

蓄滞洪区一二维多口门衔接洪水调度  
数学模型研究与应用

**Research and Application on Flood  
Dispatching Mathematical Model of  
One-dimensional and Two-dimensional  
Combined with Flood Diversion Gates in  
Flood Detention Basin**

（申请硕士学位）

学科专业：水利工程  
研 究 生：赵明雨  
指导教师：李大鸣 教授

天津大学建筑工程学院  
二零一三年十一月



# 摘 要

近年来我国洪水频发，洪水造成了巨大的经济损失与惨重的人员伤亡。本文针对非工程性防洪设施--蓄滞洪区进行洪水调度的数值模拟计算，得到不同来流情况下蓄滞洪区内淹没水深、淹没面积与淹没历时等信息，为防洪减灾以及蓄滞洪区内的洪水调度和社会经济建设提供有力的技术支持与科学依据。

本文分别利用三点隐式差分法和有限体积法离散一维、二维控制方程，结合永定河蓄滞洪区现状地形及现行调度方案，建立了蓄滞洪区一、二维洪水调度数学模型。为了验证模型的精度，使用 1956 年历史洪水资料进行模拟计算与参数调试。经过调试后确定了模型的主要参数，应用该模型进行北京新机场建设的防洪评价研究。研究结果表明北京新机场建设对永定河蓄滞洪区的防洪减灾作用影响不大。根据计算结果给出了寺垓辛庄分洪口门的建议分洪水位与分洪控制流量。通过对屈家店闸上水位与过流流量的影响因素进行分析，认为蓄滞洪区的入流总水量与龙河最大流量是最主要的影响因素。在北京新机场远期建设后的工况下，利用 Michael L. Dekay 与 Gary H. McClelland 建立的公式进行洪灾期望损失计算，以水深分布为灾情划分依据，初步绘制了永定河蓄滞洪区的洪水风险图。

本次建立的数学模型对一维河道与二维泛区进行网格单独剖分。小流量时河道独立计算，大流量时利用一二维衔接模式进行计算。一二维模型衔接模式采用一维旁侧出流流量等于二维模型边界流量，一二维水位差确定堰流流量、方向的方法交替叠代计算，达到一二维衔接模型联解的目的，实现一维与二维的耦合计算。本模型通过流量、水位与拟序三重条件控制分洪口门的启用，实现对蓄滞洪区防洪调度方案的运用。在洪灾期望损失的计算中，提出对 Michael L. Dekay 与 Gary H. McClelland 建立的经验公式的修正方法，通过分析洪水风险系数结果表明，修正后的经验公式更能体现洪水风险特征与预警时间的相互关系。

**关键词：**蓄滞洪区，洪水调度数值模拟，一二维衔接计算，洪灾期望损失，洪水风险图

# ABSTRACT

Flood occurred many times in China during recent years, and it caused heavy economic losses and huge casualties. This paper simulates and calculates flood dispatching process in the non-structural flood control facilities -flood detention basin with mathematical model, data on flood depth, inundated area and flood duration etc. are obtained, and these results provide strong technical support and scientific basis for the flood control and social economic development of the flood detention basin.

In this paper, one-dimensional, two-dimensional control equations are discrete respectively by three points implicit difference method and finite volume method, combined with existing topography and flood existing scheduling scheme in Yondding River flood detention basin, one, two dimensional mathematical model of flood dispatching is established. In order to verify the accuracy of the model, use 1956 data of flood to do simulation and parameter adjustment. The main parameters of model after commissioning are determined, the model is applied for Beijing's new airport assessment of flood. The results show that the construction of Beijing's new airport has little effect on the Yongding River flood detention basin control flood effects. According to the results, the flood diversion stage and control flow of Sifaxinzhuang flood diversion gate are proposed. Through analyzing the influencing factors on water lever and flow of Qujiadian sluice, holds that the total amount of water inflow flood and Long River maximum flow are the most important factors. On the condition of Beijing new airport long-term construction, using the D&M formula calculates flood excepted loss, on the basis of depth distribution to divide disaster situation, flood risk map in Yondding River flood detention basin is drawn.

The mathematical model generates mesh and calculates independently for one-dimensional river and two-dimensional detention basin. Calculating the river independently when flow is smaller and using one-dimensional and two-dimensional combined mathematical model to calculate when flow is larger. One-dimensional and two-dimensional combined mathematical model think the outflow from river as boundary flux of two-dimensional model, the magnitude and direction of weir flow determined by water lever difference of one-dimensional and two-dimensional model, alternating iterative calculate the model to achieve coupling of one-dimensional and two-dimensional model. The water lever, flow and sequence as conditions to control the opening of flood diversion gates, realizing the program for flood dispatching in flood detention basin. Proposing a correction method for the D&M empirical formula

in the calculation for loss of life in flood, by analyzing the flood risk coefficient show that the revised one do better in reflecting the relationship between flood risk characteristics and warning time.

**KEY WORDS:** flood detention basin, flood dispatching mathematical model, one-dimensional and two-dimensional combined, flood excepted loss, flood risk map

# 目 录

第一章 绪论.....	1
1.1 选题的背景 .....	1
1.2 国内外研究发展现状: .....	3
1.2.1 水流数学模型的发展 .....	3
1.2.2 一、二维衔接数学模型的研究进展 .....	4
1.2.3 数值模拟的计算方法 .....	5
1.3 蓄滞洪区风险图.....	6
1.3.1 风险图研究意义与历史 .....	6
1.3.2 风险图制作方法与工作内容.....	7
1.3.3 GIS 在编制风险图中的作用 .....	8
1.4 论文主要内容及安排.....	8
第二章 一、二维衔接洪水调度数学模型的理论基础 .....	10
2.1 一维河道数学模型.....	10
2.1.1 计算一维河道方程的选择.....	10
2.1.2 方程的离散.....	11
2.2 二维泛区洪水演进数学模型 .....	12
2.2.1 二维非恒定流基本方程 .....	12
2.2.2 有限体积离散.....	12
2.2.3 连续方程离散.....	13
2.2.4 运动方程离散.....	14
2.3 一维、二维数学模型嵌套 .....	15
2.4 数学模型网格剖分.....	15
2.5 本章小结 .....	16
第三章 永定河蓄滞洪区洪水调度数学模型的建立 .....	17
3.1 研究背景 .....	17
3.2 流域概况 .....	17
3.2.1 河系及河流.....	17
3.2.2 气象水文 .....	18
3.3 蓄滞洪区概况以及模型结构 .....	18
3.4 模型入流与出流边界.....	20
3.5 洪水调度方案、模型计算方案 .....	23
3.6 数学模型的验证.....	26

3.6.1 糙率修正 .....	28
3.6.2 水位比较 .....	29
3.6.3 决口时间比较 .....	30
3.6.4 结论 .....	30
3.7 本章小结 .....	30
第四章 模型计算结果分析 .....	31
4.1 流量系列的模拟结果分析 .....	31
4.1.1 水位改变 .....	31
4.1.2 流量变化 .....	32
4.1.3 屈家店枢纽闸上水位及过流流量 .....	33
4.1.4 泛区淹没过程、最大淹没范围与最大滞水量 .....	46
4.1.5 新机场建设对防洪调度的影响 .....	51
4.2 重现期系列的模拟结果分析 .....	52
4.2.1 水位改变 .....	52
4.2.2 流量变化 .....	55
4.2.3 泛区最大淹没范围与最大滞水量 .....	57
4.2.4 新机场建设对防洪调度的影响 .....	59
4.3 本章小结 .....	60
第五章 洪水风险图的编制 .....	61
5.1 数据的整理与统计 .....	62
5.2 洪水风险计算 .....	72
5.3 灾情区域的划分 .....	74
5.4 本章小结 .....	75
第六章 结论与展望 .....	77
6.1 结论 .....	77
6.2 展望 .....	78
参考文献 .....	79
发表论文和参加科研情况说明 .....	83
致    谢 .....	84

## 第一章 绪论

### 1.1 选题的背景

洪水灾害一直是我国面临的最主要水文灾害之一,同时也是我国水灾防治中被普遍重视的问题。4000年前我国就有了对水灾的水文记载,而近代也发生了许多破坏性十分严重的洪灾<sup>[1]</sup>。

我国较大洪水灾害均出现在七大江河流域的中下游经济相对发达地区,以长江、黄河、淮河和海河为甚,洪灾造成的经济损失十分严重<sup>[2]</sup>。据国家防汛抗旱总指挥部办公室资料统计,洪涝灾害在1991年至2010年之间造成了高达19761.5亿元的直接经济损失,年均损失达988.075亿元。这其中不包括旱灾等自然灾害和地震等地质灾害所造成的损失。随着我国人口的增长,自然资源的减少,经济的飞速发展,洪水造成的损失将会更加的严重,东部沿海经济相对发达地区尤为如此。

同时,我国洪水发生频率一直居高不下。根据统计资料表明在我国建国前的2155年中共发生较大型洪水1092次,洪水平均出现周期为2年。1980年到1989年发生5次大洪水,其中,1985年最严重;1990至1999年间,平均每2.5年就发生一次洪水,1991年和1998年最为严重。从2000到2009年期间,发生4次大洪水,淮河流域于2003年和2007年发生全流域性大洪水。2010年,全国有30个省(自治区、直辖市)和新疆生产建设兵团遭受了不同程度的洪涝灾害,全国共有17866  $km^2$  农作物受灾,8727  $km^2$  农作物成灾,2.1亿人受到不同程度灾害影响,其中有3222人因灾死亡、1003人失踪,多达227万间房屋倒塌,258个县级以上城市受淹,仅水利设施直接经济损失就高达691.68亿元,直接经济总损失为3745亿元;辽宁、江西、湖南、陕西、吉林、福建、甘肃、湖北、四川等省受灾较重;以西南地区为主要受灾区域的山洪灾害在全国频频出现。2011年,秋汛洪涝灾害损失较常年偏重,全国有31个省(自治区、直辖市)发生不同程度的洪涝灾害,灾害波及8942万人,造成519人死亡、121人失踪,69万间房屋因灾倒塌,7191  $km^2$  农作物受灾,3393  $km^2$  农作物成灾,136个县级以上城市受淹,仅水利设施直接经济损失就为210亿元,直接经济总损失高达1301亿元;贵州、四川、陕西、湖南、湖北、广西、内蒙古等省(自治区)受灾较重。

对近20年发生的洪灾进行总体分析,受灾面积在 $20000 \times 10^3 (hm^2)$ 以上的年份有2个,分别是1991年和1998年,出现频率为10年一次;受灾面积在 $(15000 \sim 20000) \times 10^2 (hm^2)$ 之间的年份有5个,分别是1993年、1994年、1996

年、2003 年及 2007 年，出现频率为 4 年一次。从 1980 — 2009 年的 30 年间受灾面积在  $10000 \times 10^3 (hm^2)$  的年份就有 16 年，超过了一半之多。20 世纪 90 年代的灾情总体上较严重，10 年中有 8 年的受灾面积超过  $10000 \times 10^3 (hm^2)$ ，几乎可以说是年年遭灾<sup>[3-4]</sup>。

根据统计资料分析显示：我国水灾的整体经济损失呈上升趋势，水灾经济损失值与国内生产总值（GDP）的比值介于 1.06%至 3.85%之间，此比值远高于美国和日本等发达国家，表明我国水灾对经济发展的影响远高于发达国家，我国水利事业仍需进一步发展，防洪减灾工作亟待进一步展开<sup>[2]</sup>。

在与洪水的长期斗争过程中，人们逐渐形成了两个主要防洪措施，即防洪工程和非工程防洪措施。顾名思义，防洪工程指的是防洪减灾的工程措施，包括所有的防洪工程建设，例如建设大坝、水库、河道整治等。非工程防洪措施指的是通过在洪泛区采取法令和行政、经济技术手段以尽量减少洪水所造成的经济损失，例如救灾计划和洪水保险、防洪预警系统和洪泛区管理等<sup>[5]</sup>。工程性防洪措施规模大，耗资多，作用明显，一直是我国防治洪水的主要手段。但是随着可持续发展战略被广泛应用，对于防洪减灾事业来说，非工程性措施更加符合与自然和平相处，在不违背自然规律的前提下寻求解决办法的原则，因此利用蓄滞洪区分蓄洪水减轻防洪压力、保障下游重要城市安全的防洪手段越来越受到人们的重视。

蓄滞洪区能够有效保障重点区域的防洪安全、减轻其灾害，是江河防洪体系中极为重要的一环。对于近期工程防洪标准偏低，不能完全控制特大洪水的情况更要重视蓄滞洪区的建设。从我国的实践来看，利用蓄滞洪区分担一定比例的防洪任务，在工程规模，风险程度以及投资效益方面讲是经济合理的。以海河流域为例，自 1949 年至今，流域内先后于 1954 年、1956 年和 1963 年发生了 3 次大洪水。1954 年洪水大清河与子牙河 30 天的洪水总量达到 154 亿  $m^3$ ，兰沟洼、献县泛区、白洋淀、永安洼、贾口洼、东淀和文安洼等蓄滞洪区承担了 50%的洪量；1956 年洪水大清河、子牙河与漳卫河的洪水总量为 161 亿  $m^3$ ，各洼淀蓄滞洪水 95 亿  $m^3$ ，占洪量的 59%，其余洪水入海；1963 年暴雨强度和影响范围超过了海河流域有水文记录以来的最高值，大清河、子牙河与漳卫河 8 月份洪水总量为 302 亿  $m^3$ ，其中 136.5 亿  $m^3$  洪水由行、蓄洪区蓄滞，占总洪量的 45.2%，很多洼淀都是超标准滞蓄，虽然此次洼淀滞洪给当地造成一些损失，但是对夺取抗洪的胜利发挥了显著作用，是充分利用洼淀滞蓄洪水，进行洪水调度的成功范例<sup>[6]</sup>。

目前，我国主要蓄滞洪区多达 97 处，如何有效利用蓄滞洪区行、蓄洪水，发挥其防洪减灾的作用是关系到国家发展与人民生命财产安全的大问题。随着计

算机的飞速发展，建立蓄滞洪区的洪水调度数值模型，利用现代化的计算手段，研究蓄滞洪区洪水演进的规律，如淹没历时、最大水深、流速分布、淹没面积与蓄水体积等，进而据此指导分蓄洪区的安全建设以及设定不同程度洪水来临时的撤退路线，可以在短时间内进行人员迁移和贵重物品转置，将洪水造成的灾害降到最低，保障人民生命财产安全，促进社会安定和谐。

## 1.2 国内外研究发展现状：

模拟研究蓄滞洪区洪水演进的方法有很多，数值模拟法以其成本低，用时少和精度高等优点而被广泛应用。水文和水力学两种方法是数值模拟洪水演进的主要方法，其中水文模型主要有：马斯京根模型<sup>[7-9]</sup>、蓄量演算模型、特征河长法计算模型<sup>[10]</sup>和滞后演算模型<sup>[11]</sup>。把经验和实时信息简单地结合以及对河道地形资料要求不多是水文学方法的主要优点，难以用于河道特征变化之后的洪水预报则是其关键的不足之处。通过求解圣维南方程组模拟洪水演进的水动力学模型，是目前应用最为广泛的洪水模拟方法。水动力学模型对水文资料的依赖性较小，克服了人为的经验性，计算精度较高，适应性较强。随着计算机技术的飞速发展，越来越多的水动力学模型被用于洪水演进模拟<sup>[12]</sup>。

### 1.2.1 水流数学模型的发展

河流数学模型是以河流动力学、河床演变学、流体力学、紊流力学等学科为基础的，融入了数值计算技术和技巧，涉及面颇广，是一门仍在继续深入发展并具有广阔前景的应用性学科<sup>[13]</sup>。

河流数学模型从抽象的数学角度划分为：一维、二维和三维模型，其中二维模型又包含平面二维和纵剖面二维模型。从具体内容来看，河流数学模型分为水流模型和挟沙水流模型两大类，这两大类又分别包含了非恒定流模型和恒定流模型；其中，挟沙水流模型的非恒定流模型和恒定流模型又分别可以划分为悬移质模型、推移质模型和全沙漠型。

水流数学模型常用于研究洪水波的演进问题。1871 年圣维南水流运动基本方程组被建立，奠定了非恒定流的理论基础。但是直到电子计算机问世时，水流模型技术才开始真正的被运用起来。Mississippi 河和 Ohio 河的水流模型最先被 Lsaacson Stocker(1952~1953)和 Troesch(1954)建立起来<sup>[8]</sup>。国内流体运动数值模拟始于 70 年代，并于 70 年代末以后有大量研究成果问世。总体来说，河口一维潮流计算主要发展于 70 年代，推广于 80 年代，而二维数值模拟模型以及按需要配以泥沙、温度、盐度和污染物等物质输移模型在 80 年代逐渐被采用，三维

模型也已逐步展开, 并取得了显著的进展<sup>[14-18]</sup>。

1984年, 刘树坤等率先将二维非恒定流数值模型应用于海河流域永定河分洪区的洪水风险研究, 获得了不同时刻的流速、水深等水利要素瞬时值, 并绘制了泛区风险图<sup>[19-20]</sup>。1991年, 刘树坤等人用有结构网格对小清河分洪区洪水演进进行了模拟<sup>[21]</sup>。1995年, 王船海建立了行蓄洪区型流域洪水模型, 采用一维圣维南方程组模拟河道中的水流运动, 采用二维浅水方程模拟行洪区的水流运动, 从而解决了一维与二维水流计算的隐式耦合问题, 采用水文方法特殊处理无资料地区以解决该区域来流模拟问题<sup>[22]</sup>。1996年, 二维洪水演进的隐式差分模型被周孝德等人建立, 该模型包含了对流项及泥沙运动, 用于模拟君山滞洪区的洪水运动; 同年, 程晓陶等在荆江分洪区建立的二维非恒定流数值模型中, 用无结构不规则网格代替了有结构的规则网格, 使地形概化更加灵活准确<sup>[23]</sup>。1998年, 李大鸣在河道二维洪水演进的计算中采用了有限元质量加权集中法<sup>[24]</sup>。2001年, 曹志芳等对控制方程采用有限差分法的逆风格式进行离散, 并且在洪水干河床模拟中提出“水位平铺”假设<sup>[25]</sup>。2003年, 槐文信运用曲线坐标系下的有限分析法离散数值格式对于非规则区域的二维非恒定流进行了数值模拟<sup>[26]</sup>。2005年, 谢作涛等建立的一维洪水演进数学模型中结合了一维对流方程的Holly-Preissmann求解格式与差分方法<sup>[20]</sup>。2007年, 李大鸣、林毅等通过特殊剖分处理, 产生河道与滞洪区既镶嵌又衔接, 多点、多面均可进行有条件连接的模型网格, 在此基础上建立了河道、滞洪区洪水演进的一二维衔接数学模型<sup>[27]</sup>。2009年, 吴迪军等采用库朗格式的特征线方法对基本方程进行数值求解, 针对应急处置中快速反应的需求, 建立了基于圣维南方程的河道洪水演进的水动力学模型<sup>[28]</sup>。2011年, 杨芳丽等建立了一维河网嵌套平面二维洪水演进数学模型, 实现一维和二维耦合, 在一维与二维模型的交界面实时交换动态信息<sup>[29-30]</sup>。2012年, 赵明登等利用Arcgis与Delft 3D软件模拟了渭河下游洪泛区洪水演进, Delft 3D中的trim文件可以实现计算区域水位、水深和流速场变化过程的动态显示<sup>[31]</sup>。

### 1.2.2 一、二维衔接数学模型的研究进展

一、二维联合洪水演进数值模型可反映蓄、滞洪区内分洪洪水沿河槽纵向泄流和河槽内、外的横向水流交换过程。范子武等建立的一、二维洪水演进数值模型可以模拟洪水沿河槽纵向的泄流以及河槽内、外的横向水流交换过程, 但是模型将河槽内外横向水量交换作为一维计算分布的源项, 没有在运动方程中考虑交换水量, 将对模拟精度产生一定影响<sup>[32]</sup>。范玉、李大鸣等先后应用一、二维衔接数学模型在天津市大清河滞洪区进行模拟计算, 结果吻合较好, 此模型把网格划分为地面型二维网格和河道型一、二维网格两大块来处理; 李大鸣、林毅等

以滞洪区一、二维洪水演进模型为核心,运用 GIS 技术,通过 VB 与 Fortran 混合编程建立了一、二维洪水演进数值仿真系统,实现空间和属性信息查询、分析、洪水演进过程数值模拟计算结果可视化、洪灾经济损失系统评估等应用<sup>[33-36]</sup>。杨芳丽、何小花等在一维河网嵌套二维洪水演进数学模型的研究上取得了一定进展<sup>[29-30]</sup>。

### 1.2.3 数值模拟的计算方法<sup>[37]</sup>

#### (1)有限差分法(FDM)

有限差分法以泰勒级数展开为工具,用差分式来逼近水流运动微分方程中的导数项,从而在每一计算时段可得到一个差分方程组。如差分方程组的各方程可独立求解,称为显格式,反之,若需联立求解,称为隐格式。1967 年美国 Leendertse 首次应用交替方向隐(ADI)差分格式模拟二维潮汐水流,并很快得到推广。后来国际上又应用苏联 Yanenko 等人的分裂法,从按空间座标分裂到按物理机制(即方程中物理意义不同的项)分裂控制方程组。80 年代国内也经历了类似的发展过程。FDM 的不足之处是由于网格密度的限制,不能较好的逼近平面水体的周边形状,边界线的转折点等处的边界条件不易实现。近年来尝试引入计算气动力学于 70 年代提出的贴体(或称边界拟合)曲线坐标系,但仍存在控制方程变复杂、计算量加大、且计算域形状受限制等缺点,故未得到普遍推广。

#### (2)有限元法(FEM)

有限元的原理是分单元对解逼近,使微分方程空间积分的加权残差极小化,进而建立方程组给出数值解。鉴于在计算固体静力学中有限元法取得了巨大成功,70 年代起 FEM 被应用于计算水力学中。水下地形是决定水体在重力下如何流动的主要因素,FEM 的最大优点是所用的不规则的无结构网格,易于较准确地逼近浅水体周边地形和水下地形。但 FEM 主要用于模拟恒定流(类似于模拟固体的静应力状态),否则每一计算时段都要求解一个庞大的方程组。另外,FEM 主要适于求解椭圆方程边值问题,故主要用于不可压流。对可压流及浅水流这样的双曲初边值问题,标准的 Galerkin FEM 相当于中心格式,需要改造成特殊的 FEM 才能相当于逆风格式,甚至可处理间断解。因此,FEM 在浅水流模拟中并未得到推广。

#### (3)有限体积法(FVM)<sup>[38]</sup>

有限体积法<sup>[39]</sup> (Finite Volume Method, 简称为 FVM)又称控制体积法,其物理意义明确,适用于模拟复杂边界的不规则网格,并且在任何一个控制体内乃至整个计算域内,所有的物理量均满足积分守恒的性质<sup>[40]</sup>,在计算过程中,可以克服非线性的干扰,即使在流场梯度变化很大的区域和采用十分稀疏的网格时也

能得到合理的解<sup>[41]</sup>。1971年 McDonald 在求解二维 Euler 方程首次应用 FVM, 1972年 Patanker 和 Spalding 等人在传热和流体流动的计算中采用 FVM<sup>[42-43]</sup>, 1977年, FVM 被 Jameson 应用于气流计算中, 此后, FVM 在计算流体力学中的应用随着无结构网格的普及和通量算法的改进逐渐广泛起来<sup>[44]</sup>。谭维炎、胡四一等在无结构网格 FVM 的应用研究方面取得了一系列成果<sup>[45-50]</sup>: 1989年, 胡四一等用 TVD 格式预测溃坝洪水波的演进; 1991年, 胡四一等将在空气动力学领域内广泛应用的高性能格式 FVS、FDS 和 FCT 应用到一维非恒定流计算中; 同年, 谭维炎等给出了一种普适的二维浅水流动的高性能格式——有限体积 Osher 格式; 1992年, 谭维炎利用浅水流动的可压缩流比拟讨论浅水方程组的特性及有关物理现象, 将模拟推广到任意断面非棱柱形明渠; 1995年, 谭维炎等应用二维有限体积法、Osher 格式及间断拟合法, 计算了钱塘江河日涌潮产生、发展到消亡的全过程; 2002年, 胡四一等建立了一个能适应各种复杂条件的一二维非恒定流模型, 其中洞庭湖部分采用无结构二维非恒定有限体积格式, 以适应湖区复杂的边界形状和保持水量平衡。另外, 2000年, 赵棣华等提出一个平面二维水流-水质有限体积法及黎曼近似解模型, 在无结构网格上对偏微分方程进行有限体积的积分离散, 把二维问题转化为一系列局部的一维问题进行求解, 对汉江中下游的水流水质状态进行了模拟, 与实测资料符合很好<sup>[51]</sup>。2002年, 施勇等利用高精度、守恒性好的二维水沙有限体积算法对潭江樟州河段的水沙输运和河床变形进行了数值模拟取得了较好的效果<sup>[52]</sup>; 2004年, 李绍武采用 Osher 格式建立了一种准三维水流数学模型<sup>[53]</sup>; 2007年李未等基于无结构三角单元网格 Roe 格式和有限体积法, 建立了一个高精度高分辨率的风暴潮二维数值预报模式, 格式模拟珠江口风暴潮增水过程, 同年王志力等采用非结构有限体积法建立了二维浅水方程高精度、高分辨率模型, 对二维洪水演进进行模拟<sup>[54-55]</sup>。2012年, 崔丹采用有限体积法离散控制方程建立数学模型模拟了溃坝洪水演进<sup>[56]</sup>。

### 1.3 蓄滞洪区风险图

蓄滞洪区洪水风险图是洪水风险图中的一种, 其是指国家级或省级蓄滞洪区的洪水风险图<sup>[57]</sup>。

#### 1.3.1 风险图研究意义与历史

洪水风险图是一种融合地理、社会经济信息、洪水特征信息, 通过资料调查、洪水计算和成果整理, 以地图形式直观反映某一地区发生某一频率的洪水后可能淹没的范围和水深, 从而可以预知和分析不同量级洪水可能造成的风险和灾害的

专题地图，它可以为相关部门的防洪减灾决策提供指导和决策依据<sup>[58]</sup>。洪水风险图一旦建立起来就可以在发生洪水时发挥巨大作用：根据防汛部门给出的洪水预报实时查询洪水风险图，提前掌握此次洪水可能的淹没范围、各处的淹没水深以及造成的经济损失等，提高指挥人员撤退、抗洪抢险的决策准确性，不失为一项经济有效的非工程性防洪措施。国外对洪水风险图的绘制研究较早，理论较为成熟，获得了较多的研究成果，美国从 20 世纪五、六十年代就开始制作洪水风险图，到 2003 年 4 月，负责管理美国国家洪水保险计划(NFIP)的联邦紧急事务管理局(FEMA)已经制作了 90000 多张洪水风险图，涵盖大约 1.9 万个社区约 39 万  $km^2$  的洪泛平原，2003 年开始又投入大量资金，将纸质的风险图变更为易于查询与使用的数字化风险图<sup>[59]</sup>；日本从 1987 年开始将洪水风险图列入综合防洪计划，并绘制了 278 个流域的洪水风险图；同年，菲律宾也着手在 Marikina 河流域进行洪水风险分析和制图的试验工作。我国从 20 世纪 80 年代开始进行这方面的研究，在永定河泛区<sup>[19]</sup>、小清河分洪区等蓄滞洪区，太子河、辽河干流等流域开展过风险图的编制。鉴于国外经验以及计算机的飞速发展，我国在洪水风险图数字化方面也进行了研究<sup>[58,60-62]</sup>。随着治水理念的转变，我国也越来越重视洪水风险分析以及风险图绘制。

### 1.3.2 风险图制作方法与工作内容

历史洪水法、水灾频率分析法与水文水力学方法是制作洪水风险图的主要方法<sup>[63]</sup>。依据历史上发生洪水所记录的淹没时间，淹没范围和水深等数据绘制以后该流域同频率洪水风险图的方法即为历史洪水法。对于启用过的蓄滞洪区，可以采用历史洪水法。在经典频率曲线的基础上，通过历史水灾资料的量化，延长水灾资料系列，进而借助计算机来实现灾害的动态研究和洪水风险图的编制则是水灾频率分析法。如果需要反映洪水行进过程中的实时淹没范围、流速分布、水深分布等动态风险信息的区域，那么水力学法是最好的选择。水文水力学方法就是根据流域的土地利用特征、工程条件以及设计暴雨或设计洪水过程，按照水文学和水力学方法分析推求流域洪水发生后的水深分布、淹没范围等情况。

依据《洪水风险图编制导则(试行)》的要求，蓄滞洪区洪水风险图的主要工作有：将行政区划图、地形图、防洪工程分布图合成为工作底图；依据洪水风险分析提供的成果，在工作底图上绘制不同运用情况下的洪水淹没范围、特征点水深和历时。同时，蓄滞洪区洪水风险图上还应包括对应不同运用情况下的分洪口门位置、宽度、分洪水位、蓄洪水量，转移人数、转移道路、安全区、安置地点、抢险救灾物资、抢险队伍等信息。

### 1.3.3 GIS 在编制风险图中的作用

地理信息系统(Geographical Information System, Geo-Information System, 简称 GIS), 是在计算机软硬件支持下, 对整个或者部分地球表层空间中的有关地理分布数据进行采集、存储、管理、运算、分析、显示和描述的技术系统。GIS 具有强大的数据管理、分析和制图功能, 因此在编制和管理洪水风险图方面能够发挥巨大的作用, 国内外研究人员在这方面都做了一些工作<sup>[60,64]</sup>。

独立开发、宿主型和集成型开发是三种基于 GIS 的信息可视化系统开发模式<sup>[65]</sup>。其中, 独立开发难度大, 宿主型开发功能不强, 软件质量不易保证。集成式开发是指利用 ArcGIS, MapInfo 等专业 GIS 工具软件提供的二次开发组件库, 实现基于 GIS 的信息系统的基本功能开发以及面向特殊研究领域的功能开发, 并通过 VisualC++、 VisualBasic 等可视化软件开发工具进行二者的集成开发。集成式开发集合了独立式开发与宿主型开发的优势, 在有力地提高应用系统的开发效率的基础上, 使用可视化软件开发工具开发应用程序, 使其具有更好的外观效果, 更强大的数据库功能, 而且可靠性好、易于移植、便于维护。

## 1.4 论文主要内容及安排

本文在前人工作的基础之上, 研究蓄滞洪区一、二维多口门衔接洪水调度数学模型, 该模型通过判断水位、流量与其他口门是否开启这三个条件, 控制分洪口门的启用, 实现河道与泛区洪水水位、流量信息实时交换, 为复杂条件下指导洪水调度提供技术支持与参考数据。论文主要内容安排如下:

(1)针对我国洪水灾害损失增长速度远高于经济增长速度的现状, 提出进行非工程性防洪措施建设的必要性与紧迫性。总结国内外研究水流数学模型的研究历史与研究进展, 介绍三种数值模拟计算方法, 最后对洪水风险图的编制方法与内容等做了简要说明。

(2)收集永定河泛区、堤防高程以及河道断面资料, 统计整理泛区内人口分布、数量情况。

(3)在考虑道路、安全区、堤防等阻水建筑物的基础上, 采用无结构非规则网格对泛区进行剖分, 并进行合并小单元处理, 依据河道资料, 在永定河上确立计算断面。

(4)建立蓄滞洪区一、二维衔接多口门洪水演进数学模型, 利用 1956 年洪水资料对模型进行验证。

(5)依据现行调度方案, 对不同频率洪水过程下北京新机场建设前后永定河泛区内洪水演进情况进行模拟, 依据模拟结果评定北京新机场建设的可行性以及

是否需要进一步增加防洪设施。

(6)依据计算结果统计泛区淹没范围与水深分布，计算洪水风险系数，据此编制永定河蓄滞洪区洪水风险图。

(7)对整篇论文进行总结，同时对下一步可继续深入研究的工作进行展望。

本课题提出的一、二维衔接数学模型以一维河道计算的水位、流量作为二维泛区计算的边界条件，同时二维计算的结果也将代入下一步的一维计算当中，每个计算时刻均进行一维与二维计算结果比较与交互使用，实现真正意义上的、二维实时耦合衔接计算，能够依据要求进行蓄滞洪区内洪水的调度；模型对于河道与泛区具有多个分洪口门衔接，并有其他河道水流汇入的复杂情况下洪水运动情况作了进一步的研究。

