

基于一维、二维水力学耦合计算模型的
洪水风险分析研究

**Research on Flood Risk Analysis Based on
One-dimensional and Two-dimensional
Hydraulic Coupling Calculation Model**

学科专业： 水利工程
研 究 生： 刘海娇
指导教师： 杨敏 教授

天津大学建筑工程学院
二零一二年十二月

独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作和取得的研究成果，除了文中特别加以标注和致谢之处外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得 天津大学 或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名：

签字日期：

年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解 天津大学 有关保留、使用学位论文的规定。特授权 天津大学 可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，并采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编以供查阅和借阅。同意学校向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘。

（保密的学位论文在解密后适用本授权说明）

学位论文作者签名：

导师签名：

签字日期： 年 月 日

签字日期： 年 月 日

摘要

众所周知，洪水是我国频繁发生的自然灾害之一，随着城市和洪泛区经济的快速发展，洪水灾害带来的损失日益增大，尤其是一些城市沿江河而建，河道溃堤后形成的溃堤洪水，对人类生命财产造成的巨大损失。建立河道溃堤与溃堤洪水的洪水演进数学模型和进行洪水风险分析评估能够进行方案调度、预报洪水淹没损失，也为绘制洪水风险图提供可靠的数字依据。

本论文主要进行了以下几方面的研究：（1）洪水风险分析计算是洪水风险图编制的核心和基础，采用水力学方法进行洪水风险分析计算，对河道溃堤洪水风险进行研究。建立河道与渐变溃口耦合的水力模型，根据溃口处的流量、水位等水力参数，验证了模型能够较好的模拟实际溃堤失事。（2）在应用有限体积法无结构网格的基础上建立二维洪水演进数学模型。根据溃口处的流量、水位，计算洪水在下游的演进情况。模型中根据各种地形条件如铁路、堤防、公路等建筑物情况，将划分的通道分为不同类型，并对应不同的理论进行计算，在程序中对不同代码。通过算例验证该模型能够模拟比较复杂的工程实际问题。（3）对永定河遇不同频率洪水进行计算，通过建立永定河左堤洪水演进数学模型，模拟洪水在北京市的演进情况。根据计算结果，进行洪水风险分析评估，进而分析受灾区的危险程度和人员转移撤离是否及时等问题。（4）阐述洪水风险图的绘图方法、绘图要求、绘图步骤等相关注意事项，结合永定河洪水风险分析成果，选取最大淹没水深为研究指标，绘制永定河左堤洪水风险图。

本文建立的模型能较好地模拟实际工程中的溃堤失事，模拟比较逼近于真实溃决过程，计算精度可满足工程要求。所绘制的永定河洪水风险图，成果能够为防汛部门的正确决策以及灾害性分析和防灾减灾提供科学的依据，具有较大的实际指导意义。

关键词： 河道溃堤 一、二维水力学耦合模型 永定河左堤 洪水风险分析

ABSTRACT

As is known to all, flood is one of the frequent natural disasters in China. Along with the economics of cities and flood storages rapid development, The flood disasters loss increases day by day. Especially some cities , built along the rivers, when encounter river levee break , dyke break flood will bring enormous loss to human life and property. Establish mathematical model of river dyke break and dyke break flood flooding evolution, and have flood risk analysis evaluation can evaluate the project of flood control、Forecast flood inundation loss, also can provide the reliable digital basis for drawing the flood risk map.

The main works in the paper can be summarized as following :(1) Flood risk analysis calculation is the core and foundation of flood risk map compilation. Mainly research on the risk of river dyke break flood. Establish channel and gradient dyke breaches coupled hydraulic model, According to the dyke breaches in flow level hydraulic parameters, verified the model can better simulate the real inrush accident.(2) Based on finite volume method without structure grid, establish two-dimensional mathematical model of flood evolution. According to the dyke breaches in flow water level, calculate the flood in the lower evolution situation. In the Model, according to various terrain conditions, such as railway、embankment、highways and other buildings, The division of channel will be divided into different types and corresponding different theory to calculate, corresponding to different code in the program. Through the numerical examples validate the model can simulate complicated engineering practical problems. (3) Caculate different frequency flood met by Yongding River. Through the establishment of the Yongding River left embankment flood evolution mathematical model, Simulate the situation of flood evolution in Beijing. According to the calculation results, evaluate the risk of flood. Then analysis the risk degree of disaster areas and whether population displacement is at the time.(4) State flood risk map drawing method 、 drawing requirements、drawing steps and other related matters. Combine with the Yongding River flood risk analysis results. Select the largest submerged depth as the research index, draw the Yongding River left embankment flood risk map.

The model established in this article can simulate the barrier bursts in the actual project. The simulation can approximate the outburst process in reality, and the calculation accuracy can meet the engineering requirements. The flood risk map of Yongding River drawn in this article, can provide a scientific basis for the correct decisions, the analysis of the disaster and the disaster prevention and mitigation of the flood control department, and have greater practical significance.

KEY WORDS: river dyke break, 1d and 2d hydraulics coupling model, the left embankment of Yongding river, flood risk analysis

目 录

第一章 绪论.....	1
1.1 问题提出及研究意义.....	1
1.2 国内外洪水风险图研制进展.....	2
1.2.1 国外洪水风险图研究现状.....	2
1.2.2 国内洪水风险图研究现状.....	3
1.3 洪水风险分析计算模型的研究进程.....	4
1.3.1 洪水演进模型的研究进展.....	4
1.3.2 一维、二维耦合模型的研究进展.....	5
1.4 研究思路与内容.....	5
第二章 河道一维水力学模型与渐变溃口的耦合模拟计算.....	7
2.1 一维单一河道水力模型.....	7
2.1.1 一维河道水力模型的基本原理.....	7
2.1.2 方程组的离散.....	7
2.1.3 离散方程的求解.....	9
2.2 堤防溃堤决口流量过程线的研究.....	11
2.2.1 溃决的基本情况.....	11
2.2.2 当前的溃坝模型.....	12
2.2.3 本文采用的溃口模拟方法.....	13
2.3 计算实例和结果分析.....	15
2.4 本章小结.....	18
第三章 一、二维耦合水力学模型.....	19
3.1 引言.....	19
3.2 一维、二维模型的连接条件及求解过程.....	19
3.2.1 一维、二维耦合模型的连接条件.....	19
3.2.2 耦合模型的求解过程.....	21
3.3 二维水力学模型及其离散.....	22
3.3.1 二维水力学模型原理.....	22
3.3.2 有限体积离散.....	22
3.4 实例分析.....	26
3.4.1 谷堆圩保护区基本情况.....	26

3.4.2 计算方案的确定	27
3.4.3 谷堆圩保护区洪水风险分析计算的技术路线	28
3.4.4 谷堆圩保护区洪水演进模型的出流边界条件	29
3.4.5 溃堤洪水演进情况	30
3.5 本章小结	36
第四章 永定河左堤洪水风险分析影响评估	37
4.1 永定河的基本情况	37
4.1.1 永定河流域情况	37
4.1.2 永定河洪水来源及特征	38
4.1.3 设计洪水	39
4.1.4 永定河防洪现状及存在问题	39
4.1.5 永定河洪水调度方案	41
4.2 永定河洪水演进模拟	43
4.2.1 模拟方法	43
4.2.2 计算区域选择	43
4.2.3 计算域网格划分	44
4.2.4 计算方案的设定	45
4.3 永定河洪水影响评估	47
4.3.1 不同方案的洪水影响分析	47
4.3.2 洪水在北京市城区的演进情况	52
4.4 本章小结	58
第五章 永定河左堤洪水风险图研制	59
5.1 洪水风险图及其绘制方法	59
5.2 永定河左堤洪水风险图的绘制步骤	61
5.3 永定河左堤最大水深分布图	62
5.4 本章小结	67
第六章 总结与展望	68
6.1 总结	68
6.2 存在的不足	69
6.3 本文的创新点	69
参考文献	70
发表论文和参加科研情况说明	75
附 录	76
致 谢	83

第一章 绪论

1.1 问题提出及研究意义

洪水是我国频繁发生的自然灾害之一，随着人类社会经济的高速发展，洪水灾害所造成的各种损失日益增大。为了更好的防御洪水大都采用传统的防洪措施，如修建水库、堤防、整治河道等工程措施来控制 and 防御洪水^[1]。近年来，经济发展与洪水灾害相互竞争的情势使我们认识到，传统的防洪工程措施虽然可以降低洪灾发生的频率，但同时会增加潜在的洪灾损失^[2]。因此，防洪理念需要转变，从“控制洪水”向“洪水管理”转变的提出，也就应运而生了^[3]。

洪水灾害风险管理涉及到自然、社会、经济、人文等各个方面，是分析、评价、预防和处理洪水风险灾害的一项复杂的系统工程，是洪水管理的重要工作之一。随着时代的发展与科学技术的进步，在洪水本身的规律性研究、洪水的准确预报、汛情的快速采集与传输、资源的科学调度等方面的研究取得了相当大的成就，获取了一些有效的方法^[4]，但在支持应急管理、提高民众的洪水风险意识、科学合理地规划开发具有洪水风险区域的土地资源方面，仅凭经验是不够的。因此有必要制作一种专用地图，就是用图形的方式，直观表示出洪水的淹没水深、水深分布、流速分布、人口伤亡、财产损失等风险信息，并在此基础上，展示社会经济信息的风险图，这样通俗易懂的形式能够更加直观了解到洪水风险的专用地图，即洪水风险图。这对于决策者非常适用^[5]。

建立洪水风险分析计算模型是科学的预报工具，也是编制洪水风险图的基础。随着数学模型理论研究的不断深入，加之与物理模型相比，它的廉价和易操作，使得物理模型实验逐步被数学模型所取代，而数学模型成为研究水流运动规律的重要手段^[6]。利用洪水风险分析计算模型可以预先模拟历史洪水、实时洪水和未来可能的洪水，可以对洪灾做出事先的估计。根据模型计算结果可以预先评估防洪调度措施的作用和效果，在评估的基础上修订和完善不合理的调度方案，降低由于调度指令不合理带来的风险，使防洪调度决策者更较为合理的做出决策^[7]。在此基础上制作出能够直观反映某区域遭遇洪水时洪水风险信息和防汛管理等信息的洪水风险图，实现对洪水影响的宏观和定性评估，为防洪减灾与应急管理提供技术支持，同时为相关领域的洪水风险分析和评价提供借鉴。

1.2 国内外洪水风险图研制进展

1.2.1 国外洪水风险图研究现状

国外很多国家针对洪水风险图的编制制定了相应的导则和指南,如日本、美国、韩国等^[8-10],开始了洪水风险图的制作。美国是最早强调采用非工程措施的国家,从1959年开始,美国内务部地质调查局(USGS,简称地调局)陆续绘制了许多地区的洪水风险区边界图^[9]。1960年的《防洪法》公布后,陆军工程兵团开始根据历史洪水资料加上水文资料分析确定的洪水淹没范围为各地区绘制洪水灾害地图集。美国的洪水风险图旨在实施洪水保险计划,以城镇(town)、社区(community)、郡(county)为基本单位,分为洪水保险费率图(Flood Insurance Rate Map)和洪水淹没边界及洪水通道图(Flood Boundary and Flood way Map)^[11]。到2003年4月,美国已经制作了9万多幅洪水风险图,涵盖了大约1.9万个社区约38.9万km²的洪泛平原,2003年又斥巨资将纸质图更新为数字化地图^[12]。为了规范和指导洪水风险图编制,Federal Emergency Management Agency(FEMA)专门制定了洪水风险图研究及风险图制作规范。

日本在二十世纪八十年代就开始了洪水风险图的编制研究^[13],首先编制的洪水风险图是《历史洪水淹没范围图》。1987年,为了能够直观获取洪水的淹没水深、淹没范围、洪水流速等信息,日本开始转向对《洪水淹没范围图》的编制研究,该研究对流域设计洪水进行洪水仿真模拟。1991年,日本编制《水灾学习型洪水风险图》,并予以公布,旨在普及水灾和避难知识。两年之后,日本针对其国内的主要河流编制了“洪水泛滥危险区域图”,在“洪水淹没范围图”所具内容的基础上,新加入了流域内的社会经济信息、洪灾损失评估等信息。

1994年,开始了洪水危险图(Flood Hazard Map)的编制。该图是在“洪水泛滥危险区域图”基础上增加了避难路径、场所、联络信息等内容。1999年开始公布洪水风险分析成果,将成果通过光盘或互联网对外公开发布,并对人们普及洪水风险的知识。进入二十一世纪,日本对《防汛法》进行了修订,新增了洪水风险图编制和洪水预报预警等内容,对地下空间的防洪研究更加重视,在增加的法定条例中尤其突出强调了地下空间的防洪避难对策。到2004年,日本在洪水风险图的制作方面已经取得了不小的成就,制作完成了国内180条河流流域的洪水风险图。

日本的洪水风险图以市、町、村为单位分行政区绘制,是为了面向政府应急管理机构和广大居民,主要分析河道堤防发生溃决后,溃堤洪水向下游的传播和

演进情况,根据分析结果,绘制溃堤洪水风险图,向灾区居民提供洪水淹没信息和避难信息。

韩国洪水风险图称为洪水地图(Flood Map),1999年韩国依据《水灾综合防治对策百书》(由水灾防治对策委员会提出)开始制作洪水地图。韩国只编制超过设计洪水标准的淹没范围图,对设计洪水以内的洪水不予编制风险图。如设计洪水重现期是50年、80年、100年及200年,则相应的进行洪水重现期为80年、100年、200年、300年及500年等情况下的洪水风险图编制。对超过设计最大洪水频率的(假设溃堤)洪水,通过水力学法计算淹没范围、淹没水深。2001年,韩国制定了洪水地图绘制导则,到2003年,以汉江流域易受洪水威胁的600km范围内地区作为洪水风险图绘制的试点工程,绘制了各试点的洪水地图。2007年基本完成主要江河的洪水风险图。

挪威洪水风险图称为洪水淹没地图(Flood Inundation Map),于1998年开始制作,历时10年共完成188条河流的洪水风险图。挪威的洪水淹没地图是为了指导土地的规划利用,洪水淹没地图分别绘制10年、20年、50年、100年、500年重现期洪水相应淹没区域范围,淹没区域用蓝色填充。

二十世纪末,英国第一次在 Internet 上发布了洪泛区示意图^[14]。英格兰和威尔士的首张洪水风险图由英国环境局(Environment Agency)制作和发布。环境局(Environment Agency)发布的洪泛区示意图,使民众能够很简单的操作,只要输入居住地的邮政编码,就可以马上找到自己的居住位置,并能够找到所在的洪泛区。而后,随着英国社会的发展,洪泛区示意图已经不能满足防洪需求,于是2004年英国在洪水风险图上标注了新的内容:不同频率洪水(最大为千年一遇洪水)的影响范围、主要的防洪工程所在位置、运用防洪工程前后影响范围的对比^[14]。

国外的洪水风险图最初为纸质版洪水风险图,没有电子版。制成纸质版洪水风险图后由政府向民众分发。随着科技的进步及信息技术的发展,网络技术、GIS、RS等技术逐渐进入各行各业,同时广泛应用于编制洪水风险图,这些新的技术必然提高了洪水风险图的制作精度,同时也更加方便对风险图进行发布和共享^[15]。

1.2.2 国内洪水风险图研究现状

我国洪水风险图绘制起步于二十世纪八十年代,从那时开始,国内一些研究机构、省、市、保险公司等开始着手于洪水风险图工作的研究,根据不同的需求,分别绘制过相应的洪水风险图。比如:在蓄滞洪区(永定河洪泛区、小清河分洪

区等)、江河流域(太子河、辽河干流等)、不同城市(广州、上海等)、不同省份(浙江、福建等)均开展过洪水风险图的研究和绘制^[16]。

1984年,诞生了中国第一张洪水风险图——永定河洪泛区洪水风险图^[16]。1989年浙江省开始编制洪水风险图^[17],首先以嵊州市城关镇为试点编制了洪水风险图,完成后减灾效益显著,因此开始了全省洪水风险图的制作。1991年刘树坤等编制了小清河分洪区的洪水风险图,并在图上标示出了分洪区的威胁重灾区、重灾区、轻灾区^[18]。同年,刘树坤继续探讨了洪水风险图的概念和编制方法,介绍了黄河北盎堤滞洪区等洪水风险图,并阐述了洪水风险图的应用^[19]。

1997年邢大韦等利用二维水力学非恒定流模型,根据模拟计算结果分析了渭河下游洪水风险性,绘制了洪灾风险图,图中根据库区淹没水深及受灾的程度标示出风险区^[20]。2002年上海市洪水风险图是为保险公司专门制作的包含最大水位信息的专题洪水风险图,分析了堤防溃决和降雨造成的洪水风险,并开发了基于GIS的信息查询系统^[21]。

至于我国应该编制什么样的洪水风险图,研究者也进行了研究探讨。在对我国国情进行分析,对国内外洪水风险图研究进行对比的基础上,张旭等(1997)提出了适合于我国推广的洪水风险图形式^[5]。向立云(2005)回顾了我国洪水风险图编制的历史和取得进展,对我国洪水风险图制作中存在的一些缺陷和问题进行了思考分析^[16]。对我国以后的洪水风险图的研制有很大的借鉴。王义成等提出了我国洪水风险图编制过程中急需解决的技术标准化和规范化方面的问题,同时探讨了我国洪水风险图应具有什么样的表现内容^[1]。

1.3 洪水风险分析计算模型的研究进程

1.3.1 洪水演进模型的研究进展

最早开始洪水风险分析计算时,研究者一般采用水文学统计法和水力学递推方法^[7]。1969年,Cunge在McCarthy研究马斯京根河推求洪水要素的基础上,应用改进的马斯京根方法推求出了河段任意位置的水位流量^[22]。进入到二十世纪,出现了新的方法。刘树坤在1991年用有结构网格模拟了小清河分洪区的洪水演进过程^[23]。1996年,周孝德对君山滞洪区进行洪水演进的模拟计算,采用的是二维洪水演进的隐式差分格式^[24]。1998年,李大鸣对河道进行二维洪水演进计算,采用的是有限元质量加权集中法^[25]。2003年,槐文信采用了曲线坐标系下的有限分析法离散数值格式对非规则区域的二维非恒定流进行了数值模拟

^[26]。2005 年,谢作涛结合有限差分法,从求解一维对流方程的 Holly—Preissmann 格式出发建立了一维洪水演进数学模型^[27]。

有限体积法的应用也很多。1977 年 Jamson 开始应用于气流计算,随后,谭维炎、胡四一等用 TVD 格式对溃坝洪水波进行预测^[28],后又提出了计算二维浅水运动的一种高性能格式和二阶高性能算法^[29,30],对钱塘江口涌潮^[31]和长江中游洞庭湖^[32]水流的数值模拟都取得了很好的效果,王船海^[33]等把调蓄单元概化为零维模型、河道水流的一维模型、行洪区水流的二维模型,采用直角坐标系下非均匀矩形网格的控制体积法进行流域洪水模拟。仇劲卫^[34]等和张红萍^[35]分别采用无结构网格建立了暴雨沥涝仿真模拟系统。张丽琼^[36]等用有限体积法结合通量向量分裂格式(FVS)对长江江苏段水流进行模拟,证明了此种算法是一种高解析度的方法。运用此后,随着无结构网格的普及和通量算法的改进,在 FVM 的实现上有很大的丰富和提高。

1.3.2 一维、二维耦合模型的研究进展

近几年,一维、二维耦合模型的应用呈上升之态势。Dhondia et al 采用 Sobek-Rural 软件包对天然河流的漫顶洪水进行了模拟^[41];李云等将一维、二维洪水嵌套模型对淮河临淮岗段成功的进行了模拟^[42];Lin et al 联合运用一维 ISIS 模型和二维 DIVAST 模型对伦敦附近的 Greenwith 港口附近的漫堤洪水进行了风险分析^[43];Liang et al 采用动态链接技术将 ISIS 模型和 DIVAST 模型成功进行了链接,并通过算例验证了模型的质量守恒性,但是一维模型和二维模型的计算时间步长不能独立选取^[44];Dushmanta et al 采用有限差分法的耦合模型成功应用于湄公河的洪水模拟^[45]。

1.4 研究思路与内容

本文对河道溃堤与溃堤洪水演进的一维、二维水力学耦合模型的建立、洪水风险分析影响评估及洪水风险图的编制进行了研究。

(1) 在河道与溃口的连接处建立了一维主河道与溃口的水力学耦合模型,实现由河道向洪泛区的过渡;计算过程中为实现河道与溃口水流的耦合,模型将河道沿程各处水力参数的计算、溃口处流量的计算与溃口随时间的渐变进行同步实时连接。通过经典算例验证模型的精度、实用性和稳定性。

(3) 首先介绍研究一维、二维水动力学全耦合模型的必要性,及耦合模型的耦合条件、求解过程。在已经建立的河道与溃口耦合模型的基础上,运用有限

体积法，建立二维洪水演进数学模型，以溃口处流量为上边界条件，实现溃堤洪水向下游演进的数值模拟。

（4）利用已建立的耦合模型，对永定河左堤溃堤不同频率的洪水进行模拟，并进行洪水风险分析影响评估，为风险图的绘制提供可靠的数据基础。

（5）介绍绘制洪水风险图的技术路线和绘图要求，结合永定河与北京市城区实际情况，绘制永定河左堤洪水风险图。

第二章 河道一维水力学模型与渐变溃口的耦合模拟计算

本论文建立了河道水力计算与堤防渐变溃口模拟耦合模型，该模型有四部分研究重点：（1）坝址处（堤防所在）主河道的水力计算；（2）溃决口门发展过程的研究；（3）堤防溃决口门流量过程的计算；（4）溃堤洪水向下游的传播和演进。以下章节将详细叙述该模型的计算方法和过程。

2.1 一维单一河道水力模型

2.1.1 一维河道水力模型的基本原理

描述一维水流运动的方程组是圣维南方程组，是建立在质量和动量守恒基础上的，以水位和流量为研究对象，其表达式为^[46]：

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{K^2} \right) = 0 \end{cases} \quad (2-1)$$

其中： Q 表示流量， Z 表示断面水位， A 为过水断面面积， q 为旁侧入流量， g 为重力加速度， K 为流量模数， x 为空间坐标， t 为时间坐标。

2.1.2 方程组的离散

利用 Abbott 六点隐式格式^[47,48]，离散上述控制方程组，该离散格式在每一个网格节点并不是同时计算水位和流量，而是按顺序交替计算水位和流量，分别称为 h 点和 Q 点（如图 2-1 和 2-2）该格式为无条件稳定，可以在相当大的 Courant 数下保持计算稳定，可以取较长的时间步长以节省计算时间^[68]。

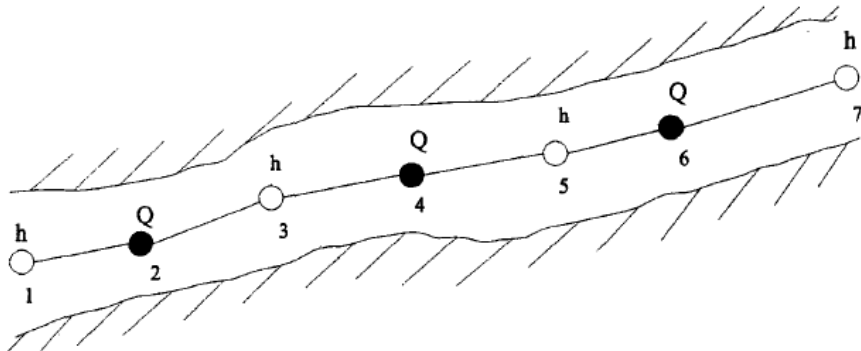


图 2-1 Abbott 六点隐式格式水位点、流量点交替布置

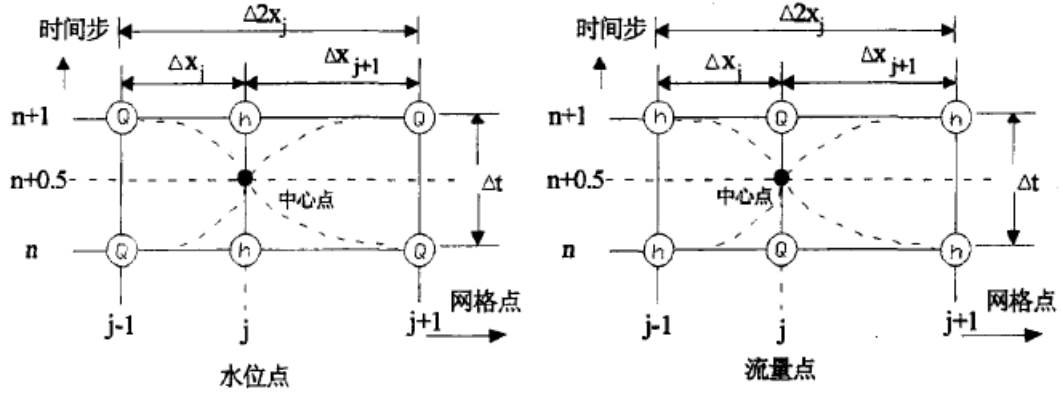


图 2-2 Abbott 六点中心差分格式

引入蓄存宽度 B_s ，将连续方程（即方程（2-1）中的（1）式）写为：

$$B_s \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2-2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \left[\frac{(Q_{j+1}^{n+1} + Q_{j+1}^n)}{2} - \frac{(Q_{j-1}^{n+1} + Q_{j-1}^n)}{2} \right] / \Delta 2x_j$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = (h_j^{n+1} - h_j^n) / \Delta t$$

$$B_s = (A_{0,j} + A_{0,j+1}) / \Delta 2x_j$$

式中： $A_{0,j}$ 为网格点 $j-1$ 和 j 之间的水表面面积； $A_{0,j+1}$ 为网格点 j 和 $j+1$ 之间的水表面面积， $\Delta 2x_j$ 为网格点 $j-1$ 和 j 之间的距离。

则方程（2-2）写为：

$$B_s \frac{h_j^{n+1} - h_j^n}{\Delta t} + \frac{(Q_{j+1}^{n+1} + Q_{j+1}^n)/2 - (Q_{j-1}^{n+1} + Q_{j-1}^n)/2}{\Delta 2x_j} = q_j \quad (2-3)$$

式（2-3）整理后可以简化为：

$$\alpha_j Q_{j-1}^{n+1} + \beta_j h_j^{n+1} + \gamma_j Q_{j+1}^{n+1} = \delta_j \quad (2-4)$$

式中， α ， β ， γ 是 B_s 和 δ 的函数，并且依赖于 h^n ， Q^n 和 $Q^{n+1/2}$ 。

同样，动量方程（即方程（2-1）中的（2）式）各项在流量节点上差分形式为：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = (Q_j^{n+1} - Q_j^n) / \Delta t$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \left[\frac{(h_{j+1}^{n+1} + h_{j+1}^n)}{2} - \frac{(h_{j-1}^{n+1} + h_{j-1}^n)}{2} \right] / \Delta 2x_j$$

动量方程离散格式写为：

$$\begin{aligned} \frac{Q_j^{n+1} - Q_j^n}{\Delta t} + \frac{\left[\frac{Q^2}{A} \right]_{j+1}^{n+1/2} - \left[\frac{Q^2}{A} \right]_{j-1}^{n+1/2}}{2\Delta x_j} + [gA]_j^{n+1/2} \frac{(h_{j+1}^{n+1} + h_{j+1}^n) - (h_{j-1}^{n+1} + h_{j-1}^n)}{2\Delta x_j} \\ + \left[\frac{g}{C^2 AR} \right]_j^{n+1/2} |Q|_j^n Q_j^{n+1} = 0 \end{aligned} \quad (2-5)$$

当在某个时间步长内，某网格点流速的方向发生变化时， Q^2 的离散形式可以写为

$$Q^2 \approx \theta Q_j^{n+1} Q_j^n - (\theta - 1) Q_j^n Q_j^n, \quad \text{其中 } 0.5 \leq \theta \leq 1 \quad (2-6)$$

式(2-4)整理后可以简化为：

$$\alpha_j h_{j-1}^{n+1} + \beta_j Q_j^{n+1} + \gamma_j h_{j+1}^{n+1} = \delta_j \quad (2-7)$$

式中： $\alpha_j = f(A)$, $\beta_j = f(Q_j^n, \Delta t, \Delta x, C, A, R)$, $\gamma_j = f(A)$

$$\delta_j = f(A, \Delta x, \Delta t, \alpha, q, v, \theta, h_{j-1}^n, Q_{j-1}^n, h_{j+1}^n, Q_{j+1}^{n+1/2})$$

