其统计计算模式[J].青岛海洋大学学报:自然科学版,2000,30(3):542-548.
- [4] 董 胜,许鹏婧,刘 伟.胶州湾风暴潮增水重现值的长期预测[J].中国海洋大学学报:自然科学版,2009,39(5):1119-1124.
- [5] 曹 兵,王义刚,YOU Zai-jin.三种设计波高计算方法比较[J].海洋工程,2006,24(4):75-80.
- [6] 张 亚.近海简易平台波浪荷载及其强度评估[D].哈尔滨:哈尔滨工程大学,2006.
- [7] 董 胜,刘 伟,宁进进.台风波高重现值的泊松最大熵分布估计[J].中国造船,2009,50(4):13-21.

- [8] 董 胜,孔令双.海洋工程环境概论[M].青岛:中国海洋大学出版社,2005.
- [9] 陈元芳,侯 玉.P-III 分布参数估计方法的研究[J].河海大学学报,1992,20(3):25-31.
- [10] 陈元芳,赵利红,许 睢,等.适线法估计 P-III 分布设计年径流量的统计实验研究[J].河海大学学报:自然科学版,2007,35(2):176-180.
- [11] 邱大洪.工程水文学[M].北京:人民交通出版社,2000.
- [12] 程银才,范世香,李明华.一种新的水文频率计算方法[J].水文,2008,28(1):59-60,69.
- [13] 王莉萍,代 伟,齐 莹.设计波高推算的一种新模型[J].中国海洋大学学报:自然科学版,2010,40(1):54-58.
- [14] 董 胜,周 冲,陶山山,等.基于 Clayton Copula 函数的二维 Gumbel 模型及其在海洋平台设计中的应用[J].中国海洋大学学报:自然科学版,2011,41(10):117-120.