## 第二章 一、二维衔接洪水调度数学模型的理论基础

## 2.1 一维河道数学模型

## 2.1.1 计算一维河道方程的选择

从质量守恒定律出发推导出的连续性方程,其物理意义是流体在单位时间流经单位体积空间时,流出和流入的质量差与其内部质量变化的代数和为零。连续性方程只限定流体运动必须遵循的一个运动学条件,因此,还应从动力学角度提出流动必须满足的动力学条件,即运动方程,由此组成求解流动的基本方程组<sup>[66]</sup>。

用面积-流速表示的一维控制方程如下:

$$\text{连续方程: } \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2-1)$$

$$\text{运动方程: } \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(gZ + \frac{1}{2}u^2)}{\partial x} = -g \frac{u|u|}{C^2 R} \quad (2-2)$$

其中,  $q$  为源汇项,  $Q$  为截面流量,  $A$  为计算断面的过水面积,  $Z$  为水位,  $C$  为谢才系数,  $R$  为水力半径。为了便于进行计算机编程,将上述方程组改写为水位-流量表示的形式。

将  $\frac{\partial A}{\partial t} = B \frac{\partial Z}{\partial t}$  代入方程(2-1), 得到

$$\text{连续方程: } \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (2-3)$$

$$\text{由 } u = \frac{Q}{A}, \quad C = \frac{R^{1/6}}{n} = \frac{1}{n} \left(\frac{A}{B}\right)^{1/6}, \quad R \approx \frac{A}{B} \quad \text{得}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A}\right) = \frac{\partial Q}{A \partial t} - \frac{Q}{A^2} \frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial Q}{A \partial t} + \frac{Q}{A^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Qq}{A^2}$$

$$\frac{\partial(gZ + \frac{1}{2}u^2)}{\partial x} = g \frac{\partial Z}{\partial x} + u \frac{\partial u}{\partial x} = g \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A}\right)$$

又  $\Delta A = B \Delta Z$ , 则

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A}\right) = \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q}{A^2} \left(\frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial Z} \frac{\partial Z}{\partial x}\right) = \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q}{A^2} \left(\frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial x}\right)$$

$$\frac{u|u|}{C^2 R} = \frac{n^2 Q |Q| B}{A^2 \left(\frac{A}{B}\right)^3 A}$$

将上述结果代入方程(2-2)，并遍乘面积  $A$  得

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Qq}{A} + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \left(\frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial x}\right) = -g \frac{n^2 Q |Q|}{A \left(\frac{A}{B}\right)^{\frac{4}{3}}} \quad (2-4)$$

整理得

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(gA - \frac{BQ^2}{A^2}\right) \frac{\partial Z}{\partial x} + 2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_z - g \frac{|Q|Q}{AC^2R} + uq \quad (2-5)$$

方程(2-3)，(2-5)即为用水位-流量表示的一维控制方程组。

### 2.1.2 方程的离散

采用三点隐式差分方法对一维控制方程进行离散，水位  $Z$  与流量  $Q$  的位置如图 2-1 所示。

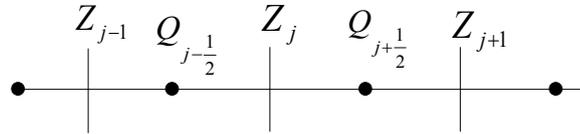


图 2-1  $Z$  与  $Q$  的空间布置方式

离散后的方程为：

$$-C_{1j-\frac{1}{2}} Q_{j-\frac{1}{2}}^{n+1} + A_{1j} Z_j^{n+1} + C_{1j+\frac{1}{2}} Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+1} = E_{1j} \quad (2-6)$$

$$-A_{2j} Z_j^{n+1} + C_{2j+\frac{1}{2}} Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+1} + A_{2j+1} Z_{j+1}^{n+1} = E_{2j+\frac{1}{2}} \quad (2-7)$$

其中：  $A_{1j} = 1$ ，  $C_{1j-\frac{1}{2}} = C_{1j+\frac{1}{2}} = \frac{\theta}{B_j} \frac{\Delta t}{\Delta x}$ ，  $-A_{2j} = A_{2j+1} = \theta \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(gA - \frac{BQ^2}{A^2}\right)_{j+\frac{1}{2}}^n$ ，

$$C_{2j+\frac{1}{2}} = 1 + \frac{2Q\theta}{A} \frac{\Delta t}{\Delta x}， E_{1j} = Z_j^n + (1-\theta) \frac{\Delta t}{\Delta x_j} \frac{1}{B_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}} (Q_j^n - Q_{j+1}^n) + \frac{Q_b}{B_{j+\frac{1}{2}}} \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$E_{2j} = -(1-\theta) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(gA - \frac{BQ^2}{A^2}\right)_{j+\frac{1}{2}}^n (Z_{j+1}^n - Z_j^n) - 2(1-\theta) \frac{\Delta t}{\Delta x_j} \frac{Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}}{A_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}} (Q_{j+1}^n - Q_j^n)$$

$$+ \frac{\Delta t}{\Delta x_j} \left( \frac{Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}}{A_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}} \right)^2 (A_{j+1} - A_j) \Big|_{Z_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}} - \Delta t \frac{gn^2 Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta} \left| \frac{Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}}{A_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}} \right|}{(A_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}) \left[ \frac{A_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}}{B_{j+\frac{1}{2}}^{n+\theta}} \right]^{\frac{4}{3}}} + Q_b \frac{\Delta t}{\Delta x} \left( \frac{Q}{A} \right)_{j+\frac{1}{2}}^n$$

## 2.2 二维泛区洪水演进数学模型

### 2.2.1 二维非恒定流基本方程

二维泛区洪水演进数学模型的控制方程由连续方程和水流运动方程组成。

$$\text{连续方程: } \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q \quad (2-8)$$

$$\text{运动方程: } \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} + gh \frac{\partial z}{\partial x} + g \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} = 0 \quad (2-9)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} + gh \frac{\partial z}{\partial y} + g \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} = 0 \quad (2-10)$$

其中,  $H$  为水深;  $Z$  为水位,  $Z = Z_0 + H$ ,  $Z_0$  为底高程;  $q$  为源汇项,  $M$ ,  $N$  分别为  $x$ ,  $y$  方向上的单宽流量, 且  $M = Hu$ ,  $N = Hv$ ;  $u$ ,  $v$  分别为  $x$ ,  $y$  方向的平均流速;  $n$  为糙率,  $g$  为重力加速度。

### 2.2.2 有限体积离散

控制方程的离散采用有限体积法, 无结构不规则网格的布置如图 2-2 所示: 每个单元网格作为一个控制体, 网格的边为通道。在网格中心计算平均水位  $H$ , 通道中点处计算流量  $Q$ 。中点的通量可用中心格式(如取相邻两格子形心处通量的平均)或逆风格式确定。在水量平衡计算时, 通道中点处的通量乘以该边的边长即为该边的法向通量, 控制体每一边的法向通量沿环路积分等于控制体内的蓄水量。周边通量由相邻控制体形心水位比降形成的流量确定。如图 2-3 所示, 水位和流量在时间层面上采用交错的方式计算。

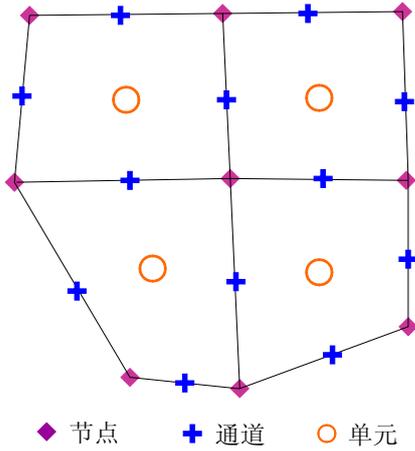


图 2-2  $H$  和  $Q$  的空间布置方式

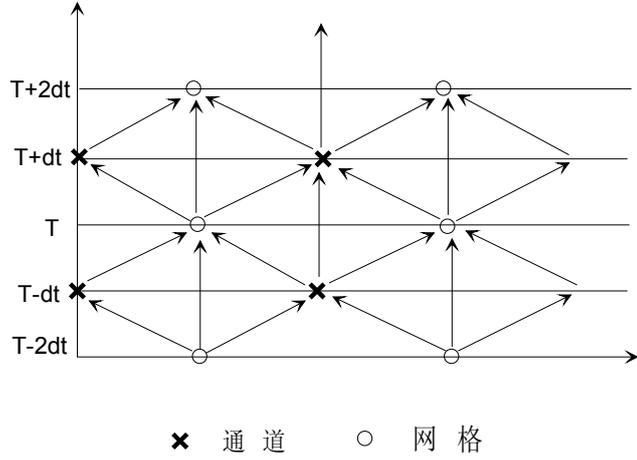


图 2-3  $H$  和  $Q$  的时间交错计算方式

### 2.2.3 连续方程离散

将方程式 (2-8) 改写成矢量形式:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla(H\vec{V}) = q \quad (2-11)$$

在控制体内对上式积分得:

$$\int_A \left[ \frac{\partial H}{\partial t} + \nabla(H\vec{V}) \right] dA = \int_A q dA \quad (2-12)$$

在同一控制体内地势变化不大, 认为源汇项  $q$  和水深  $h$  在同一单元网格内是均匀的, 则方程 (2-12) 可以写为:

$$A \frac{\partial H}{\partial t} + \int_A \nabla(H\vec{V}) dA = qA \quad (2-13)$$

根据闭曲面积分和相应体积分变换关系, 方程式 (2-13) 可以改写为:

$$A \frac{\partial H}{\partial t} + \oint_l (H\vec{V} \cdot \vec{n}_1) dl = qA \quad (2-14)$$

式中,  $\vec{V}$  为网格单元周边通道上任意点的速度矢量;  $\vec{n}_1$  为该点外法线的单位方向矢量。若令  $Q = -h\vec{V} \cdot \vec{n}_1$ ,  $Q$  表示为单元周边通道上的单宽流量, 流入时为正, 流出时为负。对于任意一个  $K$  边形网格单元有

$$\oint_l (H\vec{V} \cdot \vec{n}_1) dl = \oint_l Q dl = \sum_{k=1}^K Q_k L_k \quad (2-15)$$

将方程式(2-15)代入方程式(2-14)中得到:

$$A \frac{\partial H}{\partial t} + \sum_{k=1}^K Q_k L_k = qA \quad (2-16)$$

对方程式(2-16)进行时间中心差分离散转化为:

$$A_i \frac{H_i^{T+dt} - H_i^{T-dt}}{2dt} + \sum_{k=1}^k Q_{ik} L_{ik} = A_i q_i^T \quad (2-17)$$

对方程式(2-17)进行整理,并向后移动一个时间步长,得到连续性微分方程对任意多边形网格的显式离散表达式:

$$H_i^{T+2dt} = H_i^T + \frac{2dt}{A_i} \sum_{k=1}^k Q_{ik} L_{ik} + 2dt q_i^{T+dt} \quad (2-18)$$

式中,  $i$  代表第  $i$  个单元网格,  $h_i$  为第  $i$  个单元网格的模化水深,  $A_i$  为第  $i$  个单元的面积,  $L_{ik}$  为第  $i$  个单元网格第  $k$  号通道长度,  $Q_{ik}$  为第  $i$  个单元网格第  $k$  号通道的单宽流量,  $q_i$  为第  $i$  个单元网格的抽排水量。

#### 2.2.4 运动方程离散

为了更加准确的模拟蓄滞洪区内复杂的地形,并且减轻计算工作量,本模型根据实际地形情况将运动方程进行了简化处理。将通道概化为地面型通道和连续堤或缺口堤通道进行处理,并给所有通道附加特征信息,以相应的水力学公式进行通量计算。

(1)地面型通道,顾名思义是指通道两侧单元是陆地地面,且通道上没有堤防等阻水建筑物。考虑到滞洪区内的地形起伏较小,重力和阻力是影响地面洪水演进的主要因素,则保留方程(2-9)和(2-10)中的重力项和阻力项,忽略掉加速度项,利用差分方法离散<sup>[67]</sup>可得到地面型通道的动量离散方程如下:

$$Q_j^{T+dt} = \text{sign}(Z_{j1}^T - Z_{j2}^T) H_j^{5/3} \left( \frac{|Z_{j1}^T - Z_{j2}^T|}{dL_j} \right)^{1/2} \frac{1}{n} \quad (2-19)$$

式中,  $Z_{j1}^T$  和  $Z_{j2}^T$  分别为通道两侧单元的水深;  $H_j$  为通道上的平均水深;  $n$  为糙率;  $Q_j^{T+dt}$  为通道与网格之间的流量;  $\text{sign}$  为符号函数,表示  $Q_j^{T+dt}$  的正负与  $(Z_{j1}^T - Z_{j2}^T)$  的正负相同;  $dL_j$  为相邻单元形心到通道中心的距离之和。

(2)连续堤或缺口堤通道,是指堤防、铁路、公路等高于地面的阻水建筑物,其流量采用宽顶堰溢流公式来计算,离散后得到

$$Q_j^{T+dt} = \sigma_s m \sqrt{2g} H_j^{\frac{3}{2}} \quad (2-20)$$

式中,  $\sigma_s$  为淹没系数;  $m$  为流量系数;  $H_j$  单元上的平均水深。

### 2.3 一维、二维数学模型嵌套

本模型通过多个口门与不同分洪区域连接,由口门前水位、调度规划给定的扒口顺序与流量控制口门是否进行分洪。调度方案即采纳了根据以往数据得出的经验,又考虑了不同来流过程产生不同的洪水压力。结合实际情况,分洪口门分三小时渐次扒开。

河道水流通过多个口门与泛区相连接,在每个计算时刻,先进行一维河道洪水演进计算,计算得到口门处的河道水位作为相对应的二维模型单元网格的边界条件,由宽顶堰流公式计算得到口门处流量。口门处分洪流量作为一维模型方程的旁侧出流,同时对分蓄洪区内洪水演进过程进行模拟。计算过程中保证在每个计算时刻后口门两侧水位相同,一维模型与二维模型流量变化大小相等,方向相反。这种嵌套方式可以实现一、二维信息实时动态交换,实现一维与二维的真正耦合。

衔接口门条件为

$$\begin{cases} Q_{\Gamma}^{T+dt} = Q_j^T \\ Q_j^{T+dt} = \varepsilon \sigma_s m \sqrt{2g} (H_j^{3/2})_{\Gamma}^T \end{cases} \quad (2-21)$$

其中,  $Q_j$  为一维旁侧出流流量;  $Q_{\Gamma}$  为二维模型边界流量;  $H_j$  为衔接断面上游的堰上水头。

目前建立的一、二维衔接数学模型大多采用“整体水位式”方法,即将口门对应的分洪区域作为一个整体,采用统一的水位值进行计算,衔接计算后获得的蓄滞洪区水量变化平均分配在该分洪区域上,从而得出新的水位值。这样的模拟方法略显粗糙,本数学模型在这方面进行了改进,采用单个网格单元与口门相连接,在每个计算时段通过计算单元网格之间的水量交换、水位变化来模拟洪水在蓄滞洪区内的演进过程,演进计算结束后与口门相连接的单元水位作为下个计算时段该口门二维模型的水位初始值。

一维控制方程(2-3)和(2-5)描述了计算区域内流量和水位的变化情况,它们必须受到边界上外加条件的限制<sup>[8]</sup>。限制形式有三种:水位过程线、流量过程线和水位流量关系。河道上下游各需添加一个边界条件,同时,上下游应选择不同的控制条件,例如上游以水位过程线为控制条件时,下游最好选择流量过程线或者水位流量关系条件。

### 2.4 数学模型网格剖分

考虑到本数学模型一二维独立计算、实时衔接的特点,对河道及泛区进行独立剖分。一维模型主槽断面依据2003年实测河槽深泓断面排列,利用天津水利

水电勘测设计研究院航测遥感院提供的 2003 年 1:1 万地形图补充主槽两侧的滩地断面资料,主槽断面编号自 SC0+000 至 SC98+851,河道覆盖范围上起梁各庄以上 14.5 公里处断面,下到屈家店水利枢纽,河道全长 98.851 公里。采用 Fortran 程序对蓄滞洪区内的二维模型网格进行自动划分,首先建立一个横、纵坐标范围与蓄滞洪区坐标范围相同的矩形;用规则有序的、边长  $250m \times 250m$  的正方形网格将矩形内部剖分,每个网格的顶点、边以及网格自身都分别被赋予唯一的节点号、通道号和单元号;记录每个单元周围的节点号与通道号,共用同一节点的单元号与通道号,每个通道两端的节点号与两侧的单元号,形成节点—通道—单元信息库,一旦某条信息发生变动,其对应信息也会发生改变。依据防洪调度原则,蓄滞洪区分区、分级进行调度运用,以分区之间的分界线、泛区边界来切割生成的矩形网格,去除边界范围以外的部分,自动整理网格的单元、节点和通道信息,形成与蓄滞洪区形状完全吻合的新网格。考虑到单元面积较小不利于计算,利用程序对网格进行合并小单元处理,与切割小单元相比,合并小单元的方法可以获得准确的蓄滞洪区面积,使得建立的模型更加符合实际情况。

## 2.5 本章小结

本章论述了蓄滞洪区一、二维洪水调度数学模型的控制方程及方程的离散,分别利用三点隐式差分法和有限体积法离散一维、二维控制方程;指出进行一维河道水流计算时,上下游边界要给定适当的水位或流量条件;提出一、二维模型实时嵌套的方法以及模型网格剖分方式,为建立了蓄滞洪区一、二维洪水调度数学模型提供理论依据。

## 第三章 永定河蓄滞洪区洪水调度数学模型的建立

### 3.1 研究背景

永定河流域位于海河流域西北部,发源于内蒙古高原的南缘和山西高原的北部,东临潮白河系与北运河系,南邻大清河系,西侧是黄河流域,北部为内陆河。流域总面积  $47016 \text{ km}^2$ , 山区和平原分别为  $45063 \text{ km}^2$  与  $1953 \text{ km}^2$ 。

作为海河流域重要河流之一的永定河一直以来都是国家重点防汛河流。永定河中下游横跨北京、天津两个直辖市以及河北省,地理位置非常重要。永定河蓄滞洪区是永定河防洪体系的主要组成部分,其防洪体系成败关系到京、津两个直辖市及京广、京山铁路和沿岸人民群众的生命财产安全。

位于永定河干流北侧的北京新机场是我国“十二五”规划中重点建设项目,工程分近、远两期建设,占地面积分别为  $65.3 \text{ km}^2$  和  $69 \text{ km}^2$ , 机场占用了永定河泛区上游寺垡辛庄分洪区的部分分洪区域,并且占压了北京市主要排水河道-天堂河,对永定河蓄滞洪区的防洪排涝功能产生了一定的影响。通过应用数学模型模拟分析机场建设对永定河防洪体系造成的影响,根据模拟结果研究减小不利影响的措施,为北京、天津等特大城市以及中下游广大地区的安全提供保障。同时,位于蓄滞洪区内的北京新机场作为综合性超大型国际机场,其自身的防洪安全问题亦十分重要。

### 3.2 流域概况

#### 3.2.1 水系及河流

桑干河、洋河和妫水河是永定河上游的三条支流,永定河洪水由官厅水库控制,控制面积  $4.34 \text{ 万 km}^2$ , 占永定河流域面积的  $92\%$ 。官厅水库至三家店为官厅山峡,山峡长达  $106 \text{ km}$ , 区间面积  $1600 \text{ km}^2$ , 是威胁永定河下游平原的主要产洪区。三家店以下为平原, 主要分为三家店至卢沟桥段、卢沟桥至梁各庄段、永定河泛区和永定新河四部分。第一部分河长约  $17 \text{ km}$ , 河道顺直, 建有永定河拦河闸和小清河分洪闸, 是永定河洪水的主要控制节点。第二部分河长约  $57 \text{ km}$ , 为平原河道, 两岸都有堤防, 洪水从梁各庄进入永定河泛区, 河道纵坡为  $1/1000\sim 1/2500$ , 河道高程比堤外高出  $5\sim 7 \text{ m}$ , 河床和堤防多为沙质, 极不稳定, 河道险工多, 抗洪能力很弱。第三部分即永定河泛区河道全长约  $67 \text{ km}$ , 承担“缓洪、沉沙、削峰”的任务, 泛区内地形自西北向东南倾斜, 河道上下游纵坡较陡,

中间河道较平缓。区间有天堂河、龙河等沥水河道汇入。经过泛区调蓄，大部分洪水由屈家店枢纽通过永定新河入海，少量洪水通过北运河、海河干流入海。

### 3.2.2 气象水文

永定河流域位于欧亚大陆东部中纬度地带，有明显的大陆性季风特征，冬季时间较长，气候干燥寒冷，盛行西北风；春秋多风沙，降水量少。气温日变化及年内变化都很大，一月份平均气温为零下 $4.3^{\circ}\text{C}$ ，而七月份平均气温为 $25.8^{\circ}\text{C}$ 。

流域内降雨主要集中在6~9月，以7、8两个月为甚，在个别环流异常的年份，9月也有较大暴雨出现。由于切变线和低涡天气系统的影响，降雨多以暴雨形式出现，且以局部暴雨为主。局部暴雨历时不长，一般在3天以内，但也有范围广、强度大、历时长的大暴雨发生。如1801年6月在海河流域发生的特大暴雨持续了40余天。由于受地形的影响，降雨量在地区上也有差异。官厅山峡处于迎风山区，而官厅以上处于背风山区，因此前者比后者降雨强度大、降水量多。据统计，官厅以上多年平均降水量为 $400\text{ mm}$ 左右，官厅山峡为 $560\text{ mm}$ 。台风也是造成本流域暴雨的原因，虽然本流域所处纬度较高，台风到达的机会少，一般仅受到台风边缘的影响，但台风所携带的水汽非常充沛，在官厅山峡迎风山区容易产生大暴雨，暴雨甚至可以深入到官厅以上地区。历史上1924年、1939年和1956年的罕见大暴雨都是由于台风造成的。

暴雨是形成本流域洪水的主要因素，因此，最大洪水多发生在6月到9月之间，其中7月和8月最为严重。根据实测数据了解到：本流域洪水过程起伏较大，洪峰形状以复峰居多，以三家店测站为例，1924年7月份洪峰流量高达 $5280\text{ m}^3/\text{s}$ ，但是一天的洪量为 $3.326\text{ 亿 m}^3$ ，这样的洪水过程属于峰高量小型，而1939年7月发生的洪水则与之相反，为峰低量大型，而峰、量平均型洪水过程1953年8月曾在本站出现过。

地区分布不均与年际变化较大是本流域洪水的主要特征。据三家店站1913至1991年共79年资料统计，最大洪水年份洪峰流量为 $5280\text{ m}^3/\text{s}$  (1924年)，最小洪水年份洪峰流量仅 $120\text{ m}^3/\text{s}$  (1945年)，最大与最小洪峰流量之比达44倍。五天洪量最大年份为 $10.24\text{ 亿 m}^3$  (1939年)，最小年份为 $0.135\text{ 亿 m}^3$  (1930年)，最大与最小洪量之比为75.6倍，三天洪量的比值达104倍。

### 3.3 蓄滞洪区概况以及模型结构

1939年发生五十年一遇大洪水的永定河自梁各庄改道，形成了现在的永定河泛区。泛区南侧建有永定河故道左堤、北遥堤、增产堤等，其北侧边界由新北堤、

护河堤、北运河左堤等构成，内部包含北小埝、南小埝、北前卫埝、南前卫埝、北围埝和南围埝等多道小埝。泛区上起梁各庄，下至屈家店，总长度73公里，圈维面积 $522\text{ km}^2$ 。

泛区围堤内的各小埝，将泛区分隔成4个区域共计9个部分。区域1至区域4的总面积分别 $35\text{ km}^2$ 、 $187\text{ km}^2$ 、 $240\text{ km}^2$ 、 $138\text{ km}^2$ ，其中区域2又分为 $66\text{ km}^2$ 、 $44\text{ km}^2$ 和 $77\text{ km}^2$ 3部分，区域4分为面积为 $25\text{ km}^2$ 和 $113\text{ km}^2$ 的两部分，其他两部分面积为 $29\text{ km}^2$ 和 $93\text{ km}^2$ ，各部分所在位置见图3-1。考虑泛区的分区运用，各小埝上共计规划安排了6个固定分洪口门。包括北围埝上的茨平口门、北前卫埝上的西孟村口门、南前卫埝上的池口口门、南小埝上的南石口门和潘庄子口门、北小埝上的王玛口门。北京新机场位于北京市大兴区与廊坊市广阳区的交接处，占压永定河上游寺垓辛庄分洪区域面积的85%，图3-1中绿线所围区域即新机场远期工程设计占用分洪区的范围，而近期工程设计所占面积由蓝线及其西侧绿线围成。

根据第二章中数学模型的建立理论与网格剖分方法，结合永定河蓄滞洪区的实际地形、地质、边界范围以及北京新机场建设工程情况，建立永定河蓄滞洪区一、二维多口门衔接洪水调度数学模型。蓄滞洪区口门分布、数学模型网格剖分情况如下图所示。

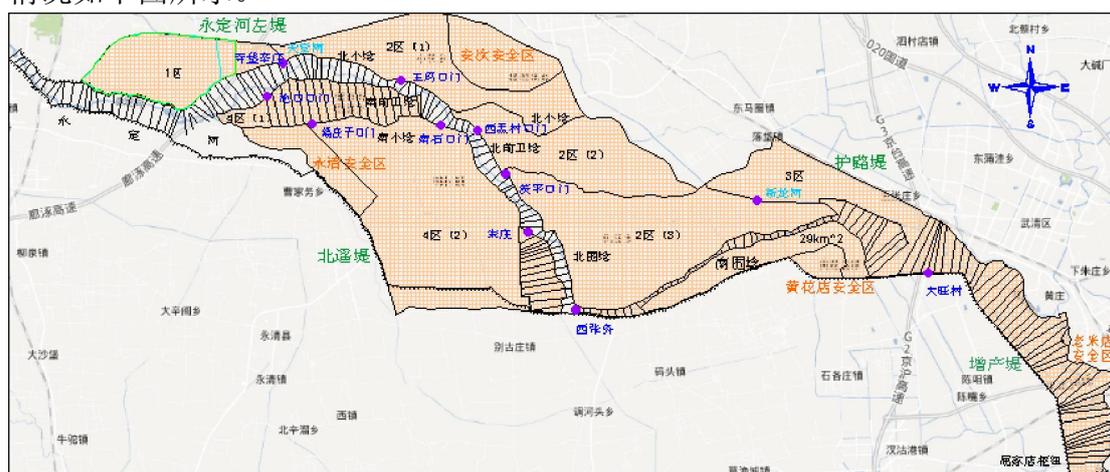


图3-1 永定河蓄滞洪区洪水调度数学模型整体规划图

在图3-1中，黄色区域即为程序自动生成的包含单元-节点-通道信息的二维模型网格，网格大小为 $250\text{ m} \times 250\text{ m}$ ，共包含9687个结点、8549单元和18234通道。沿主河槽将永定河划分为199个断面；考虑池口口门启用后水流即可在南小埝与南前卫埝间向东流回主河道，又可通过潘庄口门向南分洪的情况，在蓄滞洪区第4区域第1部分处增加了19个过流断面；在卢沟桥拦河闸下泄流量大于 $800\text{ m}^3/\text{s}$ 时，朱庄至西张务河段断面展宽，在此河段增加13个过流断面，因此，一维模型共有231个断面，其中包含199个主河道断面，32个附加断面，断面间距 $500\text{ m}$ 。在南小埝与南前卫埝所围区域处同时进行一维和二维计算，计算结果相

互验证。查阅永定河蓄滞洪区最新地形资料得知，西张务以下堤埝防洪能力较低，在洪峰流量标准达到 $500\text{ m}^3/\text{s}$ 时，洪水会漫过南围埝、北围埝在泛区随地势向下游演进，为了模拟这一情况，一、二维衔接模型截取主河道199个断面的上游河道105个断面，在西张务处与二维泛区衔接。

### 3.4 模型入流与出流边界

一维河道入流边界有永定河上游来水边界，即永定河泛区进口梁各庄断面上游的洪水过程线、天堂河入流边界、龙河入流边界，出流边界为西张务水位流量关系，其中天堂河入流边界在机场建设后包含机场沥水，洪水入流过程线采取最不利的峰-峰叠加形式进行组合，以机场近期工程下永定河洪峰流量为 $500\text{ m}^3/\text{s}$ 的方案为例绘出洪水来流组合情况如图3-2所示。二维模型中入流边界为西张务水位流量关系，出流边界为屈家店枢纽水位流量关系。永定河洪水过程、天堂河入流边界、龙河入流边界、机场排水过程、西张务水位流量关系以及屈家店枢纽水位流量关系见图3-3至3-8。