2.1.3 离散方程的求解

1、河道方程^[49,69]

如上所述，河道内任一点的水力参数 z （水位 h 或流量 Q ）与相邻网格格点的水力参数的关系可以表示为一线性方程：

$$\alpha_j Z_{j-1}^{n+1} + \beta_j Z_j^{n+1} + \gamma_j Z_{j+1}^{n+1} = \delta_j \quad (2-8)$$

上式中的系数可以分别由式(2-6)、式(2-7)计算。

假设一河道由 n 个网格点，因为河道的首末网格点总是水位点，所以 n 是奇数。对于河道的所有网格点写出式(3-8)，可以得到 n 个线性方程。

$$\begin{aligned} \alpha_1 H_{us}^{n+1} + \beta_1 h_1^{n+1} + \gamma_1 Q_2^{n+1} &= \delta_1 \\ \alpha_2 H_1^{n+1} + \beta_1 h_2^{n+1} + \gamma_1 h_3^{n+1} &= \delta_2 \\ &\dots\dots\dots \\ \alpha_{n-1} h_{n-2}^{n+1} + \beta_{n-1} Q_{n-1}^{n+1} + \gamma_{n-1} h_n^{n+1} &= \delta_{n-1} \\ \alpha_n Q_{n-1}^{n+1} + \beta_n h_n^{n+1} + \gamma_n H_{ds}^{n+1} &= \delta_n \end{aligned} \quad (2-9)$$

式中，第一个方程组中的 H_{us} 和最后一个方程中的 H_{ds} 分别是上、下游汉点的水位。某一河道第一个网格点的水位等于与之相连河段上游段汉点水位：

$h_1 = H_{us}$ ，即 $\alpha_1 = -1$, $\beta_1 = 1$, $\gamma_1 = 0$, $\delta_1 = 0$ 。同样， $h_n = H_{us}$ ，即 $\alpha_n = 0$, $\beta_n = 1$, $\gamma_n = -1$, $\delta_n = 0$ 。

对于单一河道只要给上、下游水位边界，即给定 H_{us} 和 H_{ds} ，即可求出方程组(2-9)的解。

对于河网问题，由方程组(2-9)，通过消元法可以将河道内任意点的水力参数（水位或流量）表示为上下游汉点水位的函数。

$$Z_j^{n+1} = c_j - a_j H_{us}^{n+1} - b_j H_{ds}^{n+1} \quad (2-10)$$

只要先求出河网各汉点的水位，就可式(2-10)求解任一河段，任一网格点的水力参数。

2、汉点方程组

如图 2-2 所示，对于围绕汉点的控制体应用连续性方程得到：

$$\frac{H^{n+1} - H^n}{\Delta t} A_n = \frac{1}{2} (Q_{A, n-1}^n + Q_{B, n-1}^n - Q_{C, 2}^n) + \frac{1}{2} (Q_{A, n-1}^{n+1} + Q_{B, n-1}^{n+1} - Q_{C, 2}^{n+1}) \quad (2-11)$$

将上述方程中右边的第二式的第三项分别以(3-10)代替，可以得到：

$$\begin{aligned} \frac{H^{n+1} - H^n}{\Delta t} A_n = & \frac{1}{2} (Q_{A, n-1}^n + Q_{B, n-1}^n - Q_{C, 2}^n) + \frac{1}{2} (c_{A, n-1} - a_{A, n-1} H_{A, us}^{n+1} - b_{A, n-1} H^{n+1} \\ & + c_{B, n-1} - a_{B, n-1} H_{B, us}^{n+1} - b_{B, n-1} H^{n+1} - c_{C, 2} + a_{C, 2} H^{n+1} + b_{C, 2} H_{C, ds}^{n+1}) \end{aligned} \quad (2-12)$$

式中， H 为汉点的水位， $H_{A, us}$ ， $H_{B, us}$ 分别为支流 A, B 上游段汉点水位， $H_{C, ds}$ 为支流 C 下游端汉点水位。

在式(2-12)中将某个汉点的水位表示为与之相连接的河道的汉点水位的线性函数。同样，对于河网所有的汉点（假设为 N 个），可以得到 N 个类似的方程（汉点方程组）。

在边界水位或者流量已知的情况下，可以利用高斯消元直接求解汉点方程组，得到各个汉点的水位，进而回带式(2-10)求解任意河道，任意网格点的水位或流量。

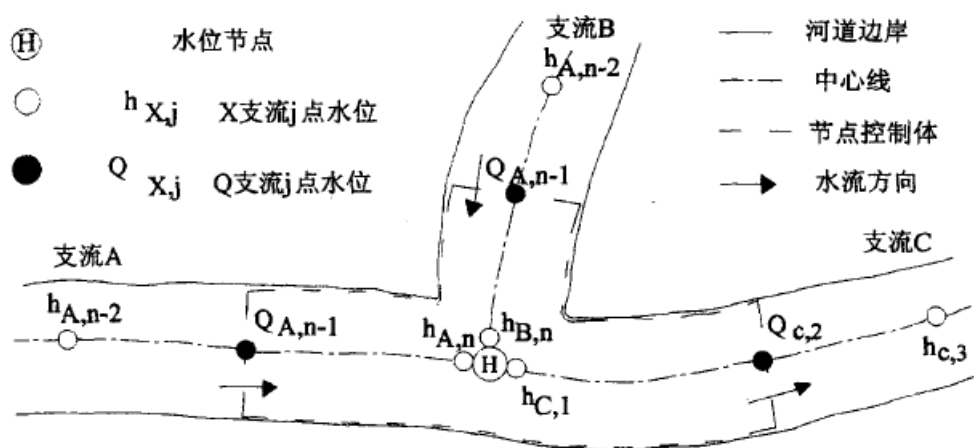


图 2-3 河网汉点（以三汉点为例）

3、外边界条件

若在河道边界点上给出水位的时间变化过程： $h = h(t)$ 。此时，假设边界所在河道编号为 j 边界上的汉点方程为： $h_{j,1}^{n+1} = H_{us}^{n+1}$ ，或 $h_{j,n}^{n+1} = H_{ds}^{n+1}$

若在河道边界点上给出流量的时间变化过程： $Q = Q(t)$ 。

对如图 2-4 所示的控制体，应用连续方程可以得到：

$$\frac{H^{n+1} - H^n}{\Delta t} A_{ft} = \frac{1}{2}(Q_b^n - Q_2^n) + \frac{1}{2}(Q_b^{n+1} - Q_2^{n+1}) \quad (2-13)$$

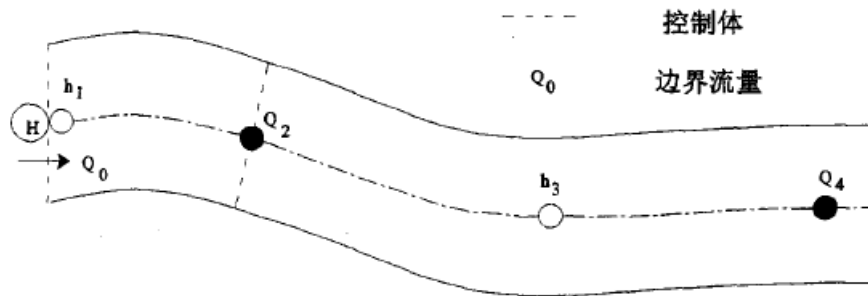


图 2-4 流量边界

若在河道节点上给出的是流量、水位关系 $Q = Q(h)$ ，其处理方法同流量边界条件，得到与式 (2-13) 类似的方程，只是方程中的 Q_b^n 和 Q_b^{n+1} 由流量水位关系计算得到。

2.2 堤防溃堤决口流量过程线的研究

2.2.1 溃决的基本情况

溃坝通常从规模上分为全溃或局部溃，从时间上分为瞬间溃和逐渐溃，溃决的方式主要取决于坝型、坝基和溃坝原因^[69]。拱坝、混凝土重力坝、土坝因坝型不同，它们的溃决形式以及溃决过程也不同。拱坝的溃决为从时间上为瞬时溃，溃堤过程较快。与土坝相比，混凝土重力坝的溃决时间稍长，约几分钟，可能有一个或多个坝段溃决，因此其溃决时间稍长。而最为复杂的是土坝的溃决，土坝的土力学参数等直接影响溃决的快慢。土坝溃决的相对时间最长，既不会全部溃决，也不会瞬时溃决，约几分钟到几个小时的时间。据统计，造成溃坝的主要原因有洪水漫顶、泥石流、坝基未处理或处理不当、排渗设施破坏，设计施工质量差、运行管理不善等等诸多原因。其中，洪水漫顶是最主要的溃决形式，漫坝引起的溃坝占 51.5%^[70]。本文就土坝的溃决进行研究，土坝的溃坝问题是一个十

分重要和复杂的问题，它的发生、发展和溃决程度等受到多种因素(如坝体尺寸和材料、边坡冲刷、溃坝原因、河道洪水流量、库容及下游水位等)的影响。

2.2.2 当前的溃坝模型

堤防安全问题的关注推动了溃堤水力学研究，尽管模拟难度大，溃堤模拟还是取得了相当大的进展，开发了许多数学模型^[71]。溃口模拟的主要模型有 Cristofano 模型、HW 模型、Lou 模型、Nogueira 模型、BREACH 模型、BEED 模型和 DAMBRK 模型^[72]。

Cristofano 模型（1965）采用任意宽度的初始浅溃口来模拟溃决。模型中采用了如下一些假定：（1）溃口宽度不变且形状一直保持为梯形；（2）冲蚀面的底部长度只算到基岩层，这样容许冲槽底可均匀冲刷到基岩面；（3）冲槽的底坡为常数，等于填筑土料的摩擦角；（4）冲蚀过程只考虑溃口底部，不考虑边坡的冲蚀；（5）认为边坡滑塌土体相对于水流挟沙量可以忽略。据此假设，模型中给出了单位面积上冲槽中冲蚀变化率与流经冲槽的水流变化率之间的关系，以此来模拟溃口的扩展，并采用宽顶堰水流公式计算溃口流量。

HW（Harris-Wagner）模型对溃口假定为：（1）溃口为抛物线形，抛物线顶宽 T 为深度 D 的 3.75 倍，溃口面积为 $0.66DT$ ，因此面积为 $A=2.5DT$ ；（2）溃口顶类似于溢洪道；（3）不考虑尾水影响、行近速度和结构物对水流的影响。溃口的发展速度取决于推移质输沙率，输沙率采用 Schoklitsch 推移质公式的修正式进行计算，流量仍采用堰流公式计算。

Lou 模型的溃口假定包括：（1）基于水力条件，推导出一个溃口最有效的稳定断面，断面形状描述为 $y = y_0 \cos(\frac{\pi}{B}x)$ 。 y_0 为中心点最大水深， x 为距中心点距离， B 为坝顶宽， y 为 x 处水深。（2）不考虑尾水对溃坝洪水过程线的影响。Lou 模型提供了三种方法计算输沙量，并据此确定溃口断面的变化。

BREACH (1984) 模型假定漫顶溃口初始为矩形, 当溃口深度达到临界深度时边坡滑塌, 溃口变成梯形。临界深度取决于大坝的内摩擦角、凝聚力及容重。水流冲刷的泥沙输运应用 Meyer – Peter 及 Muller 泥沙输移公式计算, 并在每一个时间步长通过计算大坝上游面的水压力来校核滑塌是否发生。溃口流量采用宽顶堰公式计算^[73]。

BEED 模型 (1987) 将溃口分为坝顶溃口和下游面冲槽两段, 两段的断面形状采用底宽和顶宽均相等的梯形断面。模型在溃口断面上应用 Einstein – Brown 公式计算冲蚀速率, 其中无量纲输沙率函数的选定综合考虑了 Meyer – Peter 及 Muller 公式修正式和经验公式。BEED 模型的溃口段假定为宽顶堰, 采用堰流公式计算溃口流量^[74]。

DAMBRK 模型将溃口概化为梯形, 梯形边坡取决于坝体材料的性质。模型在溃口演变的模拟上进行了较大的简化处理, 不对具体的泥沙输运进行计算, 而直接假定溃口尺寸以指数形式扩大。溃口流量采用 Freed 堰流公式计算。与其他模型比较, 该模型所需参数较少, 应用较简单广泛, 并在工程中取得了良好的效果。

2.2.3 本文采用的溃口模拟方法

本文采用 DAMBRK 模型模拟溃口的流量过程。下面具体介绍 DAMBRK 模型溃口参数的选取和流量过程的计算方法。

1、溃口参数

土堤的堤防溃决时间较长, 一般为逐渐溃。当发生溃堤时, 溃口形状概化为梯形, 决口的形状主要取决于最终溃口底宽 b 和形状参数 z (溃口边坡)。最终溃口底宽 b 与溃口平均宽 $\bar{b}$ 的关系如下:

$$b = \bar{b} - zh_d$$

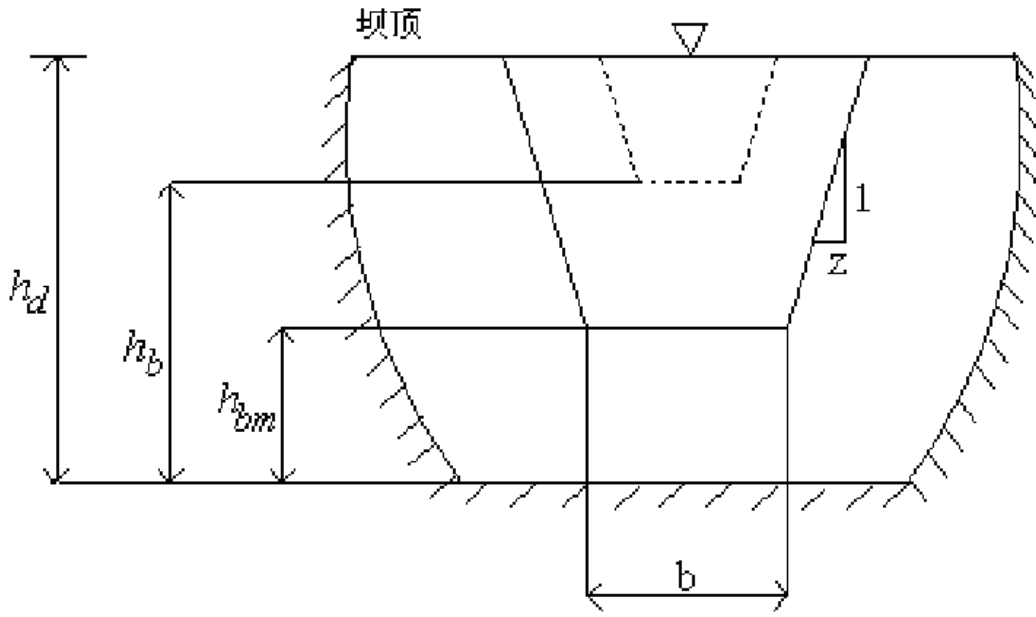


图 2-5 堤防溃口示意图

式中， $h_d z$ 为溃口的边坡系数，本文假定溃口断面为梯形，故 z 取1.0，即溃口断面为梯形。

假设在堤顶的某一点开始，堤防发生溃决。然后在溃决历时范围 τ 内，溃口底宽以线性或者非线性速度增长。直到时刻 τ 为止，溃口形状达到稳定状态，形成最终的溃口底宽 b 和最终的溃口底高程 h_{bm} 。在此溃决过程中，溃口底高程 h_b 随着溃决时间 t 的变化而变化，并存在如下函数关系：

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \left(\frac{t_b}{t} \right)^{\rho_0}$$

h_b 是瞬时溃口的底部高程， h_d 为堤防总高， h_{bm} 是溃口稳定时底部高程， t 是从开始发生溃堤至所计算的时刻经历的时间， τ 是溃决从开始发生溃决到达到稳定的总历时， ρ_0 是表示溃口的非线性程度，取值范围为 $1 \ll \rho_0 \ll 4$ 。若假设为溃口为线性变化，则 $\rho_0 = 1$ 。

计算某时刻溃口底宽由下式确定：

$$b_i = b \times \left(\frac{t}{\tau} \right)^{\rho_0}, \quad 1 \leq t_b \leq t$$

2、流量计算

堤防决口处口门过水流量的研究有很多，其中针对线性梯形溃堤，本文采用宽顶堰流公式（Freed, 1977）计算^[75]：

$$Q_b = c_v k_s [3.1 b_i (h - h_b)^{1.5}] + 2.45 z (h - h_b)^{2.5} \quad (2-14)$$

式中： h 是溃口上游计算水位， b_i 是瞬时溃口的底宽， c_v 是流量修正系数， h_b 是瞬时溃口的底部高程， h_d 为堤防总高， h_{bm} 是溃口稳定时底部高程， t 是从开始发生溃堤至计算时刻所经历的时间， τ 是溃决的总历时， z 为溃口的边坡系数，本文中 z 取1.0，即溃口断面为梯形； k_s 是考虑尾水影响出流的淹没修正系数(Venard, 1959)，本文取 k_s 为1.0，即溃口下游认为干底。

具体的参数计算公式如下：

$$c_v = 1.0 + 0.023 \frac{Q_b^2}{\left[B_d^2 (h - h_{bm})^2 (h - h_b) \right]} \quad (2-15)$$

式中： B_d 为溃口处堤防宽度， h_{bm} 为溃堤结束时，溃口的底高程。

$$k_s = \begin{cases} 1.0 - 27.8 \left[\frac{h_\tau - h_b}{h - h_b} - 0.67 \right]^3, & \text{当 } \frac{h_\tau - h_b}{h - h_b} \geq 0.67 \\ 1.0, & \text{当 } \frac{h_\tau - h_b}{h - h_b} < 0.67 \end{cases} \quad (2-16)$$

2.3 计算实例和结果分析

(1) 计算实例

河道堤防：堤防长度 100m，堤顶高程我 34m；计算时间：1991 年 6 月 15 日 0: 0: 00 至 1991 年 6 月 20 日 0: 00: 00，从 6 月 16 日 0: 00: 00 开始堤防发生决口，溃决历时 1 天，溃口呈线性变化，溃口边坡系数为 1，流量校正系数 k_s 取 1.0。

河道资料：主河道长度 40407m，底坡坡降 0.0005，河道糙率为 0.03，河道计算断面数有 23 个；在断面 9 与断面 10 之间发生溃堤。河道断面如图 3-6 所示。河道上游边界给定恒定流量 3500m³/s，下游边界给定恒定水位 18.7m。坝址设在里程 16000 米处，当发生溃决是从侧向溃，具体情况如图所示。

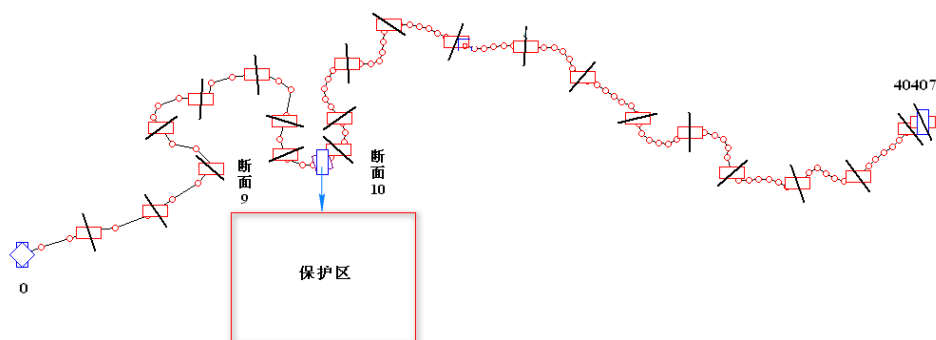


图 2-6 河道溃堤位置及保护区示意图

(2) 计算结果分析

根据一维河道水力模型与 DAMBRK 模型耦合计算结果，以下为计算出的溃口流量过程线、溃口水位过程线、溃口宽度过程线、及溃口水流流速过程线。

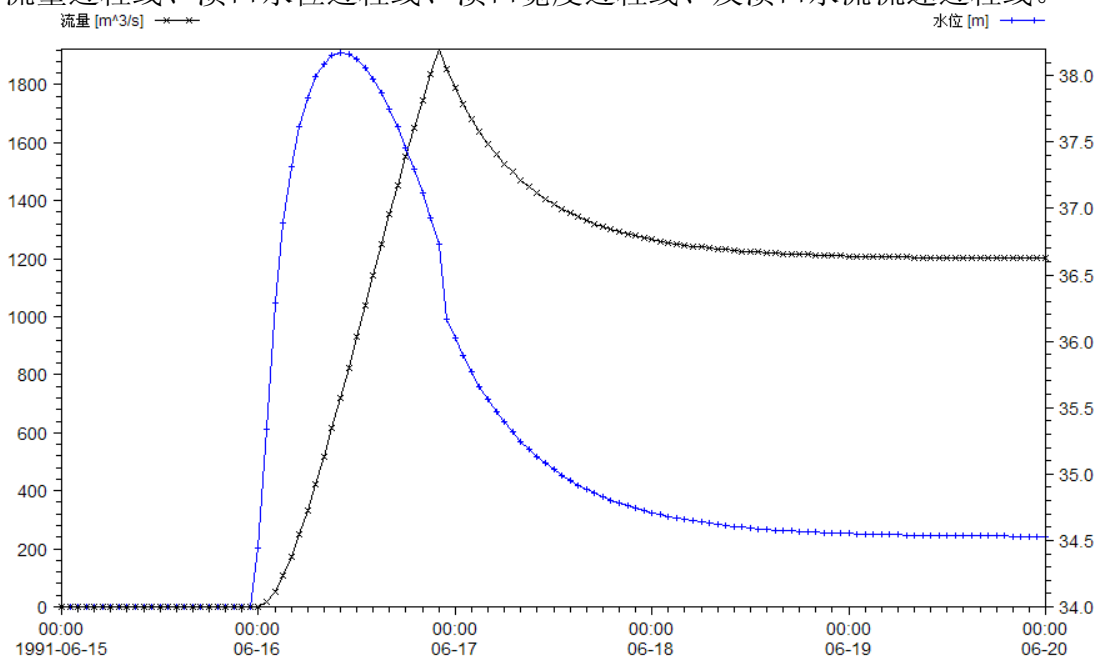


图 2-7 溃堤流量——溃口水位过程线

由上图可知，6月16日开始溃堤，随后流量急剧增大，在6月17日达到峰顶流量 $1922.2\text{m}^3/\text{s}$ ，之后溃口处洪水流量逐渐减小，大约从6月18日 20:00:00 往后流量变化起伏不大；并在河道中上下游流量平衡；在此过程中，水位也是从溃口形状稳定后逐渐的减小，大约也再6月18日 20:00:00 时趋于稳定。

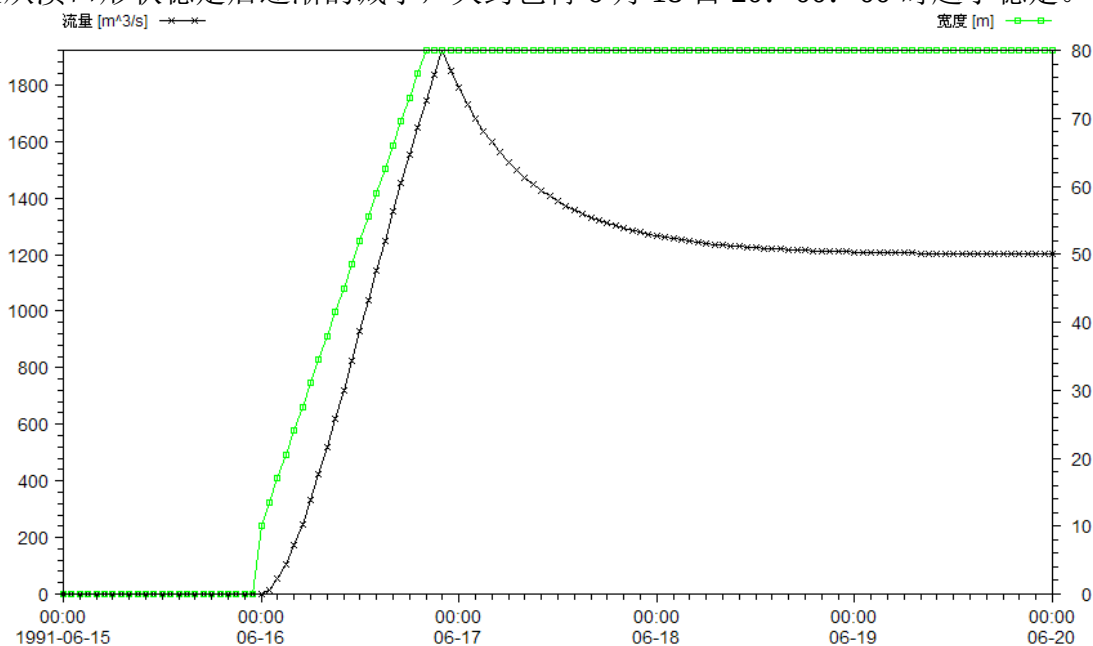


图 2-8 溃堤流量——溃口宽度过程线

溃堤期间，本文假设溃口呈梯形线性的增大，溃口宽度如图 3-8 可见。由图中得出在溃堤初始阶段，溃堤决口急速增大，随后溃口扩宽达到速度明显减慢，最终扩展到 80m，此后溃口宽度基本固定，变化极小。

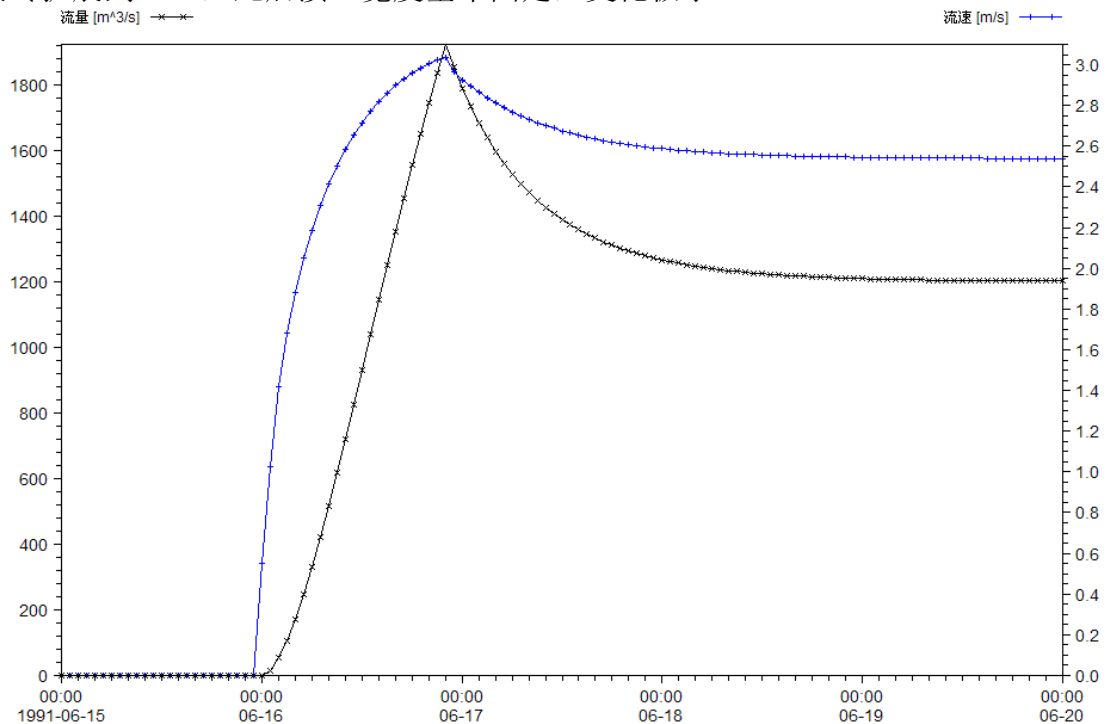


图 2-9 溃口流量—溃口流速过程线

由图 2-9 可以看出，溃口流量与流速变化一致，在溃口流量增大的同时，溃口水流流速也是逐渐增大的。且当溃口洪水流量达到最大时，此时水流流速也为最大，峰值之后流速逐渐减小并趋于稳定。

通过溃口水位、流量、溃口宽度的变化过程可以看出，本模型模拟的溃堤过程与实际的堤防溃决过程相符。从水量平衡的角度，可以判断河道与渐变溃堤耦合模型的可靠性。忽略河道本身的水量变化，那么入口的累积水量应等于出口的累积水量与进入保护区的溃堤水量之和，图 2-10 为三种累积水量的变化过程，由图可以看出，出口累积水量与溃堤水量之和与入口的累积水量基本相等，这说明模型能够较好的满足水量平衡。