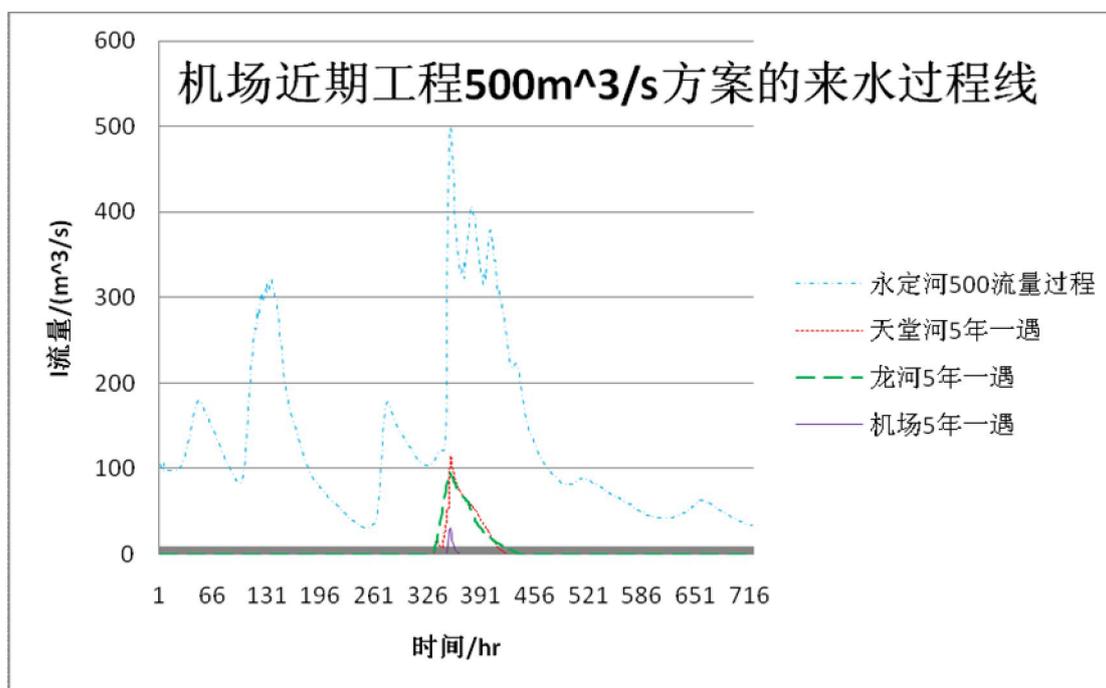


图3-2机场近期工程工况下500流量标准方案的洪水过程组合

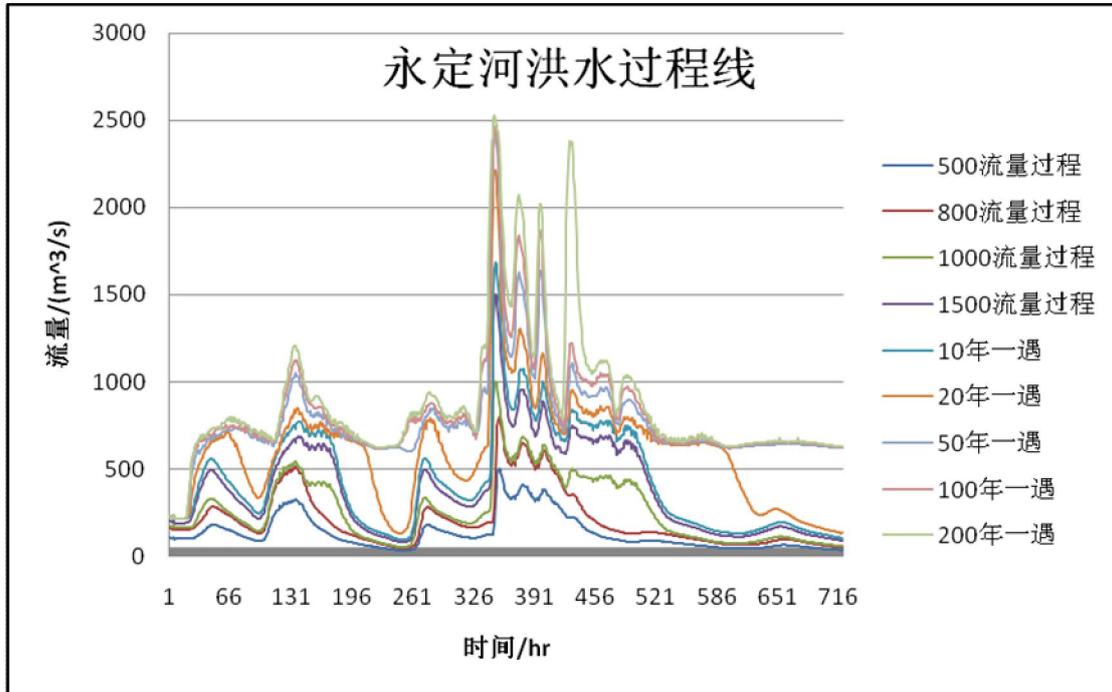


图3-3 永定河洪水过程线

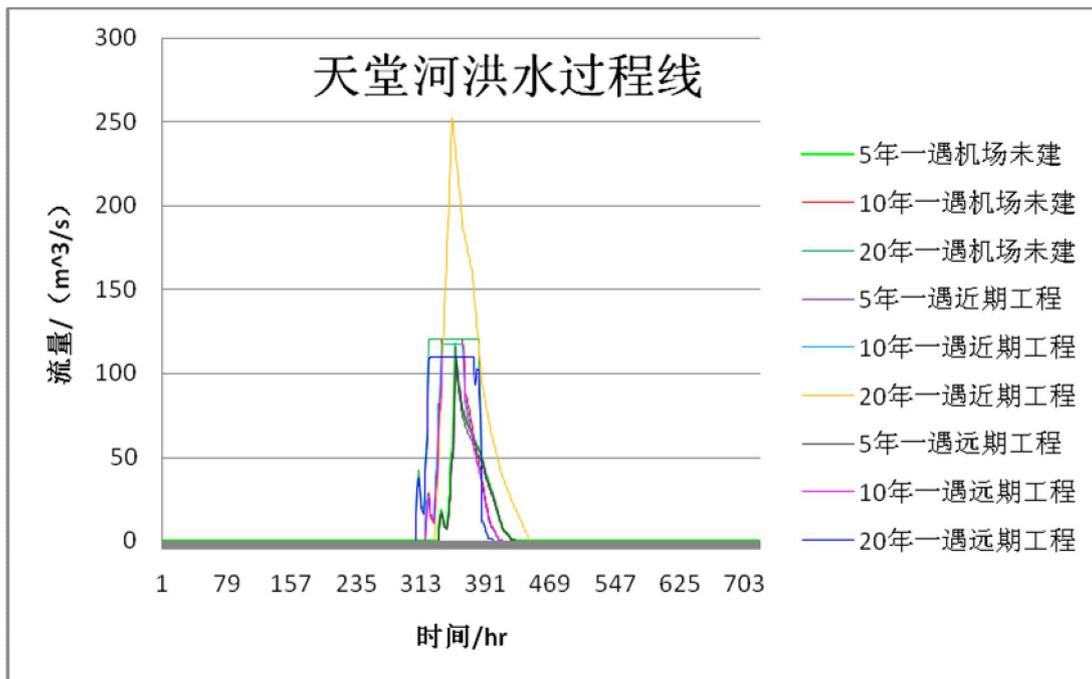


图3-4 天堂河洪水过程线

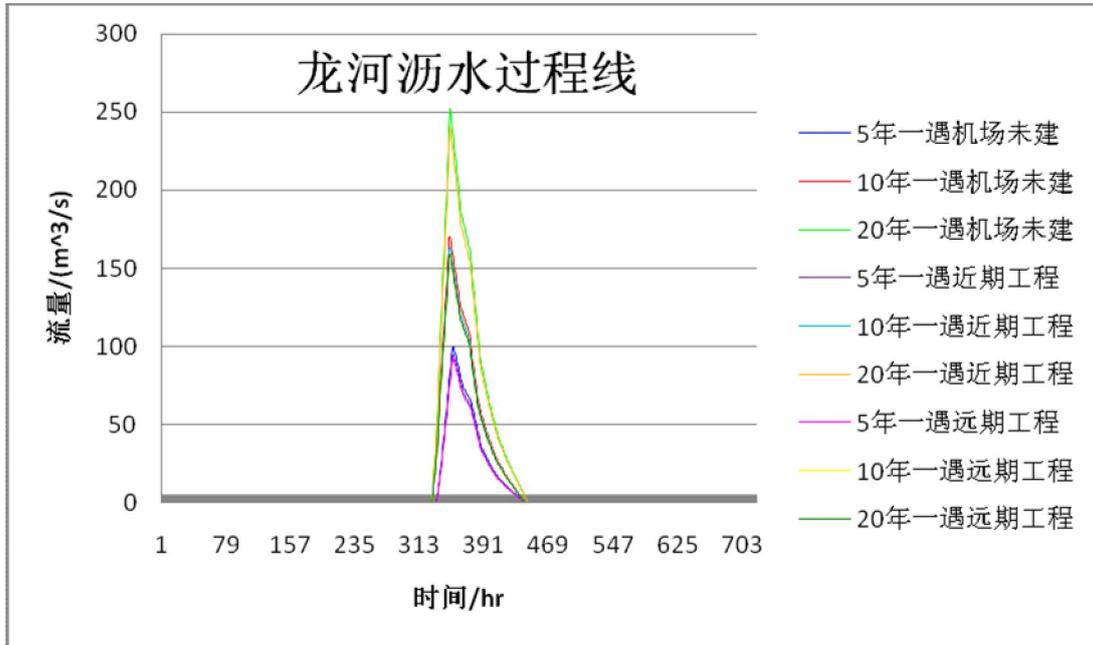


图3-5 龙河沥水过程线

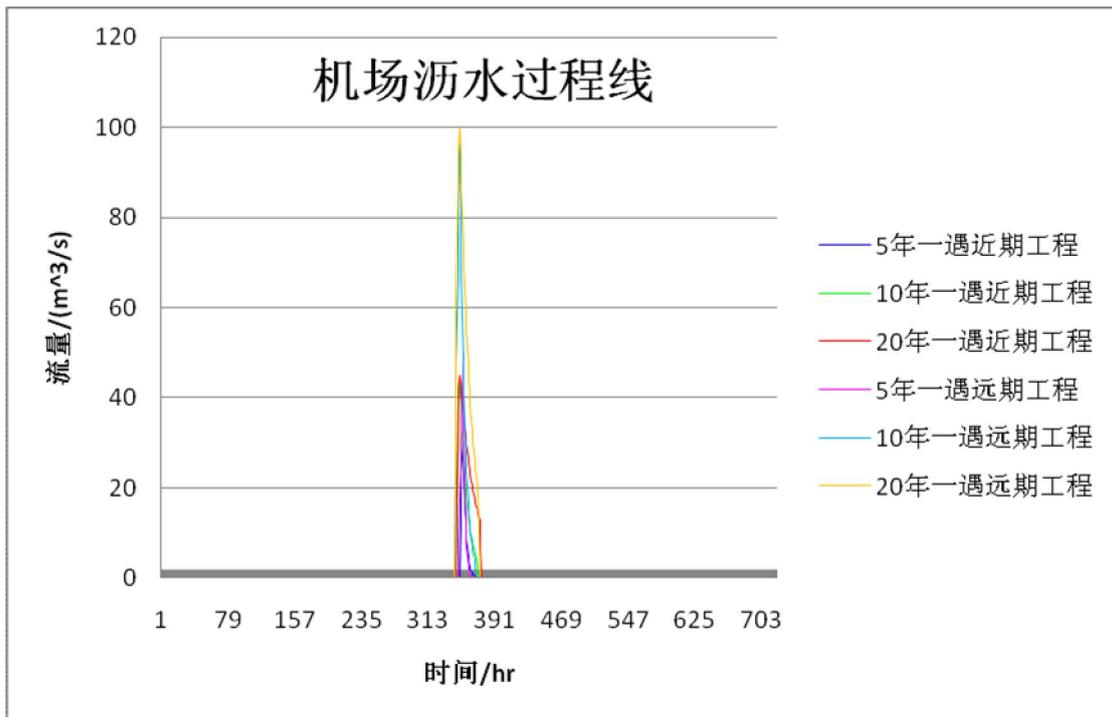


图3-6 机场沥水过程线

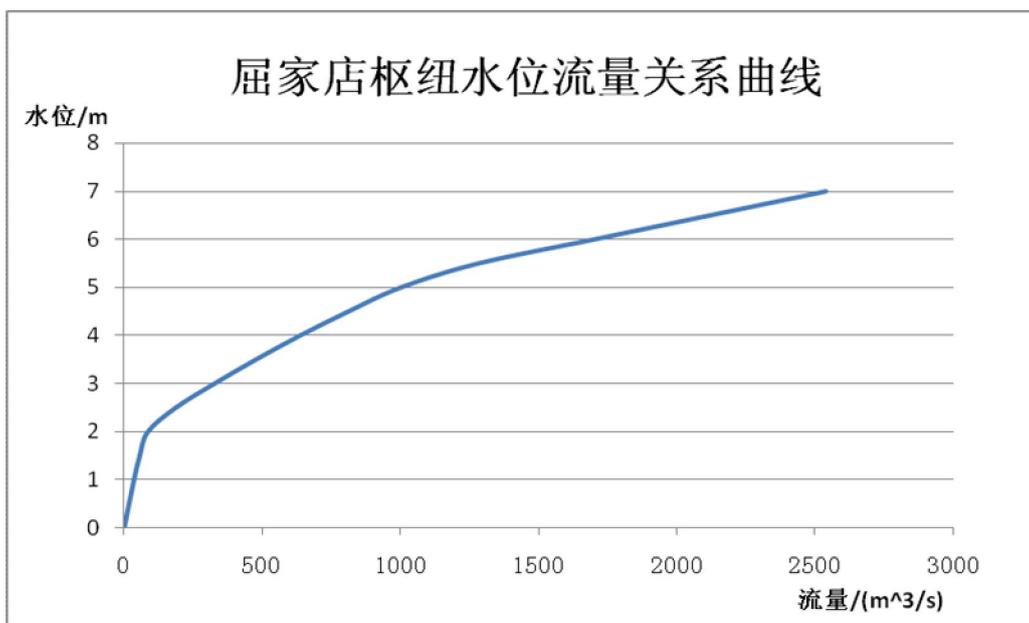


图3-7 屈家店枢纽水位流量关系曲线

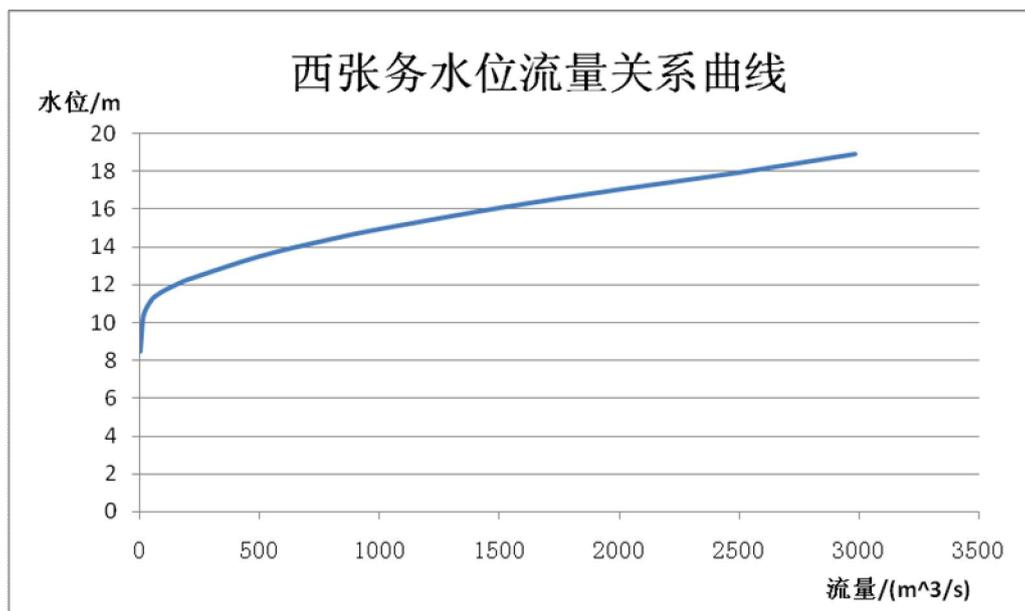


图3-8 西张务水位流量关系曲线

### 3.5 洪水调度方案、模型计算方案

1997年制定的《永定河卢沟桥以下中小洪水调度方案》，按卢沟桥下泄流量级别明确了各口门的进洪时机和进洪次序，2004年国务院批复了现行《永定河

洪水调度方案》，方案中依旧采纳中小洪水调度方案确定的口门进洪次序和流量标准，并限定了各进洪口门的分洪控制水位与埝顶高程，与以往的调度方案相比不同之处在于口门进洪时机由卢沟桥下泄流量控制改为口门前水位控制，各口门主要控制参数以及流量标准见表 3-1。

3-1 口门主要控制参数与流量标准

基准：黄海高程

口门名称	所在围埝	口门宽度 (m)	埝顶高程 (m)	底坎高程 (m)	分洪控制水位 (m)	流量标准	运用次序	断面序号
茨平	北围埝	200	15.9	14.4	15.4	$500 m^3/s$	1	81
西孟	北前卫埝	200	17.4	15.9	16.7	$800 m^3/s$	2	74
池口	南前卫埝	350	22.1	21	21.6	$800 m^3/s$	2	41
南石	南小埝	200	18.0	16.5	17.5	$1000 m^3/s$	3	70
潘庄子	南小埝	200	21.5	18.8	20	$1500 m^3/s$	4	111
王玛	北小埝	200	19.2	16.8	17.8	$2000 m^3/s$	5	61
寺堡辛庄	北小埝	1200	21.6	21.6	21.6	-	-	44

由上表可知，当永定河来水洪峰流量标准达到 $500 m^3/s$ 且口门前水位达 $15.4 m$ 时，茨平口门向泛区分洪，除寺堡辛庄外的其他口门启用原则与茨平口门相同，各口门依照运用次序启用，即西孟口门和池口口门即要达到分洪条件，又要在茨平口门启用的前提下才能扒口分洪。在调度方案中并未限定寺堡辛庄口门的埝顶高程、进洪水位和运用次序，确定该口门的启用条件也是本模型的一个研究目标。表中数据是寺堡辛庄口门所在位置的实测埝顶高程，本口门采取漫堤的方式分洪，当口门前水位超过埝顶高程时，水流自河道流入分洪区，如果泛区内水位升高至超过河道水位以及埝顶高程时，洪水自分洪区回流至河道。另外，丈方河村北的龙河左右埝、窄河段上的左右堤适时各扒开 $200 m$ 行洪，其他隔堤选择低地和低堤退水扒口。

为了全面反映泛区行、滞洪能力，全方位分析研究新机场建设对泛区防洪调度的影响，模型针对 $500 m^3/s$ 、 $800 m^3/s$ 、 $1000 m^3/s$ 、 $1500 m^3/s$ 流量标准的洪水过程和10年一遇、20年一遇、50年一遇、100年一遇、200年一遇重现期等9种来流过程下未建机场、机场近期工程、机场远期工程3种工况共计27套组合方案进行洪水演进计算，各个方案来流情况见表3-2。

表 3-2 蓄滞洪区数学模型计算方案

方案序号	永定河洪水	沥水组合			工况
		天堂河	机场排水	龙河	
1	500 流量过程	5 年一遇	无	5 年一遇	未建机场
2	500 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	近期工程
3	500 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	远期工程
4	800 流量过程	5 年一遇	无	5 年一遇	未建机场
5	800 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	近期工程
6	800 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	远期工程
7	1000 流量过程	5 年一遇	无	5 年一遇	未建机场
8	1000 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	近期工程
9	1000 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	远期工程
10	1500 流量过程	5 年一遇	无	5 年一遇	未建机场
11	1500 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	近期工程
12	1500 流量过程	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	远期工程
13	10 年一遇	5 年一遇	无	5 年一遇	未建机场
14	10 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	近期工程
15	10 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	5 年一遇	远期工程
16	20 年一遇	10 年一遇	无	10 年一遇	未建机场
17	20 年一遇	10 年一遇	10 年一遇	10 年一遇	近期工程
18	20 年一遇	10 年一遇	10 年一遇	10 年一遇	远期工程
19	50 年一遇	20 年一遇	无	20 年一遇	未建机场
20	50 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	近期工程
21	50 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	远期工程
22	100 年一遇	20 年一遇	无	20 年一遇	未建机场
23	100 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	近期工程
24	100 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	远期工程
25	200 年一遇	20 年一遇	无	20 年一遇	未建机场
26	200 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	近期工程
27	200 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	20 年一遇	远期工程

注：由于新机场建设占压了天堂河与龙河上游部分区域，表中同一重现期的天堂河、龙河在不同工况下的入流过程是不同的。

### 3.6 数学模型的验证

为了验证已经建立起来的数学模型的可靠性，需要调查和收集永定河泛区历史上发生的洪水过程及其淹没范围、淹没水深和洪水历时等数据。1950年、1952年、1956年和1963年现在的永定河泛区均遭遇了较大洪水，但有记录资料的仅是1956年，所以采用1956年型洪水在永定河泛区的演进情况对模型进行验证，图3-9给出了洪水过程。洪水调查报告中对56年洪水描述如下：8月3日官厅山峡下暴雨，3日平均降雨为225mm，暴雨中心在“青白口”，8月4日零时，卢沟桥洪峰流量为2450 m<sup>3</sup>/s，“石佛寺”洪峰流量2060 m<sup>3</sup>/s，洪峰进入泛区后，于8月4日凌晨，北小埝在“大北市”决口，随后南前卫埝“琥珀营”村北决口两处，“柳园”村东北再决口，4日8点南小埝“姜志营”村东北角决口。洪水水面南岸沿“管家务”、“查马房”、“老幼屯”一带，北岸沿“半截河”至“北小营”、“周园子”转向“军芦村”一带下泄。决口后“琥珀营”村里水深2m，南小埝决口后洪水主流经“韩村”、“东溜”、“北堽上”向东流入永定河主槽。“姜志营”村外水深1.3m，村口1.1m，“韩村”水深1m~1.3m，“北堽上”水深1.3m。

为了模拟1956年洪水情况，将上述模型中的结构稍作调整，如图3-10所示，在模型中设置5处分洪口门，其中王玛口门和南石口门分别与“大北市”和“姜志营”位于相同堤段上较为接近的位置。池口口门所在堤埝不变，位置向下游调整至“琥珀营”与“柳园”中间。1956年北围堰以下堤埝尚未形成，下游淹成一片，没有决口位置可查，计算中在北前卫埝、北围埝分别设置“西孟口门”、“茨平口门”两处分洪口门。

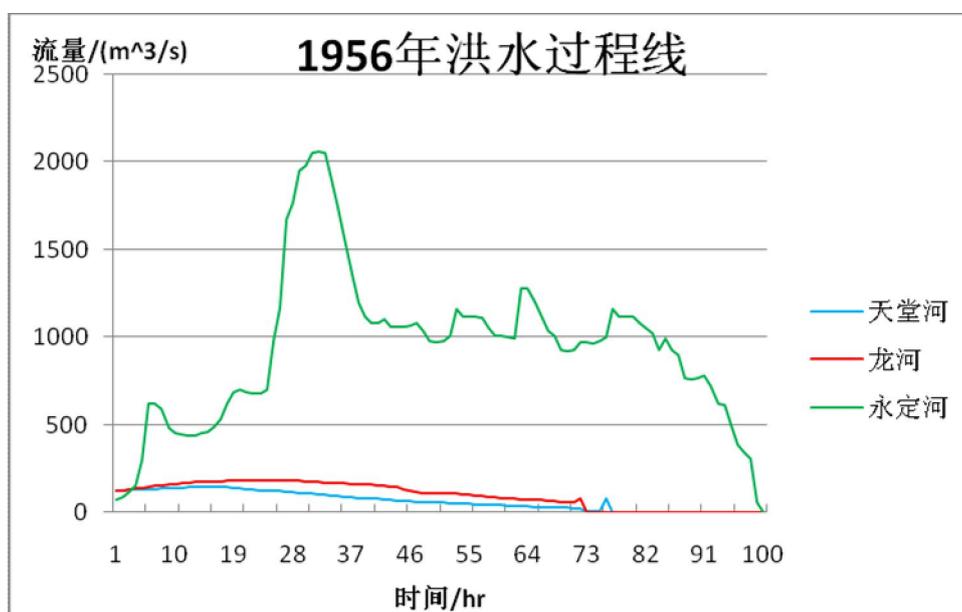


图 3-9 1956 年洪水过程线

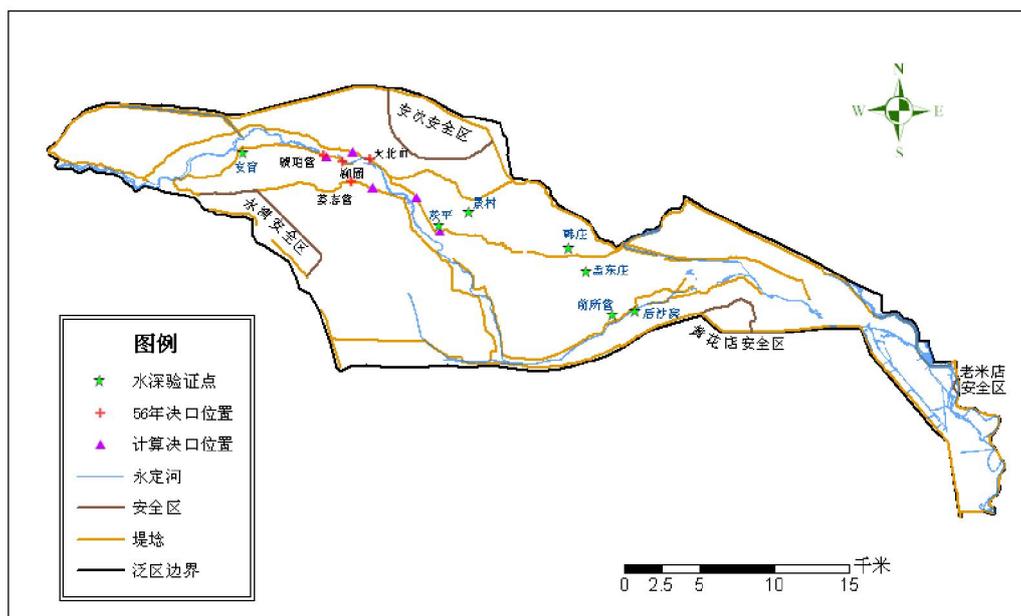


图 3-10 永定河蓄滞洪区数学模型验证点位图

当年南小埝、南前卫埝决口时水面在堤顶以下 0.2~0.3 m。验证模型中分洪水位见表 3-3，可以看出分洪时水面基本在堤顶下 0.2 m 处，考虑到王玛口门处经过多次维修加固，堤顶高程提高较大，因此该口门扒口水位偏低；口门决口宽度取为 500 m，池口口门对应于“柳园”和“琥珀营”两处决口位置，所以决口宽度取为 700 m。

表 3-3 验证模型分洪口门控制参数

基准：黄海高程							
分洪口门	所在堤埝	调查决口位置	堤顶高程 (米)	扒口水位 (米)	底坎高程 (米)	决口高度 (米)	决口宽度 (米)
王玛	北小埝	大北市	19.20	18.3	17.70	0.60	500
池口	南前卫埝	琥珀营、柳园	18.80	18.60	17.60	1.00	700
南石	南小埝	姜志营	17.50	17.30	16.50	0.80	500
西孟	北前卫埝	军芦村一带	16.70	16.50	15.90	0.60	500
茨平	北围埝	-	15.40	15.20	14.40	0.80	500

本次计算的入流断面为梁各庄上游 14.5 公里处断面，由于无法获取 1956 年地形图，泛区采用 2003 年地形图，官厅水库建成后进入泛区的泥沙相对减少，1956 年后没有大洪水，整个泛区地形变化不大，采用 2003 年地形模拟 1956 年洪水是可行的，图 3-11 为泛区三维地形表面图。

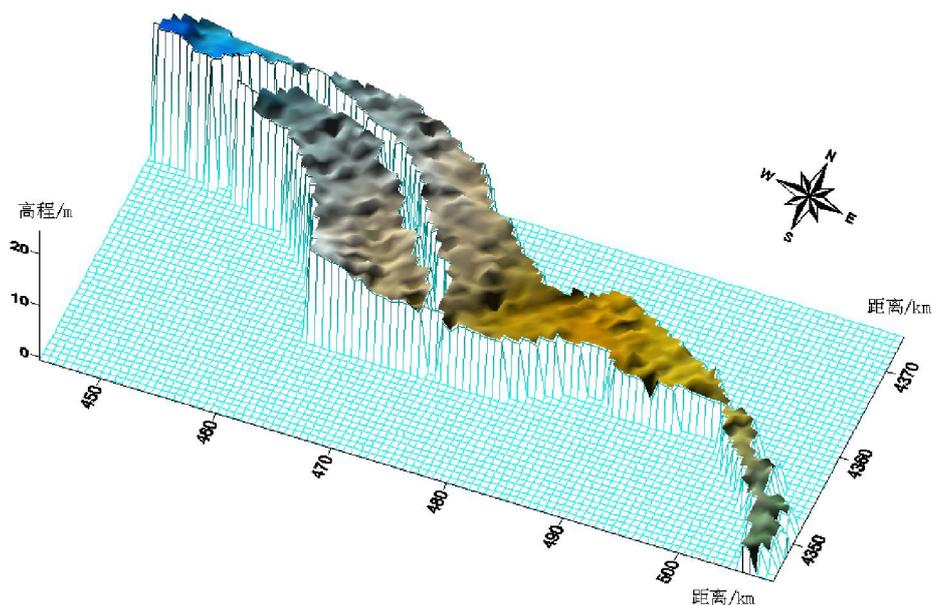


图 3-11 永定河泛区三维地形表面图

2003 年地形图采用的是 1985 年国家高程系统，为了与口门分洪控制水位的基准高程一致，在计算之前先对地形数据进行转化，1985 年国家高程系统与黄海高程系统、大沽高程系统、新港高程系统的关系如图 3-12 所示。

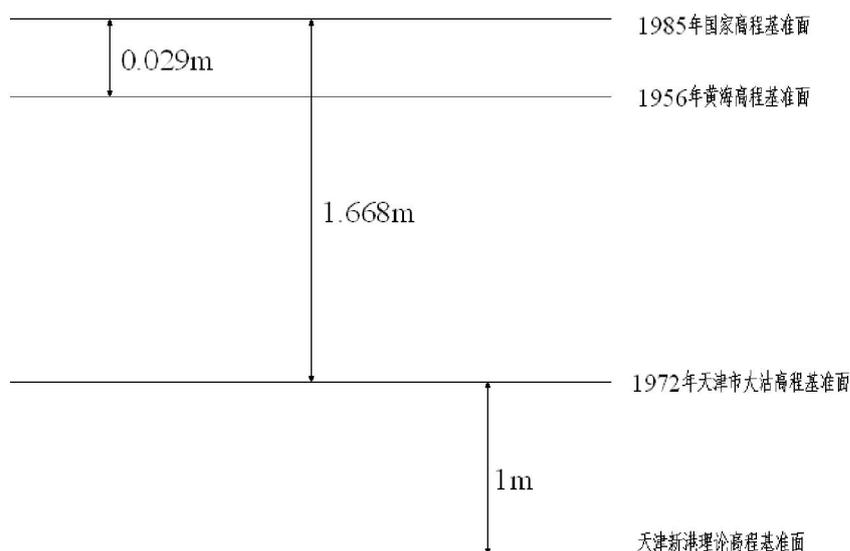


图 3-12 高程系统基准面转换关系

### 3.6.1 糙率修正

糙率是表征河渠底部和岸壁影响水流阻力的综合因素的系数，其值一般由实测获得，永定河泛区没有实测资料，故根据以往模型经验将河道主槽糙率取为 0.025，边滩糙率取为 0.06，采用爱因斯坦主槽边滩等流速方法处理综合糙率<sup>[68]</sup>，公式如下：

$$n^2 \chi = n_z^2 \chi_z + n_b^2 \chi_b \quad (3-1)$$

其中,  $n$  是综合糙率;  $n_z$  是主槽糙率;  $n_b$  是边滩糙率;  $\chi$  是断面湿周;  $\chi_z$  是主槽湿周;  $\chi_b$  是边滩湿周。

泛区内糙率的选取要视其地表覆盖情况而定, 本模型根据经验给定泛区内的最初糙率, 采用此糙率计算时, 第 103 小时屈家店枢纽出现出流最大值, 而洪水入流最大值出现在第 32 小时, 中间历时为 71 小时, 查水文年鉴得此数值为 80 小时, 说明水流在泛区内流动较快, 需加大糙率数值。将糙率整体提高 1.1 倍后重新计算, 洪水出流最大值出现在第 110 小时, 中间历时为 78 小时, 与调查结果较为接近, 修正后泛区内地表为农田的区域糙率取值在 0.05~0.06 之间, 地表为树木的区域糙率取值为 0.08, 而房屋所在区域的糙率则取值为 0.10。

### 3.6.2 水位比较

调查资料给出了泛区中 7 个位置处的水位值, 为了与之进行比较, 在计算结果中提取出这些点处的水位, 比较结果见表 3-4。

表 3-4 调查水位与计算水位比较

验证位置	调查值 (米)	计算值 (米)	差值 (米)
安育	22.40	22.18	-0.22
前所营	11.20	11.06	-0.14
后沙窝	11.20	11.34	0.14
孟东庄	11.40	11.09	-0.31
韩庄	12.70	12.80	0.10
景村	15.60	15.37	-0.23
茨平	17.00	15.59	-1.41

1956 年, 屈家店枢纽中永定新河闸尚未建造, 屈家店闸上水位流量关系与现状有所不同, 相同水位下, 当前的屈家店枢纽可出流流量大于 1956 年, 因此, 用现状下的水位流量关系进行计算, 蓄滞洪区中的洪水自河道下泄较多, 泛区内计算水位偏低, 这与表 3-4 中情况基本相符。另外, “茨平”与“景村”属于同一分洪区域, 相距仅 2 公里, 两个验证点之间没有堤埝阻水, 但调查水位相差 1.4m, 调查结果可信度不高。据 1950 年洪水调查报告显示, 当年洪峰流量与 1956 年相差仅  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , 而“茨平”调查水位为 15.80m, 与验证模型计算结果较为接近。综上所述, 可认为 1956 年“茨平”验证点的调查水位精度不足, 模型计算结果与实际值偏差应在 0.2m 左右。

### 3.6.3 决口时间比较

由洪水调查报告可知，洪水进入泛区后，“大北市”首先决口，随后“琥珀营”与“柳园”决口，在洪水进入泛区后的第8个小时“姜志营”村东北角决口。模型计算结果与调查结果的决口顺序一致，决口时间相接近，如表3-5所示。

表 3-5 调查决口时间与计算决口时间比较

分洪口门	调查决口位置	调查启用日期 (1956年8月)	计算启用时刻 (hr)
王玛口门	大北市	4日凌晨	5.35
池口口门	琥珀营与柳园	-	5.46
南石口门	姜志营	4日8时	10.18

注：计算启用时刻列，表示从洪水进入泛区开始算起的时刻；如 5.35 表示洪水进入泛区后第 5.35hr 王玛口门决口。

### 3.6.4 结论

现今的泛区地形与 1956 年相比没有太大变化，但是泛区内堤埝在这 50 多年来进行了多次加高、连片；屈家店枢纽于 1969 年建成了永定新河闸，改变了枢纽的水位流量关系。因此，现状下的计算过程与当年的实测过程不可能完全一致，本计算结果从决口时间、决口顺序、洪水传播时间和特征点水位来看都是比较合理的，模型具有较高的可信度，可以用于预测、模拟不同来水情况下永定河蓄滞洪区内洪水的演进情况。

## 3.7 本章小结

为了分析北京新机场建设对永定河蓄滞洪区洪水调度的影响，依据第二章中给出的建模理论，结合泛区实际地形与工程情况建立了永定河蓄滞洪区一、二维多口门衔接洪水调度数学模型，采用 1956 年洪水过程及调查所得的水位、洪水历时等资料对模型进行验证，验证结果表明所建立的数学模型具有较高的可信度。模型可以应用于永定河泛区不同来流过程、不同工况下洪水调度的模拟，进而对结果进行研究、分析新机场建设对该泛区防洪减灾效果的影响。

## 第四章 模型计算结果分析

洪水调度方案中指出王玛口门进洪流量标准为  $2000\text{ m}^3/\text{s}$ ，而永定河 10 年一遇重现期洪水的洪峰为  $2200\text{ m}^3/\text{s}$ ，同时参照以往模型计算结果可预测王玛口门在永定河洪水重现期为 10 年一遇时将进行扒口分洪，重现期为 10 年一遇及其以上的情况下各个口门全部启用、泛区全面进行蓄滞洪水，因此，将计算结果分为两部分进行分析，第一部分为永定河洪水洪峰流量小于  $2000\text{ m}^3/\text{s}$  的情况，即表 3-2 中的方案 1 至方案 12，其余 15 个方案的计算结果作为第二部分进行评析，本文将口门尚未完全打开的第一部分称之为流量系列，第二部分的 15 个方案称为重现期系列。

## 4.1 流量系列的模拟结果分析

## 4.1.1 水位改变

表4-1 流量系列方案中各口门处最高水位及其出现时刻

口门名称	工况	500 $\text{m}^3/\text{s}$		800 $\text{m}^3/\text{s}$		1000 $\text{m}^3/\text{s}$		1500 $\text{m}^3/\text{s}$	
		最高水位(m)	出现时刻(hr)	最高水位(m)	出现时刻(hr)	最高水位(m)	出现时刻(hr)	最高水位(m)	出现时刻(hr)
茨平	机场未建	15.423	355.39	15.402	121.78	15.403	120.17	15.403	41.42
	近期工程	15.426	355.11	15.402	121.78	15.403	120.17	15.403	41.42
	近期壅高	0.003	-	0.000	-	0.000	-	0.000	-
	远期工程	15.426	354.99	15.402	121.78	15.403	120.17	15.403	41.42
	远期壅高	0.003	-	0.000	-	0.000	-	0.000	-
西孟	机场未建	16.443	356.97	16.712	354.83	16.736	349.88	16.770	348.24
	近期工程	16.465	356.76	16.715	354.57	16.738	349.75	16.772	348.19
	近期壅高	0.022	-	0.003	-	0.002	-	0.002	-
	远期工程	16.465	356.59	16.715	354.48	16.739	349.69	16.772	348.16
	远期壅高	0.022	-	0.003	-	0.003	-	0.002	-
池口	机场未建	21.492	356.78	21.790	354.81	21.867	349.89	21.945	348.31
	近期工程	21.515	356.33	21.806	354.55	21.878	349.76	21.950	348.25
	近期壅高	0.023	-	0.016	-	0.011	-	0.005	-
	远期工程	21.516	355.75	21.812	354.45	21.883	349.71	21.948	348.22
	远期壅高	0.024	-	0.022	-	0.016	-	0.003	-
南石	机场未建	17.520	357.62	17.873	355.58	17.859	349.80	17.873	348.12
	近期工程	17.545	357.39	17.882	355.41	17.861	349.67	17.874	348.06
	近期壅高	0.025	-	0.009	-	0.002	-	0.001	-
	远期工程	17.544	357.18	17.884	355.30	17.861	349.61	17.874	348.02
	远期壅高	0.024	-	0.011	-	0.002	-	0.001	-

潘庄子	机场未建	-	-	19.664	359.58	19.785	354.76	19.916	351.49
	近期工程	-	-	19.673	359.32	19.790	354.59	19.917	351.41
	近期壅高	-	-	0.009	-	0.005	-	0.001	-
	远期工程	-	-	19.673	359.22	19.789	354.52	19.917	351.37
	远期壅高	-	-	0.009	-	0.004	-	0.001	-
王玛	机场未建	18.950	357.15	19.346	355.21	19.518	351.34	19.877	353.14
	近期工程	18.975	356.93	19.359	355.00	19.550	351.31	19.887	352.95
	近期壅高	0.025	-	0.013	-	0.032	-	0.010	-
	远期工程	18.975	356.69	19.361	354.91	19.552	351.21	19.885	352.91
	远期壅高	0.025	-	0.015	-	0.034	-	0.008	-
寺堡辛庄	机场未建	21.231	356.63	21.591	356.29	21.753	352.07	22.058	352.01
	近期工程	21.272	356.18	21.623	356.01	21.777	351.89	22.078	351.75
	近期壅高	0.041	-	0.032	-	0.024	-	0.020	-
	远期工程	21.272	354.67	21.621	355.76	21.774	351.73	22.075	351.41
	远期壅高	0.041	-	0.030	-	0.021	-	0.017	-

从表 4-1 中可以看出, 近期工程工况相对于机场未建工况下各口门的水位壅高范围为  $0.001\text{ m} \sim 0.041\text{ m}$ , 最大壅高出现在流量标准为  $500\text{ m}^3/\text{s}$  时的寺堡辛庄口门, 远期工程工况相对于机场未建工况下各口门的水位壅高范围、最大壅高情况与近期工程相同。在流量标准为  $500\text{ m}^3/\text{s}$  时池口口门未进洪, 南小埝与南前卫埝所围区域内基本没有洪水, 因此潘庄子口门没有最高水位数据。寺堡辛庄口门位于天堂河河口上游, 口门附近水位受到天堂河入流的顶托, 口门控制区域的分洪面积由于机场占压会大幅减小, 因此该口门处水位变化相对较大, 壅高较明显。

#### 4.1.2 流量变化

在流量系列方案中进洪口门并未全部启用, 未开启的口门其出流流量为零, 从表 4-2 中可以看出: 在永定河来流洪峰为  $500\text{ m}^3/\text{s}$  时仅茨平口门分洪, 洪峰为  $800\text{ m}^3/\text{s}$  时西孟口门与池口口门也相继启用, 当永定河来流洪峰达到  $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1500\text{ m}^3/\text{s}$  时南石口门、潘庄子口门分别达到了分洪流量标准并开始使用, 王玛口门由于没有达到分洪流量标准而一直没有开启, 各口门启用情况与现行防洪调度方案中要求的相一致。寺堡辛庄口门没有限定的进洪次序与流量标准, 计算结果表明: 在永定河来流洪峰达到  $1000\text{ m}^3/\text{s}$  时, 寺堡辛庄口门开始向其控制区域分洪, 口门出流流量较小, 最大出流流量为  $48.54\text{ m}^3/\text{s}$ , 出现在流量标准为  $1500\text{ m}^3/\text{s}$  时的近期工程工况下。机场建设对各口门最大出流流量影响较小, 12 套方案中 7 个口门最大的流量增量为机场近期工程建设后遭遇流量标准  $1500\text{ m}^3/\text{s}$  的洪水时寺堡辛庄口门的出流流量增加  $3.44\text{ m}^3/\text{s}$ , 说明流量系列方案中机场建设对泛区蓄、滞洪水以及整个防洪体系影响很小。

表 4-2 流量系列方案中各口门最大出流流量及出现时刻

口 门 名 称	工况	500 $m^3/s$		800 $m^3/s$		1000 $m^3/s$		1500 $m^3/s$	
		最大 流量 ( $m^3/s$ )	出现 时刻 ( $hr$ )						
茨 平	机场未建	114.21	358.23	153.83	356.43	165.14	351.25	181.05	349.97
	近期工程	117.56	357.93	155.50	356.25	165.97	351.12	182.55	349.93
	近期增量	3.35	-	1.67	-	0.83	-	1.49	-
	远期工程	117.36	357.81	155.50	356.14	166.27	351.06	182.90	349.90
	远期增量	3.15	-	1.66	-	1.13	-	1.84	-
西 孟	机场未建	0.00	-	72.80	357.71	60.47	352.25	93.16	350.85
	近期工程	0.00	-	74.87	357.44	61.55	352.09	94.62	350.79
	近期增量	0.00	-	2.07	-	1.09	-	1.46	-
	远期工程	0.00	-	74.72	357.34	61.57	352.03	94.91	350.75
	远期增量	0.00	-	1.92	-	1.11	-	1.75	-
池 口	机场未建	0.00	-	111.90	357.54	159.85	352.70	263.27	351.00
	近期工程	0.00	-	115.34	357.28	162.11	352.56	265.39	350.94
	近期增量	0.00	-	3.44	-	2.26	-	2.12	-
	远期工程	0.00	-	115.25	357.18	162.11	352.51	265.73	350.91
	远期增量	0.00	-	3.35	-	2.26	-	2.46	-
南 石	机场未建	0.00	-	0.00	-	366.00	352.70	446.34	353.23
	近期工程	0.00	-	0.00	-	368.76	352.56	448.76	353.08
	近期增量	0.00	-	0.00	-	2.76	-	2.42	-
	远期工程	0.00	-	0.00	-	368.53	352.51	448.30	352.98
	远期增量	0.00	-	0.00	-	2.53	-	1.96	-
潘 庄 子	机场未建	0.00	-	0.00	-	0.00	-	83.68	354.22
	近期工程	0.00	-	0.00	-	0.00	-	84.17	354.13
	近期增量	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.49	-
	远期工程	0.00	-	0.00	-	0.00	-	84.11	354.09
	远期增量	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.43	-
王 玛	机场未建	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
	近期工程	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
	近期增量	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
	远期工程	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
	远期增量	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
寺 岱 辛 庄	机场未建	0.00	-	0.00	-	5.92	350.41	45.10	351.97
	近期工程	0.00	-	0.00	-	7.43	349.97	48.54	351.73
	近期增量	0.00	-	0.00	-	1.51	-	3.44	-
	远期工程	0.00	-	0.00	-	7.94	349.79	48.19	351.30
	远期增量	0.00	-	0.00	-	2.02	-	3.08	-

## 4.1.3 屈家店枢纽闸上水位及过流流量

为了全面分析机场建设的影响，表4-3、表4-4分别列出了屈家店枢纽闸上最

高水位以及最大过流流量变化值，与各分洪口门不同的是：在永定河洪水为10年一遇及其以下的方案中屈家店闸上最高水位和最大流量在机场建设后并没有增加，而是略有下降，远期工程工况下的降低值比近期工程工况时的降低值大；当永定河洪水达到或超过20年一遇时，机场建设后闸上最高水位和最大过流流量增加，且远期工程后的增加量大于近期工程，在相同工况下，闸上水位的壅高值和过流流量的增大值随着重现期的增加而增加。从表中可以看出，20年一遇及其以上情况下机场建设对屈家店枢纽的水位和流量均有所影响，但影响不大，没有严重增加屈家店枢纽的泄洪负担。

表4-3 屈家店枢纽闸上最高水位变化(m)

	机场未建	近期工程	远期工程	近期壅高	远期壅高
500 流量过程	3.454	3.453	3.433	-0.001	-0.021
800 流量过程	3.862	3.863	3.857	0.001	-0.005
1000 流量过程	3.600	3.600	3.594	0.000	-0.006
1500 流量过程	4.181	4.181	4.173	0.000	-0.008
10 年一遇	4.757	4.755	4.748	-0.002	-0.009
20 年一遇	5.295	5.304	5.308	0.009	0.013
50 年一遇	5.952	5.962	5.968	0.010	0.016
100 年一遇	6.029	6.045	6.054	0.016	0.025
200 年一遇	6.124	6.145	6.158	0.021	0.034

表4-4 屈家店枢纽最大过流流量变化( $m^3/s$ )

	机场未建	近期工程	远期工程	近期增量	远期增量
500 流量过程	461.19	459.88	455.01	-1.31	-6.18
800 流量过程	590.60	590.16	588.24	-0.44	-2.36
1000 流量过程	507.17	507.13	505.32	-0.04	-1.85
1500 流量过程	698.67	698.59	695.39	-0.08	-3.28
10 年一遇	907.76	906.93	904.26	-0.83	-3.50
20 年一遇	1165.69	1170.59	1172.97	4.90	7.28
50 年一遇	1660.33	1668.90	1673.60	8.57	13.27
100 年一遇	1725.21	1737.85	1745.90	12.64	20.69
200 年一遇	1804.28	1822.40	1832.95	18.12	28.67

10年一遇以下方案中，机场建设对屈家店闸上水位和过流流量的影响基本为负值，即机场建设后屈家店闸上水位和过流流量相对机场未建时有所降低，而在20年一遇及其以上情况下屈家店闸上水位和过流流量有所升高，下面分析造成这一结果的原因。

不同方案中分洪口门控制条件一致，入流过程线基本相同，因此影响屈家店水位和流量的主要因素有：泛区入流的总水量及其变化量、入流最大流量及其变化量。从入流位置上看，位于泛区上游的天堂河入流口距离屈家店枢纽沿河道约



最小值一定存在, 应用极值原理得到方程组:

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial \beta_0} = -2 \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \beta_0 - \beta_1 x_{\alpha 1} - \beta_2 x_{\alpha 2} - \dots - \beta_p x_{\alpha p}) = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial \beta_k} = -2 \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \beta_0 - \beta_1 x_{\alpha 1} - \beta_2 x_{\alpha 2} - \dots - \beta_p x_{\alpha p}) x_{\alpha k} \end{cases} \quad \text{其中, } k = 1, 2, 3 \dots p \quad (4-3)$$

解方程(4-3)即可得到回归系数的最小二乘估计<sup>[70]</sup>。

在求线性回归方程之前, 一般不能断定随机变量  $y$  与一般变量  $x_1, x_2, \dots, x_p$  之间是否存在线性关系, 回归方程是在假设这个线性关系存在的前提下求得的, 因此必须对回归方程进行显著性检验, 通常采用方差分析法进行检验。

回归方程总的偏差平方和为:

$$L_{\text{总}} = \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \bar{y})^2 = \sum_{\alpha=1}^n y_\alpha^2 - \frac{1}{n} \left( \sum_{\alpha=1}^n y_\alpha \right)^2, \quad \text{其自由度 } f_{\text{总}} = n-1$$

$$\begin{aligned} \text{由于 } L_{\text{总}} &= \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \bar{y})^2 = \sum_{\alpha=1}^n [(y_\alpha - \hat{y}_\alpha) + (\hat{y}_\alpha - \bar{y})]^2 \\ &= \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha)^2 + \sum_{\alpha=1}^n (\hat{y}_\alpha - \bar{y})^2 + 2 \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha)(\hat{y}_\alpha - \bar{y}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{而 } \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha)(\hat{y}_\alpha - \bar{y}) &= \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha)(\beta_0 + \beta_1 x_{\alpha 1} + \beta_2 x_{\alpha 2} + \dots + \beta_p x_{\alpha p} - \bar{y}) \\ &= (\beta_0 - \bar{y}) \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha) + \beta_k \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha) x_{\alpha k}, \quad k = 1, 2, 3 \dots p \end{aligned}$$

$$\text{由方程(4-3)可知 } \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha)(\hat{y}_\alpha - \bar{y}) = 0$$

因此,  $\sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \bar{y})^2 = \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha)^2 + \sum_{\alpha=1}^n (\hat{y}_\alpha - \bar{y})^2$ , 记回归平方和为  $L_{\text{回}} = \sum_{\alpha=1}^n (\hat{y}_\alpha - \bar{y})^2$ 、剩余平方和  $L_{\text{剩}} = \sum_{\alpha=1}^n (y_\alpha - \hat{y}_\alpha)^2$ , 则  $L_{\text{总}} = L_{\text{回}} + L_{\text{剩}}$ ,  $f_{\text{回}} = p$ ,  $f_{\text{剩}} = n - p - 1$ 。回归平方和是由自变量  $x$  的变化引起的, 它的与误差相比之下的大小反应了自变量  $x$  的重要程度, 剩余平方和是由试验误差以及其他未加控制的因素所引起的, 它的大小反应了试验误差以及其他未加控制的因素对试验结果的影响。多元线性回归方程显著性检验的零假设为:  $H_0: \beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_p = 0$ , 也即检验

$$F = \frac{L_{\text{回}} / p}{L_{\text{剩}} / (n-p-1)} \sim F(p, n-p-1) \quad (4-4)$$

是否有显著性意义, 对于事先给定的显著水平  $\alpha$ , 当原假设成立的概率  $p(H_0) < \alpha$  时, 拒绝原假设, 即认为  $y$  与变量  $x_1, x_2, \dots, x_p$  之间存在线性关系, 否则认为  $y$  与变量  $x_1, x_2, \dots, x_p$  之间不存在线性关系。

经过检验认为具有显著意义的回归方程中至少有一个变量与  $y$  之间存在线性关系, 但是并不意味着每个自变量对  $y$  的影响都很重要, 为了剔除次要的变量,

在回归方程中可以将对  $y$  作用不显著的变量前面的系数取值为零。因此，检验因子  $x_j$  是否显著等价于检验假设  $H_0: \beta_j = 0$ 。检验  $\beta_j$  的显著性的统计量为  $t$  统计量。计算公式为：

$$t_j = \frac{\hat{\beta}_j}{\sqrt{\frac{\sum (y_j - \hat{y}_j)^2}{(n-p-1)\sum (x_{ij} - \bar{x}_j)^2}}} \quad (4-5)$$

当  $|t| > t_{\alpha/2}(n-p-1)$  时，拒绝零假设。利用这种方法每次从回归方程中剔除一个变量，然后重新从  $P-1$  个变量着手，估计偏回归系数，写出新的回归方程，在重复上述检验过程，直到余下的回归系数都显著为止。

在以上理论知识的指导下，采用SPSS软件进行多元线性回归分析，其中自变量有入流的总水量及其变化量、最大流量及其变化量、龙河最大流量、蓄洪面积；屈家店枢纽闸上水位与流量之间由水位流量关系曲线控制，因此仅取屈家店水位变化量为因变量即可。从多元线性回归的原理上而言，样本含量  $N$  至少要大于  $P+1$ ，根据经验，样本含量至少为自变量数  $P$  的5倍，因此，再次利用洪水调度模型进行计算，形成27个数据样本与9个检验样本。SPSS数据输入界面如图4-1所示。

	总水量变化量	最大流量变化量	入流总水量	入流最大流量	龙河最大流量	屈家店水位变化量	变量	变量
1	.00	23.51	5.69	1041.41	95.23	.00		
2	.00	23.51	7.21	1241.41	95.23	.00		
3	.00	23.51	10.27	1741.41	95.23	.00		
4	-.03	4.36	3.63	722.26	76.08	-.02		
5	-.04	18.72	3.63	736.62	76.62	-.04		
6	-.04	18.72	5.65	1036.62	76.62	-.02		
7	-.03	4.36	7.18	1222.26	76.08	-.01		
8	-.04	18.72	7.17	1236.62	76.62	-.01		
9	-.03	4.36	10.24	1722.26	76.08	-.01		
10	-.04	18.72	10.23	1736.62	76.62	-.01		
11	.00	23.51	3.66	741.41	95.23	.00		
12	-.03	4.36	5.66	1022.26	76.08	-.02		
13	.00	32.57	16.08	2538.27	162.72	.01		
14	.00	30.19	21.91	2874.79	240.79	.02		
15	.00	30.19	23.47	2935.79	240.79	.02		
16	-.04	18.72	11.48	1923.62	76.62	-.02		
17	-.05	-.46	16.03	2505.24	129.69	-.02		
18	-.06	46.18	16.02	2551.88	130.54	-.01		
19	-.08	-26.99	20.75	2796.62	183.62	-.01		
20	-.08	28.63	20.75	2852.23	191.23	.00		
21	-.08	-26.99	21.83	2817.62	183.62	-.01		
22	-.08	28.63	21.83	2873.23	191.23	.00		
23	-.08	-26.99	23.39	2878.62	183.62	-.01		
24	-.08	28.63	23.39	2934.23	191.23	.01		
25	.00	23.51	11.51	1928.41	95.23	.00		
26	.00	30.19	20.83	2853.79	240.79	.01		
27	-.03	4.36	11.49	1909.26	76.08	-.02		
28								
29								

图4-1 SPSS软件数据输入界面

在进行多元线性分析之前，先对因变量做正态性检验，检验结果见表4-5。表中给出了两种检验的统计量，即Kolmogorov-Smirnov检验和Shapiro-Wilk检验。由于样本含量较小、总体均数和标准差未知，此时用样本的均数和标准差作为总体均数和标准差的估计，再用Kolmogorov-Smirnov检验统计量  $D_n$  计算，但这时统计量在原假设下的分布改变了，所以改用Lilliefors(1967)修正的临界值表进行判断，表中Kolmogorov-Smirnov统计量即为使用Lilliefors修正检验法情况下的统计量。使用从表中可以看出，屈家店水位变化量的显著性水平为大于0.200，即原假设成立的概率为大于0.2，因为原假设成立的概率大于0.05，所以不拒绝屈家店水位变化量数据资料服从正态分布的原假设。

表4-5 屈家店水位变化量正态性检验

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	统计量	df	Sig.	统计量	df	Sig.
屈家店水位变化量	.093	27	.200*	.989	27	.991

注：表中上标\*表示这是真实显著水平的下限；df是自由度；sig.是显著性水平

因变量正态性检验后开始进行多元线性回归分析，按分析-回归-线性的顺序打开“线性回归”对话框如图4-2，将屈家店水位变化量移入因变量框中，其余变量移入自变量框中，在方法下拉列表中选择“逐步”，采用变量边进边出的方式建立多元线性回归方程。点击“统计量”按钮，弹出图4-3所示的“线性回归：统计量”对话框，勾选共线性诊断以检验变量间是否共线。点击“绘制”按钮，打开如图4-4所示的“线性回归：图”对话框，在Y框中移入SRESID(标准化残差)，在X框中移入ZPRED(标准预测值)，即要求绘制标准化预测值与标准化残差的散点图。勾选正态概率图，即要求绘制标准化残差序列的正态分布累计概率图。



图4-2 SPSS软件线性回归对话框

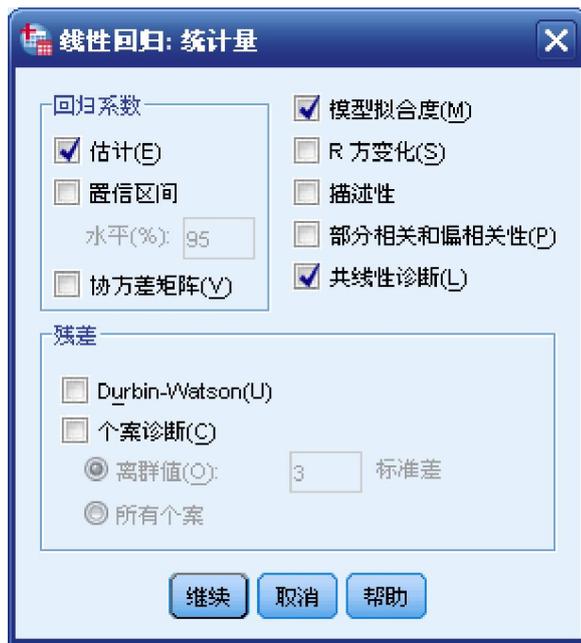


图4-3 SPSS软件统计量对话框



图4-4 SPSS软件绘制图对话框

单击“继续”按钮返回“线性回归”对话框，单击“确定”按钮运行，在输出窗口得到如表 4-6 至表 4-9 所示的计算结果表和图 4-5、图 4-6 所示的两张残差图。

表4-6 共线性诊断<sup>a</sup>

模型	维数	特征值	条件索引	方差比例		
				(常量)	龙河最大流量	总水量变化量
1	1	1.912	1.000	.04	.04	
	2	.088	4.654	.96	.96	
2	1	2.609	1.000	.02	.02	.05
	2	.304	2.931	.06	.10	.94
	3	.087	5.466	.92	.88	.01

a. 因变量：屈家店水位变化量

如果方程中某些自变量彼此相关，即存在共线性问题，会使回归方程迭代结果不稳定，因此首先要对变量进行共线性诊断，表4-6是SPSS对所输入变量进行共线性分析后给出的结果。部分特征值约等于零、某些条件指数大于10时模型可能存在共线性，由表4-6可以看出模型1和模型2变量之间相互独立，可以进行多元线性回归分析。

表4-7中给出了2种模型的复相关系数  $R$ 、决定系数  $R^2$ 、校正  $R^2$  和估计的标准误。表下方给出了每个模型中的自变量，2种模型的因变量都是屈家店水位变化量。以模型2为例，模型中包含2个自变量：总水量变化量和龙河最大流量，模型校正  $R^2$  为0.697，说明2个变量组成的线性组合大约可以解释69.7%的因变量的变化，表明在因变量的变化中这两个变量起到主要作用。在线性回归中，决定系数  $R^2$  是一个有意义的指标， $R^2 = \frac{L_{\text{回}}}{L_{\text{总}}}$  表示由于  $Y$  随  $X$  的变化而引起的变差与

总变差的比值，也即线性变化引起的变差占  $Y$  的总变差的比例。 $R^2$  越接近于1，说明  $X$  对  $Y$  的解释作用越强，回归就越成功。为了克服自变量越多  $R^2$  越大的不足，引入了校正  $R^2$ ，其意义与决定系数  $R^2$  相同，计算公式为

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{\alpha=1}^N (y - \hat{y})^2 / (n - k - 1)}{\sum_{\alpha=1}^N (y - \bar{y})^2 / (n - 1)}。$$

表4-7 模型汇总<sup>c</sup>

模型	$R$	$R^2$	校正 $R^2$	标准 估计的误差
1	.700 <sup>a</sup>	.490	.470	.00938
2	.848 <sup>b</sup>	.720	.697	.00710

- a. 预测变量: (常量), 龙河最大流量。  
 b. 预测变量: (常量), 龙河最大流量, 总水量变化量。  
 c. 因变量: 屈家店水位变化量

从表4-8中可以看出利用方差分析法检验回归方程的显著性得到的 $P$ 值均小于0.01,说明2种模型在统计意义上都是极显著的。就模型2而言,回归方程的回归平方和为0.003,自由度为2,其方差为0.002,剩余平方和为0.01,自由度为24,其方差为0.001208(表4-8中约等于0.000),根据方程(4-4)计算统计量 $F=30.848$ ,在SPSS中自动将 $F$ 值与概率 $P$ 值相对应,如果 $P$ 值小于给定的显著性水平 $\alpha$ ,则拒绝零假设。

表4-8 方差分析

模型	平方和	df	均方	F	Sig.	
1	回归	.002	1	.002	24.020	.000 <sup>b</sup>
	残差	.002	25	.000		
	总计	.004	26			
2	回归	.003	2	.002	30.848	.000 <sup>c</sup>
	残差	.001	24	.000		
	总计	.004	26			

- a. 因变量: 屈家店水位变化量  
 b. 预测变量: (常量), 龙河最大流量。  
 c. 预测变量: (常量), 龙河最大流量, 总水量变化量。

结合表4-6、表4-7与表4-8分析结果可以发现模型2是满足要求的情况下回归较成功的方程,表4-9列出了偏回归系数及其分析结果。

4-9 回归系数

模型		非标准化系数		标准系数	$t$	Sig.	共线性统计量	
		B	标准 误差	试用版			容差	VIF
1	(常量)	-.026	.004		-5.968	.000		
	龙河最大流量	.000	.000	.700	4.901	.000	1.000	1.000
2	(常量)	-.021	.004		-6.063	.000		
	龙河最大流量	.000	.000	.780	7.120	.000	.973	1.028
	总水量变化量	.209	.047	.486	4.439	.000	.973	1.028

注:  $B$ 为回归系数;  $t$ 值为回归系数检验的 $t$ 统计量;  $VIF$ 为方差膨胀因子

上表从左向右依次为:模型结构、原始数据下的回归系数、回归系数的标准误差、标准化回归系数、对回归系数检验的 $t$ 值、观测值的显著性水平、容忍度和方差膨胀因子。从观测值的显著性水平一项可以看出,模型1和模型2变量回归系

数均小于0.01，表明各个方程中的常量和自变量对于的回归系数均有统计上的显著性意义。容忍度是以每个自变量作为应变量对其他自变量进行回归分析时得到的残差比例，计算公式为  $Tol_i = 1 - R_i^2$ ，其值越小说明自变量  $x_i$  与其他自变量之间的共线性越强；方差膨胀因子为容忍度的倒数。根据表4-9可知模型2所建立的回归方程为方程(4-6)：

$$y = -0.021265 + 0.208622x_1 + 0.000168x_6 \quad (4-6)$$

其中  $x_1$ 、 $x_6$  分别为总水量变化量、龙河最大流量。

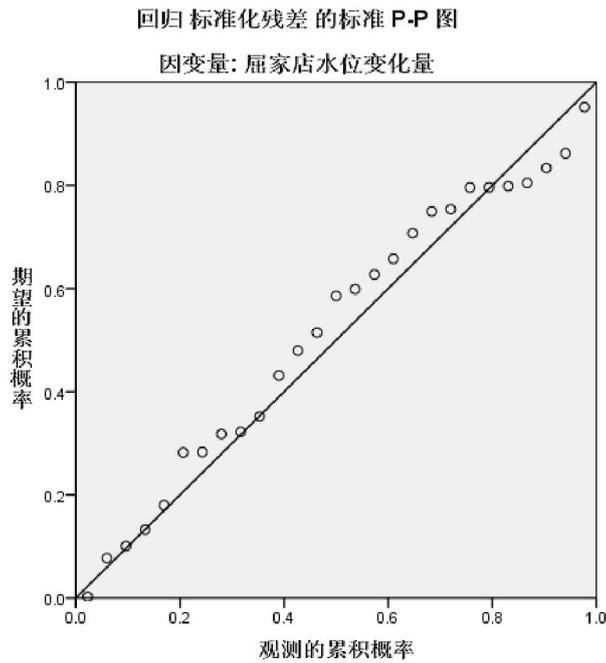


图4-5 回归标准残差的正态概率图

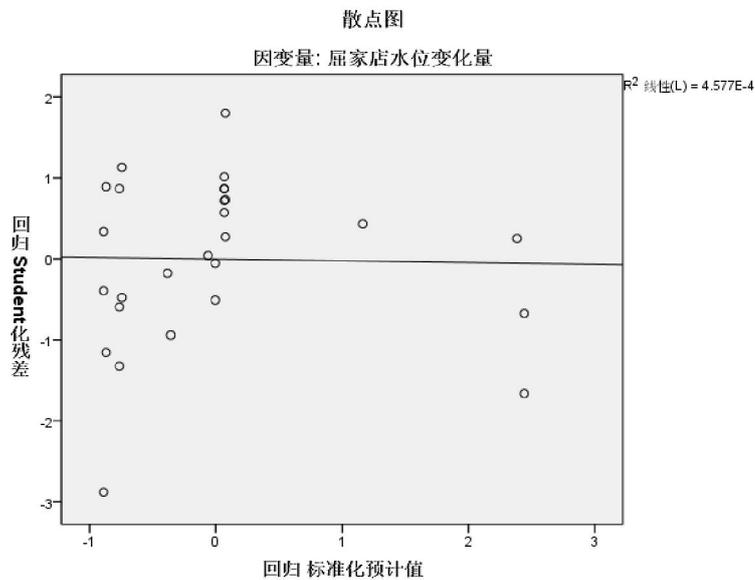


图4-6 标准回归预测值与标准化残差的散点图

从图4-5可见，回归标准残差几乎都在P-P图的对角线上，因此可以认为残差是服从或近似服从正态分布的。图4-6中点云呈水平带状，散开分布，没有形成一个明显的图案，回归标准残差基本在(-2,2)区间，表明数据满足残差是正态分布和残差是常数的假定。