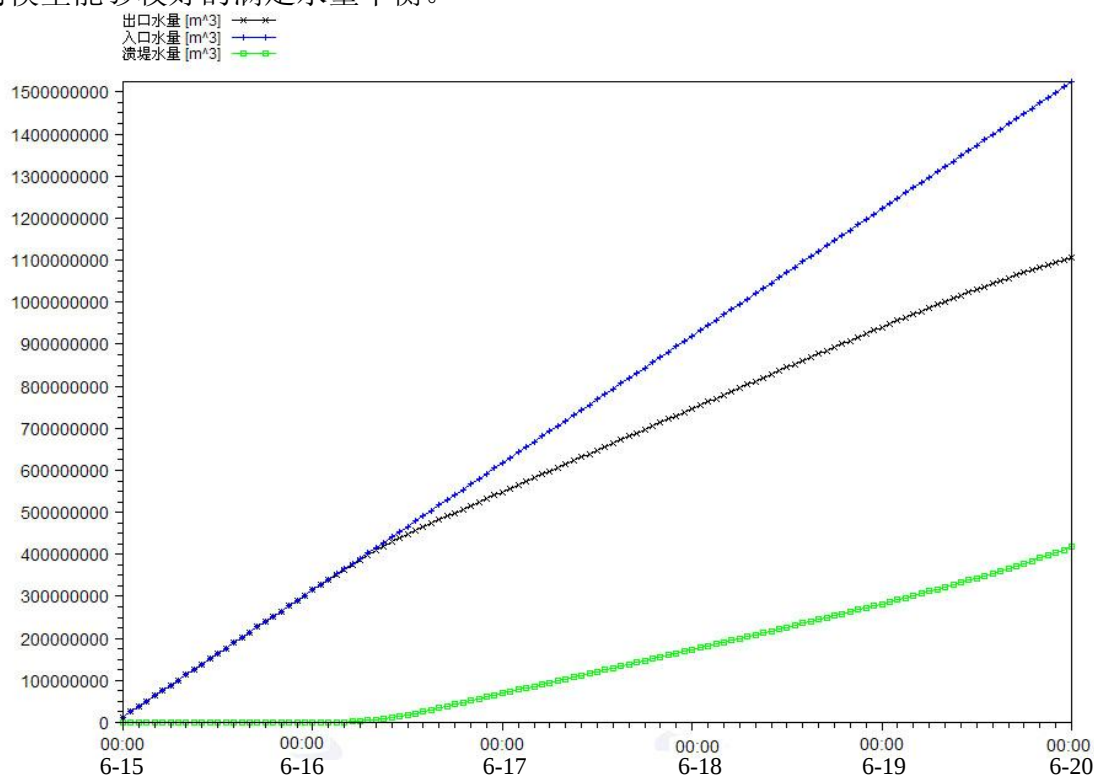


图 2-10 出口、入口、决口处累积水量的变化

2.4 本章小结

本章将主河道一维水力学计算模型与堤防渐变溃模型进行耦合，模拟堤防渐变溃条件下河道沿程各处的水位流量及溃口水位流量过程。对一维河道水力学模型应用 Abbott 六点隐式格式进行求解，求解过程中与溃口的数值模拟（DAMBRK 模型）相耦合。对于溃口模拟，首先对当前溃决的基本情况，及溃坝模型的发展进行了综述。因土石坝的溃决相对复杂，故重点介绍了本文所采用的土石坝溃决模型（DAMBRK 模型），溃堤计算过程对土石坝(堤)按随时间呈梯形线性增大的逐渐溃决计算。通过算例对进行了验证，可以看出本文建立的河道与渐变溃耦合模型能较好的模拟实际工程中的溃堤失事。

第三章 一、二维耦合水力学模型

3.1 引言

目前，一维水流模型可以方便快速的进行长河段的洪水演进预报，能够模拟河道的水面线，同时在处理河道上的一些建筑物（如闸门、堰等）时非常灵活方便，因而一维水流模型被广泛应用于河道的水流模拟中。相对于一维水流模型而言，二维水流模型能够进行大范围水流运动的模拟，提供更加丰富的计算信息，如流场分布、淹没面积、淹没范围等。与一维模型相比，二维模型也存在着不足之处：信息存储量和计算量的大大增加导致了计算效率大大降低。对于解决具有多空间尺度的实际问题（如河道溃堤及溃堤水流演进问题），针对不同的研究区域，运用不同的数学模型，充分发挥各自模型的优势，满足实际需要与提高模型计算效率很有必要^[37]。本章在已建立的一维河道水力模型与渐溃堤防耦合模型的基础上，建立了二维水力学模型，进行一、二维水力学模型的计算。

3.2 一维、二维模型的连接条件及求解过程

3.2.1 一维、二维耦合模型的连接条件

一维、二维数学模型是通过“交界面”（水流过渡面）上的连接条件来实现模型耦合的，本文中“交界面”是指堤防发生溃决后溃口所在的位置。如何准确的描述溃口处内外水流信息的交互是模型能否连接成功的关键^[37]。河道溃口上下游水流信息的交互示意图如图 3-1。

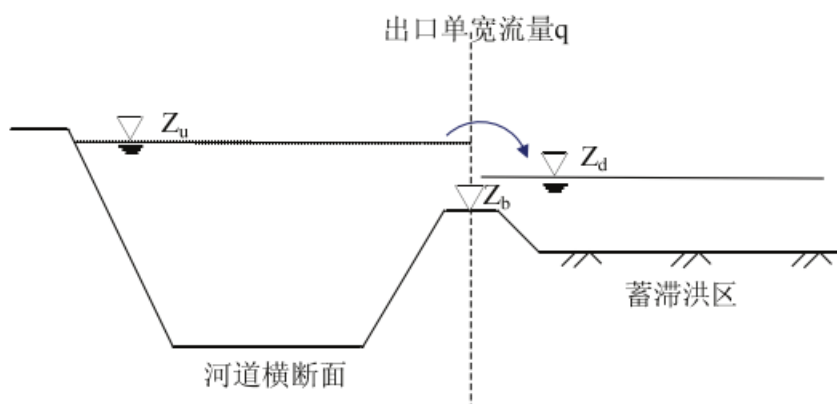


图 3-1 溃口上下游水流信息交互示意图

从水流运动的角度上讲，溃堤水流运动与侧堰水流运动非常相似。侧堰的剖面可能是薄壁堰、实用堰或宽顶堰，大江大河的溃堤出流状态与宽顶堰流非常接近^[45]，因此本文选定宽顶堰流公式（在下文将展开详细叙述）来实现溃口上下游水流信息的交互。

在溃口处二维计算单元一般通过多个网格点与一维计算单元连接，如图 3-2 所示。由于一维模型计算结果中的水力参数是物理量的断面平均值，二维模型计算出变量的是各网格中心处的节点值，因此在溃口连接处需要对一维、二维模型的交换数据进行转化和衔接。一维模型为二维模型提供流量值 Q 作为二维模型的边界条件，将 Q 值分布到二维计算单元的各节点上；在连接处二维计算网格的水位值并不相等，因此取各个计算网格的平均水位值 Z 返回给一维模型，以进行下一时段的计算。这就是一、二维全耦合模型的基本思路。

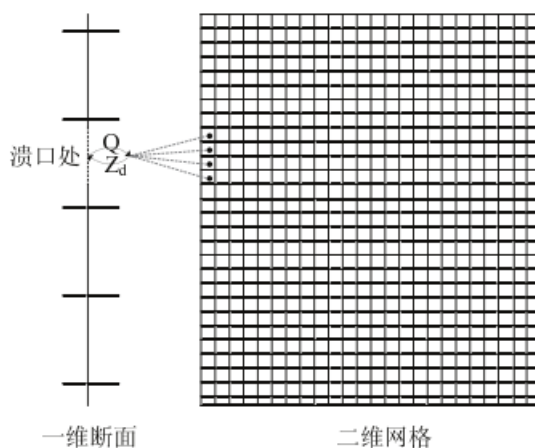


图 3-2 溃口处一维、二维连接点示意图

3.2.2 耦合模型的求解过程

Lin B, et, al 认为一维和二维模型在时间步长的选取上一般来讲是不同的, 二维模型选取的计算时间步长 (Computing time step) 一般远小于一维模型。若计算天然河道溃堤水流, 有时一维模型与二维模型时间步长的选取甚至会相差 1000 倍以上^[79]。所以有些耦合模型因为受此限制, 整个计算过程只能选取一个时间步长, 即取一维、二维中相对较小的时间步长。这样的选取必然会降低整个模型的计算效率^[80]。这种全耦合模型的求解过程如图 3-3。

本文因考虑到欲使一维模型和二维模型可以独立选取各自的时间步长, 故建立的耦合模型在一维二维交互处, 采用数据暂时存储的程序设计, 将计算结果放入缓存区, “非实时”的将数据提供给二维模型, 这样的框架设计合理, 同时模型也变得非常灵活, 易于扩展, 可以很方便的和其它格式的数学模型进行连接。

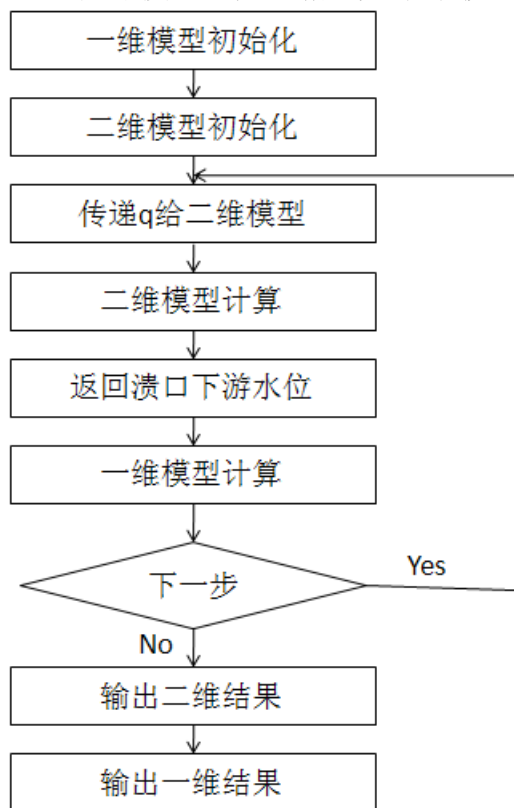


图 3-3 耦合模型的求解过程

3.3 二维水力学模型及其离散

3.3.1 二维水力学模型原理

平面二维浅水不恒定流水动力学的控制方程在选择不同的物理量作为基本状态变量时，有不同的表达形式。此模型选择用平均单宽流量 Q 和水深 H 作为基本状态变量，方程组由一个连续方程和分别定义在 x 与 y 方向上的两个动量方程组成。在略去扩散项和柯氏力这两项后，沿着深度方向积分的控制方程组可以写成如下的质量守恒和动量守恒形式^[6]：

水流连续方程

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q \quad (3-1)$$

水流动量方程

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} + gH \frac{\partial Z}{\partial x} + g \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{H^{1/3}} = 0 \quad (3-2)$$

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

上面的式子中： H 为水深； Z 为水位； q 为连续方程中的源汇项，此模型中代表有效降雨强度，不计降雨情况下， $q = 0$ ； M 与 N 分别为 x 和 y 方向的垂向平均单宽流量； u 和 v 分别为垂向平均流速在 x 与 y 方向的分量； n 为曼宁糙率系数； g 为重力加速度。

基本状态变量与其它变量之间有以下转换关系

$$Z = H + B \quad (3-4)$$

$$u = M / H \quad (3-5)$$

$$v = N / H \quad (3-6)$$

其中的 B 为地面高程。

上式 (3-2) 和 (3-3) 中，第一项为加速度项，第二和第三项为对流项，第四项是重力项，第五项为阻力项^[6]。

3.3.2 有限体积离散

1、有限体积算法的优点

洪泛区洪水演进数学模型采用的数值计算方法一般有限差分法(FDM)、特征线法(MOC)、有限元法(FEM)和有限体积法(FVM)四种。与其他三种方法相比,有限体积法存在如下优点^[74]:

(1) 由于跨控制体间界面通量的输运对于相邻控制体来说是大小相等,方向相反的,故对整个计算域而言,沿所有内部边界的通量相互抵消,即对于由任意个控制体组成的任意区域(包括整个计算域),都严格满足物理守恒律,不存在守恒误差,并且能正确计算间断;

(2) 有限体积法吸收了有限元方法的基本优点:有限体积法能像有限元法一样在任意的不规则网格中适用。利用任意多边形组成的无结构网格,可以较好的拟合复杂的天然地形,使得 FVM 适合于计算多维不规则区域中的流动;

(3) FVM 吸收了 FDM 的基本优点:把流体划分为单元,并着眼于控制体上的逼近。利用 FDM 的这一优点,分别建立质量动量守恒,满足离散形式的物理守恒律,易于建立守恒型格式(即将直角坐标下的守恒逆风格式推广到一般的不规则网格);

(4) 吸收了 MOC 格式的的优点,可建立具有以特征为基础的逆风性;

(5) 边界条件易于给定,边界格式与内点格式相容;

(6) 无空间分裂;

(7) 处理效率与 FDM 相近,而比 FEM 高得多。

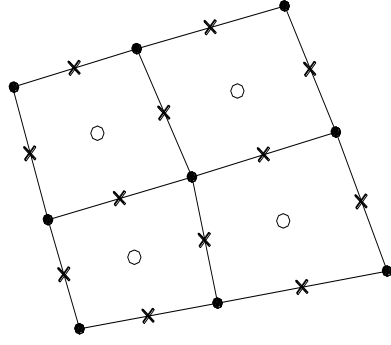
综上所述, FVM 既体现了 FEM 的几何灵活性,又体现了 MOC 的精度及 FDM 的效率与守恒性,很可能成为今后浅水流动计算的主要途径。故本文采用有限体积算法进行水流的数值模拟。

2、控制体的选取

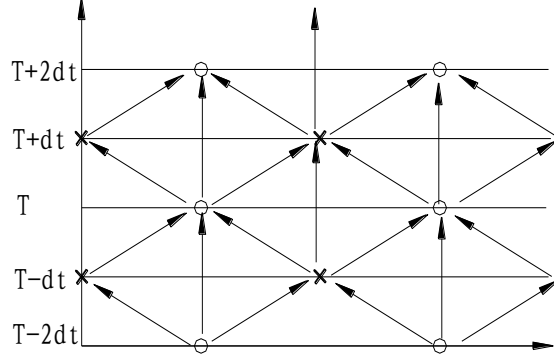
有限体积法可以采用的网格有两种:结构网格和无结构网格。做网格剖分之后,就要根据研究问题的特点和需要来确定控制体。然后在控制体上进行离散和进行数值计算。在有限体积网格中,网格划分可以不依赖于布置的节点,也可以不选择单元网格作为控制体。在结构网格中,所计算的物理变量定义在网格的交点上,而在非结构网格中,物理变量并不一定定义在在网格的节点上。在二维情况下,控制体有两种类型(有限体积法网格的不同布置方式),一种是所有的物理变量定义在网格的节点上,将共角点的网格各取一部分合在一起作为控制体,该类型一般称为顶点式(CV 式);另一种类型是将所有的物理变量定义在网格的形心处,将单一的网格单元作为控制体,该类型一般称为中心式(CC 式)^[67]。

本章建立的模型采用第二种控制体类型,将物理变量布设在网格单元的中心。采用无结构不规则四边形网格,单元网格为控制体,在网格中心处计算水深 h ,在

网格周边通道计算流量 Q 。应用水量平衡原理，控制体每一边的法向通量沿环路积分与控制体内的蓄水量平衡。周边通量取相邻控制体形心水位比降所形成的流量来确定（如图 3-4）。时间层面的计算采用单元、通道交错计算方式（如图 3-5）。



● 节点 × 通道 ○ 网格



× 通道 ○ 网格

图 3-4 H 和 Q 的空间布置方式

图 3-5 H 和 Q 的时间交错计算方式

3、连续方程的离散

利用基本状态变量与其他变量之间的转换关系，将水流连续方程对计算域进行面积分，可以得到下面的式子

$$\int_A \left(\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla H \vec{u} \right) dA = \int_A q dA \quad (3-7)$$

根据高斯定理，等式左边可以写成

$$\int_A \frac{\partial H}{\partial t} dA + \oint_l (H \vec{u} \cdot \vec{n}) dl = \int_A q dA \quad (3-8)$$

式中： $\vec{u}$ 为计算域边界上的流速矢量； $\vec{n}$ 为计算域边界上任一点的外法线方向单位向量。

对于小网格，随着时间的变化，可以认为 H 在一个网格内是不变的，假定降雨在一个网格内是均匀分布的，上面式子中等号右边项可以写成 $A \cdot q$ ，简化成

$$A \frac{\partial H}{\partial t} + \oint_l Q dl = Aq \quad (3-9)$$

对于任意的 K 边形网格，有

$$\oint_l Q dl = \sum_{k=1}^K Q_k L_k \quad (3-10)$$

上式中： A 为网格的面积； L 为通道长度； k 是 K 边形网格相邻通道的编号； Q_k 是 K 边形网格各边上的平均单宽流速的垂向分量。

设定 Q 流入为正，流出为负，则方程（1）对网格的显式离散化形式为

$$H_i^{T+2DT} = H_i^T + \frac{2DT}{A_i} \sum_{k=1}^K Q_{ik}^{T+DT} + 2DTq^{T+DT} \quad (3-11)$$

式子中：下标 i 是网格的编号。

可知模型按照如下流程运算：由初始时刻已知的每个网格水位，通过动量方程求得 DT 时刻各条通道上的单宽流量，再把结果代入连续方程求得 $2DT$ 时刻所有网格的水位，如此不断循环计算直到结束。

4、动量方程的离散

控制体周边通量计算依赖河道或滞洪区内各种地形条件如铁路、公路、桥涵、潜堤、堤防、水闸等建筑物情况。对不同类型的通道模型应用不同的理论模式进行概化，在程序中对不同代码。如地面型通道、河道型通道、连续堤防、缺口堤防、各类闸门等。通道主要模化为以下几种情况^[76,77]：

(1) 浅水地面型通道，一般通道，两侧单元为陆地且水深小于 $0.5m$ ，通道上没有堤防等阻水建筑物。考虑到洪泛区的地形起伏不大的情况下，地面洪水演进主要受到重力和阻力的作用，忽略掉加速度项，即只保留方程 (2)、(3) 中第 4、5 两项，利用差分方法离散得到地面型通道的动量离散方程

$$Q_j^{T+dt} = \text{sign}(Z_{j1}^T - Z_{j2}^T) H_j^{\frac{5}{2}} \left(\frac{|Z_{j1}^T - Z_{j2}^T|}{dL_j} \right)^{1/2} \frac{1}{n} \quad (3-12)$$

式中， 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 为相邻单元形心道通道中心的距离之和。

(2) 深水地面型通道。一般通道，两侧单元为陆地且水深大于 $0.5m$ ，或者通道两侧网格均为较宽的河道型网格，通道为过流断面。动量方程沿通道法线方向离散为：

$$Q_j^{T+dt} = Q_j^{T-dt} - 2dt \frac{(v_{j2}^T)^2 - (v_{j1}^T)^2}{dL_j A_j} - 2dt g H_j \frac{Z_{j2}^T - Z_{j1}^T}{dL_j} - 2dt g \frac{n^2 Q_j^{T-dt} [Q_j^{T-dt}]}{H_j^{7/3}} \quad (3-13)$$

式中， Z_{j1}^T 、 Z_{j2}^T 为通道两侧单元的水深； v_{j1}^T 、 v_{j2}^T 为通道两侧单元中心沿通道法向的投影速度； H_j 为通道上的平均水深。

(3) 窄河道型通道。也称之为特殊通道，特殊通道则是为了模拟计算域内的较小宽度的河渠设置的，以反映水流沿河而流以及河道与两侧陆地之间水量交换的现象，如果通道两侧有阻水建筑物，可以将两侧的阻水建筑物设为堤防。沿河道动量方程离散为：

$$Q_j^{T+dt} = Q_j^{T-dt} - 2dt \frac{(Q_{j2}^{T-dt})^2 - (Q_{j1}^{T-dt})^2}{dx_j A_j} - 2dt g A_j \frac{Z_{j2}^T - Z_{j1}^T}{dx_j} - 2dt g A_j S_j \quad (3-14)$$

特殊通道与两侧网格之间的流量计算，采用宽顶堰流公式^[80]，即：

$$Q_j^{T+dt} = \sigma_s m \sqrt{2g} H_i^{\frac{3}{2}}$$

式中， m 为流量系数； σ_s 为淹没系数。

(4) 闸门型通道，行洪闸门通道的开启与关闭依赖于洪水调度条件，防潮闸的开启与关闭通过河道水位与海区潮位的差值来调节，闸门过流量由流量和闸上、闸下水位关系曲线确定。

3.4 实例分析

本节以淮河流域谷堆圩保护区为例，进行一维、二维耦合模拟计算。

3.4.1 谷堆圩保护区基本情况

谷堆圩保护区位于淮河右岸，淮河、白露河、思河三面环绕，属半封闭圩区。该圩区保护面积 83.7 平方公里，耕地 7.2 万亩，人口 5.51 万人。堤防自张庄乡紫寺岗开始，经淮河、白露河、思河到寇庄村结束，堤防全长 47.09 公里，其中：淮干堤防 23.27 公里，白露河堤防长 7.52 公里，思河堤防长 16.30 公里，堤顶高程为 35.3~31.66 米，地面高程为 24.69~28.23 米，淮干堤面宽度为 8.0~10.5 米，白露河堤面宽度为 6.0 米~8.5 米，思河堤面宽度为 4.0~6.5 米。目前，圩区已建排涝闸 10 座 20 孔，自排能力为 175.91 立方米/秒，自排标准可达五年一遇；建排涝站 5 座，装机 14 台套 1835 千瓦，提排能力 19.65 立方米/秒，提排标准可达 3 年一遇。圩区沿岸险工 10 处，已治理长度为 5610 米，尚有 5990 米未治理。

谷堆圩保护区作为淮滨县的主要圩区，尽管防洪体系日趋完善，但洪涝灾害造成的损失依然巨大。与工程措施相比，谷堆圩保护区的非工程措施建设相对薄弱，非工程措施的不完备影响了圩区整体的防洪减灾工作，现状防洪体系难以满足谷堆圩保护区经济社会发展对防洪的要求。



图 3-6 谷堆圩保护区防汛图

3.4.2 计算方案的确定

根据《淮河流域防汛水情手册》、《淮河防御洪水方案》、《淮河洪水调度方案》、《淮滨县防汛预案》，结合淮河干流淮滨站设计洪水频率、堤防防洪能力和谷堆圩保护区实际境况，采用一、二维水动力学耦合计算淮河干流淮滨站发生 10 年一遇（1991 年）、20 年一遇、50 年一遇（1968 年）、1980 年洪水，朱湾、吴寨两处堤防同时溃决 500 米，洪水从溃口分洪，向谷堆圩保护区的演进情况（如淹没最大水深、洪水流速及洪水前锋到达时间等）。谷堆圩保护区是作为淮滨下游分洪区和行洪区运用的，朱湾是分洪进水口，吴寨是保护区分洪和行洪的退水口，故不考虑朱湾和吴寨单独溃决的情况，只考虑朱湾和吴寨同时溃决的情况。

结合历史洪水资料，1982 年洪水缺少详细资料，溃口位置无详细说明，无实测淹没范围，故采用 1980 年洪水（溃口位置为蔡台子处）对模型进行率定。洪水风险分析计算的方案见表 3-1。溃口位置见图 3-7 黄色圆圈处。

表 3-1 谷堆圩保护区洪水风险分析计算方案

方案编号	洪水频率	溃口位置	溃堤宽度（m）
1	10 年一遇洪水（1991 年洪水）	朱湾、吴寨	朱湾吴寨均溃决 500 米
2	20 年一遇洪水	朱湾、吴寨	朱湾吴寨均溃决 500 米
3	50 年一遇洪水（1968 年洪水）	朱湾、吴寨	朱湾吴寨均溃决 500 米
4	1982 年洪水	朱湾、吴寨	朱湾吴寨均溃决 500 米
5	1980 年洪水	蔡台子	80



图 3-7 溃口位置

3.4.3 谷堆圩保护区洪水风险分析计算的技术路线

本文仅对谷堆圩保护区 1991 年发生的 10 年一遇洪水进行计算。其他方案的技术路线与该方案一致。对淮河干流建立一维河道水力计算与渐溃耦合计算模型，对谷堆圩保护区建立二维水动力学模型。根据淮滨站 1991 年洪水的水位过程、流量过程，及河道断面，通过一维河道水力学计算与渐溃计算的耦合模型，计算朱湾处的水位过程，通过宽顶堰堰流公式，计算出溃口分洪流量过程，作为二维水动力学模型的入流边界条件。根据淮滨站和王家坝的水位过程，按照比例求得吴寨的水位过程，以此作为二维模型的出流边界条件。具体流程见图 3-8。

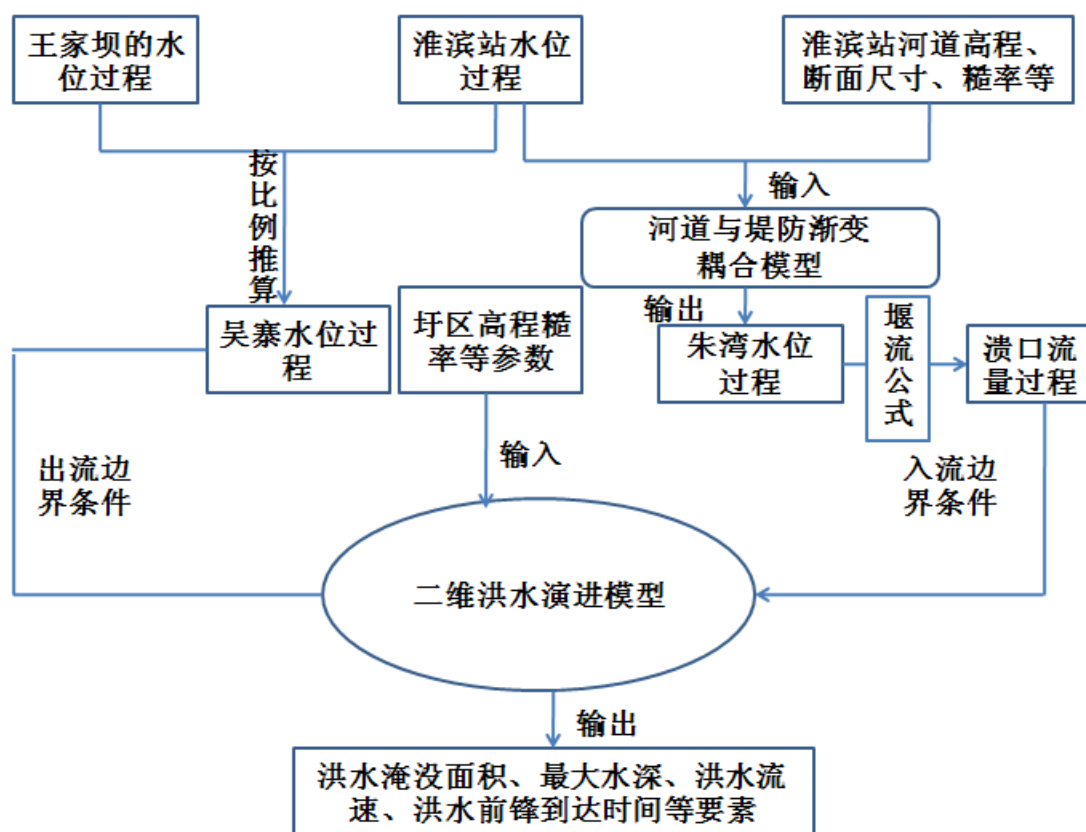


图 3-8 谷堆圩保护区洪水风险分析计算技术路线

对淮河干流建立一维水动力学模型，输入淮河干流河道断面尺寸（见图 3-9）和糙率（取 0.03）等参数。1991 年淮滨站的水位过程（见图 3-10）作为入流边界条件，计算出朱湾的水位过程。