为了使洪水调度模型结果与回归方程预测的结果相互验证，特整理、统计不同来流情况下远期建设工况中洪水调度模型计算结果如表4-10所示。

表4-10 洪水调度模型计算结果

总水量变化量	最大流量变化量	入流总水量	入流最大流量	龙河最大流量	屈家店水位变化量
-0.012	34.87	11.504	1939.77	92.77	-0.009
-0.006	74.16	16.073	2579.86	158.52	0.013
-0.002	71.98	20.826	2895.58	234.58	0.016
-0.002	71.98	21.903	2916.58	234.58	0.025
-0.002	71.98	23.471	2977.58	234.58	0.034
-0.012	34.87	3.65	752.77	92.77	-0.021
-0.012	34.87	5.679	1052.77	92.77	-0.006
-0.013	34.87	10.259	1752.77	92.77	-0.008
-0.012	34.87	7.198	1252.77	92.770	-0.005

将表4-10中数据分别代入方程(4-6)得到回归方程预测的屈家店水位变化量值，为了便于比较，将不同方法算得的屈家店水位变化量值绘制在一张图上，如图4-7所示。

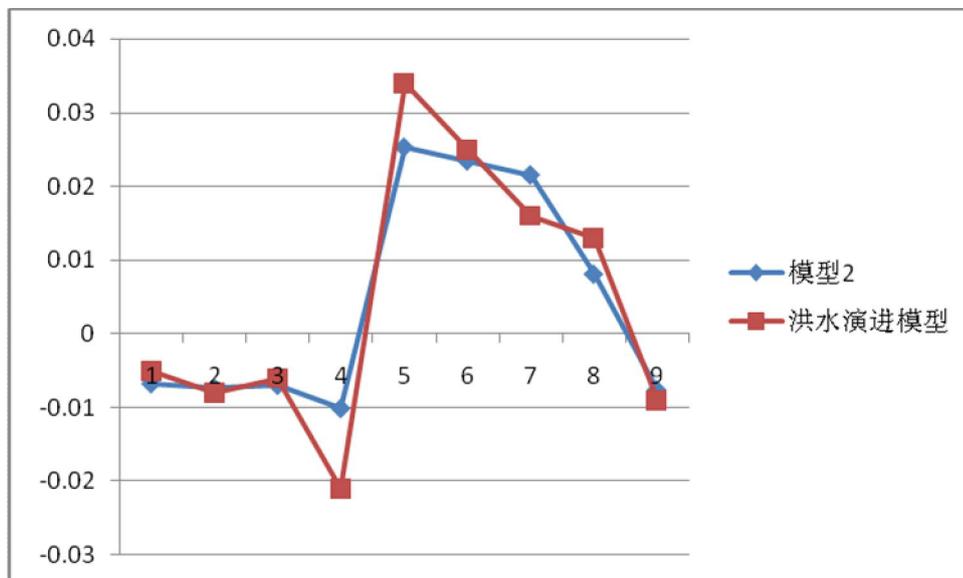


图4-7 屈家店水位变化量对比图

从图4-7不难看出，模型2所建立的回归方程计算出的屈家店水位变化量值与洪水调度模型所计算出的数值大小相近，趋势相同，说明建立的回归方程较为成

功。观察回归方程(4-6)变量的回归系数,可知泛区相对于机场未建设时入流总水量增加会促进屈家店水位的增高,反之则会促进屈家店水位的降低;龙河最大流量的回归系数为正值,说明龙河来流会增加屈家店水位,流量越大则屈家店水位变化量越大。回到最初使用SPSS要解决的问题上,即分析机场建设后屈家店闸上水位在10年一遇以下情况有所降低,而在20年一遇及其以上情况下有所升高的原因。表4-11给出了所有方案中龙河最大流量和入流总水量变化量,可以看出10年一遇及其以下方案中:机场建设后相对于机场未建时入流总水量减小,这一因素会促使屈家店水位降低;龙河入流会使得屈家店水位变化量为正,综合作用下屈家店水位变化量为负值。20年一遇及其以上的方案中虽然远期建设工况下入流总水量减小,但龙河最大流量大幅度增加,因此,在二者作用下屈家店水位有所增加。

表4-11 各个方案数据统计表

方案组合		龙河最大流量	入流总水量变化量
流量过程 500	机场未建	99.9	0
	近期工况	95.23	-0.003
	远期工况	92.77	-0.013
流量过程 800	机场未建	99.9	0
	近期工况	95.23	-0.003
	远期工况	92.77	-0.013
流量过程 1000	机场未建	99.9	0
	近期工况	95.23	-0.003
	远期工况	92.77	-0.013
流量过程 1500	机场未建	99.9	0
	近期工况	95.23	-0.003
	远期工况	92.77	-0.013
10年一遇	机场未建	99.9	0
	近期工况	95.23	-0.003
	远期工况	92.77	-0.013
20年一遇	机场未建	170.7	0
	近期工况	162.72	0
	远期工况	158.52	-0.006
50年一遇	机场未建	252.6	0
	近期工况	240.79	0.004
	远期工况	234.58	-0.001
100年一遇	机场未建	252.6	0
	近期工况	240.79	0.004
	远期工况	234.58	-0.001
200年一遇	机场未建	252.6	0
	近期工况	240.79	0.004
	远期工况	234.58	-0.001

在数学模型中来水过程的组合、洪水分流和汇流情况、最大流量达到前的水量分布等都会影响屈家店闸上水位、流量的变化趋势，但是这些因素产生的影响较小，不如泛区的入流总水量和龙河入流最大流量等因素的作用效果明显，综合上述分析可知：计算得到的机场建设后屈家店闸上水位在10年一遇以下情况有所降低，而在20年一遇及其以上情况下有所升高的结果符合实际情况，具有较高的准确性。说明数学模型成果符合统计分析规律。

#### 4.1.4 泛区淹没过程、最大淹没范围与最大滞水量

在一、二维衔接计算模型中，初始一段时间内洪水沿河道向下游演进，至西张务附近时进入二维模型，进入二维模型的洪水首先沿着主河道流动，二维河道为无水干河床起算，当洪水超过南、北围埝堤防高程时漫堤，随着流量的增加，达到分洪流量标准和进洪水位的口门依照进洪顺序先后启用向滞洪分区分洪，当分区内蓄水达到一定程度时，退水通道打开，洪水经河道以及各分区向屈家店枢纽汇流。图4-8至图4-17给出了流量标准为 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 时机场未建工况下永定河泛区典型时刻洪水演进情况。

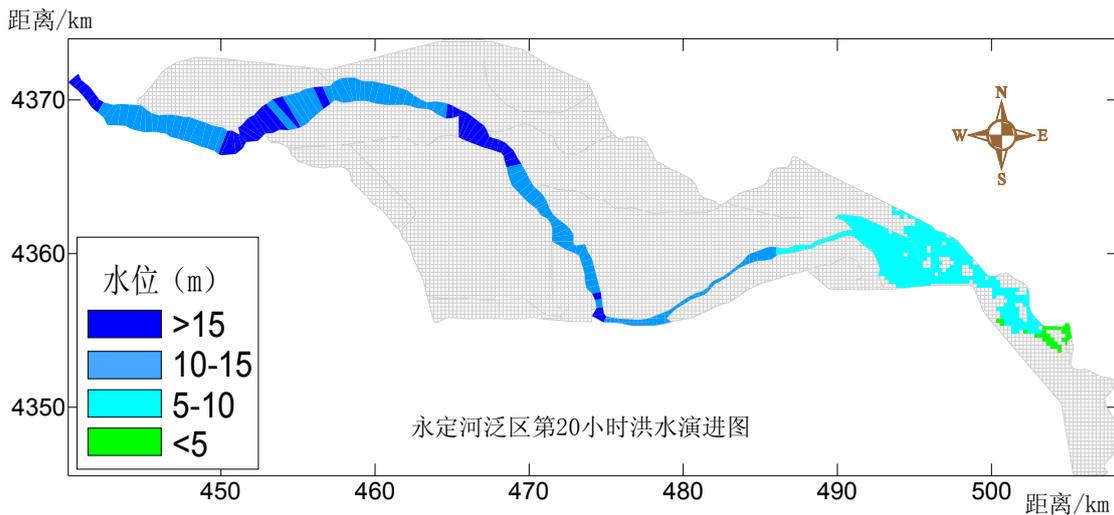


图4-8 方案7中永定河泛区第20小时洪水演进图

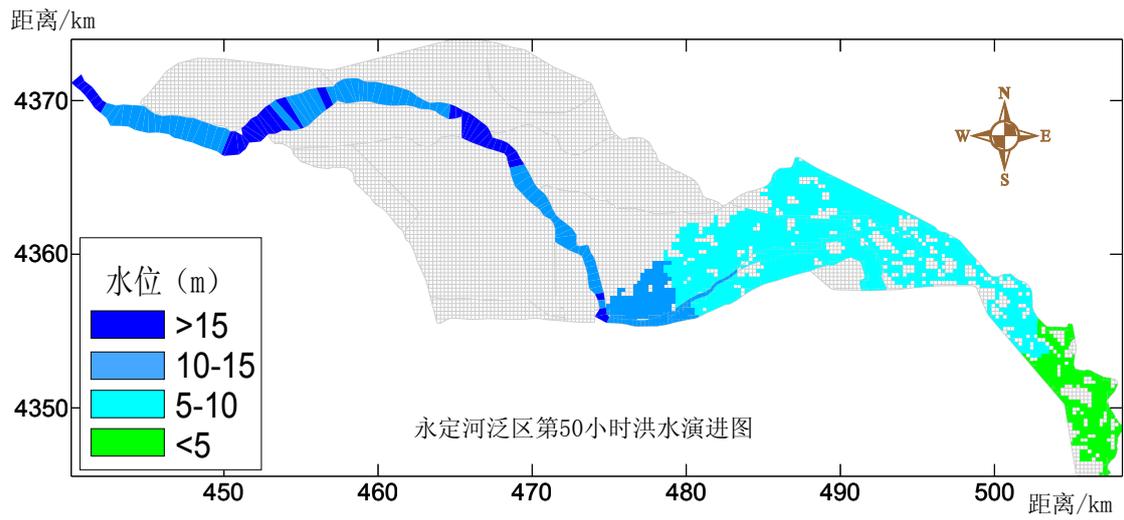


图4-9 方案7中永定河泛区第50小时洪水演进图

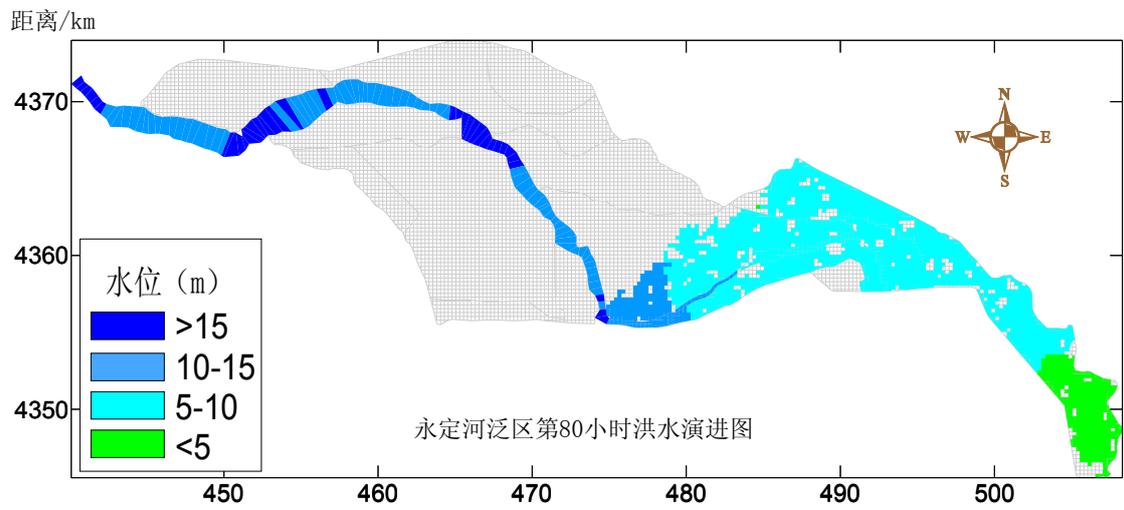


图4-10 方案7中永定河泛区第80小时洪水演进图

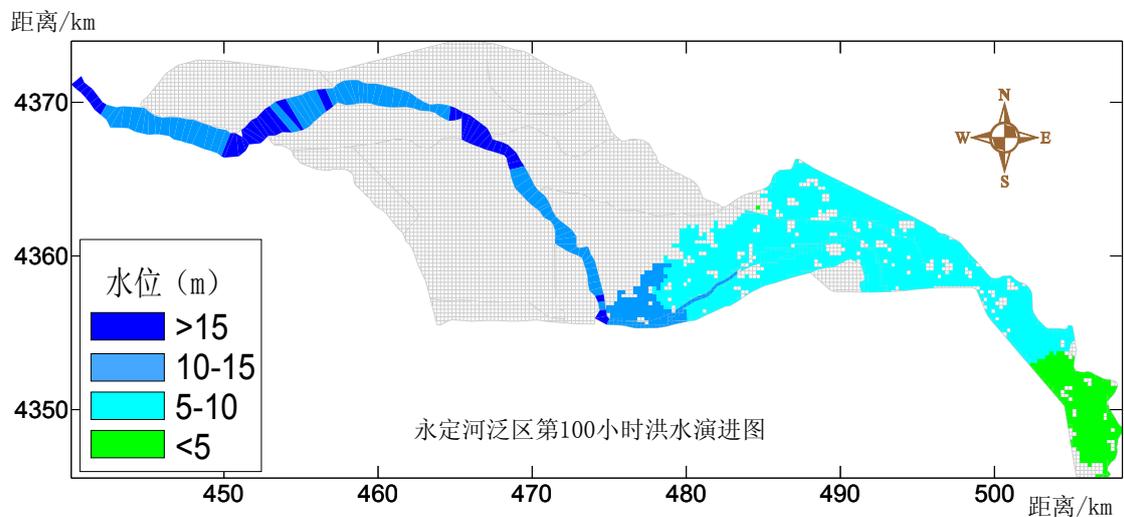


图4-11 方案7中永定河泛区第100小时洪水演进图

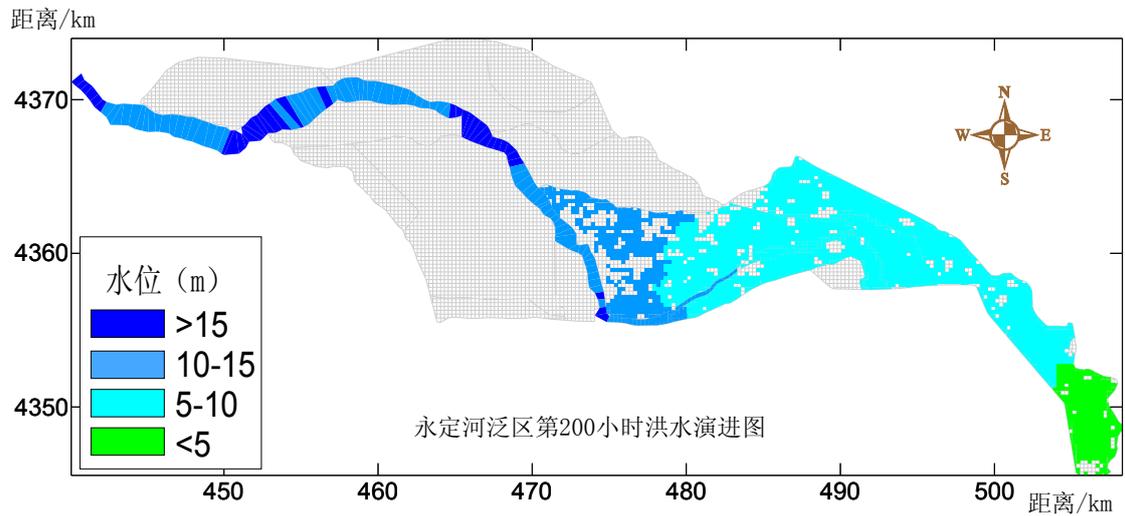


图4-12 方案7中永定河泛区第200小时洪水演进图

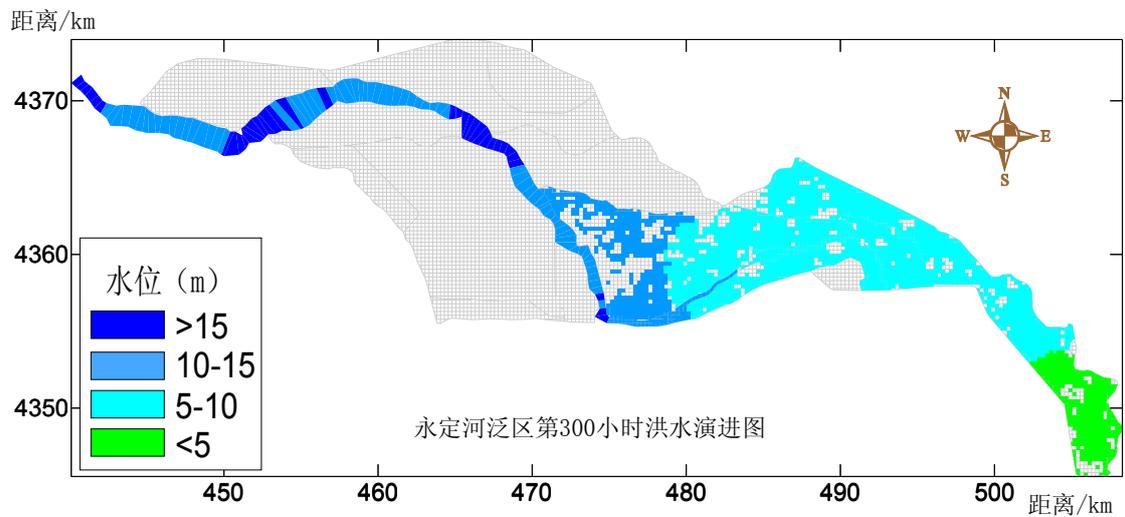


图4-13 方案7中永定河泛区第300小时洪水演进图

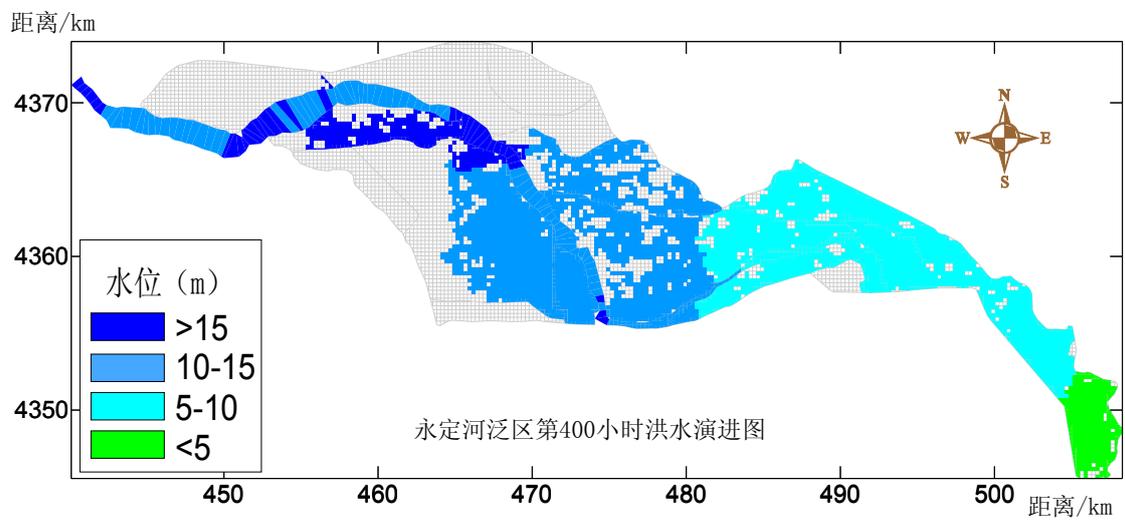


图4-14 方案7中永定河泛区第400小时洪水演进图

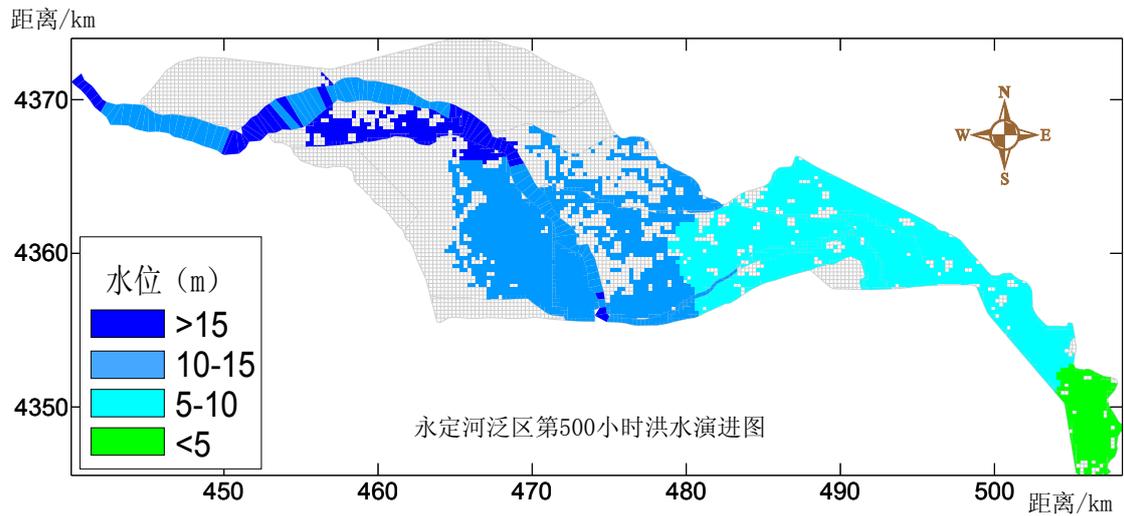


图4-15 方案7中永定河泛区第500小时洪水演进图

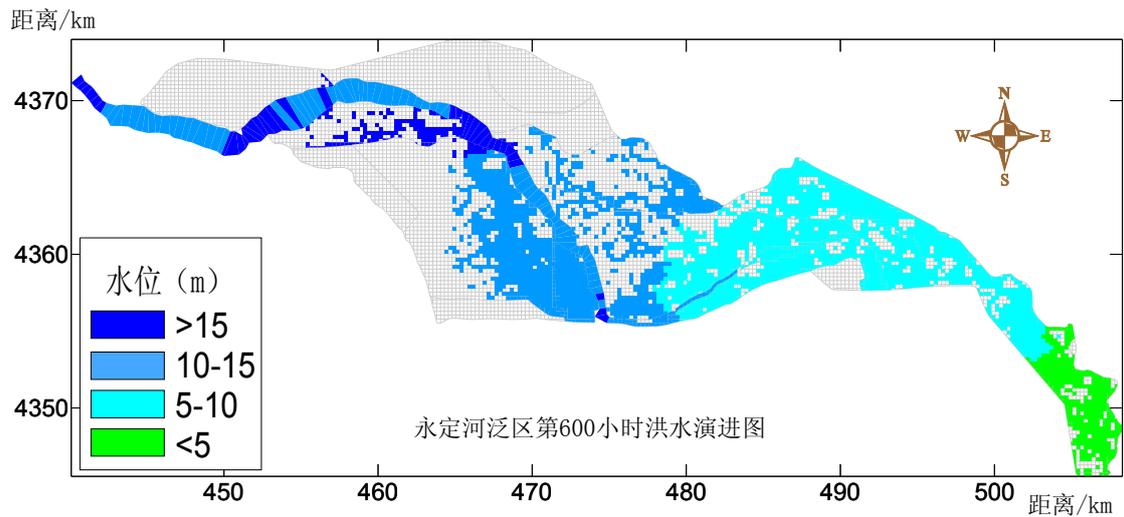


图4-16 方案7中永定河泛区第600小时洪水演进图

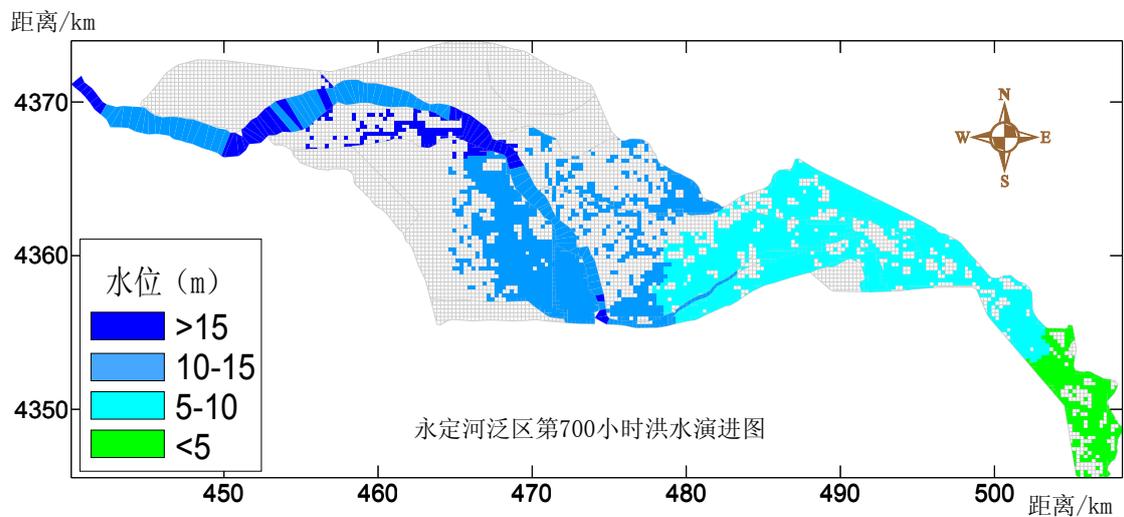


图4-17 方案7中永定河泛区第700小时洪水演进图

从以上所列演进图可以看出：在洪水过程初期，水流如图4-8中所示沿主河道向下游演进；在第32小时南、北围埝所围河道内水位升高，洪水漫过堤顶向泛区内流动，第33小时龙河左、右埝扒口，因此在图4-9、图4-10和图4-11中可以看

出西张务以下洪水呈漫滩形势，洪水的淹没范围、淹没水深随着时间推移与入流量的增加而增加；模型计算中茨平口门于第120小时达到分洪设计水位，向其控制分洪区域分蓄洪水，图4-12、图4-13演示了这一阶段洪水在泛区的分布情况；西孟口门、池口口门、南石口门相继在第349小时向对应的分洪区进洪，同一时刻寺堡辛庄口门继上述三个口门之后也达到分洪标准，洪水漫过堤顶流向寺堡辛庄分洪区，该口门最大出流流量仅为 $5.92\text{ m}^3/\text{s}$ ，在图4-14中可以看出寺堡辛庄分洪区内淹没面积很小，与计算结果相吻合，第350小时朱村水位超高，在朱村至西张务间，前卫埝以西过流，至此方案7中符合调度要求达到分洪标准的口门均已开启，永定河泛区内多个分区投入使用；计算方案中洪水过程采取峰-峰叠加的组合形式，主洪峰出现在第360小时左右，此后洪水入流流量减小，泛区内水位回落，相应的泛区淹没范围也逐渐减小，从图4-15至图4-17中可以看出洪水逐渐退去的趋势，茨平分洪区退水速度相对较快；此方案中王玛口门、潘庄子口门因为没有达到防洪调度方案限定的分洪流量标准而一直没有启用，以上演进图中所展示内容与实际情况相符。流量系列各方案中机场建设前后泛区最大淹没面积变化不大，具体数值详见表4-13。

表4-13 流量系列方案中永定河泛区及寺堡辛庄分区最大淹没面积( $\text{km}^2$ )

流量标准	$500\text{ m}^3/\text{s}$		$800\text{ m}^3/\text{s}$		$1000\text{ m}^3/\text{s}$		$1500\text{ m}^3/\text{s}$	
	泛区	寺堡	泛区	寺堡	泛区总	寺堡辛	泛区	寺堡
	总体	辛庄	总体	辛庄	体	庄	总体	辛庄
机场未建	180.618	0.000	240.890	0.000	292.376	0.259	327.537	3.842
近期工程	180.681	0.000	241.140	0.000	292.802	0.373	327.354	3.721
近期增量	0.062	0.000	0.250	0.000	0.427	0.114	-0.183	-0.121
相对增量(%)	0.030	0.000	0.100	0.000	0.150	44.015	-0.060	-3.149
远期工程	180.556	0.000	241.203	0.000	292.552	0.373	326.864	3.231
远期增量	-0.062	0.000	0.312	0.000	0.177	0.114	-0.673	-0.611
相对增量(%)	-0.030	0.000	0.130	0.000	0.060	44.015	-0.210	-15.903

从表4-13中可以看出，随着永定河洪水过程流量的增大相同工况下泛区淹没面积逐渐增加；近期机场建设后相对于未建机场时泛区淹没面积除 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 流量标准外均呈增加趋势，但是增加量较小，最大相对增量仅为0.015%；远期机场建设后相对于未建机场时永定河泛区淹没面积有增有减，这是受到不同工况下入流量变化以及机场建设占压寺堡辛庄分洪面积的影响，但是总的淹没面积变化值仍然较小，不会对泛区分洪产生较大影响。当流量标准大于等于 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 时寺堡辛庄口门扒口，口门控制区域内开始蓄滞洪水，蓄水面积最大值为 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 流量标准时机场未建工况下的 $3.842\text{ km}^2$ 。

表4-14给出了流量系列方案中寺堡辛庄分洪区和永定河泛区整体的蓄水体积分最大。由表中可以看出，永定河泛区整体蓄水体积分在机场建设前后变化很小；

寺垡辛庄分洪区最大蓄水量出现在 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 流量标准下机场建设后, 其值为 $0.013\text{ 亿 m}^3$ , 比机场建设前增加了 $0.001\text{ 亿 m}^3$ 。

表 4-14 流量系列方案中永定河泛区及寺垡辛庄蓄水体积值(亿  $\text{m}^3$ )

流量标准	$500\text{ m}^3/\text{s}$		$800\text{ m}^3/\text{s}$		$1000\text{ m}^3/\text{s}$		$1500\text{ m}^3/\text{s}$	
	泛区总体	寺垡辛庄	泛区总体	寺垡辛庄	泛区总体	寺垡辛庄	泛区总体	寺垡辛庄
未建机场	1.352	0.000	1.925	0.000	2.357	0.001	3.031	0.012
近期工程	1.351	0.000	1.924	0.000	2.358	0.001	3.031	0.013
近期增量	-0.001	0.000	-0.001	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001
远期工程	1.344	0.000	1.917	0.000	2.352	0.001	3.024	0.013
远期增量	-0.008	0.000	-0.008	0.000	-0.005	0.000	-0.007	0.001

#### 4.1.5 新机场建设对防洪调度的影响

通过分析北京新机场建设后各口门以及屈家店的流量、水位变化, 对比泛区最大淹没范围、最大蓄水量改变情况可知: 新机场建设不会对永定河重现期10年一遇以下洪水在泛区的缓、滞造成影响, 同时机场沥水的增加也没有给屈家店枢纽泄流增加压力。接下来研究新机场建设对各口门启用时间的影响, 初步分析确定寺垡辛庄口门的进洪水位与分洪流量标准。