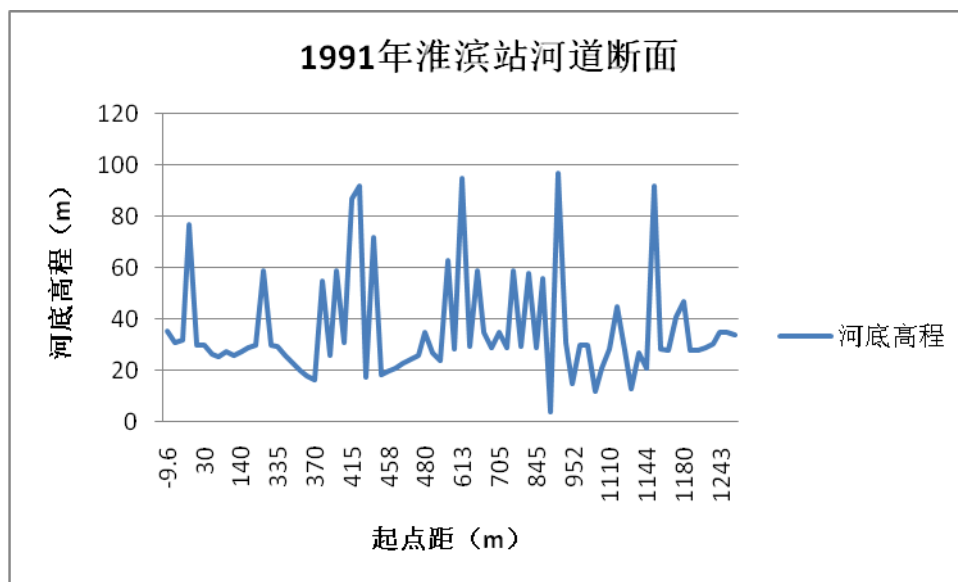


图 3-9 1991 年淮滨站河道断面

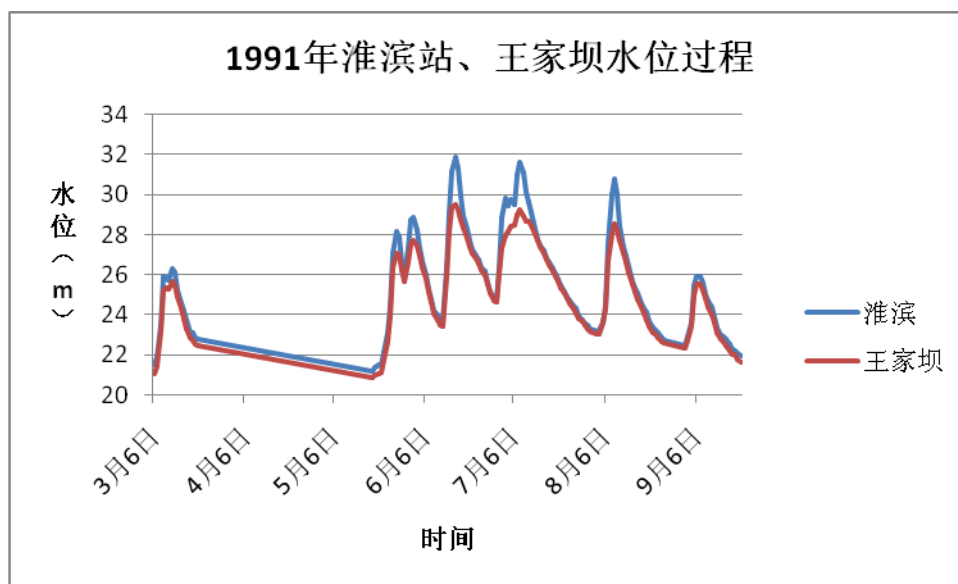


图 3-10 1991 年洪水淮滨站、王家坝水位流量过程

3.4.4 谷堆圩保护区洪水演进模型的出流边界条件

对谷堆圩保护区建立二维水动力学模型，结合圩区地形情况，选取圩区糙率为 0.07。根据淮滨站水位过程和王家坝水位过程（见图 3-10），按照沿淮河干流朱湾到吴寨的距离比例（如图 3-11），计算公式为：

$$L1:L2=(H3-H2):(H2-H1)=4:1 \quad (1)$$

式中： $L1$ 、 $L2$ 分别表示淮滨站到吴寨的距离、吴寨到王家坝的距离； $H1$ 、 $H2$ 、 $H3$ 分别表示淮滨站、吴寨、王家坝的水位。

由此求得吴寨的水位过程（见图 3-12），作为二维水动力学模型的出流边界条件。

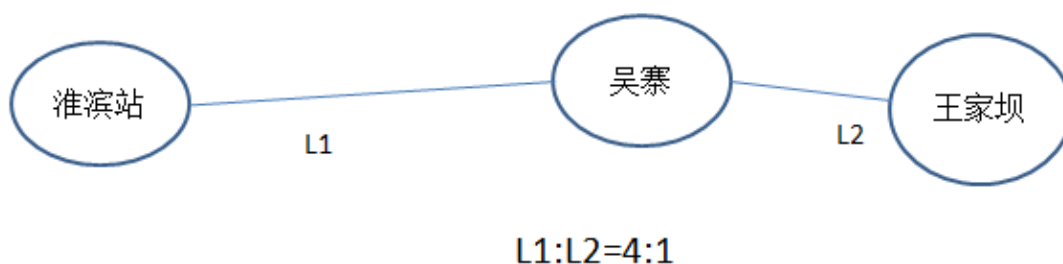


图 3-11 淮滨站、吴寨、王家坝距离图示

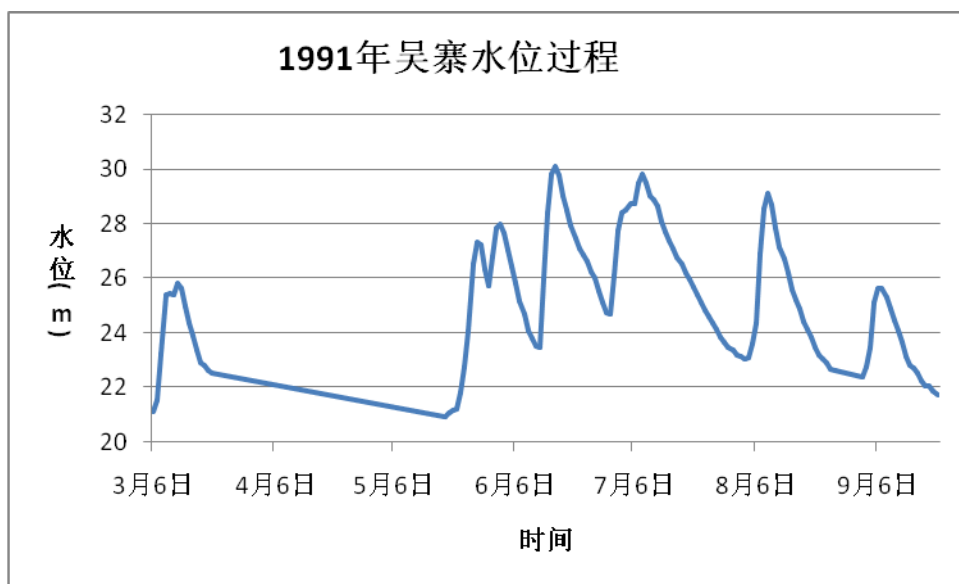


图 3-12 1991 年吴寨的水位过程

3.4.5 溃堤洪水演进情况

根据朱湾流量过程，按照宽顶堰堰流公式，计算出分洪流量过程，作为二维水动力学模型的入流边界条件。由此实现一维和二维模型的耦合计算。一二维耦合模

型计算出洪水淹没最大水深、洪水流速、洪水前锋到达时间等情况。流程图示见下图。

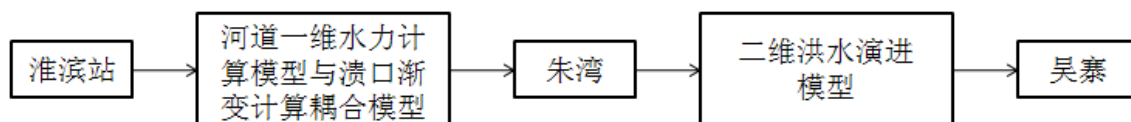


图 3-13 计算边界条件图示

为检验模型的精度，以 2.3 节为例进行计算，模拟洪水在保护区的演进情况。保护区平面图及域内网格，如图 3-14。保护区的三维地形，如图 3-15。一维河道单元的计算步长为 3s，二维计算时间单元的时间步长为 10s。一维河道单元给定糙率 0.033；保护区给定糙率 0.03。以溃口流量作为二维洪水演进模型的上边界条件，下边界条件给定水位过程线，如图 3-16。假设堤防溃决 1 天，保护区在计算开始时水深为 0m。河道一维的溃堤计算详见 2.3 节，并以算出的溃堤流量作为二维洪水演进模型的上边界条件，模拟计算溃堤洪水在保护区的淹没范围、淹没水深、洪水流速等，如图 3-17。

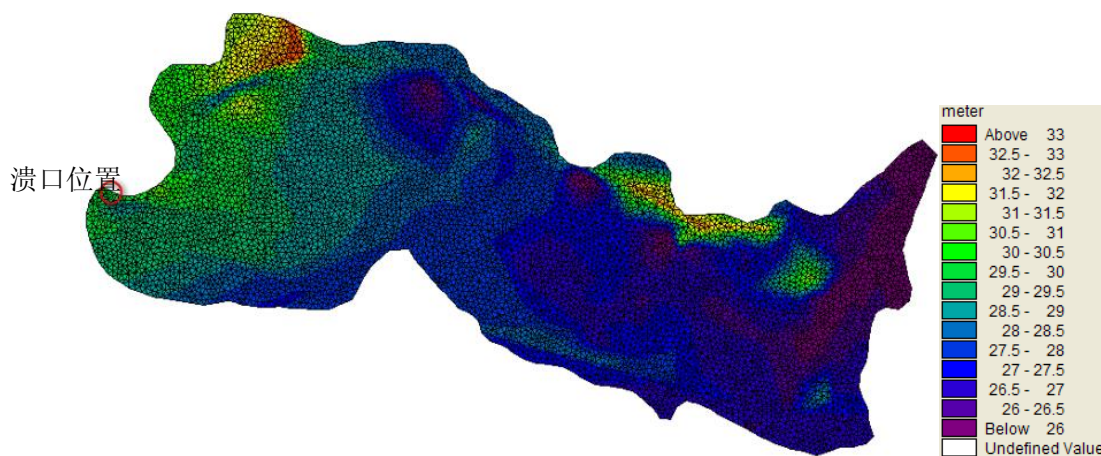


图 3-14 二维计算域平面图及域内网格

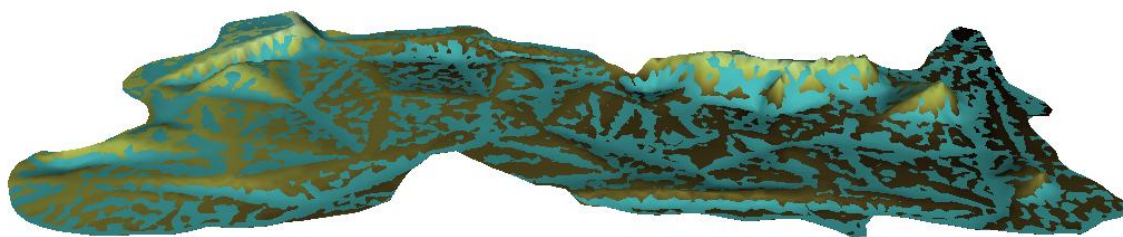


图 3-15 计算域地形图

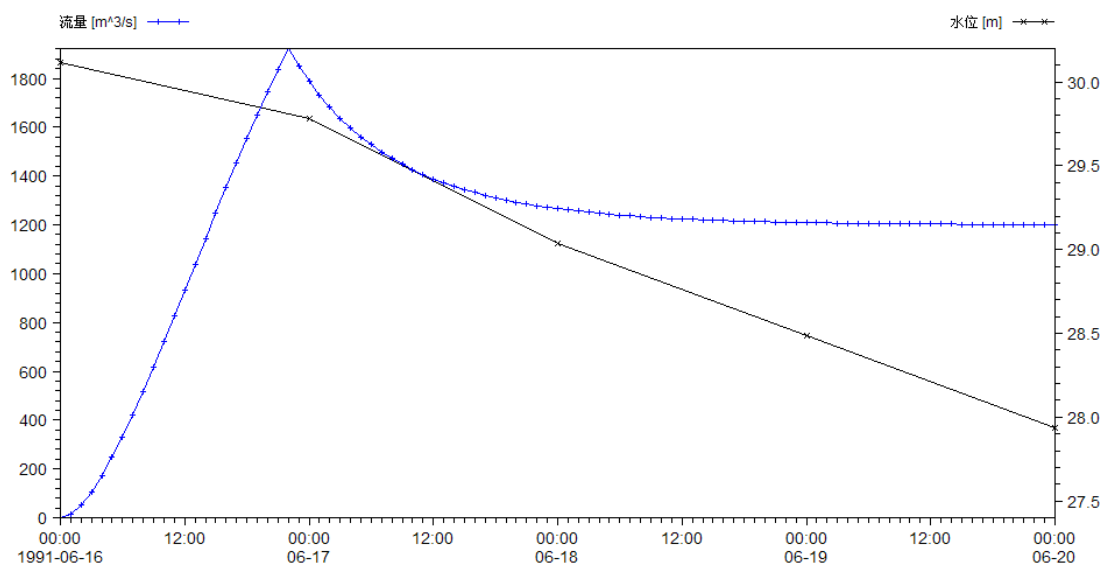
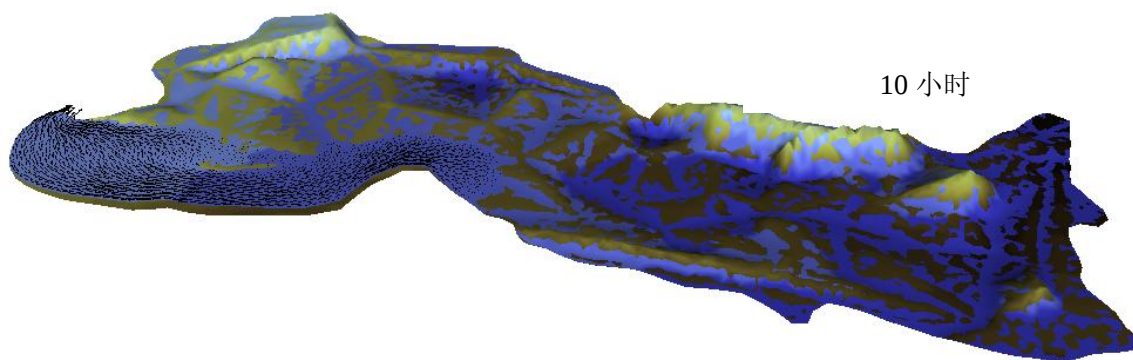


图 3-16 二维洪水演进模型的边界条件

下图分别为开始溃堤后 5 小时、7 小时、10 小时、15 小时、20 小时、24 小时及 40 小时的流场分布情况。



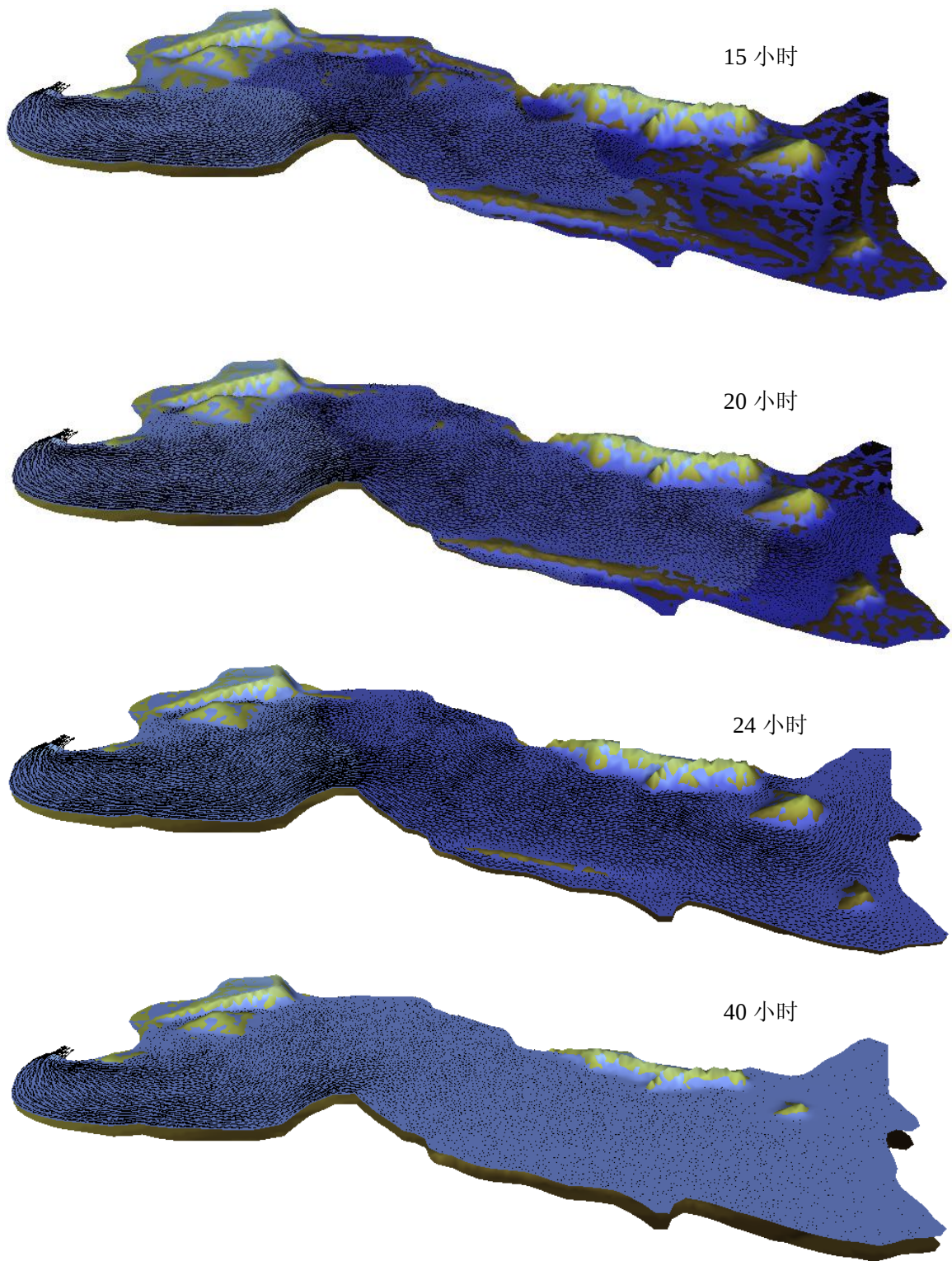
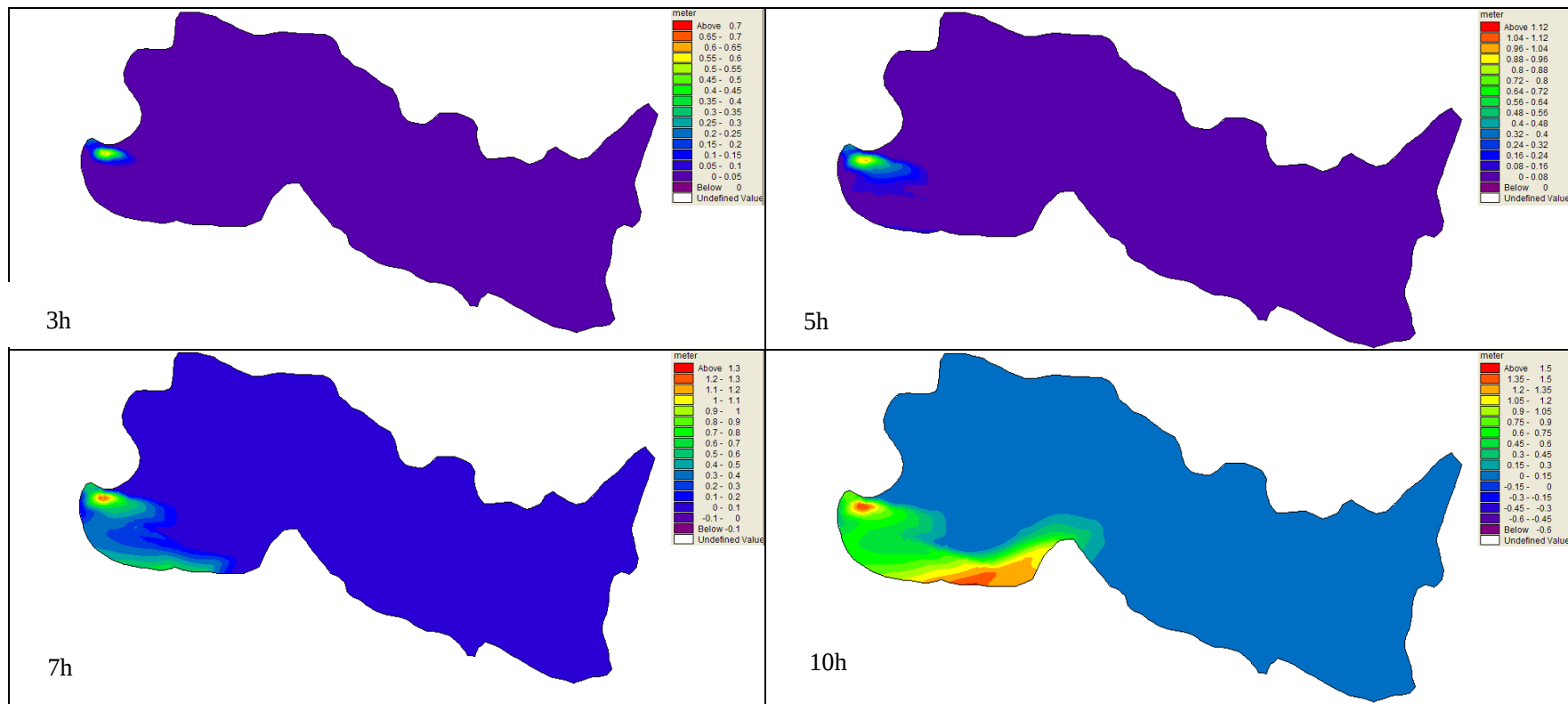


图 3-17 溃堤发生后，洪水在保护区的流场分布



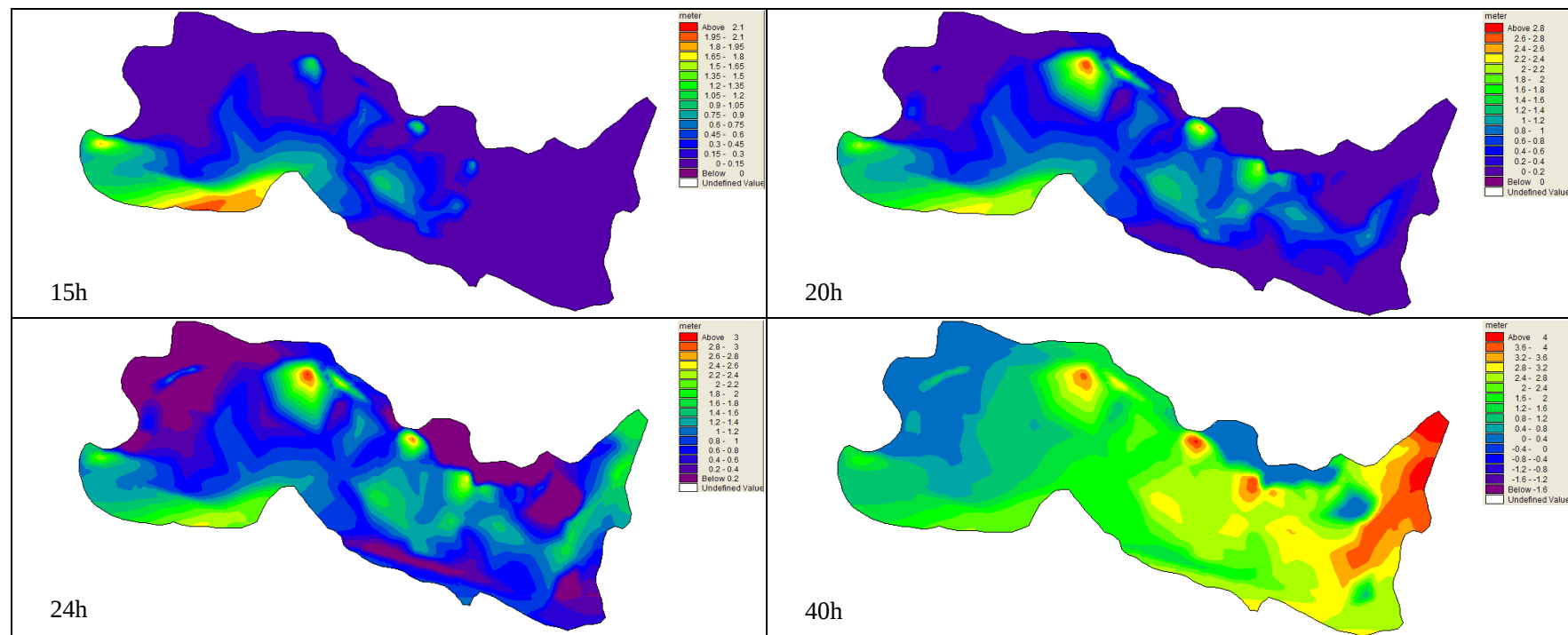


图 3-18 溃堤后不同时刻的淹没水深图

3.5 本章小结

本章介绍了有限体积算法的优点和有限体积法控制体的选取，从二维浅水方程出发，用有限体积法离散方程，采用有限体积法网格的布置方式进行网格划分，选取计算网格为无结构不规则网格，从而建立洪泛区二维洪水演进模型。在第 2 章中的案例的基础上，运用一、二维耦合水力学模型，计算出溃堤洪水在保护区的洪水淹没水深、淹没历时、洪水流速等要素。

第四章 永定河左堤洪水风险分析影响评估

4.1 永定河的基本情况

4.1.1 永定河流域情况

永定河是北京西部的主要排洪河道，是海河流域北系最大的河流，也是全国重点防汛的四大江河之一。其中北京段河道全长 169km，流域面积 3168km²。永定河从河北省幽州进入北京市境内，流经门头沟区、石景山区、丰台区、房山区、至大兴县梁各庄出市界。

永定河官厅山峡自官厅水库至三家店长约 106km，区间流域面积 1600km²，是洪水和泥石流多发区，是下游河道洪水的主要来源。永定河自三家店出山后，即进入低山及平原区，至卢沟桥河道全长约 17km，该段河道简称卢三段，是京城历代洪水防御的重点河段。永定河卢沟桥以下为平原游荡型地上河，至梁各庄市界河道全长 61km。卢梁段河床高，主流随流靠岸，一遇洪水，险情叠出，是北京防汛重点河段。历史上永定河的洪水灾害相当频繁，据史料记载，公元 993 年—1990 年的 996 年间，永定河因暴雨洪水溢决泛滥的有 114 年，其中，造成大水灾的有 46 年。

永定河的防洪安全建设对北京、天津及中下游地区安全至关重要。北京市位于华北平原的北端，西靠太行山脉的西山，北依燕山山脉的军都山，北部和西部群山环抱，山岭连绵，东南一片平川，全市总面积 16400km²。永定河在北京境内流经延庆，门头沟，石景山，丰台，房山，大兴等区县，长 169 千米，流域面积 3168 平方公里。官厅水库建成后基本上控制了永定河上游洪水，官厅水库至三家店（含河北省段）称为官厅山峡地区，官厅山峡尚未完全控制。