表4-15 流量系列方案中各口门启用时刻( $hr$ )

方案组合	茨平	西孟	池口	南石	潘庄子	王玛	寺垡辛庄
$500\text{ m}^3/\text{s}$	未建机场	355.230	-	-	-	-	-
	近期工程	354.936	-	-	-	-	-
	远期工程	354.813	-	-	-	-	-
$800\text{ m}^3/\text{s}$	未建机场	121.716	354.708	354.711	-	-	-
	近期工程	121.716	354.447	354.450	-	-	-
	远期工程	121.716	354.347	354.350	-	-	-
$1000\text{ m}^3/\text{s}$	未建机场	120.097	349.697	349.700	349.702	-	349.891
	近期工程	120.097	349.561	349.563	349.566	-	349.461
	远期工程	120.097	349.505	349.508	349.511	-	349.311
$1500\text{ m}^3/\text{s}$	未建机场	41.341	347.997	348.000	348.002	351.222	348.144
	近期工程	41.341	347.941	347.944	347.947	351.136	347.986
	远期工程	41.341	347.908	347.911	347.913	351.097	347.941

从表4-15中可以看出机场建设后各口门的启用时间有所提前, 远期工程中口门开启时间比近期工程稍早一些, 但是提前时间较短, 均不大于1小时。寺垡辛庄口门在现行漫堤的进洪方式下, 其分洪流量标准可以选定为 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ , 进洪设计水位为其堤顶高程 $21.6\text{ m}$ 。

## 4.2 重现期系列的模拟结果分析

### 4.2.1 水位改变

如表4-16所示，在重现期系列的15套方案中，茨平口门、西孟口门和南石口门的最高水位和最高水位出现的时间没有受到机场建设的影响；池口口门、潘庄子口门、王玛口门和寺垓辛庄口门的最高水位在机场建设后出现不同程度的增高，远期机场建设后的增加量大于近期机场建设后；机场远期工程建设后遭遇永定河200年一遇洪水时各口门均出现最高水位的最大壅高值，其中池口口门壅高 $0.040\text{ m}$ 、潘庄子口门壅高 $0.016\text{ m}$ ，王玛口门壅高 $0.039\text{ m}$ ，寺垓辛庄口门壅高 $0.239\text{ m}$ ；茨平口门、西孟口门、南石口门和潘庄子口门最高水均低于其相应的埝顶高程，因此在进洪顺序或进洪流量标准未满足要求而实际水位超过进洪水位时，这四个口门能够控制洪水不进入其对应的分洪区域，口门能够按照现行的防洪调度方案运用；机场远期工程建设使得池口口门最高水位增加至 $22.133\text{ m}$ ，高于其埝顶高程 $0.133\text{ m}$ ，但是最高水位出现时间为第353.41小时，而该口门已经于第49.111小时扒口分洪，水位的壅高并不影响其防洪调度的运用；重现期系列方案中王玛口门最高水位均大于 $19.7\text{ m}$ ，比口门埝顶高程高出 $0.5\text{ m}$ 以上，如果泛区继续依照现行调度方案进行蓄滞洪水，则需要加高王玛口门埝顶高程约 $0.6\text{ m}$ 。图4-18为重现期100年一遇不同工况下王玛口门对应的河道断面水位过程。

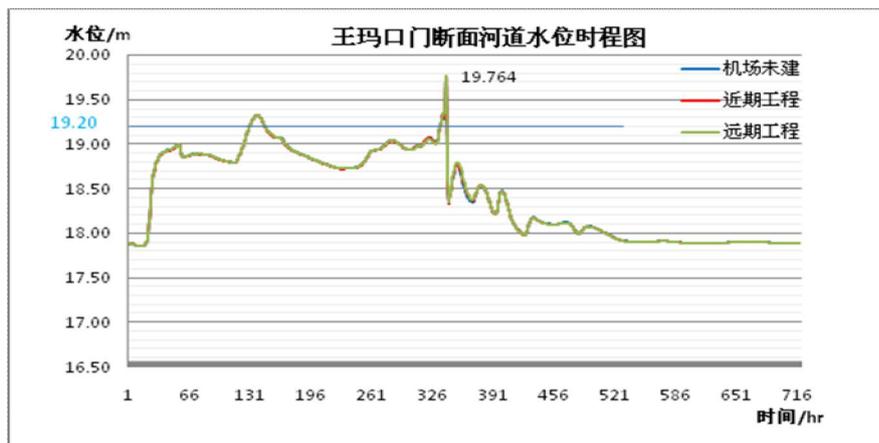


图 4-18 王玛口门断面河道水位时程图

表4-16 重现期系列方案中口门最高水位及出现时刻

口门名称		10年一遇		20年一遇		50年一遇		100年一遇		200年一遇	
		最高水位(m)	出现时刻(hr)								
茨平	机场未建	15.405	38.43	15.408	32.97	15.414	29.65	15.419	28.25	15.419	28.14
	近期工程	15.405	38.43	15.408	32.97	15.414	29.65	15.419	28.25	15.419	28.14
	近期壅高	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
	远期工程	15.405	38.43	15.408	32.97	15.414	29.65	15.419	28.25	15.419	28.14
	远期壅高	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
	西孟	机场未建	16.700	134.44	16.700	128.76	16.700	70.71	16.700	55.88	16.700
近期工程		16.700	134.44	16.700	128.76	16.700	70.71	16.700	55.88	16.700	49.14
近期壅高		0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
远期工程		16.700	134.44	16.700	128.76	16.700	70.71	16.700	55.88	16.700	49.14
远期壅高		0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
池口		机场未建	21.804	134.42	21.986	350.78	22.056	351.17	22.077	351.48	22.093
	近期工程	21.805	134.42	21.993	350.79	22.064	351.13	22.085	351.43	22.100	350.30
	近期壅高	0.001		0.007		0.008		0.008		0.007	
	远期工程	21.805	134.42	22.001	350.71	22.073	351.08	22.094	351.34	22.133	353.41
	远期壅高	0.001		0.015		0.017		0.017		0.040	
	南石	机场未建	17.834	134.42	17.834	128.74	17.833	70.71	17.834	55.87	17.834
近期工程		17.834	134.42	17.834	128.74	17.833	70.71	17.834	55.87	17.834	49.13
近期壅高		0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
远期工程		17.834	134.42	17.834	128.74	17.833	70.71	17.834	55.87	17.834	49.13
远期壅高		0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
潘庄子		机场未建	19.929	349.53	19.990	346.49	20.007	343.91	20.011	339.57	20.016
	近期工程	19.930	349.49	19.992	346.50	20.010	343.93	20.013	339.65	20.018	135.02

第四章 模型计算结果分析

	近期壅高	0.001		0.002		0.003		0.002		0.002	
	远期工程	19.930	349.47	19.995	346.48	20.012	343.98	20.016	339.86	20.032	353.95
	远期壅高	0.001		0.005		0.005		0.005		0.016	
	机场未建	19.739	349.37	19.788	346.28	19.751	343.81	19.748	339.53	19.748	134.42
	近期工程	19.750	349.32	19.794	346.29	19.759	343.83	19.756	339.62	19.776	134.42
王玛	近期壅高	0.011		0.006		0.008		0.008		0.028	
	远期工程	19.755	349.30	19.818	346.25	19.769	343.87	19.764	339.83	19.787	134.42
	远期壅高	0.016		0.030		0.018		0.016		0.039	
	机场未建	22.132	352.28	22.415	351.71	22.527	351.69	22.556	352.06	22.581	351.12
	近期工程	22.149	352.14	22.459	351.35	22.569	351.54	22.598	351.95	22.673	356.08
寺堡辛庄	近期壅高	0.017		0.044		0.042		0.042		0.092	
	远期工程	22.145	352.02	22.497	350.88	22.640	355.09	22.741	355.34	22.820	355.07
	远期壅高	0.013		0.082		0.113		0.185		0.239	

机场建设对寺堡辛庄口门处河道断面的水位影响较大，远期建设工况下的影响大于近期建设，最大壅高水位为 200 年一遇时远期建设后的 0.239 m，而永定河 100 年一遇来流下远期建设后相对于机场未建时水位壅高为 0.185 m。

## 4.2.2 流量变化

表4-17重现期系列方案中口门最大出流流量及出现时刻

口门名称	工况	10年一遇		20年一遇		50年一遇		100年一遇		200年一遇	
		最大流量 ( $m^3/s$ )	出现时刻 ( $hr$ )								
茨平	机场未建	141.02	351.14	174.08	352.52	204.57	352.85	212.64	353.11	216.59	353.71
	近期工程	142.44	351.11	176.33	352.47	207.52	352.76	215.24	353.12	218.05	353.95
	近期增量	1.42		2.25		2.96		2.61		1.46	
	远期工程	142.83	351.07	178.17	352.36	210.58	352.76	218.68	353.56	223.87	354.33
	远期增量	1.82		4.10		6.01		6.05		7.28	
西孟	机场未建	78.71	350.74	99.00	348.23	114.73	352.27	120.59	352.51	125.49	353.00
	近期工程	79.67	350.69	100.80	348.25	117.48	352.27	122.95	352.51	126.45	353.09
	近期增量	0.97		1.80		2.74		2.36		0.96	
	远期工程	80.08	350.66	102.48	348.23	120.34	352.21	125.77	352.64	131.51	353.65
	远期增量	1.38		3.48		5.61		5.18		6.02	
池口	机场未建	295.37	351.85	404.61	350.70	449.16	351.11	462.59	351.39	472.82	350.22
	近期工程	297.35	351.78	409.41	350.71	454.15	351.06	467.69	351.38	477.82	350.33
	近期增量	1.99		4.81		4.99		5.10		5.00	
	远期工程	297.35	351.71	414.40	350.66	459.73	350.93	473.57	351.34	499.36	353.28
	远期增量	1.98		9.80		10.57		10.98		26.54	
南石	机场未建	429.79	350.53	473.48	348.08	503.18	352.18	510.37	352.30	519.83	352.85
	近期工程	432.85	350.59	477.25	348.10	506.31	352.18	514.98	352.32	521.67	352.84
	近期增量	3.07		3.77		3.12		4.61		1.84	

## 第四章 模型计算结果分析

潘庄子	远期工程	433.92	350.55	480.77	348.07	509.87	352.05	520.34	352.49	531.58	353.48
	远期增量	4.13		7.29		6.68		9.97		11.75	
	机场未建	93.76	352.27	118.12	351.69	128.27	352.06	130.97	352.24	133.37	352.24
	近期工程	94.22	352.22	119.12	351.72	129.25	352.02	131.96	352.25	134.33	352.21
	近期增量	0.46		1.00		0.99		0.99		0.96	
	远期工程	94.25	352.20	120.06	351.65	130.37	351.96	133.25	352.68	138.93	353.90
王玛	远期增量	0.49		1.94		2.10		2.29		5.56	
	机场未建	446.20	352.27	570.55	351.16	636.31	351.57	652.01	351.89	663.61	352.15
	近期工程	449.48	352.22	577.84	351.17	643.80	351.52	659.53	351.86	679.04	352.15
	近期增量	3.28		7.29		7.49		7.51		15.43	
	远期工程	449.07	352.20	584.67	351.01	651.79	351.43	667.91	351.80	691.81	353.18
	远期增量	2.87		14.12		15.48		15.90		28.19	
寺垓 辛庄	机场未建	58.53	352.27	119.76	351.71	147.94	351.66	155.54	352.03	162.00	351.06
	近期工程	61.81	352.11	130.66	351.32	158.67	351.52	166.64	351.91	172.60	350.84
	近期增量	3.28		10.90		10.73		11.10		10.61	
	远期工程	61.15	352.01	139.99	350.87	170.25	351.23	178.92	351.69	183.97	350.50
	远期增量	2.62		20.23		22.31		23.38		21.98	

表4-17中给出了重现期系列方案中各个分洪口门最大的出流流量，对比表中数据可以发现口门最大流量增量基本随着永定河来流量的增加而增加，最大流量出现的时间相差最多不超过3小时；同一来流情况下机场建设后最大流量值比未建机场时略有增加，远期工程建设造成的增量比近期稍大一些。

## 4.2.3 泛区最大淹没范围与最大滞水量

北京新机场建设占压永定河泛区寺垡辛庄分洪区的部分蓄水面积，导致在同一重现期下泛区最大淹没面积减小，图4-19展示了这一情况并提供了相关数据。

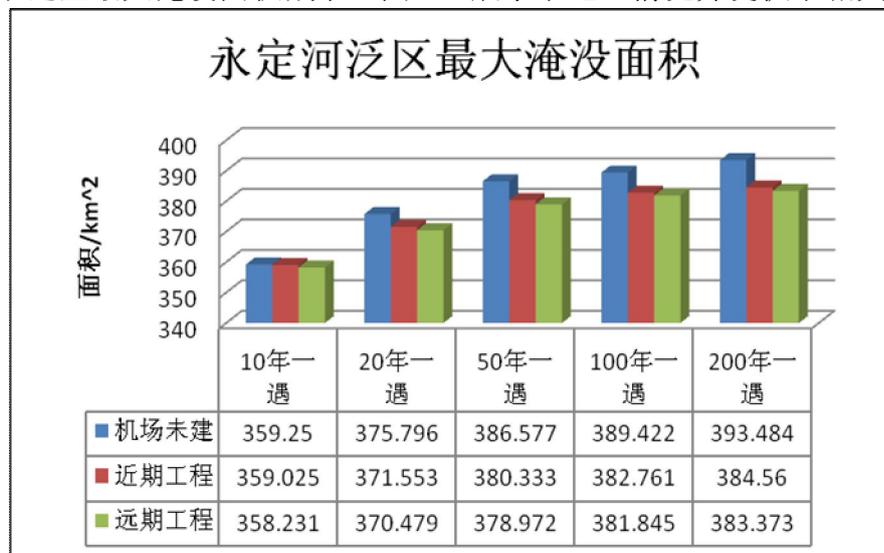


图4-19 重现期系列方案中永定河泛区最大淹没面积

图4-20是重现期系列永定河泛区最大滞水量柱状图，由图中可以看出同一重现期下泛区蓄水体积并没有随着淹没面积的减小而减小，这主要是因为机场建设后泛区内水深相比机场建设前有所增加。

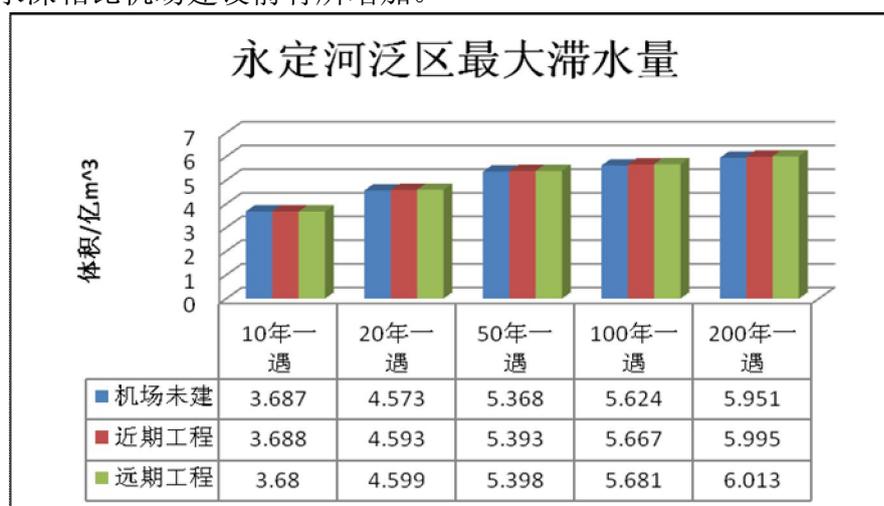


图4-20 重现期系列方案中永定河泛区最大滞水量

以重新期100年一遇情况为例，给出不同工况下最大水深等值线图，即图4-21、图4-22和图4-23。从图中可以看出，机场建设后泛区内水深增加，水深增加区域以中下游为主。

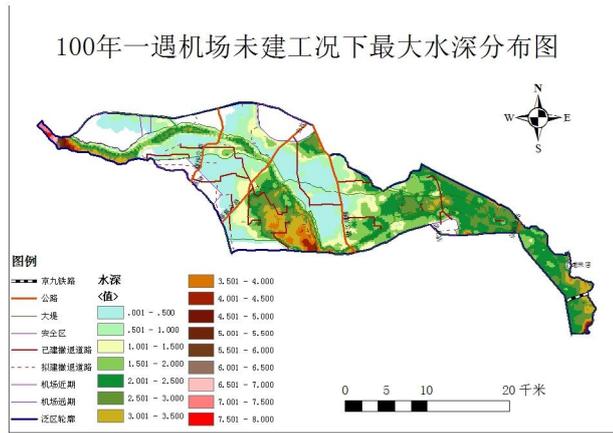


图4-21 100年一遇机场未建方案最大水深等值线图

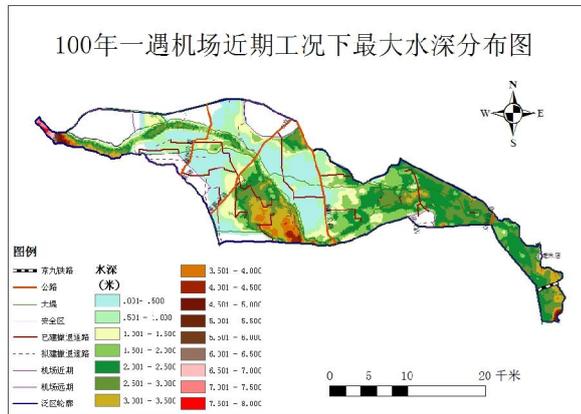


图4-22 100年一遇近期工况方案最大水深等值线图

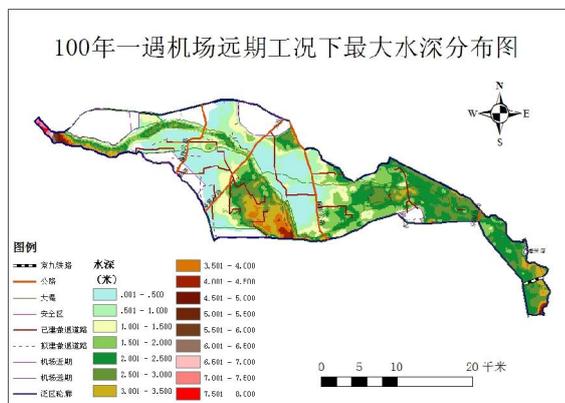


图4-22 100年一遇远期工况方案最大水深等值线图

## 4.2.4 新机场建设对防洪调度的影响

表4-18列出了重现期系列方案中各个口门开启的时间，从表中数据可以看出口门开启时间几乎没有受到影响，口门启用顺序没有发生变化，寺堡辛庄口门开启次序均位于南石口门与潘庄子口门之间。

表 4-18 重现期系列方案中口门启用时刻( hr )

方案组合	茨平	西孟	池口	南石	潘庄子	王玛	寺堡辛庄	
10 年一遇	未建机场	38.34	134.40	134.40	134.40	349.27	349.27	348.19
	近期工程	38.34	134.40	134.40	134.40	349.22	349.23	348.02
	远期工程	38.34	134.40	134.40	134.40	349.20	349.21	347.98
20 年一遇	未建机场	32.86	128.72	128.72	128.73	346.17	346.17	344.85
	近期工程	32.86	128.72	128.72	128.73	346.17	346.18	344.88
	远期工程	32.86	128.72	128.72	128.73	346.14	346.14	344.69
50 年一遇	未建机场	29.51	70.69	70.70	70.70	343.73	343.73	336.65
	近期工程	29.51	70.69	70.70	70.70	343.75	343.75	336.83
	远期工程	29.51	70.69	70.70	70.70	343.78	343.79	337.29
100 年一遇	未建机场	28.10	55.86	55.86	55.86	339.51	339.51	334.67
	近期工程	28.10	55.86	55.86	55.86	339.59	339.59	334.78
	远期工程	28.10	55.86	55.86	55.86	339.80	339.80	335.04
200 年一遇	未建机场	27.99	49.11	49.11	49.11	134.97	134.97	134.10
	近期工程	27.99	49.11	49.11	49.11	134.97	134.97	134.10
	远期工程	27.99	49.11	49.11	49.11	134.97	134.97	134.10

永定河泛区的设计防洪标准为100年一遇，因此，以100年一遇为例绘制屈家店水位和流量在机场建设前后的时程图，通过图形可以直观的判断机场建设对屈家店枢纽的影响。从图4-23和图4-24可以看出屈家店枢纽的闸上水位和过流流量受到的影响很小，基本不会影响枢纽的运用。

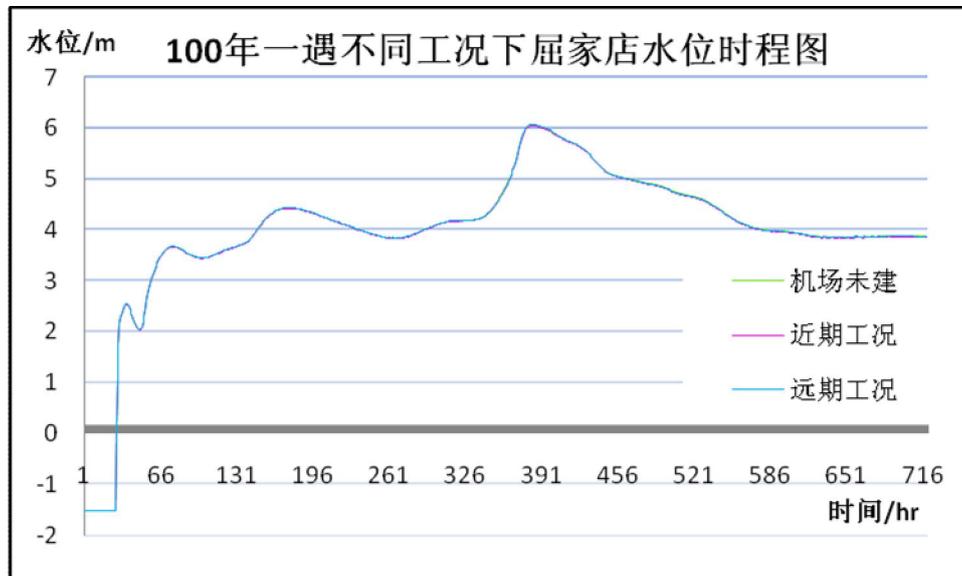


图 4-23 100 年一遇不同工况下屈家店水位时程图

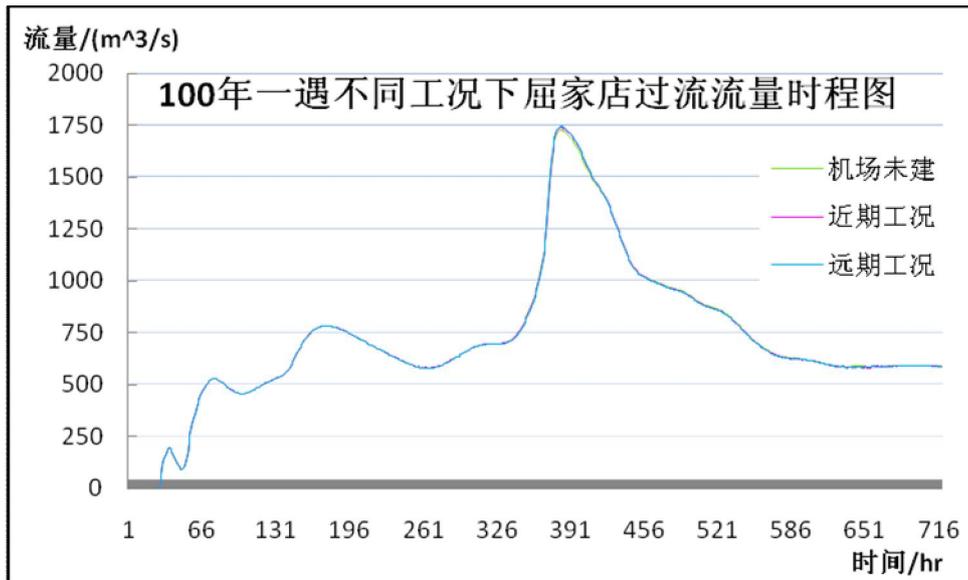


图 4-24 100 年一遇不同工况下屈家店过流流量时程图

### 4.3 本章小结

本章将计算结果分为流量系列、重现期系列两个部分进行分析，主要分析了机场建设前后各个分洪口门处的最高水位变化、最大流量改变、泛区最大淹没范围和泛区最大滞水量变化。分析结果表明这些方面都受到机场建设的影响，但是影响较小，基本不需要采取补救措施，唯有王玛口门需要考虑进行加高。为了研究机场建设对永定河泛区现行防洪调度的影响，又对比了不同工况各个分洪口门的启用时间，结果显示机场建设后各个分洪口门启用时间略有提前，最多提前不到1小时。根据计算结果可知，寺垓辛庄口门在现行漫堤的进洪方式下，其分洪流量标准可以选定为 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ ，进洪设计水位为其堤顶高程 $21.6\text{ m}$ 。对不同工况下屈家店枢纽闸上水位和过流流量进行分析，并依据多元线性回归数学模型理论采用SPSS统计分析软件对影响屈家店水位的因素进行分析，明确不同因素对屈家店水位变化的作用以及各影响因素权重的大小，为如何减轻屈家店泄洪压力提供指导方向与数据支持，建立多元回归方程并进行预测，将预测值与计算值相互比较，实现回归方程数学模型与洪水调度数学模型的相互验证。

## 第五章 洪水风险图的编制

洪水风险图是对可能发生的超标准洪水的洪水演进路线、到达时间、淹没水深、淹没范围及流速大小等过程特征进行预测，以标示洪泛区内各处受洪水灾害的危险程度的一种重要的防洪非工程措施。根据《洪水风险图编制导则》的要求，洪水风险图应包括洪水风险、防汛管理等信息。洪水风险信息主要是指不同洪水（暴雨）频率～淹没范围，特征点的淹没水深、历时、流速等。防汛管理信息主要是指防洪调度、预案等。不同洪水（暴雨）频率一般指5年、10年、20年、50年、100年一遇及历史最大。结合蓄滞洪区内社会经济发展状况编制的洪水风险图，可以为合理制定洪泛区的土地利用规划以及防洪指挥方案提供参考数据，可以确定需要避灾的对象、避灾的目的地及路线，可以合理估计洪灾损失，为防洪保险提供依据。蓄滞洪区洪水风险图的编制流程如图5-1所示：

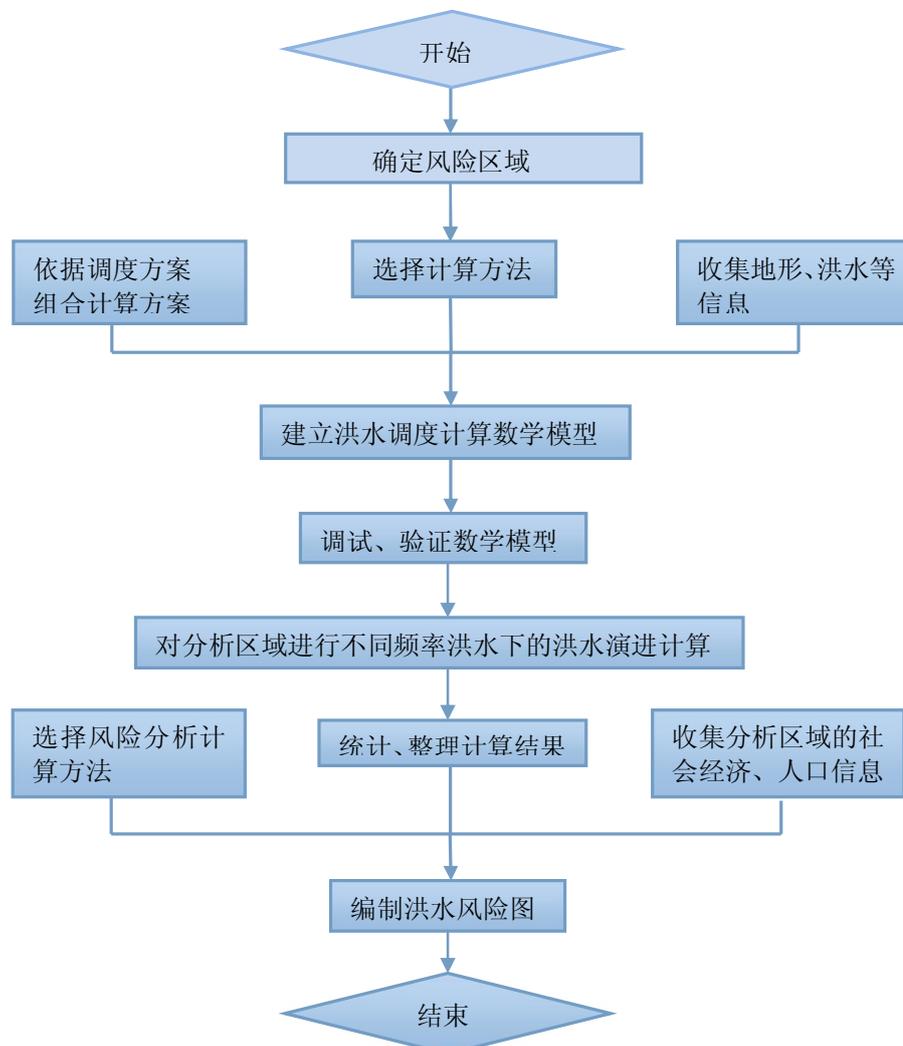


图5-1 蓄滞洪区洪水风险图的编制流程图

## 5.1 数据的整理与统计

由论文前四章内容可知，永定河蓄滞洪区洪水调度数学模型已经建立并经过验证，计算结果已经得出，为了完成编制该泛区洪水风险图的工作，尚需要统计不同频率洪水过程下泛区的淹没面积、淹没水深，选择洪水风险分析计算方法以及收集泛区内的人口分布等信息。根据模型计算结果可知新机场建设方案可行，因此选择机场远期建设后工况下的计算数据来编制洪水风险图。

图5-1为永定河泛区内村庄位置分布图，黄色圆圈的大小代表该村庄人口数目所在的范围，每个黄色圆圈左上角的数字与表5-1中第1列的村庄序号相对应。由图5-1可以看出，永定河泛区内村庄数目众多、分布较均匀。

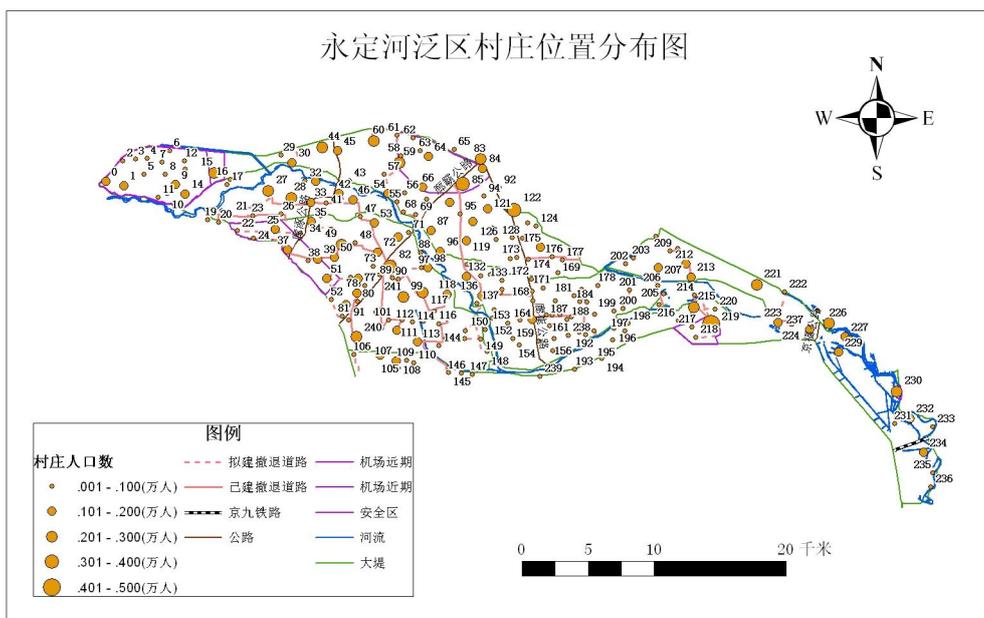


图5-1 永定河泛区村庄位置及人口分布图

表5-1中列出了永定河泛区各村庄的占地面积、位置、人口数目和不同来流情况下最大水深，其中村庄的占地面积和位置提取自水利部天津水利水电勘测设计研究院航测遥感院绘制的2003年地形图。根据《海河流域蓄滞洪区安全建设情况汇编》中提供的数据可知：永定河泛区涉及北京市大兴县，廊坊市安次区、永清县，天津市武清区、北辰区等3省市，泛区内共有人口21.3222万人。泛区内居民住宅占地总面积为 $28.84855 \text{ km}^2$ ，每平方千米的住宅面积上平均人口数为0.739108万人，据此得到每个居民居住地的人口概化数值如表5-1中第6列所示。