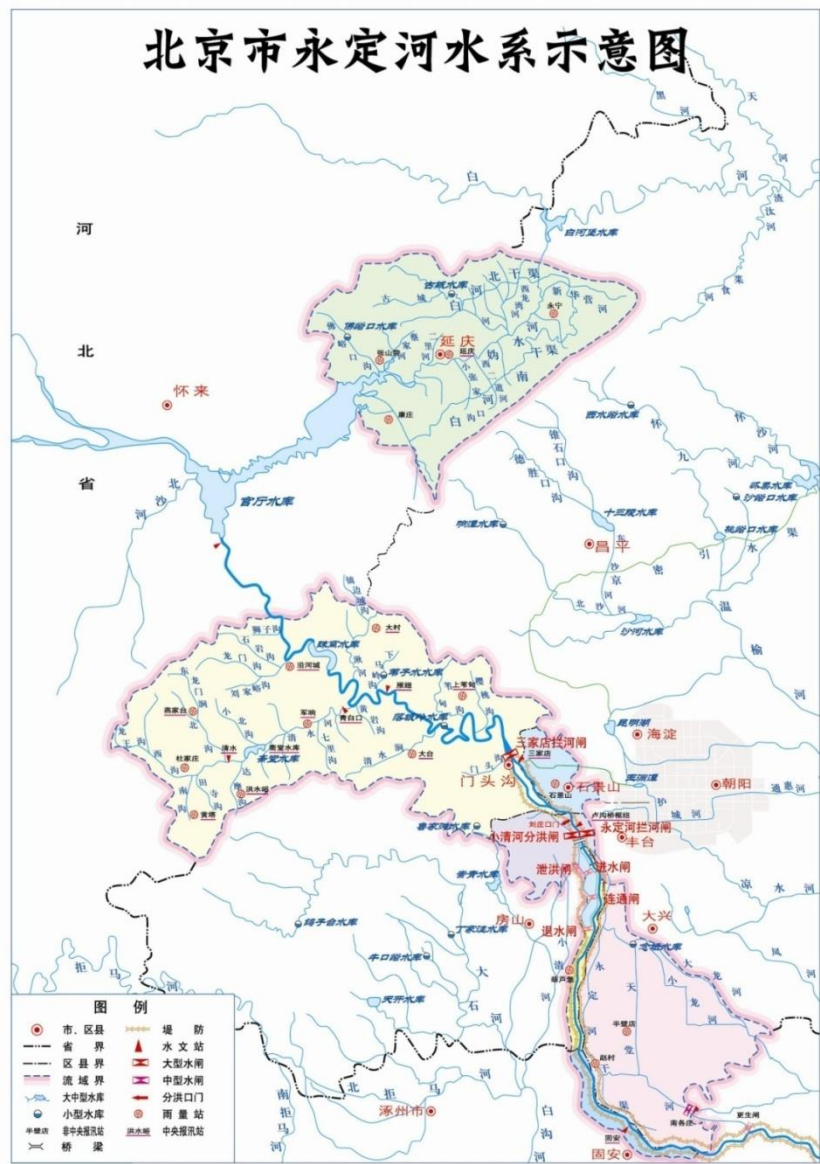


图 4-1 北京市永定河水系示意图

4.1.2 永定河洪水来源及特征

永定河洪水主要是受暴雨影响，一般发生在汛期六至九月，绝大部分发生在七、八两月，洪水暴涨暴落。洪水一般历时约三天左右，洪量比较集中。

由于暴雨分布的差异以及下垫面条件的变化，洪量在地区分布上有较大差异。官厅山峡区间，青白口以上流域面积约占区间面积的 3/4，而洪水总量占区间的 60%，青白口以下的迎风山区，由于是暴雨区，且坡陡、植被差、易产生大洪水，

其流域面积仅占流域的 1/4，洪量却占区间的 40%。流域内洪水的年际变化也比较大，从实际资料分析，1924 年三家店洪峰流量为 $5280\text{m}^3/\text{s}$ ，1945 年仅 $120\text{m}^3/\text{s}$ ，二者相差 44 倍。五天洪量，1939 年为 10.24 亿 m^3 ，而 1930 年则为 0.1354 亿 m^3 ，最大洪量是最小洪量的 76 倍。

4.1.3 设计洪水

关于永定河设计洪水，水电部天津勘测设计院曾进行过多次分析计算，其成果均已通过部级审查批准。1993 年 2 月提出的《永定河陈家庄水库可行性研究报告》对官厅山峡区间产生的各种频率洪水进行分析计算，提出了陈家庄水库设计洪水入库过程。由于陈家庄水库距山峡出口仅 7.5 公里，此间并无支流汇入，因而可将陈家庄水库入库洪水作为永定河防洪规划的依据：二十年一遇洪水洪峰流量为 $2500\text{m}^3/\text{s}$ ；五十年一遇洪水洪峰流量为 $4380\text{m}^3/\text{s}$ ；一百年一遇洪水洪峰流量为 $6230\text{m}^3/\text{s}$ ；可能最大洪水为 $16000\text{m}^3/\text{s}$ 。1999 年水电部天津勘测设计院又对永定河设计洪水成果进行了复核，仍推荐使用 1993 年陈家庄水库洪水分析成果。本文采用 1993 年陈家庄水库洪水分析成果。

4.1.4 永定河防洪现状及存在问题

（一）防洪现状

永定河防洪工程建设已经取得了较大成就，修建了官厅水库、斋堂水库、苇子水水库、珠窝水库、落坡岭水库、三家店引水枢纽、卢沟桥分洪枢纽二厂程、刘庄子分洪口门等防洪工程，加固、加高了河道堤防工程。

永定河北京段堤防在整体布置上具有上段比下段防洪标准高、左岸堤顶比右岸堤顶高的特点。左岸卢沟桥以上至麻峪人字门为石堤，长 13.2km，堤顶高程超最大可能洪水(洪峰流量为 $16000\text{m}^3/\text{s}$)水位 0.7m。卢沟桥以下至崔指挥营北小埝市界为土堤，长 62.5km，堤顶高程超二十年一遇洪水(洪峰流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$)水位 2.5m；右岸卢沟桥以上至大台公路堤防为土堤，长 16.6km，堤顶高程超五十年一遇洪水(洪峰流量 $4380\text{m}^3/\text{s}$)水位 1m，卢沟桥以下至金门闸市界堤防长 29.7km，主要为土堤，堤顶高程超二十年一遇洪水(洪峰流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$)水位 1.5m。

永定河流域位于北京界内的分滞洪区为小清河分洪区，位于卢沟桥分洪枢纽小清河分洪闸下游，地处北京市西部西山脚下，永定河右岸。分洪区按永定河 100 年一遇下泄洪水进行安全建设规划。永定河 100 年一遇洪水洪峰流量 $6230\text{m}^3/\text{s}$ ，除经

卢沟桥拦河闸向下游干流控泄 2500 m³/s 外，其余水量经小清河分洪闸进入大宁水库，经过调蓄，大宁闸控制下泄流量为 214m³/s，洪水进入分洪区。分洪区设计有效库容 4.08 亿 m³，面积 220km²，区内有 13 个乡（镇），111 个自然村，人口 33.32 万人，耕地面积 2.19 万 hm²。

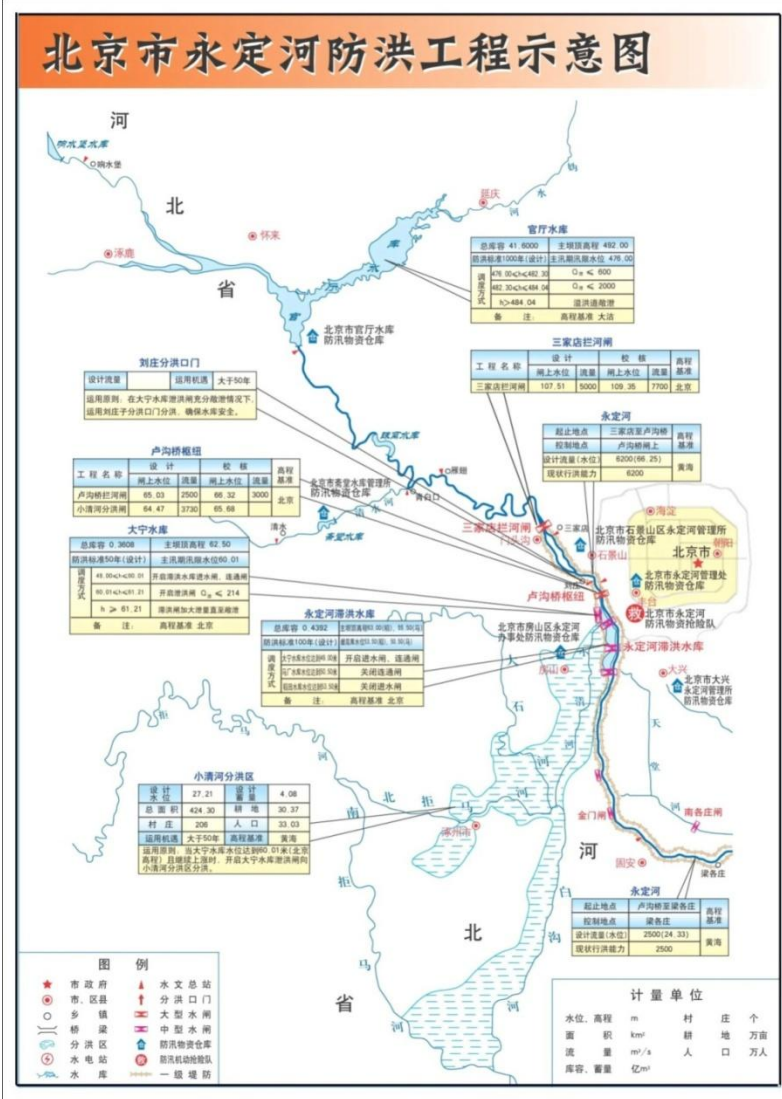


图 4-2 永定河防洪工程示意图

（二）存在问题

目前，永定河已基本建立起工程措施和非工程措施相结合的防洪体系，但仍存在有待完善的问题。主要有：

（1）河道防洪问题

河形不整、滩地尚不稳定。一旦发生洪水，极易产生“斜河”、“横河”等问题，冲塌滩地，危及堤防安全。

(2) 控制性防洪工程存在问题

官厅水库泥沙淤积严重。自 1953 年水库运行以来，实测总淤积量已达约 6.3 亿 m^3 ，占总库容的 27%。泥沙淤积侵占了有效库容，影响了水库的兴利和防洪。

官厅山峡洪水缺乏控制性工程。官厅水库建成后，基本缓解了官厅以上洪水对下游的威胁，但官厅山峡区间仍有可能形成洪峰流量为 $16000\text{m}^3/\text{s}$ 的洪水。目前只是在支流上修建了两座中、小型水库，由于支流水库规模小，对控制山峡区间大洪水作用不大。

永定河右岸分洪问题。永定河卢三段未筑新右堤前，右岸分洪由东河沿口门和刘庄子口门共同承担。随着村镇建设迅速发展，东河沿下游房屋建设已占据了全部分洪道，使得东河沿自然分洪口难以承泄原定自然分洪流量，需改建扩建，口门以下分洪道要疏竣整治，分洪闸以下至京石桥间小清河堤防要加高。

(3) 堤防防洪存在问题

卢三段右堤防洪标准有待提高。本段右堤目前防洪标准为五十年一遇(洪峰流量 $4380\text{m}^3/\text{s}$)，主要防护门头沟地区。当永定河发生 100 年一遇洪水时(洪峰流量 $6230\text{m}^3/\text{s}$)，将淹没人口 10 万人，耕地面积 2 万亩，房屋 2.5 万间，工业固定资产 5 亿多元。因此现状防洪标准偏低。

(4) 小清河分洪区存在问题

小清河分洪区防洪存在的主要矛盾：人民群众生命安全和生产出路与防洪需要之间的矛盾。小清河分洪区内的丰台、房山两区均为北京市的郊区(县)，近年来北京各地区的经济都在迅速发展，而丰台、房山两区作为分滞洪区，由于年年担心承担分蓄洪的责任，很难像其他一般地区一样发展经济，进行生产建设。一直以来经济发展水平低而不稳。分洪区就地避险和转移避险问题尚未完全解决。

4.1.5 永定河洪水调度方案

具体不同洪水频率下永定河洪水调度方案见表 4-1：

表 4-1 永定河洪水调度方案

	卢沟桥洪峰流量 Q(m ³ /s)	调度方案		
设计标准以内	Q<500m ³ /s	由卢沟桥拦河闸下泄，少量洪水入大宁水库和永定河滞洪水库。		
	500m ³ /s<Q<2500m ³ /s	官厅水库下泄流量小于100m ³ /s 且官厅山峡未来3日内没有降雨过程	卢沟桥流量 Q _I <300m ³ /s	由卢沟桥拦河闸下泄。
			300m ³ /s<Q _I <500m ³ /s	卢沟桥拦河闸控制泄量不小于 300m ³ /s，其余洪水利用小清河分洪闸分洪入大宁水库和永定河滞洪水库。
			500m ³ /s<Q _I <1500m ³ /s	卢沟桥拦河闸控制泄量不小于 500m ³ /s，其余洪水利用小清河分洪闸分洪入大宁水库和永定河滞洪水库。
			1500m ³ /s<Q _I <2500m ³ /s	卢沟桥拦河闸控制泄量不小于 800m ³ /s，其余洪水利用小清河分洪闸分洪入大宁水库和永定河滞洪水库。
		官厅水库下泄流量大于100m ³ /s 或官厅山峡未来3日内有较大降雨过程	洪水全部由卢沟桥拦河闸下泄	
	2500m ³ /s<Q<6200m ³ /s	卢沟桥拦河闸最大下泄流量 2500m ³ /s，其余洪水经小清河分洪闸入大宁水库和永定河滞洪水库。		
设计标准以外	6200m ³ /s<Q<7500m ³ /s	卢沟桥拦河闸下泄流量不超过 3000m ³ /s，其余洪水经小清河分洪闸入大宁水库。当大宁水库水位达到 61.21m 且继续上涨时，在水库泄洪闸充分敞泄情况下，运用刘庄子分洪口门分洪，确保水库安全。		
	Q>7500 m ³ /s	已经运用刘庄子分洪口门分洪时，卢沟桥拦河闸、小清河分洪闸敞泄，弃守卢沟桥以上永定河右堤。		
	Q>10000 m ³ /s	弃守卢沟桥至金门闸永定河右堤。		

4.2 永定河洪水演进模拟

4.2.1 模拟方法

本文要研究永定河左堤溃堤的洪水演进情况，重点分析永定河左堤溃堤时，对北京市产生的洪水影响。保护区内的洪水具有明显的二维特性，因此本文建立二维的水动力学模型，能够基本反映洪水演进的水位、流量等几乎所有重要的水力要素的演进情况。利用二维水动力数学模型，对不同洪水频率条件下以及不同的溃口位置处永定河左堤溃堤北京市城区内洪水演进情况进行计算和模拟。具体方法如下图所示：

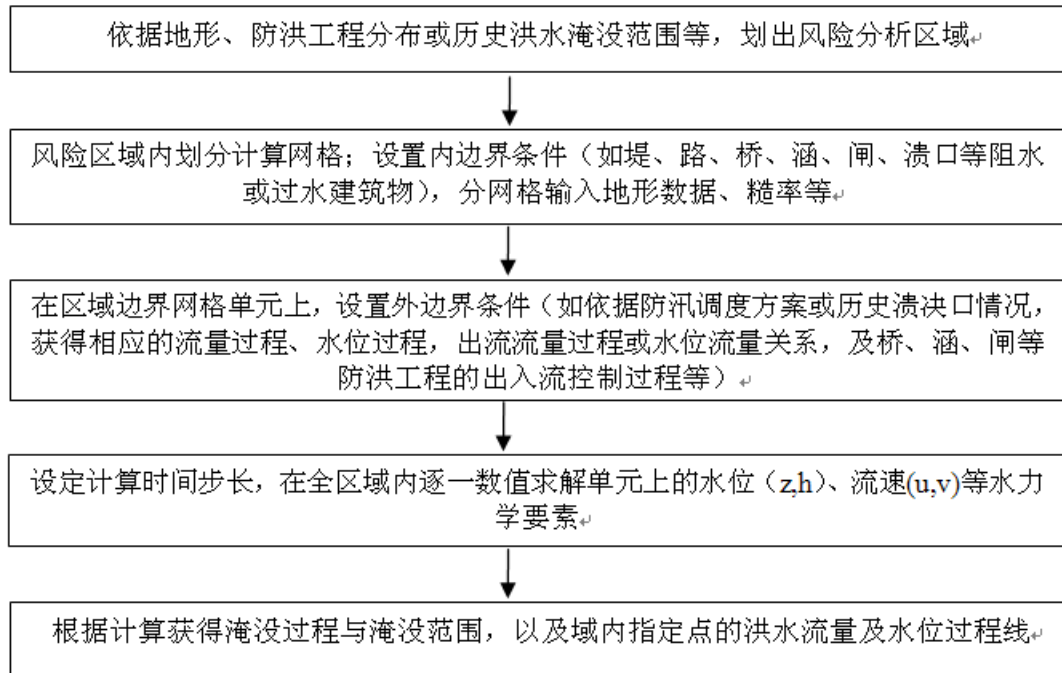


图 4-3 二维水力学法洪水风险分析的技术路线

4.2.2 计算区域选择

永定河左堤北京市位置如下图所示。计算区域地势从北向南逐渐降低，区域高程较低的南部为北京市界，根据地势特点，通过 DEM 数据选取高程 140 米的等高线作为北端的计算域边界，北京市界作为南端的计算域边界，其它方向使用永定河右堤与温榆河、北运河右堤作为计算域边界。

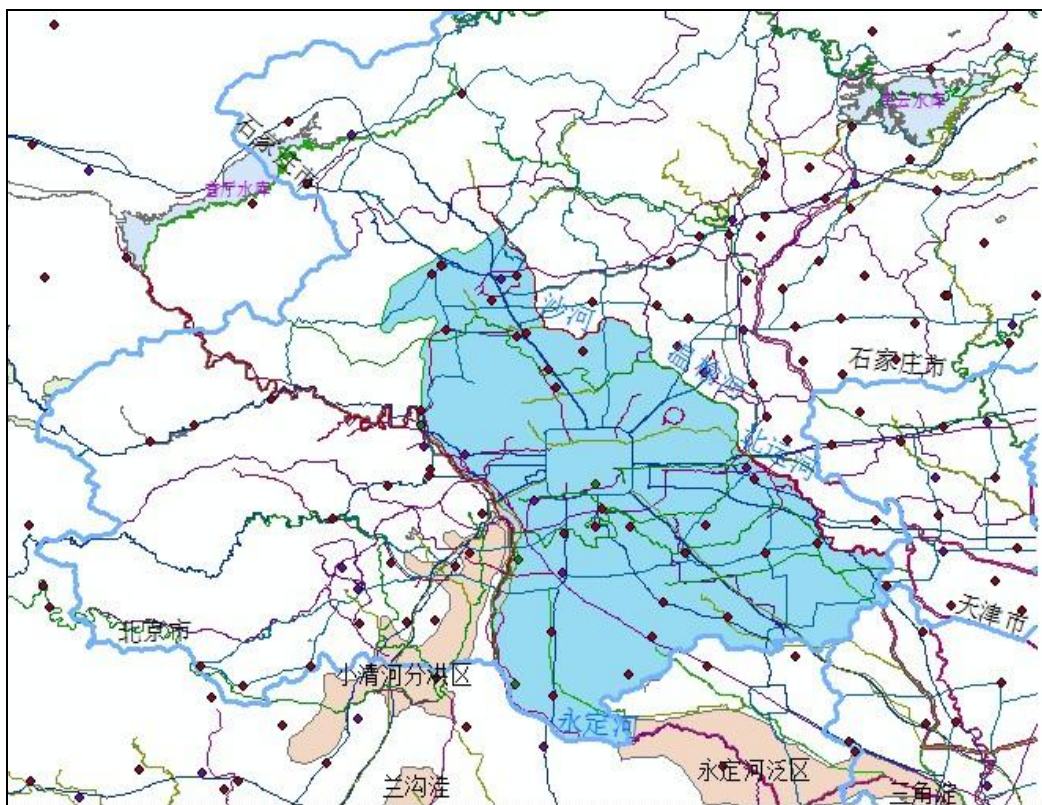


图 4-4 永定河左堤洪水风险分析计算范围示意图

4.2.3 计算域网格划分

根据计算域内部地势并无急剧变化的特点，适当采用较大的计算网格，使用约 400 米×400 米作为绝大部分网格的尺寸大小，剖分为 21539 个网格。网格划分时以计算域外边界、区域内堤防、阻水建筑物、较大河渠、主要公路、铁路作为依据，采用无结构不规则网格。完成网格剖分之后，由 DEM 读取数据赋予网格高程信息，高程点的密度完全能满足数据读取要求。网格的具体布置如图 4-4 所示。

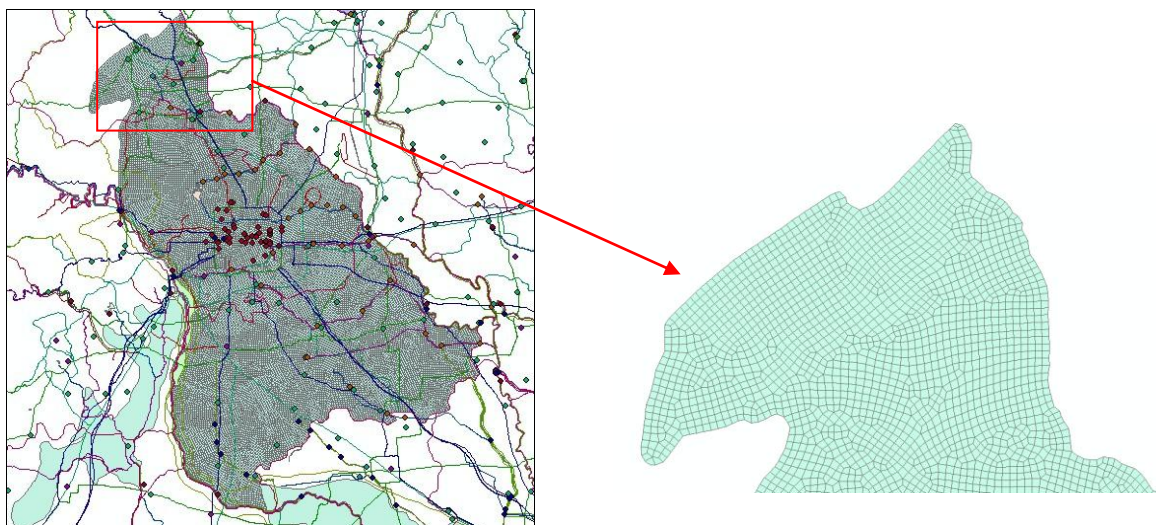


图 4-5 网格划分

4.2.4 计算方案的设定

根据《永定河超标洪水调度原则》及《洪水风险图编制技术细则》，考虑使用目标，对于低频率（2 年、5 年、10 年、20 年）洪水风险不予计算，只计算较高频率（50 年、100 年、200 年、历史最大）洪水风险。

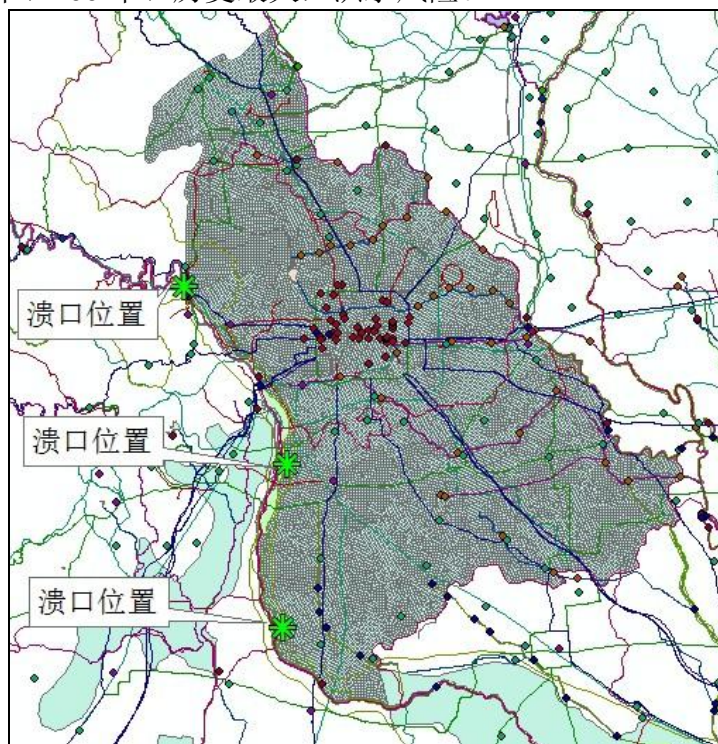


图 4-6 溃口位置

在计算范围内永定河的“官厅山峡”段、“卢梁”段分别设置 1 个和 2 个溃口。溃口的位置根据永定河左堤险工险段确定,“官厅山峡”段取三家店上游三雁路挡坝处、“卢梁”段取鹅房、西麻各庄处(如图 4-6)。

根据溃堤的一般经验数据和永定河历史上溃决的实际记录,三家店上游三雁路挡坝处溃口的尺寸选取宽 300 米,鹅房处溃口的尺寸分别选为宽 50 米、100 米、200 米,西麻各庄处溃口的尺寸分别选为宽 100 米、200 米、300 米。底高程取溃口处堤防两侧较高的地面高程。洪峰持续时间为 3 天,假定溃口从出现即位最终状态。对于选定频率的洪水,考虑 3 个溃口单独溃堤,不考虑同时溃口情况,设计洪水分析方案如表 4-2。

表 4-2 永定河左堤洪水分析方案一览表

方案编号	洪水频率	河道流量 (m ³ /s)	溃口位置	溃口宽度
1	可能最大洪水 (16000m ³ /s)	三家店拦河闸堵口时河道 流量 9000	三家店上游三雁 路挡坝	300
2	100 年一遇以下 洪水	卢沟桥拦河闸过流量为 2500	鹅房	50
3			鹅房	100
4			鹅房	200
5			西麻各庄	100
6			西麻各庄	200
7			西麻各庄	300
8	200 年一遇	卢沟桥拦河闸过流量为 3000	鹅房	50
9			鹅房	100
10			鹅房	200
11			西麻各庄	100
12			西麻各庄	200
13			西麻各庄	300

备注:洪水频率 100 年一遇以下是指 50 年一遇以及 100 年一遇洪水。以下同。

在固定河道流量以及堤防溃口直接达到一定宽度的条件下(具体溃口宽度见表 4-2),采取如下方法确定溃口流量:

1. 根据永定河河道断面大概形状、平均比降、河道长度等信息,建立能反映永定河基本特性的水动力学模型;
2. 在河道模型上将溃口作为侧堰处理;
3. 将不同频率洪水下各河道对应的规划控泄流量作为边界条件加入模型,运行直至状态恒定,得到溃口最终流量 Q^u ;
4. 在洪峰持续出现的 3 天内,溃口流量按照 Q^u 进行计算,3 天之后按照溃口流量为零处理。

利用二维水动力学模型对表 4-2 所述的分洪方案进行计算，并对溃口最终流量 Q^m 进行了统计，统计情况见表 4-3。

表 4-3 各方案溃口处河道水深、流量及洪量统计

洪水频率	河道流量 (m^3/s)	溃口位置	溃口 宽度	溃口 个数	河道水深 (m)	溃口流量 Q^m (m^3/s)	洪量 (亿 m^3)
可能最大洪水	三家店拦河 闸堵口时河道 流量 9000	三家店上游 三雁路挡坝	300	1	2.112	1570.4	4.07
100 年一遇以 下洪水	卢沟桥拦河 闸过流量为 2500	鹅房	50	1	1.78	201.9	0.52
		鹅房	100	1	1.78	403.9	1.05
		鹅房	200	1	1.78	807.8	2.09
		西麻各庄	100	1	2.15	537.1	1.39
		西麻各庄	200	1	2.15	1074.1	2.78
		西麻各庄	300	1	2.15	1611.2	4.18
200 年一遇洪水	卢沟桥拦河 闸过流量为 3000	鹅房	50	1	1.98	238.0	0.62
		鹅房	100	1	1.98	476.0	1.23
		鹅房	200	1	1.98	951.9	2.47
		西麻各庄	100	1	2.4	633.0	1.64
		西麻各庄	200	1	2.4	1266.0	3.28
		西麻各庄	300	1	2.4	1899.0	4.92

4.3 永定河洪水影响评估

4.3.1 不同方案的洪水影响分析

根据各种模拟方案的计算结果，统计重要基础设施的淹没情况见表 4-4。

表 4-4 各方案下重要基础设施淹没情况

方案 编号	国家机关	县级政府	乡镇	村	大型 水闸	中型 水闸	铁路	高速 公路
1	45	2	7	203	1	14	7	2
2		1	1	32			1	
3		1	3	42	1		1	
4		1	4	61	2	2	1	
5			1	21	4			
6			2	27	4			
7			2	33	4			
8			1	34			1	
9			3	46	1		1	
10			4	64		2	1	
11			1	25	4			
12			2	31	4			
13								

估算永定河遇不同频率洪水时，不同淹没水深下的淹没面积、淹没人口、耕地面积、林地面积、GDP 等。洪水影响情况如下表：

表 4-5 永定河遇可能最大洪水不同淹没水深下的影响情况

方案 编号	洪水 频率	溃口位置及溃口宽度	最高淹没水深 (m)	水深 等级	淹没 面积 (km2)	淹没 人口 (人)	耕地 面积 (万亩)	林地 面积 (万亩)	GDP (亿元)
1	可能 最大 洪水	三家店 上游 300 米	7.48	<0.5	330.6	329023	7.22	31.83	277.60
				0.5-1.0	216.0	214891	4.71	20.79	181.31
				1.0-1.5	147.4	146648	3.22	14.19	123.73
				1.5-2.5	98.1	97623	2.14	9.45	82.37
				2.5-5.0	34.3	34176	0.75	3.31	28.84
				>5.0	11.9	11804	0.26	1.14	9.96

表 4-6 永定河遇 100 年一遇以下洪水不同淹没水深下的影响情况

方案编号	洪水频率	溃口位置及溃口宽度	最高淹没水深(m)	水深等级	淹没面积(km ²)	淹没人口(人)	耕地面积(万亩)	林地面积(万亩)	GDP(亿元)
5	100年一遇以下洪水	鹅房50米	1.44	<0.2	83.0	82610	1.81	7.99	69.70
				0.2-0.5	149.7	149011	3.27	14.42	125.72
				0.5-1.0	699.1	695638	15.26	67.31	586.92
				1.0-1.5	0.83	826157	18.12	79.93	697.05
8		鹅房100米	2.09	<0.5	263.7	262436	5.76	25.39	221.42
				0.5-1.0	177.7	176836	3.88	17.11	149.20
				1.0-1.5	15.8	15685	0.34	1.52	13.23
				1.5-2.5	0.5	486	0.01	0.05	0.41
11		鹅房200米	3.28	<0.5	252.1	250888	5.50	24.27	211.68
				0.5-1.0	278.7	277308	6.08	26.83	233.97
				1.0-1.5	100.0	99549	2.18	9.63	83.99
				1.5-2.5	12.8	12715	0.28	1.23	10.73
				2.5-5.0	0.5	486	0.01	0.05	0.41
14		西麻各庄100米	3.36	<0.5	84.4	84029	1.84	8.13	70.90
				0.5-1.0	56.6	56345	1.24	5.45	47.54
				1.0-1.5	44.6	44360	0.97	4.29	37.43
				1.5-2.5	42.1	41902	0.92	4.05	35.35
				2.5-5.0	5.9	5827	0.13	0.56	4.92
17		西麻各庄200米	5.11	<0.5	87.1	86633	1.90	8.38	73.09
				0.5-1.0	627.4	624355	13.69	60.41	526.78
				1.0-1.5	45.6	45408	1.00	4.39	38.31
				1.5-2.5	66.5	66157	1.45	6.40	55.82
				2.5-5.0	40.4	40189	0.88	3.89	33.91
				>5.0	0.2	165	0.00	0.02	0.14
20		西麻各庄300米	6.50	<0.5	51.6	51317	1.13	4.97	43.30
				0.5-1.0	62.7	62417	1.37	6.04	52.66
				1.0-1.5	48.2	47972	1.05	4.64	40.48
				1.5-2.5	70.2	69834	1.53	6.76	58.92

				2.5-5.0	75.2	74817	1.64	7.24	63.12
				>5.0	1.5	1518	0.03	0.15	1.28

表 4-7 永定河遇 200 年一遇洪水不同淹没水深下的影响情况

方案编号	洪水频率	溃口位置及溃口宽度	最高淹没水深(m)	水深等级	淹没面积(km ²)	淹没人口(人)	耕地面积(万亩)	林地面积(万亩)	GDP(亿元)
23	200年一遇洪水	鹅房50米	1.55	<0.5	245.5	244247	5.36	23.63	206.08
				0.5-1.0	89.2	88805	1.95	8.59	74.93
				1.0-1.5	1.7	1717	0.04	0.17	1.45
				1.5-2.5	0.3	320	0.01	0.03	0.27
26		鹅房100米	2.33	<0.5	261.8	260531	5.71	25.21	219.82
				0.5-1.0	208.9	207855	4.56	20.11	175.37
				1.0-1.5	26.3	26125	0.57	2.53	22.04
				1.5-2.5	1.0	978	0.02	0.09	0.83
29		鹅房200米	3.64	<0.5	246.2	245038	5.37	23.71	206.74
				0.5-1.0	277.5	276108	6.06	26.71	232.96
				1.0-1.5	143.9	143162	3.14	13.85	120.79
				1.5-2.5	23.1	22976	0.50	2.22	19.39
				2.5-5.0	0.6	638	0.01	0.06	0.54
32		西麻各庄100米	3.69	<0.5	83.2	82810	1.82	8.01	69.87
				0.5-1.0	58.7	58445	1.28	5.65	49.31
				1.0-1.5	42.6	42398	0.93	4.10	35.77
				1.5-2.5	52.2	51977	1.14	5.03	43.85
				2.5-5.0	10.2	10174	0.22	0.98	8.58
35		西麻各庄200米	5.64	<0.5	83.0	82630	1.81	7.99	69.72
				0.5-1.0	67.8	67458	1.48	6.53	56.92
	1.0-1.5			45.5	45246	0.99	4.38	38.17	
	1.5-2.5			69.2	68895	1.51	6.67	58.13	
	2.5-5.0			53.2	52981	1.16	5.13	44.70	
	>5.0			0.5	546	0.01	0.05	0.46	
38	西麻各庄300米	7.16	<0.5	71.2	70860	1.55	6.86	59.79	
			0.5-1.0	75.2	74819	1.64	7.24	63.13	
			1.0-1.5	51.4	51132	1.12	4.95	43.14	
			1.5-2.5	71.2	70861	1.55	6.86	59.79	
			2.5-5.0	89.9	89416	1.96	8.65	75.44	
			>5.0	4.3	4305	0.09	0.42	3.63	

估算各方案最大淹没范围下的淹没面积、淹没人口，洪水影响情况见表 4-8；

表 4-8 永定河左堤不同洪水风险分析计算方案下的淹没情况

方案 编号	洪水 频率	溃口 位置	溃口 宽度	最大 淹没 水深 (m)	计算 时间 (天)	淹没 面积 (km ²)	淹没 人口 (人)	耕地 面积	林地 面积 (万亩)	GDP (亿元)
1	可能 最大 洪水	三家店上 游三雁路 挡坝	300	7.48	3	234.0	279618	5.11	22.53	196.44
					7	838.3	1001818	18.29	80.71	703.80
					10	1219.1	1456981	26.61	117.38	1023.57
2	100 年 一遇 以下 洪水	鹅房	50	1.44	3	128.4	153506	2.80	12.37	107.84
					7	303.4	362561	6.62	29.21	254.71
10					379.0	452939	8.27	36.49	318.20	
3			100	2.09	3	204.0	243006	4.45	19.64	171.28
					7	457.7	546976	9.99	44.07	384.27
					10	553.7	661681	12.08	53.31	464.85
4			200	3.28	3	298.2	356365	6.51	28.71	250.36
					7	644.1	769763	14.06	62.01	540.78
					10	732.8	875746	15.99	70.55	615.23
5		西麻各庄	100	3.36	3	133.2	159158	2.91	12.82	111.81
					7	233.4	278984	5.09	22.48	195.99
					10	253.1	302436	5.52	24.37	212.47
6			200	5.11	3	188.8	225605	4.12	18.18	158.49
					7	302.5	361479	6.60	29.12	253.95
					10	323.2	386218	7.05	31.11	271.33
7			300	6.50	3	228.0	272444	4.98	21.95	191.40
					7	309.4	369751	6.75	29.79	259.76
					10	359.9	430114	7.85	34.65	302.17
8	200 年 一遇 洪水	鹅房	50	1.55	3	144.0	172052	3.14	13.86	120.87
					7	336.7	402434	7.35	32.42	282.72
					10	418.3	499876	9.13	40.27	351.18
9			100	2.33	3	225.2	269100	4.91	21.68	189.05
					7	497.9	595073	10.87	47.94	418.05
					10	591.6	707063	12.91	56.96	496.73
10			200	3.64	3	324.6	387889	7.08	31.25	272.50
					7	691.3	826181	15.09	66.56	580.41
					10	780.4	932635	17.03	75.14	655.20
11		西麻各庄	100	3.69	3	145.1	173413	3.17	13.97	121.83
					7	246.8	294989	5.39	23.77	207.24
					10	268.0	320272	5.85	25.80	225.00
12			200	5.64	3	204.5	244342	4.46	19.68	171.66
					7	319.2	381418	6.97	30.73	267.96

					10	338.9	404976	7.40	32.63	284.51
13			300	7.16	3	244.2	291855	5.33	23.51	205.04
					7	363.2	434023	7.93	34.97	304.91
					10	374.0	446958	8.16	36.01	314.0

4.3.2 洪水在北京市城区的演进情况

由于篇幅有限，本文仅分析永定河遇可能最大洪水及遇 100 年一遇以下洪水时的洪水演进情况，对遇 200 年一遇洪水时的情况不做分析。

(1) 方案 1: 永定河遭遇可能最大洪水，三家店上游溃决，溃口宽度 300 米，洪水历时 3 天，演进 7 天。

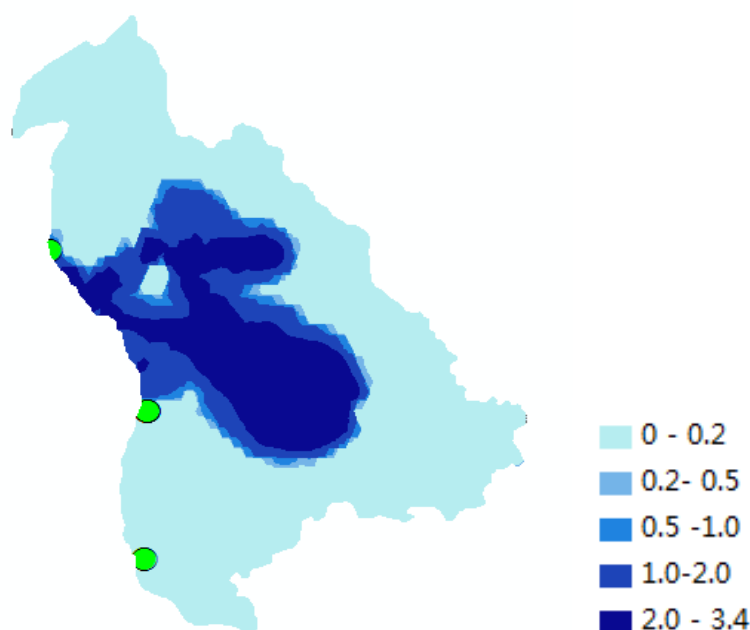


图 4-6 永定河遇可能最大洪水，洪水演进 7 天淹没水深示意图

这种进洪方案下，洪水从三家店上游溃口进入保护区。经计算，进洪 1 小时，溃口附近水深达到 3.8m；进洪 5 小时，溃口附近最大水深达到 5.8m 以上；洪水从溃口在北京市内演进；由于溃口附近地势为濒临山区，向南地势逐渐降低，因此洪水从北向南演进比较快，进洪 20 小时后，洪水向北演进 3.6km，到达杨坨附近；洪水向南演进 12km，到达杨庄附近；洪水绕过山脉，向南演进，到达草桥时，水深 2.12m。

此种进洪方案下保护区内的极危险区有 3 处，一处为三家店上游溃口附近 5km 范围内，该溃口处地势较高，最大淹没水深在 16.46m 左右，溃口附近流速大，淹没速度快，要尽快撤离；另一处在麻峪附近，该地区位于山脚，流速较大，水深大，属于高风险区；另一处在草桥附近，该地区地势平坦，淹没水深 2m 以

上，但洪水在演进过程中，到达该地区的时间较长，因此该地区人员撤退时间较充裕。

(2) 方案 2: 永定河卢沟桥拦河闸下游河道行洪流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$ ，鹅房处溃决，溃口宽度 50 米。洪水历时 3 天，演进 7 天。

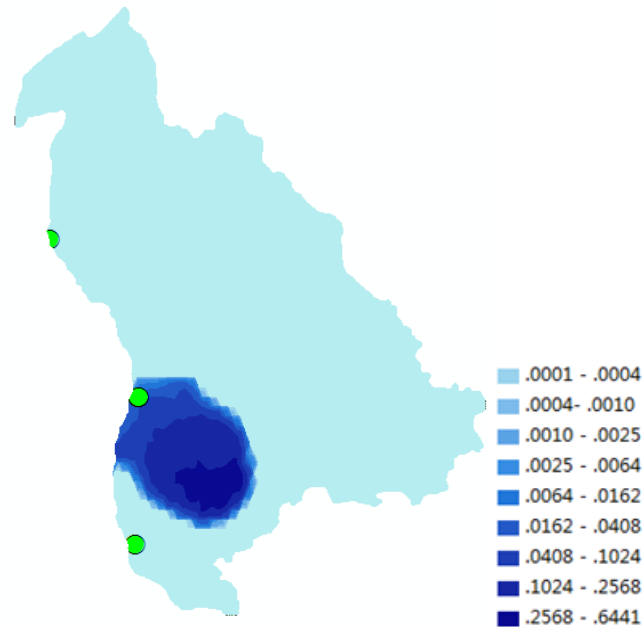


图 4-7 永定河遇 100 年一遇洪水，鹅房溃口宽 50m，淹没水深示意图

这种进洪方案下，洪水从鹅房溃口进入保护区。经计算，进洪 1 小时，溃口附近水深达到 1.4m；进洪 5 小时，溃口附近最大水深达到 1.44m 以上；洪水从溃口在北京市内演进；由于溃口附近地势较平坦，因此洪水从南往北演进比较缓慢，进洪 20 小时后，洪水向北演进 0.8km；洪水向南演进 4km，到达马村附近，该范围内最大水深为 1.38m 左右。

此种进洪方案下保护区内的极危险区有 2 处，一处为鹅房溃口附近 4.8km 范围内，该溃口处地势较高，最大淹没水深在 1.44m 左右，流速较小，淹没速度较缓慢，但人口居住密集，要尽快撤离；另一处在沙窝附近，该地区地势较周围偏低，但洪水在演进过程中，到达该地区的时间较长，因此该地区人员撤退时间较充裕。

(3) 方案 3: 永定河卢沟桥拦河闸下游河道行洪流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$ ，鹅房处溃决，溃口宽度 100 米。洪水历时 3 天，演进 7 天。

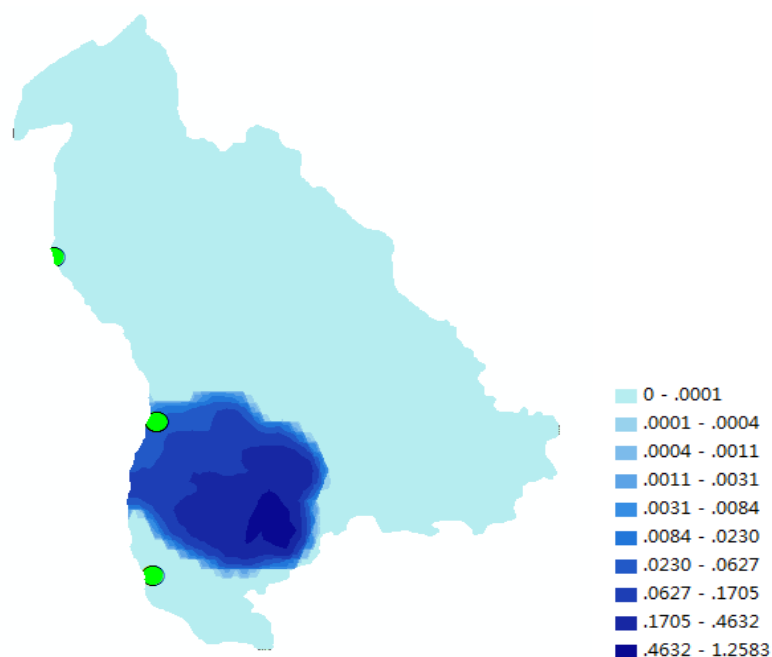


图 4-8 永定河遇 100 年一遇洪水，鹅房溃口宽 100 米，淹没水深示意图

这种进洪方案下，洪水从鹅房溃口进入保护区。经计算，进洪 1 小时，溃口附近水深达到 1.89m；进洪 5 小时，溃口附近最大水深达到 1.91m 以上；洪水从溃口在北京市内演进；由于溃口附近地势较平坦，因此洪水演进比较缓慢，进洪 20 小时后，洪水向北演进 1.2km；洪水向南演进 4.8km，到达马村附近。

此种进洪方案下保护区内的极危险区有 2 处，一处为鹅房溃口附近 5km 范围内，该溃口处地势较高，最大淹没水深在 2.1m 左右，流速较小，淹没速度较缓慢，但人口居住密集，要尽快撤离；另一处在沙窝附近，该地区地势较周围偏低，但洪水在演进过程中，到达该地区的时间较长，因此该地区人员撤退时间较充裕。

(4) 方案 4: 永定河卢沟桥拦河闸下游河道行洪流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$ ，鹅房处溃决，溃口宽度 200 米。洪水历时 3 天，演进 7 天。

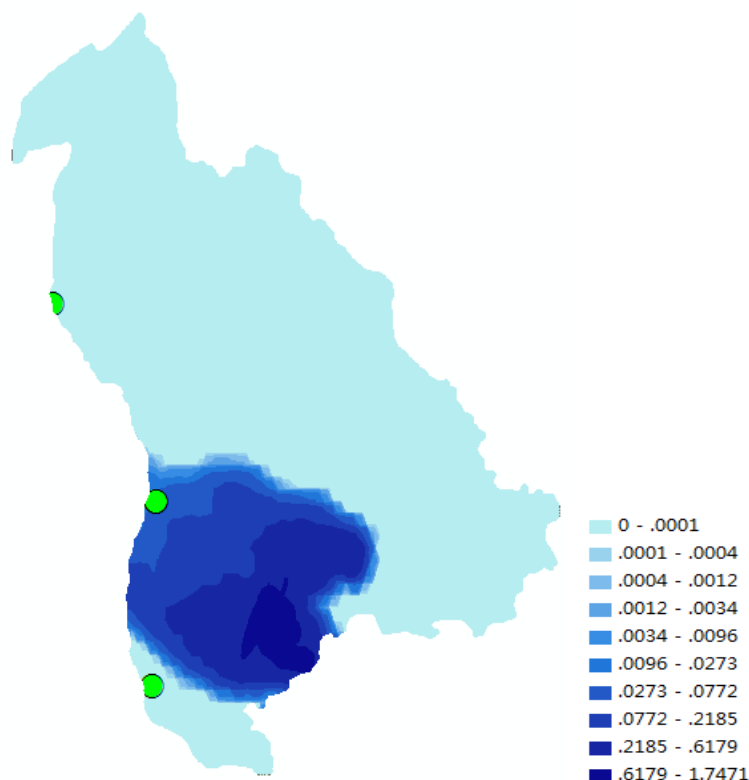


图 4-9 永定河遇 100 年一遇洪水，鹅房溃口宽 200 米，淹没水深图

这种进洪方案下，洪水从鹅房溃口进入保护区。经计算，进洪 1 小时，溃口附近水深达到 2.94m；进洪 5 小时，溃口附近最大水深达到 3.22m 以上；洪水从溃口在北京市内演进；由于溃口附近地势较平坦，因此洪水演进比较缓慢，进洪 20 小时后，洪水向北演进 2km；洪水向南演进 5.6km，到达马村附近。

此种进洪方案下保护区内的极危险区有 2 处，一处为鹅房溃口附近 7.6km 范围内，该溃口处地势较高，最大淹没水深在 3.28m 左右，流速较小，淹没速度较缓慢，但人口居住密集，要尽快撤离；另一处在沙窝附近，该地区地势较周围偏低，但洪水在演进过程中，到达该地区的时间较长，因此该地区人员撤退时间较充裕。

(5) 方案 5：永定河卢沟桥拦河闸下游河道行洪流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$ ，西麻各庄处溃决，溃口宽度 100 米。洪水历时 3 天，演进 7 天。

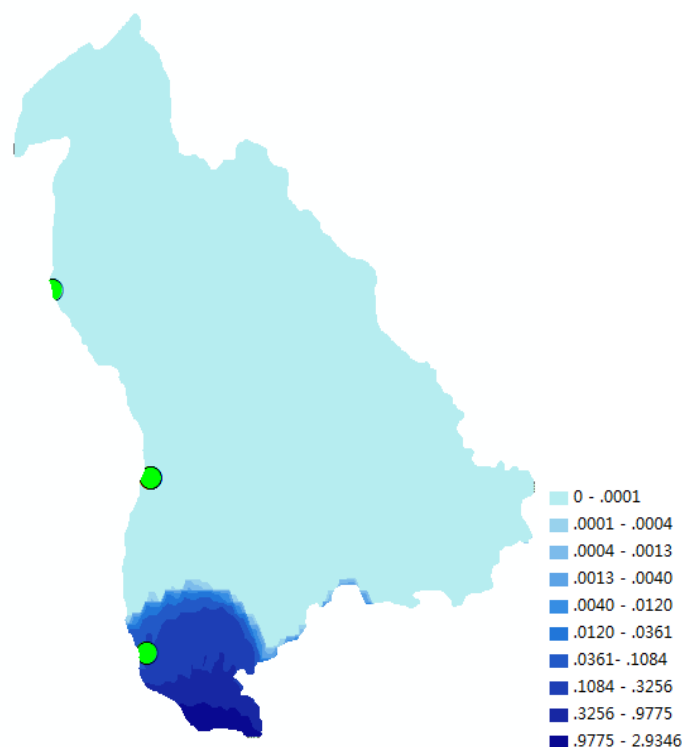


图 4-10 永定河遇 100 年一遇洪水，西马各庄溃口宽 100 米，淹没水深示意图

这种进洪方案下，洪水从西麻各庄溃口进入保护区。经计算，进洪 1 小时，溃口附近水深达到 2.39m；进洪 5 小时，溃口附近最大水深达到 2.86m 以上；洪水从溃口在北京市内演进；由于溃口附近地势较平坦，因此洪水演进比较缓慢，进洪 20 小时后，洪水向南演进 6.8km，到达胡林村附近。

此种进洪方案下保护区内的极危险区有 2 处，一处为西麻各庄溃口附近 7km 范围内，该溃口附近水深为 2m 以上较大，要尽快撤离；另一处在大辛庄附近，该地区地势较低，流速大，相对安全，洪水在演进过程中，到达该地区的时间较长，因此该地区人员撤退时间较充裕。

(6) 方案 6：永定河卢沟桥拦河闸下游河道行洪流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$ ，西麻各庄处溃决，溃口宽度 200 米。洪水历时 3 天，演进 7 天。

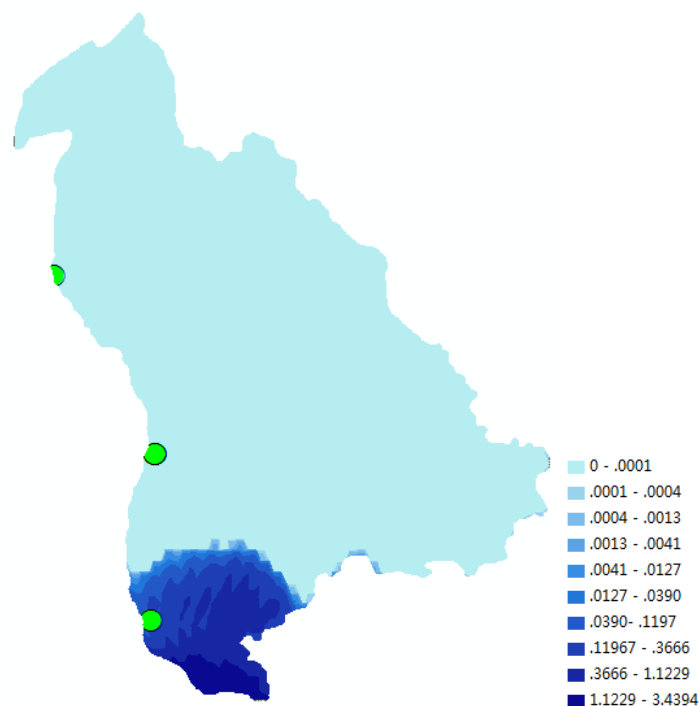


图 4-11 永定河遇 100 年一遇洪水，西马各庄溃口宽 200 米，淹没水深示意图

这种进洪方案下，洪水从西麻各庄溃口进入保护区。经计算，进洪 1 小时，溃口附近水深达到 3.65m；进洪 5 小时，溃口附近最大水深达到 4.3m 以上；洪水从溃口在北京市内演进；由于溃口附近地势较平坦，因此洪水演进比较缓慢，进洪 20 小时后，洪水向南演进 8.4km，到达十里铺村附近，该范围内最大水深为 4.79m。

此种进洪方案下保护区内的极危险区有 2 处，一处为西麻各庄溃口附近 7km 范围内，该溃口附近最大淹没水深在 5.1m 左右，要尽快撤离；另一处在大辛庄附近，该地区地势较低，流速大，相对安全，洪水在演进过程中，到达该地区的时间较长，因此该地区人员撤退时间较充裕。

（7）方案 7：永定河卢沟桥拦河闸下游河道行洪流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$ ，西麻各庄处溃决，溃口宽度 300 米。洪水历时 3 天，演进 7 天。

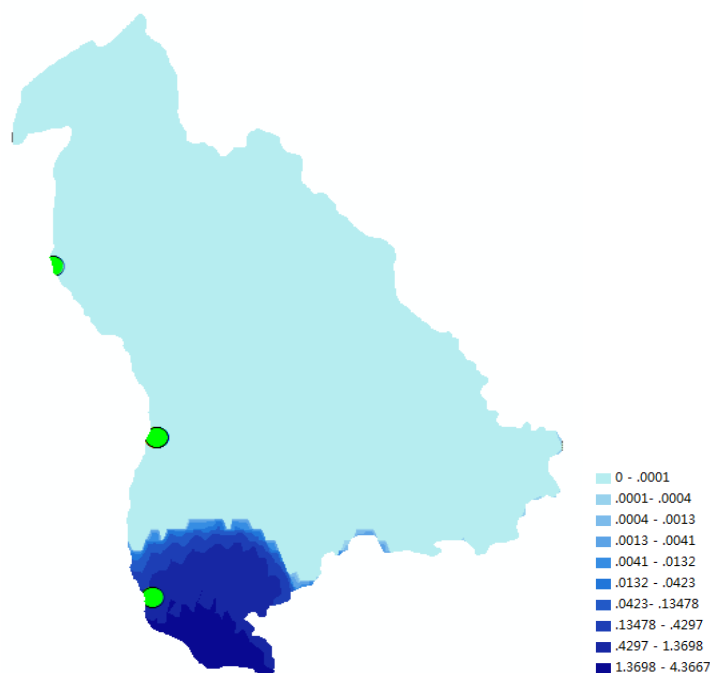


图 4-12 永定河遇 100 年一遇洪水，西马各庄溃口宽 300 米，淹没水深示意图

这种进洪方案下，洪水从西麻各庄溃口进入保护区。经计算，进洪 1 小时，溃口附近水深达到 4.65m；进洪 5 小时，溃口附近最大水深达到 5.5m 以上；洪水从溃口在北京市内演进；由于溃口附近地势较平坦，因此洪水演进比较缓慢，进洪 20 小时后，洪水向南演进 9.2km，到达十里铺村附近，该范围内最大水深为 6.07m。

此种进洪方案下保护区内的极危险区有 2 处，一处为西麻各庄溃口附近 7km 范围内，该溃口附近最大淹没水深在 6.5m 左右，流速较大，要尽快撤离；另一处在大辛庄附近，该地区地势较低，流速大，相对安全，洪水在演进过程中，到达该地区的时间较长，因此该地区人员撤退时间较充裕。

4.4 本章小结

本章介绍了永定河和北京市城区的概况，重点分析永定河左堤溃堤洪水对北京市造成的洪水风险。根据永定河洪水调度方案确立了计算方案，利用二维洪水演进模型展开不同方案的计算。根据数值模拟结果，进行洪水影响分析评估，分析洪水的演进规律及危险程度，为洪水风险图的绘制提供可靠的数据保证。

第五章 永定河左堤洪水风险图研制

本章研究绘制洪水风险图的方法，根据永定河左堤溃堤洪水在北京市的数值模拟结果，绘制了北京市城区的洪水风险图。

5.1 洪水风险图及其绘制方法

洪水风险图是指直观反映某一区域遭遇洪水时的风险信息专题地图，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^[78]。洪水风险图应包括直观反映某一区域遭遇洪水时的风险信息专题地图，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、防汛管理等信息。洪水风险信息主要是指不同频率洪水（暴雨）的淹没范围，特征点的淹没水深、淹没历时、洪水流速等。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^[78]。