第五章 洪水风险图的编制

表5-1 永定河泛区基本情况统计表

村庄序号	村庄名称	位置		占地面积 ( $km^2$ )	人口概化 值(万人)	最大水深 (m)									备注
		x 坐标	y 坐标			500 流量 过程	800 流量 过程	1000 流量 过程	1500 流量 过程	10 年 一遇	20 年 一遇	50 年 一遇	100 年 一遇	200 年 一遇	
0	曹辛庄	445.03	4370.09	0.14	0.10	1.256	1.332	1.198	1.469	1.823	2.204	2.509	2.525	2.537	机场占压
1	西押堤、南张华、 东押堤	446.42	4369.76	0.15	0.11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
2	小黑堡	446.30	4371.63	0.11	0.08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
3	小店	447.29	4371.78	0.12	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
4	郭家务	448.16	4371.85	0.10	0.08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
5	香营	447.92	4370.62	0.08	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
6	小押堤	449.87	4372.42	0.03	0.02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.210	0.455	0.564	0.590	0.640	机场占压
7	刘各庄	449.31	4371.53	0.07	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
8	曹各庄	449.56	4370.62	0.07	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
9	辛村	450.32	4369.83	0.14	0.10	0.000	0.000	0.000	0.000	1.408	1.688	1.830	1.870	1.934	机场占压
10	贾屯	449.67	4369.17	0.13	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	1.280	1.706	1.973	2.112	2.240	机场占压
11	石佛寺	448.99	4368.87	0.11	0.08	0.000	0.000	0.000	0.000	2.011	2.434	2.699	2.836	2.964	机场占压
12	北化各庄	451.00	4371.64	0.07	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	机场占压
13	南化各庄	451.04	4370.99	0.07	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	3.130	3.557	3.823	3.962	4.091	机场占压
14	崔指挥营	451.06	4369.13	0.20	0.15	0.000	0.000	0.000	0.000	2.923	3.355	3.618	3.757	3.889	机场占压
15	白家庄、北寺堡	453.27	4370.74	0.28	0.21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	远期机场 占压
16	寺堡辛庄	454.47	4370.25	0.03	0.02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
17	南寺堡	454.23	4369.83	0.02	0.01	0.000	0.779	0.680	0.779	1.654	1.859	2.022	2.125	2.253	
18	张庄	453.81	4367.84	0.04	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.031	0.037	0.042	
19	梁各庄	452.77	4367.16	0.13	0.09	0.000	0.028	0.137	0.338	0.378	0.466	0.506	0.516	0.524	
20	眼照屯	453.58	4366.96	0.05	0.04	0.000	2.960	2.835	3.209	3.187	3.472	3.755	3.878	3.974	
21	丘宋庄	454.54	4367.60	0.04	0.03	0.000	0.000	0.000	0.094	0.100	0.100	0.101	0.101	0.101	
22	纪庄	454.98	4366.35	0.06	0.04	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.120	永清 安全区
23	王居	456.16	4367.47	0.13	0.09	0.000	0.000	0.408	0.496	0.481	0.522	0.563	0.576	0.615	
24	北戈奕	456.23	4365.74	0.13	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	永清

## 第五章 洪水风险图的编制

25	潘庄子	457.88	4366.43	0.16	0.12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	安全区 永清 安全区
26	吴庄	458.34	4367.58	0.09	0.07	0.000	0.727	0.781	1.028	1.067	1.249	1.318	1.336	1.358	
27	安育、池口	457.36	4369.37	0.30	0.22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.294	0.376	0.403	0.523	
28	僧堡头	459.08	4368.83	0.31	0.23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
29	穆庄	458.33	4372.09	0.12	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	东三更生	459.16	4371.51	0.14	0.10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.481	0.722	0.836	0.940	
31	南北陈	460.98	4370.10	0.23	0.17	0.000	0.000	0.916	1.341	1.326	1.646	1.953	2.077	2.178	
32	辛庄	460.11	4370.13	0.08	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
33	管家务	460.58	4368.49	0.25	0.19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
34	查马坊	461.31	4367.47	0.08	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
35	韩台	460.60	4367.00	0.23	0.17	0.000	0.000	0.000	0.092	0.101	0.115	0.122	0.126	0.134	
36	仁和铺	459.76	4366.15	0.12	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
37	泥安村	458.80	4364.85	0.19	0.14	0.000	0.000	0.000	0.020	0.022	0.023	0.023	0.023	0.023	永清 安全区
38	何麻营	460.38	4364.05	0.08	0.06	0.000	0.000	0.000	0.162	0.179	0.195	0.207	0.209	0.201	永清 安全区
39	支各庄	461.07	4364.15	0.16	0.12	0.000	0.000	0.000	0.295	0.330	0.365	0.404	0.494	0.583	永清 安全区
40	苍上	462.12	4366.43	0.12	0.09	0.000	0.000	0.000	0.185	0.183	0.184	0.183	0.182	0.183	
41	北胡其营	461.71	4368.45	0.11	0.08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
42	琥珀营	462.70	4369.15	0.17	0.12	0.000	0.203	0.231	0.281	0.481	0.760	0.846	0.873	0.986	
43	王玛	463.48	4370.13	0.11	0.08	0.000	0.000	0.000	0.000	1.759	2.185	2.452	2.590	2.719	
44	奶字房	461.42	4372.69	0.27	0.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
45	赵各庄	462.60	4372.43	0.24	0.18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
46	柳园	463.79	4368.69	0.18	0.14	0.000	0.200	0.220	0.335	0.364	0.476	0.522	0.535	0.546	
47	姜志营	464.34	4367.40	0.11	0.08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
48	东庄	463.92	4365.38	0.07	0.05	0.000	0.000	0.494	0.836	0.821	1.122	1.421	1.543	1.643	
49	姚马坊	462.92	4365.25	0.31	0.23	0.000	0.000	0.372	0.643	0.634	0.932	1.233	1.356	1.456	
50	泥塘	462.36	4364.29	0.20	0.15	0.000	0.000	0.000	0.024	0.026	0.283	0.586	0.709	0.809	
51	大芦庄	461.78	4362.65	0.21	0.16	0.000	0.000	0.048	0.305	0.291	0.610	0.916	1.041	1.142	永清 安全区

## 第五章 洪水风险图的编制

52	张庄子	462.12	4361.04	0.08	0.06	0.000	0.000	0.000	0.334	0.319	0.640	0.947	1.072	1.173	
53	南石	465.39	4366.92	0.24	0.18	0.000	0.000	0.349	0.403	0.400	0.471	0.561	0.656	0.744	
54	大北市	466.43	4369.15	0.21	0.16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
55	小北市	467.10	4368.54	0.04	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	1.160	1.586	1.853	1.991	2.120	
56	柴家务	467.66	4369.22	0.08	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
57	小茨乡	466.11	4370.61	0.06	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
58	后南庄	467.38	4372.03	0.10	0.07	0.000	0.000	0.000	0.000	0.446	0.673	0.777	0.801	0.851	安次安全区
59	前南庄	467.32	4371.50	0.29	0.21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.779	1.021	1.130	1.157	1.206	安次安全区
60	顺民屯	465.36	4373.15	0.40	0.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.038	0.253	0.357	0.382	0.435	
61	大堡	467.07	4373.59	0.14	0.10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	安次安全区
62	南王庄	468.33	4373.42	0.10	0.07	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	安次安全区
63	小麻村	468.83	4372.45	0.05	0.04	0.000	0.000	0.000	0.320	0.409	0.887	1.128	1.242	1.346	安次安全区
64	大麻村	469.48	4371.97	0.19	0.14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	安次安全区
65	前南昌	471.45	4372.54	0.02	0.01	0.000	0.000	0.000	0.000	1.324	1.472	1.548	1.566	1.591	安次安全区
66	西固城、东固城	469.04	4369.63	0.23	0.17	2.339	2.576	2.640	2.877	3.001	3.134	3.412	3.620	3.639	安次安全区
67	南固城	469.34	4368.71	0.06	0.04	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.119	0.211	0.395	
68	安乐	467.58	4367.75	0.03	0.02	1.428	1.567	1.421	1.706	2.030	2.377	2.719	2.789	2.856	
69	西太平庄	468.51	4367.54	0.12	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.112	0.181	0.242	0.275	0.318	
70	西苑家务	467.22	4365.83	0.16	0.12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
71	东苑家务	467.97	4366.19	0.13	0.10	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	0.042	0.110	0.197	0.284	
72	楼台	465.61	4364.69	0.20	0.15	0.000	0.000	1.159	1.572	1.557	1.873	2.178	2.302	2.403	
73	赵家场	465.29	4363.61	0.05	0.04	0.000	0.000	1.201	1.626	1.611	1.931	2.238	2.363	2.463	
74	徐于今	463.58	4362.77	0.12	0.09	0.000	0.000	1.501	1.928	1.913	2.234	2.541	2.666	2.766	
75	北于今	464.16	4362.68	0.14	0.11	0.000	0.000	1.517	1.944	1.929	2.250	2.556	2.681	2.782	
76	王于今	464.16	4362.18	0.09	0.07	0.000	0.000	1.663	2.090	2.075	2.396	2.703	2.828	2.929	
77	沙于今	464.68	4362.12	0.05	0.03	0.000	0.000	0.799	1.226	1.211	1.532	1.838	1.963	2.064	
78	张常沈	464.08	4361.56	0.19	0.14	0.000	0.000	1.012	1.439	1.424	1.745	2.052	2.177	2.278	

## 第五章 洪水风险图的编制

79	柴家庄	463.26	4360.65	0.15	0.11	0.000	0.000	0.000	0.369	0.353	0.674	0.981	1.106	1.207
80	杨家营	464.10	4360.93	0.10	0.07	0.000	0.000	1.048	1.475	1.460	1.781	2.088	2.213	2.313
81	董家务	462.95	4359.77	0.07	0.05	0.000	0.000	2.374	2.801	2.786	3.107	3.414	3.539	3.640
82	韩村镇	466.57	4363.57	0.42	0.31	0.000	0.000	1.973	2.399	2.384	2.704	3.010	3.135	3.236
83	于常甫	473.44	4371.77	0.32	0.23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.071	0.154	0.186	0.267	0.318
84	北小营	473.61	4371.07	0.18	0.13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
85	杨税务乡	472.06	4369.87	0.46	0.34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
86	辛其营	471.09	4368.47	0.23	0.17	0.000	0.258	0.171	0.260	0.857	0.959	1.018	1.050	1.089
87	孟村	469.67	4366.33	0.19	0.14	0.000	0.100	0.042	0.102	0.101	0.122	0.168	0.189	0.169
88	西庄窠	468.90	4364.68	0.10	0.08	0.000	2.963	2.836	3.206	3.185	3.466	3.746	3.868	3.963
89	西营	466.74	4362.71	0.09	0.06	0.000	0.000	1.164	1.591	1.576	1.896	2.203	2.328	2.429
90	东营	467.21	4362.62	0.10	0.08	0.000	0.000	0.845	1.272	1.257	1.577	1.884	2.009	2.110
91	范庄	463.43	4359.48	0.07	0.05	0.000	0.000	2.416	2.843	2.827	3.148	3.455	3.581	3.681
92	西永丰	474.86	4369.58	0.05	0.04	0.000	0.287	0.135	0.285	0.729	1.098	1.375	1.526	1.676
93	周园子	474.28	4369.47	0.01	0.01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
94	高芦村	473.66	4368.95	0.06	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	1.536	1.962	2.229	2.367	2.496
95	蛮儿营	471.88	4367.58	0.08	0.06	0.000	0.405	0.358	0.450	0.436	0.463	0.511	0.498	0.527
96	茨平村	470.38	4364.73	0.27	0.20	0.000	0.081	0.037	0.097	0.094	0.100	0.113	0.146	0.198
97	西解口	468.93	4363.49	0.09	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
98	东解口	469.42	4363.49	0.14	0.10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
99	陈各庄	467.57	4361.25	0.33	0.24	0.000	0.000	1.711	2.138	2.123	2.444	2.751	2.876	2.977
100	北钊	465.70	4360.12	0.20	0.15	0.000	0.000	1.306	1.733	1.718	2.038	2.345	2.470	2.571
101	李庄子	466.45	4359.50	0.13	0.10	0.000	2.515	2.392	2.767	2.745	3.032	3.318	3.442	3.539
102	南钊	465.90	4358.86	0.07	0.05	0.000	0.000	1.477	1.903	1.888	2.208	2.515	2.640	2.740
103	北朝王	467.51	4359.51	0.04	0.03	0.000	2.537	2.414	2.789	2.767	3.054	3.339	3.463	3.561
104	南朝王	467.09	4358.71	0.17	0.12	0.000	2.500	2.377	2.752	2.730	3.016	3.301	3.425	3.521
105	王希	465.85	4356.82	0.14	0.10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
106	小荆垡	463.85	4356.88	0.10	0.07	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
107	大猴庄	467.06	4356.40	0.14	0.10	3.667	3.866	3.930	4.042	3.830	3.932	4.023	4.049	4.066

安次  
安全区  
安次  
安全区  
安次  
安全区

## 第五章 洪水风险图的编制

108	小猴庄	467.19	4355.85	0.04	0.03	0.000	0.337	0.463	0.693	0.745	0.902	0.961	0.978	0.992
109	修家场	467.82	4356.41	0.03	0.02	3.581	3.519	3.564	3.641	3.524	3.583	3.664	3.685	3.696
110	老幼屯	468.36	4356.21	0.06	0.05	4.461	4.800	4.926	5.166	5.229	5.498	5.593	5.628	5.723
111	辛务	468.64	4357.84	0.16	0.12	0.000	3.080	2.955	3.328	3.307	3.591	3.874	3.996	4.092
112	西西溜	468.28	4359.34	0.06	0.05	0.000	2.526	2.403	2.778	2.756	3.043	3.329	3.452	3.550
113	东西溜	469.12	4359.41	0.06	0.04	0.000	0.000	0.000	0.138	0.123	0.444	0.751	0.876	0.976
114	小站	470.25	4359.20	0.07	0.05	0.000	0.000	0.000	0.043	0.028	0.349	0.656	0.780	0.881
115	焦庄	470.86	4359.58	0.04	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.179	0.486	0.611	0.711
116	东溜	469.94	4360.17	0.05	0.03	0.000	0.000	0.064	0.491	0.476	0.797	1.104	1.229	1.330
117	大站	469.07	4361.59	0.38	0.28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
118	横亭	470.88	4361.46	0.23	0.17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.360	0.484	0.585
119	景村	472.36	4365.55	0.19	0.14	0.000	0.253	0.216	0.307	0.271	0.337	0.384	0.405	0.385
120	军芦村	472.83	4367.00	0.17	0.12	0.000	0.292	0.256	0.327	0.315	0.336	0.369	0.360	0.386
121	黄芦村	473.96	4367.97	0.17	0.13	0.000	0.211	0.155	0.253	0.239	0.264	0.314	0.295	0.335
122	大王务	475.99	4367.90	0.42	0.31	0.333	0.346	0.366	0.402	0.311	0.395	0.451	0.471	0.476
123	付庄	476.98	4366.90	0.05	0.03	0.000	0.103	0.063	0.117	0.649	0.779	0.841	0.870	0.908
124	廊坊焦庄	477.64	4366.65	0.05	0.04	0.000	0.024	0.000	0.025	0.544	0.700	0.816	0.898	1.001
125	北得胜	474.31	4366.52	0.06	0.04	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
126	西得胜	474.63	4365.65	0.12	0.09	0.000	0.112	0.066	0.112	0.119	0.112	0.112	0.112	0.112
127	东得胜	475.82	4365.79	0.06	0.05	0.000	0.164	0.141	0.195	0.176	0.213	0.238	0.253	0.248
128	潘场	476.62	4365.74	0.06	0.04	0.000	0.044	0.025	0.049	0.048	0.074	0.105	0.107	0.109
129	禅房	472.39	4363.73	0.13	0.10	0.784	0.830	0.693	0.959	1.296	1.668	1.969	1.986	1.999
130	西储	472.37	4362.84	0.14	0.10	0.682	0.782	0.671	0.933	1.215	1.542	2.380	2.453	2.519
131	西小韩村	473.46	4362.87	0.08	0.06	1.060	1.192	1.045	1.334	1.673	2.035	2.314	2.376	2.443
132	东小韩村	474.15	4362.96	0.03	0.02	1.174	1.304	1.159	1.443	1.772	2.124	2.437	2.507	2.574
133	孙家庄	475.06	4362.53	0.01	0.01	0.000	0.086	0.000	0.149	0.477	0.833	1.332	1.404	1.472
134	高家务	475.02	4361.85	0.01	0.01	0.962	1.141	1.004	1.285	1.597	1.940	2.486	2.557	2.625
135	义学庄	474.97	4361.58	0.04	0.03	0.867	1.049	0.916	1.193	1.498	1.837	2.408	2.479	2.547
136	大北尹	473.56	4361.37	0.16	0.12	0.724	0.991	0.872	1.143	1.428	1.758	2.516	2.588	2.655
137	小北尹	473.16	4360.78	0.08	0.06	0.671	0.940	0.821	1.093	1.377	1.706	2.472	2.544	2.611

## 第五章 洪水风险图的编制

138	户史家务	474.49	4360.27	0.03	0.02	1.086	1.299	1.174	1.444	1.737	2.063	2.686	2.756	2.824
139	宗史家务	474.34	4359.63	0.07	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.178	0.800	0.870	0.938
140	朱村	473.07	4359.57	0.08	0.06	0.000	0.000	1.403	1.903	1.922	1.980	2.002	2.028	2.044
141	左奕	472.24	4358.69	0.04	0.03	0.000	0.000	0.499	0.925	0.910	1.231	1.539	1.664	1.765
142	三家村	472.22	4358.07	0.02	0.02	0.000	0.000	0.000	0.414	0.399	0.720	1.028	1.153	1.254
143	北刘庄	470.78	4358.12	0.06	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.087	0.211	0.311
144	北堡	470.28	4357.56	0.07	0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
145	南堡上	471.02	4355.50	0.08	0.06	0.000	0.140	0.178	0.210	0.473	0.756	0.842	0.869	0.984
146	辛立村	471.99	4355.47	0.09	0.07	0.000	0.019	0.076	0.237	0.610	0.891	0.975	1.001	1.121
147	北邵村	472.81	4355.37	0.11	0.08	0.000	0.323	0.340	0.538	0.932	1.212	1.287	1.313	1.437
148	西张务	473.90	4357.11	0.09	0.06	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
149	窑上	473.44	4358.02	0.03	0.02	0.000	0.000	1.499	1.927	1.911	2.232	2.540	2.665	2.766
150	桃园	473.76	4358.77	0.02	0.01	0.000	0.000	1.652	2.079	2.063	2.384	2.692	2.817	2.918
151	达王庄	476.39	4357.60	0.06	0.04	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.629	0.707	0.806
152	马勺留	475.89	4358.07	0.03	0.02	1.122	1.139	1.111	1.272	1.373	1.637	1.885	1.970	2.016
153	南史家务	475.50	4359.24	0.09	0.07	1.129	1.374	1.249	1.510	1.792	2.130	2.738	2.807	2.876
154	南辛庄	477.84	4357.87	0.10	0.07	0.214	0.151	0.146	0.232	0.224	0.333	0.524	0.560	0.596
155	小麻庄	478.89	4357.14	0.06	0.05	0.402	0.507	0.400	0.620	0.848	1.115	1.706	1.781	1.877
156	大麻庄	478.99	4358.07	0.08	0.06	0.408	0.401	0.409	0.454	0.448	0.497	1.435	1.520	1.566
157	北崔庄	478.65	4359.07	0.04	0.03	0.012	0.015	0.014	0.016	0.015	0.018	0.030	0.050	0.100
158	贾榆木屯	476.44	4359.52	0.05	0.04	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
159	仇庄乡、蔡营村	477.36	4359.57	0.16	0.12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160	西尤庄	478.41	4359.90	0.05	0.04	0.289	0.306	0.302	0.330	0.292	0.343	0.405	0.413	0.419
161	东尤庄	478.84	4359.90	0.04	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
162	北赵庄	479.45	4359.95	0.03	0.02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
163	三间房	479.08	4360.97	0.05	0.04	0.231	0.205	0.205	0.217	0.195	0.227	0.272	0.281	0.287
164	陈家务	477.37	4360.95	0.11	0.08	0.103	0.119	0.124	0.156	0.129	0.168	0.226	0.235	0.242
165	宋王务	476.13	4361.58	0.05	0.03	1.187	1.383	1.252	1.521	1.817	2.149	2.746	2.816	2.884
166	光荣村	477.34	4361.71	0.06	0.04	0.063	0.082	0.085	0.100	0.071	0.100	0.103	0.104	0.104
167	幸福村	478.16	4361.92	0.04	0.03	0.058	0.091	0.092	0.097	0.058	0.098	0.101	0.101	0.101

## 第五章 洪水风险图的编制

168	北门外	477.29	4362.62	0.03	0.02	0.088	0.069	0.080	0.098	0.051	0.096	0.114	0.120	0.120
169	韩庄	479.30	4363.10	0.02	0.01	0.843	0.864	0.876	0.899	0.839	0.899	0.924	0.934	0.938
170	东储	476.08	4363.30	0.13	0.10	1.153	1.282	1.135	1.424	1.764	2.128	2.408	2.460	2.527
171	建设村	478.00	4363.54	0.05	0.04	1.245	1.371	1.225	1.512	1.850	2.211	2.489	2.552	2.619
172	西麻各庄	475.70	4364.18	0.05	0.04	0.767	0.830	0.695	0.964	1.311	1.687	1.993	2.009	2.022
173	东麻各庄	476.19	4364.26	0.05	0.04	1.010	1.075	0.939	1.209	1.555	1.929	2.232	2.248	2.260
174	小刘庄	477.06	4364.14	0.11	0.08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.283	0.657	0.955	0.968	0.978
175	大刘庄	477.95	4365.06	0.17	0.13	0.000	0.986	0.836	0.984	1.345	1.745	2.031	2.183	2.336
176	贾庄	478.88	4364.34	0.06	0.04	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.167	0.475	0.487	0.496
177	东小营	479.62	4364.07	0.14	0.10	1.161	1.288	1.139	1.433	1.785	2.162	2.457	2.462	2.500
178	太平庄	482.32	4362.11	0.07	0.05	0.100	0.113	0.110	0.110	0.268	0.573	0.845	0.940	0.988
179	孙东庄	481.11	4361.85	0.07	0.05	0.015	0.006	0.007	0.016	0.001	0.017	0.017	0.018	0.036
180	柴刘杨	481.08	4361.44	0.03	0.02	0.022	0.027	0.019	0.052	0.019	0.067	0.100	0.173	0.230
181	孟东庄	480.50	4361.37	0.10	0.08	0.169	0.112	0.112	0.114	0.109	0.114	0.122	0.124	0.125
182	信东庄	481.36	4361.22	0.04	0.03	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.066
183	许东庄	480.96	4360.93	0.11	0.08	0.183	0.184	0.182	0.205	0.174	0.213	0.318	0.403	0.461
184	陈东庄	481.50	4360.88	0.06	0.05	0.211	0.224	0.217	0.251	0.257	0.507	0.759	0.852	0.903
185	南关	481.18	4360.32	0.07	0.05	0.089	0.102	0.102	0.103	0.102	0.191	0.442	0.534	0.585
186	于营村	482.08	4359.96	0.00	0.00	0.844	0.914	0.867	1.044	1.187	1.479	1.740	1.831	1.878
187	小纪庄	480.32	4359.72	0.08	0.06	0.350	0.304	0.297	0.342	0.419	0.687	0.931	1.019	1.068
188	大纪庄	480.00	4359.53	0.05	0.04	0.362	0.312	0.305	0.355	0.432	0.700	0.944	1.031	1.080
189	马神庙	480.91	4358.58	0.03	0.02	0.354	0.260	0.253	0.317	0.336	0.523	0.711	0.791	0.835
190	麻子屯	481.40	4358.40	0.04	0.03	0.602	0.509	0.503	0.572	0.588	0.749	0.928	1.005	1.049
191	孔家洼	481.57	4358.95	0.12	0.09	0.276	0.228	0.217	0.289	0.369	0.633	0.878	0.963	1.010
192	前所营	482.05	4358.67	0.06	0.04	0.227	0.200	0.184	0.288	0.370	0.632	0.879	0.962	1.009
193	杨官屯	480.57	4355.72	0.03	0.02	0.177	0.273	0.157	0.443	0.842	1.355	2.079	2.172	2.285
194	团结村	482.60	4356.57	0.08	0.06	0.886	1.019	0.921	1.151	1.485	1.946	2.657	2.748	2.861
195	前沙窝	483.44	4357.97	0.11	0.08	1.835	2.070	2.134	2.370	2.494	2.627	2.904	3.112	3.131
196	后沙窝	483.56	4358.89	0.07	0.05	0.746	0.823	0.773	0.960	1.098	1.389	1.646	1.735	1.781
197	卢七堤	484.38	4358.68	0.04	0.03	0.744	0.824	0.765	0.967	1.119	1.425	1.679	1.770	1.816

## 第五章 洪水风险图的编制

198	邵七堤	484.61	4359.28	0.09	0.06	0.121	0.211	0.116	0.346	0.616	0.931	1.211	1.304	1.350
199	刑官营	483.54	4360.20	0.07	0.05	1.308	1.387	1.320	1.521	1.700	2.003	2.272	2.365	2.412
200	刘七堤	484.20	4360.40	0.07	0.05	0.541	0.633	0.551	0.769	0.992	1.301	1.575	1.669	1.715
201	方丈河	484.70	4361.80	0.11	0.08	0.379	0.549	0.398	0.680	1.072	1.400	1.687	1.786	1.835
202	倪官屯	484.40	4363.78	0.12	0.09	0.551	0.561	0.572	0.593	0.539	0.594	0.617	0.626	0.629
203	张营	485.00	4364.23	0.05	0.03	0.100	0.100	0.100	0.110	0.104	0.212	1.529	1.605	1.638
204	罗古判	486.95	4360.66	0.08	0.06	1.004	1.168	1.016	1.315	1.672	2.003	2.288	2.382	2.426
205	胡营	487.28	4361.52	0.05	0.04	0.823	1.005	0.840	1.150	1.520	1.860	2.154	2.248	2.292
206	双河村	486.87	4362.12	0.11	0.08	0.833	1.031	0.855	1.178	1.560	1.905	2.202	2.297	2.342
207	青坨	486.92	4363.50	0.16	0.12	0.000	0.558	0.407	0.556	0.917	1.325	1.613	1.766	1.920
208	落垡镇	486.71	4365.91	0.09	0.06	1.307	1.524	1.393	1.677	1.974	2.308	2.908	2.978	3.046
209	周立营	487.78	4364.75	0.09	0.06	0.528	0.557	0.581	0.619	0.517	0.609	0.673	0.692	0.700
210	北双庙	488.38	4364.98	0.09	0.07	0.000	0.286	0.239	0.303	0.290	0.319	0.350	0.357	0.352
211	中双庙	488.76	4364.42	0.10	0.07	0.000	0.269	0.178	0.339	0.306	0.369	0.402	0.422	0.422
212	南双庙	489.02	4363.80	0.14	0.11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.067	0.216
213	眷兹	489.37	4362.79	0.22	0.16	0.970	1.155	0.979	1.305	1.684	2.033	2.333	2.424	2.467
214	杨营村	489.63	4361.40	0.08	0.06	1.124	1.274	1.100	1.427	1.798	2.145	2.443	2.525	2.561
215	甄家营	489.57	4360.49	0.37	0.28	1.369	1.655	1.713	1.928	2.063	2.117	2.358	2.431	2.462
216	包营	488.43	4359.43	0.06	0.04	0.474	0.437	0.455	0.538	0.533	0.649	1.932	2.002	2.035
217	冀营	489.46	4358.95	0.13	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.992	1.076	1.116
218	崔胡营	489.72	4358.17	0.13	0.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
219	黄花店镇	490.91	4359.19	0.55	0.41	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
220	刘庄	491.19	4360.31	0.05	0.04	0.570	0.584	0.607	0.702	0.708	0.888	2.065	2.139	2.186
221	豆张庄镇	494.36	4362.18	0.31	0.23	2.191	2.340	2.167	2.496	2.861	3.206	3.502	3.583	3.617
222	西辛庄	496.46	4361.67	0.06	0.04	0.685	0.687	0.688	0.801	1.038	1.356	2.113	2.186	2.253
223	西州	495.96	4359.32	0.18	0.13	0.607	0.875	0.757	1.028	1.312	1.641	2.402	2.474	2.541
224	茨州	496.99	4359.37	0.25	0.19	1.018	1.279	1.158	1.430	1.716	2.046	2.766	2.838	2.905
225	小营	498.94	4360.22	0.13	0.09	2.110	2.177	2.089	2.285	2.492	2.795	3.401	3.478	3.574
226	东州	499.84	4359.24	0.28	0.21	1.413	1.465	1.379	1.571	1.778	2.084	2.695	2.773	2.872

黄花店  
安全区  
黄花店  
安全区  
黄花店  
安全区

## 第五章 洪水风险图的编制

227	北寺	501.03	4358.21	0.14	0.11	1.235	1.204	1.205	1.285	1.527	1.846	2.604	2.677	2.744
228	南寺	501.41	4358.00	0.14	0.10	0.833	0.745	0.741	0.813	0.822	0.959	1.144	1.218	1.260
229	城上	500.56	4357.04	0.21	0.16	0.631	0.590	0.572	0.711	0.775	1.011	1.232	1.313	1.357
230	老米店	504.95	4354.05	0.31	0.23	0.411	0.684	0.566	0.837	1.120	1.449	2.241	2.314	2.381
231	六合庄	504.82	4351.60	0.06	0.05	0.905	0.997	0.900	1.132	1.486	1.963	2.679	2.771	2.884
232	马家口	505.99	4352.01	0.19	0.14	1.555	1.663	1.564	1.795	2.140	2.610	3.324	3.415	3.528
233	庞嘴	507.70	4351.37	0.13	0.10	0.532	0.638	0.535	0.776	1.132	1.613	2.331	2.423	2.536
234	上蒲口	507.01	4349.38	0.19	0.14	0.695	0.885	0.696	1.126	1.626	2.179	2.912	3.004	3.118
235	下蒲口	507.66	4347.82	0.10	0.07	0.000	0.000	0.000	0.023	0.039	0.064	0.092	0.105	0.106
236	下辛庄	507.53	4346.79	0.09	0.07	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
237	来家庄	498.36	4358.79	0.18	0.14	1.007	1.262	1.141	1.411	1.699	2.030	2.693	2.763	2.831
238	谷庄	480.10	4358.34	0.10	0.08	0.003	0.004	0.003	0.004	0.004	0.028	0.110	0.160	0.207
239	崔辛屯	477.94	4355.22	0.04	0.03	4.973	5.382	5.117	5.698	6.271	6.821	7.479	7.561	7.662
240	辛屯	464.05	4358.24	0.38	0.28	0.000	0.000	1.562	1.990	1.974	2.295	2.603	2.728	2.829
241	李家园	465.80	4362.94	0.03	0.02	0.000	0.000	1.750	2.176	2.161	2.482	2.788	2.913	3.014
风险人口总数 (万人)						6.1056	8.8609	11.7044	12.6444	13.4506	13.8162	14.0010	14.1938	14.1938

老米店  
安全区

## 5.2 洪水风险计算

我国对洪水风险定义尚不明确,洪水发生频率、工程安全风险,洪水水力特征(水深、淹没历时、流速、洪水到达时间等)、洪灾期望损失等都曾被用来描述洪水风险,其中洪灾期望损失是现阶段刻画洪水风险的最高层次指标<sup>[71]</sup>。本文以洪灾期望损失中的生命损失系数作为洪水风险系数进行永定河蓄滞洪区洪水风险的计算。目前估算洪灾生命损失的方法主要有统计分析法和经验分析法<sup>[72]</sup>,统计分析方法的公式为:

$$P_s = P_j P_d P_i P_a P_c \quad (5-1)$$

式中,  $P_s$ 、 $P_j$ 、 $P_d$ 、 $P_i$ 、 $P_a$ 、 $P_c$  分别为风险人口幸存的概率、准确预报的概率、及时传播预报的概率、居民得到预警的概率、居民对警报响应的概率、有效撤离的概率。

经验分析法为 Michael L. Dekay 与 Gary H. McClelland 根据国外大量的实际溃坝和洪水泛滥造成灾害的历史统计资料,结合理论分析,给出的经验公式<sup>[73]</sup>:

$$LOL = \frac{PAR}{1 + 13.277(PAR^{0.440}) \exp(0.759(WT) - 3.709(Force) + 2.223(WT)(Force))} \quad (5-2)$$

式中,  $LOL$  为洪水灾害生命损失数;  $PAR$  为风险总人口;  $WT$  为预警时间;  $Force$  为洪水风险特征,其值一般分为两类考虑:高水力风险的峡谷泛区,水深流急,  $Force = 1$ ,低水力风险的平原泛区,水浅流缓,  $Force = 0$ 。

本文采用经验分析法进行洪水灾害生命损失预算。首先计算风险人口数目,风险人口是指下泄洪水或者溃坝洪水淹没范围内的人口数<sup>[74]</sup>。目前估算风险人口的方法主要有人口密度法和居住单元数目累积法,其中人口密度法假设淹没范围内人口均匀分布,风险人口数为单位面积人口数与淹没面积的乘积;居住单元数目累积法通过调查统计各个居民点的人口数量获得整个计算区域的风险人口数目。在表 5-1 中第 7 列至第 15 列给出了 9 种方案下每个村庄的水深,本文采用统计的方法累计不同来流水深不为零的村庄人口数目,安全区以及机场占压区域内的村庄无需考虑在内,在表 5-1 中最后一行给出了不同来流过程下泛区的风险人口总数。

洪水风险系数按下式进行计算:

$$k = \frac{LOL}{PAR_1} \quad (5-3)$$

式中,  $LOL$  为洪水灾害生命损失数,人;  $PAR_1$  为泛区总人口,万人。

永定河泛区地处平原,  $Force$  可以按零值考虑,由此利用公式(5-2)与公式(5-3)计算不同的预警时间下永定河泛区洪水风险系数见表 5-2。

表 5-2 永定河泛区不同预警时间下洪水风险系数( $Force = 0$ )

入流条件	风险人口数 (人)	洪水风险系数							
		wt=0 小时	wt=1 小时	wt=2 小时	wt=3 小时	wt=4 小时	wt=5 小时	wt=6 小时	wt=7 小时
500 流量过程	61056	1.7	0.8	0.4	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0
800 流量过程	88609	2.1	1.0	0.5	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0
1000 流量过程	117044	2.4	1.1	0.5	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0
1500 流量过程	126444	2.5	1.2	0.6	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
10 年一遇	134506	2.6	1.2	0.6	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
20 年一遇	138162	2.7	1.3	0.6	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
50 年一遇	140010	2.7	1.3	0.6	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
100 年一遇	141938	2.7	1.3	0.6	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
200 年一遇	141938	2.7	1.3	0.6	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0

在以往的计算中将平原地区洪水特征值取为零的方法计算简便,但是这种取值方法比较粗糙,不能有效体现泛区在不同来水情况下的洪水风险特征的不同,因此有必要确定新的  $Force$  取值方式。Michael L. Dekay 与 Gary H. McClelland 将  $Force$  定义为处于潜在致命性洪水中风险人口数与风险人口总数的比值,从该定义不难看出,洪水风险特征的取值与水深密切相关,因此可以用蓄水体积与来水体积的比值表征泛区的洪水风险特征。

Michael L. Dekay 与 Gary H. McClelland 在其研究中指出  $Force$  的取值依赖于  $WT$ , 当  $WT$  较小时, 处于洪水风险区域中的人们没有足够的时间逃生, 此时  $Force$  的大小对洪水风险系数具有很大的影响; 当  $WT$  较大时, 不论  $Force$  取值如何, 人们都能够提前撤出受灾区域, 因此  $Force$  的大小对洪水风险系数影响很小。公式(5-2)中“ $2.223(WT)(Force)$ ”一项就是考虑到  $WT$  与  $Force$  之间的关系而添加的, 但是该项不能体现出当  $WT$  增大时,  $Force$  对洪水风险系数影响具有减小的趋势。为了解决这一问题, 我们对公式(5-2)进行修正, 取  $Force$  的数值为:

$$Force = \frac{A_x}{A_L} EXP(-WT) \quad (5-4)$$

其中,  $A_x$  为不同来流情况下泛区内蓄水体积, 亿  $m^3$ ;  $A_L$  为不同来流情况下泛区入流总体积, 亿  $m^3$ 。

将公式(5-4)代入公式(5-2)重新进行计算永定河泛区不同来流情况下的洪灾生命损失结果见表 5-3, 表 5-4 列出了计算所需的  $Force$  值。

表 5-3 永定河泛区不同预警时间下洪水风险系数( $Force = \frac{A_x}{A_L} EXP(-WT)$ )

入流条件	入流水量 亿 $m^3$	蓄水量 亿 $m^3$	风险人口 (人)	洪水风险系数							
				wt=0 小时	wt=1 小时	wt=2 小时	wt=3 小时	wt=4 小时	wt=5 小时	wt=6 小时	wt=7 小时
500 流量过程	3.65	0.476	61056	2.0	0.6	0.3	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0
800 流量过程	5.679	0.64	88609	2.4	0.7	0.4	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0
1000 流量过程	7.198	0.902	117044	2.9	0.7	0.5	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0
1500 流量过程	10.259	1.061	126444	2.9	0.8	0.5	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0
10 年一遇	11.504	1.148	134506	3.0	0.9	0.5	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0

20 年一遇	16.073	1.241	138162	3.0	0.9	0.5	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
50 年一遇	20.826	2.421	140010	3.2	0.8	0.5	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
100 年一遇	21.903	2.437	141938	3.2	0.9	0.5	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
200 年一遇	23.471	2.455	141938	3.1	0.9	0.5	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0

表 5-4 不同来流情况不同预警时间下  $Force$  取值表

入流条件	预警时间							
	$WT=0$ 小时	$WT=1$ 小时	$WT=2$ 小时	$WT=3$ 小时	$WT=4$ 小时	$WT=5$ 小时	$WT=6$ 小时	$WT=7$ 小时
500 流量过程	0.130411	0.047976	0.017649	0.006493	0.002389	0.000879	0.000323	0.000119
800 流量过程	0.112696	0.041459	0.015252	0.005611	0.002064	0.000759	0.000279	0.000103
1000 流量过程	0.125313	0.046100	0.016959	0.006239	0.002295	0.000844	0.000311	0.000114
1500 流量过程	0.103421	0.038047	0.013997	0.005149	0.001894	0.000697	0.000256	0.000094
10 年一遇	0.099791	0.036711	0.013505	0.004968	0.001828	0.000672	0.000247	0.000091
20 年一遇	0.077210	0.028404	0.010449	0.003844	0.001414	0.000520	0.000191	0.000070
50 年一遇	0.116249	0.042766	0.015733	0.005788	0.002129	0.000783	0.000288	0.000106
100 年一遇	0.111263	0.040931	0.015058	0.005539	0.002038	0.000750	0.000276	0.000101
200 年一遇	0.104597	0.038479	0.014156	0.005208	0.001916	0.000705	0.000259	0.000095

由表 5-4 可以看出，同一预警时间下不同来流时的  $Force$  值有所不同，同一来流过程下  $Force$  随着预警时间的增加而减小。

对比表 5-3 与表 5-2 可以看出：在没有预警时( $WT = 0$ )， $Force$  增加则洪水风险系数随之增加；在预警时间较短时( $0 < WT \leq 5$ )， $Force$  越大则洪水风险系数对  $WT$  的变化越敏感；在预警时间较长时， $Force$  对洪水风险系数的影响较小， $Force$  取不同值时的洪水风险系数基本相同；当预警时间达到 6 小时两种方式计算出的泛区内的洪水风险系数均为零。

综上所述，利用修正后的  $Force$  计算出的洪水风险系数与实际情况更加相符，有效的体现出当  $WT$  较大时，不论  $Force$  取值如何，洪水风险系数变化不大的特征，这一修正方法可以在以后的洪灾期望损失计算中加以使用。同时可以看出运用数值模拟进行防洪减灾预报的重要性，越早进行洪水灾情预报越能够有效降低洪水风险。

### 5.3 灾情区域的划分

为了使得洪水风险图便于阅读与使用，本文依据最大水深将泛区划分为以下六个区域等级：

(1)安全区：水深为零的区域；

(2)轻灾区：水深在  $0.5\text{ m}$  以内，工业设施基本不受损害，交通设施基本不受影响，农作物可能造成一定程度的减产。人民生命不受威胁，经济损失较小。

(3)中灾区：水深在  $0.5\text{ m} \sim 1.0\text{ m}$  之间，部分区域工业设施和通讯受到损害，位于此区域内的农作物会较大幅度的减产，人民生命基本没有危险，经济损失较

大。

(4)重灾区：水深在 1.0m ~2.0m 之间，水利设施和通讯设施遭到较大破坏，农作物受灾严重甚至颗粒无收，居民有生命危险，经济损失严重。

(5)危险区：水深在 2.0m ~3.0m 之间，此区域内通讯严重受阻，农作物绝收，洪水淹没居民住宅对人、畜生命构成严重威胁；

(6)极危险区：水深达到 3m 以上，人民生命受到十分严重的威胁，需要进行大规模救援工作，经济损失十分严重。

以 100 年一遇来流洪水为例，以泛区内最大水深分布为主，并添加泛区淹没面积、洪水风险系数、水利设施以及洪水调度方案等信息绘制永定河泛区机场远期建设后的洪水风险图如图 5-2 所示。

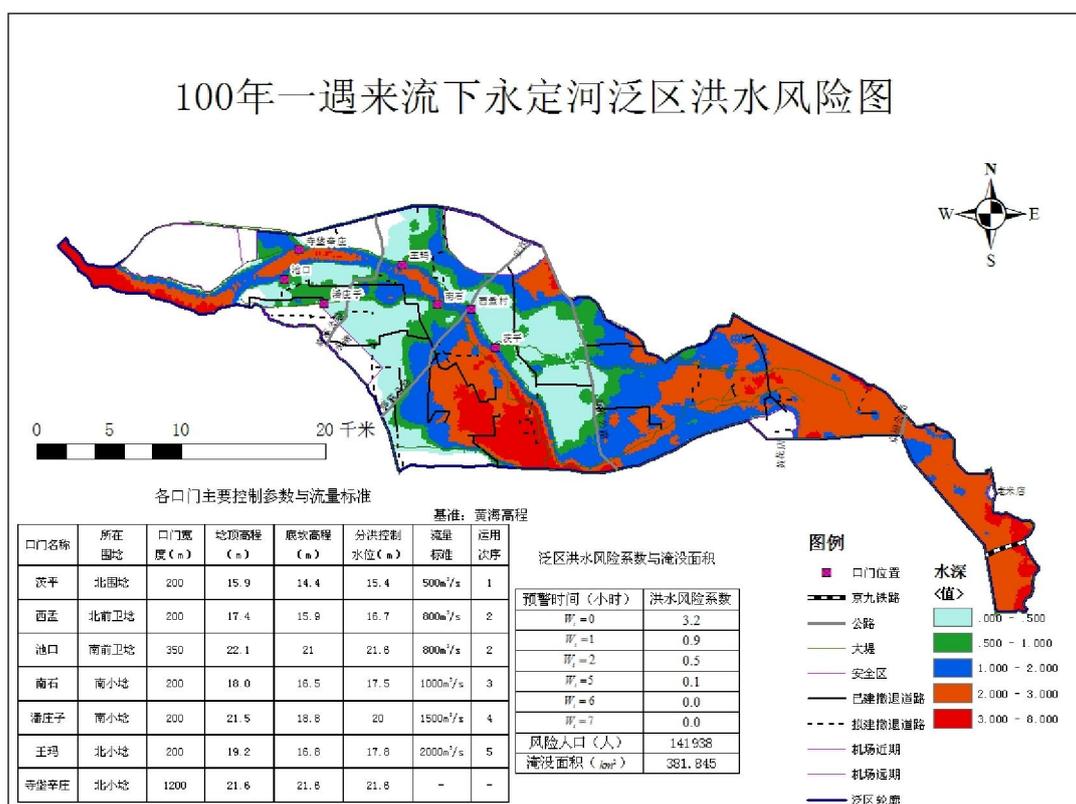


图 5-2 100 年一遇永定河泛区洪水风险图

由以上风险图可以比较直观的看出永定河蓄滞洪区内危险程度分布情况与不同预警时间下人口损失预算数目，图中还给出了撤退路线、安全区的位置分布。根据这一资料可以进一步规划泛区内水利设施建设，为保证人们生命财产安全，促进社会和谐发展发挥积极作用。

## 5.4 本章小结

本章通过收集永定河泛区内人口数目、村庄分布资料，与模型计算结果相结

合建立适用于 arcgis 绘图的数据库，利用经验分析法计算不同预警时间下泛区内的洪水风险系数，最终利用 arcgis 绘制具有防汛管理信息与洪水风险信息的永定河泛区洪水风险图。在使用经验分析公式的过程中发现公式的不足之处，根据实际物理过程对公式进行修正并比较了修正前后的计算结果，分析表明修正后的经验公式更加合理，可以运用到洪灾期望损失的计算中。

## 第六章 结论与展望

### 6.1 结论

防洪减灾一直以来都是关系到国家财产、人民生命安全与社会经济发展的重要工作，如何有效降低的洪水灾害造成的损失也是各科研部门的致力解决的问题，本文针对地处京津冀要地的永定河泛区建立一、二维多口门衔接的洪水调度数学模型为泛区洪水预报、指导灾区人民撤离提供有力依据。本次研究得到的主要结论如下：

(1) 利用 1956 年洪水对模型进行验证，通过决口时间、淹没历时与特征点水深三方面的对比说明模型计算结果具有较高的可信度，能够用于永定河泛区洪水调度的模拟计算。

(2) 应用所建立的模型对北京新机场建设进行防洪影响评价，针对机场建设前、机场近期建设后与机场远期建设后三种工况、不同来流情况下共计 27 个方案进行洪水调度计算，分析各口门水位与流量、口门开启时间、屈家店闸上水位与过流流量、泛区淹没面积和蓄水体积变化情况，结果表明北京新机场建设对永定河泛区的防洪减灾作用影响较小。

(3) 在现行防洪调度方案中没有确定寺垡辛庄口门的分洪水位与控制流量，经过本次研究建议寺垡辛庄口门在现行漫堤的进洪方式下，其分洪流量标准可以选定为  $1000\text{ m}^3/\text{s}$ ，进洪设计水位为其堤顶高程  $21.6\text{ m}$ 。在重现期系列方案中王玛口门计算得到的最高水位均比口门埝顶高程高出  $0.5\text{ m}$  以上，如果泛区继续依照现行调度方案进行蓄滞洪水，则需要加高王玛口门埝顶高程约  $0.6\text{ m}$ 。

(4) 利用 SPSS 软件对影响屈家店闸上水位和过流流量的主要因素进行分析得出泛区入流总水量与龙河最大流量是最主要的影响因素，同时说明了模型计算结果符合统计学规律。

(5) 采用 Michael L. Dekay 与 Gary H. McClelland 建立的经验公式进行洪水风险系数计算，在计算过程中发现洪水风险特征与预警时间的相互影响关系不符合实际情况，因此对该经验公式进行了修正，并比较了修正前后的计算结果，从计算结果中可以看出修正后的公式能更加准确的估算不同预警时间不同来流情况下灾区的洪水风险系数。

## 6.2 展望

防洪减灾工作任重而道远，对于本数学模型在以后的科学研究中，还有许多需要完善的地方：

(1)模型建立所采用的地形为 2003 年绘制，如果能够依据最新的地形进行洪水演进计算将提高计算的准确度。

(2)在洪水风险图的分区中应考虑洪水历时、最大流速等指标，由于时间及资料等原因本次绘图只考虑了洪水最大水深，在今后的工作中可以采用多指标体系，利用模糊聚类法进行分区。由于没有永定河泛区完整的社会经济资料，因此没有进行洪灾经济损失计算，日后可以收集数据完成此项工作。

(3)本文建立的蓄滞洪区洪水演进数学模型计算结果较为准确，能够为防洪调度、降低洪灾损失提供有力依据，建议在本次研究工作的基础上开发“永定河蓄滞洪区洪水调度系统”，实现洪水调度计算及其结果展示的可视化。

## 参考文献

- [1] 王红霞. 浅析我国水文灾害及其防治[J]. 科技创新导报, 2012, (2)6: 145
- [2] 程晓陶, 吴玉成, 王艳艳等. 洪水管理新理念与防洪保障体系的研究[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2004
- [3] 谢永刚, 周长生, 党鹏. 中国水旱灾害特点及水利减灾措施效果排序研究[J]. 自然灾害学报, 2012, 21(4): 62-68
- [4] 水利部规划计划司. 2008 年全国水利发展统计公报[R]
- [5] 蒋永, 蒋思聪. 关于建立我国洪水保险制度的思考[J]. 中国保险, 2012, 9: 12-16
- [6] 姚乐仁. 防洪工程[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996
- [7] Cunge, J.A., On the Subject of Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method) [J]. Hydraul.Eng, 1969, 102(HY6): 759~775
- [8] Dooge, J.C.I.etal. ,On backwater effects in linear diffusion flood routing[J]. Hydrological Sciences,1983, 28(3): 391~402
- [9] 赵人俊. 马斯京根法-河道洪水演算的线性有限差解[J]. 河海大学学报(自然科学版), 1979, (1): 44-56
- [10] 庄一鹤, 林三益. 水文预报[M]. 北京: 水利电力出版社, 1986
- [11] 赵人俊, 王厥谋. 论滞后演算法[J]. 水文, 1983, (5) :31-34
- [12] 谢作涛, 张小峰, 谈广鸣等. 一维洪水演进数学模型研究及应用[J]. 武汉大学学报(工学版), 2005, (1): 69-72
- [13] 杨国录. 河流数学模型[M]. 北京: 海洋出版社, 1993
- [14] ZHU J. An Introduction and Guide to the Computer Program FAST3D[Z]. Res Rep of Inst for Hydromech, Karlsruhe Univ, Karlsruhe, Germany, 1992
- [15] WANG S Y. Numerical prediction of three-dimensional mixing in a compound open channel [J]. J H ydr Res, 1997, 35(5):619-642
- [16] FANG Hongwei, WANG Guangqian. Three-dimensional mathematical model of suspended-sediment transport[J]. J Hydr Eng, ASCE,2000,126(8):578-592
- [17] YE Jian, McCorquodale J A. Simulation of curved open channel flows by 3D hydrodynamic model [J]. J Hydr Eng, ASCE,1998,124(7):687-698
- [18] 杨向华, 陆永军, 邵学军. 基于紊流随机理论的航槽三维流动数学模型[J]. 海洋工程, 2003, 21(2):38-44
- [19] 刘树坤, 于天一, 李小佩等. 永定河泛区洪水灾害的数值模拟研究[R]. 北京: 水利电力部海河委员会, 中国科学院、水利电力部水利水电科学研究院, 1985

- [20] 刘树坤, 于天一, 袁小勇等. 永定河泛区百年一遇洪水的二维动态解析[R]. 北京: 水利电力部海河委员会, 中国科学院、水利电力部水利水电科学研究院, 1985
- [21] 刘树坤, 李小佩, 李士功等. 小清河分洪区洪水演进的数值模拟[J]. 水科学进展, 1991, 2 (3): 188-192
- [22] 王船海, 李光炽. 行蓄洪区型流域洪水模拟[J]. 成都科技大学学报, 1995, 83 (2): 6-14
- [23] 程晓陶, 杨磊, 陈喜军. 分蓄洪区洪水演进数值模型[J]. 自然灾害学报, 1996, 5 (1): 34-40
- [24] 李大鸣, 陈虹, 李世森. 河道洪水演进的二维水流数学模型[J]. 天津大学学报, 1998, 3(4) : 439-445
- [25] 曹志芳, 李义天. 蓄滞洪区平面二维干河床洪水演进数值模拟[J]. 应用基础与工程科学学报. 2001. 9(3): 74-79
- [26] 槐文信、赵振武、童汉毅等. 渭河下游河道及洪泛区洪水演进的数值仿真 ( I ) - 数学模型及其验证[J]. 武汉大学学报 (工学版), 2003, (4): 10-14
- [27] 林毅, 河道、滞洪区洪水演进数值模拟与风险评估的研究, 硕士学位论文, 天津大学, 2007
- [28] 吴迪军, 孙海燕, 黄全义. 河道洪水演进数值模拟及其在 GIS 平台上的可视化 [J] . 测绘科学. 2009, 34 (6), 242-243
- [29] 杨芳丽, 张小峰, 张艳霞. 一维河网嵌套二维洪水演进数学模型应用研究[J]. 人民长江. 2011, 42 (1) :59-62
- [30] 何小花, 翁朝晖, 张晓峰等. 汉江东荆河民垸防洪调度研究[J]. 人民长江. 2011, 42 (13) :23-26
- [31] 赵明登, 曾威, 唐小春. 基于 Arcgis 与 Delft 3D 的渭河下游洪泛区洪水数值模拟 [J]. 中国农村水利水电. 2012, (10) :145-147
- [32] 范子武, 姜树海. 蓄、滞洪区的洪水演进数值模拟与风险分析[J]. 水利水运科学研究. 2000, (2): 1-6
- [33] 范玉, 河道、滞洪区一二维洪水演进数学模型的研究与应用, 硕士学位论文, 天津大学, 2005
- [34] 李大鸣, 林毅, 周志华. 蓄滞洪区洪水演进一、二维数值仿真及其在洼淀联合调度中的应用[J]. 中国工程科学, 2010, 12 (3): 82-89
- [35] 范玉, 陈建, 李大鸣. 一、二维洪水演进数学模型在滞洪区的应用[J]. 华北水利水电学院学报, 2009, 30 (4): 12-15
- [36] 李大鸣, 林毅, 徐亚男等. 河道、滞洪区洪水演进数学模型[J]. 天津大学学报, 2009, 42 (1): 47-55
- [37] 谭维炎. 浅水动力学的回顾和当代前沿问题[J]. 水科学进展, 1999, 10 (3): 296-303
- [38] K.W. Chau, Y.W. Jiang. 3D numerical model for Pearl River estuary[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2001, 127(1): 72-82

- [39] 谭维炎. 计算浅水动力学—有限体积法的应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 1998
- [40] 张艳霞, 张小峰, 杨芳丽. 长江与汉江两江洪水演进数学模型研究[J]. 中国农村水利水电, 2008, (6): 32-34
- [41] 姜治兵, 金峰. 长距离溃堰洪水演进二维数值模拟[J]. 人民长江, 2008, 39(22):69-82
- [42] E. Erwin Holly. Numerical Calculation of Flow Field [J].World Scientific, 1984.
- [43] Biker E. W. Littoral Drift as Function of Waves and Current[C].Proc. 11th Conf. Coastal Engineering, 1968
- [44] 杨明, 基于 GIS 的河流动力学模型及风险图制作应用研究, 博士毕业论文, 天津大学, 2006
- [45] 胡四一, 谭维炎. 用 TVD 格式预测溃坝洪水波的演进[J]. 水利学报, 1989 , (7): 1-11
- [46] 胡四一, 谭维炎. 一维不恒定明流计算的三种高性能差分格式[J]. 水科学进展, 1991, 2(1): 11-21
- [47] 谭维炎, 胡四一. 二维浅水流动的一种普适的高性能格式-有限体积 Osher 格式[J]. 水科学进展, 1991, 2(3): 154-161
- [48] 谭维炎, 胡四一. 浅水流动的可压缩流数学模拟[J]. 水科学进展, 1992, 3(1): 16-23
- [49] 谭维炎, 胡四一, 韩曾萃等. 钱塘江口涌潮的二维数值模拟[J]. 水科学进展, 1995, 6(2): 83-93
- [50] 胡四一, 施勇, 王银堂等. 长江中下游河湖洪水演进的数值模拟[J]. 水科学进展, 2002, 13(3): 278-286
- [51] 赵棣华. 平面二维水流-水质有限体积法及黎曼近似解模型[J]. 水科学进展, 2000, 11(4): 368-374
- [52] 施勇, 胡四一. 无结构网格上平面二维水沙模拟的有限体积法[J]. 水科学进展, 2002,13 (4) :309-415
- [53] 李绍武, 卢丽锋, 时钟. 河口准三维涌潮数学模型研究[J]. 水动力学研究与进展, 2004,19 (4) :407-415
- [54] 王志力, 耿艳芬, 金生. 二维洪水演进数值模拟[J]. 计算力学学报, 2007, 24 (4): 533-538
- [55] 李未, 张长宽, 王如云. 基于无结构网格有限体积法的风暴潮数值预报模式[J]. 热带海洋学报, 2007, 26 (2): 9-14
- [56] 崔丹, 槐文信, 姜治兵. 溃坝洪水演进的数值模拟[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2012, 40 (7): 34-37
- [57] 洪水风险图编制导则(试行)[K]. 北京: 国家防汛抗旱总指挥部办公室, 2005
- [58] 王军, 梁忠民, 施晔. 基于 GIS 的水库洪水风险图编制[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2010, 38 (1): 20-25
- [59] Federal Emergency Management Agency.Guidelines and Specification for Flood Hazard

Mapping Parters[s].USA, Federal Emergency Management Agency, 2003

[60] 王延寿, 基于 ArcGISEngine 的洪水风险图信息可视化研究, 硕士学位论文, 大连理工大学, 2008

[61] 王野, 基于 WebGIS 的辽河洪水风险图信息管理系统设计与实现, 硕士学位论文, 大连理工大学, 2009

[62] 王静, 基于 GIS 的区域洪水风险图研究, 硕士学位论文, 河海大学, 2007

[63] 许有鹏, 李立国, 蔡国民等. GIS 支持下中小流域洪水风险图系统研究[J]. 地理科学, 2004, 24 (4) :452-457

[64] Joy Sanyal, X.X.Lu. GIS-based flood hazard mapping at different administrative scales: A case study in Gangetic West Bengal, India [J].Singapore Journal of Tropical Geography, 2006, 27(2):207-220

[65] 李娜. 基于 GIS 的洪灾风险管理系统, 博士学位论文, 中国水利水电科学研究院, 2002

[66] 高学平. 高等流体力学[M]. 天津: 天津大学出版社, 2005

[67] 吕会娇. 广西地区泥石流数学模型的研究及应用, 硕士学位论文, 天津大学, 2011

[68] 钱宁, 万兆惠. 泥沙运动力学[M]. 北京: 科学出版社, 2003, 8-1, 184-197

[69] 徐秋艳, 毛军, 朱辉. SPSS 统计分析方法及应用试验教程[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2011

[70] 朱红兵. 应用统计与 SPSS 应用[M]. 北京: 电子工业出版社, 2011, 515-615

[71] 王艳艳, 吴兴征. 中国与荷兰洪水风险分析方法比较研究[J]. 自然灾害学报, 2005, 14(4): 19-24

[72] 唐明, 邵东国, 唐绪荣. 基于遗传程序设计的洪水灾害损失评估及自动建模[J]. 武汉大学学报(工学版), 2007, 40(3): 5-9

[73] Michael L. DeKay, Gary H. McClelland. Predicting Loss of Life in Cases of Dam Failure and Flash Flood [J].Risk Analysis, 1993, 13(2):193-205

[74] 吴欢强. 溃坝生命损失风险评估的关键技术研究, 硕士学位论文, 南昌大学, 2009

## 发表论文和参加科研情况说明

### 发表的论文:

[1]李大鸣, 赵明雨, 徐好梅, 傅长锋. 子牙河流域社会经济需水量. 天津大学学报. (已录用)

[2]李大鸣, 王笑, 赵明雨, 张建中, 刘思清, 刘江侠. 永定河泛区洪水调度数值模拟. 天津大学学报. (已录用)

[3]李大鸣, 白玲, 李玲玲, 赵明雨. SPH Modeling of Droplet Impacting Solid Boundary. 天津大学学报. (已录用)

### 参与的科研项目:

广西地区泥石流预报数学模型研究与应用; 北京新机场建设防洪影响评价; 山西省中部引黄泥沙实验; 大港区唐家洼沙井子行洪道内的塔基建设防洪评价; 参与申请《波浪推板双向驱动旋转式波能发电装置》、《离合式往复平动转化为连续同向旋转运动的机械装置》两项专利

## 致 谢

子曰：“逝者如斯夫，不舍昼夜”，转眼间两年半已经过去。在这两年半的研究生生涯中，我感到既美好又充实。我掌握了更多研究问题、解决问题的方法；培养了严谨务实的科研态度；建立了积极乐观的生活理念。在此谨向各位悉心指导我的老师和无私关怀我的同学致以诚挚的谢意！

首先，我要衷心感谢恩师李大鸣教授。李老师平易近人的性格让我这个身在异地的学子感受到了在家一样的温暖。对于学习和生活上的问题，李老师都愿意给予我帮助与鼓励，在老师的关怀下，我取得了较大的进步。我在研究生阶段取得的所有成绩都离不开李老师的帮助与教诲！李老师治学严谨、学术渊博，有着敏锐的洞察力与孜孜不倦的开拓进取精神，他伟大的人格与坦荡的胸怀是我毕生学习的榜样！

其次要感谢海河流域委员会的张建中主任、刘思清总工程师与刘江侠工程师在我的论文写作过程中提供的资料支持。

同时我要感谢张文老师、杨敏老师、董天松老师、刘江川老师一直以来给予我的帮助与鼓励，使我能够顺利的完成学业，取得硕士研究生学位。

我还要感谢一直陪在我身边的实验室的伙伴们，谢谢你们在我学习和生活上给予的热情帮助与关怀。感谢我的同窗好友李杨杨与潘番，一起度过的两年半时间让我们建立了深厚的友谊，希望在今后的人生道路上能将这份感情延续下去。感谢王志超师兄，李晓瑜、徐好梅、罗浩师姐，王笑、杨紫佩、欧阳锡钰师妹在我学习与科研道路上的热情帮助和支持，你们是我生活中的好搭档，学习中的好伙伴。

最后，我要特别感谢我的父亲母亲。在一个不算富裕的家境中，你们仍然支持我选择求学的道路，我获得的所有成绩与进步都凝聚着你们的心血与汗水。感谢你们一直以来的默默支持，当我面对困难的时候你们是我避风的港湾，给我关怀与鼓励让我能够重新启程，能够直面挫折、克服困难。感谢我的哥哥与嫂子，你们悉心的照顾父母，让我能够安心的学习，谢谢你们给了我良好的家庭环境与和谐的家庭氛围，是你们给了我力量与勇气坚持到现在。感谢我的男朋友皇甫永强在生活上给予我极大的照顾，与我一起分享成功的喜悦，一起承担失败的痛楚，包容我的缺点并引导与鼓励我克服自身的不足。感谢你们给予我浓浓的爱，没有你们就没有今天的我。

再次向所有帮助过我、关心过我的人表示衷心的感谢与真诚的祝福！