依据《洪水风险图编制导则》（以下简称《导则》）和《洪水风险图编制技术细则》（以下简称《细则》），绘制洪水风险图一般采用以下三种方法^[78]：

(1) 水文学法

水文学法以发生洪水不确定性反映洪水风险。因此建立洪水频率与风险信息之间的相关性，成为洪水风险图的基本依据。通过洪水风险分析区域水文分析，获取不同的洪水频率的洪量、水位等信息，然后依据河道地形地貌等就可以绘制不同频率洪水的淹没区域范围、淹没水深，最后完成不同频率的洪水风险图。

(2) 水力学法

水力学法的风险分析是基于不同洪水调度或工程运行条件下，洪水过程中的水力学特征值变化，研究洪水发生时可能的威胁及危害程度。依据水力学水量守恒及水动量守恒原理，建立洪水数值模型，模拟洪水的恒定及非恒定演进过程，从而获得洪水风险信息（水位、水深、淹没范围和流速、到达时间等）。

(3) 历史水灾法

历史水灾法基于水灾具有显著的区域自然特征和同一区域重现规律，通过典型场次水灾的水文相关性分析、灾害特性指标分析，从而获取不同频率洪水的风险信息，完成风险图的绘制。由于水灾是洪和涝的综合后果，历史水灾法对于水

灾成因复杂区域的洪水风险分析，具有客观、简便和实用等特点。历史水灾法与水文学和水力学法结合，可以为区域水文频率分析和水力学计算提供基本信息。

河道、洪泛区洪水风险图绘制一般采用一维水力学法和二维水力学法两种。一维水力学方法主要用于推求江河（河段）不同频率河道水面线；二维水力学方法主要用于分析洼淀滞洪区的洪水演进路径、淹没区域范围。两种方法的技术路线^[60]见图 5-1 和图 5-2。

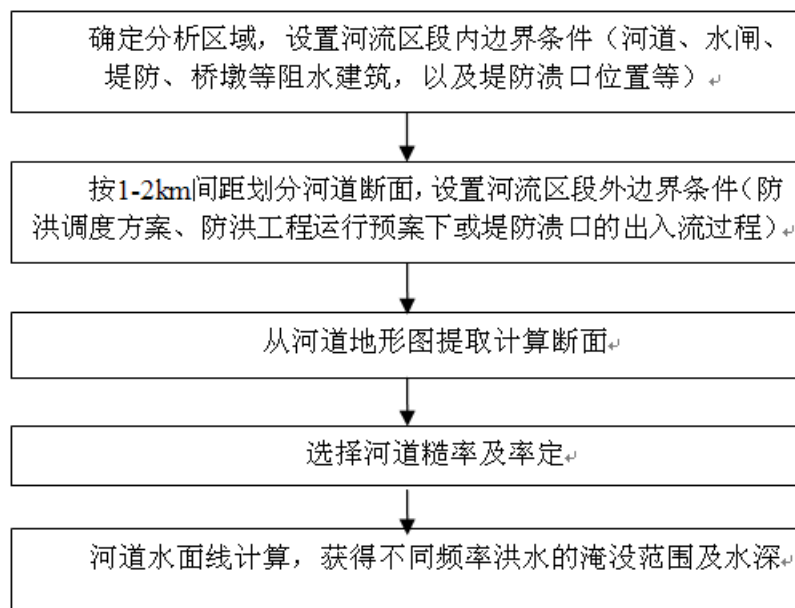


图 5-1 一维水力学法进行洪水风险分析的技术路线

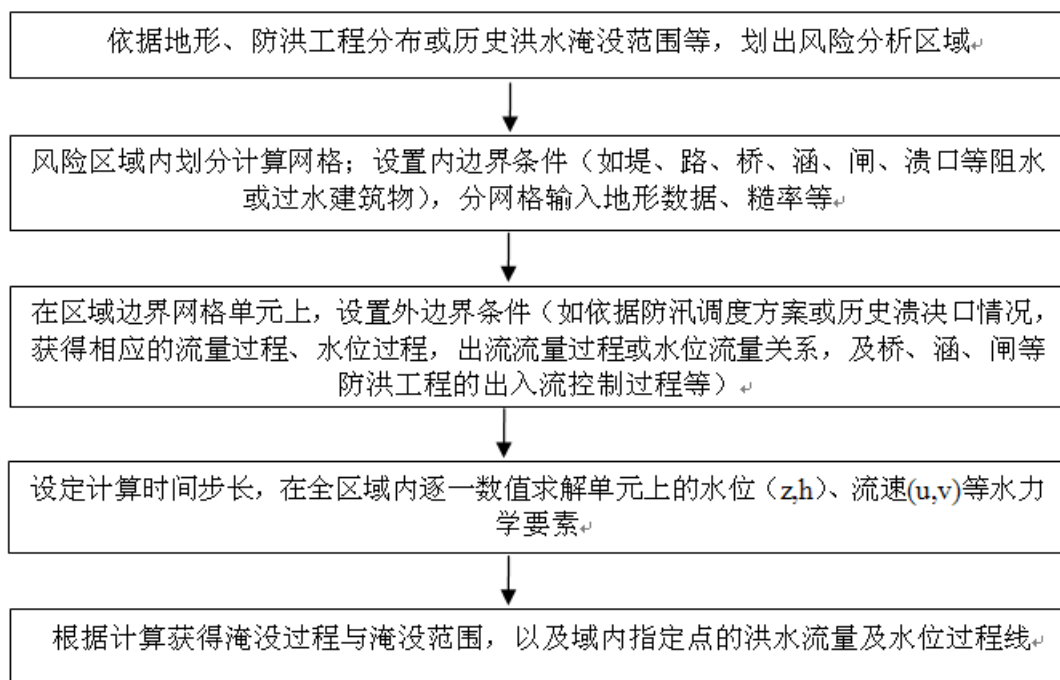


图 5-2 二维水力学法进行洪水风险分析的技术路线

5.2 永定河左堤洪水风险图的绘制步骤

洪水风险图编制的一般工作流程如图 5-3 所示。

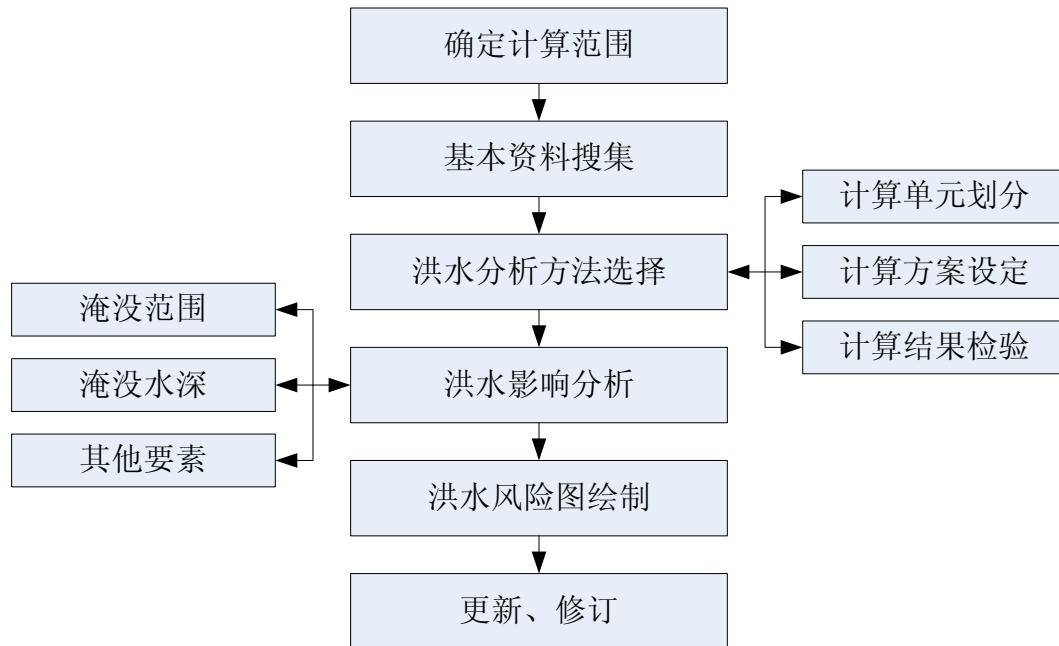


图 5-3 洪水风险图编制工作流程

本文采用《导则》和《细则》所述的洪水风险图绘制方法中的水力学法，进行了洪水方案模拟，得到洪水方案模拟计算结果（淹没范围、淹没水深、淹没历时、洪水流速、淹没最大水深及洪水前锋到达时间等）。永定河洪水风险图将严格按照《细则》里面的数据编码、符号样式、色彩、图层信息着色等等要求，按照以下步骤绘制永定河左堤不同频率洪水风险图^[78]：

- 1.将行政区划图、地形图、水系图、防洪工程分布图合成为工作底图；
- 2.依据洪水风险分析提供的信息，在工作底图上绘制不同频率（场次）洪水～淹没范围，特征点水深和淹没历时。对特定区域的特定需求还须提供洪水演进过程中各时段的淹没范围、水深、流速等信息。

3.明确标示风险图标题、图层图例、指北针、风险图编制单位、风险图编制日期、风险图发布单位、风险图发布日期等辅助信息及与该风险图编制相关的洪水计算条件、洪水计算方法、洪水损失统计、重要保护对象等的相关图表或文字性说明。洪水风险图图面布局格式如图 5-4。

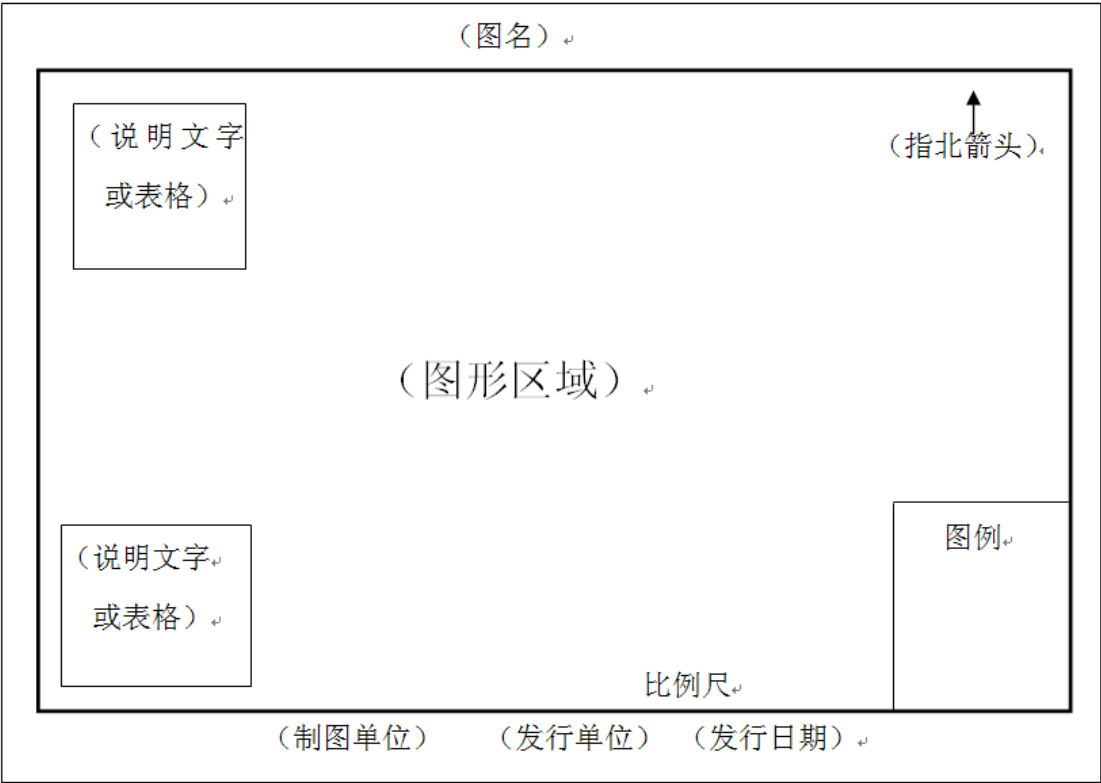
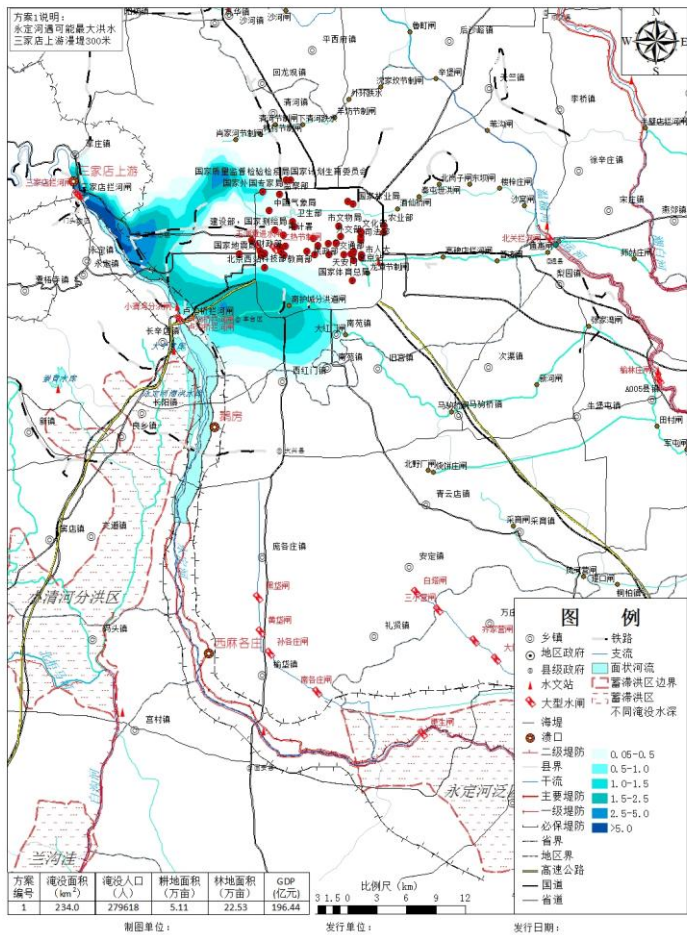


图 5-4 洪水风险图图面布局格式

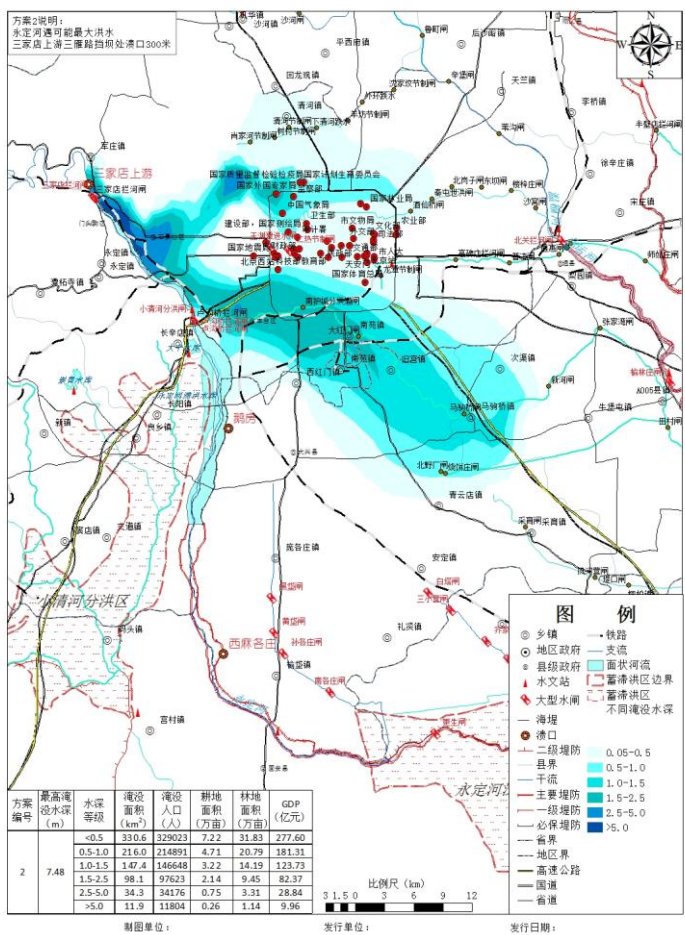
5.3 永定河左堤最大水深分布图

根据洪水演进模拟结果，可绘制永定河左堤洪水淹没范围图、淹没水深图、洪水流速图、最大水深图、淹没历时图、到达时间图。按照 5.2 节绘制过程，仅列举一些方案下的最大水深分布图。

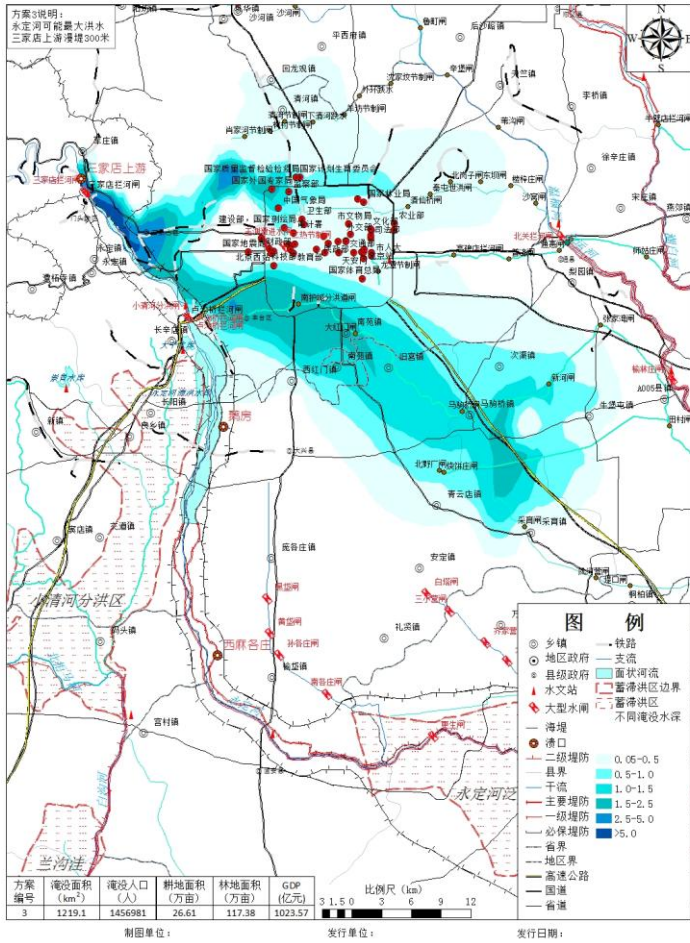
永定河左堤保护区方案1洪水最大水深图



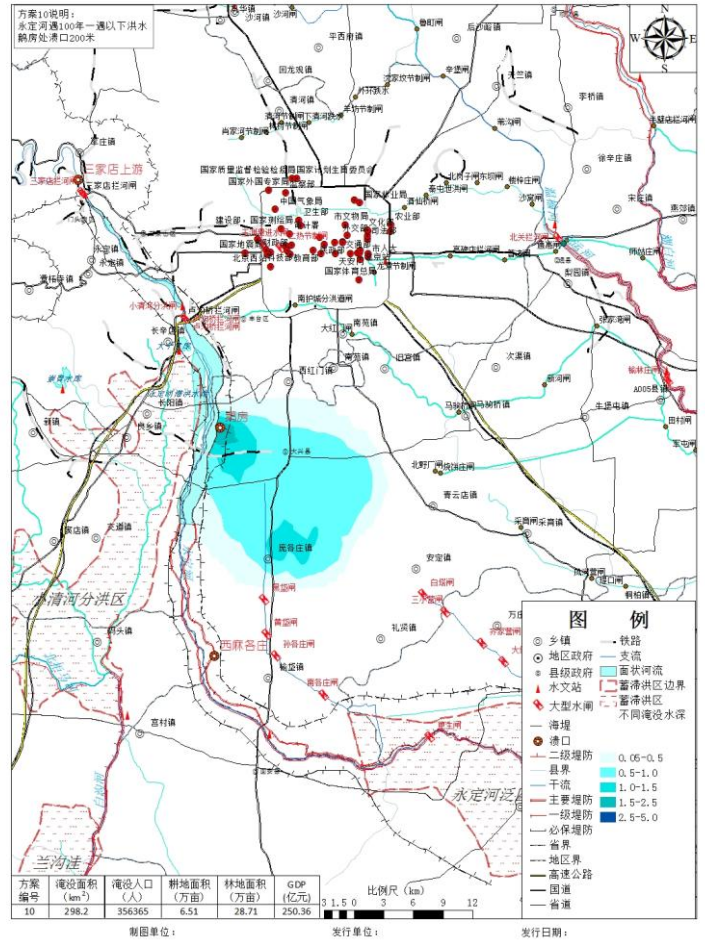
永定河左堤保护区方案2洪水最大水深图



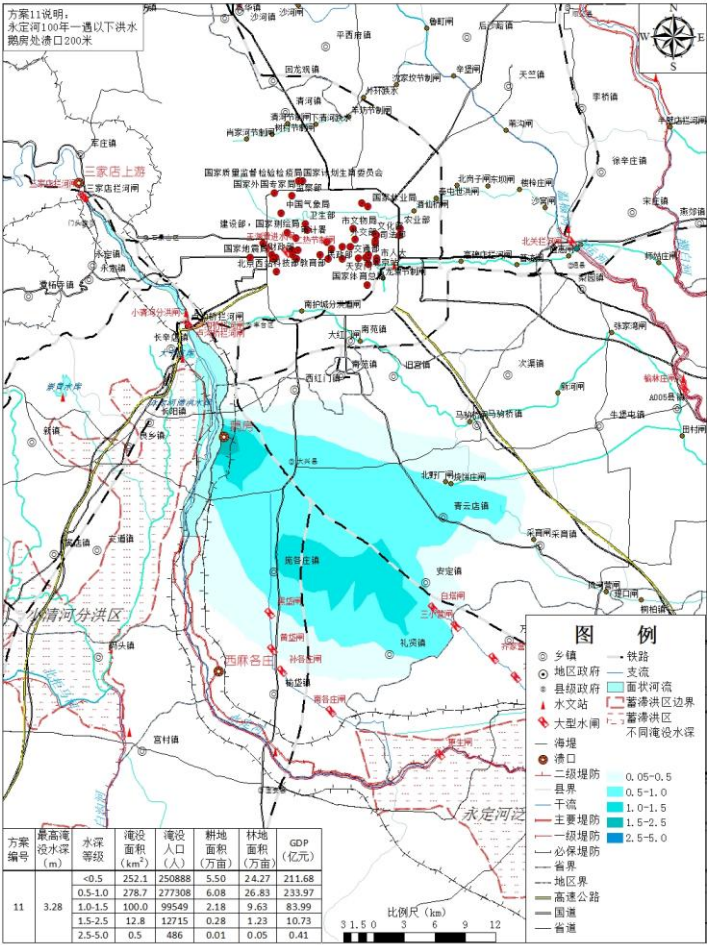
永定河左堤保护区方案3洪水最大水深图



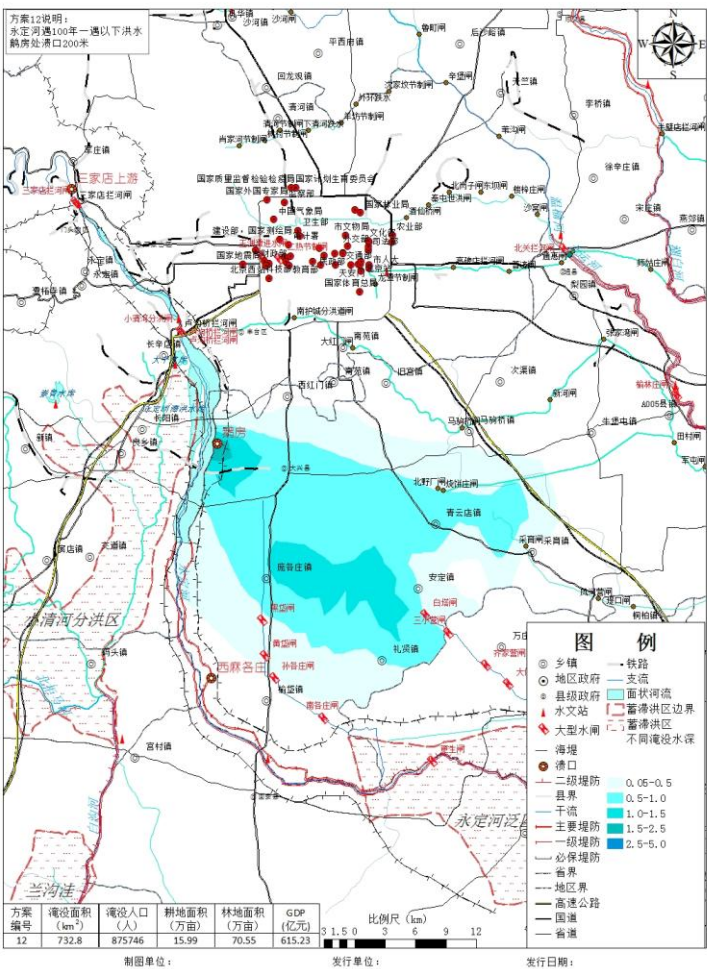
永定河左堤保护区方案10洪水最大水深图



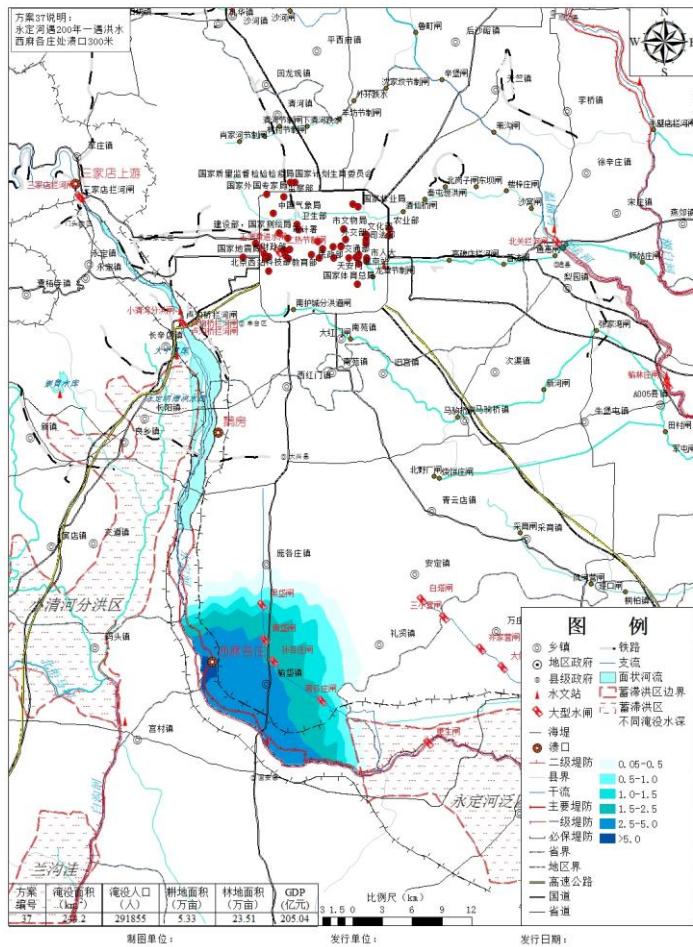
永定河左堤保护区方案11洪水最大水深图



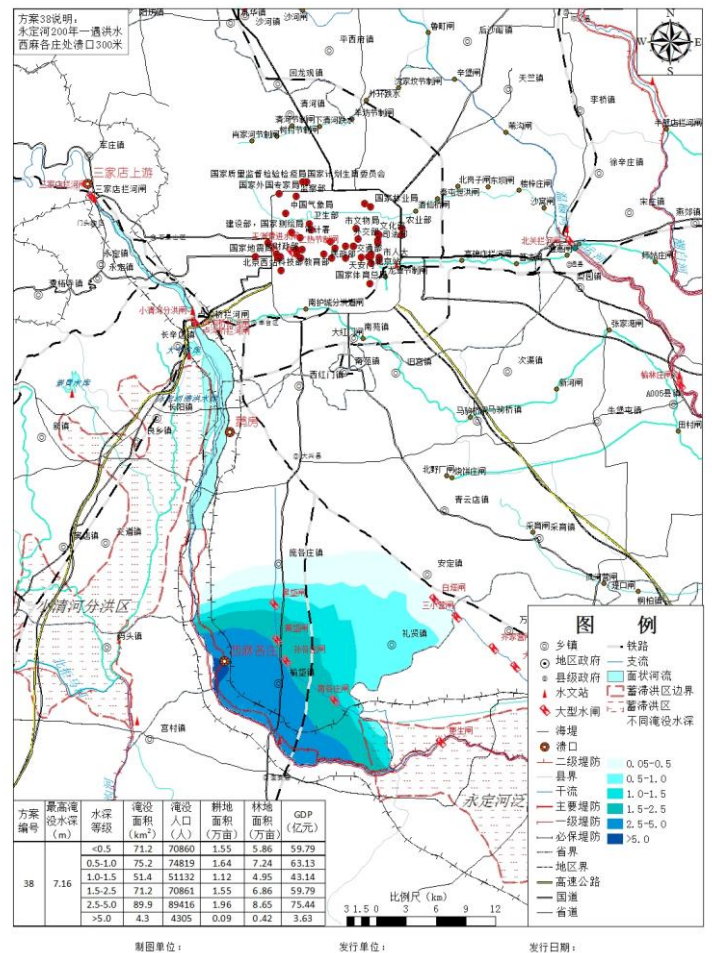
永定河左堤保护区方案12洪水最大水深图



永定河左堤保护区方案37洪水最大水深图



永定河左堤保护区方案38洪水最大水深图



5.4 本章小结

本章阐述了绘制洪水风险图的绘制方法、绘制步骤及绘图要求等，根据永定河左堤洪水淹没数值模拟计算的结果，选取计算出的最大淹没水深为单一指标，严格按照《洪水风险图编制导则》和《洪水风险图编制技术细则》中的绘制步骤和绘图要求，绘制了永定河左堤的最大水深分布图。

第六章 总结与展望

6.1 总结

我国很多城市都是沿江河而建，堤防一旦溃决，所形成的洪水传播速度快，破坏性大，将会给人们的生命和财产造成巨大的损失。因此，研究城区堤防溃决后洪水的演进过程对减小洪水灾害具有重要的现实意义。目前，针对河道堤防溃决及洪水向下游洪泛区演进的数值模拟的研究已有不少成果，本文在模型理论基础上建立了河道溃堤和溃堤洪水向保护区演进的一、二维水力学耦合模型。并根据模型计算结果，编制了永定河洪水风险图。主要取得以下成果：

- 1、建立坝址处主河道的一维水力学模型，建立溃口流量过程计算模型，将河道沿程各处（一维明渠非恒定流模型）与溃口处流量计算与溃口渐变耦合，建立了河道与堤坝溃决耦合的水力模型。

- 2、基于 FVM 方法，采用无结构不规则四边形网格建立二维水动力学洪水仿真计算模型，能够计算洪水向下游演进的淹没水深、淹没流速、洪水历时、洪水前锋到达时间等要素。将河道与堤防溃口耦合计算得到的溃口流量过程作为洪水向下游演进模型的边界条件，实现了一维河道与二维洪泛区的连接。

- 3、将本文建立的耦合水力模型应用于淮河流域谷堆圩保护区洪水淹没计算，数据结果显示该模型能够较好的模拟一维河道溃堤水流及二维溃堤洪水向下游的演进。模拟结果与溃堤过程及溃堤水流传播的特征相符，尤其是在溃口处，溃决过程的水流情况及溃口的扩展情况逼近实际，结果真实合理。

- 5、将本文建立的二维水动力学洪水仿真计算模型应用于永定河河道洪水向北京市城区的演进，进行永定河洪水风险分析影响评估。预测洪水在北京市城区的淹没过程和淹没范围、演进规律等，进行发现危险地区，并及时转移该地区的人员和财产，以减少损失。

- 6、研究洪水风险图的绘制方法及绘制要求，并应用于北京市城区洪水风险图的绘制。严格按照《洪水风险图编制导则》和《洪水风险图编制技术细则》中的图符规范、绘图要求等，绘制了永定河左堤洪水在北京市城区的淹没最大水深分布图。

6.2 存在的不足

在论文闭卷之际，重新阅读与审视写论文的过程，论文内容较多，堤防渐溃模拟相对较复杂，花费了大部分精力，导致在其他问题的研究上略显不足。加之本论文涉及的数据多，处理数据花费了不少时间。论文尚有很多待完善之处。现对其一一提出，以便今后的进一步研究。

1、本文二维模型对于洪泛区（保护区）的选取采用一定值，这对于水流阻力小、水面连续且地表面边界稍平坦的情况下通常是可取的，但如果地面情况差异较大（如地面植被等）或地势高低起伏不平，采用一定值的糙率必然会出现误差。因此，要根据地面情况改变糙率，这些都可以通过改善程序使之自动实现。

2、实际的堤坝溃决水流从溃口的发展到洪水的演进都应该考虑泥沙的影响，在今后的工作中，需要在现有模型的基础上耦合泥沙的侵蚀、输运扩散方程，将溃口处的水流模拟与洪水演进模拟有机结合起来，增强模型的实用性。

3、堤坝渐溃过程中，溃口在横向、垂向同时发展变化，随着时间的推移，由于斜坡失去稳定性导致的坍塌而引起堤顶部溃口逐渐扩大，故堤坝渐溃过程是一个相当复杂的过程，并且有诸多的影响因素。然而，在本论文中仅简单的假定溃口形状按线性的比率扩大，这样的简化处理使得计算结果必然存在误差。为此，这些方面有待于进一步研究。

6.3 本文的创新点

1、本文建立的河道与堤防渐溃耦合模型，能够实现河道水力计算与溃口渐变的实时连接，实现了河道沿程各处水力参数随渐变溃口而变化的全耦合。

2、本文建立的二维洪水演进模型，根据 Fortran 编程而得，可自行调试，自主开发。将通道划分为不同类型。根据不同类型的通道，对应不同的理论计算，并在 Fortran 程序中对应对应的代码。这样使得模型以后的扩展更加方便，只需要在模型中定义新的通道类型号，并在通道计算的程序块中添加对应的处理代码即可。

3、对永定河左堤溃堤洪水进行了洪水风险分析影响评估，并绘制了永定河左堤洪水风险图，为永定河防洪减灾与应急管理提供技术支持，同时为相关领域的洪水风险分析和评价等提供借鉴。

参考文献

- [1] 王义成, 陆吉康.我国风险图编制技术标准化的讨论.中国水利水电科学研究院学报, 2006, 4(2): 8~14
- [2] VIS, De Bruijn KM, Van Buuren M. Resilience Strategies for flood risk management in the Netherlands. International Journal of River Basin Management, 2003, 1: 33~40
- [3] White G F. Nonstructural floodplain management study. Report to the US Water Resources Council, 1979
- [4] 丁勇.河流洪水风险分析及省级洪水风险图研究[博士学位论文].大连: 大连理工大学, 2010
- [5] 张旭, 万群志, 程晓陶, 陆吉康.关于全国推广洪水风险图的认识与设想.自然灾害报, 1997, 6(4): 61~67
- [6] 王领元.应用 MIKE 对河流一、二维的数值模拟. [硕士学位论文].大连: 大连理工大学, 2007
- [7] 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: 天津大学, 2007
- [8] Flood hazard map manual for technology transfer[R].Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan, 2003
- [9] Guidelines and Specifications for Flood Hazard Mapping Partner[R].Federal Emergency Management Agency, USA, 2003
- [10] Guidelines for Flood Risk Mapping[R].Korea, 2003
- [11] 马建明, 许静, 朱云枫, 等.国外洪水风险图编制综述 (J) .中国水利, 2005, (7): 29~31
- [12] Federal Emergency Management Agency. Guidelines and Specification for Flood Hazard Mapping Partners[s]. USA, Federal Emergency Management Agency. 2003
- [13] 王义成.日本综合减灾对策及洪水风险图制作 (J) .中国水利, 2005, (17): 32~35
- [14] David Roole.英格兰和威尔士的洪水风险管理策略 (J) .中国水利, 2005, (20): 49~51
- [15] 李娜, 向立云.国外风险图制作比较及对我国洪水风险图制作的建议.水利发展研究, 2005, 06: 28~32

- [16] 向立云.关于我国洪水风险图编制工作的考虑, 防汛与抗旱, 2005, 17: 14~16
- [17] 周毅.浙江省洪水风险图的编制与实践〔J8.中国水利, 2005, (17): 20~21, 16
- [18] 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): 188~193
- [19] 刘树坤, 沈振明.利用洪水风险图指导洪泛区及城市建设〔J8.灾害学, 1991, 6(4): 26~31
- [20] 邢大韦, 栗晓玲, 张玉芳.渭河下游“二华夹槽”洪灾风险模拟[J].西北水资源与水工程, 1997, 8(1): 1~6
- [21] 李娜, 程晓陶, 苑希民, 等.上海市洪水风险图制作及洪水风险信息查询系统的开发〔J〕.水利发展研究, 2002, 2(12): 48~49
- [22] Cunge,J. A.,On the Subject of Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method)J. Rydraul. Eng,1969,102(HY6): 759~775
- [23] 刘树坤, 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
- [24] 周孝德, 陈惠君.滞洪区二维洪水演进及洪灾风险分析[J].西安理工大学学报, 1996, 12(3): 244~250
- [25] 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.
- [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] 谢作涛, 张小峰, 谈广鸣, 杨芳丽.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
- [28] 胡四一、谭维炎, 用 TVD 格式预测溃坝洪水波的演进, 水利学报, 1989, (7): 1~11
- [29] 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, 水科学进展, 1991, 2(3): 154~161
- [30] 谭维炎、胡四一, 二维浅水明流的一种二阶高性能算法, 水科学进展, 1992, 3(2): 89~95
- [31] 谭维炎、韩曾萃, 钱塘江口涌潮的二维数值模拟, 水科学进展, 1995, 6(2): 83~93
- [32] 谭维炎、胡四一等, 长江中游洞庭湖防洪系统水流模拟一建模思路和基本算法, 水科学进展, 1996, 7(4): 336~345

- [33] 王船海、李光炽,行蓄洪区型流域洪水模拟,成都科技大学学报, N083, 1995, (2): 6~14
- [34] 仇劲卫、李娜等,天津市城区暴雨沥涝仿真模拟系统,水利学报, 2000, (11): 34~42
- [35] 张红萍,城市暴雨积涝数学模型基本理论与建立方法的研究:[硕士学位论文],天津:天津大学, 2002
- [36] 张丽琼、崔广柏、杨珏,通量向量分裂格式及有限体积法在水流模拟中的应用,水利水电技术, 2001, 32(8): 9~19
- [37] 张大伟.堤坝溃决水流数学模型及其应用研究.[博士学位论文].北京:清华大学, 2008.
- [38] 张修忠.堤防溃决过程的数值模拟[博士学位论文].北京:清华大学, 2003.
- [39] 刘德平.河道分洪溃口特性分析及流量估算方法.电力勘测, 1998, 1: 54~58
- [40] 冯民权.蓄滞洪区洪水模拟研究综述.西北水力发电, 2002, 18(1): 5~8
- [41] Dhondia J F, Stelling G S. Application of one dimensional-two dimensional integrated hydraulic model for flood simulation and damage. Proceedings of the 5th International Conference on Hydroinformatics, Cardiff, 2002, 265~276
- [42] 李云, 范子武, 吴时强, 等.大型蓄洪区洪水演进数值模拟与三维可视化技术.水利学报, 2005, 36(10): 1158~1164
- [43] Lin B,Wicks J M,Falconer R A ,et al. Integrating 1D and 2D hydrodynamic models for flood simulation. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water Management,2006,159(1): 19~25
- [44] Liang Dongfang,Roger S F, Lin B L. Linking one-and two-dimensional models for free surface flows. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water Management,2007,160(3): 145~151
- [45] Dushmanta D,Jahangir A,Kazuo U,et al. A two-dimensional hydrodynamic model for flood inundation simulation: a case study in the lower Mekong river basin. Hydrological Progresses,2007,21: 1223~1237
- [46] 汪德灌.计算水力学理论与应用[M].河海大学出版社, 1989: 140, 158-165.
- [47] Danish Hydraulic Institute (DHI). MIKE11: A Modeling System for Rivers and Channels Reference Manual,DHI,2005
- [48] Danish Hydraulic Institute (DHI).MIKE11: A Modeling System for Rivers and Channels User-Guide Manual,DHI,2005

- [49] 卢士强, 徐祖信.平原河网水动力模型及其求解方法探讨.水资源保护, 2003(3): 5~9
- [50] Abbott,M.B. Computational Hydraulics. Elements of the Theory of Free Surface Flows.Pitman.1979
- [51] Abbott,M.B. On the numerical computation of nearly — horizontal flows. J. Hyd. Rrs,1967(5): 97~117
- [52] 槐文信, 赵明登, 童汉毅.河道及近海水流的数值模拟.北京: 科学出版社, 2005
- [53] 耿艳芬.河网水沙的数值模拟(硕士论文).大连: 大连理工大学, 2003.
- [54] 大连市水利设计院.堤防工程技术设计——碧流河双河桥至金家哨桥段.大连: 大连水利勘测设计院, 2005
- [55] 水利部东北勘测设计研究院.堤防设计说明——碧流河下游入海口段.长春: 水利部东北勘测设计研究院, 1998
- [56] 袁雄燕, 徐德龙.丹麦 MIKE21 模型在桥涵壅水计算中的应用研究.人民长江, 2006, (4): 31~33
- [57] 程海云, 黄艳.丹麦水力研究所河流数学模拟系统.水利水电快报, 1996(19): 24~27
- [58] 王兴勇, 郭军, 于海江, 刘树坤.松花江柳树岛河段防洪分析计算.中国水利水电科学研究院学报, 2005(4): 297~301
- [59] 谢亚力, 黄世昌.MIKE21 软件在宁海电厂温排放数值模拟中的应用.浙江水利科技, 2000(5): 44~46
- [60] MIKE21 User Guide.DHI Water and Environment, Demanrk, 2005
- [61] 洪晓瑜.太湖水环境数学模型建立及排污总量控制研究: (硕士论文).南京: 河海大学, 2005
- [62] 谢仁之.溃坝水力学.济南: 山东出版社, 1992
- [63] 王如云, 方国红.溃坝洪水长波与地面障碍物作用的数值模拟.计算物理, 1997, (4, 5): 556~557
- [64] 谭维炎.计算浅水动力学.北京: 清华大学出版社, 1998
- [65] 王立辉, 胡四一, 龚春生.二维浅水方程的非结构网格的数值解.水利水电工程学报, 2006(1): 8~13
- [66] 顾峰峰.芦苇阻力系数物模及湿地水流数模研究: (博士学位论文).大连: 大连理工大学, 2006
- [67] 向小华.河网二维水流数值模拟: (硕士论文).南京: 河海大学, 2006

- [68] 卢士强.平原感潮河网水环境数学模型研究与应用: (博士论文).上海: 同济大学, 2003
- [69] 朱勇辉, 廖鸿志, 吴中如. 土坝溃决模型及其发展. 水力发展学[J], 2003.2: 31~38
- [70] 孙秀丽.文峪河溃坝洪水演进模拟与可视化研究: (硕士论文).西安: 西安理工大学, 2009
- [71] 李洋.GIS 支持下的黑河金盆水库溃坝洪水数值模拟: (硕士论文).西安: 西安理工大学, 2007
- [72] FREAD D L.BREACH: An erosion model for earth dam failures [R]. Silver Spring MA: National Weather Service, NOAA,1998
- [73] 朱勇辉, .廖鸿志, .吴中如.国外土坝溃坝模拟综述[J].长江科学院院报, 2003, 20(2): 26~29
- [74] 张行南, 张文婷, 刘永志, 等.风暴潮洪水淹没计算模型研究[J].系统仿真学报, 2006, 18(2): 20~23
- [75] 胡健伟, 汤怀民, 微分方程数值方法, 北京: 科学出版社, 1999.1
- [76] 程心一, 计算流体力学一偏微分方程的数值解法, 科学出版社, 1984.10
- [77] 吴法持恭, 水力学, 高等教育出版社, 1982
- [78] 洪水风险图编制导则.北京: 国家防汛抗旱指挥部办公室, 2005, 2
- [79] Lin B,Wicks J M,Falconer R A ,et al. Integrating 1D and 2D hydrodynamic models for flood simulation. Proceedings of the Institution of Civil Engineers,Water Management,2006,159(1): 19-25
- [80] Liang Dongfang, Roger S F, Lin B L. Linking one-and two-dimensional models for free surface flows. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water Management,2007,160(3): 145-151

发表论文和参加科研情况说明

发表的论文:

刘海娇, 苑希民, 杨敏, 《洪水风险图编制中一、二维耦合计算数值模拟》

刘海娇, 苑希民, 杨敏, 《基于二维水动力学法的洪水演进数值模拟》

李其梁, 苑希民, 杨敏, 刘海娇《淮沂水系洪泽湖-骆马湖水资源联合优化调度研究》

参与的科研项目:

● 主要负责的科研项目包括:

2011.3~2012.04 北京市“折子工程”项目“北京市防汛重点部位调度方案修订完善”

2011.10~2012.07 国家洪水风险图试点项目“海河流域贾口洼蓄滞洪区洪水风险图编制”

2011.09~2012.09 国家洪水风险图试点项目“淮河流域谷堆圩保护区洪水风险图编制”

2011.06~现在 北京市城区防汛重点部位洪水风险分析与风险图编制

● 主要参与的科研项目:

2012.01~2012.12 淮河干流(正阳关~洪泽湖)枯水期水资源调度模型系统研究

2010.12-2011.11 水利部重大项目“我国台风防御成效、存在问题及对策措施研究”子题“我国台风主要特点与灾害规律研究”

2010.12~2012.3 太湖高水位及洪水台风高潮叠加风险分析与调度方案应急修订

附录

模型中模块较多，本文仅仅附上不同类型通道的计算程序。如果增加新的类型的通道，只需要在对应的模块中添加对应的代码即可。

程序参数说明：

ITD_BANK=0: 计算域边界通道，不透水；
 ITD_NORM_PP=1: 普通通道，两侧是陆地；
 ITD_NORM_PR=2: 普通通道，一侧陆地，一侧河流；
 ITD_NORM_RR=3: 普通通道，两侧是河流
 ITD_ROAD=4: 由公路概化的通路
 ITD_DYKE=5: 有堤防的通道
 ITD_BOUND_GATE=6: 有进退洪闸门或口门的边界通道；
 ITD_BOUND_Z=7: 有水位控制的边界通道；
 ITD_BOUND_LINK=8: 有连接的边界通道，荆江中不存在这种通道；
 ITD_RV_DK00_GT0=9: 特殊通道，两侧无堤防，无闸门；
 ITD_RV_DK10_GT0=10: 特殊通道，第一侧有堤防，第二侧无堤防，无闸门；
 ITD_RV_DK01_GT0=11: 特殊通道，第一侧无堤防，第二侧有堤防，无闸门；
 ITD_RV_DK11_GT0=12: 特殊通道，两侧都有堤防，无闸门；
 ITD_RV_DK00_GT1=13: 特殊通道，两侧无堤防，有闸门；
 ITD_RV_DK10_GT1=14: 特殊通道，第一侧有堤防，第二侧无堤防，有闸门；
 ITD_RV_DK01_GT1=15: 特殊通道，第一侧无堤防，第二侧有堤防，有闸门；
 ITD_RV_DK11_GT1=16: 特殊通道，两侧都有堤防，有闸门。

不同类型通道的计算程序程序：

```
SUBROUTINE MAINCSUB()
  INCLUDE 'DIFINIT.FOR'
  PARAMETER(ITD_BANK=0,ITD_NORM_PP=1,ITD_NORM_PR=2
& ,ITD_NORM_RR=3,ITD_ROAD=4,ITD_BOUND_Q=6
& ,ITD_DYKE=5,ITD_BOUND_Z=7,ITD_BOUND_LINK=8
& ,ITD_RV_DK00_GT0=9 ,ITD_RV_DK10_GT0=10,ITD_RV_DK01_GT0=11
& ,ITD_RV_DK11_GT0=12,ITD_RV_DK00_GT1=13,ITD_RV_DK10_GT1=14
& ,ITD_RV_DK01_GT1=15,ITD_RV_DK11_GT1=16)
```

```

PARAMETER(IJD_EXC=0,IJD_PUM=1,IJD_TIDE=2,IJD_P_T=3
&,IWG_EXC=0,IWG_NORM=1,IWG_PP=2,IWG_RR=3)
DOUBLE PRECISION AXY1,ZSZ
COMMON/TDTEMP/ZB1,ZB2,ZT,ZS1,ZS2,RN1,RN2,DX1,DX2,HHH,SSRA,
VOLLR
REAL V0,Q01,Q02,RR,VOL1,VOL2,VOL3,VVP,QIN,VV1,VV2,VT,V01,V02
INTEGER J1,J2,IDTD,NN,IDRIV,IDDYK,IDGAT,NI,H_GATE
COMMON/NRAIN/KRAIN
COMMON/KGATE/KTGATE(NGATE0)
DOUBLE PRECISION VOL,VOL_WG,VOL_PUM
C**** CACULATION OF Q THROUGH A SPECIAL PASSAGE(计算特殊通道的
流量)
      DO I=1,NTDS
      NO=ITD_STD(I)
      IF (ITL(NO).GE.ITD_RV_DK00_GT1.AND.
&   ITL(NO).LE.ITD_RV_DK11_GT1) THEN
      ELSE
      ITL=12 (no gate)
      JS01=NOJDSP(ITJ(NO,1))
      JS02=NOJDSP(ITJ(NO,2))
      ZS1=ZS_SJD(JS01)
      ZS2=ZS_SJD(JS02)
      ZB1=ZB_SJD(JS01)
      ZB2=ZB_SJD(JS02)
      RN1=RN_STD(I)
      RN2=RN1
      ZT=(ZB2+ZB1)*0.5
      DX1=BL(NO)*0.5
      DX2=BL(NO)*0.5
      V0=VCROSS_US(DT,E0,QT_STD(I),GRVT)
      VVT(I)=V0
      QT_STD(I)=V0*HHH
      END IF
      END DO

```

```

C****CALCULATION OF Q FOF PASSAGES (计算普通通道的流量)
C***** (CROSS, INTO, OUT OF,OR ALONG WITH)
    DO I=1,NTD
        IDTD=ITL(I)
        SELECT CASE (IDTD)
C*****THE DOMAIN OUTER BOUNDARY***** (外边界)
C ***** (VERTICAL BANK NO DISCHARGE CROSS IT)
            CASE (ITD_BANK)
                IDRIV=0
                Q1(I)=0.0
                Q2(I)=0.0
                VV1(I)=0.0
                VV2(I)=0.0
                VVT(I)=0.0
                V01=0.0
                V02=0.0
C----- THE NORMAL INNER BOUNDARY*****内部通道)
C ***** (BETWEEN CELLS IN PLAIN OR IN PLAINR AND RIVER OR IN
RIVER
            CASE (ITD_NORM_PP)
                IDRIV=0
                J1=ITW(I,1)
                J2=ITW(I,2)
                ZT=ZMT(I)
                ZS1=ZS(J1)
                ZS2=ZS(J2)
                ZB1=ZB(J1)
                ZB2=ZB(J2)
                DX1=DCL(I,1)
                DX2=DCL(I,2)
                RN1=TGN2(J1)
                RN2=TGN2(J2)
                V0=VCROSS_US(DT,E0,Q1(I),GRVT)
                VV(I)=V0

```

```

IF(AXY(J1).GT.AXY(J2)) THEN
  Q1(I)=V0*HHH*(1.-AXY(J1)**0.5)
  Q2(I)=-Q1(I)
ELSE
  Q1(I)=V0*HHH*(1.-AXY(J2)**0.5)
  Q2(I)=-Q1(I)
END IF

```

C*****

```

CASE (ITD_NORM_ PR,ITD_NORM_RR)
  IDRIV=0
  J1=ITW(I,1)
  J2=ITW(I,2)
  ZT=ZMT(I)
  ZS1=ZS(J1)
  ZS2=ZS(J2)
  ZB1=ZB(J1)
  ZB2=ZB(J2)
  DX1=DCL(I,1)
  DX2=DCL(I,2)
  RN1=TGN2(J1)
  RN2=TGN2(J2)
  V0=VCROSS_US(DT,E0,Q1(I),GRVT)
  VV(I)=V0
  IF(AXY(J1).GT.AXY(J2)) THEN
    Q1(I)=V0*HHH*(1.-AXY(J1)**0.5)
    Q2(I)=-Q1(I)
  ELSE
    Q1(I)=V0*HHH*(1.-AXY(J2)**0.5)
    Q2(I)=-Q1(I)
  END IF

```

C*****

```

CASE (ITD_ROAD,ITD_DYKE)
  IDRIV=0
  J1=ITW(I,1)

```

```

J2=ITW(I,2)
ZT=ZMT(I)
ZS1=ZS(J1)
ZS2=ZS(J2)
ZB1=ZB(J1)
ZB2=ZB(J2)
DX1=DCL(I,1)
DX2=DCL(I,2)
RN1=TGN2(J1)
RN2=TGN2(J2)
IF (DBW(I).LT.E0) THEN
  V0=VCROSS_BW(DT,E0,Q1(I),GRVT)
  VV(I)=V0
  IF(AXY(J1).GT.AXY(J2)) THEN
    Q1(I)=V0*HHH*(1.-AXY(J1)**0.5)
    Q2(I)=-Q1(I)
  ELSE
    Q1(I)=V0*HHH*(1.-AXY(J2)**0.5)
    Q2(I)=-Q1(I)
  END IF
ELSE
  V0=VCROSS_BW(DT,E0,Q1(I),GRVT)
  V01=V0
  Q01=V0*HHH*(BL(I)-DBW(I))
  ZT=DBD(I)
  V0=VCROSS_BW(DT,E0,Q1(I),GRVT)
  V02=V0
  Q02=V0*HHH*(DBW(I))
  VV(I)=V01+V02
  IF(AXY(J1).GT.AXY(J2)) THEN
    Q1(I)=(Q01+Q02)*(1.-AXY(J1)**0.5)/BL(I)
    Q2(I)=-Q1(I)
  ELSE
    Q1(I)=(Q01+Q02)*(1.-AXY(J2)**0.5)/BL(I)

```

```

        Q2(I)=-Q1(I)
    END IF
    END IF
C*****
    CASE (ITD_RV_DK00_GT0)
        IDRIV=1
        IDDYK=0
        IDGAT=0
    CASE (ITD_RV_DK10_GT0)
        IDRIV=1
        IDDYK=1
        IDGAT=0
    CASE (ITD_RV_DK01_GT0)
        IDRIV=1
        IDDYK=2
        IDGAT=0
        CASE (ITD_RV_DK11_GT0)
            IDRIV=1
            IDDYK=3
            IDGAT=0
    CASE (ITD_RV_DK00_GT1)
        IDRIV=1
        IDDYK=0
        IDGAT=1
    CASE (ITD_RV_DK10_GT1)
        IDRIV=1
        IDDYK=1
        IDGAT=1
    CASE (ITD_RV_DK01_GT1)
        IDRIV=1
        IDDYK=2
        IDGAT=1
    CASE (ITD_RV_DK11_GT1)
        IDRIV=1

```

```
    IDDYK=3
    IDGAT=1
        END SELECT
    QT(I)=0.0
END DO
```

致 谢

衷心感谢两位导师杨敏教授、苑希民教授对本人的精心指导。他们敏锐的学术思维、深厚的知识功底、严谨的治学风格和谦和的为人态度令我终生受益，从导师们的身上，学到的不仅仅是做学问的严谨，还有很多做人的道理以及处事的态度。这些将是我今后工作、学习和生活中最大的精神财富。

在论文工作期间，得到王秀杰老师、练继亮老师、曾勇红老师、尹建忠老师和徐奎博士给予的指点和帮助，感谢同门李其梁在工作和学习上给予的帮助和支持，感谢师弟耿庆柱、付成威在处理数据上的提供的很大帮助，感谢所有的同门、感谢实验室的朋友们（姚烨师姐、徐奎师兄、刘丽、郭维维、穆杰、费文源、孙萧仲、党莉、龙岩），营造了很好的学习环境，同时也感谢他们在我完成论文的过程中给予的鼎力支持和无私的帮助，使论文能够顺利完成。

感谢我的父母，可怜天下父母心，父母的养育之恩我没齿难忘，他们的关怀与谆谆教诲将是我前进的动力。父母更加幸福是我奋斗的目标。心怀父母之恩，所有的困难都将逐一攻破，勇往直前。感谢我的男朋友，在我完成论文的过程中，细心周全的照顾，为我减轻了很多负担。

两年半的研究生生活，我学会了很到，懂得了很多。在此对所有关心和帮助我的老师、朋友、同学、和亲人们，表示真挚的感谢！